

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA – MANTOVA

VI02_Viadotto sul Fiume Oglio

Relazione geotecnica fondazioni spalla SPB

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

N M 2 5 0 3 D 0 9 R B V I 0 2 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	C. Grossi <i>CG</i>	Apr. 2020	L. Utzeri <i>LU</i>	Apr. 2020	M. Berlingieri <i>MB</i>	Apr. 2020	A. Vittozzi 02/04/2020 Apr. 2020 Direttore Ufficio di Progettazione M. 44078 ITALFERR S.p.A. Operatore Civile e Gestione delle varianti Ufficio di Progettazione Provincia di Roma

File: NM2503D09RBVI0200002A

n. Elab.:

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	4
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO.....	5
2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	5
2.3 BIBLIOGRAFIA.....	5
2.4 SOFTWARE.....	7
3. BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	8
3.1 GENERALE.....	8
4. CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018.....	9
4.1 GENERALE.....	9
4.1.1 Stati Limite Ultimi (SLU).....	9
4.1.2 Stati Limite di Esercizio (SLE).....	11
4.2 VERIFICHE STATICHE.....	11
4.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Geotecnico (SLU GEO).....	12
4.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	13
4.3 VERIFICHE SISMICHE.....	14
5. STRATIGRAFIA DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA.....	16
6. COMPORTAMENTO DEL PALO SINGOLO NEI CONFRONTI DEI CARICHI VERTICALI.....	17
6.1 CURVE DI RESISTENZA DEL PALO SINGOLO.....	17
6.1.1 Resistenza di calcolo dei pali trivellati da parametri geotecnici.....	17
6.1.1.1 Resistenza laterale di calcolo.....	18
6.1.1.2 Resistenza di base di calcolo.....	19
6.1.2 Resistenza caratteristica.....	21
6.1.3 Resistenza di progetto.....	22
6.1.4 Curve di resistenza del palo singolo.....	23

6.2	CURVE CARICO-CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO	33
6.2.1	<i>Modello di calcolo</i>	33
6.2.1	<i>Curva carico-cedimento</i>	36
7.	COMPORTAMENTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ORIZZONTALE	37
7.1	CARICO LIMITE ULTIMO PER CARICHI ORIZZONTALI.....	37
7.1.1	<i>Resistenza di caratteristica</i>	38
7.1.2	<i>Resistenza di progetto</i>	38
7.2	INTERAZIONE PALO-TERRENO	39
7.3	AZIONI SUL PALO PER LE VERIFICHE STRUTTURALI SLU	40
7.4	SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER LE VERIFICHE SLE	41

1. INTRODUZIONE

Il presente documento riporta lo studio del comportamento dei pali di fondazione della spallaB (spalla lato Est) dell'opera d'arte VI02–Viadotto sul Fiume Oglio, ai sensi della Normativa NTC2018 (Doc.Rif.[3] e [4]), nell'ambito del Progetto Definitivo di raddoppio della tratta Codogno – Cremona – Mantova.

Il documento è così articolato:

- Il capitolo 2 elenca i documenti, le normative citate nel testo, la bibliografia di riferimento e i software utilizzati;
- il capitolo 3 riporta una breve descrizione dell'opera in esame;
- il capitolo 4 descrive i criteri generali di progettazione in accordo alla Normativa vigente (NTC2018);
- il capitolo 5 riporta la stratigrafia di calcolo insieme ai valori dei parametri geotecnici assunti e alla profondità della falda di progetto assunta nei calcoli;
- capitolo 6 descrive i criteri utilizzati nella valutazione della resistenza di progetto del palo singolo nei confronti dei carichi verticali e riporta le curve di resistenza di progetto e le curve carico-cedimento ottenute per il caso in oggetto;
- il capitolo 7 descrive il comportamento del palo singolo nei confronti dei carichi orizzontali e riporta il calcolo della resistenza di progetto nei confronti dei carichi verticali e la curva carico-spostamento orizzontale ottenuta per il caso in oggetto.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- [1] ITALFERR – Progetto Definitivo – Raddoppio linea Codogno – Cremona – Mantova, Tratta Piadena – Mantova – Relazione geotecnica generale (Doc. Rif. –NM2503D26GEGE0006001A)
- [2] ITALFERR – Progetto Definitivo – Raddoppio linea Codogno – Cremona – Mantova, Tratta Piadena – Mantova – Geotecnica – Profilo geotecnico in asse tracciato – da Tav.1/23 a Tav.23/23 (Doc. da NM25 03 D 26 F6 GE0006 001 A a Doc. NM25 03 D 26 F6 GE0006 023 A)

2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- [3] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.
- [4] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- [5] UNI EN 1997-1 :Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [6] UNI EN 1998-5 :Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- [7] RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018- “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”.
- [8] RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 21.12.2011- Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario;
- [9] RFI DTC INC CS SP IFS 001 A del 21.12.2011 - Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- [10] RFI DTC SICS SP IFS 001 A del 30.06.2014 - Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”– RFI.

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [11] Bowles J.E. (1988) “Foundation Analysis and Design”, 4TH Edition, Mc Graw Hill

- [12] Broms B.B. (1964a), Lateral resistance of piles in cohesive soils. Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 90(2), pp. 27-63
- [13] Broms B.B. (1964b), Lateral resistance of piles in cohesionless soils. Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 90(3), pp. 123-156
- [14] Chen Y.J., Kulhawy F.H. (1994) "Case history evaluation of the behaviour of drilled shafts under axial and lateral loading" EPRI TR-104601, Research Project 1493-04, Palo Alto.
- [15] Elson W.K. (1984) "Design of laterally loaded piles" CIRIA Report n°103.
- [16] 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.
- [17] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non cohesive soils" Swedish Geotechnical Institute, Report n° 26.
- [18] Jamiolkowski M. (2000) "Axial load capacity of bored piles in sand and gravel" 3rd Symposium on Deep Foundations, Mexico City.
- [19] Matlock H. e Reese, L.C. (1960), Generalised solutions for laterally loaded piles. Journ. Soil Mech. Found. Div., ASCE, vol.86(5), pp. 63-91
- [20] Meyerhof G.G. (1976) "Bearing capacity and settlement of pile foundation" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.102, March.
- [21] O'Neill M.W, Hassan K.M. (1994) "Drilled shaft: effects of construction on performance and design criteria" Proc. Int. Conference on Design and Construction of Deep Foundations, Orlando, Florida, U.S., F.H.W.A., vol.I.
- [22] Poulos H.G. (1989) "Program PIES – Axial response of piles in expansive soils" Centre for Geotechnical Research. University of Sydney.
- [23] Poulos H.G. (1990) "Program DEFPIG – Deformation analysis of pile groups" Centre for Geotechnical Research. University of Sydney.
- [24] Poulos H.G. e Davis E.H. (1980), "Pile foundation analysis and design", John Wiley and Sons.
- [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..



**RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA**

**VI02 RELAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI
SPALLA SPB**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 RB	VI 02 00 002	A	7 di 46

- [26] Reese L.C., Wang S.T. (1990) "Analysis of load versus settlement for an axially loaded deep foundation" Documentation of Computer Program APILE2, Ensoft Inc., Austin, Texas.
- [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.

2.4 SOFTWARE

- [28] TZPile Version 2014.3.2, 1985-2014, EnsoftInc.
- [29] LPile Ver. 2016.9.09, Ensoft Inc.

3. BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

3.1 GENERALE

Il Viadotto VI02 permette lo scavalco del Fiume Oglio tra il km 67+144.60 ed il km 67+424.60 circa, il raddoppio della linea è previsto in affiancamento alla linea storica, prevedendone l'interruzione dell'esercizio ferroviario.

Il nuovo viadotto sarà costituito da n.2 spalle e n.3 pile. Sono previste n.4 campate da 70 m per una lunghezza totale di 280 m. La quota del piano campagna in corrispondenza dell'opera è variabile tra +23.0 e +24.0 m slmm circa, mentre la quota di fondo alveo è circa +18.4 m slmm. I rilevati di approccio alle spalle raggiungono altezze pari a 10.0 m circa. In Figura 3.1 si riporta uno stralcio della planimetria di progetto con l'ubicazione dell'opera insieme alle indagini presenti in corrispondenza della stessa. Le fondazioni delle spalle sono previste su pali trivellati di diametro D1500mm, mentre per le pile sono previste fondazioni profonde su pozzo.

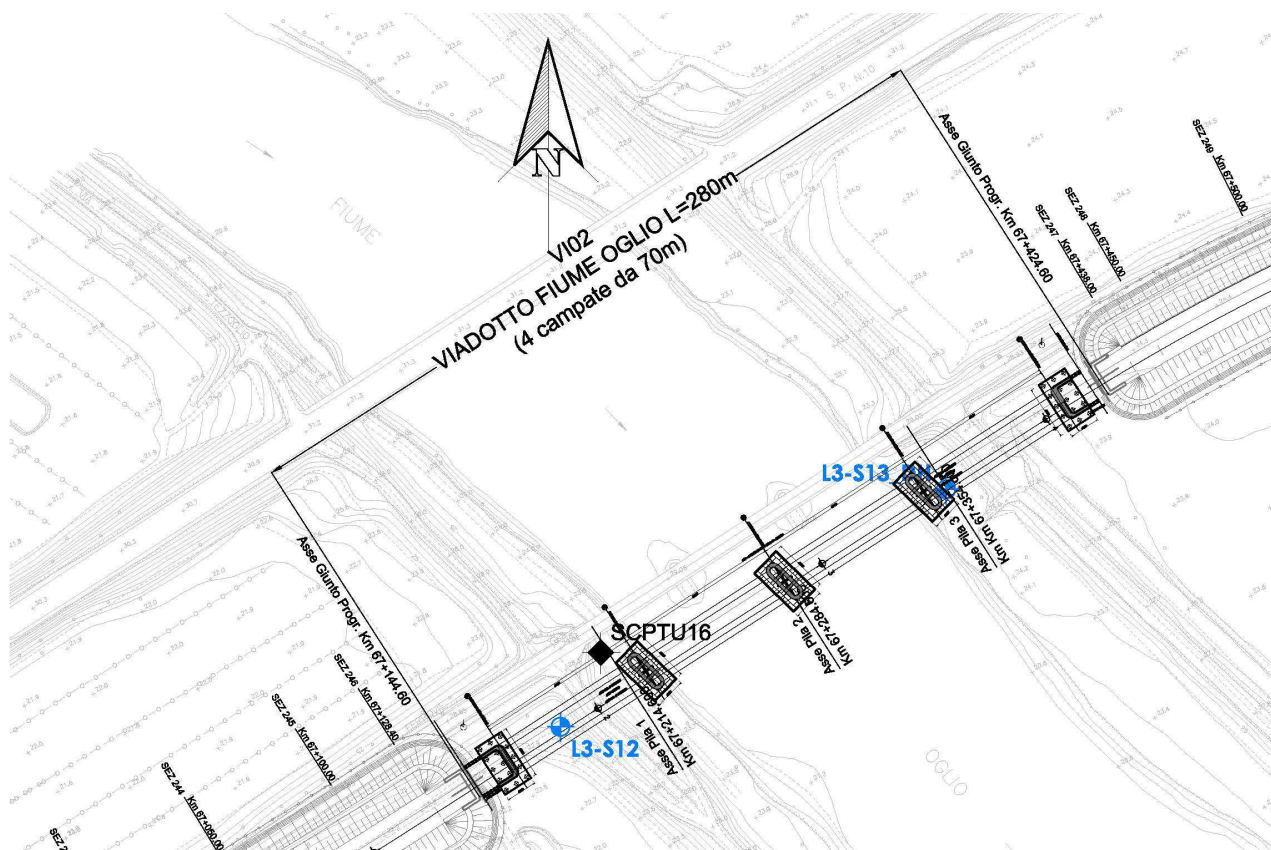


Figura 3.1 – Ubicazione VI02

4. CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018

4.1 GENERALE

In accordo con quanto definito nel paragrafo 6.2.4 delle NTC2018 (Doc.Rif.[3]), devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)
- Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio (SLE)

4.1.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) la verifica è considerata soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove

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

R_d = valore di progetto della resistenza.

