

COMMITTENTE:



ALTA Sorveglianza:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA AV/AC VERONA - PADOVA**

**SUB TRATTA VERONA – VICENZA**

**1° SUB LOTTO VERONA – MONTEBELLO VICENTINO**

**RELAZIONE**

IV CAVALCAFERROVIA: IV06 CAVALCAFERROVIA AL Km 18+914.05

RELAZIONE GEOTECNICA.

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A.	SCALA:
<b>ATI bonifica</b> Progettista integratore  Franco Persio Bocchetto Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n°8664 – Sez. A settore Civile ed Ambientale	Consorzio IRICAV DUE Project Manager		-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I N O D	0 0	D	I 2	R B	I V 0 6 0 X	0 0 1	B

<b>ATI bonifica</b>	

Progettazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	Tipo di Emissione	C.Grossi <i>Cristina Grossi</i>	Giugno 2015	P.Ascari <i>Paolo Ascari</i>	Giugno 2015	V.Pastore <i>Vincenzo Pastore</i>	Giugno 2015	
B	Per istruttoria Italferr	C.Grossi <i>Cristina Grossi</i>	04-08-2015	P.Ascari <i>Paolo Ascari</i>	04-08-2015	V.Pastore <i>Vincenzo Pastore</i>	04-08-2015	

File: IN0D00DI2RBIV060X001B	CUP: J41E9100000009	n. Elab.:
	CIG: 3320049F17	

INDICE	
1	INTRODUZIONE ..... 2
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO ..... 3
2.1	DOCUMENTI PROGETTUALI..... 3
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO..... 4
2.3	BIBLIOGRAFIA TECNICA ..... 4
3	BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA ..... 6
4	INDAGINI DISPONIBILI ..... 6
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AREA..... 9
6	PALI..... 12
6.1	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE ..... 12
6.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE ..... 12
6.2.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)..... 12
6.2.1.1	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE ..... 13
6.2.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)..... 15
6.3	TIPI DI PALO ..... 16
6.4	STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA..... 16
6.5	CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI..... 17
6.6	PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ORIZZONTALE ..... 28
6.6.1	carico limite ultimo per carichi orizzontali ..... 28
6.6.2	Interazione palo terreno ..... 29
6.6.3	AZIONI SUL PALO PER LE VERIFICHE STRUTTURALI SLU ..... 30
6.6.4	SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE..... 31
7	RILEVATI DI APPROCCIO ..... 41
7.1	DEFINIZIONE DELLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE ..... 41
7.2	ANALISI DI STABILITA'..... 41
7.2.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)..... 41
7.2.2	VERIFICHE EFFETTUATE E RISULTATI ..... 43
ALLEGATO A – Tabulati di calcolo ..... 51	

## 1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica del Cavalcaferrovia al km 18+914.05 facente parte del 1° Lotto funzionale della Linea AV/AC Verona-Padova, ed in particolare del 2° lotto costruttivo Verona Montebello Vicentino.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 DOCUMENTI PROGETTUALI

- [1] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione idrogeologica – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0002001
- [2] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geotecnica generale & addendum – 2° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005002
- [3] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geotecnica – Rilevati e trincee con opere di sostegno e sottovia - 2° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005006
- [4] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione sismica – Elaborato n° IN0D00DI2RH000000001
- [5] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Profilo geotecnico in scala 1:5000/500 – Elaborato n° IN0D00DI2F5GE0002005
- [6] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Cavalcaferrovia – Cavalcaferrovia al km 18+914.05 – Profilo geotecnico in scala 1:2000/1:200 del CVF – Elaborato n° IN0D00DI2F6IV0600001
- [7] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Planimetria con classificazione sismica del territorio – Elaborato da n° IN0D00DI2P4000000001 a n° IN0D00DI2P4000000004
- [8] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione stratigrafie dei sondaggi – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0000001
- [9] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione prove penetrometriche statiche – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0000002

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBIV060X001-B	Pag 4 di 76

[10] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione prove di laboratorio – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0000005

## 2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- [11] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [12] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [13] CEN [Comité Européen de Normalisation, 2003]. Eurocode 8: Design of Structures for earthquake resistance. Document EN 1998-1, Brussels.
- [14] RFI – Manuale di progettazione – Documento n° RFI-DINIC-MA-CS-00-001-C del 20 Settembre 2004.
- [15] RFI – Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie – Documento n° RFI-DTC-INC-CS-SP-IFT-001-A del 21 Dicembre 2011
- [16] RFI. Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili. Parte II. Sezione 5. Opere in terra e scavi. Rev. A del 30 Giugno 2014.

## 2.3 BIBLIOGRAFIA TECNICA

- [17] Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985). “Piling Engineering”. Surrey University Press, Glasgow and London, Halsted Press, a division of John Wiley & Sons, New York.
- [18] Berezantsev W.HG. (1965), “Design of Deep Foundations”, Proc. 6th ICSMFE, Montreal. Vol.II
- [19] Berezantsev W.HG. (1970), “Calculation of the Construction Basis”, Leningrad.
- [20] Fioravante, V., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M.B. and Pedroni, S. (1995). “Load carrying capacity of large diameter bored piles in sand and gravel”. Proc. 10th ARCSMFE, 2, 3-15.

- [21] Ghionna, V.N., Jamiolkowski. M.B., Pedroni. S. and Salgado, R. et al (1994). "Tip displacement of drilled shafts in sands". In Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. Ed. A.T. Yeung and G.Y. Felio, ASCE , GSP40, New York, 2, 1039-1057.
- [22] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non cohesive soils" Swedish Geotechnical Institute, Report n°26+
- [23] Lancellotta R. Costanzo D. e Foti S. "Progettazione Geotecnica secondo l'Eurocodice 7 (UNI EN 1997) e le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008)" Hoepli ed.
- [24] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [25] Reese L.C., O'Neill M.W. (1988) "Drilled shaft: construction procedures and design methods" Publication N.FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C..
- [26] Viggiani (1999), "Fondazioni" Hevelius Edizioni

### 3 BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il cavalcaferrovia in oggetto si trova nel comune di San Bonifacio nel tratto di linea AV/AC facente parte della variante San Bonifacio L'opera in oggetto si sviluppa per una lunghezza complessiva di circa 130 m e permette lo scavalco della ferrovia in corrispondenza della progressiva km 18+914.05. Il piano campagna in corrispondenza del cavalcaferrovia in oggetto è circa alla +21.3÷21.8 m slm.

### 4 INDAGINI DISPONIBILI

La Figura 1 e la Figura 2 riportano rispettivamente uno stralcio della planimetria ubicazione indagini eseguite nell'area del cavalcaferrovia in oggetto e la sezione geotecnica riportata nel dettaglio nel Doc.Rif.[6].

Le indagini qui esaminate sono riportate in Tabella 1

Tabella 1: Elenco delle indagini considerate per la progettazione geotecnica.

Progressiva (km ≈)	Sondaggio o prova CPTU (Denomin.)	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza sondaggio/CPTU (m)	Piezometro installato C=Casagrande <sup>(1)</sup> TA=Tubo Aperto <sup>(2)</sup>
18+910	CPTU9V	2015	N.D.	6.71	-
18+940	BH6V	2015	21.30	50.00	-
19+090	CPTU11V	2015	20.80	3.76	-
19+060	CPTU10V e CPTU10Vbis	2015	21.20	25.58	
19+360	BH7V	2015	21.24	30.00	-

<sup>(1)</sup> = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande

<sup>(2)</sup> = Tra parentesi il tratto finestrato

Nei Doc.Rif.[8], Doc.Rif.[9] e Doc.Rif.[10] sono riportati gli originali dei risultati delle indagini, nonché i risultati di dettaglio delle prove di laboratorio.

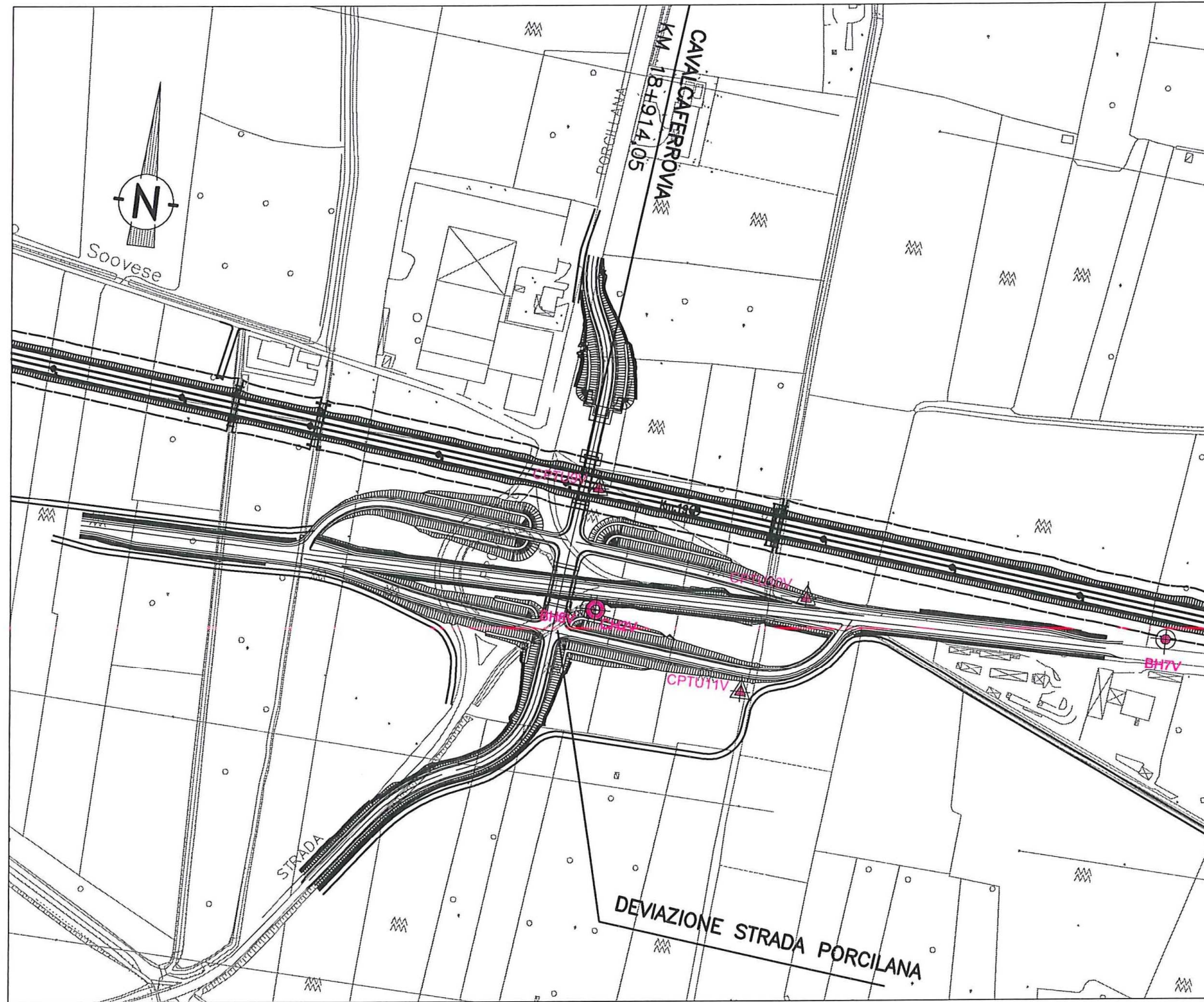


Figura 1 – Planimetria



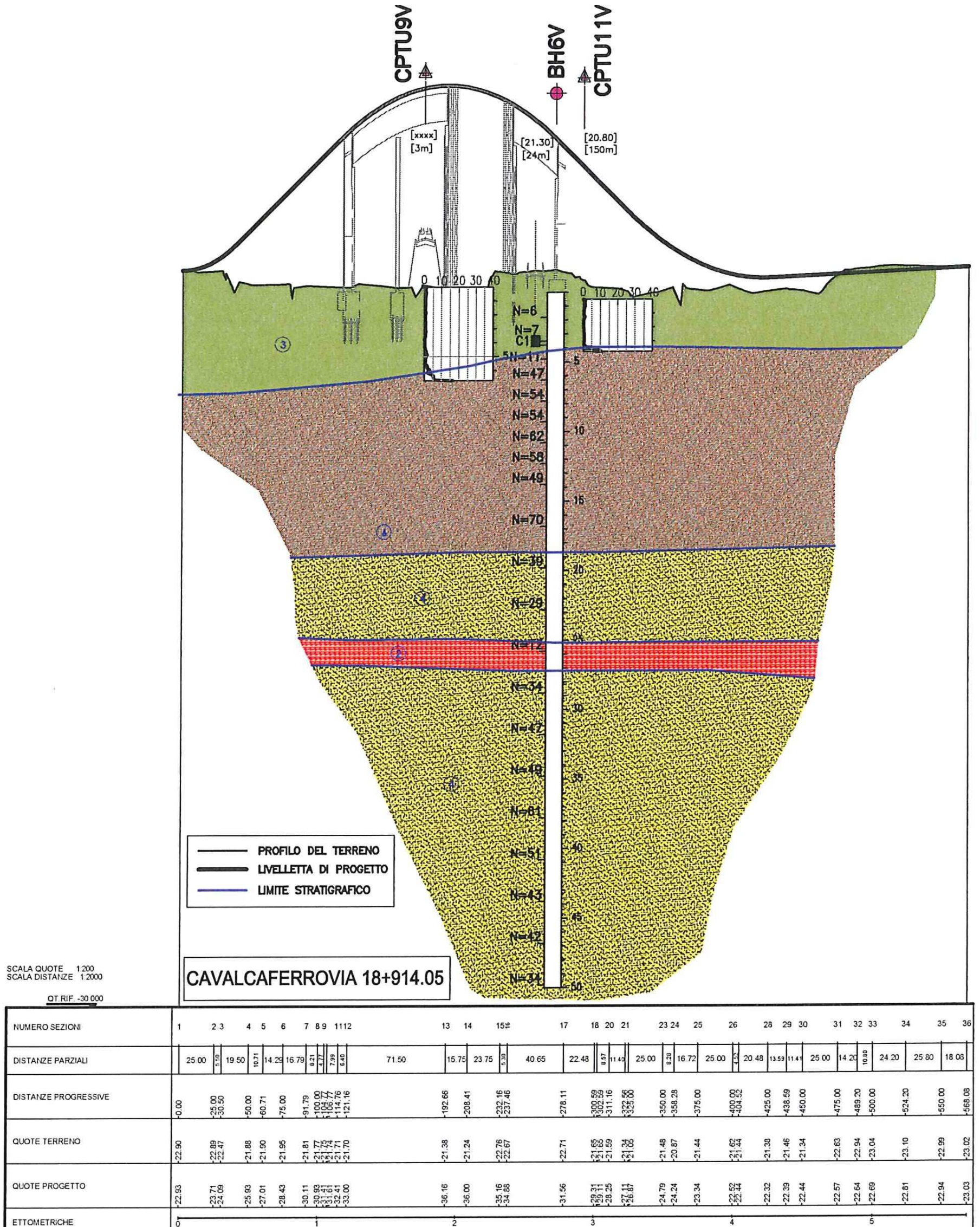



Figura 2 – Profilo geotecnico

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO      REV. IN0D00DI2RBIV060X001-B	Pag 9 di 76

## 5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AREA

Per una definizione delle caratteristiche geotecniche del sito ed in particolare per la definizione dei valori dei parametri geotecnici utilizzati per il dimensionamento dei pali di fondazione delle opere del Lotto 2, si rimanda alla relazione di caratterizzazione geotecnica generale di cui al Doc.Rif.[2].

Di seguito si riporta una descrizione della situazione stratigrafica dell'area del Cavalcaferrovia in oggetto.

