

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**

VI PONTI E VIADOTTI: VI03 PONTE SUL CANALE “DUGALE 1” DAL Km 12+305.58 AL Km 12+330.58

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	V	I	0	3	0	0	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>	A	
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: IN0D00DI2RBVI0300001B DUGALE I	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..... 8
6	PALI..... 11
6.1	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE..... 11
6.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE ..... 11
6.2.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)..... 11
6.2.1.1	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE ..... 12
6.2.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)..... 14
6.3	TIPI DI PALO ..... 15
6.4	STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA..... 15
6.5	CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI..... 16
6.6	PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ORIZZONTALE ..... 25
6.6.1	carico limite ultimo per carichi orizzontali ..... 25
6.6.2	Interazione palo terreno..... 26
6.6.3	AZIONI SUL PALO PER VERIFICHE STRUTTURALI SLU ..... 27
6.6.4	SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE..... 28
ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO PALI ..... 34	

## 1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica del Ponte sul canale Dugale 1 posto fra le progressive km 12+305.58 e km 12+330.58, e 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 – Tav.3/8 e Tav.4/8 in scala 1:5000/500 – Elaborati n° 00DI2F5GE0002003 e n° IN0D00DI2F5GE0002004.
- [6] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Ponti e Viadotti – “Ponte sul canale Dugale 1” dal km 12+305.58 al km 12+330.58 – Profilo geotecnico in scala 1:1000/1:100 – Elaborato n° IN0D00DI2F7VI0300001
- [7] 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° IN0D00DI2P4GE0000001 a IN0D00DI2P4GE0000004
- [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
- [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 ponte sul canale Dugale è costituito da una sola campata, si sviluppa per una lunghezza complessiva di 25 m e permette l'attraversamento della ferrovia sul canale "Dugale".

Il piano campagna in corrispondenza del ponte è circa alla +26.5÷+27.0 m slm.

### 4 INDAGINI DISPONIBILI

La Figura 1 riporta uno stralcio della sezione geotecnica del ponte, con ubicazione delle verticali di indagine considerate nel presente documento.

In particolare, le indagini qui esaminate sono le seguenti.

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>
12+000	CPTU25	2014/2015	28.50	3.73	-
12+010	SPA20	2014/2015	28.67	20.00	TA (8m→20m)
12+340	SPA20bis	2014/2015	26.40	30.00	TA (3m→20m)-
12+510	SPA21	2014/2015	26.35	35.00	TA (8m→20m)-
12+510	CPTU29 e CPTU29bis	2014/2015	26.90	16.84	-
12+510	CPTU28 e CPTU28bis	2014/2015	26.30	18.28	-
12+580	CPTU30 e CPTU30bis	2014/2015	26.40	25.93	-
12+780	CPTU30ter	2014/2015	26.30	4.65	-
13+190	CPTU31	2014/2015	25.90	4.71	-
13+485	CPTU31bis	2014/2015	25.90	3.92	-

<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.



 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO      REV. IN0D00DI2RBVI030001-B	Pag 8 di 40

## 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 dell'area 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 Ponte in oggetto, mentre nel Capitolo 6 è riportata la stratigrafia di calcolo utilizzata insieme ai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

- Da p.c. e per profondità variabili fra 2 e 5.0 m sono presenti terreni di natura prevalentemente limoso-sabbiosa, debolmente argillosa. I dati penetrometrici indicano valori di resistenza alla punta  $q_c$  tipicamente dell'ordine del 1 MPa. Si nota generalmente una tendenza alla presenza di una crosta essiccata in sommità) dell'ordine di 1÷2 metri di spessore, con  $q_c$  anche fino a 1.5÷2.5 MPa, seguita da strati più teneri, sotto falda, con valori di  $q_c$  che scendono anche a 0.5÷0.7 MPa. Da notare che, all'interno di tali terreni, si rinvengono spesso livelletti più limosi, e talora sabbiosi, con SPT anche bassi (3÷5 colpi/30 cm) e  $q_c$  di 2.5 MPa (CPTU30bis).
- Al di sotto di tale livello superficiale, e per uno spessore variabile fra 6 e 10 m, sono presenti ghiaie con sabbia, con valori di SPT medi compresi fra 20 e 50 colpi/30 cm.
- Al di sotto, e fino alle massime profondità indagate (30 m da pc), sono invece presenti sabbie medie e fini con frequenti intercalazioni di limi argillosi di spessore massimo pari ad un metro. Le densità relative medie sono comprese tra 50÷80% e valori di SPT tra 20 e 50 colpi/30 cm.

Per quanto concerne la quota di falda, le letture piezometriche eseguite nel periodo Novembre 2014 – Marzo 2015 mostrano una profondità della falda variabile tra circa 0.2÷2.0 m da p.c. In ogni caso, in accordo alle istruzioni contenute nella relazione idrogeologica, la falda è stata assunta coincidente con il p.c. per tutte le situazioni di calcolo, sia per opere provvisorie che definitive.

