

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**

NW NUOVA VIABILITA' INTERFERENZE VARIE: NW01 PONTE STRADA PORCILANA

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	0	D	0	0	D	I	2	R	B	N	V	5	0	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>	data	P.Ascari <i>Paolo Ascari</i>	data	V.Pastore <i>Vincenzo Pastore</i>	data	
B	Per istruttoria Italferr	C.Grossi <i>Cristina Grossi</i>	06-08-2015	P.Ascari <i>Paolo Ascari</i>	06-08-2015	V.Pastore <i>Vincenzo Pastore</i>	06-08-2015	

File: IN0D00DI2RBNV500X001B	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 ..... 5
3	BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA ..... 6
4	INDAGINI DISPONIBILI ..... 7
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AREA..... 10
6	PALI..... 13
6.1	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE..... 13
6.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE ..... 13
6.2.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)..... 13
6.2.1.1	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE ..... 14
6.2.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)..... 16
6.3	TIPI DI PALO ..... 17
6.4	STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA..... 17
6.5	CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI..... 18
6.6	PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ORIZZONTALE ..... 26
6.6.1	CARICO LIMITE ULTIMO PER CARICHI ORIZZONTALI ..... 26
6.6.2	INTERAZIONE PALO TERRENO ..... 27
6.6.3	AZIONI SUL PALO PER VERIFICHE STRUTTURALI SLU ..... 28
6.6.4	SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE..... 29
7	RILEVATI DI APPROCCIO ..... 35
ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO PALI ..... 37	

## 1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica del Ponte strada Porcilana, un'opera extralinea che corre parallela alla linea AV/AC a Sud di essa nel 3° lotto costruttivo Verona Montebello Vicentino. Il Ponte strada Porcilana, si trova tra circa le progressive chilometriche di linea tra il km 20+000 e il km 21+000 (compresi i rilevati di approccio), mentre la strada affianca la linea AV/AC per un tratto molto più lungo, compreso tra le progressive chilometriche di linea circa tra il km 16+800 e 22+0000 circa.

## 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 – 3° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005003
- [3] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geologica e geomorfologica – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0002001
- [4] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione idrogeologica. – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0002001
- [5] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Carta geologica e geomorfologica e profilo geolitologico – Elaborato da n° IN0D00DI2G4GE0003001 a n° IN0D00DI2 G4GE0003008
- [6] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Carta Idrogeologica e profilo idrogeologico. – Elaborato da n° IN0D00DI2G4GE0002001 a n° IN0D00DI2G4GE0002008
- [7] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione sismica – Elaborato n° 00DI2RH 000000001
- [8] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Ponti e Viadotti – Ponte sull'”Alpone” dal km 19+919.51 al km 22+166.51– Relazione geotecnica – Elaborato n° IN0D00DI2RBVI0500001
- [9] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Opere Extralinea – Ponte strada Porcilana da km 0+627 a km 1+092 - Profilo geotecnico in scala 1:2000/1:200 – Elaborato n° IN0D00DI2F6NW0100001

- [10] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Planimetria con classificazione sismica del territorio – da Tav.1/4 a Tav.4/4 – Elaborato n° IN0D00DI2P4000000001 a n° IN0D00DI2P4GE0000004
- [11] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione stratigrafie dei sondaggi – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0000001
- [12] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione prove penetrometriche statiche – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0000002
- [13] 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**

- [14] 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.
- [15] 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
- [16] CEN [Comité Européen de Normalisation, 2003]. Eurocode 8: Design of Structures for earthquake resistance. Document EN 1998-1, Brussels.
- [17] RFI – Manuale di progettazione – Documento n° RFI-DINIC-MA-CS-00-001-C del 20 Settembre 2004
- [18] RFI – Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie – Documento n° RFI-DTC-INC-CS-SP-IFT-001-A del 21 Dicembre 2011
- [19] 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

- [20] 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.
- [21] Berezantsev W.HG. (1965), "Design of Deep Foundations", Proc. 6th ICSMFE, Montreal. Vol.II
- [22] Berezantsev W.HG. (1970), "Calculation of the Construction Basis", Leningrad.
- [23] 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.
- [24] 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.
- [25] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non cohesive soils" Swedish Geotechnical Institute, Report n°26+
- [26] 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.
- [27] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [28] 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..
- [29] Viggiani (1999), "Fondazioni" Hevelius Edizioni
- [30] Poulos H.G. and Davis E.H. (1980), "Pile foundation analysis and design", John Wiley and Sons, New York.

### 3 BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte in oggetto si trova nel comune di San Bonifacio e si sviluppa a Sud della Linea AV/AC tra circa le progressive chilometriche di linea tra il km 20+000 e il km 21+000 (compresi i rilevati di approccio). Lungo questo tratto anche la linea AV/AC si sviluppa su ponte, nello specifico sul Ponte sull'Alpone". Il Ponte strada Porcilana ha una lunghezza pari a L=465 m e si compone di 13 pile. Il piano campagna in corrispondenza dell'opera in oggetto si mantiene pianeggiante dalla Spalla A alla pila n. 11, per poi salire fino alla +26.0 ÷ +27.0 in corrispondenza delle pile n.12 e 13 e dalla Spalla B. Tra le pile n.12 e n.13 vi è lo scavalco del torrente Alpone.

#### 4 INDAGINI DISPONIBILI

La Figura 1 e la Figura 2 riportano rispettivamente uno stralcio della planimetria ubicazione indagini eseguite nell'area del ponte in oggetto e la sezione geotecnica riportata nel dettaglio nel Doc.Rif.[9].

Le indagini considerate sono riportate in Tabella 1.

Nei Doc.Rif.[11], Doc.Rif.[12] e Doc.Rif.[13] sono riportati gli originali dei risultati delle indagini, nonché i risultati di dettaglio delle prove di laboratorio.

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>
19+820	CPTU13V e CPTU13bis	2015	21.53	32.0	-
19+820	BH8V	2015	21.65	50.0	TA (32m→50m)
20+020	CPTU14V e CPTU14Vbis	2015	21.67	30.0	-
20+150	BH9V	2015	21.94	50.0	-
20+275	CPTU15V e CPTU15Vbis	2015	22.70	33.60	-
20+570	CPTU16V e CPTU16Vbis	2015	26.83	31.2	-
20+570	BH10V	2015	26.50	50.0	C (47m)
20+580	CPTU17V e CPTU17Vbis	2015	26.56	28.50	-
20+680	BH11V	2015	27.07	50.0	-
20+880	CPTU19V	2015	25.352	16.60	-
20+900	BH12V	2015	25.20	50.0	TA (11m→50m)

