

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_B.PDF

DPT007 D 1701

CODICE ELAB. T00VI06GETRE01

B

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
B	Emissione a seguito richieste iter approvativo	31/8/2019	Ing. A. Mangiola	Ing. E. Mittiga	Ing. A. Micheli
A	Emissione	18/5/2018	Ing. A. Mangiola	Ing. E. Mittiga	Ing. A. Micheli

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. RIFERIMENTI NORMATIVI	8
3. BIBLIOGRAFIA.....	9
4. TABELLA MATERIALI	11
5. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO.....	13
➤ <i>Stratigrafia di progetto</i>	<i>14</i>
6. ANALISI DEI CARICHI	15
➤ <i>Sollecitazioni pile.....</i>	<i>15</i>
➤ <i>Sollecitazioni spalle</i>	<i>23</i>
7. VERIFICA SOTTOFONDAZIONI.....	24
➤ <i>Metodo di calcolo e di analisi dei pali di fondazione</i>	<i>24</i>
➤ <i>Palo sottoposto a carichi orizzontali.....</i>	<i>27</i>
➤ <i>Metodo di calcolo e di analisi dei pozzi di fondazione.....</i>	<i>30</i>
8. VERIFICHE SOTTOFONDAZIONI PILE 1-4.....	34
➤ <i>Metodo della fondazione flessibile</i>	<i>34</i>
➤ <i>Metodo della fondazione rigida.....</i>	<i>44</i>
9. VERIFICHE SOTTOFONDAZIONI PILE 5-8.....	53
➤ <i>Metodo della fondazione flessibile</i>	<i>53</i>
➤ <i>Verifiche della fondazione rigida.....</i>	<i>62</i>
➤ <i>Verifiche giunto tra i pali secanti di fondazione.....</i>	<i>71</i>
10. VERIFICA SOTTOFONDAZIONI DELLE SPALLE	74
➤ <i>Verifiche Spalla SP1.....</i>	<i>74</i>
➤ <i>Verifiche Spalla SP2.....</i>	<i>84</i>
11. RIEPILOGO FONDAZIONI	94

12. VERIFICHE OPERE PROVVISORIALI	99
➤ <i>Paratia di protezione argine</i>	<i>99</i>
➤ <i>Palancole e tute</i>	<i>105</i>
➤ <i>Verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi idraulici</i>	<i>112</i>
13. CONCLUSIONI.....	121

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). La Revisione B della presente relazione si è resa necessaria per ottemperare alle prescrizioni del CSLP e per aggiornare i modelli di calcolo in relazione alla campagna di indagini integrativa condotta da ANAS S.p.A nel 2018 in corrispondenza del Viadotto Sesia, nella quale sono stati condotti n.4 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino ad una profondità di 40 m dal p.c.

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 rettilineo).

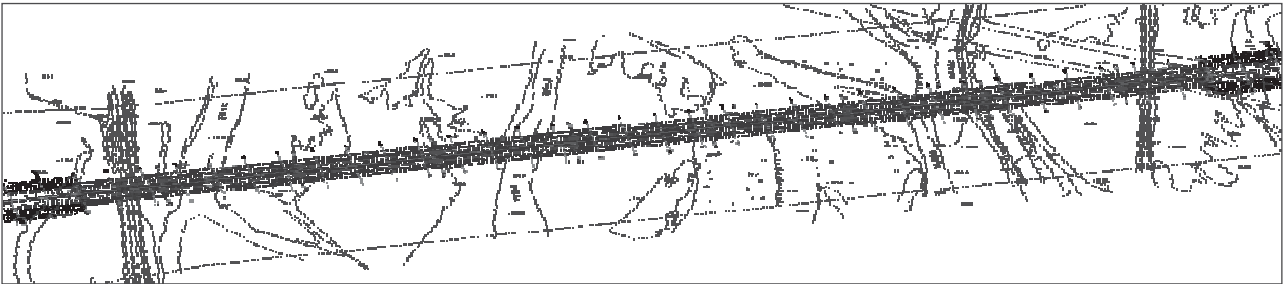


Figura 1: pianta dell'opera

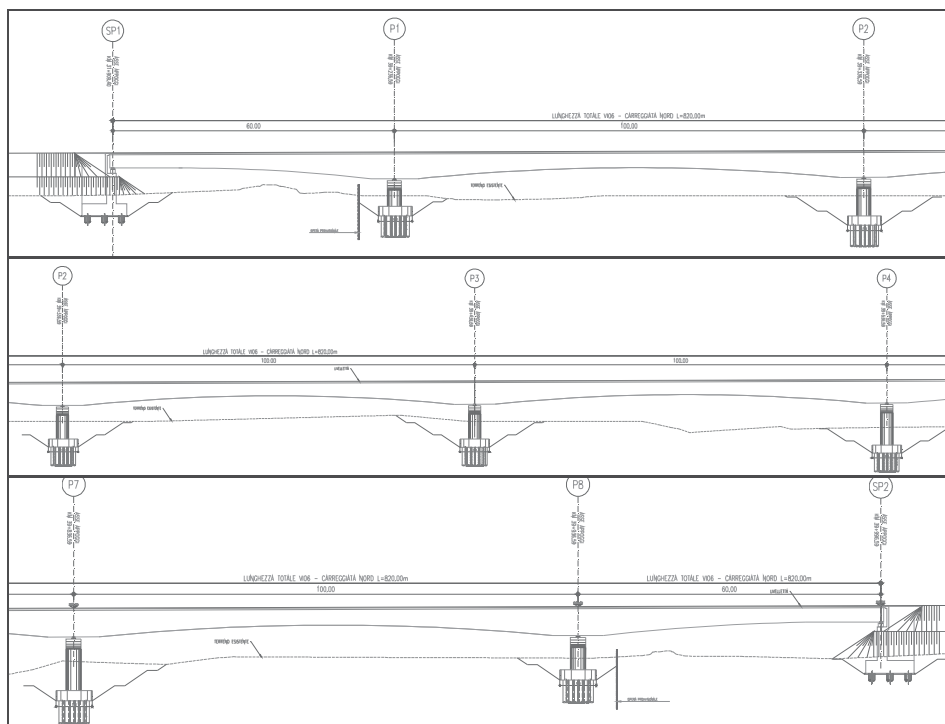


Figura 2: sezioni longitudinali tipo dell'opera

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.

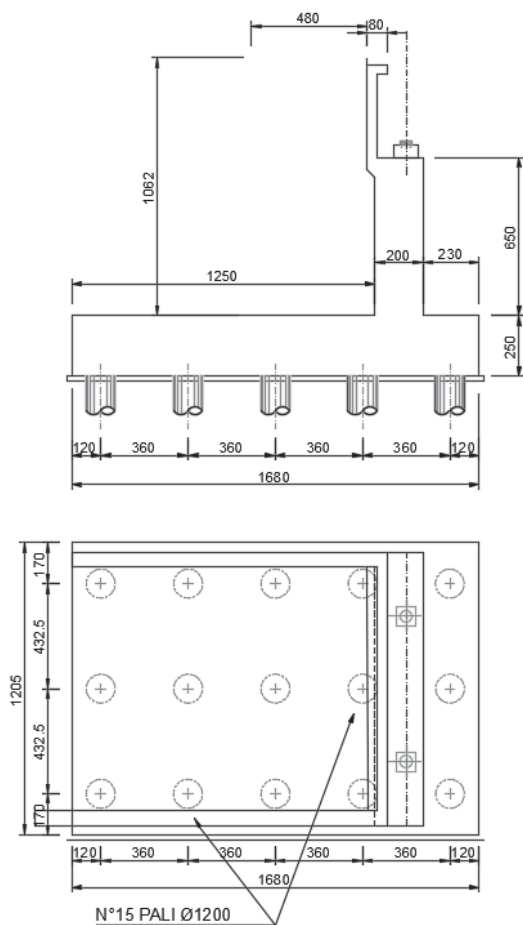


Figura 3: fondazioni spalle

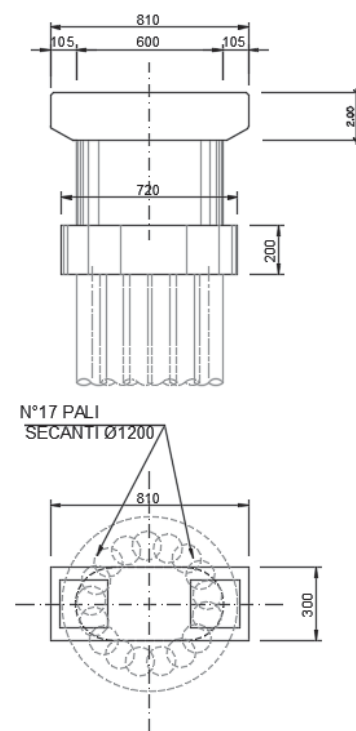


Figura 4: fondazioni pile

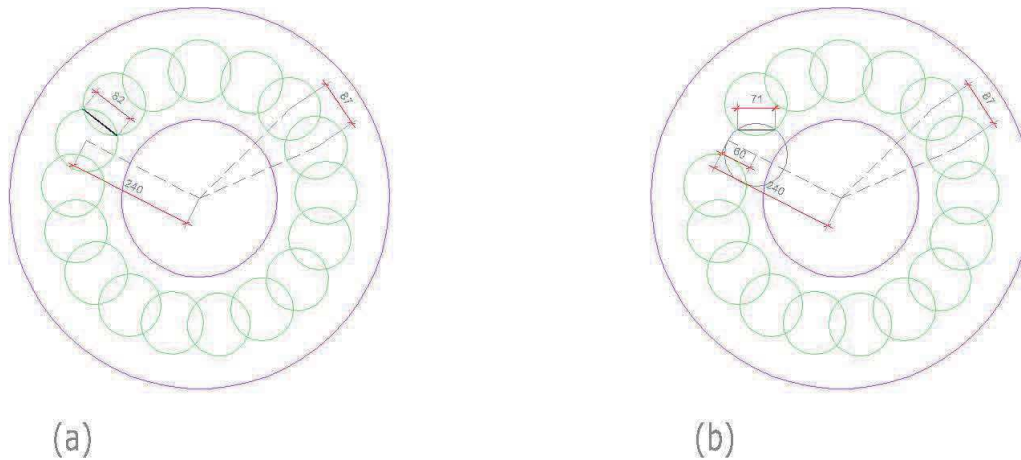


Figura 5: disposizione pali secanti dei pozzi di fondazione, con bordo plinto DN 7,2 m; e bordo Pila 3,0 m.

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 *T00GE00GETRE01B* "Relazione geotecnica generale" ed al profilo geotecnico, elaborati da *T00GE00GETFG01B* a *T00GE00GETFG10B*. Stante l'importanza dell'opera e del suo apparato fondale, è stato già previsto un ampliamento delle indagini in Alveo Sesia, come da elaborati *T00GE00GETRE03B* e *T00GE00GETPU01A*, i cui dati sono integrati nella Rev. B della presente relazione.

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

- *T00GE00GETRE02B* "Relazione sismica";
- *T00VI06STRRE01B* Relazione tecnica e di calcolo Viadotto

- *T00GE00IDRRE01B 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:

Come sopra detto, la rev. B della presente relazione è stata redatta anche per ottemperare alla prescrizione del CSLP che con il parere sul Progetto Definitivo 57/2018 espresso nell'adunanza del 22.11.2018 a pag. 55 prescrive:

"In questa fase provvisoria vanno condotte le verifiche di sicurezza agli SLU idraulici nei confronti del pericolo di sifonamento del fondo e/o deve esserne data evidenza nelle relazioni di progetto".

Pertanto, nella presente versione è stato aggiunto il paragrafo Verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi idraulici.

Tavola	Scala	Codice Elaborato
Viadotto Sesia - Carpenteria dei pali di fondazione	1:100	T00VI06GETDI01_B
Viadotto Sesia - Pianta e Profilo Longitudinale di Scavo Tav 1 di 4	1:200	T00VI06GETDI02_B
Viadotto Sesia - Pianta e Profilo Longitudinale di Scavo Tav 2 di 4	1:200	T00VI06GETDI03_B
Viadotto Sesia - Pianta e Profilo Longitudinale di Scavo Tav 3 di 4	1:200	T00VI06GETDI04_B
Viadotto Sesia - Pianta e Profilo Longitudinale di Scavo Tav 4 di 4	1:200	T00VI06GETDI05_B
Viadotto Sesia - Planimetria con sistemazione idraulica Tav 1 di 4	1:200	T00VI06GETDI06_B
Viadotto Sesia - Planimetria con sistemazione idraulica Tav 2 di 4	1:200	T00VI06GETDI07_B
Viadotto Sesia - Planimetria con sistemazione idraulica Tav 3 di 4	1:200	T00VI06GETDI08_B
Viadotto Sesia - Planimetria con sistemazione idraulica Tav 4 di 4	1:200	T00VI06GETDI09_B
Viadotto Sesia - Opere Provvisorie 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_B
Viadotto Sesia - stralci planimetrici con sistemazione idraulica - guadi provvisori	1:200	T00VI06GETDI12_B
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.

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

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

4. TABELLA MATERIALI

a. Calcestruzzo Magro: Classe 12/15

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

-Resistenza caratteristica a compressione:	$R_{ck} > 35 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29,05 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza a compressione di calcolo:	$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 16,46 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza media a trazione semplice assiale:	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,83 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,98 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,32 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza:	$f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk} = 4,46 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo:	$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1,5} = 2,97 \frac{N}{mm^2}$

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

-Resistenza caratteristica a compressione:	$R_{ck} > 30 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza a compressione di calcolo:	$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 14,11 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza media a trazione semplice assiale:	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,558 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,19 \frac{N}{mm^2}$

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

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

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

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

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

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

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]
Ug5	da p.c. 0 m fino a 5,00 m	5,00 m
Ug6	da 5,00 m fino a 20,00 m	15,00 m
Ug7	≥ 20,00 m	-

Tabella 1: stratigrafia di progetto per la SP1 e le pile 1-4

Litotipo	Stratigrafia	Spessore [m]
Ug5	da p.c. fino a 10,00 m	10,00 m
Ug6	da 10,00 m fino a 23,00 m	23,00 m
Ug7	≥ 23,00 m	-

Tabella 2: stratigrafia di progetto per la SP2 e le pile 5-8

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)

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

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".

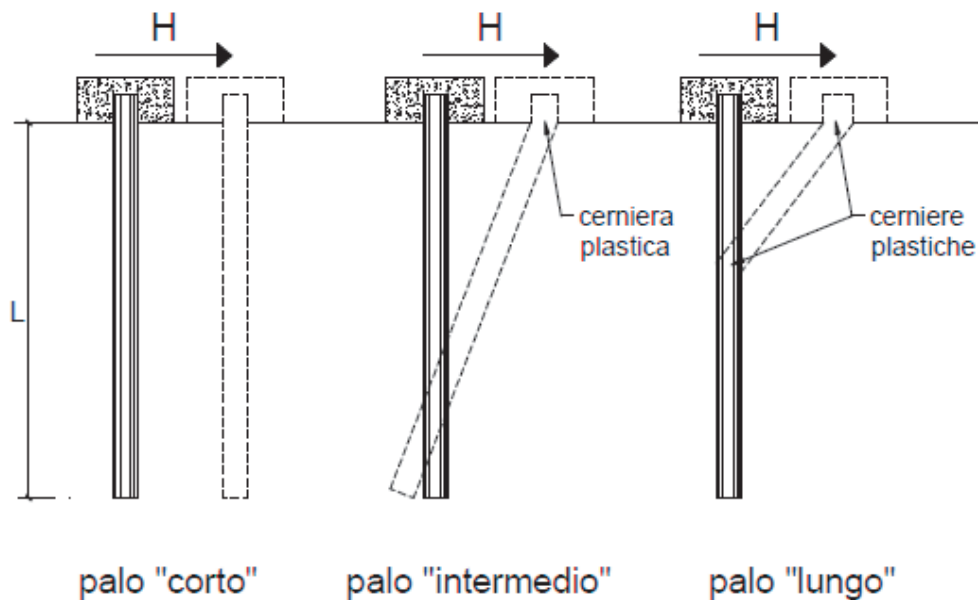


Figura 6: possibili meccanismi di rottura di un palo sottoposto a forza trasversale
(immagine tratta da Mancina et al. 2004)

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.

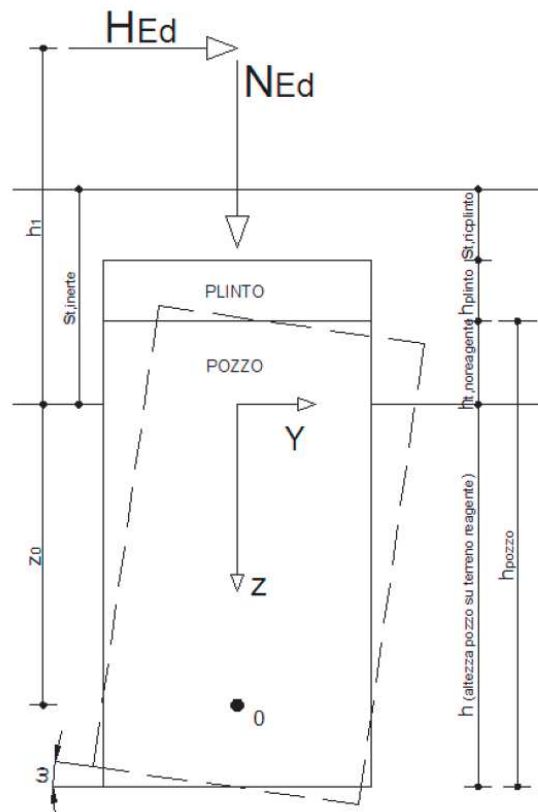


Figura 7: schema della verifica a ribaltamento per fondazioni a Pozzo secondo il metodo di Jamiolkowski

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.

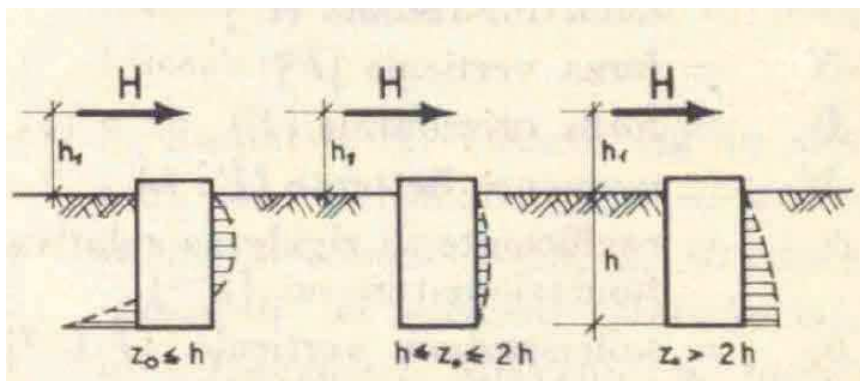


Figura 8: andamento parabolico delle tensioni orizzontali su una fondazione a pozzo.

