

SPEA ENGINEERING

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA-PADOVA

Ampliamento alla terza corsia del tratto

Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI

SOTTOVIA, PONTI E VIADOTTI

Ampliamento Ponte Canale Navile km 21+495

Relazione di calcolo delle fondazioni

APE302

Indice

1.	PREMESSA.....	4
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	NORMATIVA.....	5
2.2	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	5
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	6
2.4	SOFTWARE DI CALCOLO	6
3.	MATERIALI.....	7
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
4.1	PREMESSA.....	7
4.2	INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO.....	7
4.3	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	8
4.4	MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA.....	11
4.5	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO.....	11
5.	CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO	12
5.1	PREMESSA.....	12
5.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	12
5.3	FONDAZIONI SU PALI.....	14
5.3.1	<i>Verifiche di sicurezza.....</i>	<i>15</i>
5.3.2	<i>Resistenza caratteristica (R_k) di pali soggetti a carichi assiali</i>	<i>16</i>
5.3.2.1	Stima della resistenza di pali soggetti a carichi assiali	19
5.3.2.2	Pali trivellati	20
5.3.2.2.1	Portata di base.....	20
5.3.2.2.2	Attrito laterale	22
5.3.2.3	Pali battuti	24
5.3.2.3.1	Portata di base.....	24
5.3.2.3.2	Attrito laterale	25
5.3.3	<i>Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali.....</i>	<i>31</i>
5.3.4	<i>Analisi della palificata.....</i>	<i>36</i>
6.	METODI PER LA VALUTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO SISMICO DELLE SPALLE.....	37
6.1	VALUTAZIONE DEL TIRO DI LAVORO NEL SISTEMA DI RITEGNO SISMICO.....	38
7.	DESCRIZIONE DELLE OPERE	41
8.	AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....	47
8.1	CONSIDERAZIONI GENERALI E SISTEMA DI RIFERIMENTO	47

8.2	AZIONI DI CALCOLO – SPALLE	49
8.3	AZIONI DI CALCOLO – PILE	51
9.	PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE.....	52
10.	FONDAZIONI SPALLE	54
10.1	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	54
10.2	ANALISI DELLO STATO DI FATTO DELLA FONDAZIONE.....	62
10.3	ANALISI DI INTERAZIONE FRA STRUTTURA ESISTENTE E RITEGNO SISMICO	62
10.4	RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE.....	65
10.4.1	<i>Risultati delle analisi</i>	66
10.4.2	<i>Verifiche geotecniche</i>	67
10.4.3	<i>Verifiche strutturali del palo</i>	67
11.	FONDAZIONI PILE	72
11.1	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	72
11.2	RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE.....	75
11.2.1	<i>Risultati delle analisi</i>	75
11.2.2	<i>Verifiche geotecniche</i>	75
11.2.3	<i>Verifiche strutturali del palo</i>	75
12.	VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLE OPERE.....	77

1. PREMESSA

Oggetto della presente Relazione sono le verifiche geotecniche delle fondazioni del Ponte sul Canale Navile previste nell'ambito della progettazione definitiva dell'Autostrada A13 (Bologna - Padova), Ampliamento alla terza corsia del tratto tra Bologna Arcoveggio - Ferrara Sud.

Le verifiche sono state condotte ai sensi della Normativa vigente (Doc. Rif. [1] e [2]).

In particolare vengono analizzate e progettate le fondazioni delle spalle e delle pile della parte in allargamento dell'opera e vengono verificate le fondazioni della struttura esistente.

Le strutture esistenti sono realizzate con fondazioni profonde su pali trivellati. Le fondazioni delle spalle e delle pile in ampliamento sono state previste profonde su pali trivellati di grande diametro. Tale tipologia è stata scelta in funzione dell'entità dei carichi e delle caratteristiche dei terreni di fondazione presenti.

Le spalle esistenti saranno rafforzate mediante un sistema passivo costituito da una coppia in serie di pali collegati a tergo della spalla.