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

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



Figura 1 – Planimetria

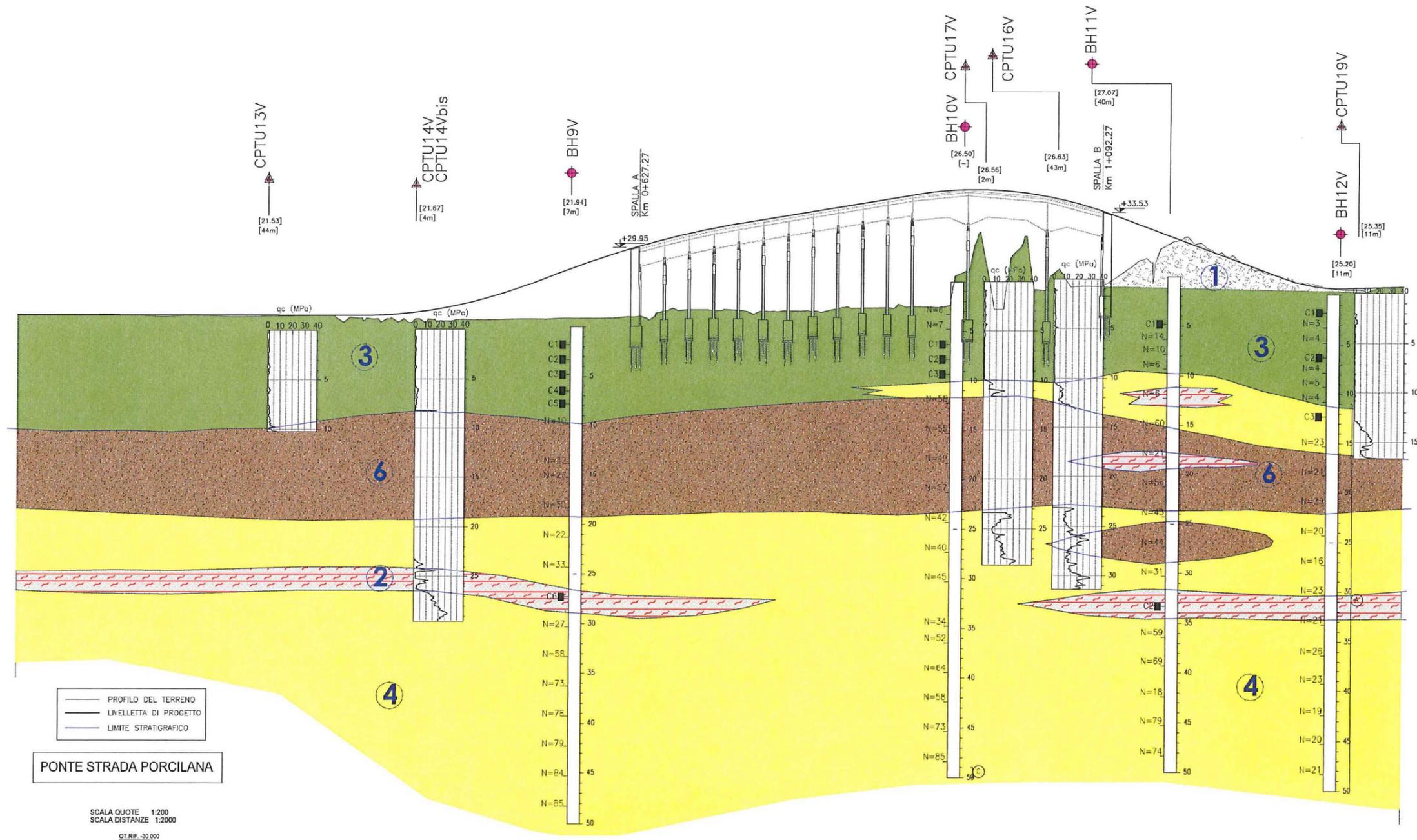


Figura 2 – Profilo geotecnico

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBNV500X001-B	Pag 10 di 43

## 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 3, 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 Ponte in oggetto, mentre nel Capitolo 6 è riportata la stratigrafia di calcolo utilizzata insieme ai valori caratteristici dei parametri geotecnici:

- da pc e fino ad una profondità attorno ad 8÷10 m da p.c. sono presenti terreni teneri di natura argillosa, con resistenze alla punta dell'ordine di 0.7÷1.0 MPa . I valori resistenza al taglio non drenata, ricavabili dai dati CPT, sono riportati in Figura 3.
- Al di sotto, e per un spessore pari a circa circa 10÷12 m, sono presenti ghiaie addensate con valori di  $N_{SPT}$  generalmente variabili fra 30 e 55 colpi/30 cm fino alla Spalla Ovest, mentre dalla spalla Ovest e lungo il rilevato di approccio (BH11V e BH12V) tale strato è preceduto da uno strato di sabbia fine limosa con spessore pari a 5m circa, con intercalazioni di limo (BH11V), le ghiaie sono presenti sotto tale strato sabbioso fino a profondità pari a circa 20 m da p.c. .
- Al disotto ancora, e fino alle massime profondità indagate (50 m da p.c), sono presenti sabbie da fini a medie, talora limose. I valori di  $N_{SPT}$  variano tra circa 20÷50 colpi/30 cm fino a 35 m da p.c. ed aumentano a valori  $N_{SPT}=50÷80$  colpi/30 cm oltre i 35 m da pc, con eccezione del BH12V per il quale si registrano valori di  $N_{SPT}\approx 20$  colpi/30 cm anche oltre i 35 m da pc. In alcune zone dell'area, tuttavia non ben definibili, si rinviene un sottile livello argilloso, dello spessore di 1÷2 m a partire da profondità variabili tra 25÷30 m da p.c.
- In tale tratto, non si riscontrano importanti problematiche di liquefazione.

Per quanto concerne la quota di falda, le poche letture piezometriche ad oggi mostrano una profondità variabile tra 1÷2 m da p.c. Nei calcolo di capacità portante dei pali, e nelle verifiche condotte per la definizione delle opere di sostegno provvisorio per gli scavi di alcune pile, la falda è stata assunta coincidente con il p.c., in accordo alle indicazioni della Relazione Idrogeologica.