L'azione e la corrispondente resistenza di progetto vanno determinate in accordo alle NTC2018 per gli approcci previsti al paragrafo 6.4.3.1. Sono previsti coefficienti parziali da applicarsi rispettivamente alle azioni (A), ai parametri del terreno (M) ed alle resistenze caratteristiche di calcolo (R).

In particolare:

- per le verifiche di stabilità, non oggetto nel presente documento, si deve seguire l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2);
- per tutte le altre verifiche le NTC2018 indicano di adottare l'approccio progettuale DA2. Nel secondo approccio progettuale, **Approccio 2**, è prevista una sola combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3) da adottarsi sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Per le verifiche in condizioni sismiche è previsto l'utilizzo della medesima combinazione in cui siano posti pari ad 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (già pari ad 1 secondo il set M1) ed adottando i coefficienti parziali sulle resistenze come indicato per le combinazioni statiche laddove non diversamente specificato nel Capitolo 7 delle NTC2018. In particolare, per le fondazioni profonde il capitolo 7.11.5.3.2 non indica coefficienti parziali sulle resistenze diversi da quelli per le verifiche in campo statico

ma indica di valutare opportunamente le eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica.

I valori assunti dai coefficienti di sicurezza parziali di ciascun gruppo, "Azioni – Parametri geotecnici del terreno – Resistenze", sono riportati all'interno delle NTC2018 (Doc.Rif.[3] e Doc.Rif.[4]), rispettivamente alle tabelle: Tabella 6.2.I, Tabella 6.2.II, Tabella 6.4.II e Tabella 6.4.IV qui di seguito riportate.

Tabella 4.1- Coefficienti sulle azioni (Tab 6.2.I Doc.Rif.[3])

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 4.2- Coefficienti per i parametri geotecnici del terreno (Tab 6.2.II Doc.Rif.[3])

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 4.3- Coefficienti da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale (Tab 6.4.IIDoc.Rif.[3])

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

Tabella 4.4- Coefficiente per le verifiche di pali soggetti a carichi orizzontali (Tab 6.4.VIDoc.Rif.[3])

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

4.1.2 Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) la verifica è considerata soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq C_d$$

dove

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

C_d = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

4.2 VERIFICHE STATICHE

Come riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- Stato limite ultimo di tipo Geotecnico (SLU GEO)
- Stato limite ultimo di tipo Strutturale (SLU STR)

- Stato limite di esercizio (SLE)

Le verifiche statiche GEO e STR devono essere svolte secondo l'**Approccio 2** indicato al paragrafo 4.1, ossia:

- Combinazione A1+M1+R3 (SLU STR e SLU GEO)

Con la sola esclusione delle verifiche di stabilità, non oggetto nel presente documento, per le quali si deve seguire l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2).

4.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Geotecnico (SLU GEO)

Le verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico sono:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi orizzontali;
- stabilità globale.

Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione

Ai fini della verifica nei confronti dei carichi assiali nel presente documento viene determinata la curva di resistenza di progetto del palo singolo, mediante l'utilizzo delle combinazioni di carico previste dalla Normativa, quindi Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tale azione dovrà poi essere confrontata dal progettista della fondazione con il valore dell'azione assiale massima (di compressione e di trazione) sul singolo palo, valutata mediante un'analisi che tenga anche conto dell'effetto gruppo, in modo da definire la lunghezza di progetto del palo.

Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi orizzontali

Per quanto concerne le verifiche geotecniche nei confronti dei carichi orizzontali le NTC2018 indicano di eseguire una verifica confrontando l'azione applicata al palo con il valore di progetto della resistenza dei pali soggetti ai carichi trasversali $R_{r,d}$ e adottando un coefficiente parziale da applicare alla disuguaglianza γ_{pari} a 1.3 (si veda tab 6.4.VI al paragrafo 6.4.3.1.2 delle NTC2018).

Per il calcolo della resistenza di progetto dei pali soggetti ai carichi trasversali si è fatto riferimento alla teoria di Broms (1964).

In merito a tali verifiche si ritiene, in virtù della flessibilità dei pali sottoposti a tali carichi, che tale meccanismo di rottura non sia possibile, e che le problematiche progettuali della palificata sottoposta ai carichi di progetto orizzontali afferiscano piuttosto nei seguenti aspetti:

- limitazione degli spostamenti orizzontali entro i limiti accettabili, imposti dal progettista strutturale (nella valutazione del campo di spostamento indotto si terrà conto anche delle rotazioni);
- limitazione dei carichi orizzontali e dei relativi momenti di incastro per limiti strutturali.

Stabilità globale

La stabilità globale non viene qui considerata in quanto la geometria del problema non rende possibili fenomeni di instabilità globale della fondazione.

Altre verifiche

Oltre alle verifiche di cui sopra, per la combinazione A1+M1+R3 deve essere condotta anche la verifica strutturale nei confronti dei carichi orizzontali (azioni di taglio e di momento flettente), determinando il dominio di rottura nel piano M-N per la sezione del palo considerata e verificando che le sollecitazioni calcolate sul singolo palo dal Progettista Strutturale, a partire dai carichi relativi alla combinazione di carico assunta, siano interne a tale dominio. Per permettere al Progettista Strutturale di valutare tali sollecitazioni, si forniscono al progettista, in accordo all'approccio proposto da Matlock e Reese (1960), il momento adimensionale M_{ad} ed il taglio adimensionale F_{ad} lungo il fusto del palo insieme al valore di $\alpha = M_0/F_0$ a testa palo.

4.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Gli stati limite di esercizio sono:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali;
- eccessive rotazioni.

Nello specifico, ai fini della valutazione da parte del Progettista Strutturale della compatibilità degli spostamenti e delle distorsioni con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, si forniscono le curve carico – cedimento e carico – spostamento orizzontale del palo singolo.

Sarà cura del progettista della palificata nel suo insieme valutare, in funzione delle effettive distanze e posizioni dei singoli pali all'interno della palificata, gli eventuali coefficienti correttivi da applicare per tenere conto dell'effetto gruppo

4.3 VERIFICHE SISMICHE

La Normativa, come definito nei Doc. Rif. [3] e Doc. Rif. [4], stabilisce differenti Stati Limite (sia d'esercizio che ultimi) in funzione:

- dell'importanza dell'opera, mediante l'identificazione della Classe d'Uso;
- del danno conseguente ad un certo Stato Limite.

In particolare, si definiscono i seguenti Stati Limite di esercizio e ultimi:

- SLU:
 - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, **SLV**, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
 - Stato Limite di Prevenzione del Collasso, **SLC**, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.
- SLE:
 - Stato Limite di immediata Operatività **SLO** per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico. Tale stato limite non si applica per l'opera in oggetto.
 - Stato Limite di Danno **SLD** definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Con riferimento all'opera in oggetto, e considerando quanto riportato al punto C7.1 del Doc. Rif. [4], le verifiche geotecniche in presenza di un evento sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite:

- Stato Limite Ultimo: **SLV** – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 10\%$ nel periodo V_R);

- Stato Limite Esercizio: **SLD** – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$ nel periodo V_R).

Le suddette probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R per l'azione sismica, consentono di determinare, per ciascuno stato limite, il tempo di ritorno del terremoto di progetto corrispondente.

Stabiliti i criteri di determinazione degli Stati Limite, le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico. In più sono da prevedersi le verifiche di liquefazione del terreno in caso di evento sismico.

Si precisa che le verifiche di collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi verticali e trasversali, come definito al paragrafo 7.11.5.3.2 delle NTC2018, dovranno essere svolte secondo quanto riportato al punto 7.11.1 secondo cui si deve adottare il medesimo approccio di verifica adottato per le condizioni statiche (DA2), utilizzando coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali pari ad 1, mentre restano invariati i fattori parziali sulle resistenze.

Di fatto si tratta di utilizzare, sia per le verifiche geotecniche che per quelle strutturali, la seguente combinazione di carico:

- **SISMA+M1+R3**

Per le procedure di verifica si faccia quindi riferimento a quelle definite nel paragrafo 4.2 considerando la medesima curva di resistenza del palo singolo calcolata per le condizioni statiche.

5. STRATIGRAFIA DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA

La stratigrafia di calcolo è stata definita sulla base delle indagini riportate in Tabella 5.1. In Tabella 5.2 si riportano la stratigrafia insieme ai valori caratteristici dei parametri geotecnici assunti in accordo a quanto riportato nella Relazione Geotecnica generale (Doc. Rif.[1]).

Tabella 5.1- Indagini geognostiche di riferimento

ID	Tipo di indagine	Campagna d'indagine	Quota	Profondità	SPT	Lefranc	Foro attrezzato	Campioni indisturbati ⁽³⁾	Campioni rimaneggiati ⁽³⁾
(sigla)	(Tipo)	(Riferimento)	(m slmm)	(m)	(n.prove)	(n.prove)	C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tubo Aperto ⁽²⁾ Down Hole	(#)	(#)
L3-S12	Sondaggio	ITALFERR 2019	23.69	50	12	2	C (9.0m e 46.0m)	4	7
SCPTU 16	SCPTU	ITALFERR 2018	23.95	29.96	-	-	-	-	-
L3-S13 DH	Sondaggio	ITALFERR 2019	23.43	50	12	1	Down Hole	-	7

⁽¹⁾ Tra parentesi la profondità della cella Casagrande
⁽²⁾ Tra parentesi il tratto finestrato
⁽³⁾ Disponibili per la sola campagna di indagine ITALFERR 2019

Tabella 5.2- Stratigrafia e valori dei parametri geotecnici

Quota di riferimento pc ≈ 23.5 m slmm = QUOTA FONDO ALVEO								
UNITA' GEOTECNICA	DESCRIZIONE	DA	A	SPESSORE	γ	ϕ_k'	c_k'	C_{uk}
(-)	(-)	(m pc)	(m pc)	(m)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)
Ws1	S(L); S,L(A)	0.0	8.0	8.0	19.0	32	0	-
WRs2	S(L)[A], S(L)(A)	8.0	14.0	6.0	19.0	33	0	-
WRa2	A(L)(S); L(A)(S); A,S	14.0	15.5	1.5	19.0	25	0	70
Rs1	S[L]; S(L); S[A]	15.5	50.0	34.5	19.0	33	0	-

La falda di progetto è a pc
 γ = peso di volume naturale
 ϕ_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

6. COMPORTAMENTO DEL PALO SINGOLO NEI CONFRONTI DEI CARICHI VERTICALI

6.1 CURVE DI RESISTENZA DEL PALO SINGOLO

Le curve di resistenza di progetto a compressione (o trazione) del palo singolo $R_{c,d}$ (o $R_{t,d}$), da confrontare con la massima azione di compressione (o trazione) agente in testa al palo E_d , sono date dalle seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \text{Resistenza di progetto a compressione}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \text{Resistenza di progetto a trazione}$$

dove

$R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ resistenza di calcolo del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione, determinate ad una data profondità secondo quanto descritto al paragrafo 6.1.1;

ξ_3, ξ_4 fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica del palo in funzione del numero di verticali indagate, valutati secondo quanto indicato al paragrafo 6.1.2;

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione ad una data profondità, calcolate secondo quanto descritto al paragrafo 6.1.2;

γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato, valutati secondo quanto indicato al paragrafo 6.1.3.

6.1.1 Resistenza di calcolo dei pali trivellati da parametri geotecnici

La resistenza di calcolo $R_{c,cal}$ a compressione del palo viene definita come capacità portante totale data dalla somma dei contributi della resistenza laterale e della resistenza di base, mentre la resistenza di calcolo $R_{t,cal}$ a trazione del palo viene valutata come sola portata limite per attrito laterale. Di seguito si riportano entrambe le espressioni di calcolo:

$$R_{c,cal} = R_{lat,cal} + R_{b,cal} = Q_{ult_comp} = \text{Resistenza di calcolo a compressione};$$

$$R_{t,cal} = Q_{lat_ult} = Q_{ult_traz} = \text{Resistenza di calcolo a trazione};$$

dove:

$$R_{lat,cal} = Q_{lat_ult} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz = \text{Portata limite per attrito laterale}$$

con:

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, calcolata come riportato nel paragrafo 6.1.1.1;

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario;

z_t = profondità della testa del palo dal p.c. originario.

$$R_{b,cal} = Q_{base_ult} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{Portata limite di base}$$

con:

q_{ub} = pressione limite alla base del palo calcolata come riportato nel paragrafo 6.1.1.2;

I contributi di resistenza laterale e di base sono stati calcolati come descritto nei paragrafi 6.1.1.1 e 6.1.1.2 in funzione del tipo di terreno attraversato e della tipologia e dimensione del palo da realizzare.