Tabella 2: Lotto 2 – Letture piezometriche

Tratta AV/AC Verona Padova - 2° Lotto Costruttivo Km 12+045 - 12+100 - Campagna Idrologica geozonifica 2014										
Pegnoale	Coppa	Sigla	Sicurezza - SFA/AC	08/11/2014	20/11/2014	17/12/2014	10/01/2015	10/02/2015	27/02/2015	
				m da p.c.						
13-221	CVE-Bella	SFA10	50					-2,32	-1,82	
11-474,02	Fonte Masl	SCA10						-2,02	-2,02	
11-712,74 *	Fonte Masl	SFAA10	50		-1,14	-1,02	-1,30	-1,30	-1,30	REDA: SUPERFICIE
12-021	Sottola	SFA20	20	-1,00	-2,32	-1,87	-2,20	-2,11	-2,32	REDA: PROFONDO
12-002,20	Fonte sul canale	SFA20bis	30		-2,20	-2,22	-2,50	-2,02	-2,32	
12-027	CVE-Bella *	SFA21	20	-1,20	-2,50	-2,30	-2,01	-2,02	-2,00	
14-032	CVE(Buona-Bella) *	SFA22	20		-1,32	-1,12	-1,02	-1,44	-1,20	
16-02	Sottola	SFA24	20					-1,32	-1,20	
17-027	Sottola	SFA22	20			-2,30	-2,02	-2,50	-2,02	
17-090	Sottola	SFA22	20							
17-092	Sottola	SFA27	20		-2,02	-2,02	-2,02	-2,02	-2,02	

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 inoltre una successione stratigrafica ragionevolmente cautelativa, localizzata in prossimità della CPTU30e30bis.

Difatti, l'area del ponte in oggetto ricade all'interno della tratta compresa tra il km 12+150 e il km 13+300 per la quale si è ravvisata la presenza di fenomeni di liquefazione e sono stati conseguentemente previsti trattamenti costituiti da colonne in ghiaia. (si veda al proposito la relazione al Doc.Rif.[3]). Per i risultati delle analisi di liquefazione si rimanda al documento citato e alla relazione sismica e geotecnica di lotto (Doc.Rif.[4] e Doc.Rif.[2]).

Nel presente documento si è tenuto cautelativamente in conto della presenza di strati liquefacibili, solamente nelle analisi del comportamento del palo nei confronti dei carichi orizzontali. In tali analisi si è trascurata la presenza del terreno per i primi 5 m da pc, (2 m da testa palo). Tale assunzione risulta cautelativa in quanto gli spessori di terreno liquefacibili non risultano mai continui.

Per quanto concerne il comportamento del palo nei confronti dei carichi assiali, la stratigrafia assunta è ritenuta dagli scriventi sufficientemente conservativa per gli scopi di questa fase progettuale e la presenza o meno del primo strato di

terreno potenzialmente liquefacibile (CPTU30e 30bis) non ha conseguenze significative in termini di capacità portante per le lunghezze di palo considerate.

## 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.

Allo stato attuale delle conoscenze, i pali che si suppone verranno utilizzati sono pali trivellati, di diametro 1500 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 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>
Limo sabbioso	0.0	5.0	18.5	30	0-	-	30	1500	- <sup>(1)</sup>
Ghiaie sabbiose	5.0	12.0	18.5	38	0	-	38	2500	15000
Limo argilloso	12.0	17.0	18.5	-	-	110	-	9· $c_{uk}$	-
Sabbia	17.0	25.0	18.5	34	0	-	34	2500	12000
Sabbia	Da 49 in poi		18.5	34	0		34	3000	12000
<sup>(1)</sup> trascurato per simulare la presenza dello strato potenzialmente liquefacibile									

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.

Nelle analisi l'altezza di falda è stata considerata coincidente con il p.c. .

## 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 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. Si è ritenuto di 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

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

dove:

$\alpha$  = coefficiente ricavato sulla base di quanto riportato in Figura 2;

$C_{uk}$  = 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

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

### 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:

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

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 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 3.

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 4 e Figura 5. In Tabella 7, 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).