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

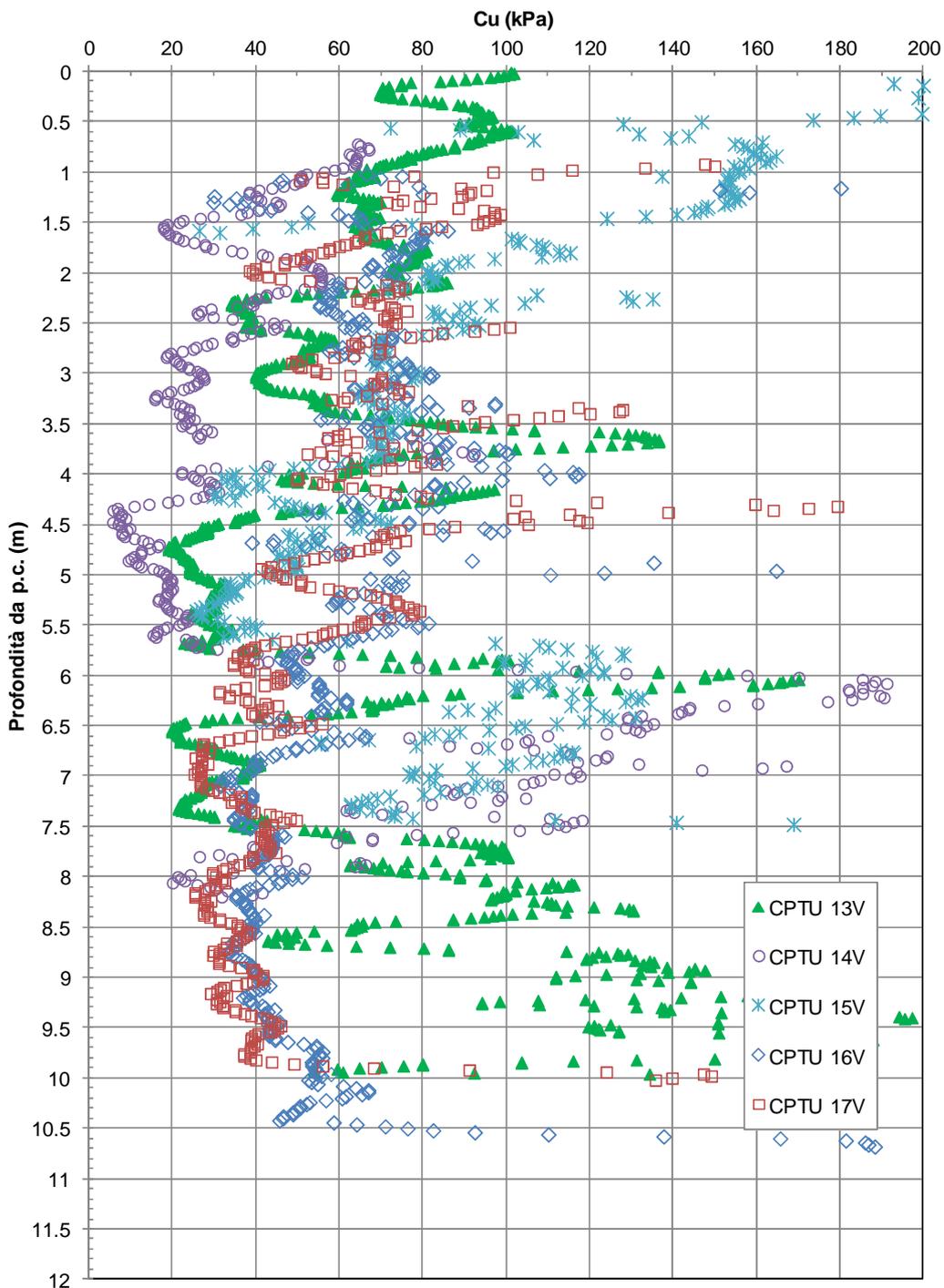


Figura 3 -- Coesione non drenata calcolata da prove CPTU in accordo a Lunne T, Roberson P.K., Powell J.J.M., 1997

## 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. [14]). 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. [14]) per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [14]})$$

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. [14]).

#### 6.2.1.1 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE

In accordo a quanto definito nel Par. 6.4.3.1 delle NTC2008 (Doc. Rif. [14]), 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. [14]) e per comodità riportati rispettivamente nella Tabella 2 e Tabella 3 del presente documento.

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2008, Doc.Rif.[14], deve essere incluso tra le azioni permanenti di cui alla Tabella 2.

In condizioni sismiche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 7.11. delle NTC2008, Doc.Rif.[14], 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. [14], vedi anche Doc. Rif.[15]).

Per le verifiche di stabilità geotecnica (GEO) si fa riferimento alla Combinazione 2 (DA1-C2). Per la determinazione delle azioni agenti sugli elementi strutturali da usare per le verifiche strutturali si fa riferimento alla Combinazione 1 (DA1-C1).

Tabella 2: Tab. 6.2.I, NTC 2008 (Doc.Rif.[14])

**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	$\gamma_{Qi}$	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 3: Tab. 6.4.II, NTC 2008 (Doc.Rif.[14])

**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 avente diametro  $D = 1200$  mm.

Nello schema di calcolo la testa palo è posta a 3 m dal piano finito.

### 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 le stratigrafie 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 4: Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo.

Tipo di terreno	Da	a	$\gamma$	$\phi'_k$	$c'_k$	$c_{uk}$	$\delta$	$q_{b,ult}$	$k_H$
	(m p.c.)	(m p.c.)	( $kN/m^3$ )	( $^\circ$ )	(kPa)	(kPa)	( $^\circ$ )	(kPa)	$kN/m^3$
Argille	0.0	11.0	18.5	-	-	40	-	$9 \cdot c_{uk}$	-
Ghiaie	11.0	20.0	18.5	38	0	-	38	2500	15000
Sabbie	20.0	30.0	18.5	34	0	-	34	3000	12000
Sabbia	Da 30.0 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 (si veda paragrafo 6.5)

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

Per gli strati argillosi si è assunto un modulo di reazione orizzontale secante  $E_s = 400 \cdot c_{uk}$

Nelle analisi l'altezza di falda è stata cautelativamente considerata coincidente con il p.c., come riportato nella Relazione Idrogeologica.

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

In conformità con la normativa NTC2008 (Doc. Rif.[14]), 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.[14] (Tabella 3 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.[14], Tabella 5 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 punto precedente, una stratigrafia di calcolo che fa riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici caratteristici, considerando inoltre una successione stratigrafica ragionevolmente cautelativa,. Si è quindi ritenuto che il valore di resistenza di calcolo così ottenuto rappresenti un minimo fra quelli possibili. Considerato inoltre il numero di verticali eseguite in relazione alla lunghezza del viadotto, si è optato per l'adozione del massimo coefficiente suggerito dalla normativa, e pari a  $\xi_4=1.70$ .

Tabella 5: Tab. 6.4.IV, NTC 2008 (Doc.Rif.[14])

**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 4

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 4;

$\sigma'_{v0}$  = 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

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

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:

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO      REV. IN0D00DI2RBNV500X001-B	Pag 21 di 43

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

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

I valori assunti nel calcolo per i diversi strati sono riportati nella Tabella 4.

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 6, 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 pali (considerando i coefficienti parziali  $\gamma_A$  sulle azioni caratteristiche).

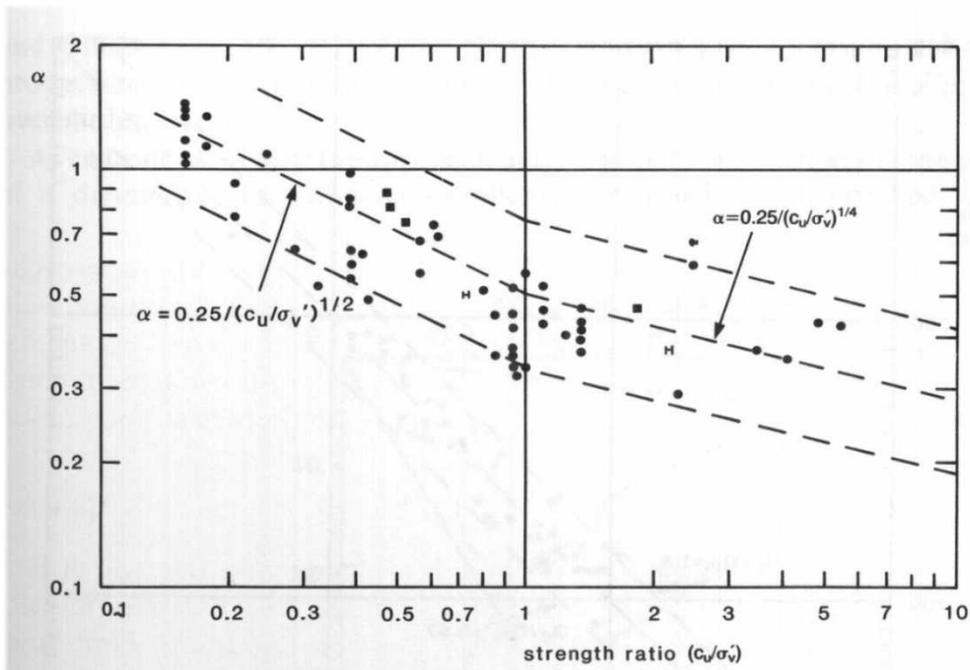


Figura 4 – Valore di  $\alpha$  in funzione del rapporto  $c_u/\sigma'_v$  (da Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985))