Per la parte di nuova costruzione si ha:

Spalla A: n°6 (Nord) + 6 (Sud) pali Ø1000 di L = 25.0 m

Adeguamento Sismico: n°4 cavalletti di n°3 pali Ø1000 di L = 16.0 m
con i = 3.5 m

Spalla B: n°6 (Nord) + 6 (Sud) pali Ø1000 di L = 25.0 m

Adeguamento Sismico: n°4 cavalletti di n°3 pali Ø1000 di L = 16.0 m
con i = 3.5 m

Pile: n°4x4 pali Ø1200 di L=35m

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si fa riferimento alla Relazione Geotecnica Generale. Il sito è caratterizzato da un'accelerazione di progetto su suolo

di categoria D, associata ad un tempo di ritorno di 949 anni e periodo di riferimento di 100 anni, pari a 0.208g ⁽¹⁾. Per quanto riguarda le informazioni relative alla vita nominale, classe d'uso, corrispondente coefficiente d'uso e periodo di riferimento per l'azione sismica della struttura in esame si rimanda alla Relazione STR di calcolo strutturale.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA

- [1] 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.
- [2] 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.
- [3] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [4] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- [5] Relazione Geotecnica Generale APE0001
- [6] Planimetrie e Profili Geotecnici APE0002÷APE0022
- [7] Tavole di Progetto STR0300- STR0311

⁽¹⁾ Fonte: Allegato B alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni – Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica.

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [8] ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- [9] COLLOTTA T., MORETTI P.C. (1985) "I pali trivellati di grande diametro in terreni granulari", Rivista Autostrade, n.5, maggio, 34-4.
- [10] JAMIOLKOWSKI M. et al. (1983) "Scale effects of ultimate pile capacity", Discussion, JGED, ASCE.
- [11] Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol.86, No.SM5, pp.63-91.
- [12] Meyerhof G.G. (1976) "Bearing capacity and settlement of pile foundation" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.102, March.
- [13] MEYERHOF G.G., SASTRY V.V.R.N. (1978) "Bearing capacity of piles in layered soils. Part 1. Clay overlying sand", Canadian Geotechnical Journal, 15,171-182.
- [14] Nordlund R.L. (1963) "Bearing capacity of piles in cohesionless soils" JSMFE, ASCE, SM3
- [15] Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1975) "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" Proc. VII Offshore Technology Conference, OTC 2313, Houston, Texas.
- [16] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [17] Tomlinson M.J. (1977) "Pile design and construction practice" View Point Publication

2.4 SOFTWARE DI CALCOLO

- [18] Group for Windows - Version 6, Ensoft Inc (1985-2003)
- [19] Ministero LLPP - Foglio elettronico "Spettri-NTC ver.1.0.3.xls" (<http://www.cslp.it>)

3. MATERIALI

Acciaio per armature ordinarie dei pali di fondazione:

- Barre nervate tipo B450C
fyk > 450 Mpa
ftk > 540 Mpa
copriferro: 60 mm.

Calcestruzzo per pali di fondazione:

- Classe resistenza minima C25/30;
- Classe di esposizione XC2;
- Eventuali additivi secondo NTA.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 PREMESSA

Di seguito si riporta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica/dimensionamento delle fondazioni.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti a partire dai risultati delle indagini a disposizione per l'opera in esame, mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito.

Per eventuali approfondimenti, soprattutto per quanto riguarda le indagini storico-bibliografiche, si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto (Doc. Rif.[5]) e alle Schede Geotecniche (Doc. Rif.**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

4.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO

In corrispondenza dell'opera in esame sono disponibili i risultati delle indagini riassunte nella Tabella 4-1.

Tabella 4-1: Indagini geognostiche disponibili

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagini	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	Strum.ne installata
S – BF20 – C	Tecno-in C-2011	24+033.00	8.57	40.00	C (17.00) C (34.00)
CPTU – BF21 – C	Tecno-in C-2011	24+049.00	8.05	35.00	-

C (....) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
 TA (....) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);
 CH = sondaggio attrezzato per prova Cross-Hole

4.3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Le tabelle sottostanti riportano le unità litostratigrafiche individuate e la caratterizzazione stratigrafico – geotecnica, valutata a partire dal piano campagna riferito alla quota 8.57 m s.l.m. (corrispondente alla quota di boccaforo del sondaggio S-BF20-C).