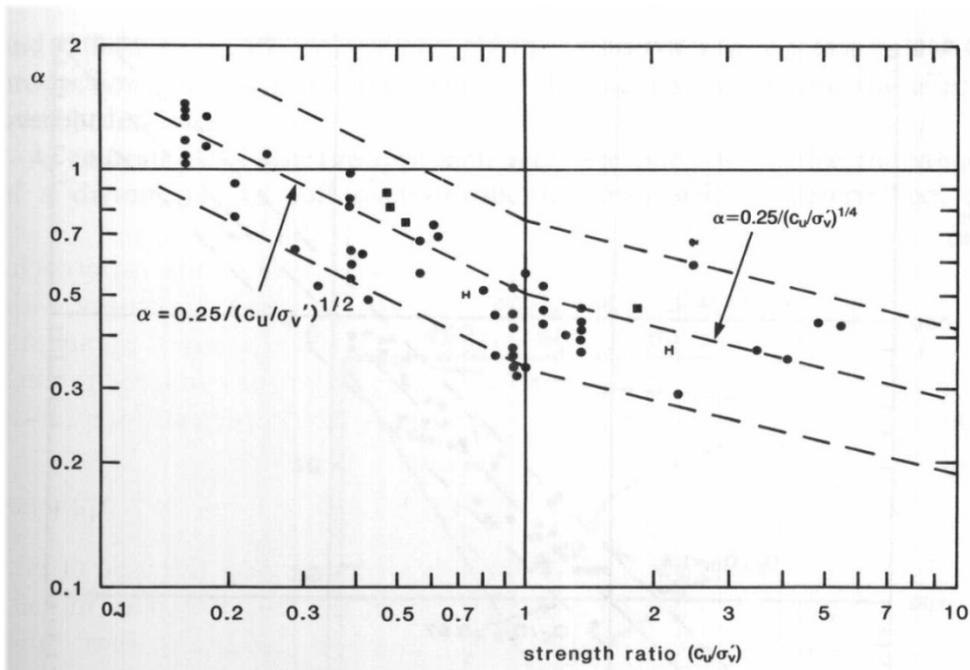
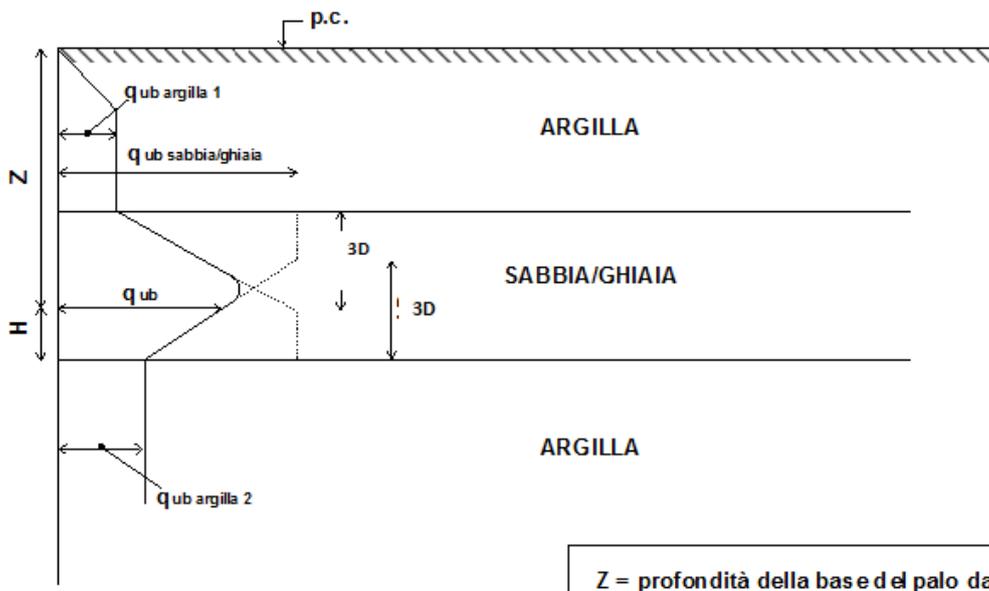


Figura 2 – Valore di  $\alpha$  in funzione del rapporto  $c_u/\sigma'_v$  (da Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985))



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

Figura 3 - 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=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	5739	3420	3643	2336
21	6010	3704	3829	2524
22	6293	4000	4023	2719
23	6715	4306	4299	2920
24	7148	4624	4584	3128
25	7594	4952	4878	3344
26	8053	5292	5180	3566
27	8460	5642	5453	3795
28	8809	5997	5692	4026
29	9157	6352	5931	4258
30	9506	6707	6171	4490
31	9855	7061	6410	4722
32	10204	7416	6649	4953
33	10552	7771	6888	5185
34	10901	8126	7128	5417
35	11250	8481	7367	5648
36	11599	8836	7606	5880
37	11947	9191	7845	6112
38	12296	9545	8084	6344
39	12645	9900	8324	6575
40	12994	10255	8563	6807
41	13342	10610	8802	7039

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)
42	13691	10965	9042	7271
43	14040	11320	9281	7502
44	14389	11675	9520	7734
45	14737	12029	9759	7966
46	15086	12384	9998	8197
47	15435	12739	10238	8429
48	15783	13094	10477	8661
49	16132	13449	10716	8893
50	16481	13804	10955	9124
dove R <sub>d</sub> ,compressione = Resistenza di design in compressione R <sub>d</sub> , trazione = Resistenza di design a trazione				

Ponte sul canale "Dugale 1"- km 12+305.58 - 12+330.58  
Resistenza di progetto ( $R_d$ ) del palo singolo  
PALO TRIVELLATO  
Combinazione DA1-C1