- Da p.c. e fino ad una profondità variabile tra 3.0 e 6.0 m sono presenti terreni di natura limoso argillosa relativamente teneri. I dati penetrometrici indicano valori di resistenza alla punta  $q_c$  mediamente tra 0.5 e 0.8 MPa (si vedano CPTU9V, CPTU10V e CPTU11V). I valori resistenza al taglio non drenata, ricavabili dai dati CPT, sono riportati in Figura 3.
- Al di sotto di tale livello, e per uno spessore variabile tra 13.5 e 15.5 m, sono presenti ghiaie con sabbia, con valori di SPT medi compresi fra 30 e 60 colpi/30 cm.
- Al di sotto, per spessori variabili tra 6.0 e 8.0 m circa sono presenti sabbie medie fini con valori SPT medi pari circa a 30 colpi/30 cm.
- Alla base di tale livello e per uno spessore di circa 1.5 m si rinviene uno strato di argilla limosa.
- Al di sotto, e fino alla massima profondità indagata (50 m da p.c.), sono invece presenti sabbie medie e fini con valori di SPT medi compresi fra 35 e 60 colpi/30 cm.

Per quanto concerne le letture di falda nella tratta in oggetto sono riportate in Tabella 2. Per le considerazioni sulla falda si veda la relazione idrogeologica al Doc.Rif.[1].

Tabella 2: Variante san Bonifacio – Letture piezometriche

SIGLA	28/3	7/4	15/4	21/4	25/4	2/5	9/5	16/5	20/5
BH1V	-	-	1.20	1.24	1.26	1.25	1.28	1.29	1.29
BH2V	1.30	-	1.33	1.33	1.35	1.32	1.36	1.39	1.40
BH4V	0.95	-	1.03	1.03	1.06	1.03	1.03	1.04	1.06
BH8V	-	1.17	1.24	1.25	1.29	1.30	1.38	1.43	1.46
BH10V	6.00	-	6.17	6.24	6.30	6.33	6.36	6.40	6.42
BH12V	4.70	-	4.92	4.98	5.04	5.02	5.07	5.10	5.11
BH15V	-	5.74	5.89	6.02	6.09	6.15	6.23	6.26	6.28
BH18V	6.05	-	6.24	6.30	6.35	6.36	6.41	6.44	6.45
BH19V	3.90	-	3.99	3.98	4.05	4.04	4.12	4.16	4.18
BH27V	1.15	-	1.25	1.29	1.33	1.34	1.40	1.40	1.40
BH29V	3.40	-	3.50	3.50	3.54	3.53	3.56	3.58	3.59
BH30V	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

La stratigrafia di calcolo considerata per il dimensionamento dei pali di fondazione è riportata al Capitolo 6, unitamente ai criteri di calcolo e alla definizione della metodologia di dimensionamento delle palificate stesse. Si fa presente che la stratigrafia di calcolo fa riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici assunti, considerando una successione stratigrafica ragionevolmente cautelativa

Per quanto concerne invece i rilevati di approccio, le verifiche di stabilità e la stratigrafia di calcolo utilizzata, si rimanda al Capitolo 7.

Coesione non drenata da prove CPTU in accordo a Lunne T,  
Roberson P.K., Powell J.J.M., (1997)

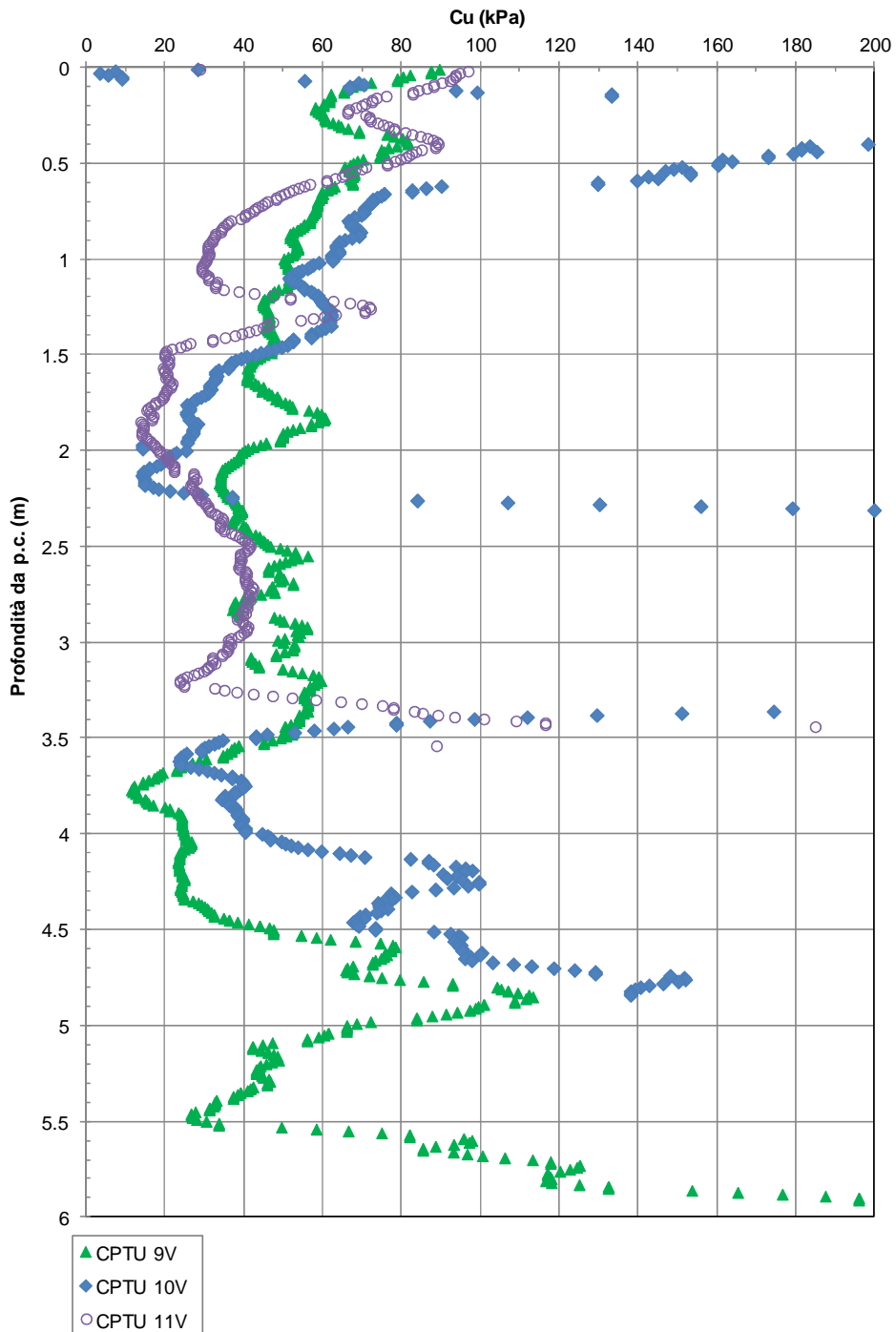


Figura 3 - Coesione non drenata calcolata da prove CPTU in accordo a Lunne T,  
Roberson P.K., Powell J.J.M., 1997

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO      REV. IN0D00DI2RBIV060X001-B	Pag 12 di 76

## 6 PALI

### 6.1 DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

Per la definizione delle palificate di fondazione, in accordo con i progettisti strutturali, si è proceduto nel seguente modo:

1. definizione delle resistenze del palo singolo, in accordo alle NTC 2008 (Doc. Rif. [11]). Il dettaglio di tale calcolo si riporta al punto 6.5;
2. verifica della palificata, da parte del progettista strutturale utilizzando le combinazioni di carico di Normativa, e ricavando il carico sui pali della palificata facendo riferimento al programma PIGLET, GROUP (o simile), tenendo quindi conto dell'effetto penalizzante del gruppo di pali.
3. Definizione della lunghezza del palo facendo riferimento al palo più caricato (usualmente il palo di spigolo), e verifiche strutturali delle armature, sempre con riferimento al palo più caricato.

Considerando anche le modalità di calcolo della resistenza del palo singolo qui riportate, si ritiene che tale approccio sia, nel suo complesso, da considerarsi cautelativo. Il progetto di dettaglio delle palificate verrà redatto in sede di Progetto Esecutivo, sulla base di una più dettagliata campagna di indagine.

### 6.2 PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

#### 6.2.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In accordo alla normativa nazionale NTC2008 (Doc. Rif. [11]) per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [11]})$$

dove:

$E_d$  = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$  = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione  $E_d \leq R_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare. Si sottolinea che per quanto concerne le azioni di progetto  $E_d$  tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (Par. 6.2.3.1 del Doc. Rif. [11]).

#### 6.2.1.1 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE

In accordo a quanto definito nel Par. 6.4.3.1 delle NTC2008 (Doc. Rif. [11]), per fondazioni su pali, devono essere prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:

- stabilità globale;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

SLU di tipo strutturale (STRU), relative a condizioni di:

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Tutte le verifiche (GEO/STRU) di cui sopra, devono essere svolte considerando almeno uno dei seguenti approcci (Par. 6.4.3.1 delle NTC 2008):

**Approccio 1 (DA1):**

Combinazione 1 (C1): A1 + M1 + R1

Combinazione 2 (C2): A2 + M1 + R2

**Approccio 2 (DA2):**

Combinazione 1: A1 + M1 + R3

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, e Tab. 6.4.II delle NTC 2008 (Doc. Rif. [11]) e per comodità riportati rispettivamente nella Tabella 3 e Tabella 4 del presente documento.

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2008, Doc.Rif.[11], deve essere incluso tra le azioni permanenti di cui alla Tabella 3.

In condizioni sismiche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 7.11. delle NTC2008, Doc.Rif.[11], tutti i coefficienti sulle azioni A1 e A2 sono posti pari a 1 (par.7.11.1).

Le raccomandazioni per la progettazione delle fondazioni profonde riportate nel presente documento sono basate sull'Approccio 1 (DA1) delle NTC 2008 (Doc. Rif. [11], vedi anche Doc. Rif.[12]).

Tabella 3: Tab. 6.2.I, NTC 2008 (Doc.Rif.[11])

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_E$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 4: Tab. 6.4.II, NTC 2008 (Doc.Rif.[11])

**Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

### 6.2.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per quanto riguarda lo stato limite di servizio (SLE), deve essere verificato che gli effetti attesi delle azioni caratteristiche (cedimenti, rotazioni, vibrazioni) sulle strutture proposte (o quelli indotti, se il caso, sulle strutture adiacenti) siano inferiori al massimo di quelli consentiti. Le analisi dovranno essere effettuate considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali, con riferimento sia alla resistenza che alla deformabilità.



### 6.3 TIPI DI PALO

Considerando i costi e la facilità di costruzione, le condizioni geologiche e idrogeologiche del sito, è stato considerato l'impiego di pali trivellati in calcestruzzo armato, gettati in opera.

In questa relazione, è stata determinata la capacità portante del singolo palo per tre differenti diametri  $D = 1000$  mm,  $D = 1200$  mm,  $D = 1500$  mm.

Nello schema di calcolo la testa palo è posta a 3.0 m dal piano campagna.

### 6.4 STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA

Sulla base dei dati di indagine disponibili lungo lo sviluppo dell'opera e sulla base di quanto detto al Capitolo 5, di seguito si riportano la stratigrafia di calcolo ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni considerati. Si ribadisce che tali valori fanno riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici caratteristici ricavati dai risultati delle indagini disponibili.

Tabella 5: Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo.

	Da	a	$\gamma$	$\phi'_k$	$c'_k$	$C_{Uk}$	$\delta$	$q_{b,ult}$	$k_H$
	(m p.c.)	(m p.c.)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	kN/m <sup>3</sup>
Argilla limosa	0.0	6.0	18.5	-	-	60	-	$9 \cdot C_{Uk}$	-
Ghiaie sabbiose	6.0	21.0	18.5	36	0	-	36	3000	15000
Sabbia limosa	21.0	25.5	18.5	34	0	-	34	2200	12000
Limo argilloso	25.5	27.0	18.5	-	-	120	-	$9 \cdot C_{Uk}$	-
Sabbia	27.0	33.0	18.5	34	0	-	34	3000	12000
Sabbia	Da 33.0 in poi		18.5	34	0	-	34	3500	12000

con:

$\gamma$  = peso di volume naturale;

$\phi'_k$  = valore caratteristico dell'angolo di attrito;

$c'_k$  = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate;

$C_{Uk}$  = valore caratteristico della coesione non drenata;

$\delta$  = valore caratteristico dell'angolo d'attrito tra palo e terreno;

$q_{b,ult}$  = valore assunto per la resistenza ultima di base in accordo a quanto indicato al paragrafo 6.5;

$k_H$  = valore assunto per l'incremento del modulo di reazione orizzontale con la profondità per i materiali sabbioso-ghiaiosi.

Nelle analisi l'altezza di falda è stata considerata coincidente con il p.c. (si veda relazione idrogeologica Doc.Rif.[1]).

## 6.5 CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI

In conformità con la normativa NTC2008 (Doc. Rif.[11]), la resistenza geotecnica di progetto del palo soggetto a carichi di compressione  $R_{c,d}$  e di trazione  $R_{t,d}$  è stata ottenuta partendo dal valore di resistenza caratteristico a compressione  $R_{c,k}$  e a trazione

$R_{t,k}$ , applicando i coefficienti parziali indicati nella Tab. 6.4.II del Doc. Rif.[11] (Tabella 4 del presente documento).

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_{R2}}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{R2}}$$

In particolare, per i pali trivellati in calcestruzzo gettati opera:

$\gamma_{R2} = 1.45$  per la resistenza laterale in compressione;

$\gamma_{R2} = 1.6$  per la resistenza laterale in trazione;

$\gamma_{R2} = 1.7$  per la resistenza di base.

I valori caratteristici a compressione del palo  $R_{c,k}$  e a trazione  $R_{t,k}$ , sono ottenuti applicando i fattori di correlazioni  $\xi_3$  e  $\xi_4$  (si veda Tab. 6.4.IV del Doc. Rif.[11], Tabella 6 nel presente documento) alla resistenza a compressione  $R_{c,cal}$  e a trazione  $R_{t,cal}$  calcolati partendo dai risultati delle indagini geotecniche. In particolare:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t;cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

I valori di  $\xi_3$  e  $\xi_4$  da utilizzare nelle analisi sono funzione dal numero di sondaggi indipendenti che sono stati considerati per valutare la resistenza del palo per ogni area omogenea o struttura.

Per l'opera in questione si è scelto di considerare, come riportato al Capitolo 5, una stratigrafia di calcolo che fa riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici caratteristici, considerando una successione stratigrafica ragionevolmente cautelativa. Si è quindi ritenuto che il valore di resistenza di calcolo così ottenuto rappresenti un minimo fra quelli possibili. Si è ritenuto di poter utilizzare un coefficiente pari a  $\xi_4=1.55$ .

Tabella 6: Tab. 6.4.IV, NTC 2008 (Doc.Rif.[11])

**Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.**

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Le resistenze di calcolo  $R_{c,cal}$  e  $R_{t,cal}$  sono state determinate sulla base delle seguenti relazioni:

$$R_{c,cal} = Q_{c,ult} = Q_{ult,lat} + Q_{ult,base}$$

$$R_{t,cal} = Q_{t,ult} = Q_{ult,lat}$$

con:

$Q_{c,ult}$  = resistenza alla base ultima del singolo palo in compressione;

$Q_{t,ult}$  = resistenza alla base ultima del singolo palo in trazione;

$Q_{ult,shaft}$  = resistenza laterale ultima;

$Q_{ult,base}$  = resistenza alla base ultima.

La resistenza laterale ultima  $\tau_{lim}$  è stata valutata come segue:

#### Terreni coesivi

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = \alpha \cdot C_{uk} \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

$\alpha$  = coefficiente ricavato sulla base di quanto riportato in Figura 4;

$C_{uk}$  = resistenza a taglio non drenata come riportato in Tabella 5.

#### Terreni sabbiosi

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = k \cdot \tan \delta \cdot \sigma'_{v0} \leq \tau_{us,max} \text{ kPa}$$

dove:

$k$  = coefficiente di spinta laterale, considerato pari a 0.7 per i pali trivellati;

$\delta$  = angolo d'attrito tra palo e terreno come riportato in Tabella 5;

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale alla quota di riferimento.