Tabella 4-2: Unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell'opera in esame

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
1	Limo - Limo sabbioso – Argilla limosa – Argilla di color nocciola /ocra
1a	Intercalazioni di sabbia limosa o sabbia di color nocciola /ocra
2	Argilla limosa o Debolmente limosa / Limo argilloso o debolmente argilloso - sabbioso- Color grigio
2a	Intercalazioni di sabbia limosa o sabbia di color grigio
3	Argilla limosa o Limo argilloso con Torba

Tabella 4-3: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Profondità (Q.A. p.c.: 8.57 m slm)	Unità (-)	z_w (m)	N_{spt} (colpi)	V_s (m/s)	γ_n (kN/m ³)	D_r (%)	$\varphi' (*)$ (°)	$c' (*)$ (kPa)	$c_u (*)$ (kPa)	G_0 (MPa)	E_{25} (MPa)	M (MPa)
0-1.60	1	1.80	-	-	19	-	22-25	5	50	-	-	6.0
1.60-2.40	1a	1.80	7	-	19	55	35	0	-	-	6	
2.40-3.00	1	1.80	9	-	19	-	22-25	0	20-50	-	-	2.4-6.0
3.00-3.70	1a	1.80	-	-	19	55	35	0		-	7	
3.70-10.80	1	1.80	7-19	-	19.5	-	22-25	5	(20÷70)- (20÷130)	-	-	(2.4÷8.4)- (2.4÷15.6)
10.80-12.20	1a	1.80	12	-	19	40-55	34-36	0		-	10-15	-
12.20 – 15.50	1	1.80	12	-	19.5	-	23	10	50-80	-	-	6.0-9.6
15.50 – 18.00	2a	1.80	18-20	-	19	40÷55	34÷36	0	-	-	15	-
18.00 – 24.50	2	1.80	-	-	19.5	-	-	0	40-70	-	-	4.8-8.4
24.50 – 40.00	2	1.80	6-11-25	-	19.5	-	22-25	0	50-90	-		6.0-10.8

Il significato dei simboli viene riportato nella tabella successiva:

Tabella 4-4: Legenda

NOTA: - intervallo di valori;

÷ linearmente variabile.

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m slm);

z_w = profondità falda da p.c. (m) (minima soggiacenza risultata);

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30cm)(se presente);

V_s = velocità onde di taglio (m/s) (se eseguita prova Cross Hole);

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

D_r = densità relativa (%);

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a

contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità;

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio ($^{\circ}$);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

c_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa) (se eseguita prova Cross Hole);

E_{25} = modulo elastico operativo E_{25} corrispondente ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25% (MPa);

M = valore del modulo edometrico (MPa).

4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA

Per quanto riguarda la falda, si fa riferimento alle letture nelle verticali d'indagine S-BF16-A, che si trovano in prossimità dell'opera, le quali indicano una soggiacenza minima che si attesta mediamente a circa 1.8 m da p.c.; si veda in proposito la tabella seguente. Nelle verifiche riportate in questo documento, la falda in ogni caso è stata assunta, cautelativamente, al piano di posa delle fondazioni.

Tabella 4-5: Letture in foro

Verticali d'indagine	Quota boccaforo (m s.l.m.)	Livello di falda (m da p.c.)
S-BF20-C	8.57	1.50
CPTU-BF21-C	8.05	1.50

4.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa (Doc. Rif. [1]), è basata sulla stima dei valori della velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{S,30}$ o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ entro i primi 30 m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30 m di profondità $C_{U,30}$ (per terreni a grana fina).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 del Doc. Rif. [1], l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria D**, ossia *“Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m”*.

5. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

5.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per le fondazioni nel Doc. Rif. [1] e successiva circolare esplicativa (Doc. Rif. [2]).

Le verifiche sono state eseguite in condizioni statiche ed in condizioni sismiche adottando sia l'Approccio 1 che l'Approccio 2 nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione, e degli stati limite di esercizio (SLE), volti a verificare il soddisfacimento dei requisiti prestazionali dell'opera.

5.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. Rif. [1], 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).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [1]})$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche, quest'ultima relativamente a verifiche strutturali.

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 - Tabella 5-1), per i parametri geotecnici (M1 e M2 - Tabella 5-2) e per le resistenze (R1, R2 e R3 - Tabella 5-3).

Tabella 5-1: Coefficienti parziali sulle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{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 completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 5-2: Coefficienti parziali sulle caratteristiche meccaniche dei terreni

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0

Tabella 5-3: Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3) (Tab. 6.4.1 Doc.Rif. [1])

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	γ_R	1.0	1.8	2.3
Scorrimento	γ_R	1.0	1.1	1.1

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par.7.11.1 del Doc. Rif.[1]).