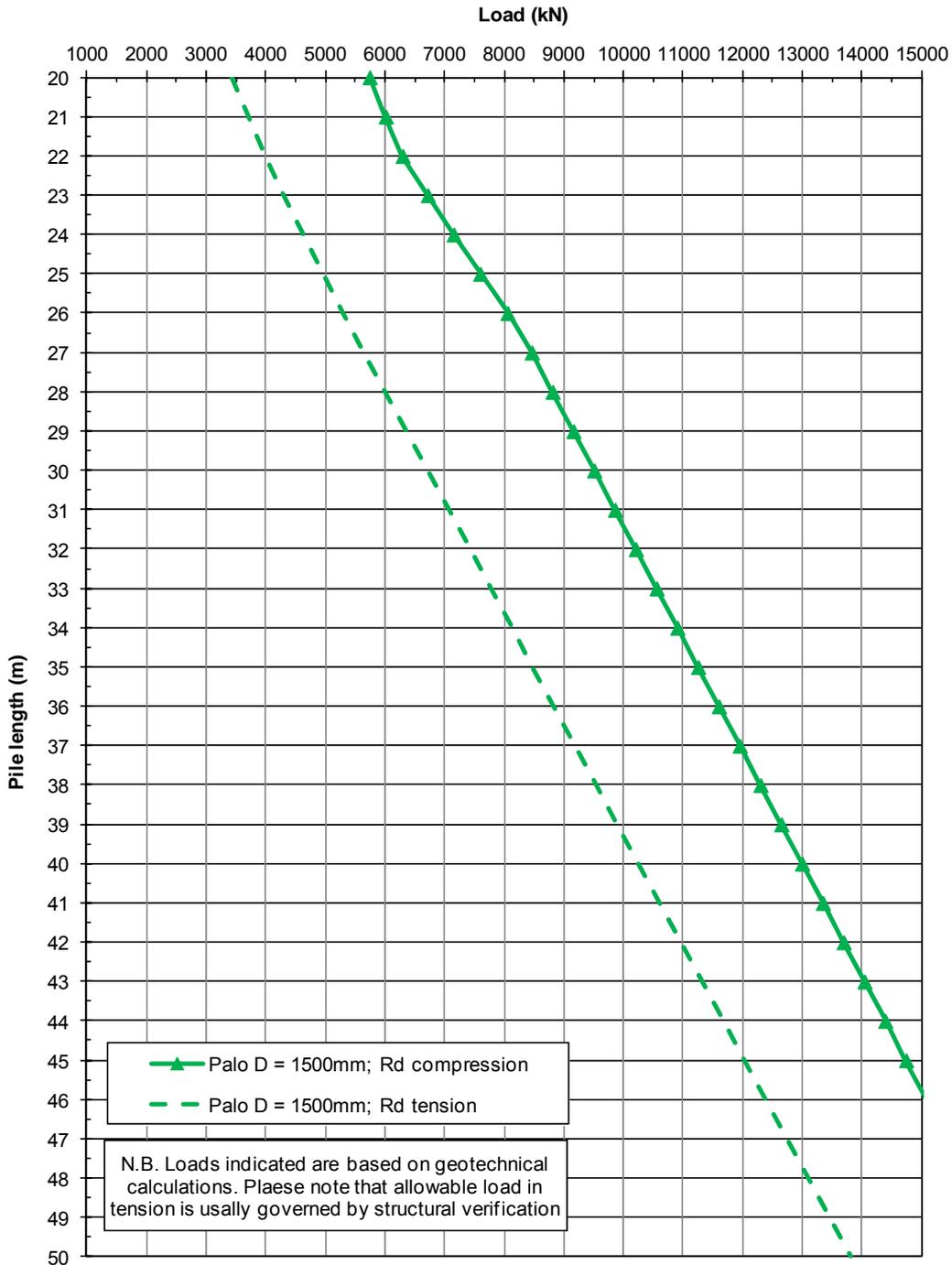


Figura 4: DA1-C1: Resistenza di progetto

Ponte sul canale "Dugale 1"- km 12+305.58 - 12+330.58  
Resistenza di progetto ( $R_d$ ) del palo singolo  
PALO TRIVELLATO  
Combinazione DA1-C2