I valori massimi di  $\tau_{us,max}$  sono stabiliti in accordo alle indicazioni di Reese & Wright [1977] (vedi anche Gwizdala [1984]) nel caso di pali trivellati a fango, sulla base delle seguenti espressioni:

$$\tau_{us,max} = 3 \cdot NSPT \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} \leq 53 \text{ colpi/30 cm}$$

$$\tau_{us,max} = 142 + 0.32 \cdot NSPT \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} > 53 \text{ colpi/30 cm}$$

Per comodità di calcolo, e laddove  $NSPT \geq 50$  per il tratto di interesse, si porrà:

$$\tau_{us,max} = 150 \text{ kPa}$$

La resistenza ultima di base  $q_{b,ult}$  è stata determinata come segue:

#### Terreni coesivi

$$q_{b,ult} \text{ (kPa)} = 9 \cdot Cu_k$$

#### Terreni sabbiosi

Il valore di  $q_{b,ult}$  è stato stabilito considerando un rapporto fra il cedimento della base del palo ed il diametro del palo pari al 10%

Quando disponibili dati penetrometrici, si è considerato (Fioravante et al. (1995) e Ghionna et al. (1994) Lancellotta et al. (2011))

$$q_{bcr, 0.1} \cong 0.15 \div 0.18 q_c$$

Quando disponibili dati SPT, si sono utilizzate le indicazioni di Reese e O'Neill, 1988, Fioravante et al., 1995:

$$q_{bcr, 0.1} = 75 NSPT < 4000 \text{ kPa}$$

Tali dati sono in ottimo accordo con le indicazioni di Berezantzev (1965), e riportate da AGI, 1984.

I valori assunti nel calcolo per i diversi strati sono riportati nella Tabella 5.

Nei terreni stratificati, come quelli dell'area in oggetto, costituiti da alternanze di strati coesivi e di sabbie o ghiaie, la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi è stata abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in Figura 5.

Le stime delle resistenze geotecniche di progetto dei pali soggetti a carichi verticali a compressione  $R_{c,d}$  e trazione  $R_{t,d}$  sono riportate in Figura 6 e Figura 7.

In Tabella 7, Tabella 11 e Tabella 9, per entrambe le combinazioni, sono riportati i valori numerici delle resistenze di progetto  $R_{c,d}$  e  $R_{t,d}$ . Nell' Allegato A sono forniti i tabulati di calcolo che riportano i valori della portata laterale ultima e della portata

di base, ricavati in accordo ai criteri esplicitati nei paragrafi precedenti, utilizzati per la determinazione delle resistenze di calcolo  $R_{c,cal}$  e  $R_{t,cal}$ .

Si ricorda che, in accordo a quanto riportato al paragrafo 6.2.1.1, i valori rappresentati considerano anche il peso del palo. Nella condizione di resistenza a compressione è stato assunto come carico permanente sfavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione è stato assunto come azione permanente favorevole.

Si ricorda che le resistenze di progetto consigliate dovranno essere confrontate con i carichi di progetto a testa palo (considerando i coefficienti parziali  $\gamma_A$  sulle azioni caratteristiche).

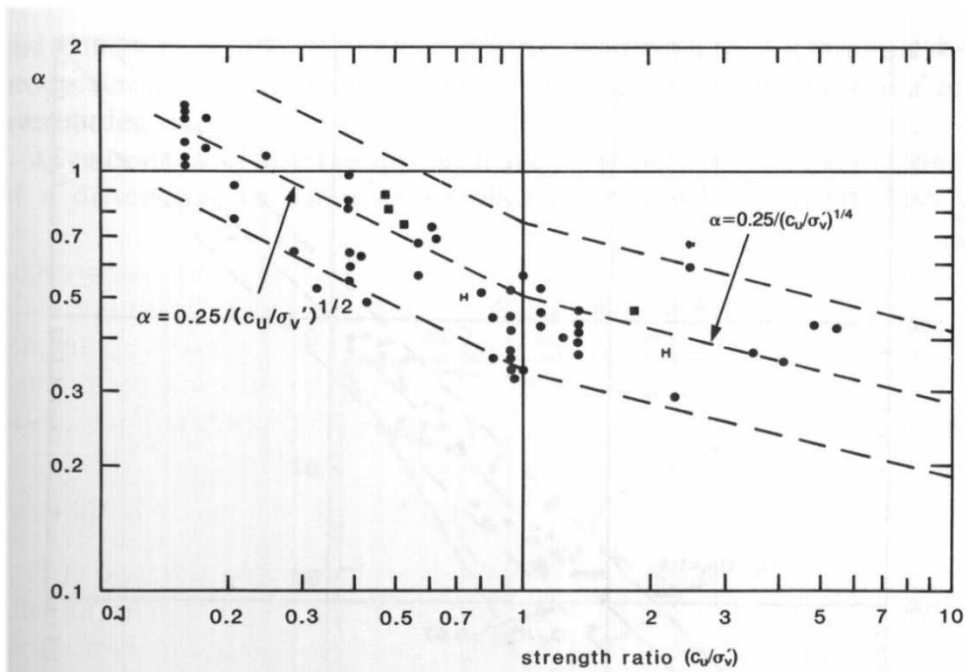
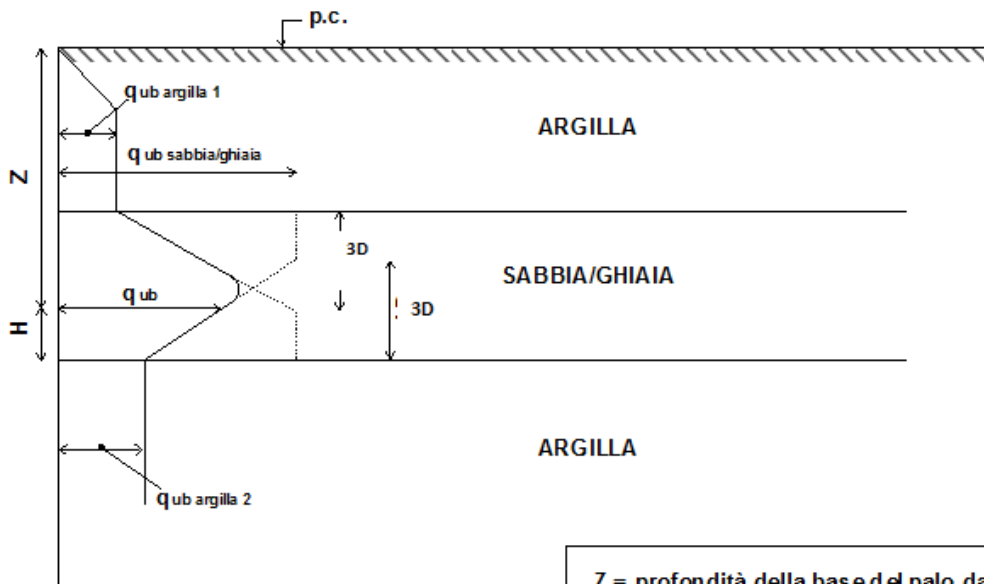


Figura 4 – Valore di  $\alpha$  in funzione del rapporto  $c_u/\sigma'_v$  (da Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985))



$Z =$  profondità della base del palo da p.c.

Figura 5 - Criterio di valutazione della pressione ultima di base ( $q_{ub}$ ) in terreni stratificati

Tabella 7: Resistenza di progetto palo singolo Approccio 1 , Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M1+R2) – Diametro palo D=1000 mm

L palo	Approccio 1 Combinazione 1 STRU (A1+M1+R1)		Approccio 1 Combinazione 2 GEO (A2+M1+R2)	
	R <sub>d</sub> , compressione	R <sub>d</sub> , trazione	R <sub>d</sub> , compressione	R <sub>d</sub> , trazione
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
20	3256	2377	2131	1574
21	3251	2561	2146	1693
22	3254	2752	2167	1817
23	3338	2930	2233	1933
24	3452	3051	2312	2013
25	3968	3242	2634	2137
26	4517	3463	2979	2279
27	5074	3691	3330	2426
28	5315	3926	3496	2577
29	5564	4168	3667	2733
30	5822	4418	3844	2894
31	6172	4675	4076	3059
32	6529	4939	4314	3228
33	6895	5211	4557	3403
34	7185	5490	4756	3581
35	7481	5775	4960	3764
36	7778	6060	5164	3946
37	8075	6345	5368	4129
38	8372	6631	5572	4312
39	8669	6916	5777	4495
40	8966	7202	5981	4678
41	9263	7487	6185	4860
42	9560	7772	6389	5043
43	9856	8058	6593	5226
44	10153	8343	6797	5409
45	10450	8629	7002	5592
46	10747	8914	7206	5774
47	11044	9199	7410	5957
48	11341	9485	7614	6140
49	11638	9770	7818	6323
50	11935	10056	8022	6506



Tabella 8: Resistenza di progetto palo singolo Approccio 1 , Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M1+R2) – Diametro palo D=1200 mm

L palo	Approccio 1 Combinazione 1 STRU (A1+M1+R1)		Approccio 1 Combinazione 2 GEO (A2+M1+R2)	
	R <sub>d</sub> , compressione	R <sub>d</sub> , trazione	R <sub>d</sub> , compressione	R <sub>d</sub> , trazione
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
20	4005	2909	2608	1945
21	3997	3132	2625	2091
22	3999	3364	2648	2243
23	4097	3581	2727	2385
24	4233	3729	2819	2484
25	4850	3962	3205	2635
26	5507	4229	3618	2808
27	6174	4505	4038	2987
28	6695	4790	4372	3172
29	6992	5084	4577	3362
30	7299	5386	4787	3557
31	7717	5697	5065	3758
32	8145	6017	5349	3965
33	8583	6346	5639	4176
34	8990	6684	5913	4394
35	9343	7028	6156	4615
36	9698	7374	6400	4838
37	10052	7719	6643	5060
38	10407	8064	6887	5282
39	10761	8410	7131	5504
40	11116	8755	7374	5726
41	11470	9100	7618	5949
42	11825	9446	7862	6171
43	12180	9791	8105	6393
44	12534	10136	8349	6615
45	12889	10482	8593	6837
46	13243	10827	8836	7059
47	13598	11172	9080	7282
48	13952	11517	9324	7504
49	14307	11863	9568	7726
50	14661	12208	9811	7948

Tabella 9: Resistenza di progetto palo singolo Approccio 1 , Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M1+R2) – Diametro palo D=1500 mm

L palo	Approccio 1 Combinazione 1 STRU (A1+M1+R1)		Approccio 1 Combinazione 2 GEO (A2+M1+R2)	
	R <sub>d</sub> , compressione	R <sub>d</sub> , trazione	R <sub>d</sub> , compressione	R <sub>d</sub> , trazione
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
20	5188	3742	3355	2538
21	5175	4027	3374	2725
22	5174	4322	3401	2920
23	5293	4598	3496	3103
24	5460	4789	3610	3232
25	6229	5085	4090	3426
26	7047	5424	4603	3648
27	7877	5774	5125	3877
28	8720	6136	5656	4113
29	9331	6508	6051	4356
30	9712	6892	6312	4606
31	10231	7286	6657	4862
32	10763	7691	7009	5125
33	11306	8108	7370	5395
34	11862	8535	7739	5672
35	12364	8971	8078	5955
36	12804	9408	8380	6238
37	13244	9845	8682	6521
38	13684	10282	8984	6804
39	14124	10719	9286	7087
40	14564	11156	9588	7370
41	15004	11593	9891	7653
42	15444	12030	10193	7936
43	15884	12467	10495	8219
44	16324	12904	10797	8502
45	16764	13340	11099	8785
46	17204	13777	11401	9068
47	17644	14214	11703	9351
48	18084	14651	12006	9634
49	18524	15088	12308	9917
50	18964	15525	12610	10200

**CVFal km 18+914**  
**Resistenza di progetto ( $R_d$ ) del palo singolo**  
**PALO TRIVELLATO**  
**Approccio 1 - Combinazione 1 - STRU (A1+M1+R1)**

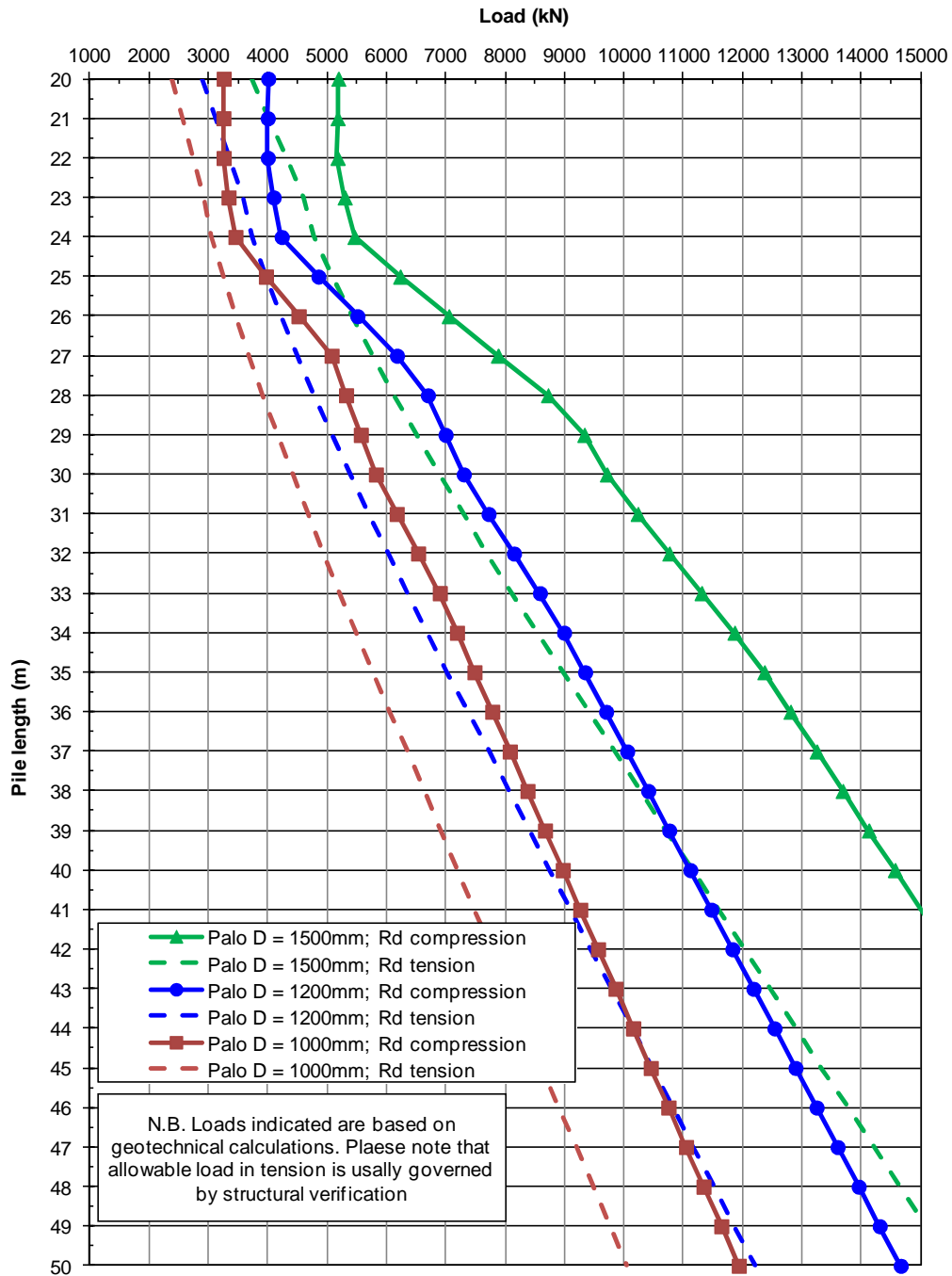


Figura 6: DA1-C1: Resistenza di progetto

**CVFal km 18+914**  
**Resistenza di progetto ( $R_d$ ) del palo singolo**  
**PALO TRIVELLATO**  
**Approccio 1 - Combinazione 2 - GEO (A2+M1+R2)**