6.1.1.1 Resistenza laterale di calcolo

La resistenza laterale di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno attraversato, come segue:

Terreni a grana grossa (sabbie)

$$\tau_{u,s} \text{ (kPa)} = k \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \phi' \leq \tau_{u,s \max} \text{ (kPa)}$$

dove:

k = coefficiente empirico variabile con la profondità tra 0.4 e 0.7, assunto in questa sede pari a 0.6;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace geostatica calcolata, a partire dal p.c. originario, alla quota di riferimento;

ϕ' = angolo di resistenza al taglio del terreno.

Il valore di $\tau_{u,s \max}$ è assunto nei calcoli pari a 120 kPa.

Terreni a grana fine (limi e argille)

$$\tau_{ult} \text{ (kPa)} = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{ult, \max}$$

dove:

c_u = resistenza a taglio non drenata;

α = coefficiente adimensionale variabile col valore di c_u secondo quanto indicato in Tabella 6.1.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	VI02 RELAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI SPALLA SPB	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI 02 00 002	REV. A

$\tau_{ult,max}$ = limit skin friction value, assumed equal to 100 kPa.

Tabella 6.1 valori indicativi di α per pali trivellati in terreni coesivi (AGI, 1984)

c_u (kPa)	α (-)
≤ 25	0.9
25÷50	0.8
50÷75	0.6
≥ 75	0.4

Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli sopra descritti.

6.1.1.2 Resistenza di base di calcolo

La resistenza di base di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno alla base del palo, come segue (AGI, 1984):

Terreni a grana grossa (sabbie)

$$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0,1} (kPa) = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} \leq q_{u,b,max} (kPa)$$

dove:

$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0,1}$ = pressione limite alla base associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo;

N_q^* = parametro che può essere valutato mediante la Figura 6.1;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace calcolata dal p.c. originario.

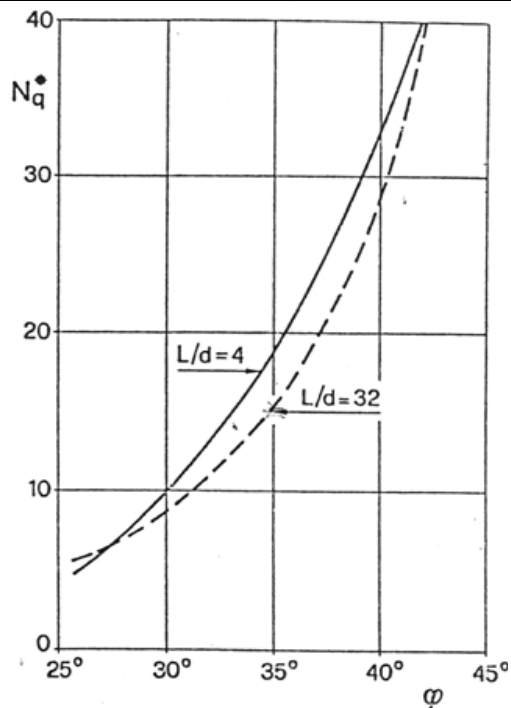


Figura 6.1: Coefficienti N_q^* (Berezantzev, 1965)

Il valore di $q_{ub,max}$ è stato valutato in accordo a quanto riportato nella successiva Tabella 6.2 ed assunto conservativamente nei calcoli per i terreni in esame pari a 4000 kPa.

Tabella 6.2: valori di $(q_{u,b})_{max}$ per terreni grana grossa, Gwizdala, 1984

	$(q_{u,b})_{max}$
GHIAIE	7500
GHIAIE SABBIOSE	5800
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300


Terreni a grana fine (limi e argille)

$$q_{ult} = 9 \cdot c_u \leq q_{ub,max}$$

dove:

c_u = resistenza a taglio non drenata del terreno alla base del palo.

Il valore di $q_{ub,max}$ è stato assunto conservativamente nei calcoli per i terreni in esame pari a 3000 kPa.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	VI02 RELAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI SPALLA SPB	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI 02 00 002	REV. A

Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in Figura6.2.

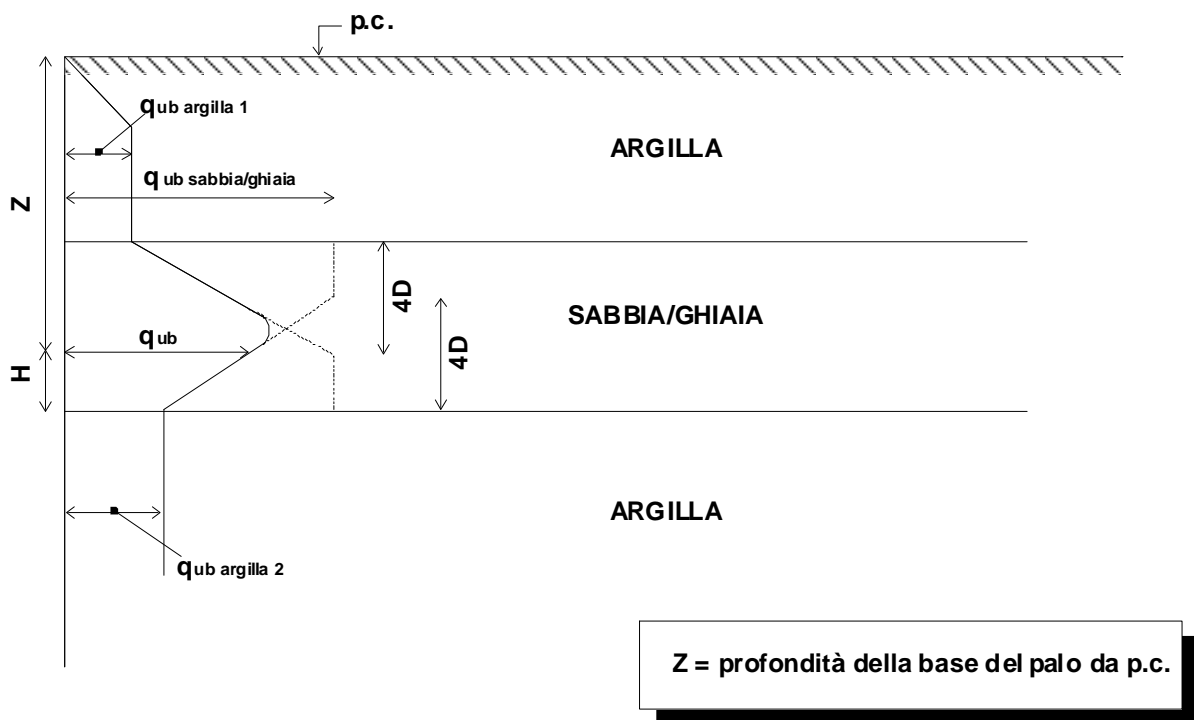


Figura6.2: Criterio di valutazione della pressione ultima di base (q_{ub}) in terreni stratificati (modificata da Meyerhof, 1976)

6.1.2 Resistenza caratteristica

La resistenza caratteristica a compressione $R_{c,k}$ e la resistenza caratteristica a trazione $R_{t,k}$ del palo singolo sono state determinate a partire dalle resistenze di calcolo ottenute con metodi che utilizzano i parametri geotecnici; in accordo con quanto definito nel paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC2018 risulta pertanto:

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

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

essendo:

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica rispettivamente a compressione e a trazione del palo singolo ad una data profondità;

$R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ resistenza di calcolo rispettivamente a compressione e a trazione determinate ad una data profondità;

$(R_{c,cal})_{media}$ e $(R_{t,cal})_{media}$ resistenza di calcolo media ad una data profondità;

$(R_{c,cal})_{min}$ e $(R_{t,cal})_{min}$ resistenza di calcolo minima ad una data profondità;

ξ_3, ξ_4 fattori di correlazione in funzione del numero di verticali indagate, in accordo a quanto indicato nel paragrafo 6.4.3.1 delle NTC2018, Tab. 6.4.IV.

Nel caso in esame si è assunto: $\xi_3 = 1.7$ e $\xi_4 = 1.7$.

6.1.3 Resistenza di progetto

I valori della resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ e della resistenza di progetto a trazione $R_{t,d}$ sono determinati applicando al valore caratteristico della resistenza i coefficienti parziali γ_R secondo le seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R}$$

essendo:

$R_{c,d}$ e $R_{t,d}$ resistenza di progetto del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione;

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione;

γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato e della tipologia esecutiva del palo (vedi la Tabella 6.3 in cui sono riportati i fattori parziali relativi a pali trivellati).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	VI02 RELAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI SPALLA SPB	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI 02 00 002	REV. A

Tabella 6.3: Coefficienti parziali alle resistenze caratteristiche

	Pali trivellati
Resistenza \ \(\gamma_R	R₃ [-]
Base	1.35
Laterale - compressione	1.15
Laterale - trazione	1.25

In accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, il peso del palo deve essere aggiunto come carico esterno, tra le azioni permanenti e fattorizzato come da Tabella 6.2.I delle stesse NTC2018. Nel caso in oggetto verranno fornite anche le curve di resistenza:

- $R_{c,d} - ((W_p - W_s) \cdot \gamma_{G1}) = R_{c,d} - (W'_p) \cdot \gamma_{G1}$
- $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$

dove:

W_p = Peso del palo

W_s = Peso del terreno sostituito dal palo

Nella condizione di resistenza a compressione W_p è stato assunto come carico permanente strutturale sfavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione è stato assunto come azione permanente strutturale favorevole.

6.1.4 Curve di resistenza del palo singolo

Il calcolo è stato condotto per un palo di diametro $D = 1500$ mm e testa palo a 3.0 m da pc. In accordo ai criteri descritti nei paragrafi precedenti si riportano:

- in Figura.6.3 e in Figura.6.4 le curve di resistenza di progetto a compressione e a trazione valide per le verifiche in condizioni statiche e sismiche;
- in Figura.6.5 e Figura.6.6i contributi di resistenza laterale a compressione di progetto e la portata di base di progetto;
- In Figura.6.7 e in Figura.6.8 si riportano le curve $R_{c,d} - (W'_p \cdot \gamma_{G1})$ valide rispettivamente per le verifiche in condizioni statiche e le verifiche in condizioni sismiche;
- in Figura.6.9 si riporta la curva $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$ valida sia per le verifiche in condizioni statiche che per le verifiche in condizioni sismiche;



RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA

VI02 RELAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI
SPALLA SPB

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 RB	VI 02 00 002	A	24 di 46

- Figura.6.10 si riporta la resistenza laterale di calcolo divisa per 1.25 da confrontare con il carico agente sul singolo diaframma determinato con la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche SLE.