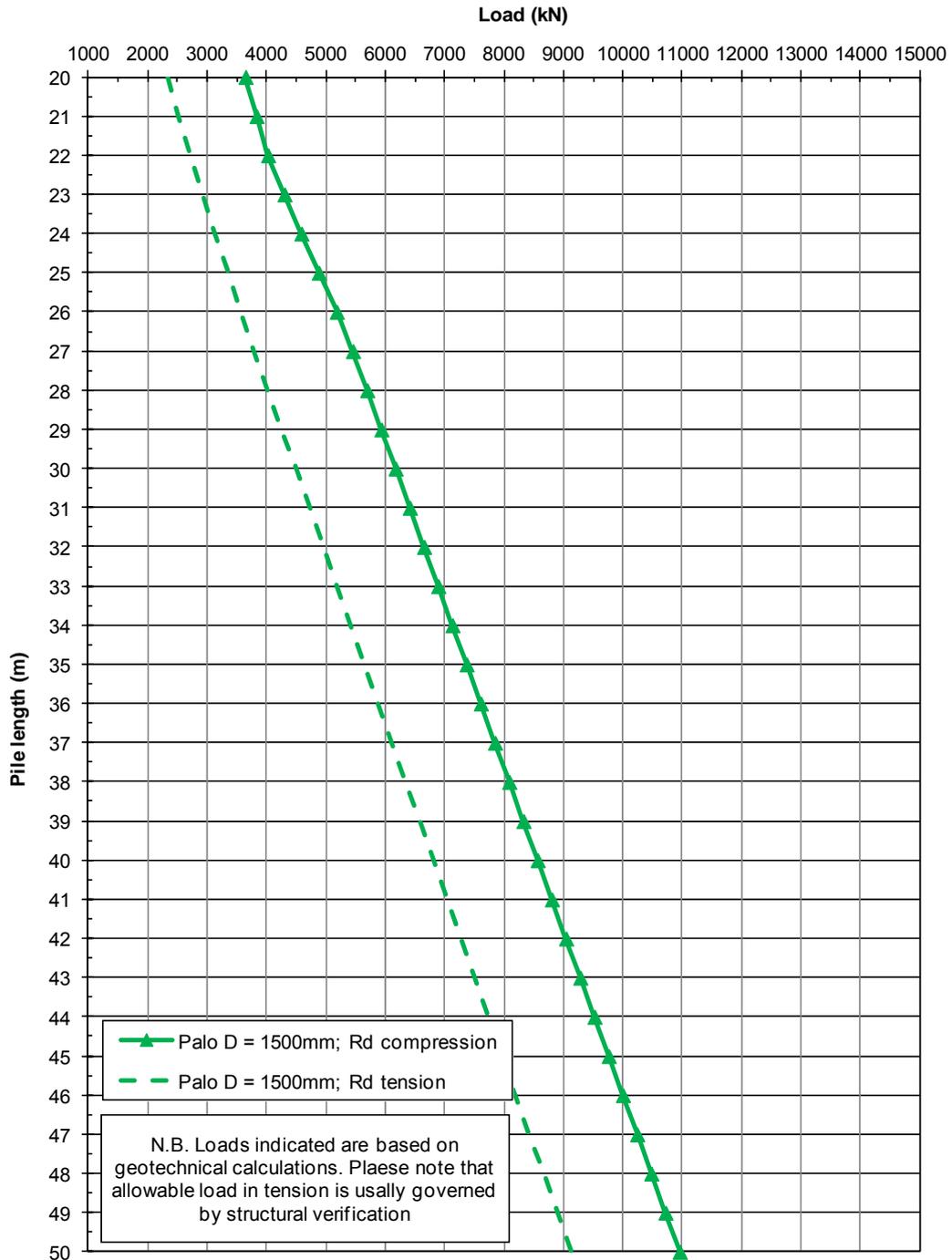


Figura 5: DA1-C2: Resistenza di progetto

## 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 40 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 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

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

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

$EJ$  = rigidezza flessionale del palo.

La stratigrafia di calcolo è riportata in Tabella 5.

In Figura 6 e Figura 7 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 8. In Tabella 9 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 8 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 9);

$EJ$  = 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 9);

$F_{0,k}$  = 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 8.

Tabella 8: 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)
0.00	1.00	1.000	3.159
1.25	0.60	1.000	
2.50	0.21	0.905	
3.75	-0.08	0.541	
5.00	-0.23	0.238	
6.25	-0.27	0.025	
7.50	-0.25	-0.095	
8.75	-0.21	-0.133	
10.00	-0.15	-0.128	
12.00	-0.08	-0.106	
14.00	-0.02	-0.082	
16.00	0.02	-0.028	
18.00	0.02	0.007	
20.00	0.01	0.014	
23.33	0.00	0.007	
26.67	0.00	0.000	
30.00	0.00	-0.001	
35.00	0.00	0.000	
40.00	0.00	0.000	

Tabella 9: 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	1.4504	1.2387	1.2387	1.5684	4.000
1.3	1.00	0.31	0.00	1.00					
2.5	0.81	0.63	-0.12	1.00					
3.8	0.15	0.77	-0.50	0.90					
5.0	-0.29	0.74	-0.66	0.71					
6.3	-0.49	0.61	-0.65	0.49					
7.5	-0.51	0.44	-0.52	0.31					
8.8	-0.38	0.30	-0.31	0.18					
10.0	-0.29	0.20	-0.20	0.10					
12.0	-0.21	0.08	-0.13	0.02					
14.0	-0.14	-0.01	-0.08	-0.03					
16.0	-0.02	-0.05	0.00	-0.05					
18.0	0.04	-0.05	0.04	-0.04					
20.0	0.04	-0.02	0.03	-0.02					
23.3	0.01	0.00	0.01	0.00					
26.7	0.00	0.00	0.00	0.00					
30.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
35.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
40.0	0.00	0.00	0.00	0.00					