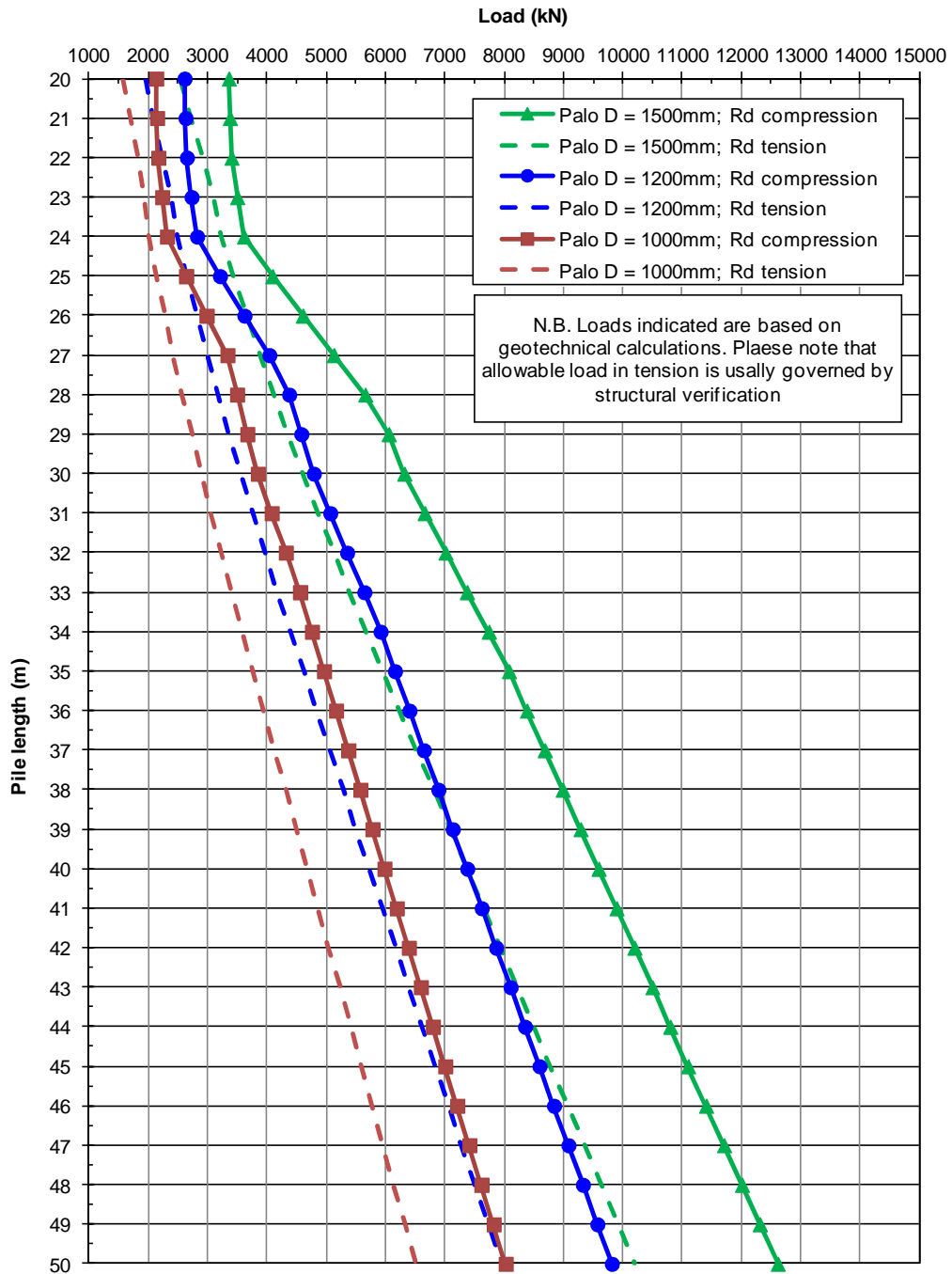


Figura 7: DA1-C2: Resistenza di progetto

## 6.6 PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ORIZZONTALE

### 6.6.1 CARICO LIMITE ULTIMO PER CARICHI ORIZZONTALI

In accordo alle indicazioni di letteratura (si veda ad esempio Viggiani (1999)) un palo si comporta come rigido quando  $L/T < 2$ , flessibile quando  $L/T > 4$ , essendo  $L$  la lunghezza del palo e  $T$  la sua lunghezza elastica, definita come:

$$T = \left( \frac{E_p J}{n_h} \right)^{0.2}$$

Essendo

$E_p$  modulo di Young del palo

$J$  = momento di inerzia del palo

$n_h$  = parametro che tiene conto della rigidità orizzontale del terreno.

I valori di  $T$  sono calcolati nel paragrafo seguente.

Per le strutture esaminate nel presente progetto, i valori di  $T$  sono tipicamente, per pali del 1500, dell'ordine di 3-3.5m.

Le lunghezze attese del palo sono tali quindi per cui il rapporto  $L/T$  è tipicamente dell'ordine di 10, e pertanto il palo si comporta come flessibile. Gli stessi valori sono tipici anche dei pali del 1200. Non sono quindi possibili traslazioni orizzontali rigide dell'intero corpo della palificata. Si segnala comunque che le traslazioni orizzontali calcolate della testa del palo sono dell'ordine di qualche millimetro, e quindi ben lontane (di circa tre ordini di grandezza) da quelle che mobilitano la resistenza ultima del terreno nelle condizioni in esame.

Pertanto, la rottura della palificata per carichi orizzontali può avvenire solo nel caso del raggiungimento della condizione di cerniera plastica in testa, ed è quindi limitata dalle verifiche strutturali.

Pertanto, in accordo a quanto previsto dalle NTC 2008, al punto 6.4.3.1, la verifica geotecnica non viene ritenuta pertinente al caso in questione, e quindi non è stata condotta.

#### 6.6.2 INTERAZIONE PALO TERRENO

Lo studio dell'interazione palo-terreno sotto carichi orizzontali è stata condotta in accordo all'approccio proposto da Matlock e Reese (1960), basato sul modello di Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione del terreno  $E_s$ .  $E_s$  non è un parametro del terreno e non può essere direttamente correlato con il modulo di Young, dato che è un parametro di interazione terreno-struttura. In particolare, per le analisi sono stati adottati i seguenti parametri e la seguente relazione (Elson, 1984):

##### Terreni a grana fine

$$E_h = 400 \cdot c_u \quad (\text{FL}^{-2})$$

$c_u$  = coesione non drenata,

##### Terreni a grana grossa (materiale di riempimento)

$$E_h = k_h \cdot z \quad (\text{FL}^{-2})$$

dove:

$E_h$  = modulo di reazione orizzontale del terreno a specifiche profondità;

$z$  = profondità da piano finito;

$k_h$  = incremento del modulo di reazione orizzontale con la profondità come riportato in Tabella 5.

La rigidità del palo è stata tenuta in conto considerando un modulo del calcestruzzo del palo pari a 25000 MPa.

Il calcolo è stato eseguito considerando una lunghezza di palo pari a 35 m. Tuttavia considerato che il comportamento del palo soggetto a carichi orizzontali dipende solamente dalle caratteristiche degli strati di terreno fino a profondità pari a 10÷12 volte il diametro del palo stesso, i risultati possono essere estesi a lunghezze di palo maggiori di quelle analizzate.

Nelle analisi la connessione della testa palo alla fondazione è stata considerata a “testa incastrata”.

### 6.6.3 AZIONI SUL PALO PER LE VARIFICHE STRUTTURALI SLU

Per la condizione, “testa incastrata”, sono stati calcolato lungo il fusto del palo il momento adimensionale  $M_{ad}$  ed il taglio adimensionale  $F_{ad}$ .

Le relazioni utilizzate sono le seguenti

$$F = A_v * F_{0,d} + \frac{B_v * M_{0,d}}{T}$$

azione di taglio:

$$M = A_m * F_{0,d} * T + B_m * M_{0,d}$$

momento flettente

essendo:

$M_{0,d}$ ,  $F_{0,d}$  = momento flettente e taglio a testa palo

$\alpha$  = rapporto tra momento e taglio a testa palo

$T$  = lunghezza elastica del palo, legata alla rigidezza flessionale del palo e al modulo di reazione orizzontale del palo secondo la seguente relazione

$$T = \left( \frac{EJ}{E_{s,0}} \right)^{0.25}$$

$A_y$ ,  $B_y$ ,  $A_s$ ,  $B_s$ ,  $A_v$ ,  $B_v$ ,  $A_m$ ,  $B_m$  coefficienti adimensionali legati alle caratteristiche del terreno, del palo;

$EJ$  = rigidezza flessionale del palo.

La stratigrafia di calcolo è riportata in Tabella 5.

In Figura 8 e Figura 9 si riportano gli andamenti per profondità crescenti a partire dalla testa del palo in termini di momento adimensionale  $M_{ad} = M_d / M_{0,d}$  e taglio adimensionale  $F_{ad} = F$  per condizioni di “testa incastrata”.

Gli stessi risultati, insieme al valore di  $\alpha = M_0/F_0$  sono riportati in Tabella 10, Tabella 11 e Tabella 12. In Tabella 13, Tabella 14 e Tabella 15 si riportano i coefficienti adimensionali legati alle caratteristiche del terreno, del palo e la lunghezza elastica  $T$ .

Il momento flettente di progetto sulla sezione del palo a specifiche profondità dovrà essere valutato come segue:

$$M_d = M_{ad} \cdot M_{0,d}$$

dove:

$M_{0,d}$  = momento flettente di progetto a testa palo, opportunamente fattorizzato in accordo alla combinazione DA1-C1 per verifiche strutturali SLU.

Inoltre, per la condizione “testa incastrata”, il momento flettente a testa palo può essere calcolato come segue:

$$M_{0,d} = - \alpha \cdot F_{0,d}$$

dove:

$F_{0,d}$  = azione di taglio di progetto, opportunamente fattorizzata in accordo alla combinazione DA1-C1 per verifiche strutturali SLU.

#### 6.6.4 SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE

Lo spostamento orizzontale a testa palo è riportato in Figura 10 e viene calcolato come segue:

$$d = A_y F_{0,k} T^3/EJ + B_y M_{0,k} T^2/EJ$$

dove:

$A_y, B_y$  = coefficienti adimensionali di flessibilità a testa palo (vedi Tabella 13, Tabella 14 e Tabella 15);

$EJ$  = rigidezza flessionale del palo;

$T$  = lunghezza elastica del palo, legata alla rigidezza flessionale del palo e al modulo di reazione orizzontale del palo (vedi Tabella 13, Tabella 14 e Tabella 15);

$F_{0,k}$  = valore di progetto dell’azione di taglio a testa palo (per verifiche SLE);

$M_{0,k}$  = valore di progetto del momento flettente a testa palo (per verifiche SLE).

Per condizioni di “testa incastrata”  $M_{0,k} = \alpha \cdot M_{0,k}$ , con  $\alpha$  riportati nella Tabella 10, Tabella 11 e Tabella 12.



Tabella 10: D = 1000 mm – Momento flettente e del taglio normalizzati – Testa palo incastrata

Z (m)	M/M <sub>0</sub> (-)	F/F <sub>0</sub> (-)	$\alpha = -M_0/F_0$ (m)
0.00	1.00	1.000	1.979
1.09	0.51	0.785	
2.19	0.13	0.607	
3.28	-0.17	0.406	
4.38	-0.30	0.085	
5.47	-0.28	-0.093	
6.56	-0.21	-0.155	
7.66	-0.12	-0.144	
8.75	-0.05	-0.098	
10.50	0.00	-0.034	
12.25	0.01	0.001	
14.00	0.01	0.008	
15.75	0.00	0.004	
17.50	0.00	0.001	
20.42	0.00	0.000	
23.33	0.00	0.000	
26.25	0.00	0.000	
30.63	0.00	0.000	
35.00	0.00	0.000	

Tabella 11: D = 1200 mm – Momento flettente e del taglio normalizzati – Testa palo incastrata

Z (m)	M/M <sub>0</sub> (-)	F/F <sub>0</sub> (-)	$\alpha = -M_0/F_0$ (m)
0.0	1.000	1.000	2.340
1.1	0.571	0.838	
2.2	0.214	0.697	
3.3	-0.084	0.523	
4.4	-0.251	0.213	
5.5	-0.295	0.001	
6.6	-0.263	-0.114	
7.7	-0.197	-0.154	
8.8	-0.125	-0.142	
10.5	-0.037	-0.086	
12.3	0.004	-0.031	
14.0	0.014	-0.001	
15.8	0.009	0.008	
17.5	0.004	0.006	
20.4	0.000	0.001	
23.3	-0.001	0.000	
26.3	0.000	0.000	
30.6	0.000	0.000	
35.0	0.000	0.000	

Tabella 12: D = 1500 mm – Momento flettente e del taglio normalizzati – Testa palo incastrata

Z (m)	M/M <sub>0</sub> (-)	F/F <sub>0</sub> (-)	$\alpha = -M_0/F_0$ (m)
0.0	1.000	1.000	2.836
1.1	0.637	0.886	
2.2	0.316	0.783	
3.3	0.031	0.643	
4.4	-0.163	0.370	
5.5	-0.260	0.151	
6.6	-0.285	-0.006	
7.7	-0.262	-0.100	
8.8	-0.213	-0.145	
10.5	-0.120	-0.139	
12.3	-0.047	-0.093	
14.0	-0.005	-0.044	
15.8	0.010	-0.011	
17.5	0.012	0.003	
20.4	0.005	0.007	
23.3	0.001	0.003	
26.3	-0.001	0.000	
30.6	0.000	0.000	
35.0	0.000	0.000	

Tabella 13: D = 1000 mm - Coefficienti adimensionali Av, Bv, Am, Bm, Ay, By, As, Bs e lunghezza elastica T

Pile depth	Av	Am	Bv	Bm	Ay	As	By	Bs	T
m	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)
0.0	1.00	0.00	0.00	1.00	1.2696	0.9798	0.9798	1.3238	2.674
1.1	0.56	0.31	-0.30	0.93					
2.2	0.27	0.47	-0.45	0.77					
3.3	0.03	0.55	-0.51	0.57					
4.4	-0.28	0.48	-0.49	0.36					
5.5	-0.37	0.34	-0.37	0.18					
6.6	-0.32	0.20	-0.23	0.06					
7.7	-0.22	0.08	-0.11	-0.01					
8.7	-0.11	0.01	-0.02	-0.04					
10.5	-0.01	-0.02	0.03	-0.03					
12.2	0.02	-0.02	0.02	-0.01					
14.0	0.01	-0.01	0.01	0.00					
15.7	0.01	0.00	0.00	0.00					
17.5	0.00	0.00	0.00	0.00					
20.4	0.00	0.00	0.00	0.00					
23.3	0.00	0.00	0.00	0.00					
26.2	0.00	0.00	0.00	0.00					
30.6	0.00	0.00	0.00	0.00					
35.0	0.00	0.00	0.00	0.00					

Tabella 14: D = 1200 mm - Coefficienti adimensionali Av, Bv, Am, Bm, Ay, By, As, Bs e lunghezza elastica T

Pile depth	Av	Am	Bv	Bm	Ay	As	By	Bs	T
m	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)
0.0	1.00	0.00	0.00	1.00	1.1901	0.9602	0.9602	1.3170	3.209
1.1	0.65	0.28	-0.26	0.95					
2.2	0.40	0.45	-0.40	0.83					
3.3	0.16	0.56	-0.49	0.68					
4.4	-0.19	0.55	-0.55	0.50					
5.5	-0.36	0.45	-0.50	0.32					
6.6	-0.39	0.31	-0.38	0.17					
7.7	-0.33	0.19	-0.25	0.06					
8.8	-0.23	0.09	-0.13	0.00					
10.5	-0.10	0.00	-0.01	-0.04					
12.3	-0.01	-0.03	0.03	-0.03					
14.0	0.02	-0.02	0.03	-0.01					
15.7	0.02	-0.01	0.01	0.00					
17.5	0.01	0.00	0.00	0.00					
20.4	0.00	0.00	0.00	0.00					
23.3	0.00	0.00	0.00	0.00					
26.2	0.00	0.00	0.00	0.00					
30.6	0.00	0.00	0.00	0.00					
35.0	0.00	0.00	0.00	0.00					

Tabella 15: D = 1500 mm - Coefficienti adimensionali Av, Bv, Am, Bm, Ay, By, As, Bs e lunghezza elastica T