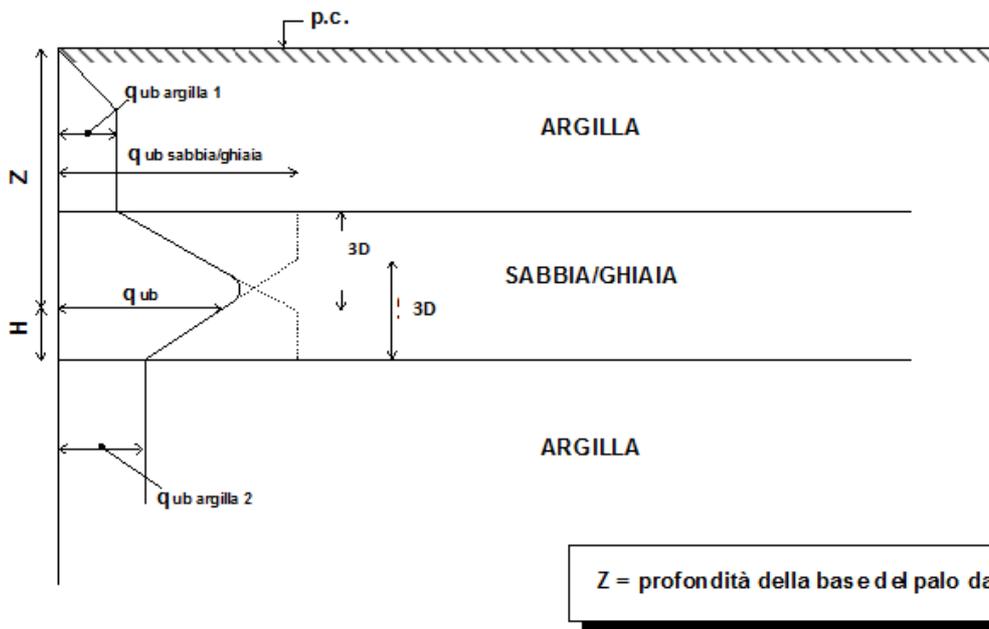


Figura 5 - Criterio di valutazione della pressione ultima di base ( $q_{ub}$ ) in terreni stratificati

Tabella 6: 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	4347	2691	2785	1809
21	4602	2896	2954	1944
22	4809	3109	3096	2083
23	5026	3330	3245	2228
24	5252	3560	3400	2378
25	5486	3797	3561	2532
26	5729	4042	3728	2692
27	5982	4295	3901	2856
28	6335	4556	4134	3026
29	6697	4826	4374	3200
30	7069	5103	4620	3380
31	7412	5388	4850	3565
32	7709	5681	5054	3755
33	8014	5983	5264	3949
34	8329	6292	5480	4149
35	8650	6608	5701	4352
36	8973	6924	5922	4557
37	9295	7240	6144	4761
38	9617	7557	6365	4965
39	9940	7873	6587	5169
40	10262	8189	6808	5373
41	10585	8506	7030	5577
42	10907	8822	7251	5781
43	11229	9138	7473	5985
44	11552	9455	7694	6189
45	11874	9771	7916	6393
46	12196	10087	8137	6597
47	12519	10404	8359	6801
48	12841	10720	8580	7005
49	13163	11036	8802	7210
50	13486	11353	9023	7414

**Ponte strada Porcilana  
Resistenza di progetto ( $R_d$ ) del palo singolo  
PALO TRIVELLATO  
Approccio 1 - Combinazione 1 - STRU (A1+M1+R1)**

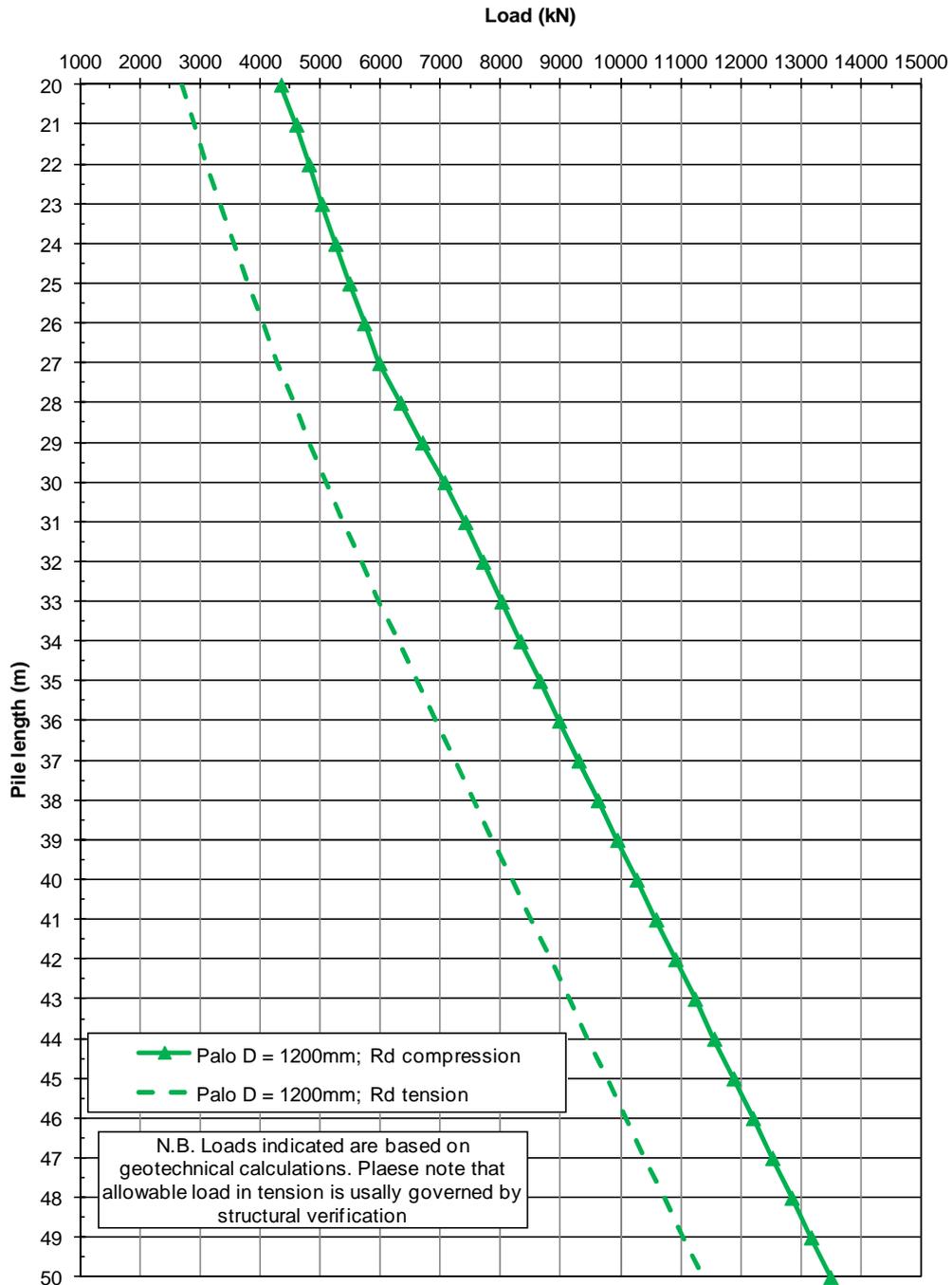


Figura 6: DA1-C2: Resistenza di progetto

**Ponte strada Porcilana  
Resistenza di progetto ( $R_d$ ) del palo singolo  
PALO TRIVELLATO  
Approccio 1 - Combinazione 2 - GEO (A2+M1+R2)**