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.

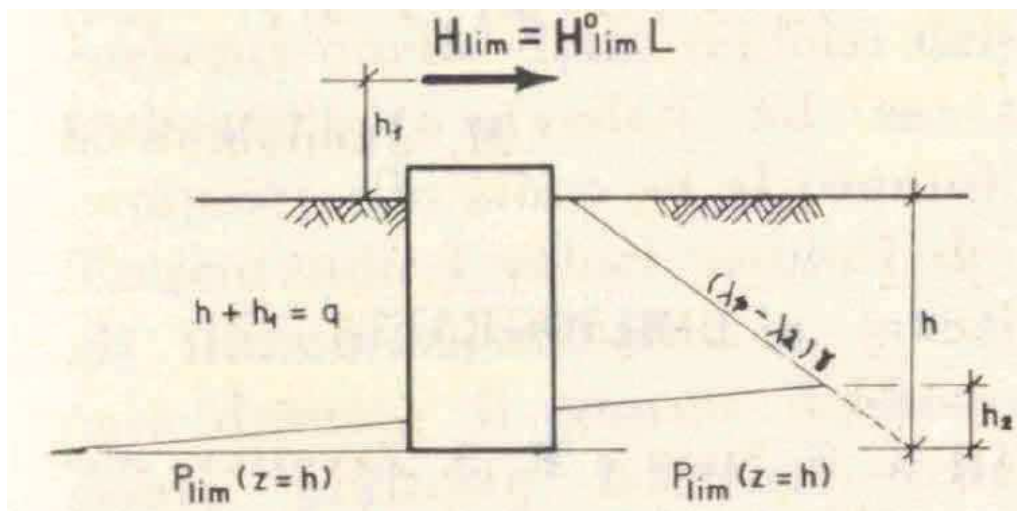


Figura 9: calcolo del carico orizzontale limite

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

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

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

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

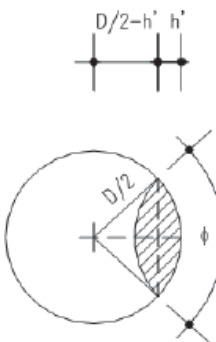
$$m_v = \frac{N_b}{D} \cdot \left(\frac{D}{2} - h^*\right) = \frac{(N_{Ed} + P_{pozzo})}{D} \cdot \left(\frac{D}{2} \cdot \cos(\varphi)\right)$$


Figura 10: calcolo del carico momento stabilizzante

Nota la resistenza laterale del pozzo si verifica che

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

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:

$$q_{lim} = c'N_{cSc} + qN_{qSq} + 0,5\gamma BN_{\gamma S\gamma}$$

Λ_0 sforzo verticale limite è quindi definito dalla relazione (vedi figura seguente)

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

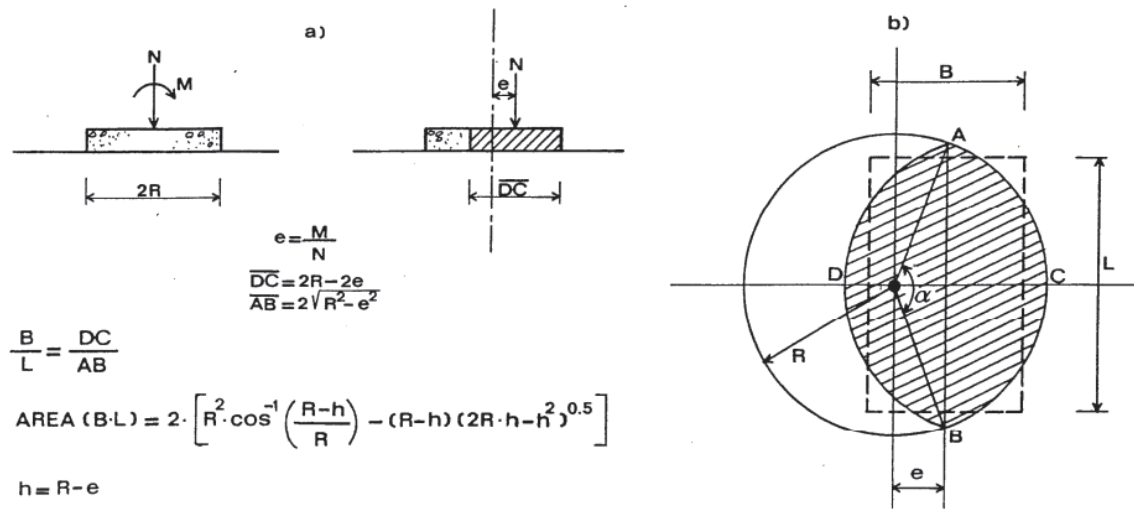


Figura 11: relazioni di calcolo sforzo verticale limite

8. VERIFICHE SOTTOFONDAZIONI PILE 1-4

➤ **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:

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

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

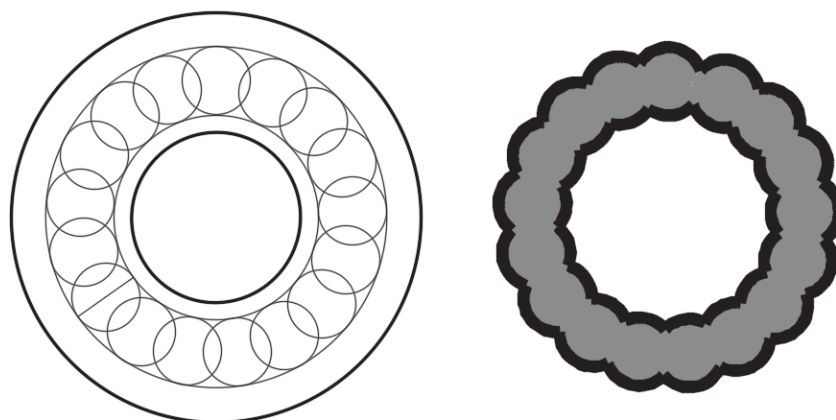


Figura 12: coronella di pali secanti

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)	$\tau_{ul, \min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale, \min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{p, \min}$ (kPa)	$Q_{lim, base, \min}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	W (kN)	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{lim} = R_{c,d} - W$ (kN)	L_{palo}
0,0	0,0	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	109,5	95,0	14,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
6,0	119,0	100,0	19,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
6,5	128,5	105,0	23,5	0	0	0	0	0	0	202	0	-202	0,5
7,0	138,0	110,0	28,0	0	0	0	0	0	0	405	0	-405	1,0
7,5	147,5	115,0	32,5	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	166,5	125,0	41,5	0	0	0	0	0	0	1012	0	-1012	2,5
9,0	176,0	130,0	46,0	0	0	0	0	0	0	1214	0	-1214	3,0
9,5	185,5	135,0	50,5	0	0	0	0	0	0	1417	0	-1417	3,5
10,0	195,0	140,0	55,0	0	0	0	0	0	0	1619	0	-1619	4,0
10,5	204,5	145,0	59,5	0	0	0	0	0	0	1821	0	-1821	4,5
11,0	214,0	150,0	64,0	0	0	0	0	0	0	2024	0	-2024	5,0

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{lim,min}$ 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_{pato}
11,5	223,5	155,0	68,5	0	0	0	0	0	0	2226	0	-2226	5,5
12,0	233,0	160,0	73,0	0	0	0	0	0	0	2429	0	-2429	6,0
12,5	242,5	165,0	77,5	0	0	0	0	0	0	2631	0	-2631	6,5
13,0	252,0	170,0	82,0	0	0	0	0	0	0	2833	0	-2833	7,0
13,5	261,5	175,0	86,5	0	0	0	0	0	0	3036	0	-3036	7,5
14,0	271,0	180,0	91,0	0	0	0	0	0	0	3238	0	-3238	8,0
14,5	280,5	185,0	95,5	24	7	5	559	11538	7796	3440	5779	2338	8,5
15,0	290,0	190,0	100,0	25	22	15	584	12038	8134	3643	6038	2395	9,0
15,5	299,5	195,0	104,5	26	37	25	608	12538	8471	3845	6297	2452	9,5
16,0	309,0	200,0	109,0	27	53	36	632	13038	8809	4048	6557	2509	10,0
16,5	318,5	205,0	113,5	28	70	47	656	13537	9147	4250	6817	2567	10,5
17,0	328,0	210,0	118,0	30	87	59	680	14037	9485	4452	7077	2625	11,0
17,5	337,5	215,0	122,5	31	105	71	705	14537	9823	4655	7338	2683	11,5
18,0	347,0	220,0	127,0	32	124	84	729	15037	10160	4857	7599	2742	12,0
18,5	356,5	225,0	131,5	33	143	97	753	15537	10498	5059	7861	2801	12,5
19,0	366,0	230,0	136,0	34	163	110	777	16037	10836	5262	8123	2861	13,0
19,5	375,5	235,0	140,5	35	184	124	802	16537	11174	5464	8385	2921	13,5
20,0	385,0	240,0	145,0	36	206	139	826	17037	11512	5667	8648	2981	14,0
20,5	394,5	245,0	149,5	37	228	154	3323	68546	46315	5869	34441	28572	14,5
21,0	404,0	250,0	154,0	39	250	169	3418	70512	47643	6071	35439	29367	15,0
21,5	413,5	255,0	158,5	40	274	185	3513	72479	48972	6274	36437	30163	15,5
22,0	423,0	260,0	163,0	41	298	201	3609	74446	50301	6476	37435	30959	16,0
22,5	432,5	265,0	167,5	42	323	218	3704	76413	51630	6678	38434	31756	16,5
23,0	442,0	270,0	172,0	43	348	235	3799	78379	52959	6881	39433	32553	17,0
23,5	451,5	275,0	176,5	44	374	253	3895	80346	54288	7083	40433	33350	17,5
24,0	461,0	280,0	181,0	45	401	271	3990	82313	55617	7286	41433	34148	18,0
24,5	470,5	285,0	185,5	46	429	290	4085	84279	56946	7488	42434	34946	18,5
25,0	480,0	290,0	190,0	48	457	309	4181	86246	58274	7690	43435	35744	19,0

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{ulim,min}$ (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}
25,5	489,5	295,0	194,5	49	486	328	4276	88213	59603	7893	44436	36543	19,5
26,0	499,0	300,0	199,0	50	515	348	4371	90180	60932	8095	45438	37343	20,0
26,5	508,5	305,0	203,5	51	545	368	4467	92146	62261	8297	46440	38142	20,5
27,0	518,0	310,0	208,0	52	576	389	4562	94113	63590	8500	47442	38942	21,0
27,5	527,5	315,0	212,5	53	608	411	4657	96080	64919	8702	48445	39743	21,5
28,0	537,0	320,0	217,0	54	640	432	4753	98047	66248	8905	49448	40544	22,0
28,5	546,5	325,0	221,5	55	673	455	4848	100013	67577	9107	50452	41345	22,5
29,0	556,0	330,0	226,0	57	706	477	4943	101980	68905	9309	51456	42147	23,0
29,5	565,5	335,0	230,5	58	741	500	5039	103947	70234	9512	52461	42949	23,5
30,0	575,0	340,0	235,0	59	776	524	5134	105914	71563	9714	53465	43751	24,0
30,5	584,5	345,0	239,5	60	811	548	5229	107880	72892	9916	54471	44554	24,5
31,0	594,0	350,0	244,0	61	847	573	5325	109847	74221	10119	55476	45358	25,0
31,5	603,5	355,0	248,5	62	884	598	5420	111814	75550	10321	56482	46161	25,5
32,0	613,0	360,0	253,0	63	922	623	5515	113781	76879	10524	57489	46965	26,0
32,5	622,5	365,0	257,5	64	960	649	5611	115747	78208	10726	58496	47770	26,5
33,0	632,0	370,0	262,0	66	999	675	5706	117714	79536	10928	59503	48575	27,0
33,5	641,5	375,0	266,5	67	1039	702	5801	119681	80865	11131	60511	49380	27,5
34,0	651,0	380,0	271,0	68	1079	729	5897	121647	82194	11333	61519	50186	28,0
34,5	660,5	385,0	275,5	69	1120	757	5992	123614	83523	11535	62527	50992	28,5
35,0	670,0	390,0	280,0	70	1162	785	6087	125581	84852	11738	63536	51798	29,0
35,5	679,5	395,0	284,5	71	1204	814	6183	127548	86181	11940	64545	52605	29,5
36,0	689,0	400,0	289,0	72	1247	843	6278	129514	87510	12143	65555	53412	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)

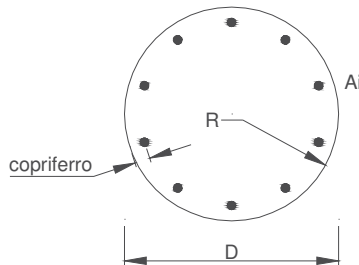
Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

C28/35

Rck = 35 (Mpa)
fck = 28 (Mpa)
 $\gamma_c = 1,5$
 $\alpha_{cc} = 0,85$

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



Acciaio

tipo di acciaio

B450C

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

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
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

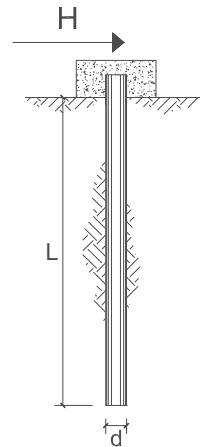
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

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
SUD	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_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

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

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	$\phi'_{med} =$	29,73	(°)
	$\phi'_{min} =$	29,00	(°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	29,73	(°)
	$\phi'_{min,d} =$	29,00	(°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)	$k_{p,med} =$	2,97	(-)
	$k_{p,min} =$	2,88	(-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19,00	(kN/m ³)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	717,25	(kN)
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)

Palo corto:

$H1_{med} = 91354,12$ (kN) $H1_{min} = 88709,81$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 30544,71$ (kN) $H2_{min} = 29663,27$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 1928,21$ (kN) $H3_{min} = 1909,42$ (kN)

$H_{med} = 1928,21$ (kN) palo lungo $H_{min} = 1909,42$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1205,13$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_r = 927,02$ (kN)

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

$FS = H_d / F_d = 1,29$

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

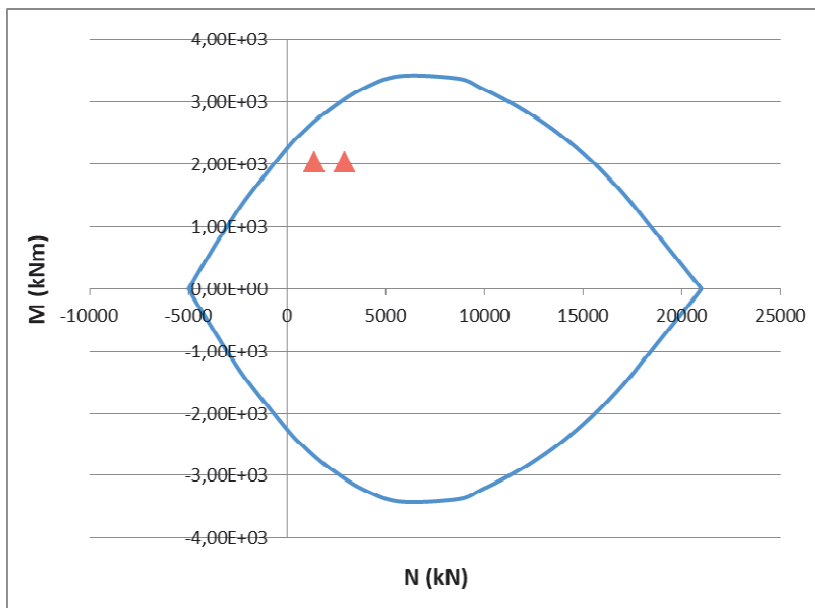
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_h , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

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

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
VRd = min [VRcd; VRsd]	V _{Rd}	1130,87	kN
Sforzo di taglio agente	V _{ed}	809,74	kN
	Verifica	Vd < VRd	
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:

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

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

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

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

($h_1 = M_t / H_t$)

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

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

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

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

$$k_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi') = 2,96$$

Caratteristiche di sollecitazione

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

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

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

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

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	112,63	0,18
1,00	31725,56	22366,03	1189,25	0,70	7,04	47,00	139,31	0,18
2,00	32386,08	23528,56	1129,67	F.N.	13,39	56,00	165,98	0,17
3,00	33046,60	24613,77	1035,29	F.N.	19,04	65,00	192,66	0,16
4,00	33707,12	25588,86	910,10	F.N.	24,01	74,00	219,34	0,15
5,00	34367,64	26425,05	758,14	F.N.	28,28	83,00	246,01	0,14
6,00	35028,16	27097,56	583,41	F.N.	31,86	92,00	272,69	0,13
7,00	35688,68	27585,63	389,94	F.N.	34,74	101,00	299,36	0,12
8,00	36349,20	27872,52	181,73	F.N.	36,94	110,00	326,04	0,12
9,00	37009,72	27945,51	-37,20	F.N.	38,44	119,00	352,72	0,11
10,00	37670,24	27795,88	-262,84	F.N.	39,25	128,00	379,39	0,10
11,00	38330,76	27418,94	-491,16	0,72	39,37	137,00	406,07	0,09
12,00	38991,28	26814,01	-718,16	0,69	38,79	146,00	432,74	0,08
13,00	39651,80	25984,41	-939,81	0,66	37,53	155,00	459,42	0,07
14,00	40312,32	24937,50	-1152,11	0,62	35,57	164,00	486,10	0,06
15,00	40972,84	23684,65	-1351,04	0,58	32,91	173,00	512,77	0,05
16,00	41633,36	22241,23	-1532,58	0,53	29,57	182,00	539,45	0,05
17,00	42293,88	20626,63	-1692,71	0,49	25,53	191,00	566,12	0,04
18,00	42954,40	18864,27	-1827,43	0,44	20,81	200,00	592,80	0,03
19,00	43614,92	16981,58	-1932,72	0,39	15,39	209,00	619,48	0,02
20,00	44275,44	15009,98	-2004,56	0,34	9,27	218,00	646,15	0,01
21,00	44935,96	12984,94	-2038,94	0,29	2,47	227,00	672,83	0,00
22,00	45596,48	10945,93	-2031,84	0,24	-5,03	236,00	699,50	-0,01
23,00	46257,00	8936,43	-1979,24	0,19	-13,22	245,00	726,18	-0,01
24,00	46917,52	7003,94	-1877,14	0,15	-22,10	254,00	752,85	-0,02
25,00	47578,04	5199,99	-1721,51	0,11	-31,68	263,00	779,53	-0,03
25,00	47578,04	5199,99	-1721,51	0,11	-31,68	263,00	779,53	-0,03
26,00	48238,56	3580,09	-1508,35	0,07	-41,94	272,00	806,21	-0,04
27,00	48899,08	2203,81	-1233,63	0,05	-52,90	281,00	832,88	-0,05
28,00	49559,60	1134,69	-893,34	0,02	-64,55	290,00	859,56	-0,06
29,00	50220,12	440,31	-483,47	0,01	-76,90	299,00	886,23	-0,07
30,00	50880,64	192,28	0,00	0,00	-89,93	308,00	912,91	-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. 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

$$q_{lim} = c'N_{csc} + qN_{qsq} + 0,5\gamma BN_{\gamma s\gamma}$$

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

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

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

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

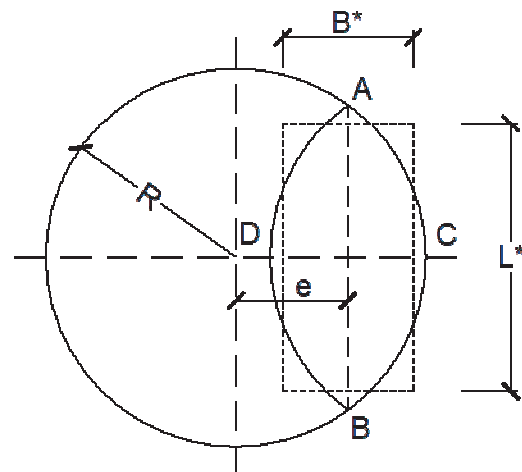
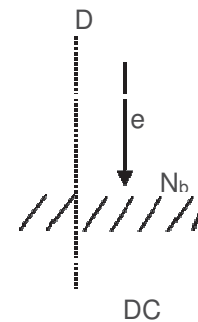
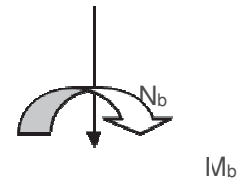
$$N_\gamma = 35,19 \quad (-)$$