Pile depth	Av	Am	Bv	Bm	Ay	As	By	Bs	T
m	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)
0.0	1.00	0.00	0.00	1.00	1.0753	0.9165	0.9165	1.2964	4.011
1.1	0.74	0.24	-0.21	0.97					
2.2	0.55	0.41	-0.33	0.89					
3.3	0.33	0.54	-0.44	0.79					
4.4	-0.03	0.57	-0.57	0.65					
5.5	-0.27	0.53	-0.59	0.49					
6.6	-0.38	0.44	-0.54	0.33					
7.7	-0.41	0.33	-0.43	0.20					
8.7	-0.36	0.22	-0.31	0.10					
10.5	-0.24	0.08	-0.15	0.00					
12.2	-0.12	0.01	-0.03	-0.04					
14.0	-0.03	-0.02	0.02	-0.04					
15.8	0.01	-0.02	0.03	-0.02					
17.5	0.02	-0.02	0.02	-0.01					
20.4	0.01	0.00	0.01	0.00					
23.3	0.00	0.00	0.00	0.00					
26.2	0.00	0.00	0.00	0.00					
30.6	0.00	0.00	0.00	0.00					
35.0	0.00	0.00	0.00	0.00					

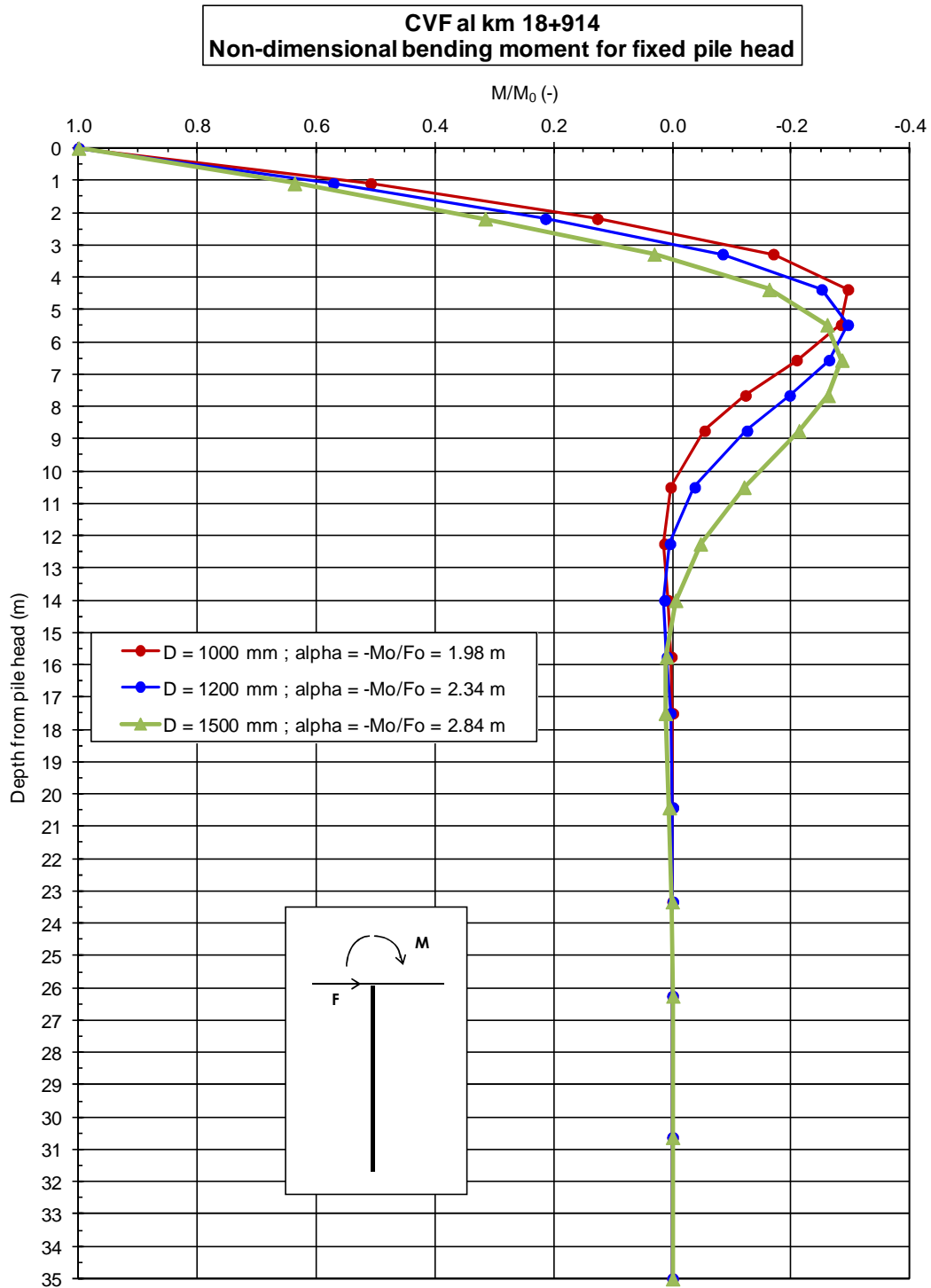


Figura 8: Andamento del momento flettente normalizzato

CVF al km 18+914  
Non-dimensional shear force for fixed pile head

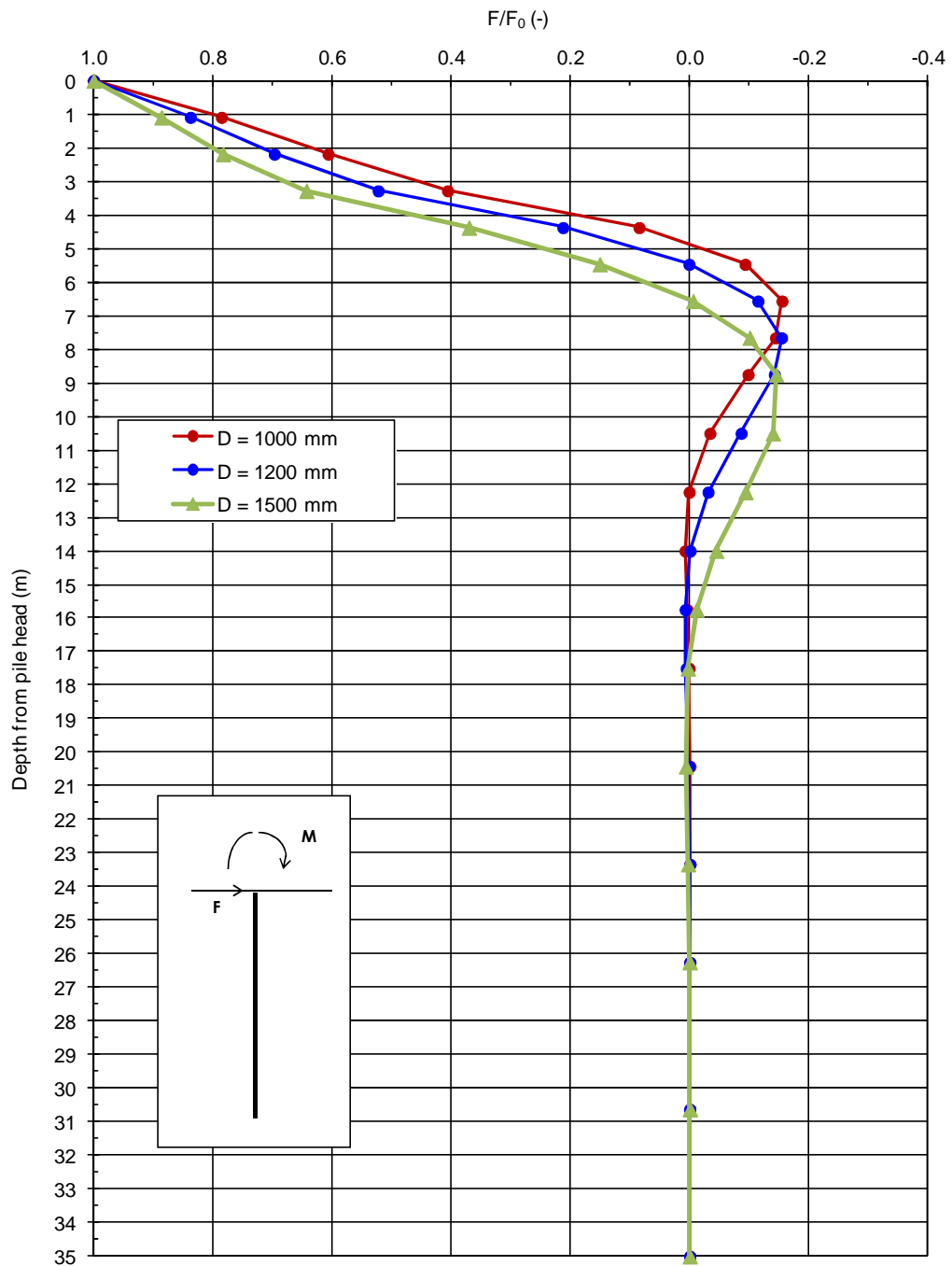


Figura 9: Andamento del taglio normalizzato



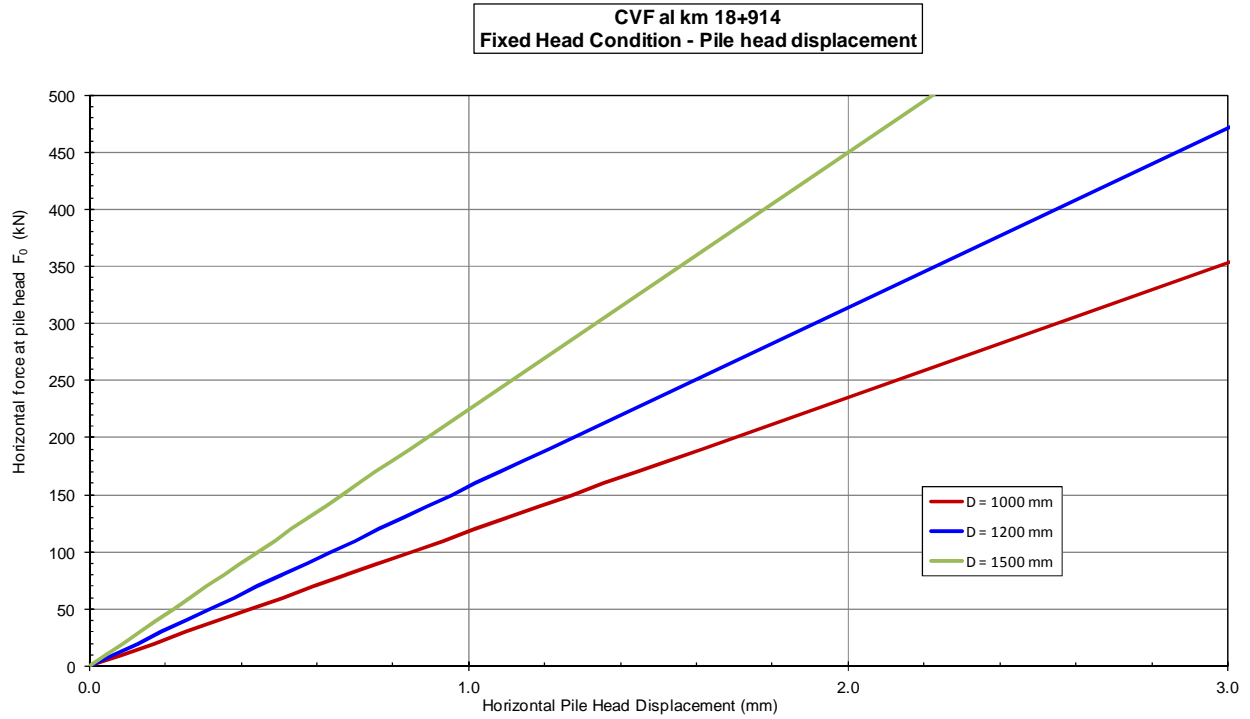


Figura 10: Curva carico – spostamento orizzontale

## **7 RILEVATI DI APPROCCIO**

### **7.1 DEFINIZIONE DELLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE**

I due rilevati di approccio al cavalcaferrovia raggiungono altezze massime dell'ordine degli 11 m sul piano campagna. Le condizioni geotecniche dell'area sono caratterizzate dalla presenza di uno strato di materiale compressibile che può raggiungere uno spessore massimo pari a circa 6 m (CPTU9V). Dunque la problematica geotecnica sarà dovuta alla presenza di tale strato.

In questo caso, a differenza dei rilevati lungo linea, i criteri di progetto per la definizione dell'azione sismica dei rilevati dei cavalcaferrovia indicano che si faccia riferimento ad una vita utile dell'opera di 50 anni, (inferiore a quella della linea AV/AC, pari a 100 anni), e anche a quella da considerare per la il dimensionamento dei pali di fondazione del cavalcaferrovia, sulla base di un criterio di conseguenza del collasso delle opere sulla linea sottostante.

Come si evince dalla relazione sismica di cui al Doc.Rif.[4], il valore di PGA da considerare nelle analisi di liquefazione è pari a 0.235 g.

Di seguito si riportano i criteri di progetto utilizzati per le verifiche di stabilità dei rilevati di approccio del cavalcaferrovia in oggetto, le analisi di stabilità globale eseguite e la stratigrafie di calcolo considerata.

### **7.2 ANALISI DI STABILITA'**

#### **7.2.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**

In accordo a quanto riportato al par.6.8.2 della normativa nazionale (Doc.Rif.[11]), la stabilità globale, sia in condizioni statiche che sismiche, dovrà essere esaminata secondo:

- Approccio 1 – Combinazione 2:  $A2+M2+R2$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, Tab. 6.2.II, Tab. 6.8.I del Doc.Rif. [11] (si vedano, Tabella 16, Tabella 17 e Tabella 18 sotto). In condizioni sismiche tutti i coefficienti sulle azioni A2 sono posti pari a 1.

Tabella 16: Tab. 6.2.I, NTC 2008 (Doc.Rif.[11])

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 17: Tab. 6.2.II, NTC 2008 (Doc.Rif.[11])

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{dk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tabella 18: Tab. 6.8.I, NTC 2008 (Doc.Rif.[11])

**Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.**

Coefficiente	R2
$\gamma_n$	1.1

In accordo a quanto riportato al par.7.11.3.5.2 del Doc.Rif. [11], le verifiche di stabilità in condizioni sismiche possono essere condotte mediante analisi pseudo-statiche adottando i coefficienti sismici  $k_h$  (orizzontale) e  $k_v$  (verticale), definiti come segue:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max}$$

$$k_v = \pm k_h/2$$

In accordo alla normativa nazionale NTC2008 la verifica di stabilità è soddisfatta quando per è rispettata la condizione

$$R / E_d \geq \gamma_R \text{ con } \gamma_R = 1.1$$

dove:

$E_d$  = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$  = valore di progetto della resistenza.

#### 7.2.2 VERIFICHE EFFETTUATE E RISULTATI

La stabilità globale è stata analizzata per le condizioni statiche e sismiche mediante analisi all'equilibrio limite, con riferimento al metodo proposto da Bishop modificato. I calcoli sono stati condotti con il codice di calcolo SLOPE/W contenuto nel pacchetto GeoStudio 2007 v 7.23.

In tutte le verifiche, è stato considerato, in sommità del rilevato, un carico stradale pari a 20 kPa per una lunghezza di 7 m, centrato sul rilevato e fattorizzato tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I del Doc.Rif. [11], secondo quanto indicato al paragrafo 0 (si veda Tabella 16). Nelle verifiche in condizioni sismiche tutti i coefficienti sulle azioni A2 sono posti pari a 1.

La procedura di calcolo dei valori di  $a_g$  (g) e quindi di  $a_{\max}$  per le analisi di pseudo-statiche è riportata nella relazione sismica di cui al Doc.Rif,[4] . Si ricorda che i criteri di progetto dei rilevati di approccio ai cavalcaferrovia per la definizione dell'azione sismica indicano che si faccia riferimento ad una vita utile dell'opera di 50 anni.

Per il cavalcavia in oggetto si ottiene:

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = 0.235;

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0.24 (da Tabella 7.11.I del Doc.Rif. [11]);

quindi:

$$k_h = 0.056$$

$$k_v = \pm 0.028$$

Nelle analisi di stabilità presentate è stato inizialmente considerato un rilevato stradale di altezza pari a 9.5 m. La stratigrafia ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici adottati sono riportati in Tabella 19 e Tabella 20. I valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo sono stati fattorizzati in accordo ai coefficienti  $\gamma_{M2}$ , sulla base di quanto indicato al paragrafo 0.