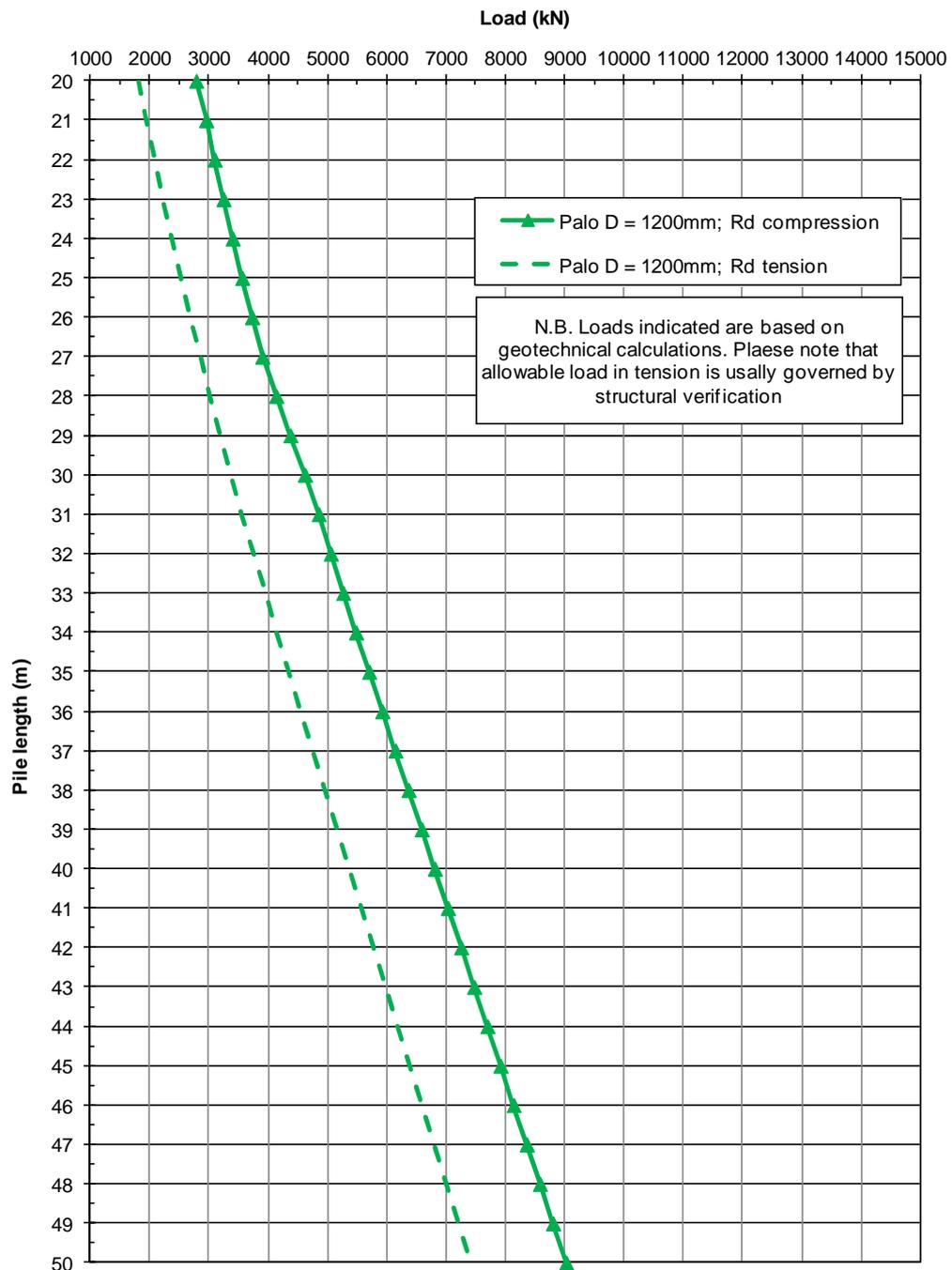


Figura 7: DA1-C2: Resistenza di progetto

## 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 4.

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 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Per la condizione, “testa incastrata”, sono stati calcolati 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

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

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

$EJ$  = rigidezza flessionale del palo;

Sulla base di quanto riportato in precedenza, i calcoli sono stati eseguiti considerando la stratigrafia di cui al punto 6.4.

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 7.

In Tabella 8 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 8)

$EJ$  = 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 8)

$F_{0,k}$  = 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 7.

Tabella 7: 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)
0.000	1.000	1.000	2.586
1.094	0.621	0.794	
2.188	0.327	0.605	
3.281	0.107	0.442	
4.375	-0.050	0.310	
5.469	-0.158	0.210	
6.563	-0.230	0.139	
7.656	-0.278	0.094	
8.750	-0.293	-0.064	
10.500	-0.200	-0.170	
12.250	-0.087	-0.143	
14.000	-0.014	-0.070	
15.750	0.012	-0.015	
17.500	0.013	0.007	
20.417	0.003	0.006	
23.333	-0.001	0.001	
26.250	0.000	0.000	
30.625	0.000	0.000	
35.000	0.000	0.000	

Tabella 8: 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	1.3889	0.9718	0.9718	1.3343	3.551
1.1	0.62	0.25	-0.24	0.96					
2.2	0.32	0.39	-0.38	0.86					
3.3	0.11	0.45	-0.46	0.73					
4.4	-0.04	0.46	-0.48	0.58					
5.5	-0.14	0.43	-0.47	0.43					
6.6	-0.19	0.38	-0.45	0.29					
7.7	-0.22	0.32	-0.43	0.16					
8.7	-0.27	0.24	-0.28	0.04					
10.5	-0.23	0.11	-0.08	-0.04					
12.3	-0.13	0.03	0.02	-0.05					
14.0	-0.04	-0.01	0.05	-0.03					
15.7	0.01	-0.02	0.03	-0.01					
17.5	0.01	-0.01	0.01	0.00					
20.4	0.01	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					