Non-dimensional bending moment for fixed pile head

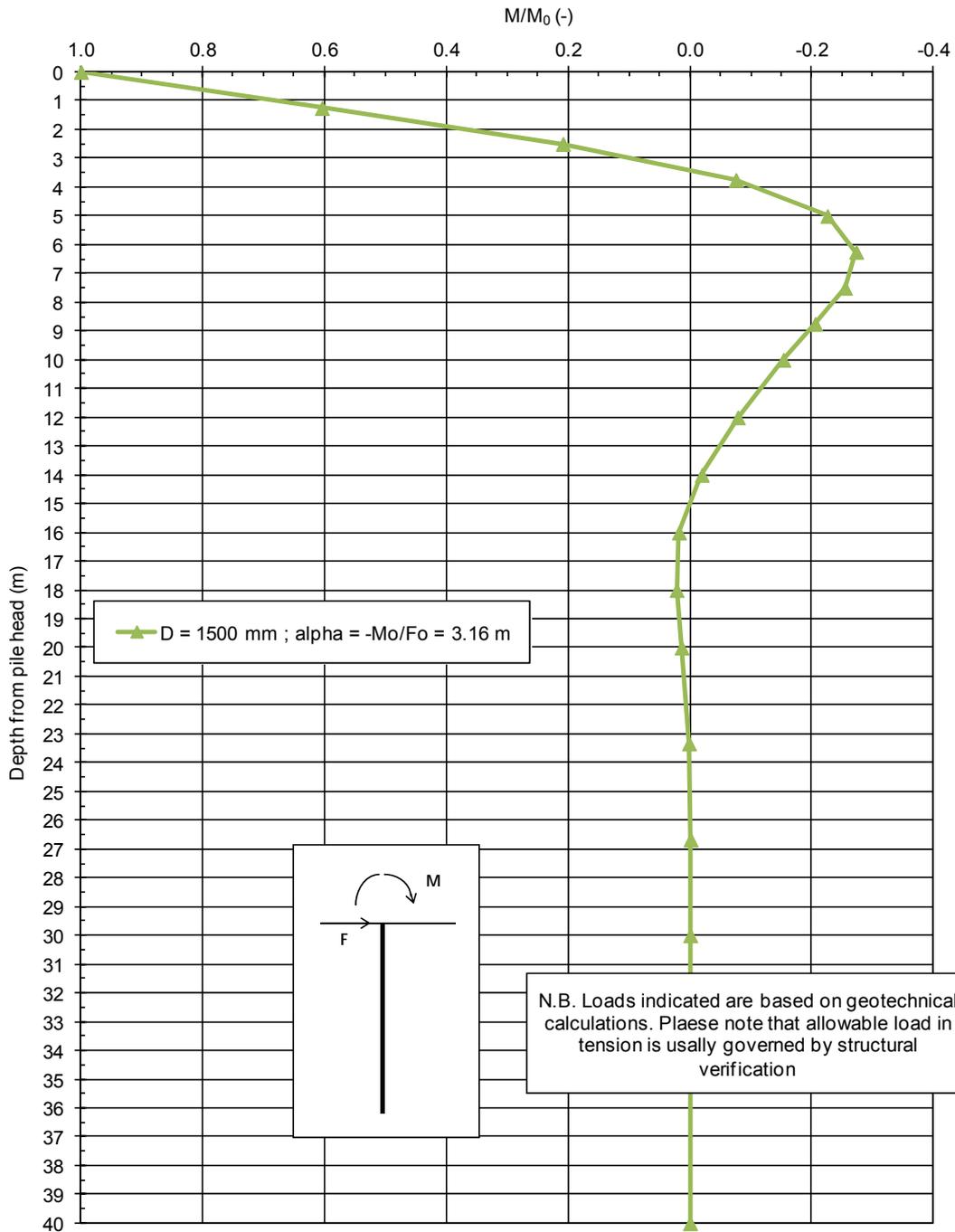


Figura 6: Andamento del momento flettente normalizzato

Non-dimensional shear force for fixed pile head

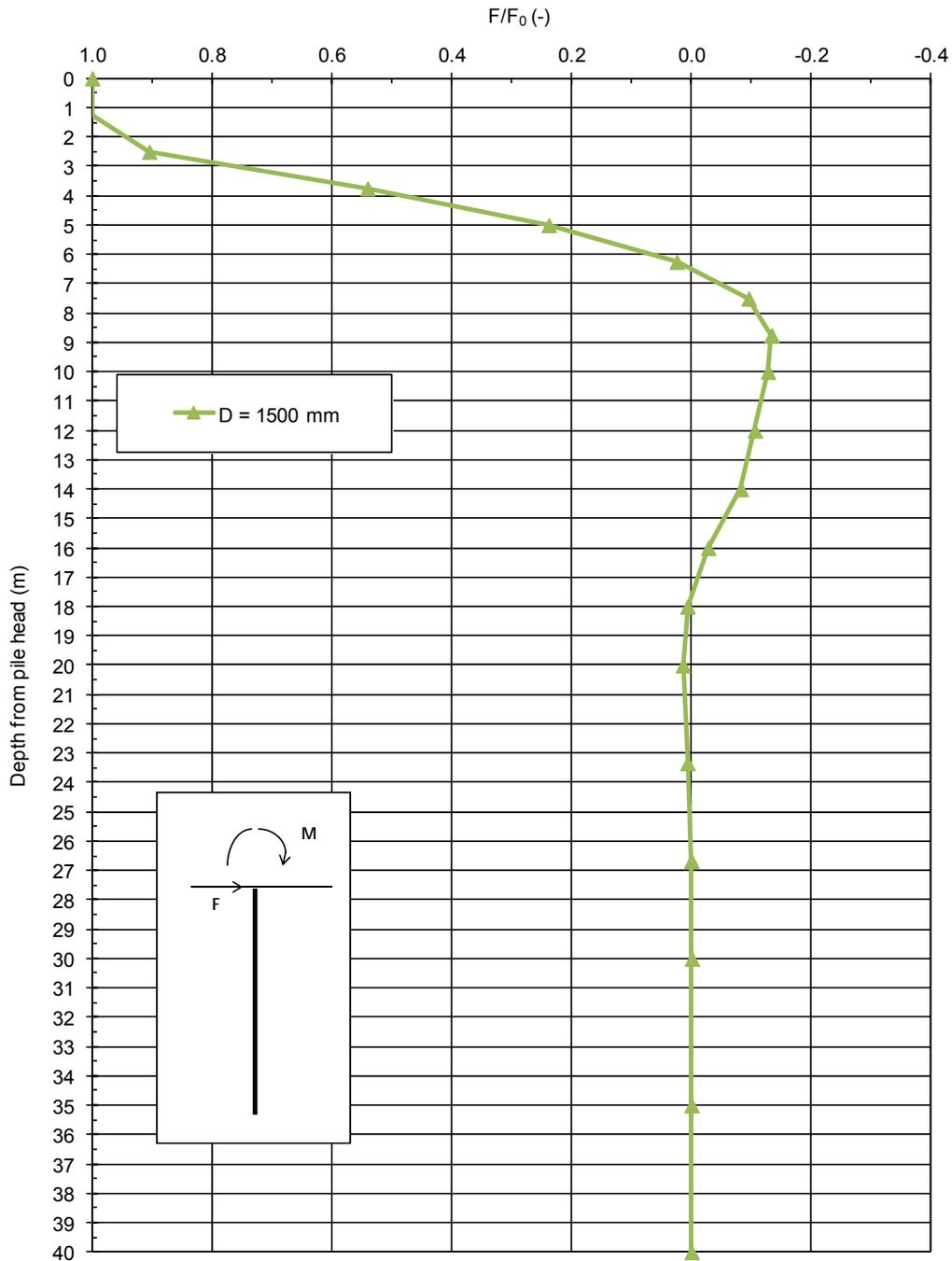


Figura 7: Andamento del taglio normalizzato

Fixed Head Condition - Pile head displacement

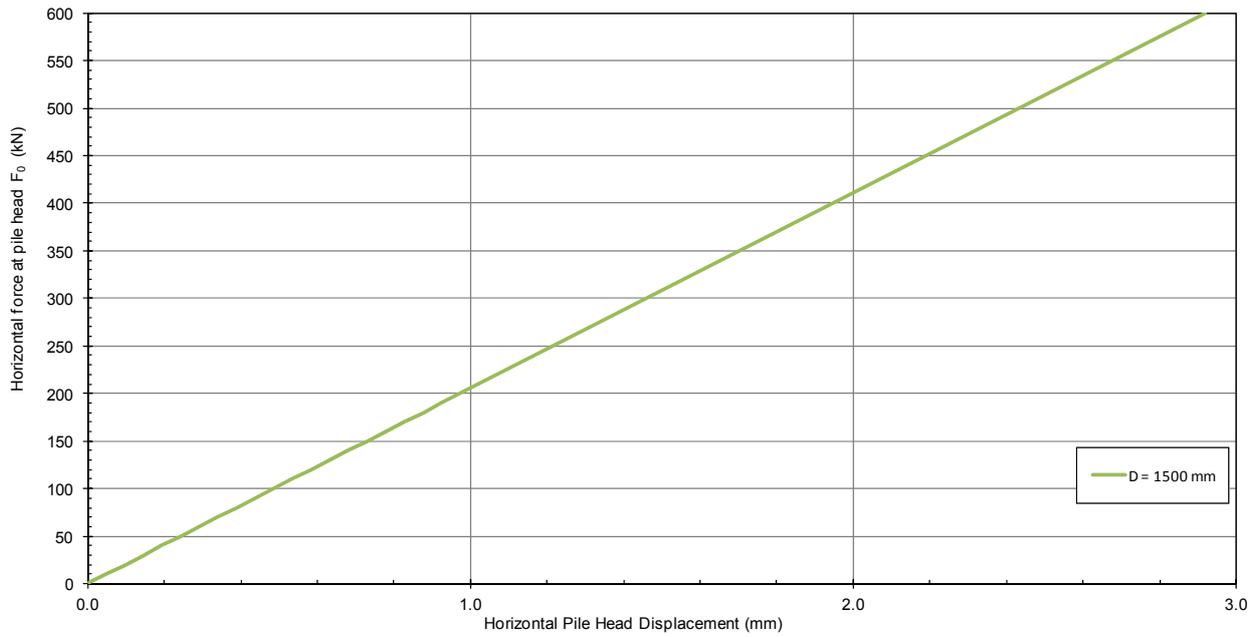


Figura 8: Curva carico – spostamento orizzontale

**ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO PALI**

13e2\_d15 / 1

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

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	(-)	5
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	0

13e2\_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	5.00	18.50	8.50	0.00	30.0	30.0	0.0	0.0
2	12.00	18.50	8.50	0.00	38.0	38.0	0.0	0.0
3	17.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	110.0	110.0
4	25.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
5	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	INCOERENTE	120.0	1500.0	1500.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
3	COESIVO	100.0	990.0	990.0	1.00
4	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
5	INCOERENTE	120.0	3000.0	3000.0	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