Le verifiche riportate sono state eseguite per la condizione statica e sismica quest'ultima, che risulta essere quella più gravosa, eseguita mediante un'analisi pseudo-statica. I risultati delle analisi sono riportati rispettivamente in Figura 11 e Figura 12. Come si evince dalle figure sopra citate, le verifiche di stabilità, per le altezze di rilevato considerate, non vengono soddisfatte, pertanto, si è proceduto ad abbassare il rilevato fino a quando l'analisi di stabilità dimensionante, ovvero quella pseudo-statica, risultasse soddisfatta. In Figura 13 e Figura 14 si riportano le analisi pseudo-statiche per un'altezza di rilevato rispettivamente pari a 5.0 m e 4.5 m. I risultati delle analisi mostrano che, per rilevati con altezze minori e uguali a 4.5 m, le verifiche risultano soddisfatte, pertanto saranno previsti interventi di consolidamento sotto i rilevati con altezze maggiori di 4.5m.

Tali interventi saranno costituiti da colonne in ghiaia di diametro  $D=800$  mm, interasse  $i=2.4$ m e lunghezza pari a  $L=5$ m. La Figura 15 riporta il risultato dell'analisi di stabilità pseudo statica per il rilevato di altezza pari a 9.5m nella quale è stato inserito l'intervento di consolidamento (Tabella 20). Tale verifica risulta soddisfatta.

Lo schema di esecuzione delle colonne ed i criteri per il loro posizionamento sono riportati nella Figura 16 e Figura 17.

Tabella 19: Analisi di stabilità – CVF al km 18+914– Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo.

Terreno naturale	Da	a	$\gamma$	$\phi'_k$	$c'_k$	$C_{Uk}$
	(m p.c.)	(m p.c.)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	(kPa)
Limo/Argilla	0.0	1.0	18.5	-	-	60
Limo/Argilla	1.0	2.5	18.5	-	-	25
Limo/Argilla	2.5	3.5	18.5	-	-	40
Limo/Argilla	3.5	4.5	18.5	-	-	30
Limo/Argilla	4.5	5.5	18.5	-	-	40
Ghiaie sabbiose	5.5 in poi		18.5	34	0	-
falda a p.c.						

Tabella 20: Analisi di stabilità – Materiale di rilevato e Trattamento – Valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo

	$\gamma$	$\phi'_k$	$c'_k$
Rilevato <sup>(1)</sup>	18	38	0
Trattamento <sup>(2)</sup>	18.5	36	0
<sup>(1)</sup> Sotto il rilevato è sempre previsto uno scotico + bonifico di 1 m da p.c., il materiale di sostituzione è stato considerato, nelle analisi di stabilità, con gli stessi valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo del materiale di rilevato			
<sup>(2)</sup> Dove è presente il trattamento, lo scotico + bonifico sotto il rilevato è di 0.5 m da p.c.			

Name: Rilevato  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 18 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Phi: 32.01 °

CVF al km 18+914 (IV06)

Verifica SLU - Stabilità globale  
Analisi statica

Name: Limo/Argilla (Cu=60kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 42.9 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=40kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 28.6 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=25kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 17.86 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=30kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 21.4 kPa

Name: Ghiaia  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Phi: 32.01 °

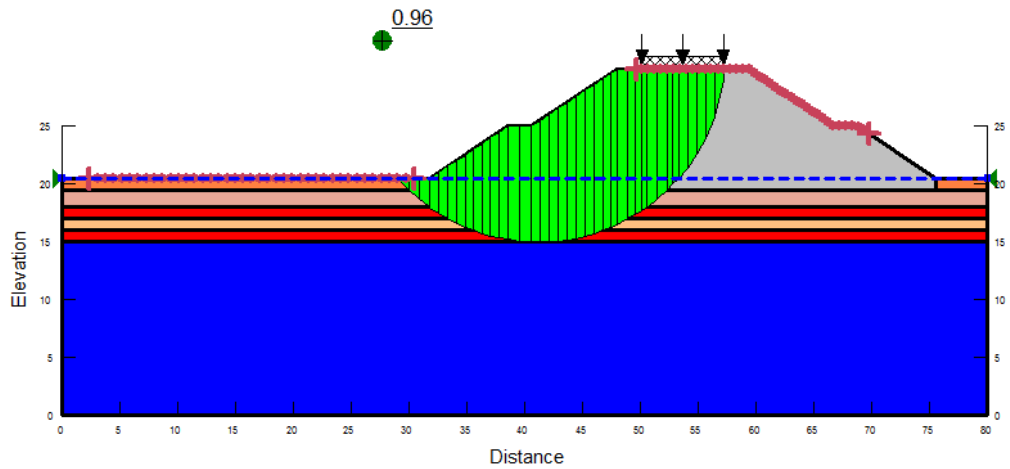


Figura 11: Verifica di stabilità globale –  $H_{\text{rilevato}}=9.5\text{m}$  - Analisi statica

Name: Rilevato  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 18 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Phi: 32.01 °

CVF al km 18+914 (IV06)

Verifica SLU - Stabilità globale  
Analisi pseudostatica  $kh=0.056g$   $kv=+-kh/2$

Name: Limo/Argilla (Cu=60kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 42.9 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=40kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 28.6 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=25kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 17.86 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=30kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 21.4 kPa

Name: Ghiaia  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Phi: 32.01 °

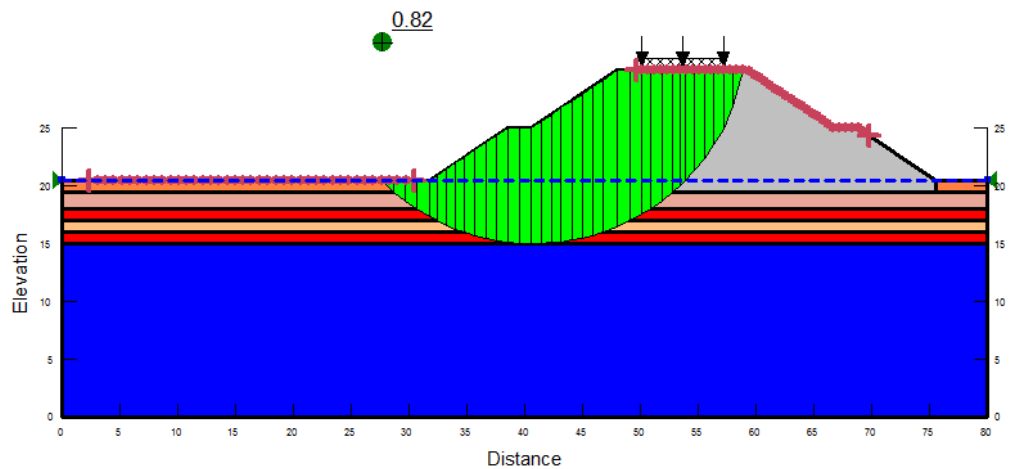


Figura 12: Verifica di stabilità globale –  $H_{\text{rilevato}}=9.5\text{m}$  - Analisi pseudo statica

Name: Rilevato  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 18 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Phi: 32.01 °

CVF al km 18+914 (IV06)

Verifica SLU - Stabilità globale  
Analisi pseudostatica kh=0.056g kv=+-kh/2

Name: Limo/Argilla (Cu=60kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 42.9 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=40kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 28.6 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=25kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 17.86 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=30kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 21.4 kPa

Name: Ghiaia  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Phi: 32.01 °

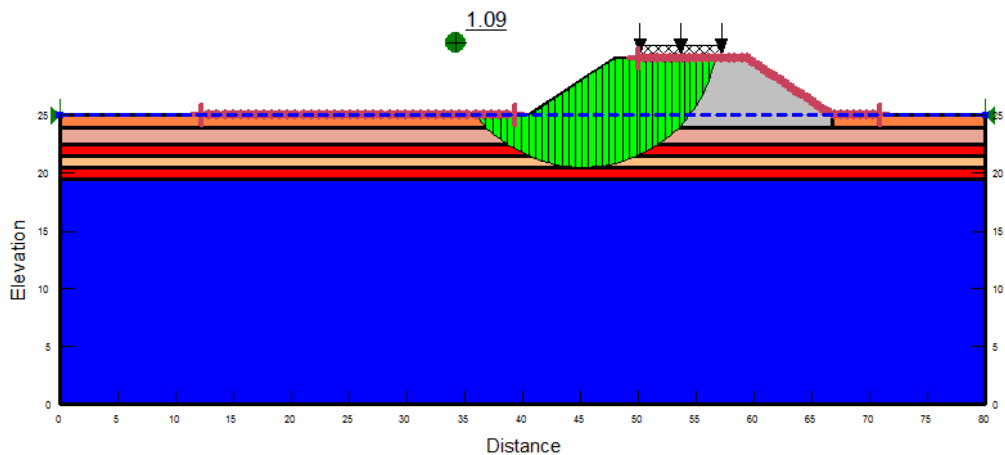


Figura 13: Verifica di stabilità globale –  $H_{rilevato}=5.0m$  - Analisi pseudo statica

Name: Rilevato  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 18 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Phi: 32.01 °

CVF al km 18+914 (IV06)

Verifica SLU - Stabilità globale  
Analisi pseudostatica kh=0.056g kv=+-kh/2

Name: Limo/Argilla (Cu=60kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 42.9 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=40kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 28.6 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=25kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 17.86 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=30kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 21.4 kPa

Name: Ghiaia  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Phi: 32.01 °

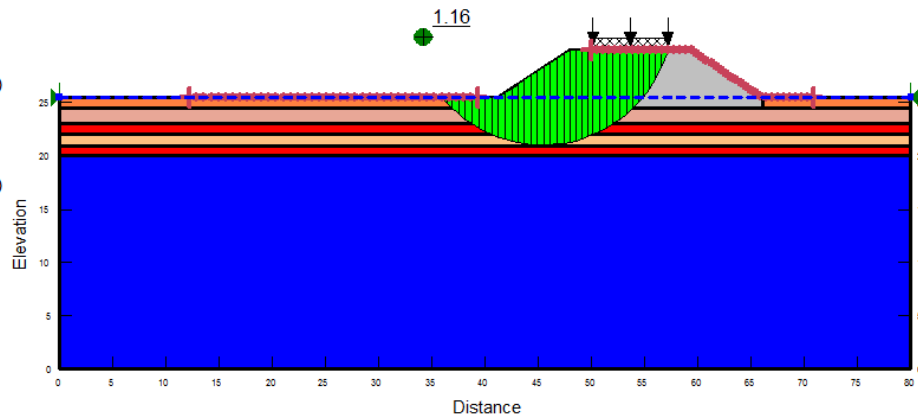


Figura 14: Verifica di stabilità globale –  $H_{rilevato}=4.5m$  - Analisi pseudo statica



Name: Rilevato  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 18 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Phi: 32.01 °

Name: Trattamento  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Phi: 30.17 °

Name: Limo/Argilla (Cu=60kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 42.9 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=40kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 28.6 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=25kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 17.86 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=30kPa)  
Model: Undrained (Phi=0)  
Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 21.4 kPa

Name: Ghiaia  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Phi: 32.01 °

CVF al km 18+914 (IV06)

Verifica SLU - Stabilità globale  
Analisi pseudostatica kh=0.056g kv=+-kh/2

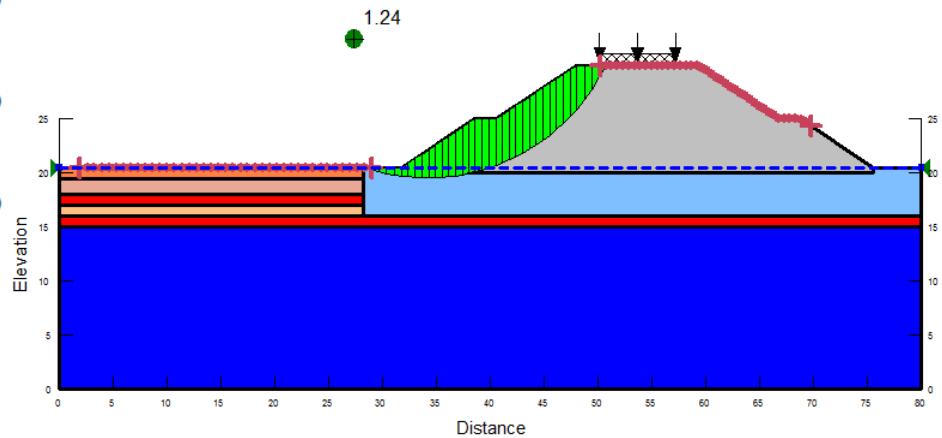


Figura 15: Verifica di stabilità globale con trattamento colonnare –  $H_{\text{rilevato}}=9.5\text{m}$  -  
Analisi pseudo statica