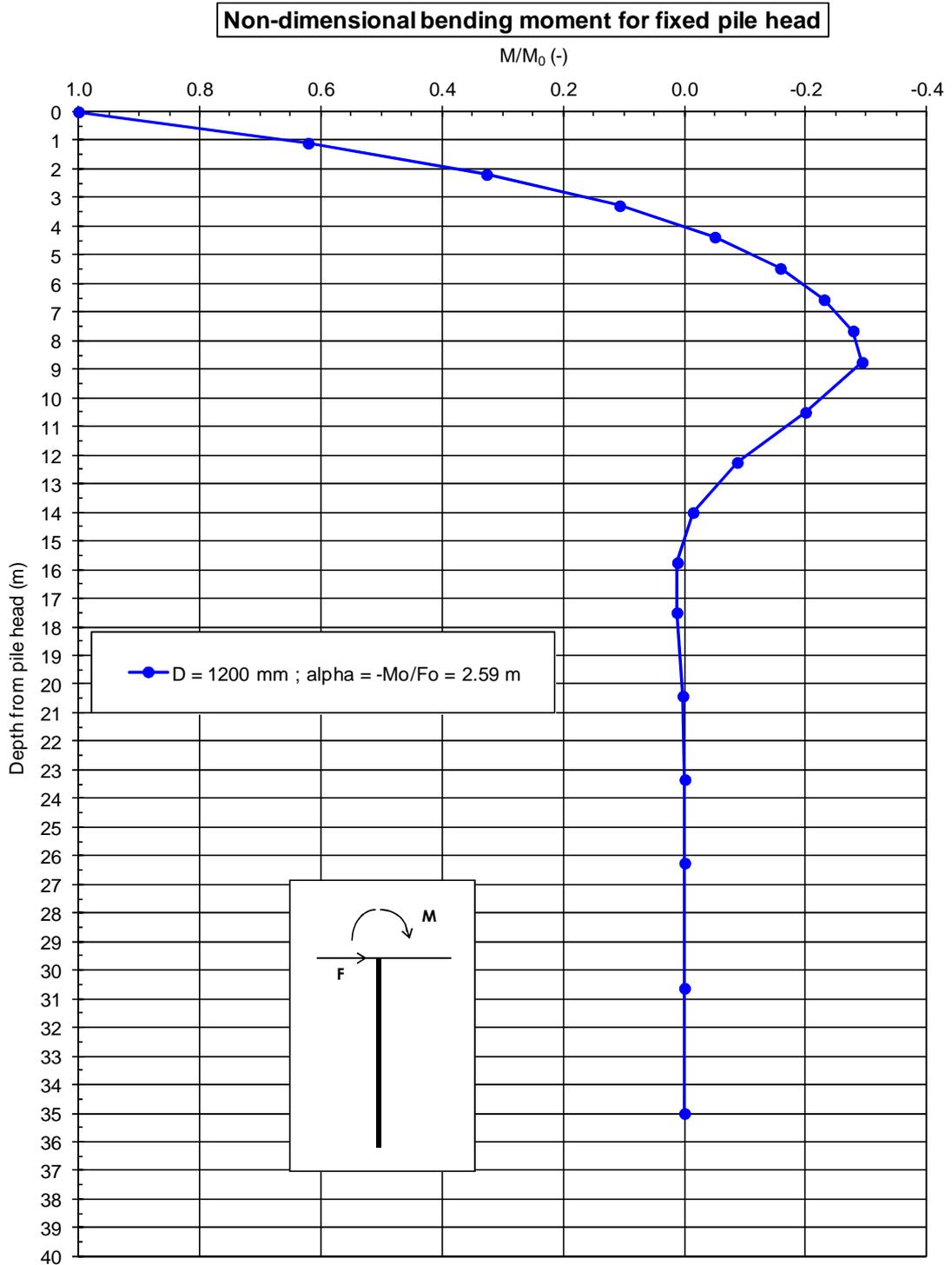


Figura 8: Andamento del momento flettente normalizzato

Non-dimensional shear force for fixed pile head

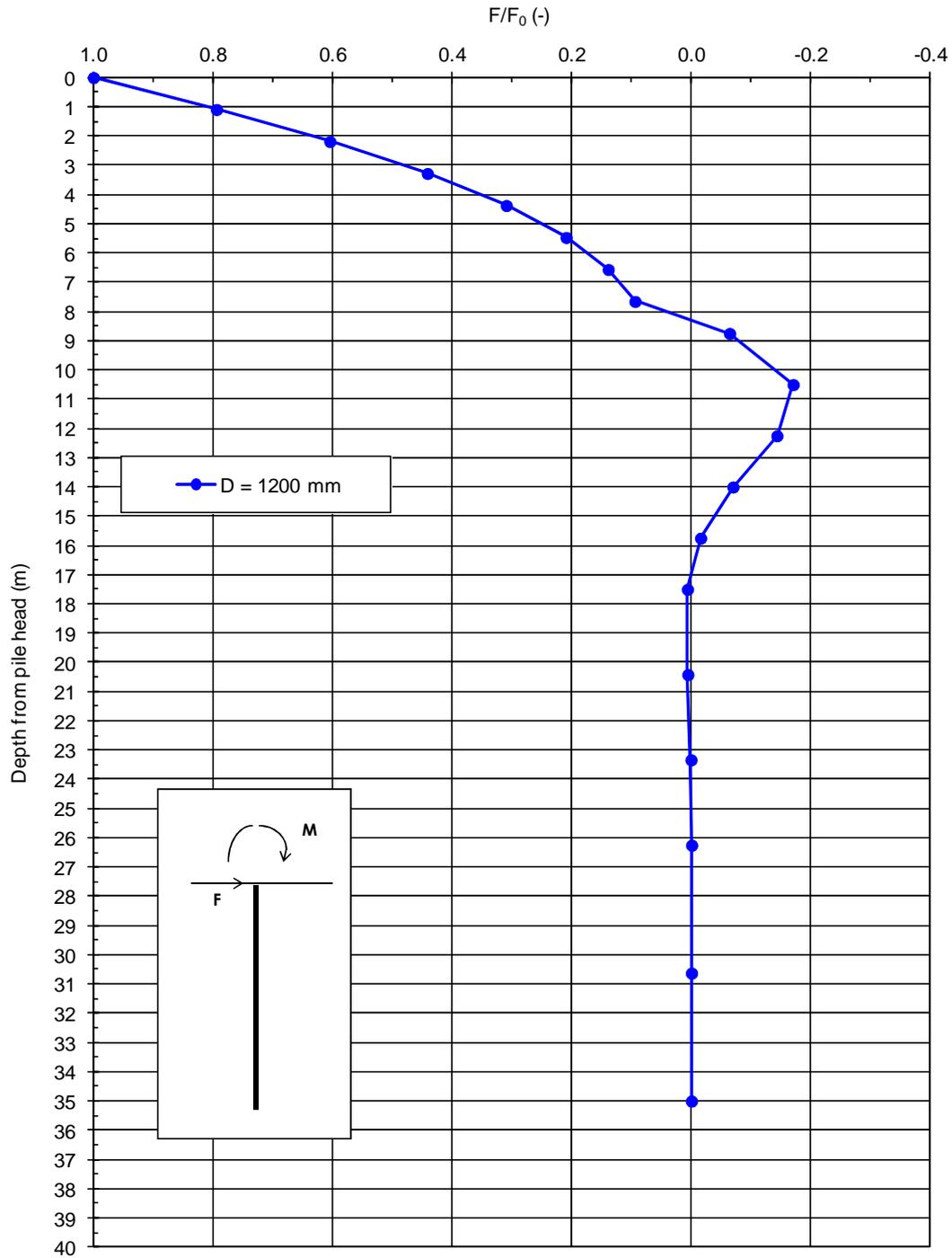


Figura 9: Andamento del taglio normalizzato

Fixed Head Condition - Pile head displacement

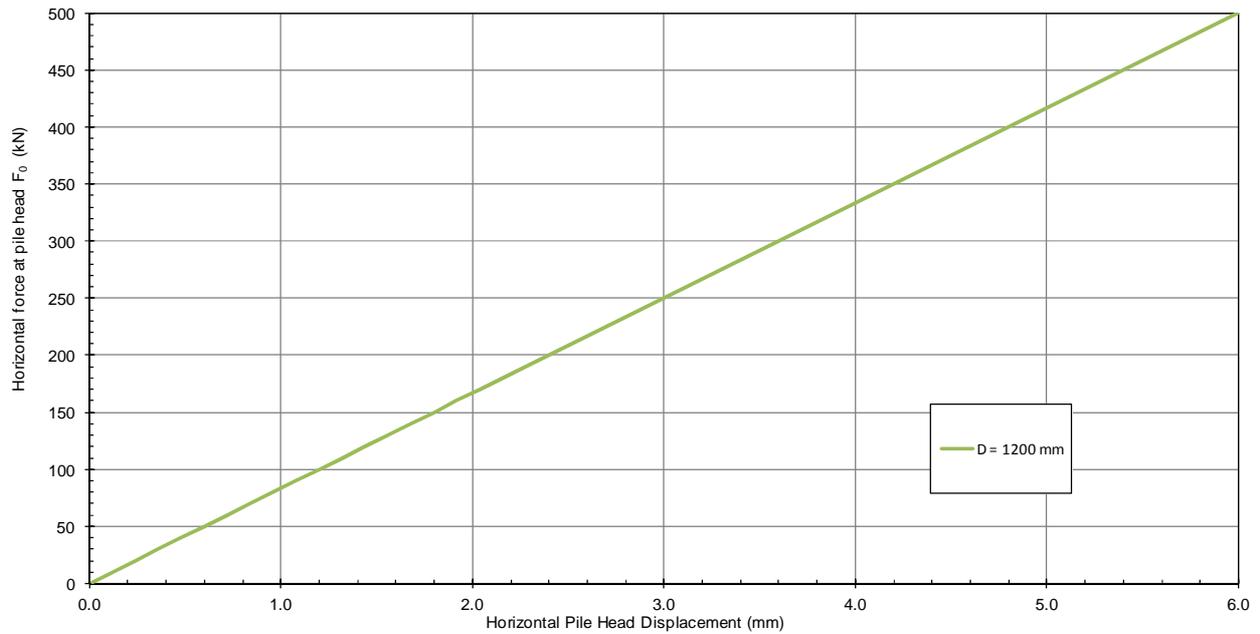


Figura 10: Curva carico – spostamento orizzontale

## 7 RILEVATI DI APPROCCIO

I due rilevati di approccio al Ponte raggiungono altezze massime dell'ordine dei 7 m sul piano campagna. Data la presenza di uno strato superficiale di materiale compressibile che raggiunge uno spessore pari a circa 8÷10 m da p.c., ed in analogia con l'esito delle verifiche di stabilità sul viadotto Alpone per rilevati della medesima altezza sui medesimi terreni, si prescrivono per i rilevati di approccio interventi di consolidamento del terreno di fondazione, nello specifico colonne in ghiaia di diametro  $D=800$  mm,  $i=2.4$ m e lunghezza pari a  $L=12$ m.