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif.}[1])$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione, e C_d è il 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.

5.3 FONDAZIONI SU PALI

L'approccio progettuale "*Approccio 1*" prevede due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

- la prima combinazione (STR), per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo (A1), è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere che interagiscono con il terreno,
- la seconda combinazione (GEO), per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo (A2), è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Per entrambe le combinazioni i coefficienti parziali sui materiali (M1) sono identici, mentre sulle resistenze (R1) e (R2) sono definiti specificatamente in funzione della differente combinazione.

Sinteticamente le verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando:

Approccio 1:

- Combinazione 1 (STR): $A1 + M1 + R1$
- Combinazione 2 (GEO): $A2 + M1 + R2$

tenendo conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC (Doc. rif. [1]) e riportati nella Tabella 5-5.

Dall'altro lato, l'approccio progettuale "Approccio 2" prevede una sola combinazione di gruppi di coefficienti:

- si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo (A1+M1+R3)

Approccio 2:

- Combinazione: $A1 + M1 + R3$

tenendo conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC (Doc. rif. [1]) e riportati nella Tabella 5-5.

5.3.1 Verifiche di sicurezza

Come riportato al par. 6.4.3.1 della Normativa di riferimento (Doc. Rif.[1]), per le opere di fondazione su pali, sono state prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi in campo statico e in campo sismico (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE):

- SLU di tipo Geotecnico (Comb. GEO), relative a condizioni di:
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione (la verifica del collasso per carico limite nei confronti dei carichi assiali è condotta confrontando la massima azione di compressione agente in testa al palo E_d con la resistenza di progetto a compressione del palo singolo $R_{c,d}$; la massima azione E_d agente sui singoli pali è determinata mediante

- un'analisi di gruppo della palificata con il codice di calcolo Group a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale);
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione (la verifica del collasso per carico limite nei confronti dei carichi assiali di trazione è condotta confrontando la massima azione di trazione agente in testa al palo E_d con la resistenza di progetto a trazione del palo singolo $R_{t,d}$; la massima azione E_d agente sui singoli pali è determinata mediante un'analisi di gruppo con il codice di calcolo Group a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale);
 - SLU di tipo strutturale (Comb. STR), relative a condizioni di:
 - Verifica della resistenza strutturale dei pali (valutata confrontando le resistenze strutturali di progetto con la massima azione agente sui singoli pali tramite l'analisi del comportamento in gruppo dei pali a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale);
 - SLE relative a condizioni statiche e sismiche:
 - verifica dei requisiti prestazionali della fondazione (valutata mediante l'analisi del comportamento in gruppo dei pali con il codice di calcolo Group sempre a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale).

5.3.2 Resistenza caratteristica (R_k) di pali soggetti a carichi assiali

I calcoli della capacità portante dei pali con riferimento ad una analisi agli stati limite sono state condotte come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del gennaio 2008.

La resistenza caratteristica (R_k) del palo singolo può essere determinata mediante tre approcci distinti secondo quanto indicato nelle (NTC):

- a) da risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- b) da metodi di calcolo analitici a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici oppure con relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (CPT, SPT, pressiometriche, ecc.);
- c) da risultati da prove dinamiche di progetto su pali pilota.

Nelle verifiche condotte nel presente documento la resistenza caratteristica (R_k) è stata stimata adottando l'approccio "b".

Si è proceduto come di seguito descritto.

Caso b) con riferimento alle procedure analitiche di seguito illustrate, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è ottenuto come:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDI A}}{\xi_3}; \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

con: $R_{MEDI A}$ e R_{MIN} le resistenze calcolate e i fattori di correlazione ξ in funzione del numero di verticali indagate.

Qualora si abbiano a disposizione prove in sito continue (prova tipo CPT o DMT) o discontinue (SPT, pressiometriche, ecc.), ma con passi di campionamenti sufficientemente fitti da considerare una misura continua con la profondità, la stima della resistenza caratteristica è condotta secondo i seguenti passi:

- 1 per ogni verticale di indagine si calcola il profilo di resistenza con la profondità in funzione delle prove in sito e di laboratorio assumendo i valori medi a disposizione nella singola verticale
- 2 stima, tra quelli calcolati, del profilo di resistenza medio ($R_{MEDI A}$) e di resistenza minimo (R_{MIN});
- 3 la resistenza caratteristica R_k , a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDI A}}{\xi_3}; \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 5-4).