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

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

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

(Brinch-Hansen)



$$DC = 2(R - AB)$$

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

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

$$h' = R - e$$

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

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

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

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

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

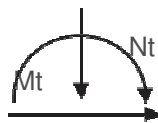
$$N_b - N_w = 42954,40 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di Sicurezza

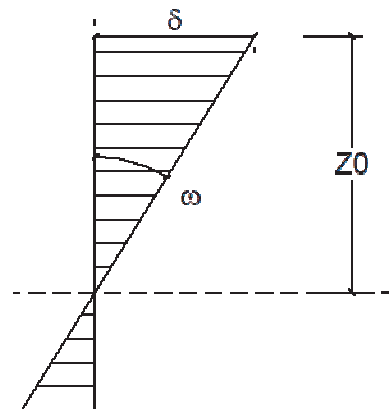
$$F_s = N_{lim} / (N_b - N_w)$$

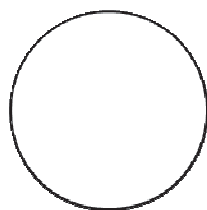
$$F_s = 8,63 \geq 2,3 = \gamma_R$$

Tabella Riepilogativa



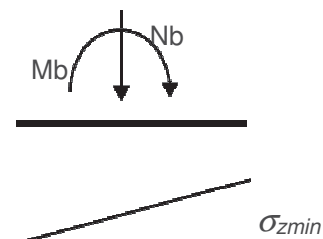
T_t	$N_t =$	31065,04	(kN)
	$T_t =$	1210,00	(kN)
	$M_t =$	21163,00	(kNm)
h	$k_v =$	40000,00	(kN/m ³)
	$m_h =$	4000,00	(kN/m ⁴)
	$k_h =$	120000,00	(kN/m ³)
	$D =$	5,80	(m)





D

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



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

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

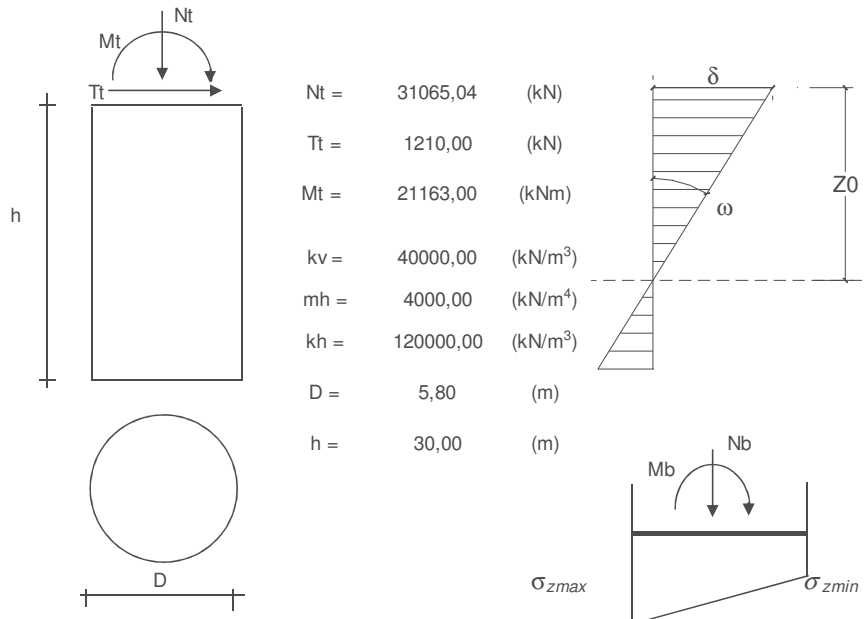
Coefficiente di Sicurezza

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

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

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



Nt =	31065,04	(kN)
Tt =	1210,00	(kN)
Mt =	21163,00	(kNm)
kv =	40000,00	(kN/m ³)
mh =	4000,00	(kN/m ⁴)
kh =	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)
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	(kN)
M _b =	192,28	(kNm)

Tensioni alla base

σ _{zmax} =	1635,82	(kN/m ²)
σ _{zmin} =	1615,74	(kN/m ²)

Spostamento in testa e rotazione

δ =	0,18	(cm)
ω =	0,00009	(rad)
ω =	0,005	(°)

Profondità del centro di rotazione

z ₀ =	21,34	(m)
------------------	-------	-----

Coefficiente di Sicurezza

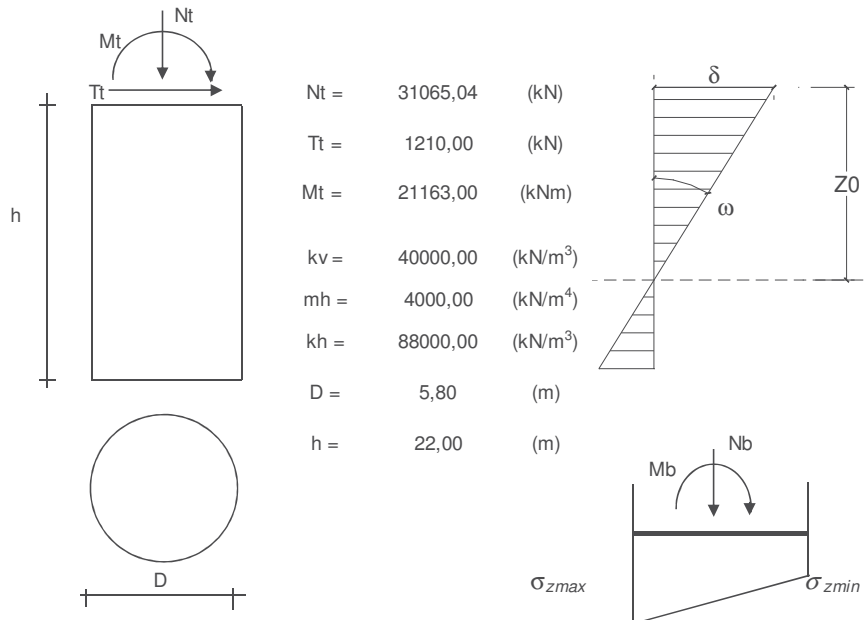
F_s = N_{lim} / N_b

Fs = 8,63 ≥ 2,3 = γ_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



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/m²)

$\sigma_{zmin} = 1476,32$ (kN/m²)

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 5-8

➤ **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:

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

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

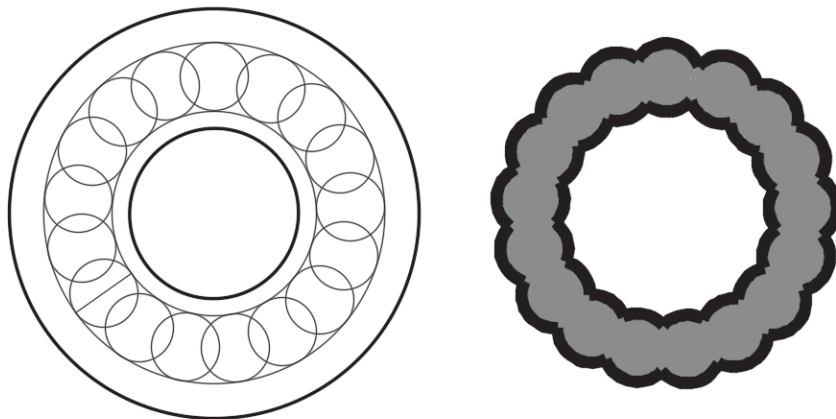


Figura 13: coronella di pali secanti

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 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)	$\tau_{ul, \min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale, \min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{p, \min}$ (kPa)	$Q_{lim, base, \min}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	W (kN)	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{lim} = R_{c,d} - W$ (kN)	L_{palo}
0,0	0,0	70,0	-70,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
0,5	10,0	75,0	-65,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,0	20,0	80,0	-60,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,5	30,0	85,0	-55,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2	40,0	90,0	-50,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2,5	50,0	95,0	-45,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,0	60,0	100,0	-40,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,5	70,0	105,0	-35,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
4,0	80,0	110,0	-30,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
4,5	90,0	115,0	-25,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
5,0	100,0	120,0	-20,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
5,5	110,0	125,0	-15,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
6,0	120,0	130,0	-10,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
6,5	130,0	135,0	-5,0	0	0	0	0	0	0	202	0	-202	0,5
7,0	140,0	140,0	0,0	0	0	0	0	0	0	405	0	-405	1,0
7,5	150,0	145,0	5,0	0	0	0	0	0	0	607	0	-607	1,5
8,0	160,0	150,0	10,0	0	0	0	0	0	0	810	0	-810	2,0
8,5	170,0	155,0	15,0	0	0	0	0	0	0	1012	0	-1012	2,5
9,0	180,0	160,0	20,0	0	0	0	0	0	0	1214	0	-1214	3,0
9,5	190,0	165,0	25,0	0	0	0	0	0	0	1417	0	-1417	3,5
10,0	200,0	170,0	30,0	0	0	0	0	0	0	1619	0	-1619	4,0
10,5	209,5	175,0	34,5	0	0	0	0	0	0	1821	0	-1821	4,5
11,0	219,0	180,0	39,0	0	0	0	0	0	0	2024	0	-2024	5,0

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{ul, \min}$ kPa)	$Q_{\text{lim, laterale, min}}$ (kN)	$R_{s, k}$ (kN)	$q_{p, \min}$ (kPa)	$Q_{\text{lim, base, min}}$ (kN)	$R_{b, k}$ kN)	W (kN)	$R_{c, d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{\text{lim}} = R_{c, d} - W$ (kN)	L_{pato}
11,5	228,5	185,0	43,5	0	0	0	0	0	0	2226	0	-2226	5,5
12,0	238,0	190,0	48,0	0	0	0	0	0	0	2429	0	-2429	6,0
12,5	247,5	195,0	52,5	0	0	0	0	0	0	2631	0	-2631	6,5
13,0	257,0	200,0	57,0	0	0	0	0	0	0	2833	0	-2833	7,0
13,5	266,5	205,0	61,5	0	0	0	0	0	0	3036	0	-3036	7,5
14,0	276,0	210,0	66,0	0	0	0	0	0	0	3238	0	-3238	8,0
14,5	285,5	215,0	70,5	18	5	4	425	8760	6169	3440	4573	1133	8,5
15,0	295,0	220,0	75,0	19	16	11	449	9260	6521	3643	4840	1198	9,0
15,5	304,5	225,0	79,5	20	28	20	473	9760	6873	3845	5108	1263	9,5
16,0	314,0	230,0	84,0	21	40	28	497	10260	7225	4048	5377	1329	10,0
16,5	323,5	235,0	88,5	22	53	37	522	10760	7577	4250	5645	1395	10,5
17,0	333,0	240,0	93,0	23	67	47	546	11260	7930	4452	5914	1462	11,0
17,5	342,5	245,0	97,5	24	81	57	570	11760	8282	4655	6184	1529	11,5
18,0	352,0	250,0	102,0	26	96	68	594	12260	8634	4857	6454	1597	12,0
18,5	361,5	255,0	106,5	27	111	79	619	12760	8986	5059	6724	1665	12,5
19,0	371,0	260,0	111,0	28	128	90	643	13260	9338	5262	6995	1733	13,0
19,5	380,5	265,0	115,5	29	145	102	667	13760	9690	5464	7266	1802	13,5
20,0	390,0	270,0	120,0	30	162	114	691	14260	10042	5667	7538	1872	14,0
20,5	399,5	275,0	124,5	31	181	127	715	14760	10394	5869	7810	1941	14,5
21,0	409,0	280,0	129,0	32	200	141	740	15260	10746	6071	8082	2011	15,0
21,5	418,5	285,0	133,5	33	219	155	764	15760	11098	6274	8355	2082	15,5
22,0	428,0	290,0	138,0	35	240	169	788	16259	11450	6476	8629	2153	16,0
22,5	437,5	295,0	142,5	36	261	184	812	16759	11802	6678	8902	2224	16,5
23,0	447,0	300,0	147,0	37	283	199	837	17259	12154	6881	9176	2296	17,0
23,5	456,5	305,0	151,5	38	305	215	861	17759	12506	7083	9450	2367	17,5
24,0	466,0	310,0	156,0	39	328	231	885	18259	12858	7286	9724	2438	18,0
24,5	475,5	315,0	160,5	40	352	248	909	18759	13210	7488	10000	2510	18,5
25,0	485,0	320,0	165,0	41	376	265	933	19259	13562	7690	10276	2582	19,0

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{ulim,min}$ (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}
25,5	494,5	325,0	169,5	42	401	283	3746	77287	54427	7893	40562	32670	19,5
26,0	504,0	330,0	174,0	44	427	301	3842	79253	55812	8095	41604	33509	20,0
26,5	513,5	335,0	178,5	45	453	319	3937	81220	57197	8297	42646	34349	20,5
27,0	523,0	340,0	183,0	46	481	338	4032	83187	58582	8500	43689	35189	21,0
27,5	532,5	345,0	187,5	47	508	358	4128	85154	59967	8702	44732	36029	21,5
28,0	542,0	350,0	192,0	48	537	378	4223	87120	61352	8905	45775	36870	22,0
28,5	551,5	355,0	196,5	49	566	399	4318	89087	62737	9107	46819	37712	22,5
29,0	561,0	360,0	201,0	50	596	420	4414	91054	64122	9309	47863	38554	23,0
29,5	570,5	365,0	205,5	51	626	441	4509	93021	65507	9512	48908	39396	23,5
30,0	580,0	370,0	210,0	53	657	463	4604	94987	66892	9714	49953	40239	24,0
30,5	589,5	375,0	214,5	54	689	485	4700	96954	68277	9916	50998	41082	24,5
31,0	599,0	380,0	219,0	55	722	508	4795	98921	69662	10119	52044	41925	25,0
31,5	608,5	385,0	223,5	56	755	532	4890	100887	71048	10321	53090	42769	25,5
32,0	618,0	390,0	228,0	57	789	556	4986	102854	72433	10524	54137	43613	26,0
32,5	627,5	395,0	232,5	58	823	580	5081	104821	73818	10726	55184	44458	26,5
33,0	637,0	400,0	237,0	59	859	605	5176	106788	75203	10928	56231	45303	27,0
33,5	646,5	405,0	241,5	60	894	630	5272	108754	76588	11131	57279	46149	27,5
34,0	656,0	410,0	246,0	62	931	656	5367	110721	77973	11333	58328	46995	28,0
34,5	665,5	415,0	250,5	63	968	682	5462	112688	79358	11535	59376	47841	28,5
35,0	675,0	420,0	255,0	64	1006	709	5558	114655	80743	11738	60426	48688	29,0
35,5	684,5	425,0	259,5	65	1045	736	5653	116621	82128	11940	61475	49535	29,5
36,0	694,0	430,0	264,0	66	1084	763	5748	118588	83513	12143	62525	50383	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)

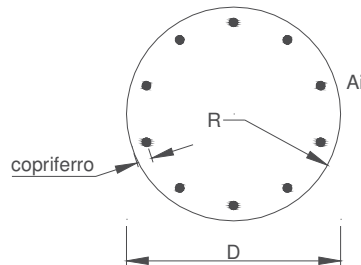
Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

C28/35

Rck = 35 (Mpa)
fck = 28 (Mpa)
 $\gamma_c = 1,5$
 $\alpha_{cc} = 0,85$

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



Acciaio

tipo di acciaio

B450C

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

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
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

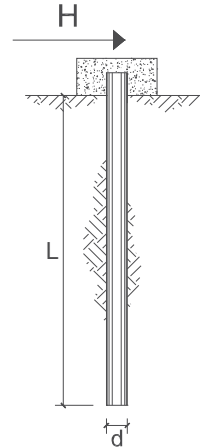
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

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



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

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

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

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

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	30,00	(m)		
Diametro del palo	d =	1,20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	2800,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	30,50	(°)	φ'_{min} =	26,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	30,50	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	26,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi')/(1-\sin\varphi')$)	$k_{p,med}$ =	3,06	(-)	$k_{p,min}$ =	2,56 (-)
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:

$H1_{med} = 94885,89$ (kN) $H1_{min} = 79382,94$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 31721,96$ (kN) $H2_{min} = 26554,31$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 1952,74$ (kN) $H3_{min} = 1840,01$ (kN)

$H_{med} = 1952,74$ (kN) palo lungo $H_{min} = 1840,01$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1259,83$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 969,10$ (kN)