Lo schema di esecuzione delle colonne e i criteri per il loro posizionamento sono riportati nella Figura 11 e Figura 12.

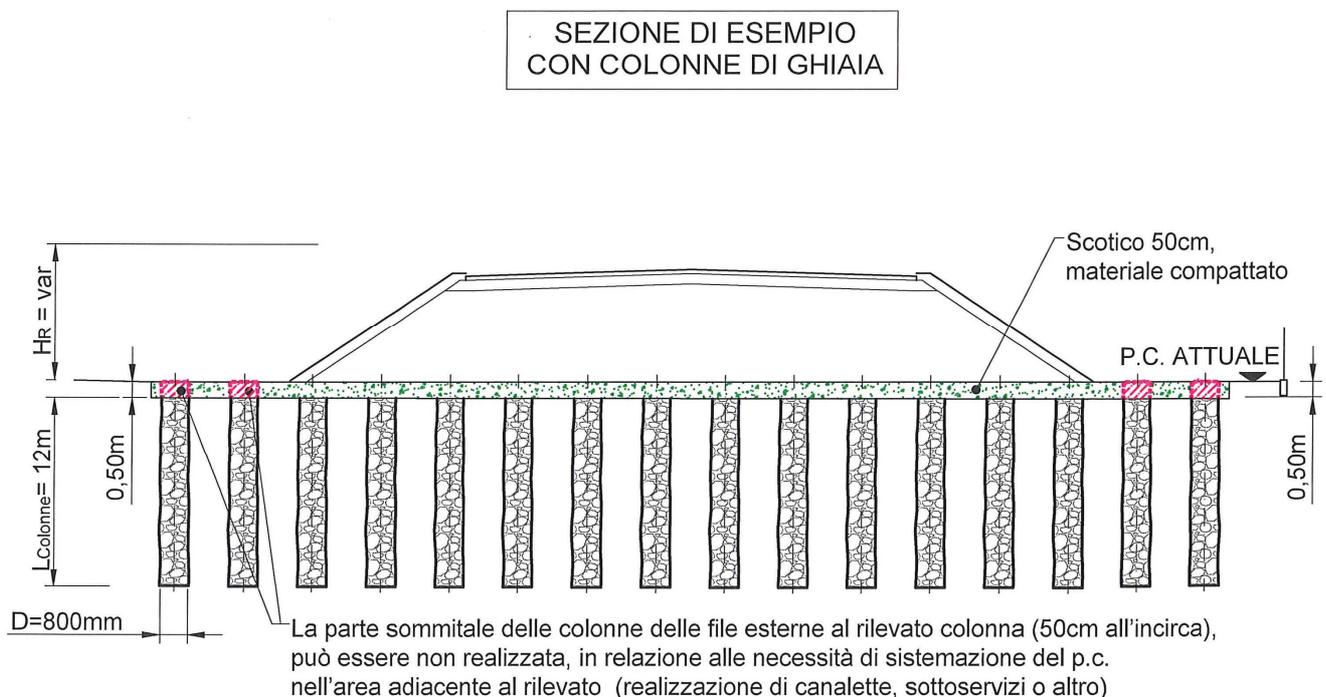
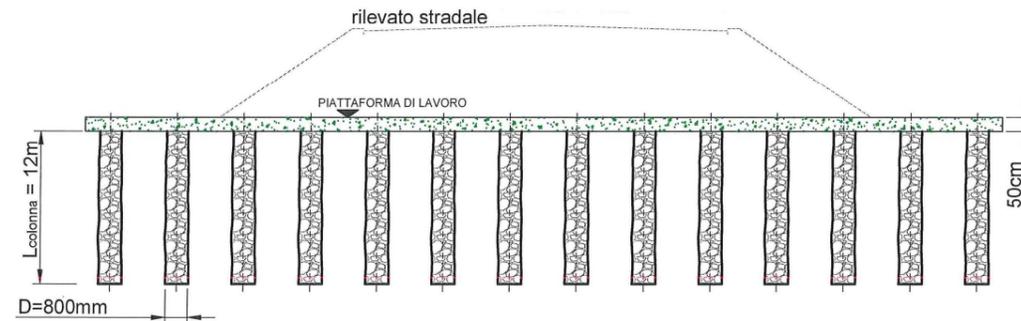


Figura 11: Sezione tipo di trattamento con colonne in ghiaia

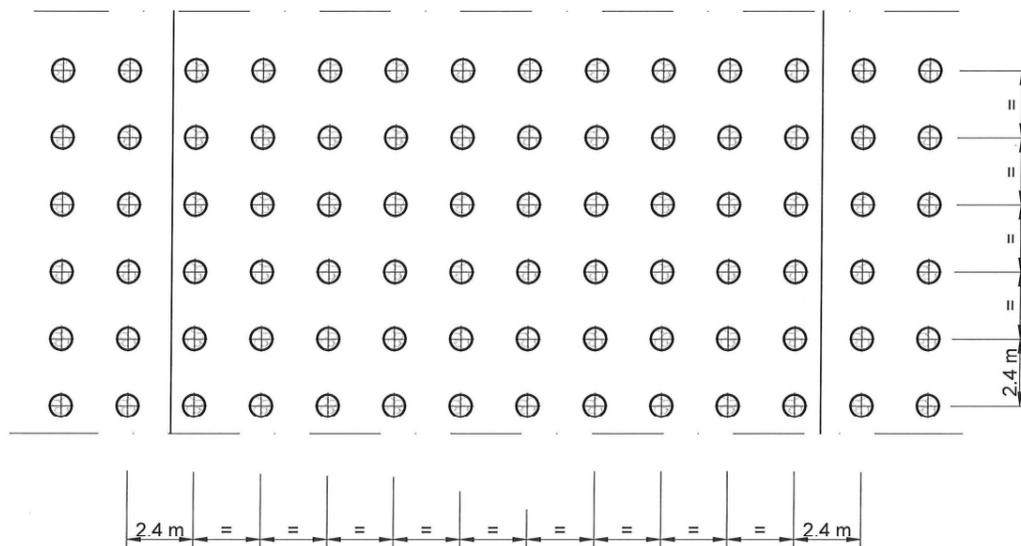
METODOLOGIA REALIZZATIVA COLONNE DI GHIAIA  
"TECNICA DRY BOTTOM FEED"

- SEZIONE FINITA -



N.B. - Il diametro della colonna si intende il diametro finito, ricavabile dalla quantità di materiale introdotto.  
- Il materiale da impiegare per la realizzazione delle colonne è ghiaia pulita con diametro compreso tra 20 e 60mm  
- L'asse della fila di colonne più esterne deve essere almeno 2 metri distante dal piede del rilevato per rilevati con  $H \leq 4m$ , 3 metri nel caso di rilevati con  $H > 4m$

- PLANIMETRIA -  
Maglia quadrata



- FASI REALIZZATIVE -

1. Realizzazione dello scotico di 50 cm su tutta la larghezza futura dell'intervento con colonne.
2. Riempimento con misto granulare con granulometria in accordo alle specifiche Italferr, su tutta la larghezza dell'intervento. Lo strato servirà da piano di lavoro per le macchine per l'installazione delle colonne. Rullaggio della superficie per fornire una adeguata compattazione allo scopo.
3. Realizzazione delle colonne fino a 50 cm dal piano di lavoro.
4. Compattazione finale del piano di lavoro in accordo alle specifiche Italferr. Realizzazione del rilevato