Resistenza di progetto a compressione

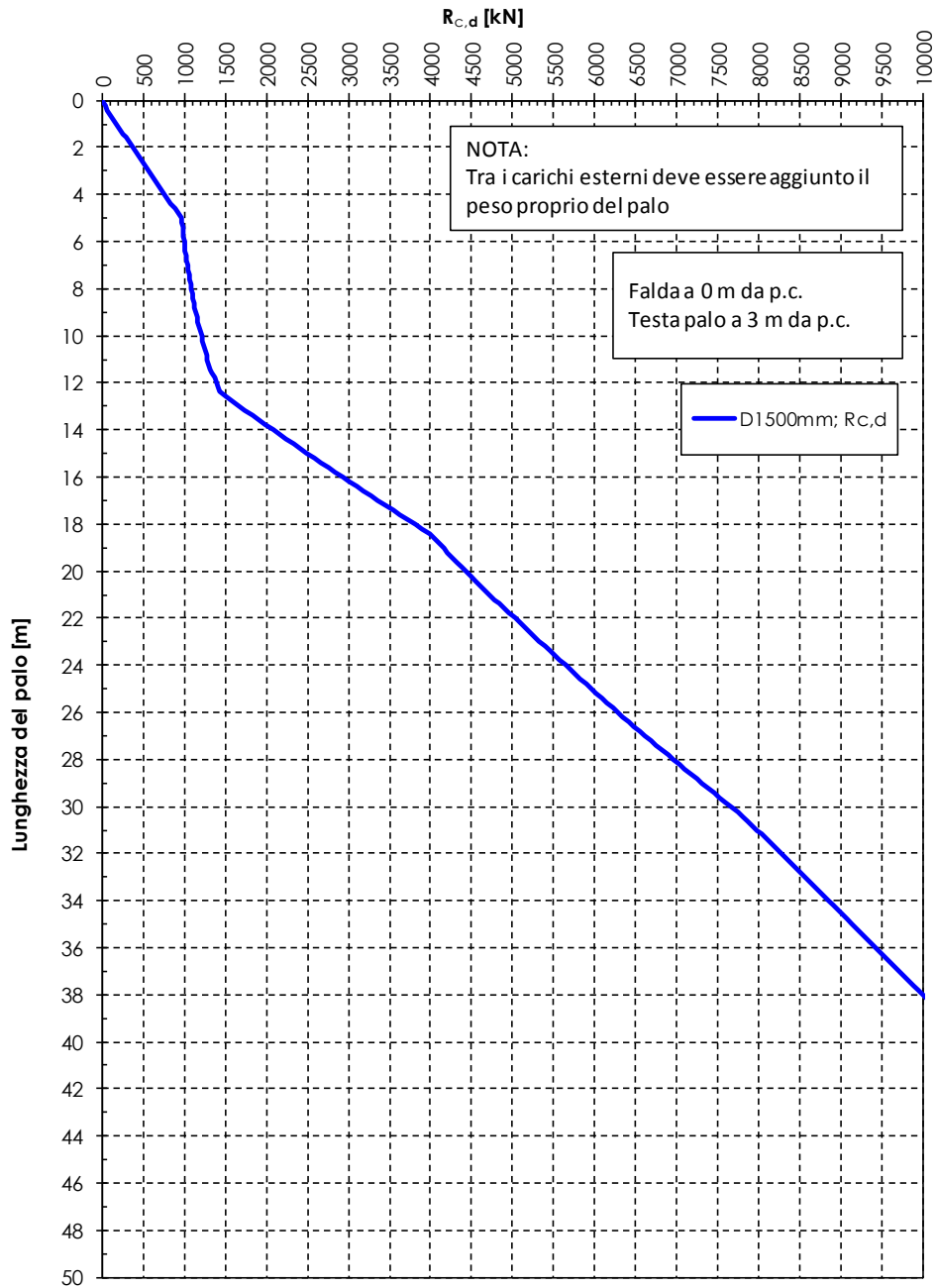


Figura.6.3: Resistenza di progetto a compressione in accordo a DA2

Resistenza di progetto a trazione

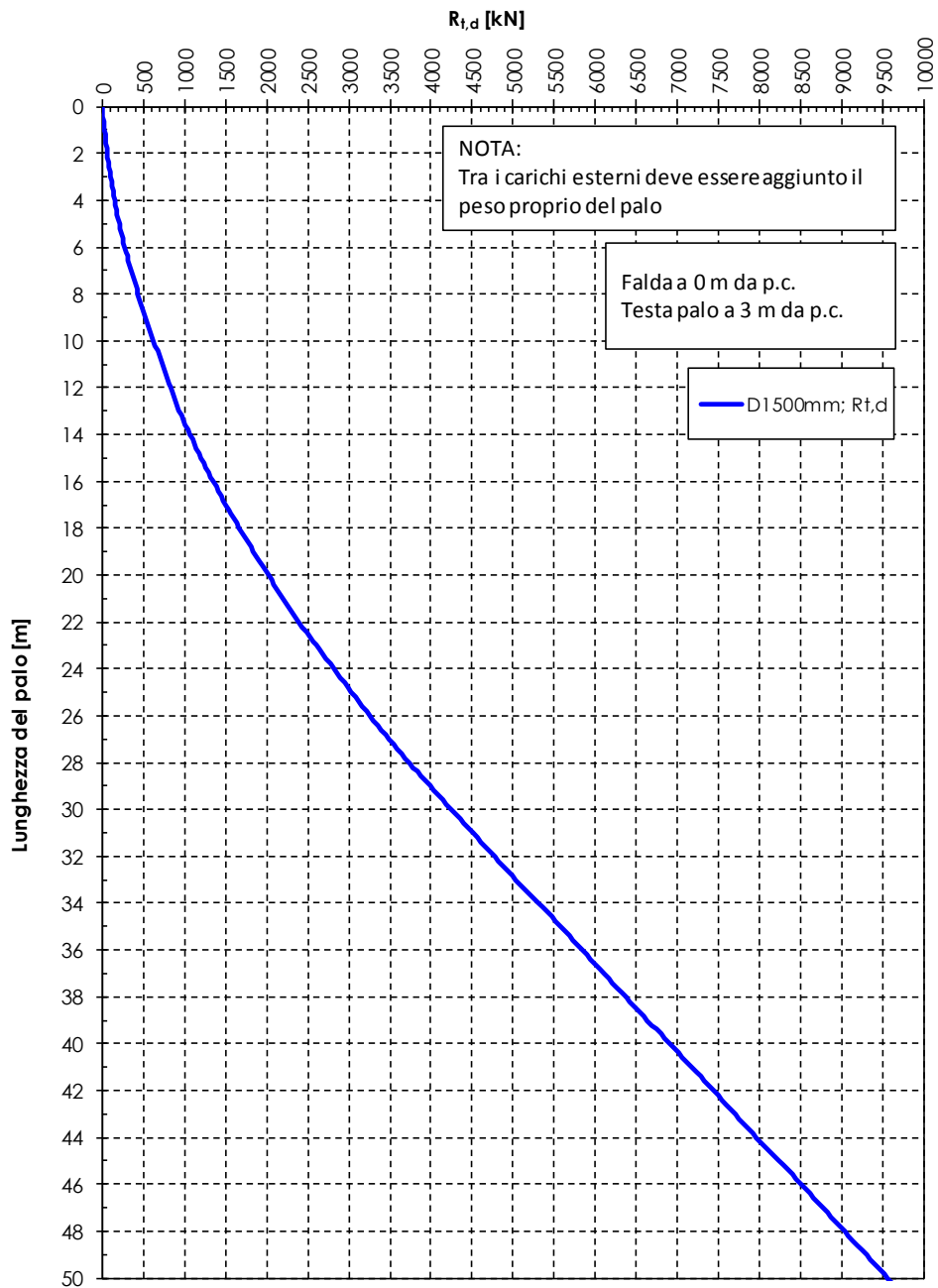


Figura.6.4: Resistenza di progetto a trazione in accordo a DA2

Resistenza laterale a compressione di progetto

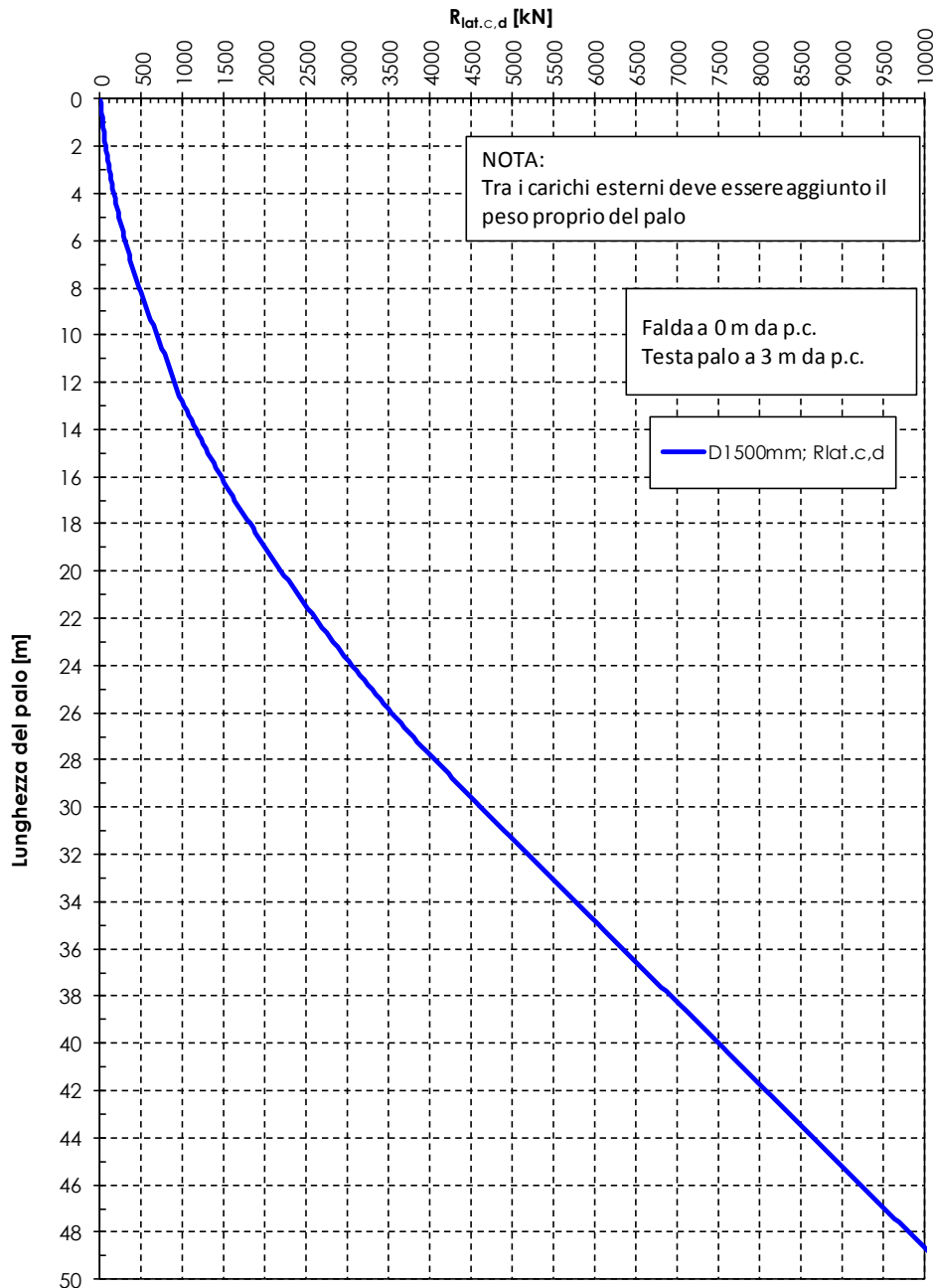


Figura.6.5: Contributo di resistenza laterale di progetto in accordo a DA2