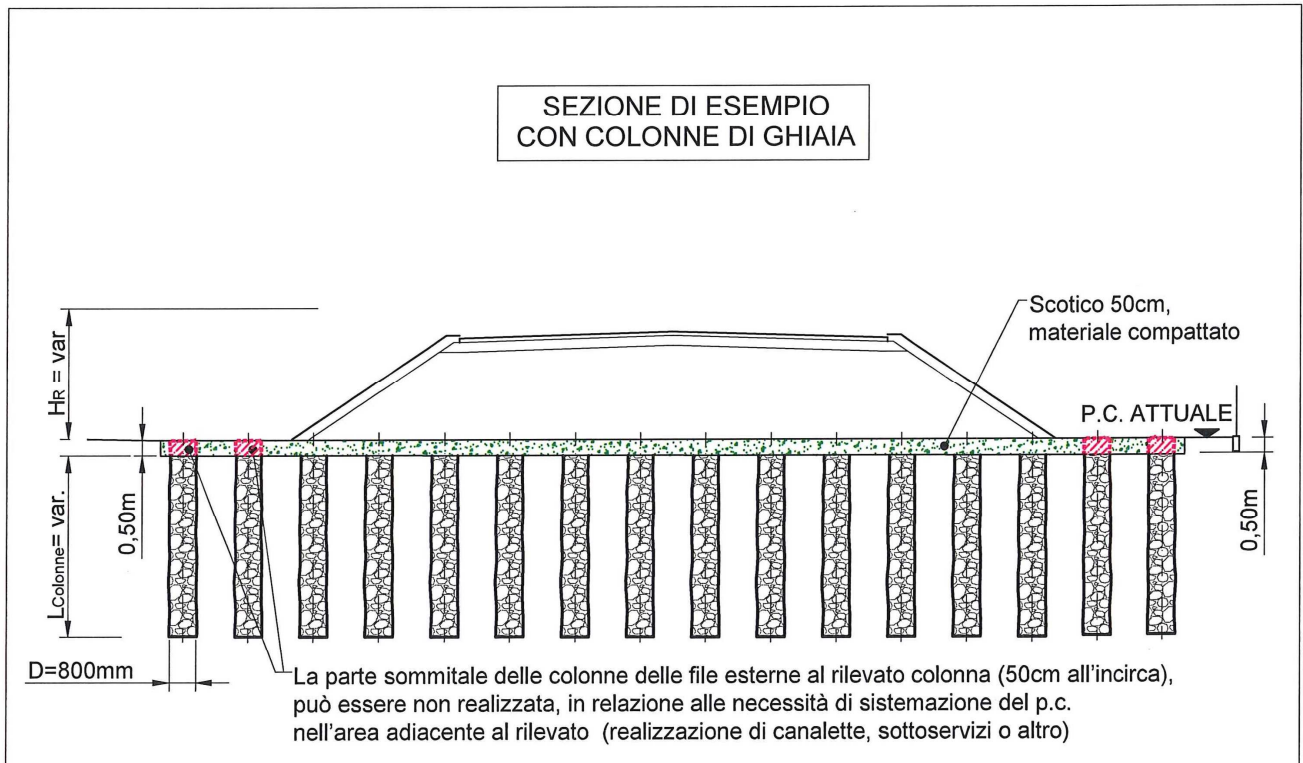


Figura 16: Sezione tipo di trattamento con colonne in ghiaia

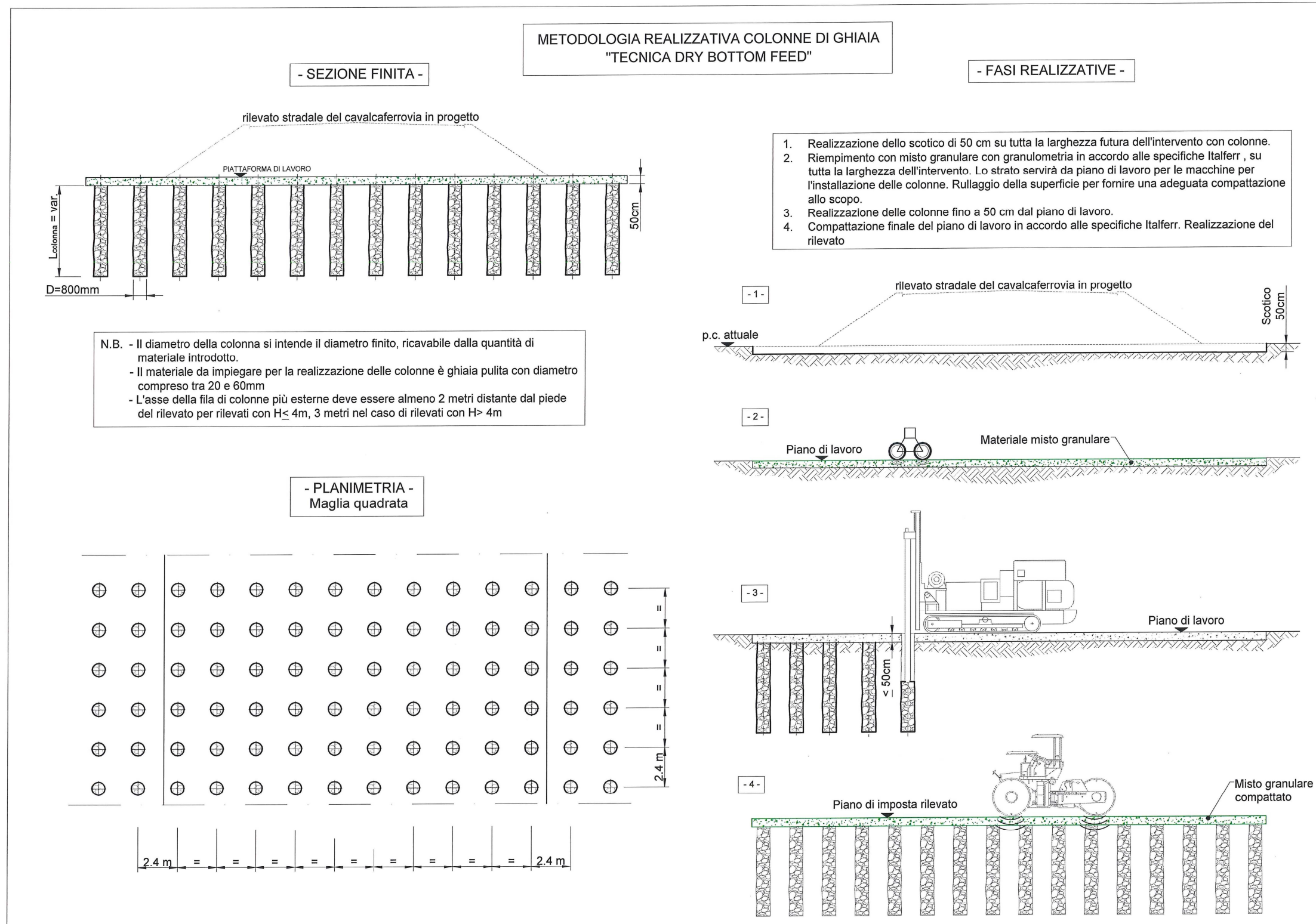


Figura 17: Fasi realizzative colonne in ghiaia

**ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO**

d10 / 1

\*\*\*\*\*  
\*  
\* CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO \*  
\*  
\*\*\*\*\*

cvf 18+910  
d 1000

DATI DI INPUT  
=====

Diametro del palo	(m)	1
Lunghezza minima del palo	(m)	20
Lunghezza massima del palo	(m)	50
Incremento lunghezza palo	(m)	1
Quota testa palo da piano campagna	(m)	3
FS Portata laterale	(-)	1
FS Portata di base	(-)	1
Tensione massima nel calcestruzzo	(MPa)	900
Peso specifico del palo	(kN/m3)	7
Numero degli strati di terreno	(-)	6
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	0

d10 / 2

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

=====

Strato (-)	Z, str (m)	Gnat. (kN/m3)	Geff. (kN/m3)	Z, w (m)	Fi (o)	Delta (o)	Cu, i (kPa)	Cu, f (kPa)
1	6.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	60.0	60.0
2	21.00	18.50	8.50	0.00	36.0	36.0	0.0	0.0
3	25.50	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
4	27.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	120.0	120.0
5	33.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
6	60.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0

Z, str = Quota fine strato da piano campagna  
 Gnat. = Peso specifico del terreno naturale  
 Geff. = Peso specifico del terreno immerso  
 Z, w = Quota della falda da piano campagna  
 Fi = Angolo di resistenza al taglio (per terreni incoerenti)  
 Delta = Angolo d'attrito palo-terreno (per terreni incoerenti)  
 Cu, i = Coesione non drenata, inizio strato (per terreni coesivi)  
 Cu, f = Coesione non drenata, fine strato (per terreni coesivi)

Strato (-)	Terreno tipo (---)	TAU, max (kPa)	Qbase, i (kPa)	Qbase, f (kPa)	Qb, l/Qb, c (-)
1	COESIVO	100.0	540.0	540.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	3000.0	3000.0	1.00
3	INCOERENTE	120.0	2200.0	2200.0	1.00
4	COESIVO	100.0	1080.0	1080.0	1.00
5	INCOERENTE	150.0	3000.0	3000.0	1.00
6	INCOERENTE	150.0	3500.0	3500.0	1.00

TAU, max = Limite superiore dell'adesione laterale palo-terreno  
 Qbase, i = Portata di base unitaria, inizio strato  
 Qbase, f = Portata di base unitaria, fine strato

Qb,1/Qb,c = Rapporto tra portata di base limite e critica

d10 / 3

cvf 18+910

d 1000

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
3.0	55.5	25.5	0.65	1.53	39.0	--
4.0	74.0	34.0	0.65	1.15	39.0	--
5.0	92.5	42.5	0.65	0.92	39.0	--
6.0	111.0	51.0	0.65	0.76	39.0	--
7.0	129.5	59.5	--	0.51	30.3	--
8.0	148.0	68.0	--	0.51	34.6	--
9.0	166.5	76.5	--	0.51	38.9	--
10.0	185.0	85.0	--	0.51	43.2	--
11.0	203.5	93.5	--	0.51	47.6	--
12.0	222.0	102.0	--	0.51	51.9	--
13.0	240.5	110.5	--	0.51	56.2	--
14.0	259.0	119.0	--	0.51	60.5	--
15.0	277.5	127.5	--	0.51	64.8	--
16.0	296.0	136.0	--	0.51	69.2	--
17.0	314.5	144.5	--	0.51	73.5	3000.0
18.0	333.0	153.0	--	0.51	77.8	3000.0
19.0	351.5	161.5	--	0.51	82.1	2733.3
20.0	370.0	170.0	--	0.51	86.5	2466.7
21.0	388.5	178.5	--	0.51	90.8	2200.0
22.0	407.0	187.0	--	0.47	88.3	2200.0
23.0	425.5	195.5	--	0.47	92.3	2013.3
24.0	444.0	204.0	--	0.47	96.3	1640.0
25.0	462.5	212.5	--	0.47	100.3	1266.7
26.0	481.0	221.0	0.50	0.27	60.0	1080.0
27.0	499.5	229.5	0.50	0.26	60.0	1080.0
28.0	518.0	238.0	--	0.47	112.4	1720.0
29.0	536.5	246.5	--	0.47	116.4	2360.0
30.0	555.0	255.0	--	0.47	120.4	3000.0
31.0	573.5	263.5	--	0.47	124.4	3000.0
32.0	592.0	272.0	--	0.47	128.4	3000.0
33.0	610.5	280.5	--	0.47	132.4	3000.0
34.0	629.0	289.0	--	0.47	136.5	3166.7
35.0	647.5	297.5	--	0.47	140.5	3333.3
36.0	666.0	306.0	--	0.47	144.5	3500.0
37.0	684.5	314.5	--	0.47	148.5	3500.0



38.0	703.0	323.0	--	0.46	150.0	3500.0
39.0	721.5	331.5	--	0.45	150.0	3500.0
40.0	740.0	340.0	--	0.44	150.0	3500.0
41.0	758.5	348.5	--	0.43	150.0	3500.0
42.0	777.0	357.0	--	0.42	150.0	3500.0
43.0	795.5	365.5	--	0.41	150.0	3500.0
44.0	814.0	374.0	--	0.40	150.0	3500.0
45.0	832.5	382.5	--	0.39	150.0	3500.0
46.0	851.0	391.0	--	0.38	150.0	3500.0
47.0	869.5	399.5	--	0.38	150.0	3500.0
48.0	888.0	408.0	--	0.37	150.0	3500.0

=====

d10 / 4

cvf 18+910

d 1000

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
49.0	906.5	416.5	--	0.36	150.0	3500.0
50.0	925.0	425.0	--	0.35	150.0	3500.0
51.0	943.5	433.5	--	0.35	150.0	3500.0
52.0	962.0	442.0	--	0.34	150.0	3500.0
53.0	980.5	450.5	--	0.33	150.0	3500.0
54.0	999.0	459.0	--	0.33	150.0	3500.0
55.0	1017.5	467.5	--	0.32	150.0	3500.0
56.0	1036.0	476.0	--	0.32	150.0	3500.0
57.0	1054.5	484.5	--	0.31	150.0	3500.0
58.0	1073.0	493.0	--	0.30	150.0	3500.0
59.0	1091.5	501.5	--	0.30	150.0	3500.0
60.0	1110.0	510.0	--	0.29	150.0	3500.0

Alfa =  $Tau,lim / Cu$

Beta =  $Tau,lim / Sigma,v \text{ efficace}$

Tau,lim = Adesione limite palo-terreno

qb,cr = Portata unitaria di base critica

d10 / 5

cvf 18+910

d 1000

CAPACITA' PORTANTE A COMPRESSIONE - PALO TRIVELLATO D = 1000 mm

Lpalo (m)	Qamm (kN)	Ql,u (kN)	Qb,cr (kN)	Wpalo (kN)	Qt,lim (kN)	S,cls (MPa)
20.00	5159.1	3687.8	1581.3	110.0	5269.1	6.57
21.00	5156.7	3984.1	1288.1	115.5	5272.2	6.57
22.00	5166.9	4293.0	994.8	121.0	5287.9	6.58
23.00	5301.5	4579.7	848.2	126.4	5427.9	6.75
24.00	5484.5	4768.2	848.2	131.9	5616.4	6.98
25.00	6290.4	5076.9	1350.9	137.4	6427.8	8.01
26.00	7146.9	5436.3	1853.5	142.9	7289.8	9.10
27.00	8016.0	5808.2	2356.2	148.4	8164.4	10.21
28.00	8395.0	6192.8	2356.2	153.9	8549.0	10.69
29.00	8786.7	6589.9	2356.2	159.4	8946.1	11.19
30.00	9191.0	6999.7	2356.2	164.9	9355.9	11.70
31.00	9738.7	7422.1	2487.1	170.4	9909.2	12.40
32.00	10299.1	7857.1	2618.0	175.9	10475.0	13.11
33.00	10872.1	8304.6	2748.9	181.4	11053.5	13.84
34.00	11326.8	8764.8	2748.9	186.9	11513.7	14.42
35.00	11791.4	9234.9	2748.9	192.4	11983.8	15.01
36.00	12257.1	9706.1	2748.9	197.9	12455.0	15.61
37.00	12722.9	10177.4	2748.9	203.4	12926.3	16.20
38.00	13188.6	10648.6	2748.9	208.9	13397.5	16.79
39.00	13654.3	11119.9	2748.9	214.4	13868.8	17.39
40.00	14120.1	11591.1	2748.9	219.9	14340.0	17.98
41.00	14585.8	12062.3	2748.9	225.4	14811.2	18.57
42.00	15051.6	12533.6	2748.9	230.9	15282.5	19.16
43.00	15517.3	13004.8	2748.9	236.4	15753.7	19.76
44.00	15983.0	13476.1	2748.9	241.9	16224.9	20.35
45.00	16448.8	13947.3	2748.9	247.4	16696.2	20.94
46.00	16914.5	14418.5	2748.9	252.9	17167.4	21.54
47.00	17380.3	14889.8	2748.9	258.4	17638.7	22.13
48.00	17846.0	15361.0	2748.9	263.9	18109.9	22.72
49.00	18311.8	15832.3	2748.9	269.4	18581.1	23.32
50.00	18777.5	16303.5	2748.9	274.9	19052.4	23.91

Lpalo = Lunghezza del palo da quota sottoplinto  
Qamm = Portata ammissibile del palo  
Ql,u = Portata laterale ultima  
Qb,cr = Portata di base critica  
Wpalo = Peso proprio del palo  
Qt,lim = Carico limite ultimo totale del palo  
S,cls = Tensione media di compressione sul calcestruzzo

$Qamm = Ql,u/FSL + Qb,cr/FSB - Wpalo$

d12 / 1

\*\*\*\*\*  
\*  
\* CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO \*  
\*  
\*\*\*\*\*

cvf 18+910  
d 1200

DATI DI INPUT  
=====

Diametro del palo	(m)	1.2
Lunghezza minima del palo	(m)	20
Lunghezza massima del palo	(m)	50
Incremento lunghezza palo	(m)	1
Quota testa palo da piano campagna	(m)	3
FS Portata laterale	(-)	1
FS Portata di base	(-)	1
Tensione massima nel calcestruzzo	(MPa)	900
Peso specifico del palo	(kN/m3)	7
Numero degli strati di terreno	(-)	6
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	0

d12 / 2

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

=====

Strato (-)	Z, str (m)	Gnat. (kN/m3)	Geff. (kN/m3)	Z, w (m)	Fi (o)	Delta (o)	Cu, i (kPa)	Cu, f (kPa)
1	6.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	60.0	60.0
2	21.00	18.50	8.50	0.00	36.0	36.0	0.0	0.0
3	25.50	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
4	27.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	120.0	120.0
5	33.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
6	60.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0

Z, str = Quota fine strato da piano campagna  
 Gnat. = Peso specifico del terreno naturale  
 Geff. = Peso specifico del terreno immerso  
 Z, w = Quota della falda da piano campagna  
 Fi = Angolo di resistenza al taglio (per terreni incoerenti)  
 Delta = Angolo d'attrito palo-terreno (per terreni incoerenti)  
 Cu, i = Coesione non drenata, inizio strato (per terreni coesivi)  
 Cu, f = Coesione non drenata, fine strato (per terreni coesivi)

Strato (-)	Terreno tipo (---)	TAU, max (kPa)	Qbase, i (kPa)	Qbase, f (kPa)	Qb, l/Qb, c (-)
1	COESIVO	100.0	540.0	540.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	3000.0	3000.0	1.00
3	INCOERENTE	120.0	2200.0	2200.0	1.00
4	COESIVO	100.0	1080.0	1080.0	1.00
5	INCOERENTE	150.0	3000.0	3000.0	1.00
6	INCOERENTE	150.0	3500.0	3500.0	1.00

TAU, max = Limite superiore dell'adesione laterale palo-terreno  
 Qbase, i = Portata di base unitaria, inizio strato  
 Qbase, f = Portata di base unitaria, fine strato