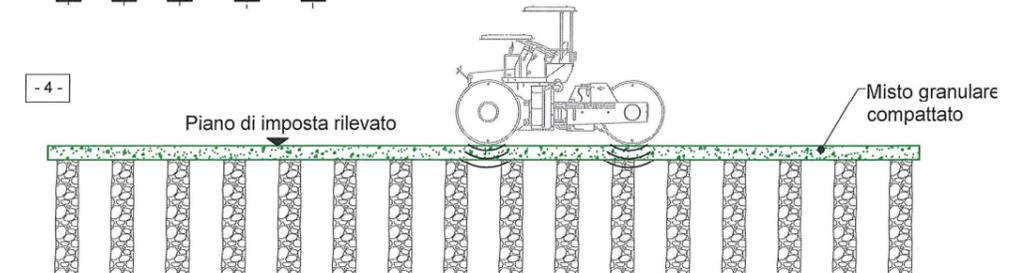
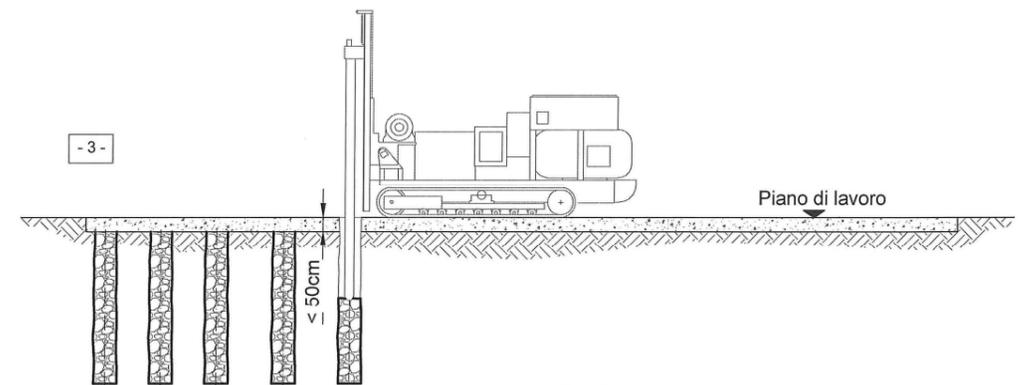
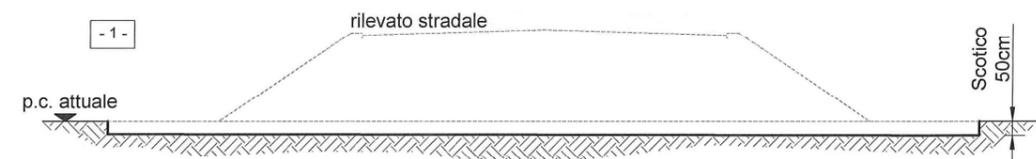


Figura 12: Fasi realizzative colonne in ghiaia

**ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO PALI**

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

porcilana  
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	(-)	4
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	0

por\_12 / 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	11.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	40.0	40.0
2	20.00	18.50	8.50	0.00	38.0	38.0	0.0	0.0
3	30.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
4	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	360.0	360.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
3	INCOERENTE	120.0	3000.0	3000.0	1.00
4	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, l/Qb, c = Rapporto tra portata di base limite e critica

por\_12 / 3

 porcilana  
 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	0.85	1.33	34.0	--
4.0	74.0	34.0	0.85	1.00	34.0	--
5.0	92.5	42.5	0.85	0.80	34.0	--
6.0	111.0	51.0	0.85	0.67	34.0	--
7.0	129.5	59.5	0.85	0.57	34.0	--
8.0	148.0	68.0	0.85	0.50	34.0	--
9.0	166.5	76.5	0.85	0.44	34.0	--
10.0	185.0	85.0	0.85	0.40	34.0	--
11.0	203.5	93.5	0.85	0.36	34.0	--
12.0	222.0	102.0	--	0.55	55.8	--
13.0	240.5	110.5	--	0.55	60.4	--
14.0	259.0	119.0	--	0.55	65.1	--
15.0	277.5	127.5	--	0.55	69.7	--
16.0	296.0	136.0	--	0.55	74.4	2500.0
17.0	314.5	144.5	--	0.55	79.0	2500.0
18.0	333.0	153.0	--	0.55	83.7	2500.0
19.0	351.5	161.5	--	0.55	88.3	2500.0
20.0	370.0	170.0	--	0.55	93.0	2500.0
21.0	388.5	178.5	--	0.47	84.3	2638.9
22.0	407.0	187.0	--	0.47	88.3	2777.8
23.0	425.5	195.5	--	0.47	92.3	2916.7
24.0	444.0	204.0	--	0.47	96.3	3000.0
25.0	462.5	212.5	--	0.47	100.3	3000.0
26.0	481.0	221.0	--	0.47	104.3	3000.0
27.0	499.5	229.5	--	0.47	108.4	3000.0
28.0	518.0	238.0	--	0.47	112.4	3000.0
29.0	536.5	246.5	--	0.47	116.4	3000.0
30.0	555.0	255.0	--	0.47	120.0	3000.0
31.0	573.5	263.5	--	0.47	124.4	3138.9
32.0	592.0	272.0	--	0.47	128.4	3277.8
33.0	610.5	280.5	--	0.47	132.4	3416.7
34.0	629.0	289.0	--	0.47	136.5	3500.0
35.0	647.5	297.5	--	0.47	140.5	3500.0
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

por\_12 / 4

porcilana  
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

por\_12 / 5

porcilana  
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	7582.2	4441.9	3298.7	158.3	7740.5	6.70
21.00	8024.1	4797.4	3392.9	166.3	8190.3	7.09
22.00	8386.8	5168.1	3392.9	174.2	8561.0	7.42
23.00	8764.7	5553.9	3392.9	182.1	8946.8	7.75
24.00	9157.8	5954.8	3392.9	190.0	9347.8	8.10
25.00	9565.9	6370.9	3392.9	197.9	9763.8	8.46
26.00	9989.2	6802.1	3392.9	205.8	10195.0	8.83
27.00	10427.2	7248.1	3392.9	213.8	10641.0	9.22
28.00	11037.5	7709.2	3550.0	221.7	11259.2	9.76
29.00	11663.2	8185.7	3707.1	229.6	11892.8	10.31
30.00	12304.1	8677.5	3864.2	237.5	12541.6	10.88
31.00	12897.3	9184.3	3958.4	245.4	13142.7	11.40
32.00	13411.4	9706.3	3958.4	253.3	13664.7	11.86
33.00	13940.6	10243.4	3958.4	261.3	14201.8	12.33
34.00	14484.9	10795.7	3958.4	269.2	14754.1	12.81
35.00	15041.0	11359.7	3958.4	277.1	15318.1	13.30
36.00	15598.6	11925.2	3958.4	285.0	15883.6	13.79
37.00	16156.2	12490.7	3958.4	292.9	16449.1	14.29
38.00	16713.8	13056.2	3958.4	300.8	17014.6	14.78
39.00	17271.3	13621.7	3958.4	308.8	17580.1	15.27
40.00	17828.9	14187.2	3958.4	316.7	18145.6	15.76
41.00	18386.5	14752.6	3958.4	324.6	18711.0	16.26
42.00	18944.0	15318.1	3958.4	332.5	19276.5	16.75
43.00	19501.6	15883.6	3958.4	340.4	19842.0	17.24
44.00	20059.2	16449.1	3958.4	348.3	20407.5	17.74
45.00	20616.7	17014.6	3958.4	356.3	20973.0	18.23
46.00	21174.3	17580.1	3958.4	364.2	21538.5	18.72
47.00	21731.9	18145.6	3958.4	372.1	22104.0	19.22
48.00	22289.4	18711.0	3958.4	380.0	22669.5	19.71
49.00	22847.0	19276.5	3958.4	387.9	23234.9	20.20
50.00	23404.6	19842.0	3958.4	395.8	23800.4	20.69

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 =  $Q_{l,u}/FSL + Q_{b,cr}/FSB - W_{palo}$