Qualora, invece, si abbiano a disposizione prove in sito o di laboratorio discrete si procederà secondo il seguente schema:

- 1 per ogni strato vengono scelti il valore medio e minimo tra tutti i valori a disposizione necessari per il calcolo del profilo di resistenza con la profondità;

- 2 stima del profilo di resistenza medio (R_{MEDIA}) e di resistenza minimo (R_{MIN}) adottando i parametri medi e minimi ottenuti al punto precedente;
- 3 la resistenza caratteristica (R_k), a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}; \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 5-4).

Tabella 5-4: Fattori di correlazione ξ (vedi tab. 6.4.IV NTC)

Numero prove di indagine	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

La resistenza di progetto R_d si ottiene applicando alla resistenza caratteristica R_k i coefficienti parziali γ_R indicati Tabella 5-5.

In seguito la resistenza di progetto R_d viene confrontata con le azioni assiali, di compressione o di trazione, provenienti dall'analisi della fondazione di pali al variare delle combinazioni di carico.

I criteri utilizzati per la stima delle curve di capacità portante a compressione e a trazione sono illustrati nei successivi paragrafi §5.3.2.2 e §5.3.2.3.

Tabella 5-5: Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali (vedi tab. 6.4. II NTC)

Resistenza		Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		γ_R	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2
Base	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale (compressione)	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale ⁽³⁾	γ_T	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale (trazione)	γ_{st}	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

⁽³⁾ – da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte da risultati di prove di carico di progetto.

5.3.2.1 Stima della resistenza di pali soggetti a carichi assiali

La portata limite (Q_{LIM}) del palo viene calcolata con riferimento all'equazione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i} \quad \text{compressione}$$

$$Q_{LIM} = Q_{L,LIM} = \gamma'_{cls} \left(\sum_i \Delta H_i \right) \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i} \quad \text{trazione}$$

dove:

$Q_{B,LIM}$ = portata limite di base;

$Q_{L,LIM}$ = portata limite laterale;

q_b = portata unitaria di base;

γ'_{cls} = peso di volume sommerso del calcestruzzo armato

A_B = area di base;

D_i = diametro del concio i^{mo} di palo;

ΔH_i = altezza del concio i^{mo} di palo;

$\tau_{LIM,i}$ = attrito laterale unitario limite del concio i^{mo} di palo.

Nel seguito vengono illustrati i criteri di dimensionamento convenzionale per i pali battuti (fondazioni strutture esistenti), e per i trivellati (fondazioni in ampliamento).

5.3.2.2 Pali trivellati

5.3.2.2.1 Portata di base

Per terreni coesivi, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata in base all'equazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v$$

dove:

c_u = coesione non drenata (kPa)

σ_v = tensione geostatica verticale totale (kPa)

I valori di q_b sono interamente mobilizzati ad una profondità critica z_c (Meyerhof, Sastry [1978]), secondo l'espressione $z_c = m \cdot D$, con D pari al diametro del palo e m variabile tra 4 e 8.

In accordo con le più recenti metodologie di calcolo, la valutazione della capacità limite di base per terreni granulari è condotta facendo riferimento non più alle condizioni di rottura bensì riferendosi ad una "portata critica", corrispondente ad una "condizione di servizio limite" basata su considerazioni di cedimenti ammissibili, ed in genere riferita all'insorgere di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione. Pertanto, si porrà $q_b = q_{cr}$, dove

q_{cr} = portata critica unitaria di base;

la portata critica è valutata in accordo con le indicazioni di Reese-Wright et al. [1978]:

$$q_{cr} = 0.0667 \cdot N_{SPT} \leq 4MPa$$

I valori di q_{cr} sono interamente mobilitati ad una "profondità critica" z_c come descritto sopra, con m variabile fra 4 e 21 secondo la Figura 5-1.

La costruzione dell'andamento della portata di base con la profondità in condizioni stratigrafiche particolari (pali che attraversano uno strato di terreno sciolto fino a

immorsarsi in uno strato compatto di base di notevole spessore, piuttosto che pali immorsati in uno strato compatto di base di modesto spessore sovrastante uno strato di terreno sciolto) è condotta in accordo alle indicazioni riportate in Figura 5-2.