Resistenza di base di progetto

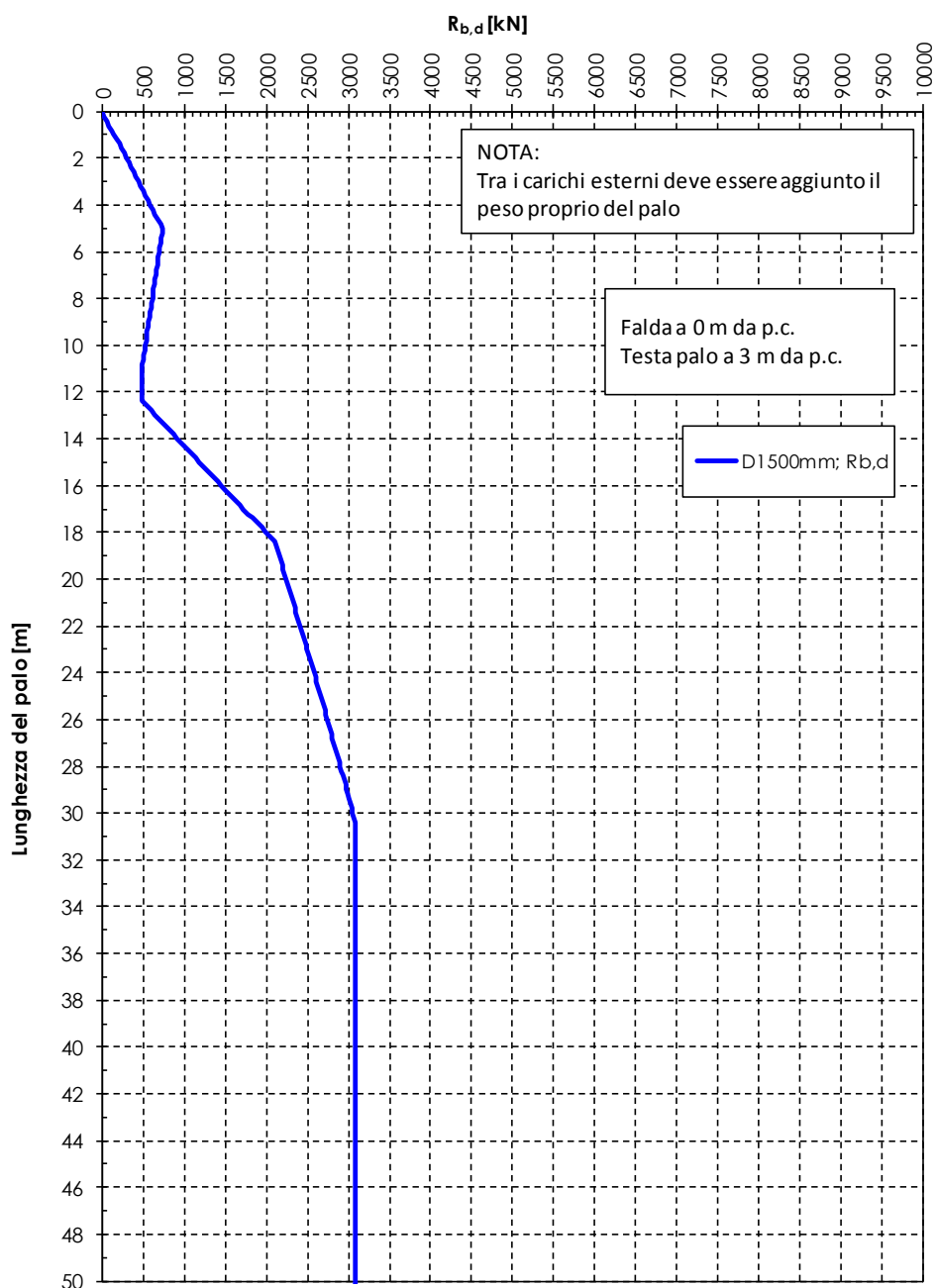


Figura.6.6: Contributo di resistenza di basedi progetto in accordo a DA2

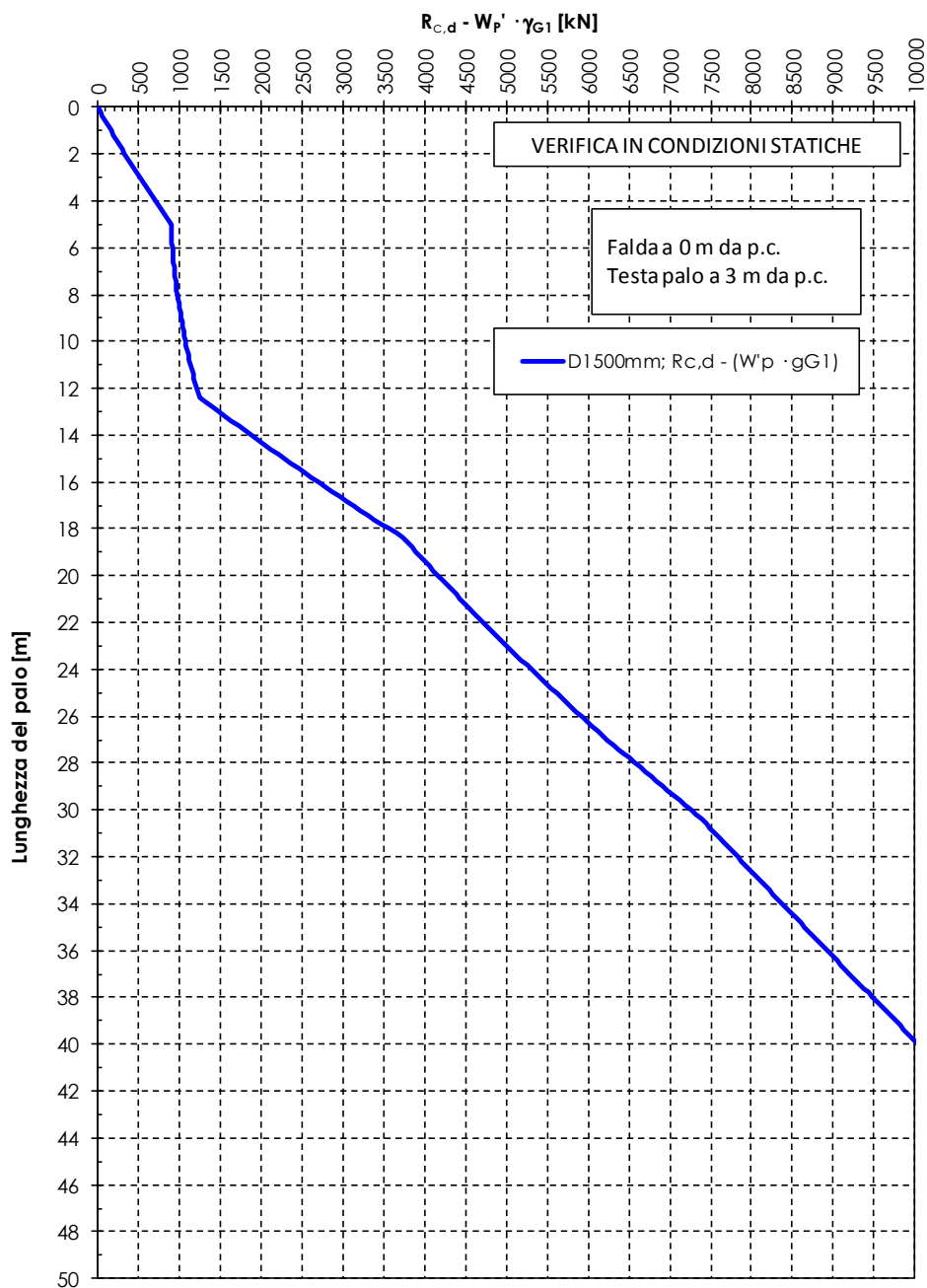


Figura.6.7: - Curva: $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$ in accordo a DA2 per verifica statica

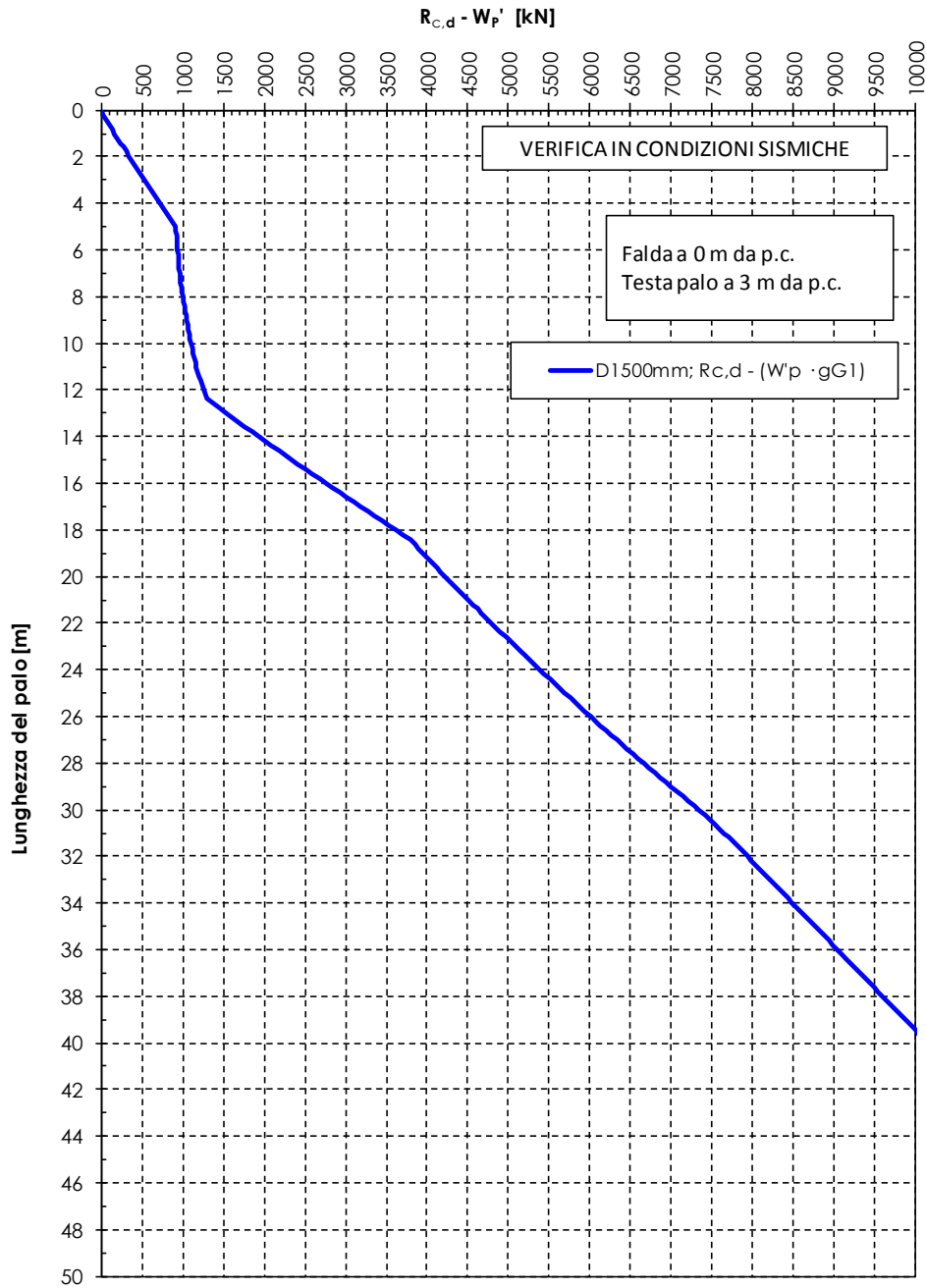


Figura.6.8: - Curva: R_{c,d}- ((W_{palo}- W_s)· γ_{G1}) in accordo a DA2 per verifica sismica