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

$FS = H_d / F_d = 1,48$

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

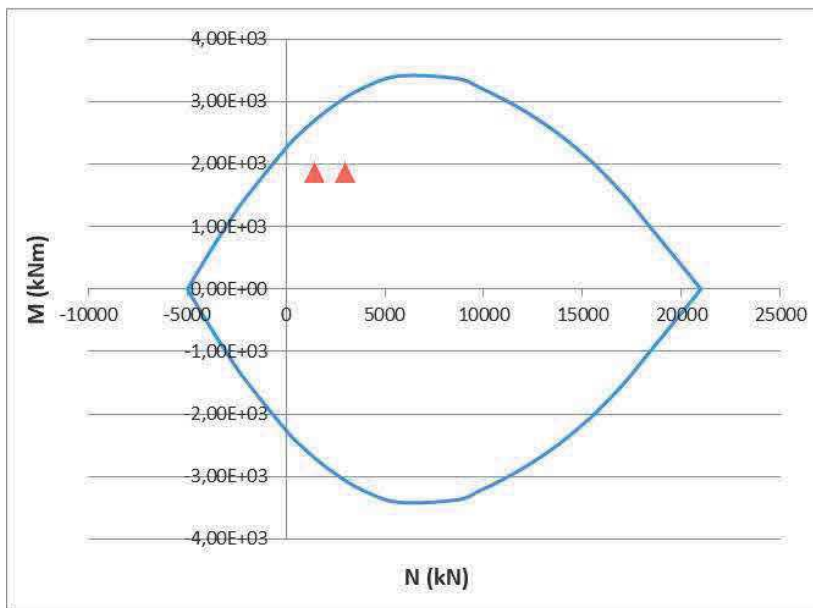
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_h , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$q_{lim} = c'N_{csc} + qN_{qsq} + 0,5\gamma BN_{\gamma s\gamma}$$

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

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

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

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

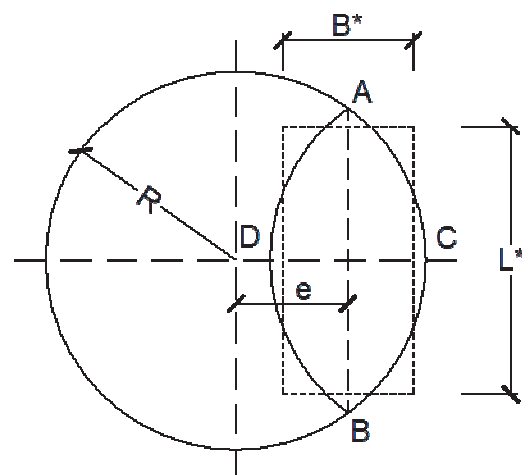
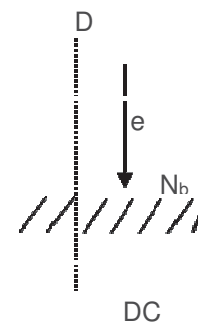
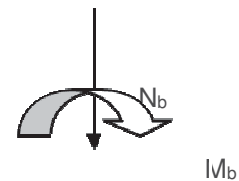
$$N_\gamma = 35,19 \quad (-)$$

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

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

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

(Brinch-Hansen)



$$DC = 2(R - AB)$$

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

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

$$h' = R - e$$

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

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

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

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

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

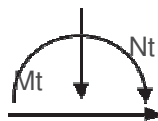
$$N_b - N_w = 42954,40 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di Sicurezza

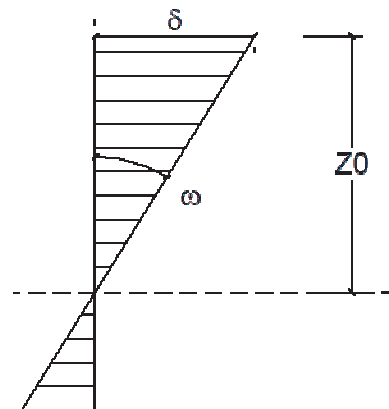
$$F_s = N_{lim} / (N_b - N_w)$$

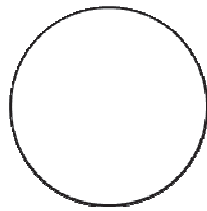
$$F_s = 8,63 \geq 2,3 = \gamma_R$$

Tabella Riepilogativa



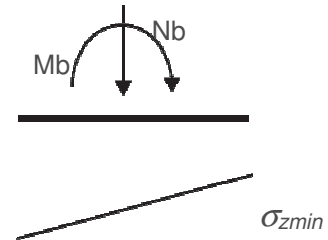
T_t	$N_t =$	31065,04	(kN)
	$T_t =$	1210,00	(kN)
	$M_t =$	21163,00	(kNm)
h	$k_v =$	40000,00	(kN/m ³)
	$m_h =$	4000,00	(kN/m ⁴)
	$k_h =$	120000,00	(kN/m ³)
	$D =$	5,80	(m)





D

$h = 30,00$ (m)



Riepilogo Caratteristiche di sollecitazione in corrispondenza dei valori Max di ciascuna

			N (kN)	M (kNm)	T (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/m²)

$\sigma_{zmin} = 1615,74$ (kN/m²)

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)

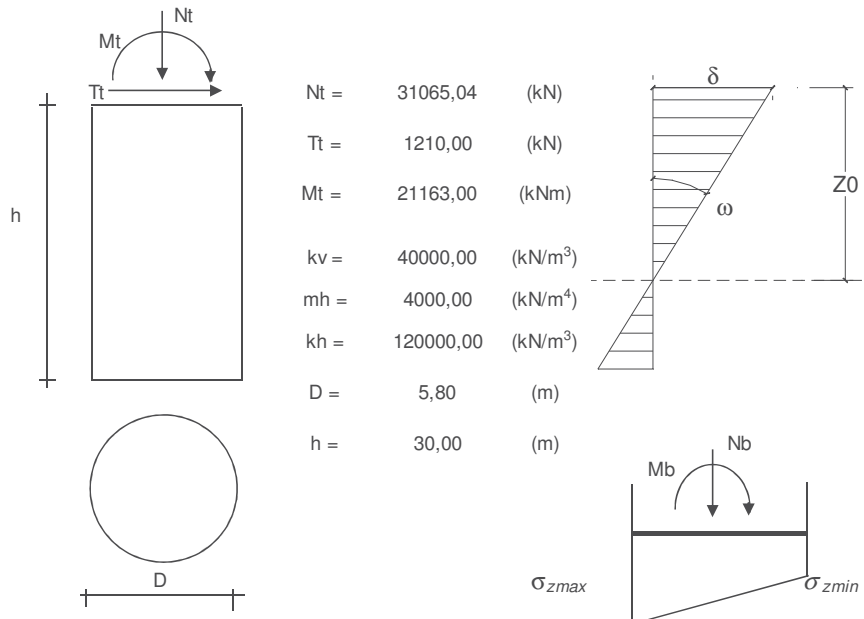
Coefficiente di Sicurezza

$F_s = N_{lim} / N_b$

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

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



Nt =	31065,04	(kN)
Tt =	1210,00	(kN)
Mt =	21163,00	(kNm)
kv =	40000,00	(kN/m ³)
mh =	4000,00	(kN/m ⁴)
kh =	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)
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	(kN)
M _b =	192,28	(kNm)

Tensioni alla base

σ _{zmax} =	1635,82	(kN/m ²)
σ _{zmin} =	1615,74	(kN/m ²)

Spostamento in testa e rotazione

δ =	0,18	(cm)
ω =	0,00009	(rad)
ω =	0,005	(°)

Profondità del centro di rotazione

z ₀ =	21,34	(m)
------------------	-------	-----

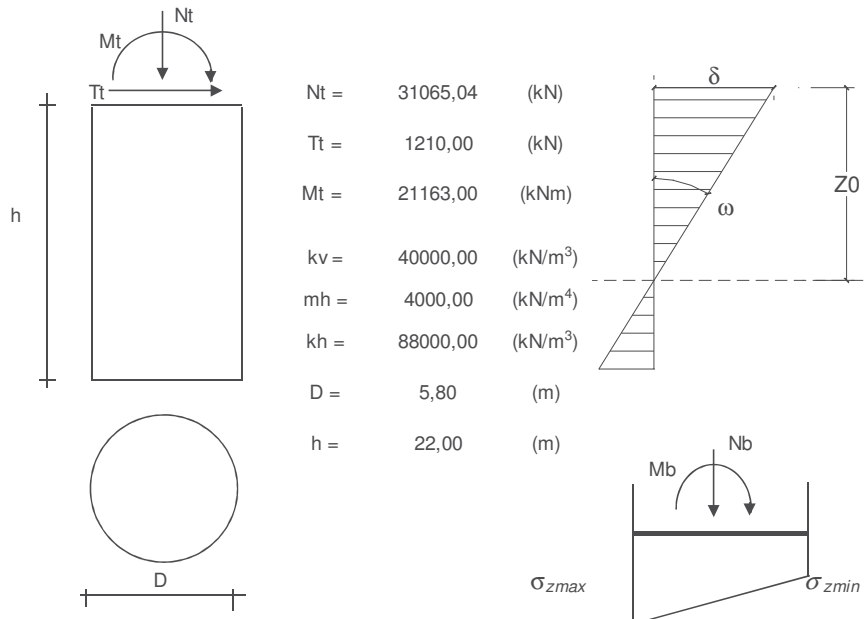
Coefficiente di Sicurezza

F_s = N_{lim} / N_b

F_s = 8,63 ≥ 2,3 = γ_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

$F_s = N_{lim} / N_b$

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

➤ **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.

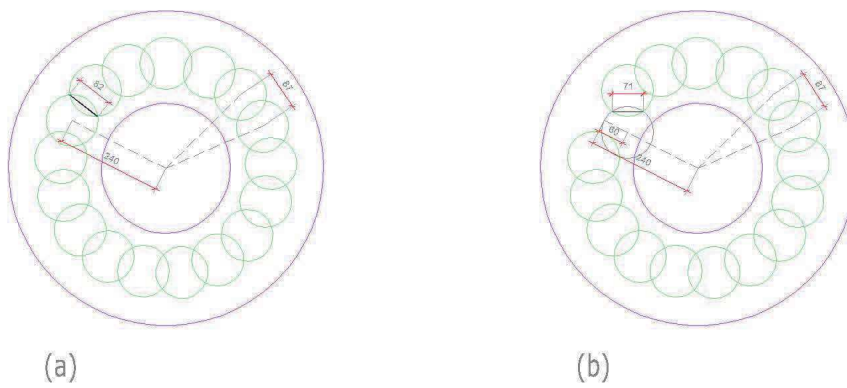


Figura 14: giunto tra i pali

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 $\sigma = 1,3 \text{ MPa}$

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_{Rd} =	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_{Rd} =	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)	$R_{b,k}$ (kN)	$q_{p,min}$ (kPa)	$Q_{lim, base,min}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	W (kN)	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{lim} = R_{c,d} - W$ (kN)	L_{palo}
0,0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
0,5	10,0	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	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
4,5	90,0	45,0	45,0	25	24	16	2007	2270	1534	14	1150	1136	0,5
5,0	100,0	50,0	50,0	25	71	48	2231	2523	1704	28	1304	1276	1,0
5,5	109,5	55,0	54,5	25	119	80	317	359	242	42	249	207	1,5
6,0	119,0	60,0	59,0	24	165	112	340	384	260	57	290	233	2,0
6,5	128,5	65,0	63,5	23	210	142	363	410	277	71	329	258	2,5
7,0	138,0	70,0	68,0	22	253	171	385	436	295	85	367	282	3,0
7,5	147,5	75,0	72,5	21	294	198	408	462	312	99	404	305	3,5
8,0	157,0	80,0	77,0	19	331	224	431	487	329	113	439	325	4,0
8,5	166,5	85,0	81,5	20	369	249	454	513	347	127	473	346	4,5
9,0	176,0	90,0	86,0	22	408	276	476	539	364	141	509	368	5,0
9,5	185,5	95,0	90,5	23	450	304	499	565	381	156	547	391	5,5
10,0	195,0	100,0	95,0	24	493	333	522	590	399	170	585	416	6,0
10,5	204,5	105,0	99,5	25	539	364	545	616	416	184	625	441	6,5
11,0	214,0	110,0	104,0	26	587	397	567	642	434	198	666	468	7,0
11,5	223,5	115,0	108,5	27	637	431	590	667	451	212	708	496	7,5
12,0	233,0	120,0	113,0	28	689	466	613	693	468	226	752	526	8,0
12,5	242,5	125,0	117,5	29	744	503	636	719	486	240	797	556	8,5

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{ult, min}$ (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	252,0	130,0	122,0	31	800	541	658	745	503	254	843	588	9,0
13,5	261,5	135,0	126,5	32	859	580	681	770	521	269	890	622	9,5
14,0	271,0	140,0	131,0	33	919	621	704	796	538	283	939	656	10,0
14,5	280,5	145,0	135,5	34	982	664	727	822	555	297	988	692	10,5
15,0	290,0	150,0	140,0	35	1047	707	749	848	573	311	1039	728	11,0
15,5	299,5	155,0	144,5	36	1114	753	772	873	590	325	1092	767	11,5
16,0	309,0	160,0	149,0	37	1183	800	795	899	607	339	1145	806	12,0
16,5	318,5	165,0	153,5	38	1255	848	818	925	625	353	1200	847	12,5
17,0	328,0	170,0	158,0	40	1328	897	840	951	642	368	1256	888	13,0
17,5	337,5	175,0	162,5	41	1403	948	863	976	660	382	1313	932	13,5
18,0	347,0	180,0	167,0	42	1481	1001	886	1002	677	396	1372	976	14,0
18,5	356,5	185,0	171,5	43	1561	1055	909	1028	694	410	1431	1021	14,5
19,0	366,0	190,0	176,0	44	1643	1110	931	1053	712	424	1492	1068	15,0
19,5	375,5	195,0	180,5	45	1727	1167	954	1079	729	438	1555	1116	15,5
20,0	385,0	200,0	185,0	46	1813	1225	977	1105	747	452	1618	1166	16,0
20,5	394,5	205,0	189,5	47	1901	1285	997	1131	765	466	1683	1218	16,5
21,0	404,0	210,0	194,0	49	1991	1346	1016	1157	783	480	1750	1273	17,0
21,5	413,5	215,0	198,5	50	2084	1408	1035	1183	801	494	1819	1330	17,5
22,0	423,0	220,0	203,0	51	2179	1472	1054	1209	819	508	1890	1389	18,0
22,5	432,5	225,0	207,5	52	2275	1537	1073	1235	837	522	1963	1450	18,5
23,0	442,0	230,0	212,0	53	2374	1604	1092	1261	855	536	2038	1513	19,0
23,5	451,5	235,0	216,5	54	2475	1672	1111	1287	873	550	2115	1578	19,5
24,0	461,0	240,0	221,0	55	2578	1742	1130	1313	891	564	2194	1645	20,0
24,5	470,5	245,0	225,5	56	2683	1813	1149	1339	909	578	2275	1714	20,5
25,0	480,0	250,0	230,0	58	2791	1886	1168	1365	927	592	2358	1785	21,0
25,5	489,5	255,0	234,5	59	2900	1960	1187	1391	945	606	2443	1858	21,5
26,0	499,0	260,0	239,0	60	3012	2035	1206	1417	963	620	2530	1933	22,0
26,5	508,5	265,0	243,5	61	3125	2112	1225	1443	981	634	2619	2010	22,5

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{ult, min}$ (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	518,0	270,0	248,0	62	3241	2190	5156	5832	3940	650	4823	4173	23,0
27,5	527,5	275,0	252,5	63	3359	2270	5247	5935	4010	664	4944	4279	23,5
28,0	537,0	280,0	257,0	64	3479	2351	5338	6037	4079	679	5066	4387	24,0
28,5	546,5	285,0	261,5	65	3601	2433	5429	6140	4149	693	5189	4496	24,5
29,0	556,0	290,0	266,0	67	3726	2517	5520	6243	4218	707	5314	4607	25,0
29,5	565,5	295,0	270,5	68	3852	2603	5611	6346	4288	721	5439	4718	25,5
30,0	575,0	300,0	275,0	69	3981	2690	5702	6449	4357	735	5566	4831	26,0
30,5	584,5	305,0	279,5	70	4111	2778	5793	6551	4427	749	5694	4945	26,5
31,0	594,0	310,0	284,0	71	4244	2868	5883	6654	4496	763	5824	5060	27,0
31,5	603,5	315,0	288,5	72	4379	2959	5974	6757	4565	778	5955	5177	27,5
32,0	613,0	320,0	293,0	73	4516	3051	6065	6860	4635	792	6087	5295	28,0
32,5	622,5	325,0	297,5	74	4655	3145	6156	6962	4704	806	6220	5414	28,5
33,0	632,0	330,0	302,0	76	4796	3241	6247	7065	4774	820	6354	5534	29,0
33,5	641,5	335,0	306,5	77	4940	3338	6338	7168	4843	834	6490	5656	29,5
34,0	651,0	340,0	311,0	78	5085	3436	6429	7271	4913	848	6627	5779	30,0
34,5	660,5	345,0	315,5	79	5233	3536	6520	7374	4982	862	6765	5903	30,5
35,0	670,0	350,0	320,0	80	5382	3637	6611	7476	5052	877	6904	6028	31,0
35,5	679,5	355,0	324,5	81	5534	3739	6701	7579	5121	891	7045	6154	31,5
36,0	689,0	360,0	329,0	82	5688	3843	6792	7682	5190	905	7187	6282	32,0
36,5	698,5	365,0	333,5	83	5844	3949	6883	7785	5260	919	7330	6411	32,5
37,0	708,0	370,0	338,0	85	6003	4056	6974	7888	5329	933	7475	6541	33,0
37,5	717,5	375,0	342,5	86	6163	4164	7065	7990	5399	947	7620	6673	33,5
38,0	727,0	380,0	347,0	87	6325	4274	7156	8093	5468	961	7767	6806	34,0
38,5	736,5	385,0	351,5	88	6490	4385	7247	8196	5538	975	7915	6940	34,5
39,0	746,0	390,0	356,0	89	6657	4498	7338	8299	5607	990	8065	7075	35,0
39,5	755,5	395,0	360,5	90	6826	4612	7429	8401	5677	1004	8215	7211	35,5
40,0	765,0	400,0	365,0	91	6996	4727	7519	8504	5746	1018	8367	7349	36,0

Tabella 9: calcolo capacità portante dei pali della spalla

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.