Qb,1/Qb,c = Rapporto tra portata di base limite e critica

d12 / 3

cvf 18+910

d 1200

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
3.0	55.5	25.5	0.65	1.53	39.0	--
4.0	74.0	34.0	0.65	1.15	39.0	--
5.0	92.5	42.5	0.65	0.92	39.0	--
6.0	111.0	51.0	0.65	0.76	39.0	--
7.0	129.5	59.5	--	0.51	30.3	--
8.0	148.0	68.0	--	0.51	34.6	--
9.0	166.5	76.5	--	0.51	38.9	--
10.0	185.0	85.0	--	0.51	43.2	--
11.0	203.5	93.5	--	0.51	47.6	--
12.0	222.0	102.0	--	0.51	51.9	--
13.0	240.5	110.5	--	0.51	56.2	--
14.0	259.0	119.0	--	0.51	60.5	--
15.0	277.5	127.5	--	0.51	64.8	--
16.0	296.0	136.0	--	0.51	69.2	3000.0
17.0	314.5	144.5	--	0.51	73.5	3000.0
18.0	333.0	153.0	--	0.51	77.8	2866.7
19.0	351.5	161.5	--	0.51	82.1	2644.4
20.0	370.0	170.0	--	0.51	86.5	2422.2
21.0	388.5	178.5	--	0.51	90.8	2200.0
22.0	407.0	187.0	--	0.47	88.3	2168.9
23.0	425.5	195.5	--	0.47	92.3	1857.8
24.0	444.0	204.0	--	0.47	96.3	1546.7
25.0	462.5	212.5	--	0.47	100.3	1235.6
26.0	481.0	221.0	0.50	0.27	60.0	1080.0
27.0	499.5	229.5	0.50	0.26	60.0	1080.0
28.0	518.0	238.0	--	0.47	112.4	1613.3
29.0	536.5	246.5	--	0.47	116.4	2146.7
30.0	555.0	255.0	--	0.47	120.4	2680.0
31.0	573.5	263.5	--	0.47	124.4	3000.0
32.0	592.0	272.0	--	0.47	128.4	3000.0
33.0	610.5	280.5	--	0.47	132.4	3000.0
34.0	629.0	289.0	--	0.47	136.5	3138.9
35.0	647.5	297.5	--	0.47	140.5	3277.8
36.0	666.0	306.0	--	0.47	144.5	3416.7
37.0	684.5	314.5	--	0.47	148.5	3500.0



38.0	703.0	323.0	--	0.46	150.0	3500.0
39.0	721.5	331.5	--	0.45	150.0	3500.0
40.0	740.0	340.0	--	0.44	150.0	3500.0
41.0	758.5	348.5	--	0.43	150.0	3500.0
42.0	777.0	357.0	--	0.42	150.0	3500.0
43.0	795.5	365.5	--	0.41	150.0	3500.0
44.0	814.0	374.0	--	0.40	150.0	3500.0
45.0	832.5	382.5	--	0.39	150.0	3500.0
46.0	851.0	391.0	--	0.38	150.0	3500.0
47.0	869.5	399.5	--	0.38	150.0	3500.0
48.0	888.0	408.0	--	0.37	150.0	3500.0

=====

d12 / 4

cvf 18+910

d 1200

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
49.0	906.5	416.5	--	0.36	150.0	3500.0
50.0	925.0	425.0	--	0.35	150.0	3500.0
51.0	943.5	433.5	--	0.35	150.0	3500.0
52.0	962.0	442.0	--	0.34	150.0	3500.0
53.0	980.5	450.5	--	0.33	150.0	3500.0
54.0	999.0	459.0	--	0.33	150.0	3500.0
55.0	1017.5	467.5	--	0.32	150.0	3500.0
56.0	1036.0	476.0	--	0.32	150.0	3500.0
57.0	1054.5	484.5	--	0.31	150.0	3500.0
58.0	1073.0	493.0	--	0.30	150.0	3500.0
59.0	1091.5	501.5	--	0.30	150.0	3500.0
60.0	1110.0	510.0	--	0.29	150.0	3500.0

Alfa =  $Tau,lim / Cu$

Beta =  $Tau,lim / Sigma,v \text{ efficace}$

Tau,lim = Adesione limite palo-terreno

qb,cr = Portata unitaria di base critica

d12 / 5

cvf 18+910

d 1200

CAPACITA' PORTANTE A COMPRESSIONE - PALO TRIVELLATO D = 1200 mm

Lpalo (m)	Qamm (kN)	Ql,u (kN)	Qb,cr (kN)	Wpalo (kN)	Qt,lim (kN)	S,cls (MPa)
20.00	6368.1	4425.4	2101.1	158.3	6526.5	5.63
21.00	6363.9	4780.9	1749.2	166.3	6530.2	5.63
22.00	6374.8	5151.6	1397.4	174.2	6549.0	5.64
23.00	6535.0	5495.6	1221.5	182.1	6717.1	5.78
24.00	6753.3	5721.8	1221.5	190.0	6943.3	5.97
25.00	7719.0	6092.3	1824.6	197.9	7917.0	6.83
26.00	8745.5	6523.5	2427.8	205.8	8951.4	7.73
27.00	9787.1	6969.9	3031.0	213.8	10000.9	8.65
28.00	10602.6	7431.3	3392.9	221.7	10824.2	9.37
29.00	11071.2	7907.9	3392.9	229.6	11300.8	9.79
30.00	11555.1	8399.6	3392.9	237.5	11792.6	10.22
31.00	12211.1	8906.5	3550.0	245.4	12456.5	10.80
32.00	12882.2	9428.5	3707.1	253.3	13135.5	11.39
33.00	13568.5	9965.6	3864.2	261.3	13829.7	12.00
34.00	14207.1	10517.8	3958.4	269.2	14476.2	12.56
35.00	14763.2	11081.9	3958.4	277.1	15040.3	13.05
36.00	15320.8	11647.4	3958.4	285.0	15605.8	13.55
37.00	15878.3	12212.9	3958.4	292.9	16171.3	14.04
38.00	16435.9	12778.3	3958.4	300.8	16736.8	14.53
39.00	16993.5	13343.8	3958.4	308.8	17302.2	15.03
40.00	17551.1	13909.3	3958.4	316.7	17867.7	15.52
41.00	18108.6	14474.8	3958.4	324.6	18433.2	16.01
42.00	18666.2	15040.3	3958.4	332.5	18998.7	16.50
43.00	19223.8	15605.8	3958.4	340.4	19564.2	17.00
44.00	19781.3	16171.3	3958.4	348.3	20129.7	17.49
45.00	20338.9	16736.8	3958.4	356.3	20695.2	17.98
46.00	20896.5	17302.2	3958.4	364.2	21260.6	18.48
47.00	21454.0	17867.7	3958.4	372.1	21826.1	18.97
48.00	22011.6	18433.2	3958.4	380.0	22391.6	19.46
49.00	22569.2	18998.7	3958.4	387.9	22957.1	19.96
50.00	23126.8	19564.2	3958.4	395.8	23522.6	20.45

Lpalo = Lunghezza del palo da quota sottoplinto  
Qamm = Portata ammissibile del palo  
Ql,u = Portata laterale ultima  
Qb,cr = Portata di base critica  
Wpalo = Peso proprio del palo  
Qt,lim = Carico limite ultimo totale del palo  
S,cls = Tensione media di compressione sul calcestruzzo

$Qamm = Ql,u/FSL + Qb,cr/FSB - Wpalo$

d15 / 1

\*\*\*\*\*  
\*  
\* CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO \*  
\*  
\*\*\*\*\*

cvf 18+910  
d 1500

DATI DI INPUT  
=====

Diametro del palo	(m)	1.5
Lunghezza minima del palo	(m)	20
Lunghezza massima del palo	(m)	50
Incremento lunghezza palo	(m)	1
Quota testa palo da piano campagna	(m)	3
FS Portata laterale	(-)	1
FS Portata di base	(-)	1
Tensione massima nel calcestruzzo	(MPa)	900
Peso specifico del palo	(kN/m3)	7
Numero degli strati di terreno	(-)	6
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	0

d15 / 2

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

=====

Strato (-)	Z, str (m)	Gnat. (kN/m3)	Geff. (kN/m3)	Z, w (m)	Fi (o)	Delta (o)	Cu, i (kPa)	Cu, f (kPa)
1	6.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	60.0	60.0
2	21.00	18.50	8.50	0.00	36.0	36.0	0.0	0.0
3	25.50	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
4	27.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	120.0	120.0
5	33.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
6	60.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0

Z, str = Quota fine strato da piano campagna  
 Gnat. = Peso specifico del terreno naturale  
 Geff. = Peso specifico del terreno immerso  
 Z, w = Quota della falda da piano campagna  
 Fi = Angolo di resistenza al taglio (per terreni incoerenti)  
 Delta = Angolo d'attrito palo-terreno (per terreni incoerenti)  
 Cu, i = Coesione non drenata, inizio strato (per terreni coesivi)  
 Cu, f = Coesione non drenata, fine strato (per terreni coesivi)

Strato (-)	Terreno tipo (---)	TAU, max (kPa)	Qbase, i (kPa)	Qbase, f (kPa)	Qb, l/Qb, c (-)
1	COESIVO	100.0	540.0	540.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	3000.0	3000.0	1.00
3	INCOERENTE	120.0	2200.0	2200.0	1.00
4	COESIVO	100.0	1080.0	1080.0	1.00
5	INCOERENTE	150.0	3000.0	3000.0	1.00
6	INCOERENTE	150.0	3500.0	3500.0	1.00

TAU, max = Limite superiore dell'adesione laterale palo-terreno  
 Qbase, i = Portata di base unitaria, inizio strato  
 Qbase, f = Portata di base unitaria, fine strato

Qb,1/Qb,c = Rapporto tra portata di base limite e critica

d15 / 3

cvf 18+910

d 1500

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
3.0	55.5	25.5	0.65	1.53	39.0	--
4.0	74.0	34.0	0.65	1.15	39.0	--
5.0	92.5	42.5	0.65	0.92	39.0	--
6.0	111.0	51.0	0.65	0.76	39.0	--
7.0	129.5	59.5	--	0.51	30.3	--
8.0	148.0	68.0	--	0.51	34.6	--
9.0	166.5	76.5	--	0.51	38.9	--
10.0	185.0	85.0	--	0.51	43.2	--
11.0	203.5	93.5	--	0.51	47.6	--
12.0	222.0	102.0	--	0.51	51.9	--
13.0	240.5	110.5	--	0.51	56.2	--
14.0	259.0	119.0	--	0.51	60.5	3000.0
15.0	277.5	127.5	--	0.51	64.8	3000.0
16.0	296.0	136.0	--	0.51	69.2	3000.0
17.0	314.5	144.5	--	0.51	73.5	2911.1
18.0	333.0	153.0	--	0.51	77.8	2733.3
19.0	351.5	161.5	--	0.51	82.1	2555.6
20.0	370.0	170.0	--	0.51	86.5	2377.8
21.0	388.5	178.5	--	0.51	90.8	2200.0
22.0	407.0	187.0	--	0.47	88.3	1951.1
23.0	425.5	195.5	--	0.47	92.3	1702.2
24.0	444.0	204.0	--	0.47	96.3	1453.3
25.0	462.5	212.5	--	0.47	100.3	1204.4
26.0	481.0	221.0	0.50	0.27	60.0	1080.0
27.0	499.5	229.5	0.50	0.26	60.0	1080.0
28.0	518.0	238.0	--	0.47	112.4	1506.7
29.0	536.5	246.5	--	0.47	116.4	1933.3
30.0	555.0	255.0	--	0.47	120.4	2360.0
31.0	573.5	263.5	--	0.47	124.4	2786.7
32.0	592.0	272.0	--	0.47	128.4	3000.0
33.0	610.5	280.5	--	0.47	132.4	3000.0
34.0	629.0	289.0	--	0.47	136.5	3111.1
35.0	647.5	297.5	--	0.47	140.5	3222.2
36.0	666.0	306.0	--	0.47	144.5	3333.3
37.0	684.5	314.5	--	0.47	148.5	3444.4



# Linea AV/AC VERONA – PADOVA

## 1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.  
IN0D00DI2RBIV060X001B

Pag  
72 di 76

38.0	703.0	323.0	--	0.46	150.0	3500.0
39.0	721.5	331.5	--	0.45	150.0	3500.0
40.0	740.0	340.0	--	0.44	150.0	3500.0
41.0	758.5	348.5	--	0.43	150.0	3500.0
42.0	777.0	357.0	--	0.42	150.0	3500.0
43.0	795.5	365.5	--	0.41	150.0	3500.0
44.0	814.0	374.0	--	0.40	150.0	3500.0
45.0	832.5	382.5	--	0.39	150.0	3500.0
46.0	851.0	391.0	--	0.38	150.0	3500.0
47.0	869.5	399.5	--	0.38	150.0	3500.0
48.0	888.0	408.0	--	0.37	150.0	3500.0

=====

d15 / 4

cvf 18+910

d 1500

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
49.0	906.5	416.5	--	0.36	150.0	3500.0
50.0	925.0	425.0	--	0.35	150.0	3500.0
51.0	943.5	433.5	--	0.35	150.0	3500.0
52.0	962.0	442.0	--	0.34	150.0	3500.0
53.0	980.5	450.5	--	0.33	150.0	3500.0
54.0	999.0	459.0	--	0.33	150.0	3500.0
55.0	1017.5	467.5	--	0.32	150.0	3500.0
56.0	1036.0	476.0	--	0.32	150.0	3500.0
57.0	1054.5	484.5	--	0.31	150.0	3500.0
58.0	1073.0	493.0	--	0.30	150.0	3500.0
59.0	1091.5	501.5	--	0.30	150.0	3500.0
60.0	1110.0	510.0	--	0.29	150.0	3500.0

Alfa =  $Tau,lim / Cu$

Beta =  $Tau,lim / Sigma,v \text{ efficace}$

Tau,lim = Adesione limite palo-terreno

qb,cr = Portata unitaria di base critica

d15 / 5

cvf 18+910

d 1500

CAPACITA' PORTANTE A COMPRESSIONE - PALO TRIVELLATO D = 1500 mm

Lpalo (m)	Qamm (kN)	Ql,u (kN)	Qb,cr (kN)	Wpalo (kN)	Qt,lim (kN)	S,cls (MPa)
20.00	8292.4	5531.7	3008.1	247.4	8539.8	4.69
21.00	8284.7	5976.2	2568.3	259.8	8544.4	4.69
22.00	8295.8	6439.5	2128.4	272.1	8568.0	4.69
23.00	8493.6	6869.5	1908.5	284.5	8778.1	4.81
24.00	8763.9	7152.3	1908.5	296.9	9060.8	4.96
25.00	9968.7	7615.4	2662.5	309.3	10277.9	5.64
26.00	11249.3	8154.4	3416.5	321.6	11570.9	6.37
27.00	12548.8	8712.3	4170.5	334.0	12882.8	7.10
28.00	13867.2	9289.2	4924.4	346.4	14213.6	7.85
29.00	14827.6	9884.9	5301.4	358.7	15186.3	8.39
30.00	15429.9	10499.5	5301.4	371.1	15801.0	8.73
31.00	16247.4	11133.1	5497.8	383.5	16630.9	9.19
32.00	17083.9	11785.6	5694.1	395.8	17479.7	9.67
33.00	17939.2	12457.0	5890.5	408.2	18347.5	10.15
34.00	18813.5	13147.3	6086.8	420.6	19234.1	10.65
35.00	19604.4	13852.4	6185.0	433.0	20037.4	11.09
36.00	20298.9	14559.2	6185.0	445.3	20744.2	11.49
37.00	20993.4	15266.1	6185.0	457.7	21451.1	11.88
38.00	21687.9	15972.9	6185.0	470.1	22157.9	12.27
39.00	22382.4	16679.8	6185.0	482.4	22864.8	12.67
40.00	23076.9	17386.6	6185.0	494.8	23571.7	13.06
41.00	23771.3	18093.5	6185.0	507.2	24278.5	13.45
42.00	24465.8	18800.4	6185.0	519.5	24985.4	13.84
43.00	25160.3	19507.2	6185.0	531.9	25692.2	14.24
44.00	25854.8	20214.1	6185.0	544.3	26399.1	14.63
45.00	26549.3	20920.9	6185.0	556.7	27106.0	15.02
46.00	27243.8	21627.8	6185.0	569.0	27812.8	15.42
47.00	27938.3	22334.7	6185.0	581.4	28519.7	15.81
48.00	28632.8	23041.5	6185.0	593.8	29226.5	16.20
49.00	29327.3	23748.4	6185.0	606.1	29933.4	16.60
50.00	30021.7	24455.2	6185.0	618.5	30640.2	16.99

Lpalo = Lunghezza del palo da quota sottoplinto  
Qamm = Portata ammissibile del palo  
Ql,u = Portata laterale ultima  
Qb,cr = Portata di base critica  
Wpalo = Peso proprio del palo  
Qt,lim = Carico limite ultimo totale del palo  
S,cls = Tensione media di compressione sul calcestruzzo

$Qamm = Ql,u/FSL + Qb,cr/FSB - Wpalo$