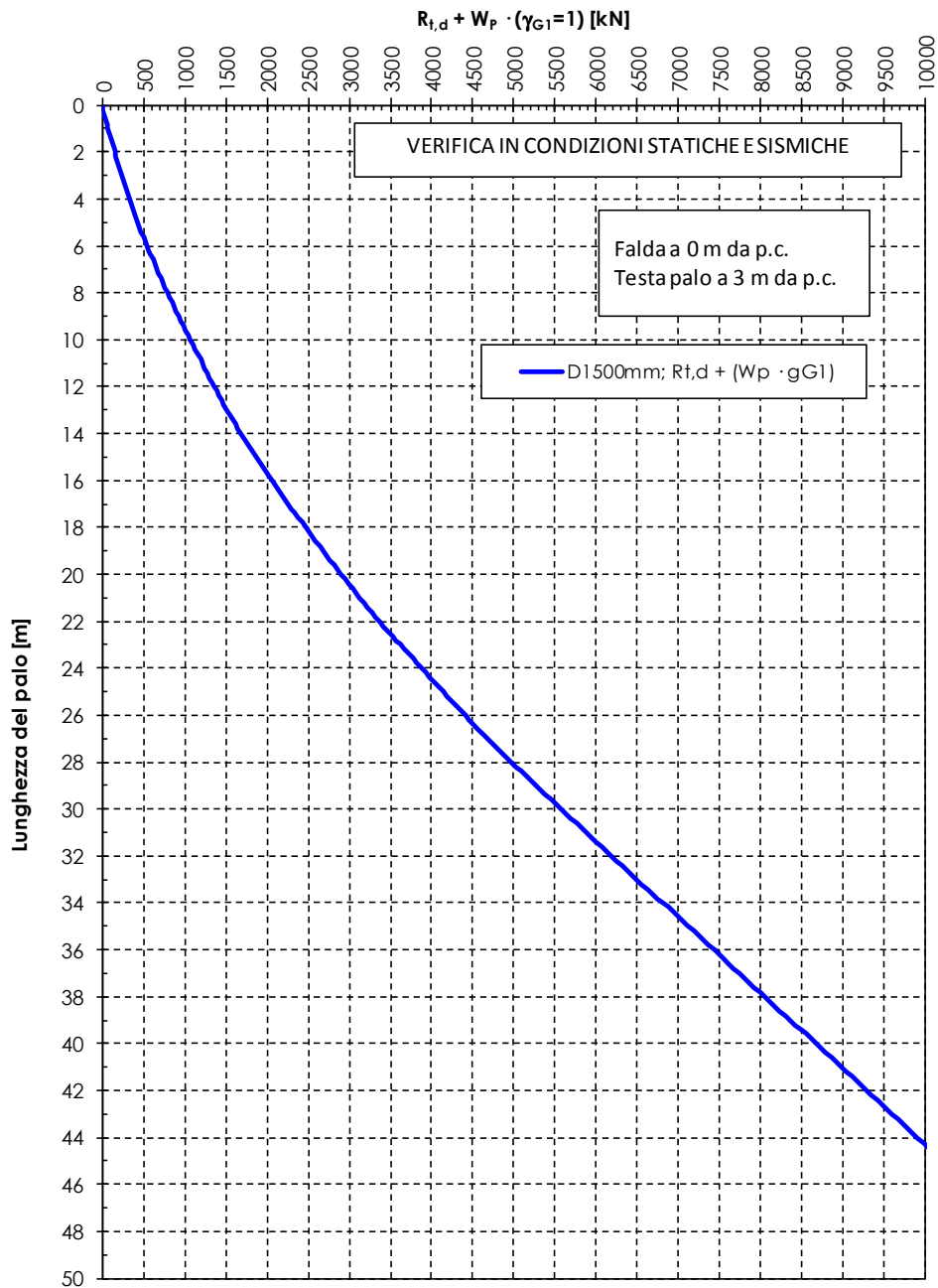


Figura.6.9: - Curva: $R_{t,d} + W_{palo} \cdot (\gamma_{G1}=1)$ in accordo a DA2 per verifica statica e sismica

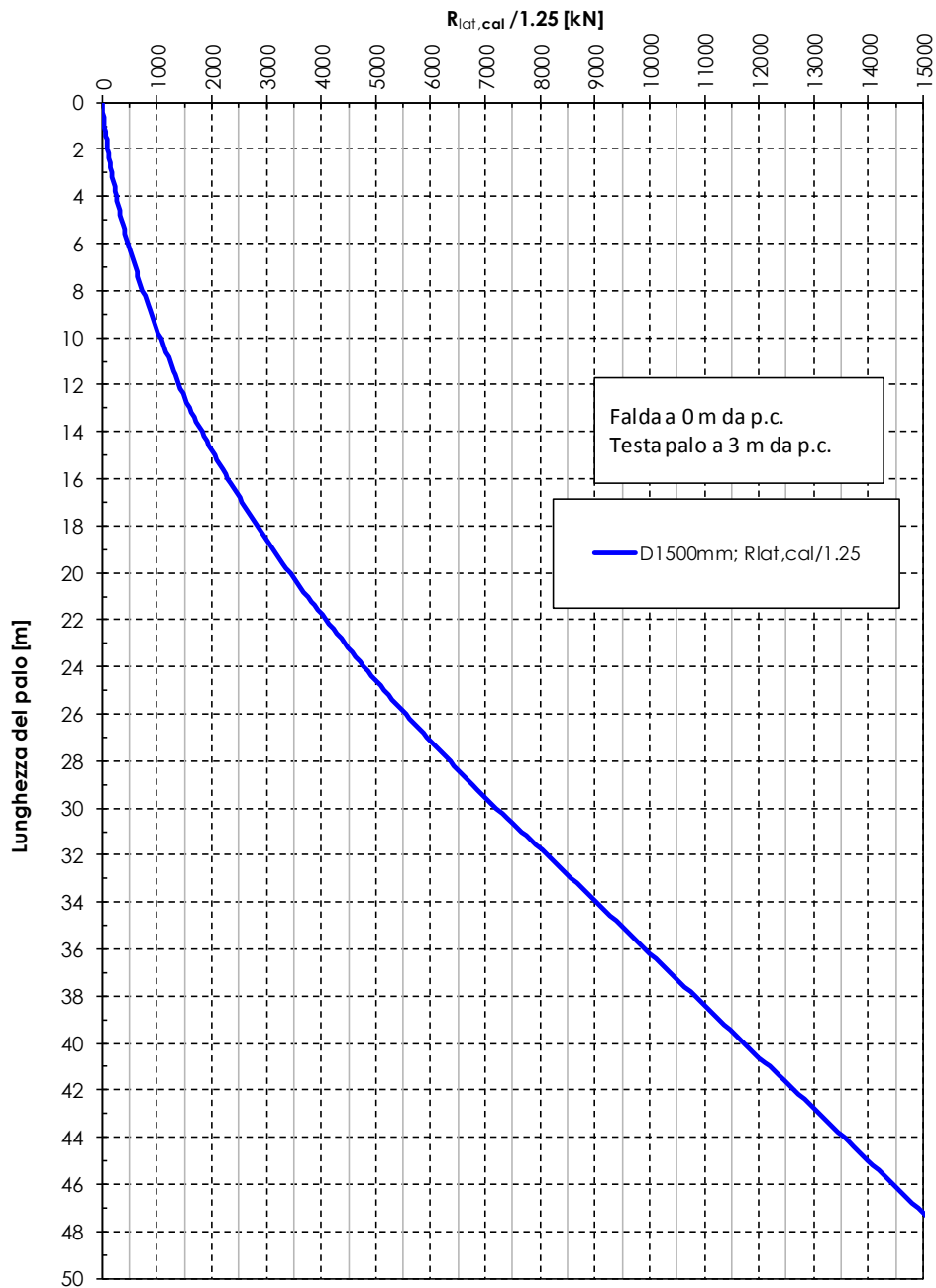


Figura.6.10: Resistenza laterale di calcolo divisa per 1.25

6.2 CURVE CARICO-CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO

6.2.1 Modello di calcolo

La valutazione della curva carico-cedimento del palo singolo è stata effettuata con il metodo delle curve di trasferimento (τ -s e q-s) mediante l'ausilio del codice di calcolo TZ-Pile (Doc.Rif.[28]), che opera come segue:

1. Il palo è schematizzato con un elemento cilindrico, suddiviso in conci, caratterizzato da un modulo elastico E_p .
2. Il trasferimento degli sforzi dal palo al terreno avviene tramite molle (una per concio) caratterizzate da leggi non lineari (si veda la Figura 6.11). L'ordinata delle molle rappresenta la tensione tangenziale sviluppabile lungo il fusto (τ) o la portata di base (q); le ascisse rappresentano lo spostamento locale verso il basso del concio generico (s_v). Lo spostamento verso il basso del generico concio viene a dipendere dal carico applicato alla testa del palo (Q_t), dalla sua posizione lungo il palo, dal modulo elastico del palo e dalle curve di trasferimento (τ - s_v e q- s_v) lungo il fusto e alla base.
3. La determinazione dell'andamento dei carichi e degli spostamenti lungo il fusto e alla base, per un dato carico applicato in testa, viene effettuata risolvendo l'equazione differenziale:

$$\frac{dQ_z}{dz} = E_p \cdot A_p \cdot \frac{d^2 s_{vz}}{dz^2}$$

essendo:

z = coordinata generica lungo il palo con origine alla testa palo

A_p = area della sezione del palo

Q_z = carico assiale agente nella sezione di palo di coordinata z

s_{vz} = spostamento assiale nella sezione di palo di coordinata z .

La soluzione dell'equazione differenziale viene fatta con metodi numerici in accordo alla seguente procedura:

- a. si assume un movimento verso il basso della base del palo e, con riferimento alla curva di trasferimento della base (q-s), si ottiene il corrispondente carico applicato alla base;
- b. si usa la curva di trasferimento (τ -s) relativa al concio sopra la base e si ottiene il carico di attrito laterale associabile allo spostamento di cui al punto a);

- c. si valuta il carico agente alla sommità del concio come somma del carico applicato alla base (punto a) e del carico di attrito laterale (punto b);
 - d. si calcola l'accorciamento elastico del concio di palo in funzione dei carichi agenti a testa concio (punto c) e base concio (punto a);
 - e. si calcola lo spostamento alla testa del concio come somma di quello imposto alla base (punto a) più quello elastico del concio (punto d).
4. Si ripete la procedura per ciascun concio soprastante quello di base, fino ad arrivare alla testa del palo; il carico e lo spostamento della testa rappresentano un punto della curva carico-cedimento del palo.
 3. Si assumono altri valori dello spostamento della base e per ciascun valore si ripetono i calcoli fino ad ottenere la curva carico-cedimento completa del palo.

In presenza di attrito negativo si tiene conto, concio per concio, dell'entità del cedimento differenziale tra quello relativo al concio e quello relativo al terreno circostante il palo

I risultati del calcolo, per ogni valore di carico assiale applicato in testa, sono:

- lo spostamento verticale della testa del palo;
- l'andamento dei carichi assiali lungo il fusto;
- le azioni esercitate tra palo e terreno.

Sono state adottate le curve di trasferimento implementate internamente al codice di calcolo (Reese & O'Neill, 1988).

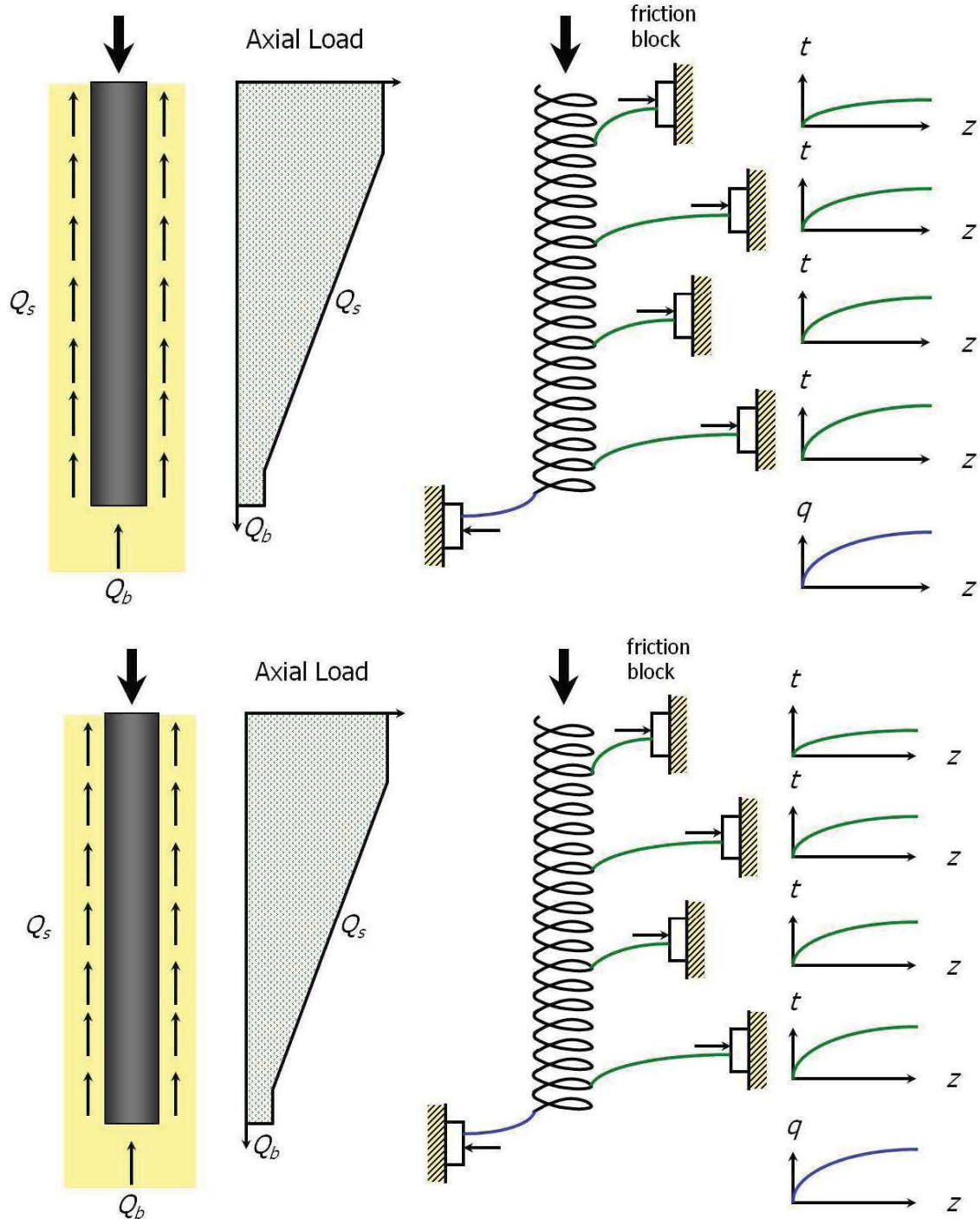


Figura 6.11: Schema di calcolo del palo singolocaricato assialmente (TZPILE Technical Manual)

6.2.1 Curva carico-cedimento

In Figura 6.12 si riporta la curva carico-cedimento del palo singolo ottenuta in accordo alla procedura descritta al paragrafo precedente.