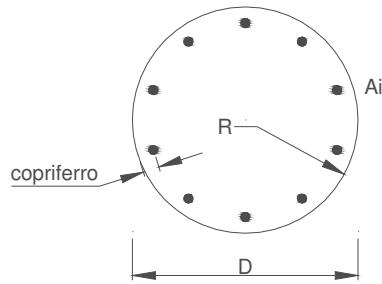
Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

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

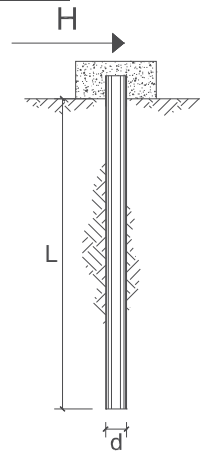
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

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



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

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

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

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

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	36,00	(m)
Diametro del palo	d =	1,20	(m)
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	2700,00	(kN m)
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	30,19	(°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	30,19	(°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$)	$k_{p,med} =$	3,02	(-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19,03	(kN/m ³)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	855,67	(kN)
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)

Palo corto:

$H1_{med} = 134212,79$ (kN) $H1_{min} = 113680,80$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 44812,60$ (kN) $H2_{min} = 37968,60$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 1894,63$ (kN) $H3_{min} = 1792,63$ (kN)

$H_{med} = 1894,63$ (kN) palo lungo $H_{min} = 1792,63$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; H_{min}/\xi_4) = 1184,15$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_r = 910,88$ (kN)

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

$FS = H_d / F_d = 1,06$

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

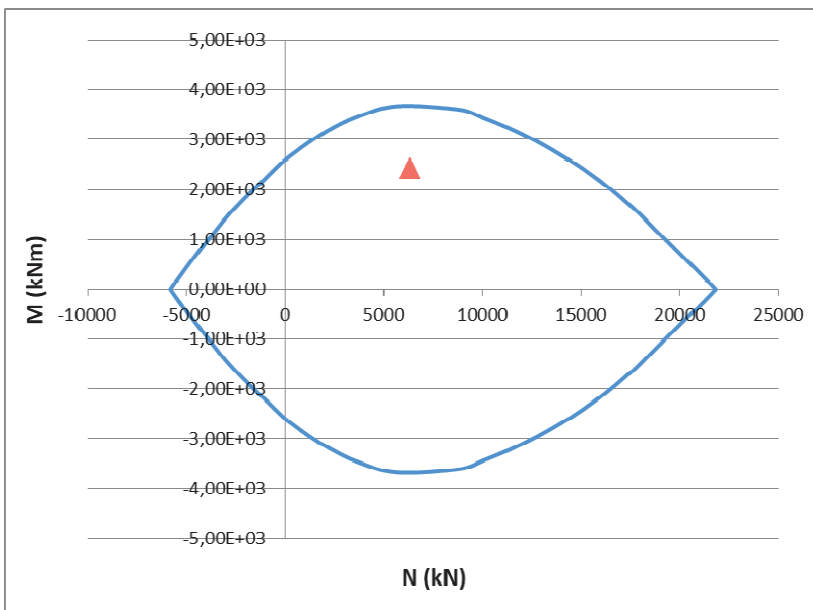
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_h , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

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

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	-
	v	0,23	MPa
inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse	ctgθ	2,5	-
Condizione limite			
Resistenza di calcolo a taglio compressione	V _{Rcd}	2470,40	kN
Resistenza di calcolo a taglio trazione	V _{Rs d}	1130,87	kN
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)	$\tau_{ult, \min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale_min}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	q_{p_min} (kPa)	$Q_{lim, base_min}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	W (kN)	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{lim} = R_{c,d} - W$ (kN)	L_{palo}
0,0	0,0	15,0	-15,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
0,5	10,0	20,0	-10,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,0	20,0	25,0	-5,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,5	30,0	30,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2	40,0	35,0	5,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2,5	50,0	40,0	10,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,0	60,0	45,0	15,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,5	70,0	50,0	20,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
4,0	80,0	55,0	25,0	15	14	10	1115	1261	888	14	667	653	0,5
4,5	90,0	60,0	30,0	17	45	31	1338	1514	1066	28	817	789	1,0
5,0	100,0	65,0	35,0	18	77	54	1561	1766	1244	42	968	926	1,5
5,5	110,0	70,0	40,0	18	111	78	1784	2018	1421	57	1121	1064	2,0
6,0	120,0	75,0	45,0	19	146	103	2007	2270	1599	71	1274	1203	2,5
6,5	130,0	80,0	50,0	18	181	127	2231	2523	1777	85	1427	1342	3,0
7,0	140,0	85,0	55,0	18	215	152	2454	2775	1954	99	1579	1480	3,5
7,5	150,0	90,0	60,0	17	248	175	2677	3027	2132	113	1731	1618	4,0
8,0	160,0	95,0	65,0	16	280	197	2900	3279	2309	127	1882	1755	4,5
8,5	170,0	100,0	70,0	18	311	219	3123	3532	2487	141	2033	1892	5,0
9,0	180,0	105,0	75,0	19	346	243	3346	3784	2665	156	2186	2030	5,5
9,5	190,0	110,0	80,0	20	382	269	3569	4036	2842	170	2340	2170	6,0
10,0	200,0	115,0	85,0	21	421	296	3792	4289	3020	184	2495	2311	6,5
10,5	209,5	120,0	89,5	22	462	325	494	559	394	198	575	377	7,0
11,0	219,0	125,0	94,0	24	505	356	517	585	412	212	614	402	7,5
11,5	228,5	130,0	98,5	25	551	388	540	610	430	226	656	429	8,0
12,0	238,0	135,0	103,0	26	598	421	562	636	448	240	698	458	8,5
12,5	247,5	140,0	107,5	27	648	456	585	662	466	254	742	487	9,0

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{ult, min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale, min}$ (kN)	$R_{b, k}$ (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	145,0	112,0	28	700	493	608	687	484	269	787	518	9,5
13,5	266,5	150,0	116,5	29	753	531	631	713	502	283	833	551	10,0
14,0	276,0	155,0	121,0	30	809	570	653	739	520	297	881	584	10,5
14,5	285,5	160,0	125,5	31	867	611	676	765	539	311	930	619	11,0
15,0	295,0	165,0	130,0	33	928	653	699	790	557	325	980	655	11,5
15,5	304,5	170,0	134,5	34	990	697	722	816	575	339	1032	693	12,0
16,0	314,0	175,0	139,0	35	1054	743	744	842	593	353	1085	731	12,5
16,5	323,5	180,0	143,5	36	1121	789	767	868	611	368	1139	771	13,0
17,0	333,0	185,0	148,0	37	1190	838	790	893	629	382	1194	813	13,5
17,5	342,5	190,0	152,5	38	1260	888	813	919	647	396	1251	855	14,0
18,0	352,0	195,0	157,0	39	1333	939	835	945	665	410	1309	899	14,5
18,5	361,5	200,0	161,5	40	1408	992	858	971	683	424	1369	945	15,0
19,0	371,0	205,0	166,0	42	1486	1046	881	996	702	438	1429	991	15,5
19,5	380,5	210,0	170,5	43	1565	1102	904	1022	720	452	1491	1039	16,0
20,0	390,0	215,0	175,0	44	1646	1159	926	1048	738	467	1555	1088	16,5
20,5	399,5	220,0	179,5	45	1730	1218	949	1073	756	481	1619	1139	17,0
21,0	409,0	225,0	184,0	46	1815	1278	972	1099	774	495	1685	1190	17,5
21,5	418,5	230,0	188,5	47	1903	1340	995	1125	792	509	1752	1243	18,0
22,0	428,0	235,0	193,0	48	1993	1404	1017	1151	810	523	1821	1298	18,5
22,5	437,5	240,0	197,5	49	2085	1468	1040	1176	828	537	1891	1353	19,0
23,0	447,0	245,0	202,0	51	2179	1535	1063	1202	847	551	1962	1410	19,5
23,5	456,5	250,0	206,5	52	2275	1602	4318	4884	3439	565	3941	3376	20,0
24,0	466,0	255,0	211,0	53	2374	1672	4409	4987	3512	580	4055	3475	20,5
24,5	475,5	260,0	215,5	54	2474	1742	4500	5089	3584	594	4170	3576	21,0
25,0	485,0	265,0	220,0	55	2577	1815	4591	5192	3657	608	4287	3679	21,5
25,5	494,5	270,0	224,5	56	2682	1888	4682	5295	3729	622	4404	3782	22,0
26,0	504,0	275,0	229,0	57	2789	1964	4773	5398	3801	636	4523	3887	22,5
26,5	513,5	280,0	233,5	58	2897	2040	4864	5501	3874	650	4644	3993	23,0

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{ult, min}$ (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	285,0	238,0	60	3009	2119	4954	5603	3946	664	4765	4101	23,5
27,5	532,5	290,0	242,5	61	3122	2198	5045	5706	4018	679	4888	4210	24,0
28,0	542,0	295,0	247,0	62	3237	2280	5136	5809	4091	693	5013	4320	24,5
28,5	551,5	300,0	251,5	63	3355	2362	5227	5912	4163	707	5138	4431	25,0
29,0	561,0	305,0	256,0	64	3474	2447	5318	6015	4236	721	5265	4544	25,5
29,5	570,5	310,0	260,5	65	3596	2532	5409	6117	4308	735	5393	4658	26,0
30,0	580,0	315,0	265,0	66	3720	2620	5500	6220	4380	749	5523	4773	26,5
30,5	589,5	320,0	269,5	67	3846	2708	5591	6323	4453	763	5653	4890	27,0
31,0	599,0	325,0	274,0	69	3974	2798	5682	6426	4525	778	5785	5008	27,5
31,5	608,5	330,0	278,5	70	4104	2890	5772	6528	4598	792	5919	5127	28,0
32,0	618,0	335,0	283,0	71	4236	2983	5863	6631	4670	806	6053	5247	28,5
32,5	627,5	340,0	287,5	72	4371	3078	5954	6734	4742	820	6189	5369	29,0
33,0	637,0	345,0	292,0	73	4507	3174	6045	6837	4815	834	6326	5492	29,5
33,5	646,5	350,0	296,5	74	4646	3272	6136	6940	4887	848	6465	5617	30,0
34,0	656,0	355,0	301,0	75	4787	3371	6227	7042	4959	862	6605	5742	30,5
34,5	665,5	360,0	305,5	76	4929	3471	6318	7145	5032	877	6746	5869	31,0
35,0	675,0	365,0	310,0	78	5075	3574	6409	7248	5104	891	6888	5998	31,5
35,5	684,5	370,0	314,5	79	5222	3677	6499	7351	5177	905	7032	6127	32,0
36,0	694,0	375,0	319,0	80	5371	3782	6590	7454	5249	919	7177	6258	32,5
36,5	703,5	380,0	323,5	81	5522	3889	6681	7556	5321	933	7323	6390	33,0
37,0	713,0	385,0	328,0	82	5676	3997	6772	7659	5394	947	7471	6524	33,5
37,5	722,5	390,0	332,5	83	5831	4107	6863	7762	5466	961	7620	6659	34,0
38,0	732,0	395,0	337,0	84	5989	4218	6954	7865	5538	975	7770	6795	34,5
38,5	741,5	400,0	341,5	85	6149	4330	7045	7967	5611	990	7922	6932	35,0
39,0	751,0	405,0	346,0	87	6311	4444	7136	8070	5683	1004	8075	7071	35,5
39,5	760,5	410,0	350,5	88	6475	4560	7227	8173	5756	1018	8229	7211	36,0

Tabella 10: calcolo capacità portante dei pali della spalla 2

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.

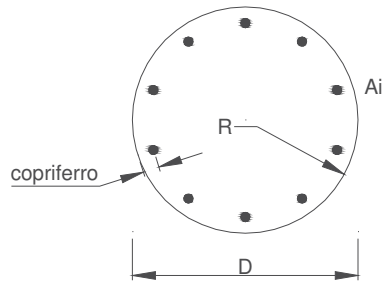
Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

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

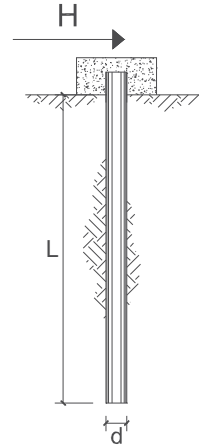
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

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



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

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

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	My =	2700,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	31,19	(°)	$\phi'_{min} =$	26,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	31,19	(°)	$\phi'_{min,d} =$	26,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)	$k_{p,med} =$	3,15	(-)	$k_{p,min} =$	2,56 (-)
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:

$H1_{med} = 140895,47$ (kN) $H1_{min} = 114593,57$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 47040,16$ (kN) $H2_{min} = 38272,86$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 1925,57$ (kN) $H3_{min} = 1797,41$ (kN)

$H_{med} = 1925,57$ (kN) palo lungo $H_{min} = 1797,41$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1242,30$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_r = 955,62$ (kN)

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

$FS = H_d / F_d = 1,12$

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

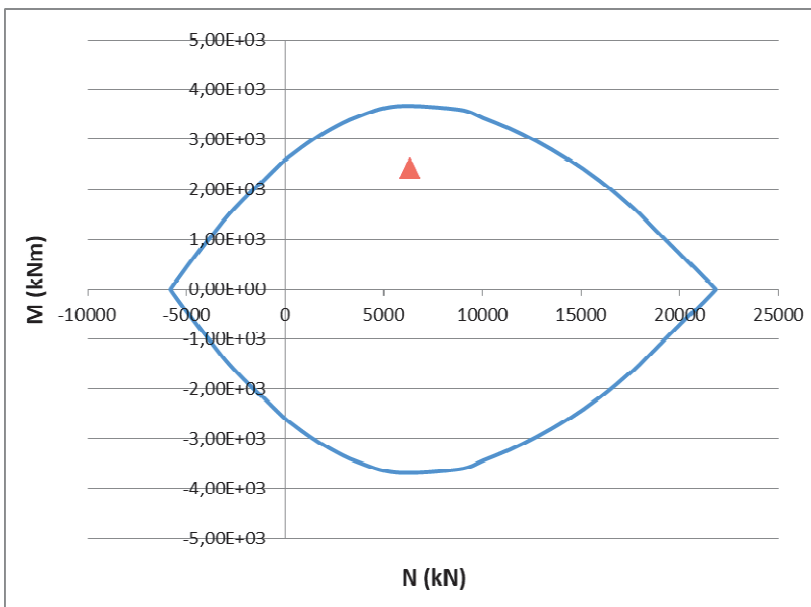
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_h , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

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

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 _{Rsdl}	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.

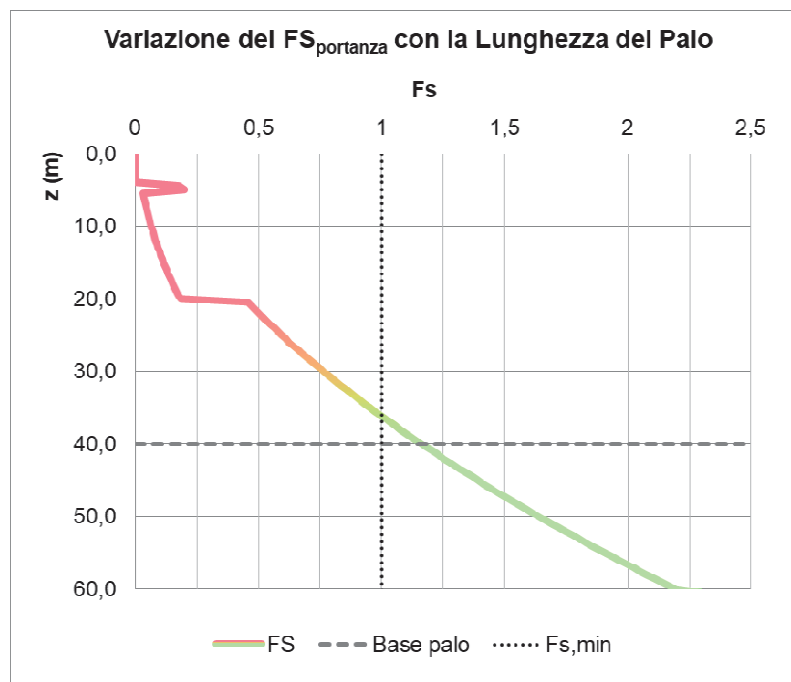
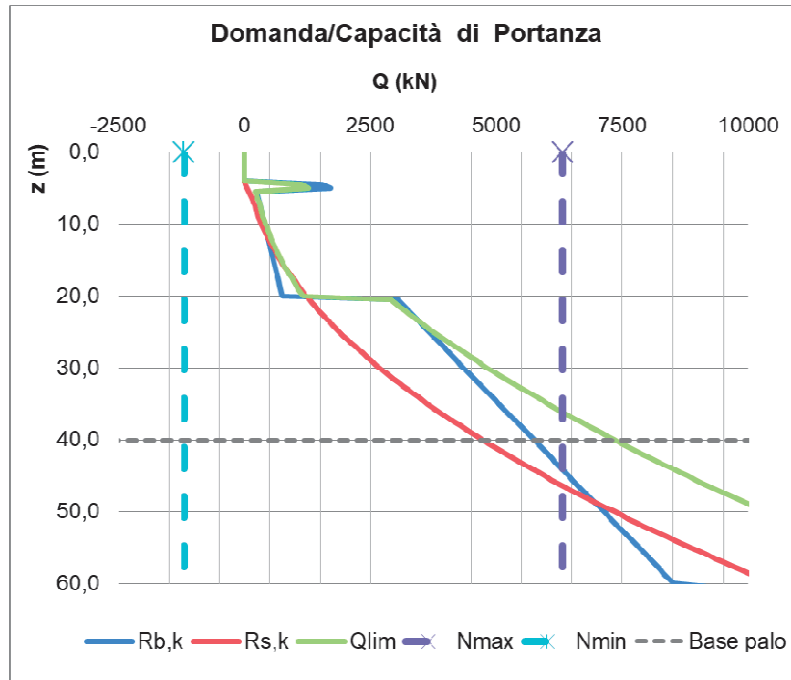
D	1,2	m	<i>Diametro palo</i>
L	36	m	<i>Lunghezza palo</i>
L_u	32	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
F_{ck}	2304,56	kN	<i>Carico medio su pali</i>
E	33,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
β	1,93	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
δ	4,2	mm	<i>Cedimento singolo palo</i>
Cedimento palificata			
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.