13e2\_d15 / 3

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	--	0.40	10.3	--
4.0	74.0	34.0	--	0.40	13.7	--
5.0	92.5	42.5	--	0.40	17.2	--
6.0	111.0	51.0	--	0.55	27.9	--
7.0	129.5	59.5	--	0.55	32.5	--
8.0	148.0	68.0	--	0.55	37.2	--
9.0	166.5	76.5	--	0.55	41.8	--
10.0	185.0	85.0	--	0.55	46.5	--
11.0	203.5	93.5	--	0.55	51.1	--
12.0	222.0	102.0	--	0.55	55.8	--
13.0	240.5	110.5	0.50	0.50	55.0	--
14.0	259.0	119.0	0.50	0.46	55.0	990.0
15.0	277.5	127.5	0.50	0.43	55.0	990.0
16.0	296.0	136.0	0.50	0.40	55.0	990.0
17.0	314.5	144.5	0.50	0.38	55.0	990.0
18.0	333.0	153.0	--	0.47	72.2	1325.6
19.0	351.5	161.5	--	0.47	76.3	1661.1
20.0	370.0	170.0	--	0.47	80.3	1996.7
21.0	388.5	178.5	--	0.47	84.3	2332.2
22.0	407.0	187.0	--	0.47	88.3	2500.0
23.0	425.5	195.5	--	0.47	92.3	2500.0
24.0	444.0	204.0	--	0.47	96.3	2500.0
25.0	462.5	212.5	--	0.47	100.3	2500.0
26.0	481.0	221.0	--	0.47	104.3	2611.1
27.0	499.5	229.5	--	0.47	108.4	2722.2
28.0	518.0	238.0	--	0.47	112.4	2833.3
29.0	536.5	246.5	--	0.47	116.4	2944.4
30.0	555.0	255.0	--	0.47	120.0	3000.0
31.0	573.5	263.5	--	0.46	120.0	3000.0
32.0	592.0	272.0	--	0.44	120.0	3000.0
33.0	610.5	280.5	--	0.43	120.0	3000.0
34.0	629.0	289.0	--	0.42	120.0	3000.0
35.0	647.5	297.5	--	0.40	120.0	3000.0
36.0	666.0	306.0	--	0.39	120.0	3000.0
37.0	684.5	314.5	--	0.38	120.0	3000.0
38.0	703.0	323.0	--	0.37	120.0	3000.0
39.0	721.5	331.5	--	0.36	120.0	3000.0
40.0	740.0	340.0	--	0.35	120.0	3000.0
41.0	758.5	348.5	--	0.34	120.0	3000.0
42.0	777.0	357.0	--	0.34	120.0	3000.0
43.0	795.5	365.5	--	0.33	120.0	3000.0
44.0	814.0	374.0	--	0.32	120.0	3000.0
45.0	832.5	382.5	--	0.31	120.0	3000.0
46.0	851.0	391.0	--	0.31	120.0	3000.0
47.0	869.5	399.5	--	0.30	120.0	3000.0
48.0	888.0	408.0	--	0.29	120.0	3000.0

13e2\_d15 / 4

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	--	0.29	120.0	3000.0
50.0	925.0	425.0	--	0.28	120.0	3000.0
51.0	943.5	433.5	--	0.28	120.0	3000.0
52.0	962.0	442.0	--	0.27	120.0	3000.0
53.0	980.5	450.5	--	0.27	120.0	3000.0
54.0	999.0	459.0	--	0.26	120.0	3000.0
55.0	1017.5	467.5	--	0.26	120.0	3000.0
56.0	1036.0	476.0	--	0.25	120.0	3000.0
57.0	1054.5	484.5	--	0.25	120.0	3000.0
58.0	1073.0	493.0	--	0.24	120.0	3000.0
59.0	1091.5	501.5	--	0.24	120.0	3000.0
60.0	1110.0	510.0	--	0.24	120.0	3000.0

Alfa =  $\text{Tau,lim} / \text{Cu}$   
 Beta =  $\text{Tau,lim} / \text{Sigma,v efficace}$   
 Tau,lim = Adesione limite palo-terreno  
 qb,cr = Portata unitaria di base critica

13e2\_d15 / 5

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	9147.0	4976.5	4417.9	247.4	9394.4	5.18
21.00	9579.0	5421.0	4417.9	259.8	9838.8	5.42
22.00	10030.0	5884.3	4417.9	272.1	10302.2	5.68
23.00	10696.3	6366.6	4614.2	284.5	10980.8	6.05
24.00	11381.4	6867.7	4810.6	296.9	11678.3	6.44
25.00	12085.5	7387.8	5006.9	309.3	12394.8	6.84
26.00	12808.5	7926.8	5203.3	321.6	13130.1	7.25
27.00	13451.7	8484.3	5301.4	334.0	13785.7	7.61
28.00	14004.8	9049.8	5301.4	346.4	14351.2	7.93
29.00	14558.0	9615.3	5301.4	358.7	14916.7	8.24
30.00	15111.1	10180.7	5301.4	371.1	15482.2	8.55
31.00	15664.2	10746.2	5301.4	383.5	16047.7	8.86
32.00	16217.3	11311.7	5301.4	395.8	16613.2	9.18
33.00	16770.4	11877.2	5301.4	408.2	17178.6	9.49
34.00	17323.5	12442.7	5301.4	420.6	17744.1	9.80
35.00	17876.7	13008.2	5301.4	433.0	18309.6	10.12
36.00	18429.8	13573.7	5301.4	445.3	18875.1	10.43
37.00	18982.9	14139.1	5301.4	457.7	19440.6	10.74
38.00	19536.0	14704.6	5301.4	470.1	20006.1	11.06
39.00	20089.1	15270.1	5301.4	482.4	20571.6	11.37
40.00	20642.2	15835.6	5301.4	494.8	21137.0	11.68
41.00	21195.4	16401.1	5301.4	507.2	21702.5	11.99
42.00	21748.5	16966.6	5301.4	519.5	22268.0	12.31
43.00	22301.6	17532.1	5301.4	531.9	22833.5	12.62
44.00	22854.7	18097.6	5301.4	544.3	23399.0	12.93
45.00	23407.8	18663.0	5301.4	556.7	23964.5	13.25
46.00	23960.9	19228.5	5301.4	569.0	24530.0	13.56
47.00	24514.1	19794.0	5301.4	581.4	25095.5	13.87
48.00	25067.2	20359.5	5301.4	593.8	25660.9	14.19
49.00	25620.3	20925.0	5301.4	606.1	26226.4	14.50
50.00	26173.4	21490.5	5301.4	618.5	26791.9	14.81

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