Il calcolo è stato eseguito per un palo di diametro $D = 1500$ mm, lunghezza $L = 32$ m e testa palo a 3.0 m da pc.

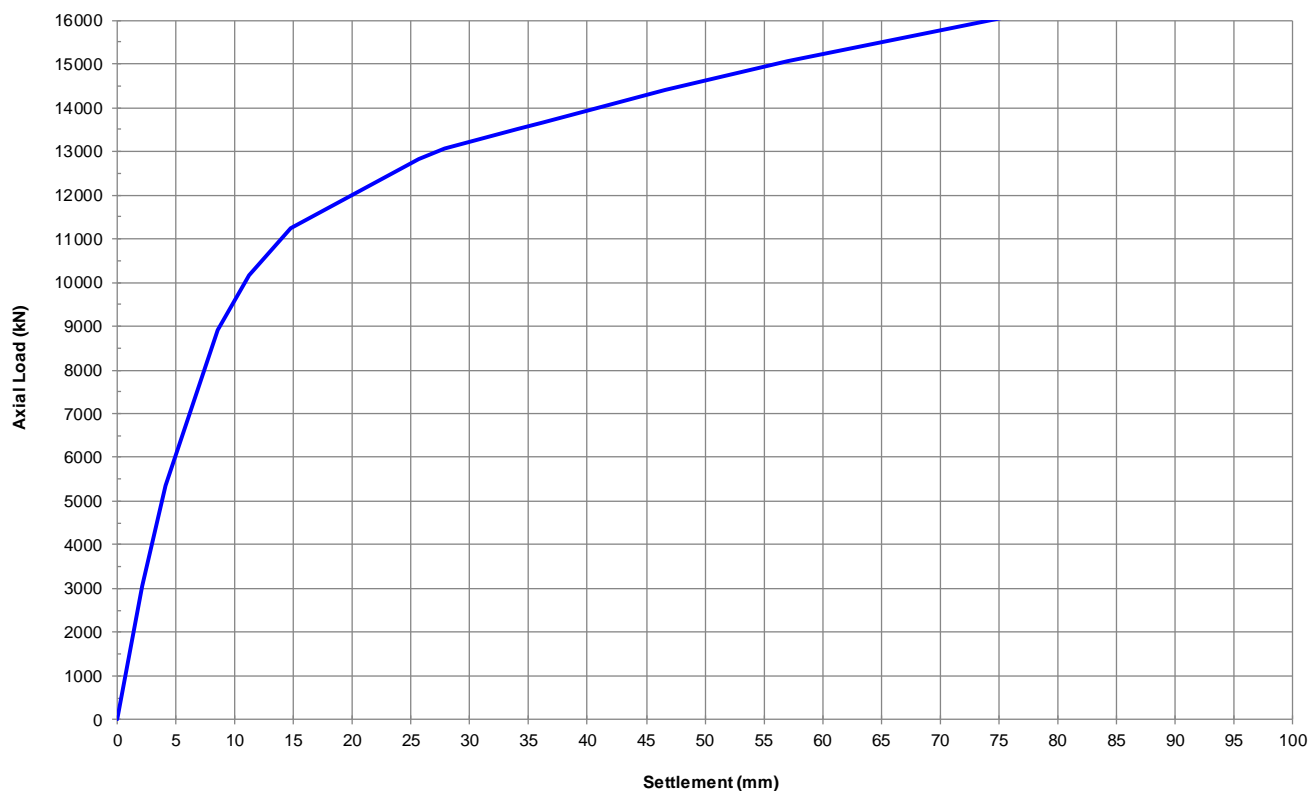


Figura 6.12: - Curva carico cedimento

7. COMPORTAMENTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ORIZZONTALE

7.1 CARICO LIMITE ULTIMO PER CARICHI ORIZZONTALI

Le NTC2018 indicano di eseguire una verifica confrontando l'azione applicata al palo con il valore di progetto della resistenza dei pali soggetti ai carichi orizzontali $R_{tr,d}$ adottando un coefficiente parziale γ_r pari a 1.3.

Si fornisce quindi un valore di riferimento del carico limite per azioni orizzontali calcolato mediante la teoria di Broms (1964). Le assunzioni di base sono:

- il comportamento dell'interfaccia palo-terreno è di tipo rigido-perfettamente plastico, il terreno ha spostamento nullo fino a che non si mobilita interamente la resistenza del terreno, dopodiché si ha uno spostamento indefinito a forza costante;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si trascurano le deformazioni elastiche del palo finché il momento flettente non attinge il valore di plasticizzazione M_y e si forma così una cerniera plastica (la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante).

Broms propone di adottare un diagramma semplificato della resistenza (P) del terreno coesivo, con reazione nulla fino a una profondità $z=1,5D$ (con D diametro del palo) e a partire da tale profondità, la reazione si assume costante con la profondità e pari a:

$$p = 9c_u D$$

Per un terreno incoerente, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità z secondo la legge:

$$p = 3k_p \gamma z D$$

La teoria di Broms è applicabile anche nel caso di terreno stratificato e con falda idrica a quota qualsiasi. Le soluzioni, da ricercare caso per caso, devono soddisfare le condizioni di equilibrio dopo aver imposto un cinematismo di rottura (ricerca per tentativi della posizione delle cerniere plastiche, ossia centri di rotazione, che garantiscono le condizioni di equilibrio).

7.1.1 Resistenza di caratteristica

La resistenza caratteristica del palo singolo soggetto a carichi trasversali $R_{tr,k}$ è stata determinata a partire dalla resistenza valutata con metodi di calcolo analitici che utilizzano i parametri geotecnici; in accordo al par. 6.4.3.1.2 delle Norme Tecniche vigenti risulta pertanto:

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

essendo:

$R_{tr,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo soggetto a carichi trasversali;

$R_{tr,cal}$ resistenza di calcolo del palo singolo soggetto a carichi trasversali;

$(R_{tr,cal})_{media}$ resistenza di calcolo media;

$(R_{tr,cal})_{min}$ resistenza di calcolo minima;

ξ_3, ξ_4 fattori di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (par 6.4.3.1.1 delle Norme Tecniche, Tab. 6.4.IV).

Nel caso in esame si è assunto: $\xi_3, \xi_4 = 1,7$.

7.1.2 Resistenza di progetto

Il valore della resistenza di progetto del palo singolo soggetto a carichi trasversali $R_{tr,d}$ è determinato applicando al valore caratteristico della resistenza il coefficiente parziale $\gamma_T = 1,3$ secondo la seguente espressione:

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr,k}}{\gamma_T}$$

essendo:

$R_{tr,d}$ resistenza di progetto del palo singolo soggetto a carichi trasversali;

$R_{tr,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo soggetto a carichi trasversali;

γ_T coefficiente parziale (par 6.4.3.1.2 delle Norme Tecniche, Tab. 6.4.VI).

Dovrà essere verificata la disuguaglianza: $R_{tr,d} \geq H_{d,max}$

Nella Tabella 7.1 sono riportati i valori del momento di plasticizzazione e il valore di carico orizzontale in funzione del diametro del palo e del tipo di armatura ipotizzata.

Il calcolo è stato eseguito per un palo di diametro $D = 1500$ mm, lunghezza $L = 32$ m.

Nel calcolo la connessione della testa palo alla fondazione è stata considerata a “testa incastrata

Tabella 7.1: Carico limite ultimo per carichi orizzontali

D_{palo}	Armatura	M_y	H_{cal}	H_k	H_d
[mm]		[kN m]	[kN]	[kN]	[kN]
1500	32+32 ϕ 30	8609	3536	2080	1600
1500	36+36 ϕ 30	9559	3799	2235	1719
1500	40+40 ϕ 30	10500	4040	2376	1828

7.2 INTERAZIONE PALO-TERRENO

Lo studio dell'interazione palo-terreno è stato condotto 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

$$E_h = 400 \square C_u (FL^{-2})$$

C_u = coesione non drenata,

Terreni a grana grossa (materiale di riempimento)

$$E_h = k_h \square z (FL^{-2})$$

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, nel caso in oggetto è stato assunto $k_h=10000$ per la formazione Ws1 e WRs2 e $k_h=12000$ per la formazione Rs1.

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 per un palo di diametro $D = 1500$ mm, lunghezza $L = 32$ m e testa palo a 3.0 m da pc.

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”.

7.3 AZIONI SUL PALO PER LE 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:

$$\text{azione di taglio: } F = A_y * F_{0,d} + \frac{B_y * M_{0,d}}{T}$$

$$\text{momento flettente: } M = A_m * F_{0,d} * T + B_m * M_{0,d}$$

essendo:

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

α = rapporto tra momento e taglio a testa palo

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

$$T = \left(\frac{EJ}{E_{s0}} \right)^{0.25}$$

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

EJ = rigidità flessionale del palo.

In Figura 7.1 e Figura 7.2 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 7.2.

In Tabella 7.3 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 alle NTC2018.

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 alle NTC2018.

7.4 SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER LE VERIFICHE SLE

Lo spostamento orizzontale a testa palo è riportato in Figura 7.3 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 7.3);

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 7.3);

$F_{0,k}$ = 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” $M_{0,k} = \alpha \cdot M_{0,d}$, con α riportati nella Tabella 7.2.

Qualora il palo fosse soggetto a valori dei carichi orizzontali maggiori di quelli riportati nel grafico in Figura 7.3, un'analisi di interazione palo-terreno mediante metodi non lineari (tipo il metodo delle curve p-y) dovrà essere eseguita al fine di non sottostimare gli spostamenti.