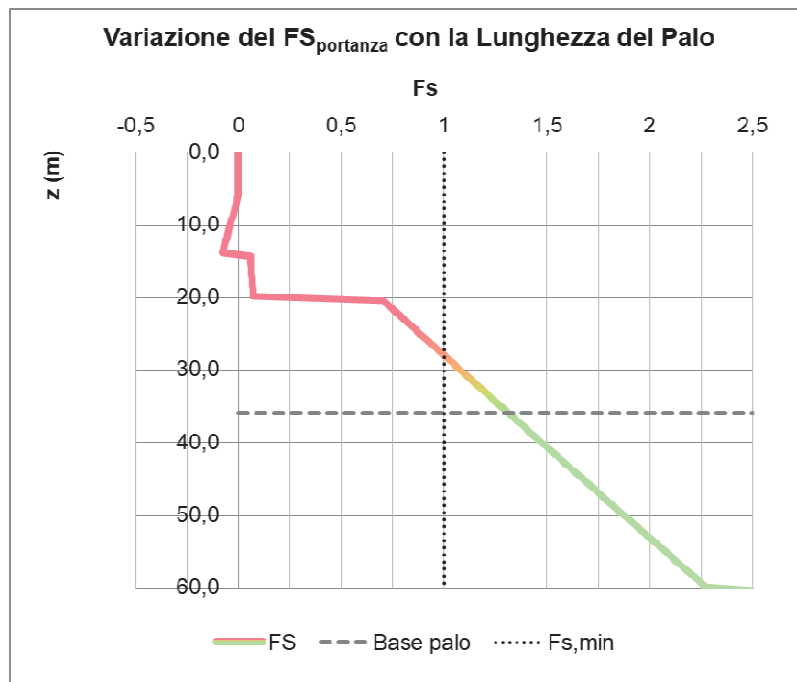
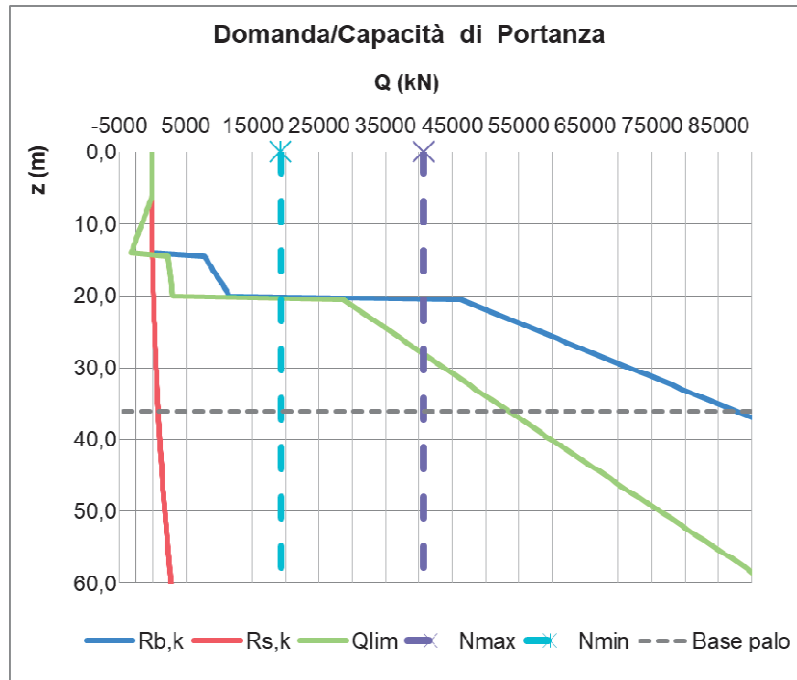
Spalla SP1

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	1,16	1,06	3,1



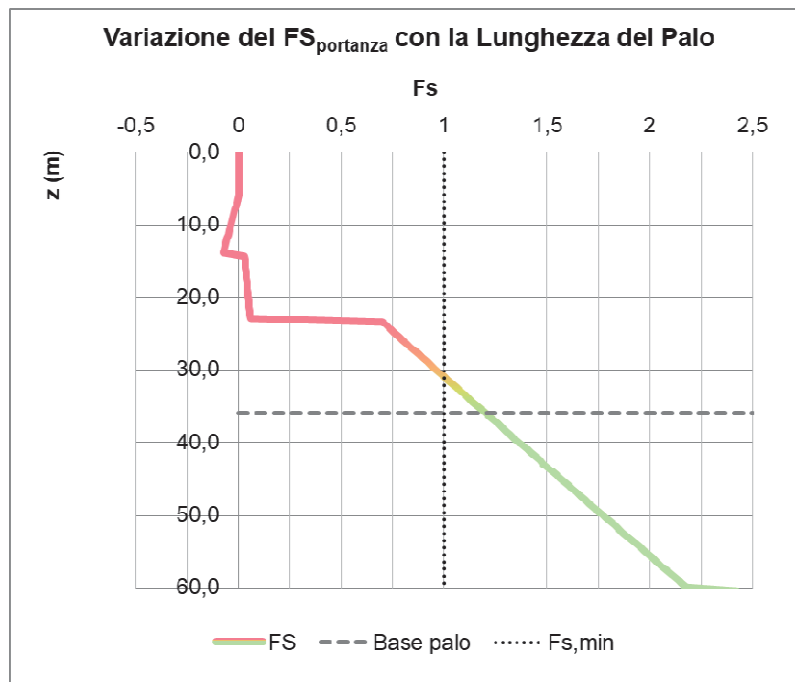
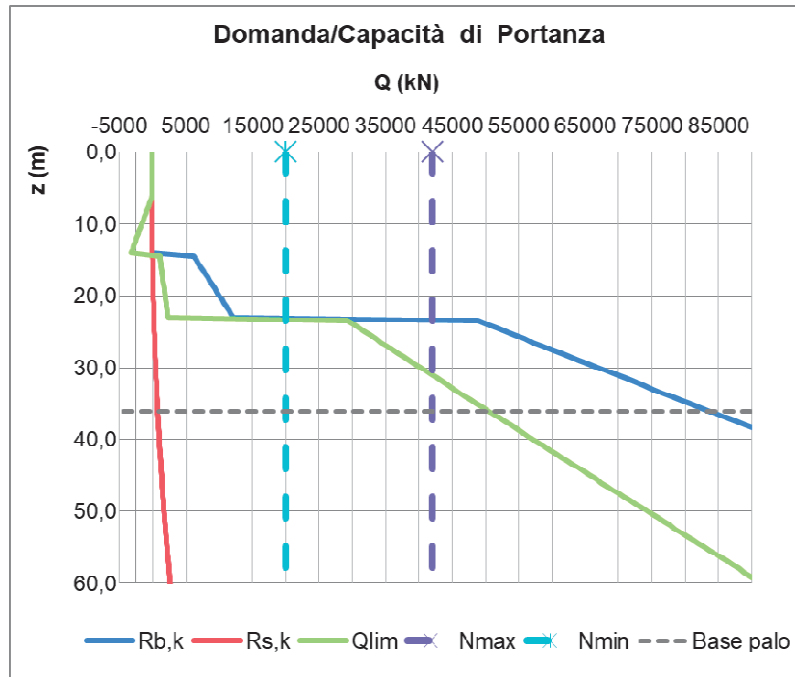
Pile 1-4

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	1,31	1,29	4,5



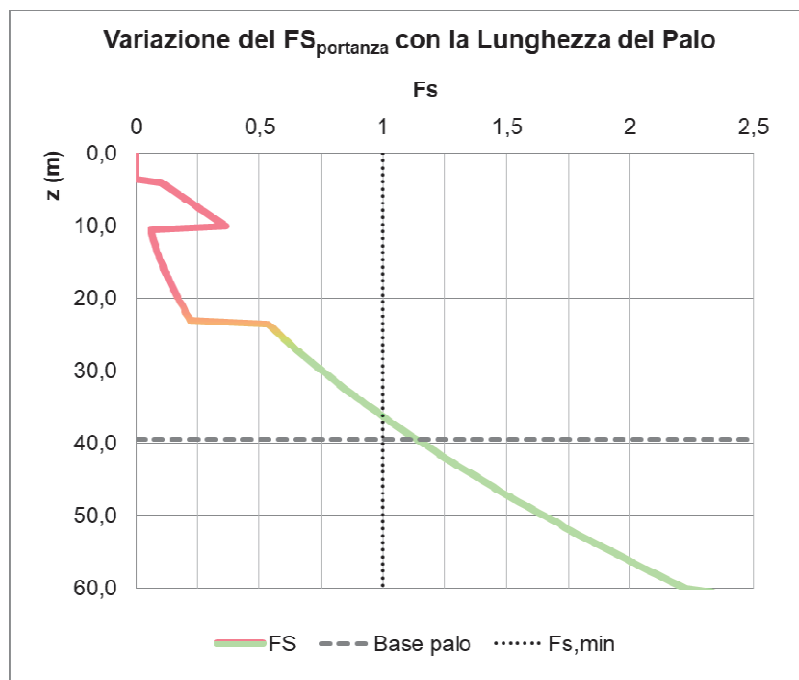
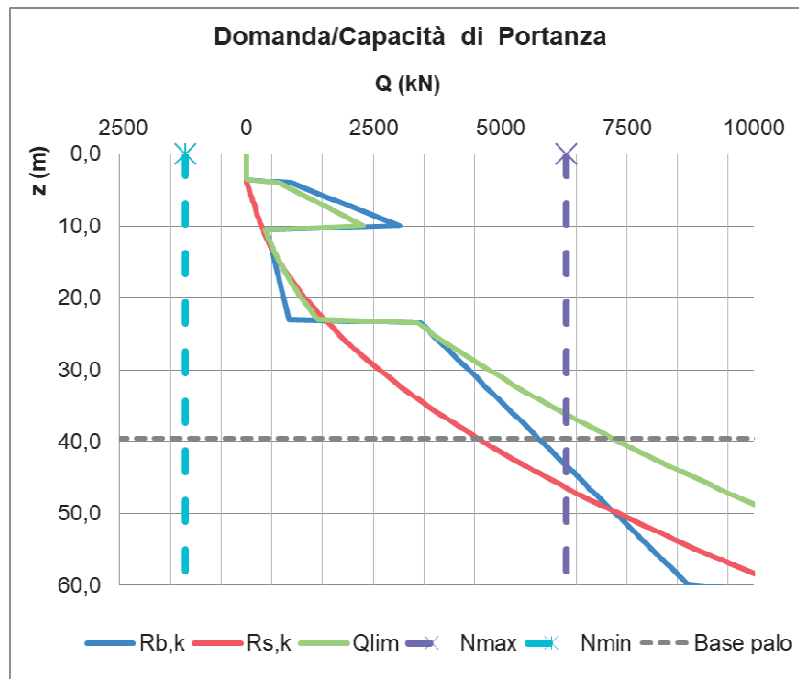
Pile 5-8

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	1,20	1,48	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	1,14	1,12	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.

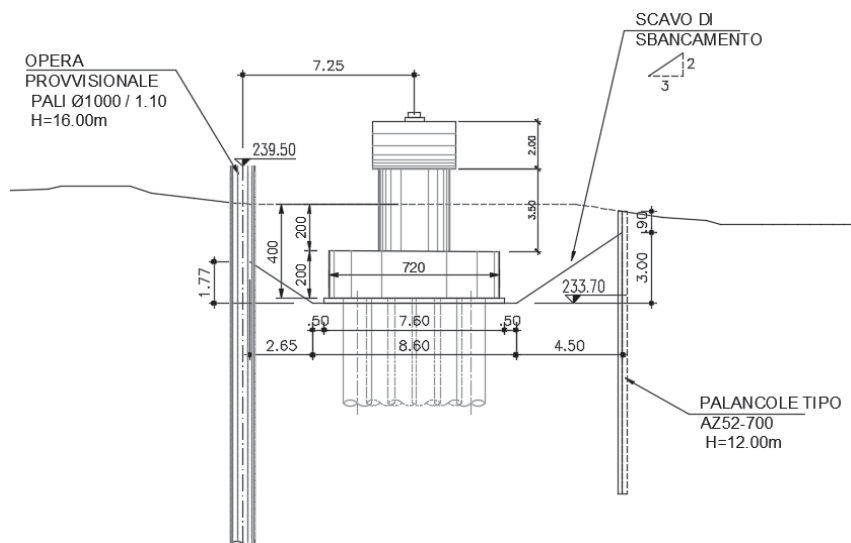


Figura 15: schema paratia provvisoriale pila n.1

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

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

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

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

Tabella 11: Correlazione tra prove SPT e rigidità delle Palancole, tratta da "Installation of steel sheet piles" (edito da TESP A: 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 $3000 \text{ cm}^3/\text{m}$.

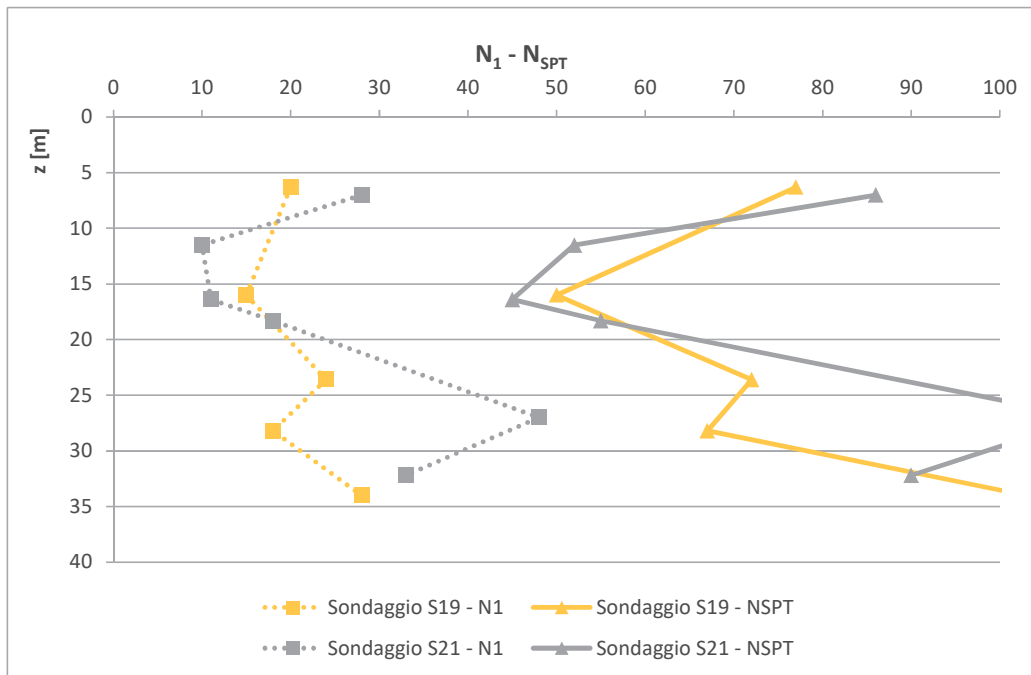


Figura 16: Risultati prove SPT sondaggi S19 e S21

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 ricarica. La verifica strutturale dell'opera è stata condotta con riferimento alla sezione maggiormente sollecitata, operando con il metodo agli stati limite ultimi.

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

- Sovraccarico accidentale

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

- 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.

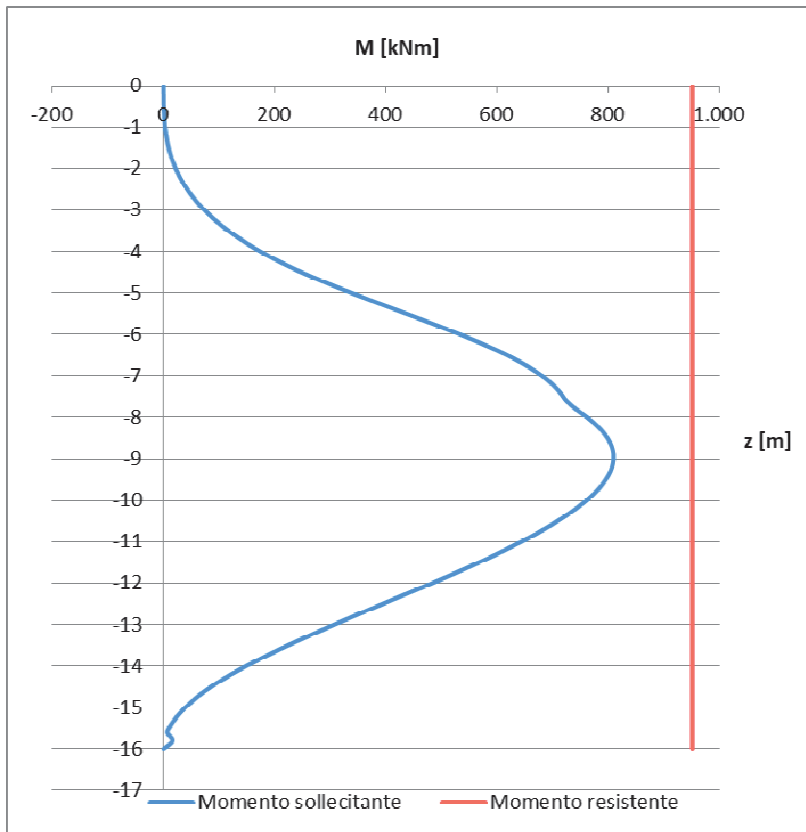
Si considera una spinta dell'acqua sui diaframmi laterali che ha un andamento triangolare delle tensioni triangolare il cui valore massimo alla base è pari a:

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

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).

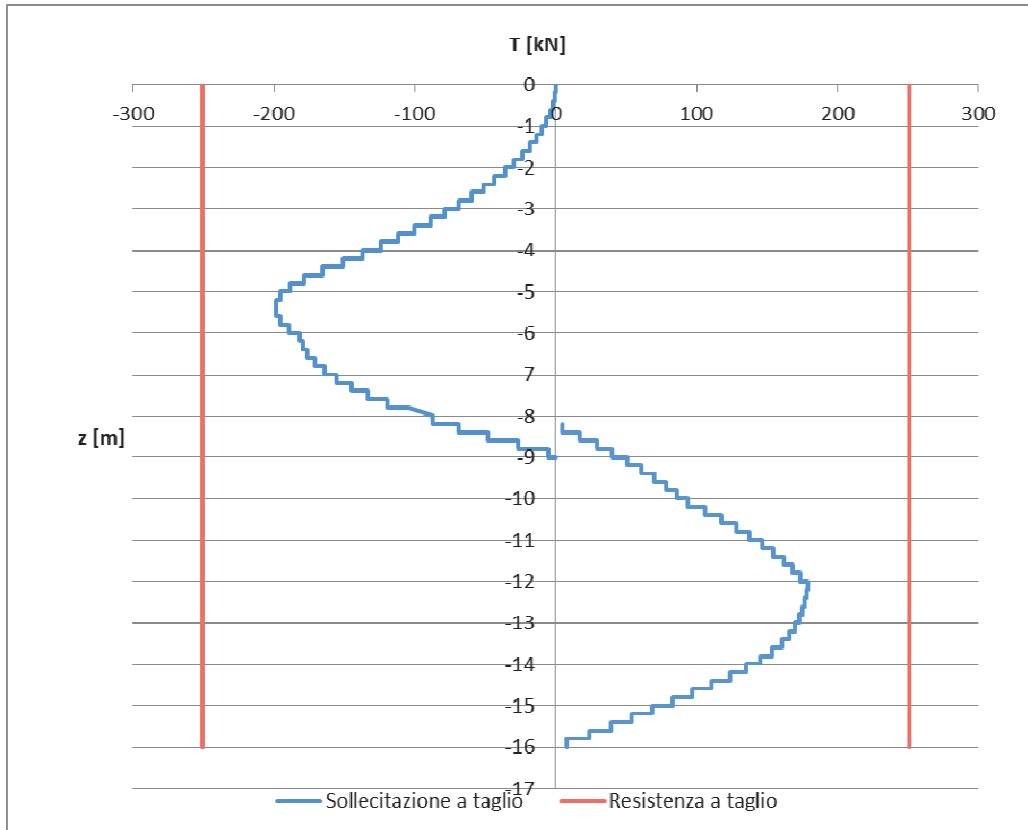
Per la verifica a pressoflessione la sezione sarà armata con n.20 barre $\phi 20$, con un momento resistente pari a:

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



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			

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 $F_{S_{adm}} = \gamma_R = 1.1$, 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