Tabella 7.2: D = 1500 mm – Momento flettente e del taglio normalizzati – Testa palo incastrata

Z (m)	M/M ₀ (-)	F/F ₀ (-)	$\alpha = -M_0/F_0$ (m)
0.00	1.000	1.000	2.555
1.00	0.635	0.858	
2.00	0.331	0.691	
3.00	0.095	0.516	
4.00	-0.074	0.349	
5.00	-0.180	0.201	
6.00	-0.234	0.082	
7.00	-0.248	-0.006	
8.00	-0.233	-0.066	
9.60	-0.177	-0.101	
11.20	-0.113	-0.099	
12.80	-0.053	-0.085	
14.40	-0.012	-0.047	
16.00	0.008	-0.017	
18.67	0.012	0.004	
21.33	0.005	0.006	
24.00	0.001	0.002	
28.00	-0.001	0.000	
32.00	0.000	0.000	

Tabella 7.3: 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	1.2010	0.9396	0.9396	1.3313	3.620
1.0	0.71	0.24	-0.21	0.97					
2.0	0.43	0.39	-0.37	0.89					
3.0	0.18	0.48	-0.47	0.77					
4.0	-0.02	0.50	-0.52	0.63					
5.0	-0.16	0.47	-0.51	0.49					
6.0	-0.25	0.41	-0.47	0.35					
7.0	-0.28	0.34	-0.39	0.23					
8.0	-0.28	0.26	-0.30	0.14					
9.6	-0.22	0.15	-0.17	0.03					
11.2	-0.15	0.07	-0.07	-0.01					
12.8	-0.11	0.01	-0.04	-0.04					
14.4	-0.04	-0.02	0.01	-0.04					
16.0	0.01	-0.03	0.03	-0.03					
18.7	0.02	-0.02	0.02	-0.01					
21.3	0.01	0.00	0.01	0.00					
24.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
28.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
32.0	0.00	0.00	0.00	0.00					

VI02 - Stratigrafia spalla Est
Non-dimensional bending moment for fixed pile head

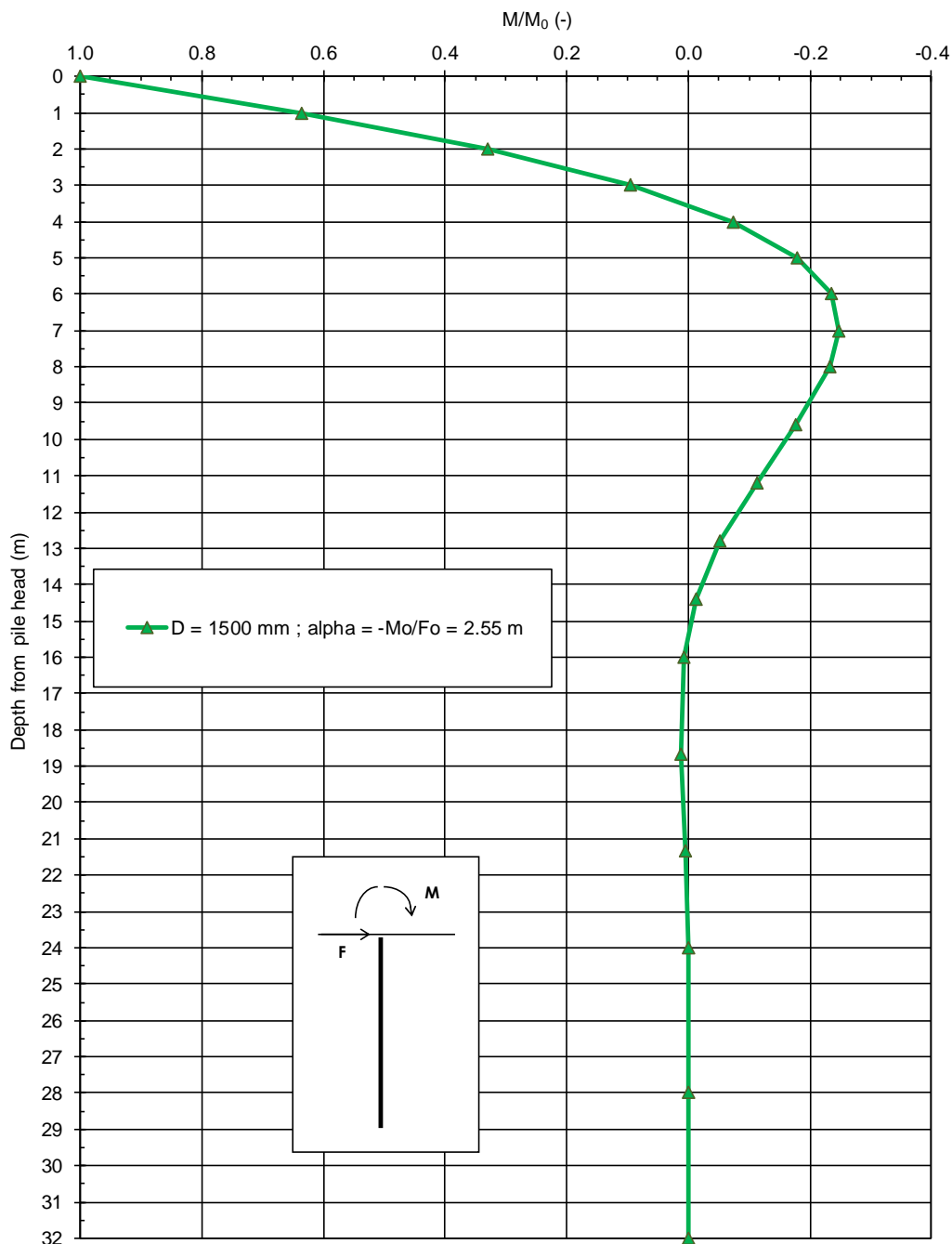


Figura 7.1: Andamento del momento flettente normalizzato

VI02 - Stratigrafia spalla Est
Non-dimensional shear force for fixed pile head

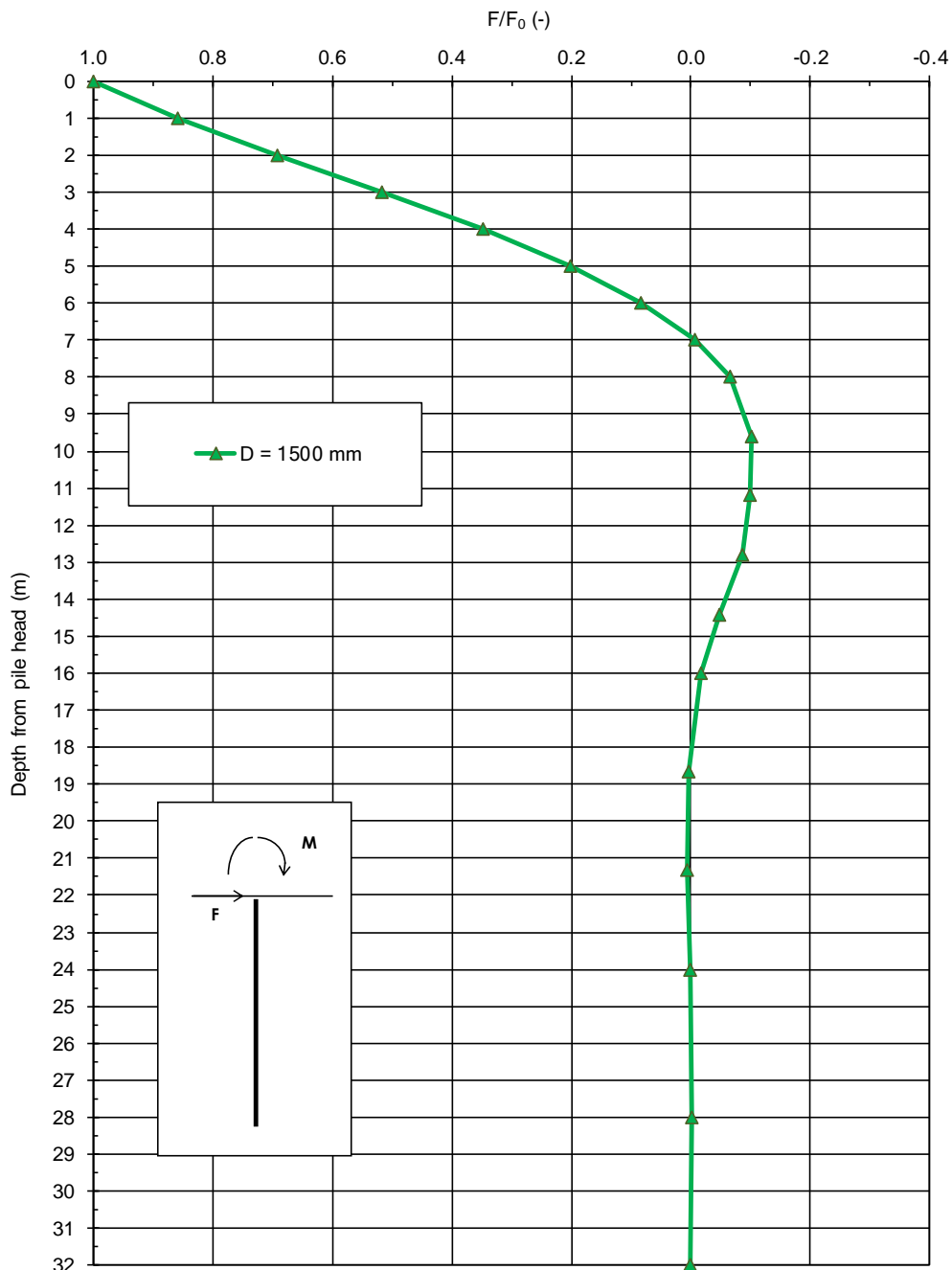


Figura 7.2: Andamento del taglio normalizzato

**VI02 - Stratigrafia spalla Est
Fixed Head Condition - Pile head displacement**

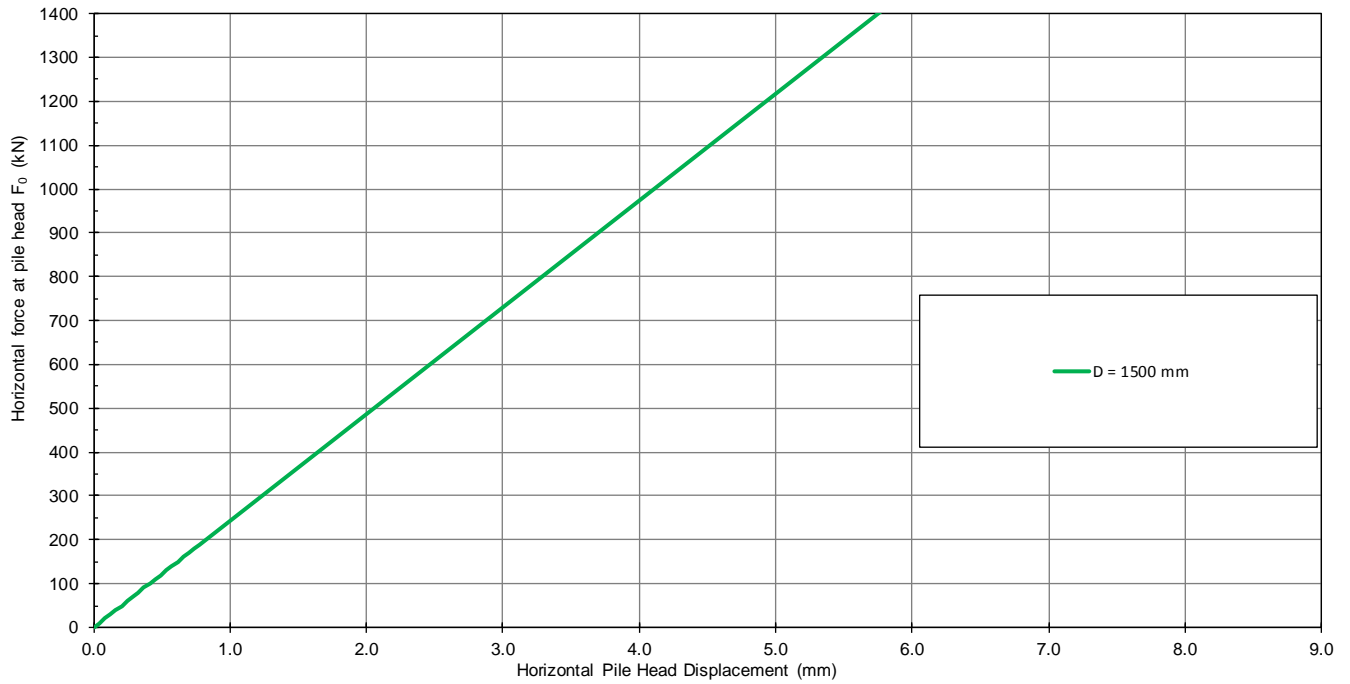


Figura 7.3: Curva carico – spostamento orizzontale