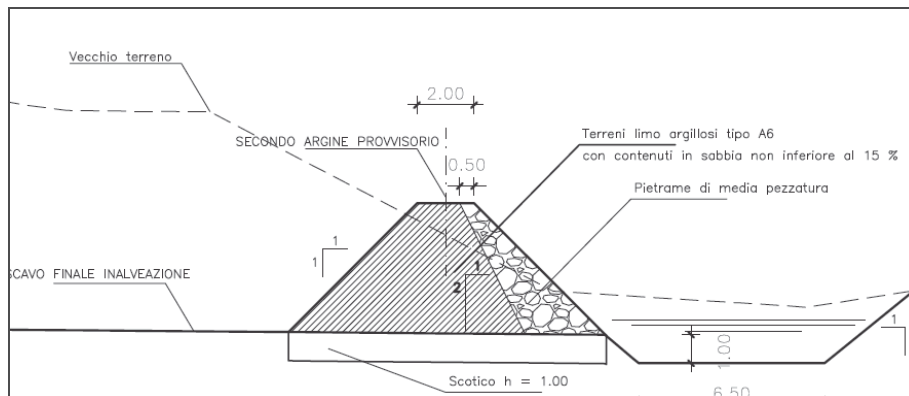


Figura 17: sezione tipo tura provvisoria in materiale sciolto

In aggiunta, è stata condotta la verifica di stabilità globale del fronte di sbancamento protetto con opere di protezione provvisoriale 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

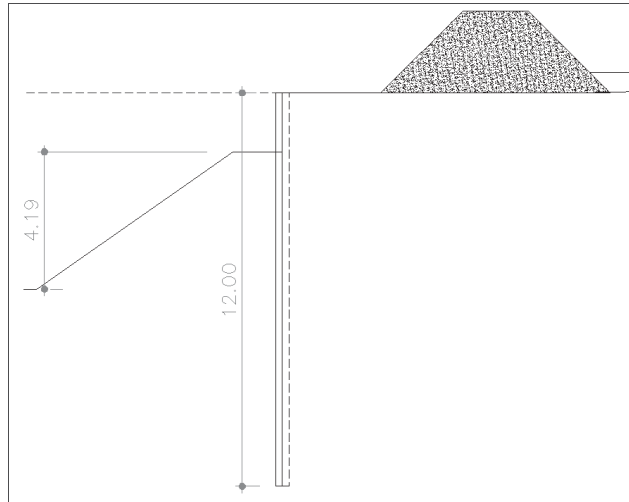


Figura 18: sezione di calcolo sbancamento con inserimento di palacola

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

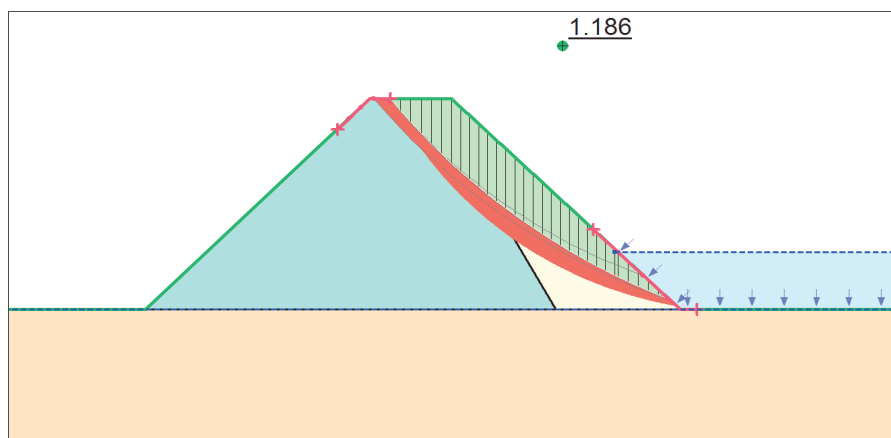


Figura 19: verifica di stabilità globale argine provvisorio sponda dx - $FS_{min}=1.86$

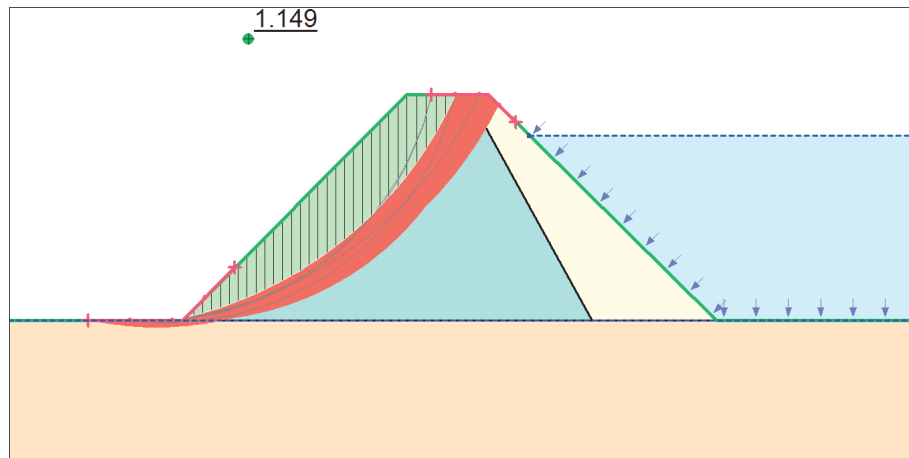


Figura 20: verifica di stabilità globale argine provvisorio sponda sx- $FS_{min}=1.103$

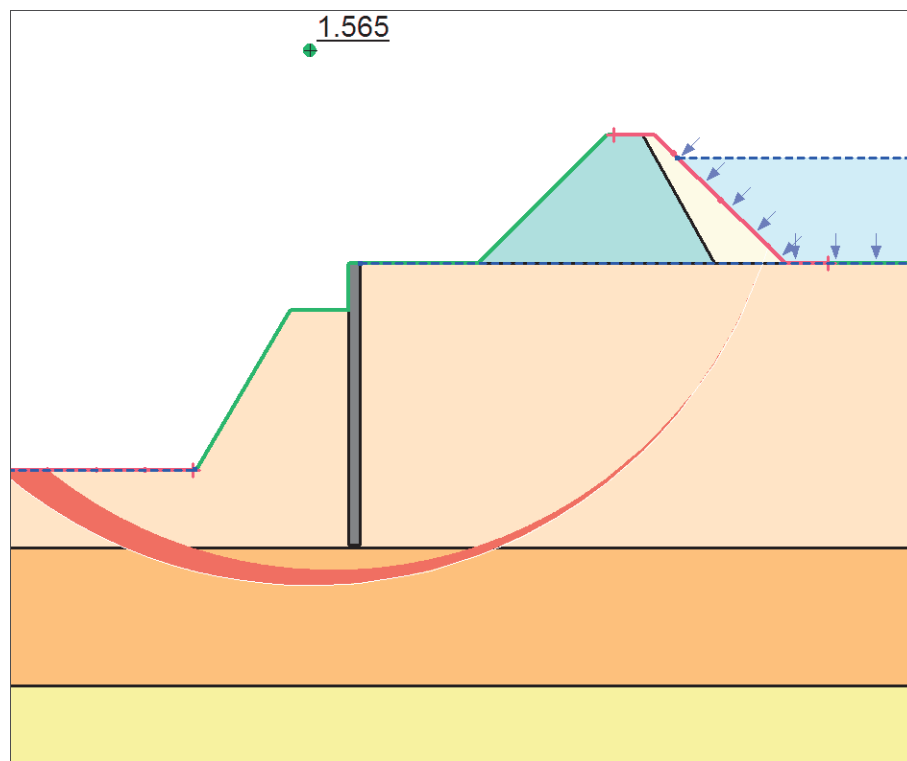


Figura 21: Verifica stabilità globale sbancamento con inserimento di palancola sez-21 - $FS_{min}=1.103$

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 $FS > 1,1$.

➤ **Verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi idraulici**

La verifica di stabilità dello scavo per sifonamento è condotta secondo quanto indicato al paragrafo §6.2.3.2 delle NTC2008, che richiede una verifica in termini di tensioni totali, controllando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante, tenendo conto dei coefficienti di sicurezza parziali della tabella 6.2.IV. La norma prescrive pertanto che sia verificata la relazione

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d}$$

dove:

$u_{inst,d}$ = pressione interstiziale instabilizzante

$\sigma_{stb,d}$ = tensione totale stabilizzante

che, facendo riferimento allo schema in Figura 22, sono espresse tramite le relazioni:

$$u_{inst,d} = \gamma_{G,sfav} \cdot \gamma_w \cdot H_R$$

$$\sigma_{stb,d} = \gamma_{G,fav} \cdot \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_p} \cdot d$$

in cui:

- i valori dei coefficienti parziali $\gamma_{G,sfav}$ e $\gamma_{G,fav}$ sono riportati nella Tabella 16, e risultano rispettivamente pari a 1,3 (sfavorevole) e 0,9 (favorevole);
- il valore del peso specifico dell'unità di volume saturo del terreno γ_{sat} del litotipo corrispondente è pari a **19 kN/m³**;
- il valore del coefficiente γ_p è unitario secondo la tabella 6.2.II delle NTC2008;
- il valore dell'altezza di terreno significativo d è definito secondo quanto riportato in Figura 22;
- il valore dell'altezza piezometrica alla base della palancola H_R è stimato tramite un modello numerico di seguito riportato.

Considerando lo schema del palancolato riportato in Figura 22 e lo schema progettuale riportato in Figura 23, la verifica viene svolta in tre punti A, B e C stante la presenza della berma stabilizzante. Il risultato dei calcoli, mostra esito positivo come riportato in Tabella 17, ai fini delle NTC2008. Mentre ai fini dell'EC7, il punto C mostra un F_s appena inferiore ad 1.4 che è il limite ammesso dalla norma europea.

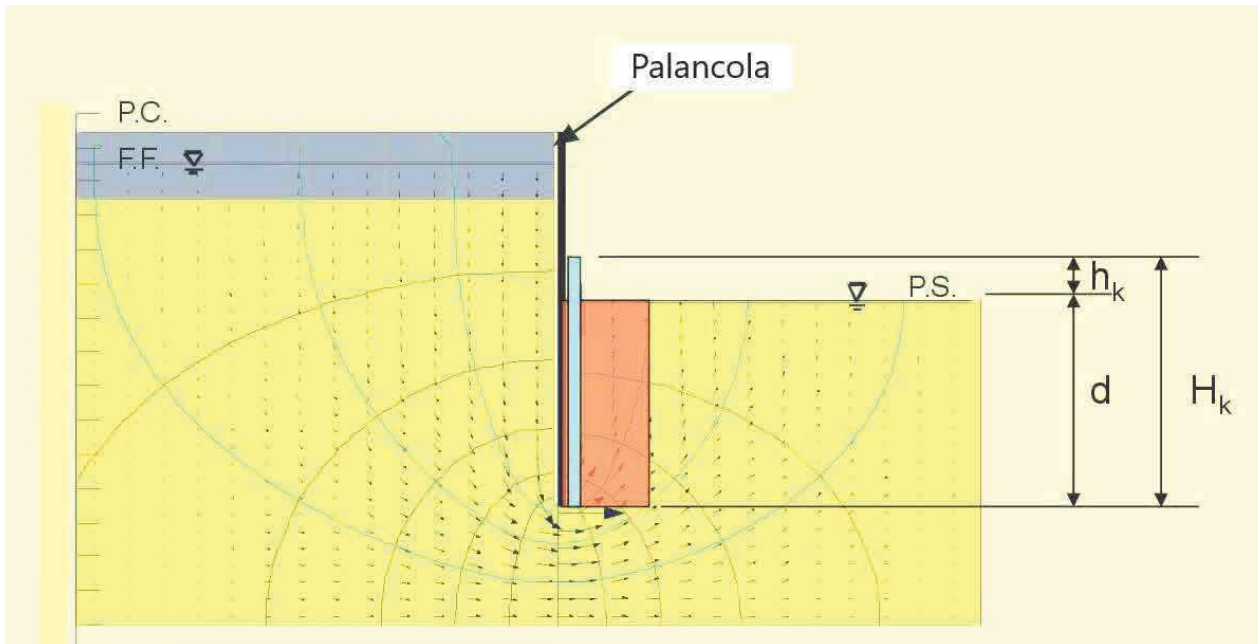


Figura 22: schema di definizione del percorso di drenaggio

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

Tabella 16: Tabella 6.2.IV delle NTC 2008 – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento

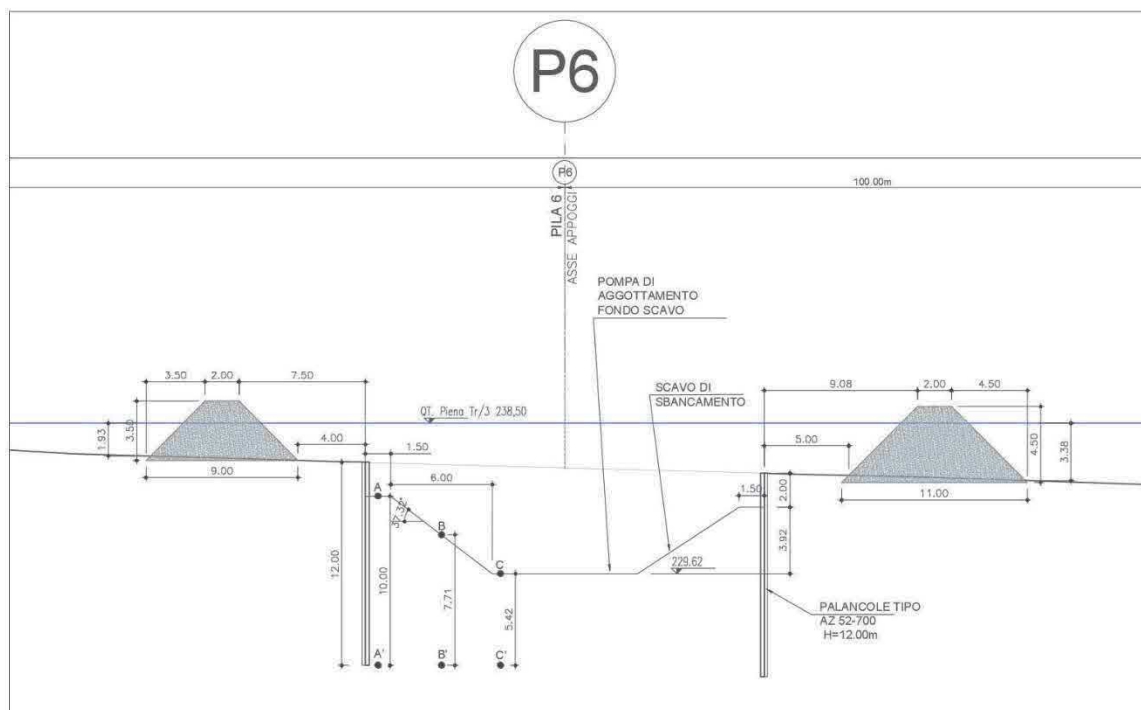


Figura 23: schema progettuale delle palancole con punti A, B e C, significativi ai fini della verifica al sifonamento

Punto	Δh	H_k	$u_{inst,d}$	d	$\sigma_{stb,d}$	FS
(m)	(m)	(m)	(kPa)	(m)	(kPa)	(-)
A	2.0	4.4	57.2	10.00	171.0	2.990
B	4.0	5.2	67.6	7.71	131.8	1.950
C	6.5	5.6	72.8	5.43	92.8	1.275

Tabella 17: verifiche allo stato limite ultimo di sifonamento

Al fine di garantire "adeguate conoscenze sul regime delle pressioni interstiziali" come prescritto dalla stessa norma al suddetto paragrafo, ed in particolare ai fini della determinazione dell'altezza piezometrica alla base del palancolato, è stato definito un modello numerico tramite il codice PLAXIS (Versione 2015.02 – Licenza Anas Service Nr. 2-1329401) per lo studio del moto di filtrazione sotto le palancole. Tale modello è anche utile ai fini della stima del quantitativo di acqua da smaltire internamente all'area di scavo con le pompe di aggotamento ubicate a quota fondo scavo.

Il modello, interessato al solo studio della filtrazione, prevede una fase iniziale con il solo piano campagna (privo di qualunque opera, qualunque scavo e falda a piano campagna), ed una fase finale con attivazione delle ture, delle palancole, e dello scavo fino a quota prevista rappresentato in Figura 24.

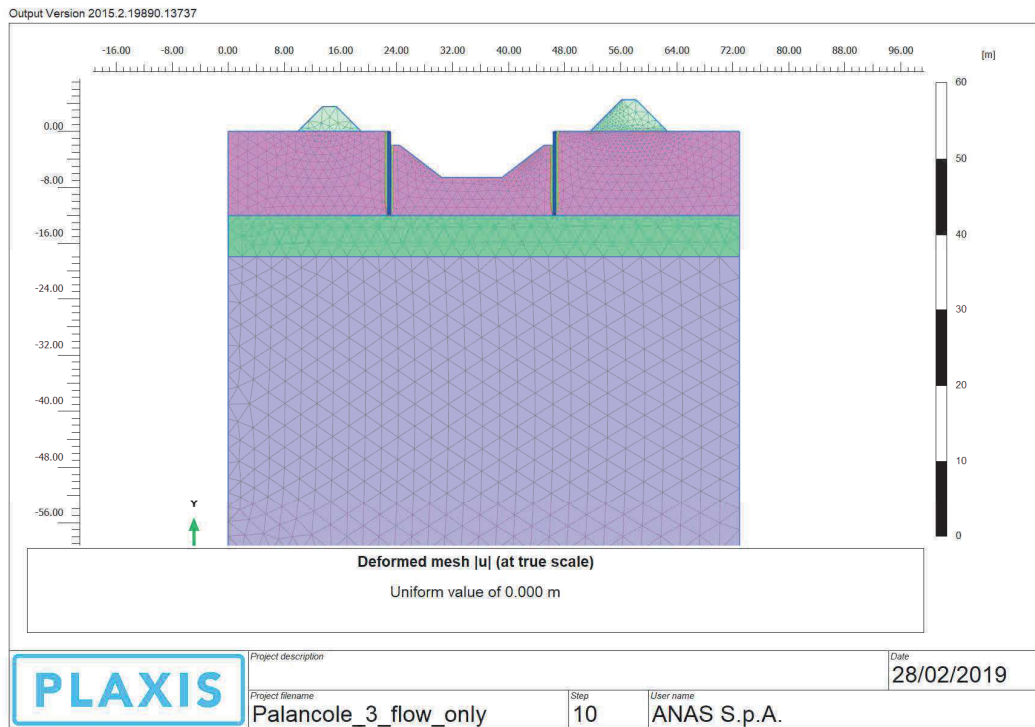


Figura 24: fase finale del modello numerico di studio della filtrazione

Il litotipo Ug5 è a comportamento drenato, stante la composizione granulometrica, mentre i litotipi Ug6 e Ug7 sono a comportamento non drenato; per tutti i terreni di fondazione il modello costitutivo scelto è quello elasto-plastico per terreni a comportamento incrudente Hardening Soil Model, le cui principali caratteristiche del modello costitutivo sono:

- criterio di rottura Mohr-Coulomb, definito dai parametri coesione (c'), angolo di attrito (ϕ') e dilatanza (ψ , qui assunta pari a zero);
- moduli di carico vergine dipendenti sia dalla tensione di confinamento efficace, sia dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio (legge iperbolica); la dipendenza del modulo di carico vergine dalla tensione di confinamento efficace è data dalle seguenti equazioni:

- in prove edometriche:

$$E_{edo} = E_{edo}^{ref} \cdot [\sigma_1' / p^{ref}]^m$$

- in prove triassiali:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} [(c' \cotg \phi' - \sigma_3') / (c' \cotg \phi' + p^{ref})]^m$$

- in condizioni di scarico/ricarico:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} [(c' \cotg \phi' - \sigma_3') / (c' \cotg \phi' + p^{ref})]^m$$

essendo:

E_{edo} = modulo in condizioni edometriche;

E_{50} = modulo secante al 50 % del carico di rottura;

E_{ur} = modulo in scarico/ricarico;

E_{edo}^{ref} , E_{50}^{ref} e E_{ur}^{ref} = moduli alla pressione di riferimento $p^{ref} = 100$ kPa

I moduli E_{edo} sono stati assunti sulla base della caratterizzazione geotecnica discussa nella relazione geotecnica generale del progetto, per cui tutti i moduli edometrici sono compresi tra 15 e 25 MPa nell'intervallo delle tensioni di lavoro; i moduli E_{50} sono stati assunti considerando una riduzione rispetto al modulo tangente definito in relazione geotecnica generale del progetto; i moduli E_{ur} sono stati assunti triplicando il valore di E_{50} .

In Tabella 18 il riepilogo dei parametri utilizzati nei materiali della presente analisi numerica. Come si osserva per le ture, per semplicità si è scelto un materiale puramente elastico non poroso.

Parametro	Ture	Ug5	Ug6	Ug7	Udm
γ	24.00	19.00	18.50	18.50	kN/mc
γ_{sat}	24.00	20.00	19.00	19.00	kN/mc
e_0	0.5	0.5	0.5	0.5	-
E	25	45	30	35	MPa
E_{edo}^{ref}	-	25	20	20	MPa
E_{ur}^{ref}	-	135	90	105	MPa
m	-	0.5	0.5	0.5	-
c'	-	0	5.0	5.0	kPa
ϕ'	-	37	26	33	°
ψ	-	0	0	0	°
k_x	0.0	1.20	0.2412	0.2412	m/g
k_y	0.0	1.20	0.2412	0.2412	m/g

Tabella 18: Parametri dei materiali

E' bene sottolineare che le caratteristiche meccaniche dei terreni sono riportate per trasparenza, ma non influenzano il moto di filtrazione che è regolato essenzialmente dai valori di permeabilità, scelti in funzione delle caratteristiche granulometriche dei litotipi, definiti nella relazione geotecnica generale.

In Figura 25 e Figura 26 sono riportati i valori della quota piezometrica al termine della fase di scavo, con quota falda interna al palancolato a piano fondo scavo e quota falda esterna al palancolato a piano alveo. Come si osserva in Figura 26 le quote piezometriche nei punti significativi ai fini dei calcoli, appartengono alle curve con le lettere "D", "E" e "G" i cui valori sono riportati nella leggenda affianco e sono i medesimi del calcolo di cui alla Tabella 17.

In relazione alla definizione della portata di flusso da aggottare in Figura 27 è riportato il valore del flusso massimo che risulta pari a 0.2 m/g che prodotti per l'area interna di scavo del palancoleto di 180 mq equivalgono a 36 mc/g.

Stante la nota anisotropia idraulica del terreno è stato condotto uno studio di sensibilità in cui la permeabilità orizzontale è posta 10 volte quella verticale. In tal caso, il cui valore del flusso è riportato in Figura 28, si determina un valore della portata da aggottare pari a 2520 mc/g. Altresì, il valore del FS al Sifonamento non viene sostanzialmente modificato come si evince dalla Figura 29 e Figura 30, dove è riportata l'altezza piezometrica in caso di permeabilità anisotropa.

Le tabelle di Calcolo del presente modello numerico (solo a permeabilità isotropa) sono riportate nel volume 2 della presente relazione.

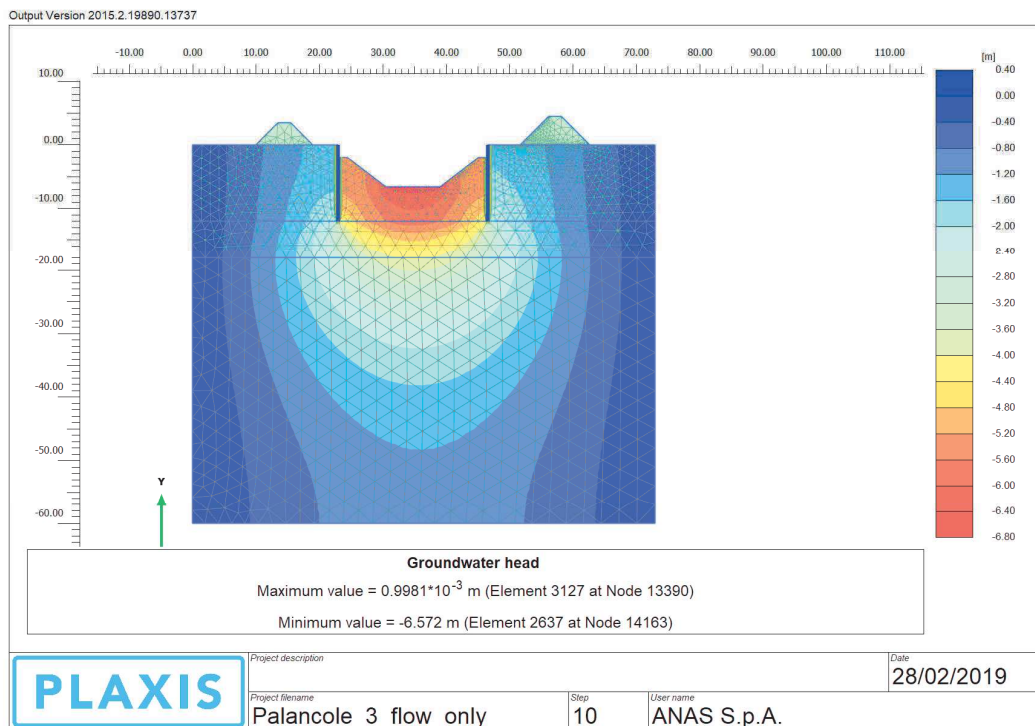


Figura 25: quota piezometrica al termine della fase di scavo

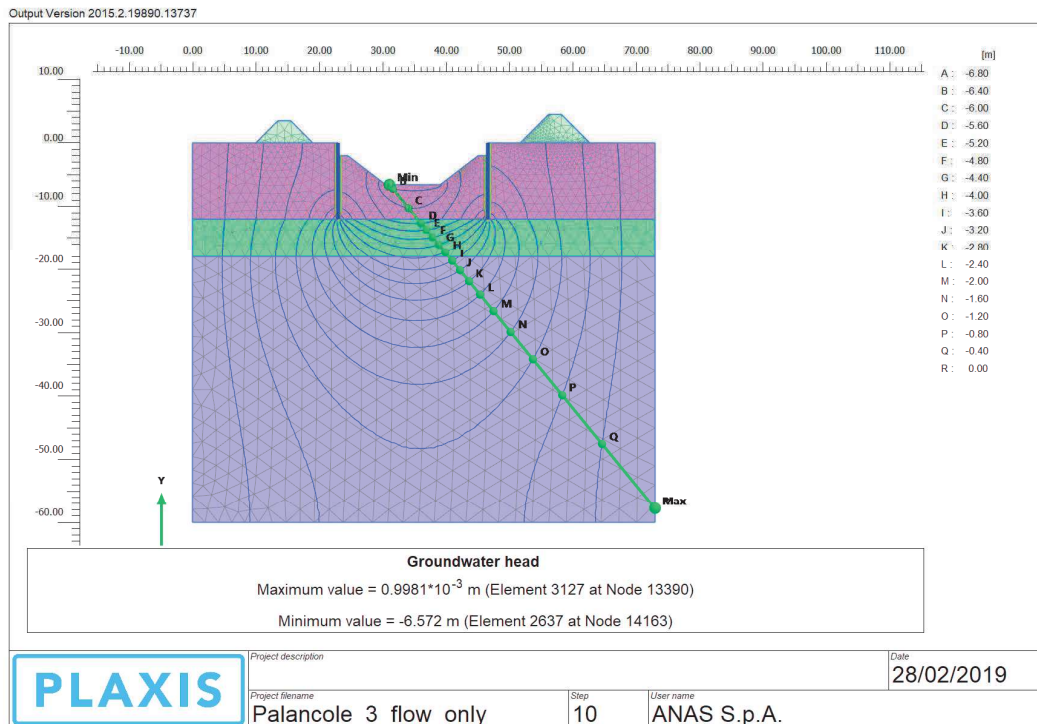


Figura 26_ valori numerici della quota piezometrica al termine della fase di scavo

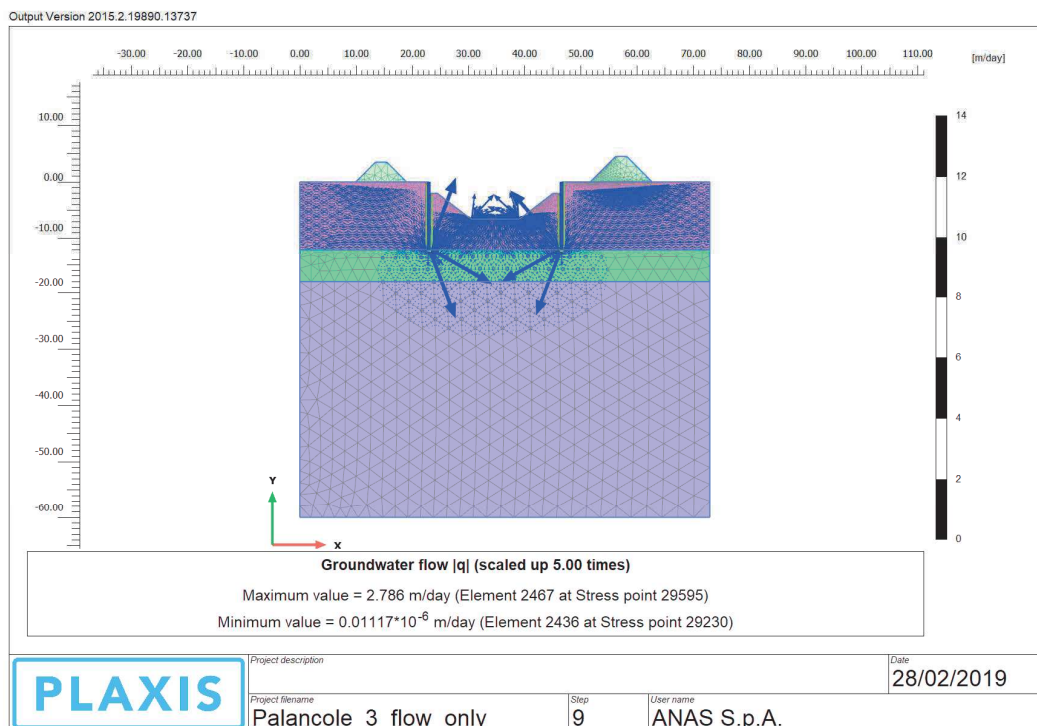


Figura 27: flusso nel modello con permeabilità isotropa

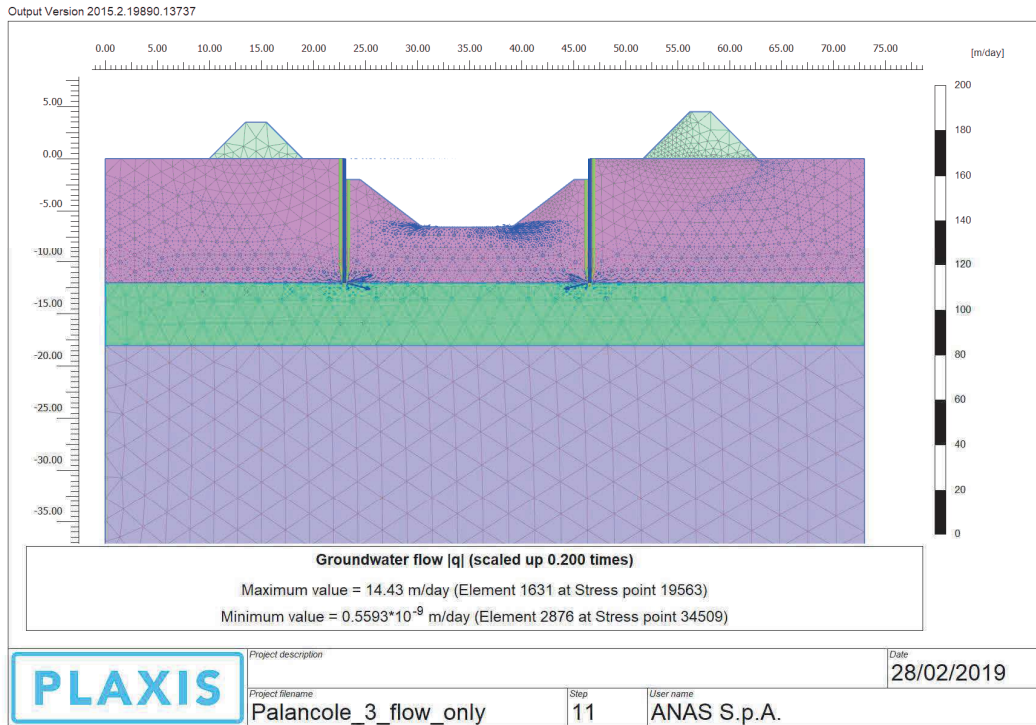


Figura 28: flusso nel modello con permeabilità anisotropa $k_x = 10 k_y$

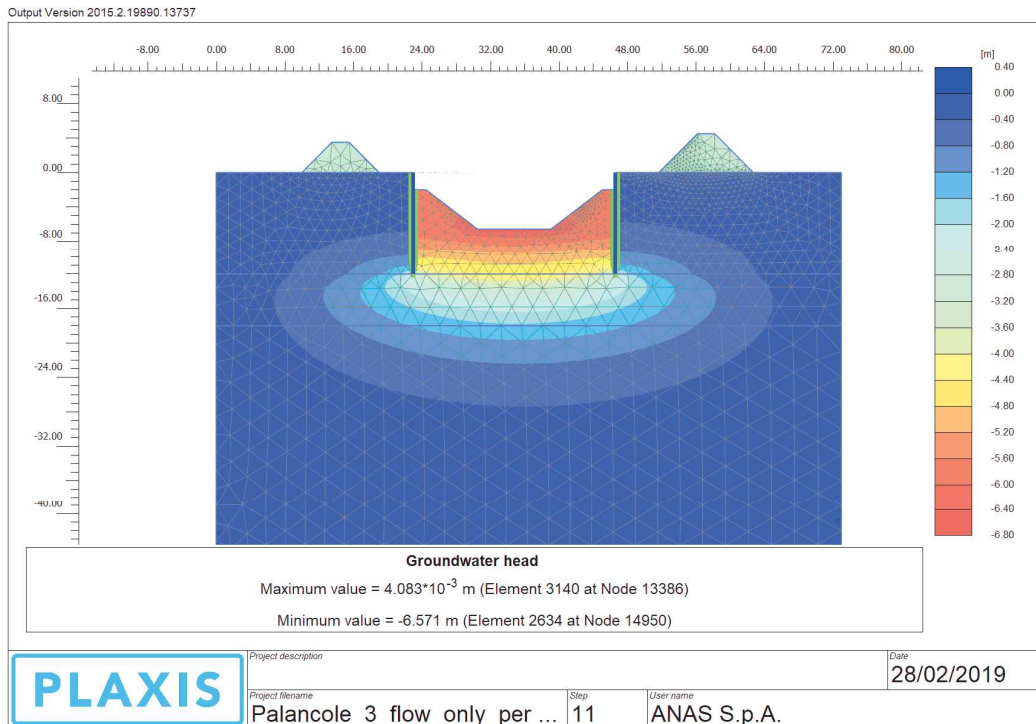


Figura 29: altezza piezometrica nel modello con permeabilità anisotropa

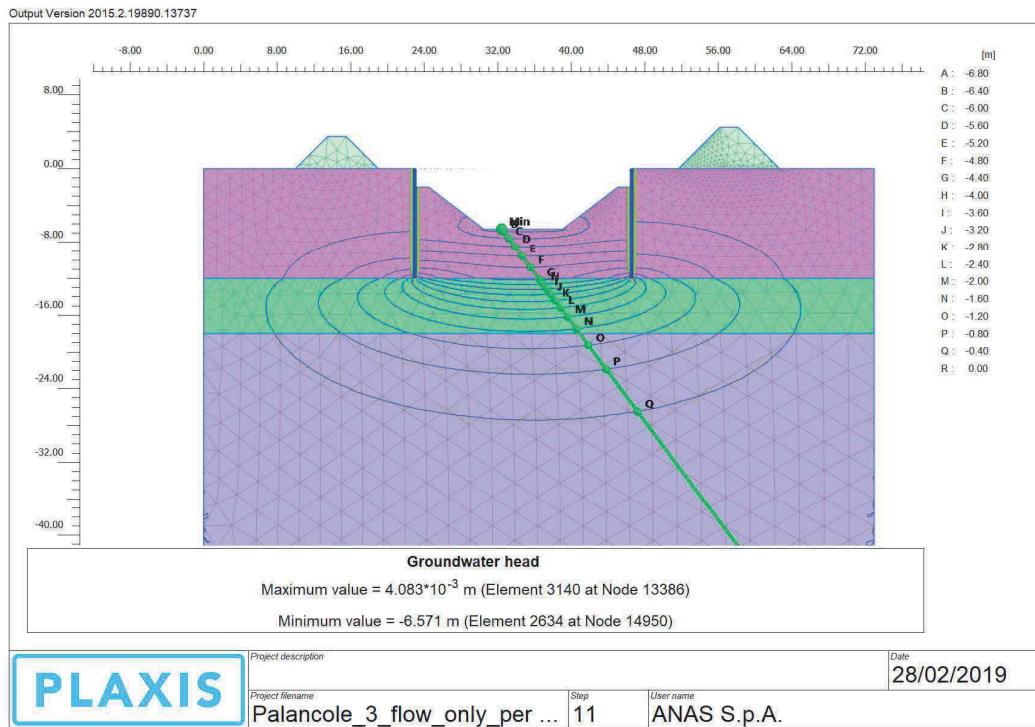


Figura 30: altezza piezometrica nel caso di permeabilità anisotropa

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