Figura 5-1: $z_c/D = f(D_r)$ (Meyerhof [1976])

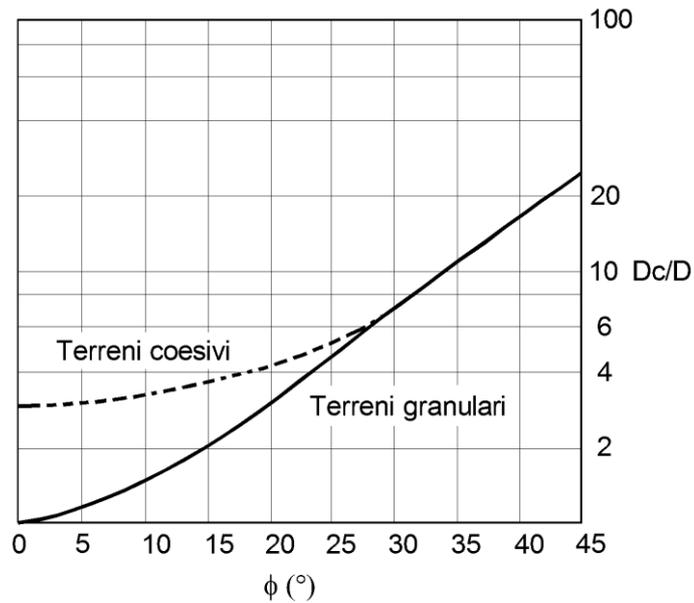
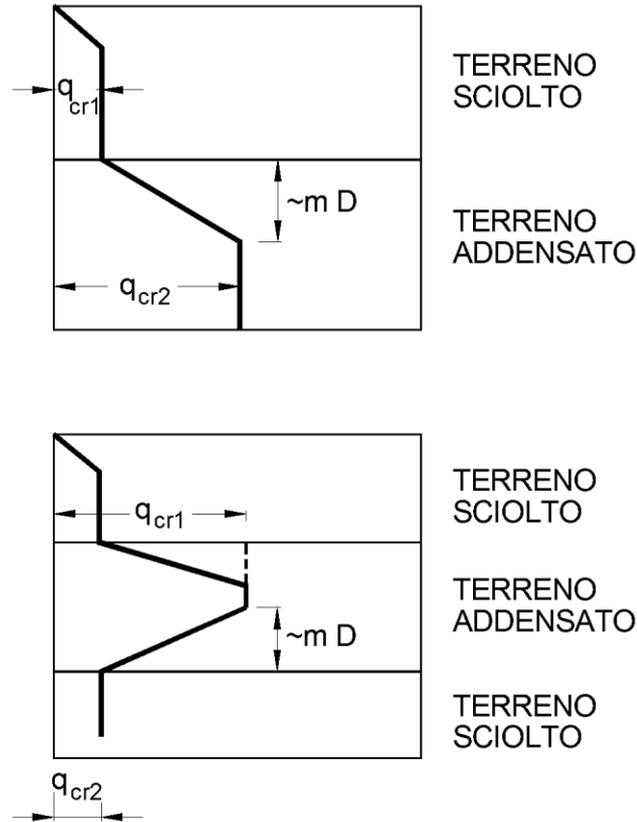


Figura 5-2: Portata di base - Terreni stratificati (Meyerhof [1976])



5.3.2.2.2 Attrito laterale

Per terreni coesivi, si utilizza l'equazione:

$$\tau_{LIM} = \alpha \cdot c_U \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

- α = coefficiente riduttivo (AGI [1984]) = 0.9 per $c_U \leq 25$ kPa,
- 0.8 per $25 < c_U \leq 50$ kPa,
- 0.6 per $50 < c_U \leq 75$ kPa,
- 0.4 per $c_U > 75$ kPa;

c_U = coesione non drenata (kPa).

I valori dell'attrito laterale limite in terreni granulari sono valutati mediante l'espressione:

$$\tau_{LIM} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\phi')$$

dove:

K = rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace;

σ'_v = pressione geostatica verticale efficace;

ϕ' = angolo d'attrito efficace.

Per pali trivellati si adotta [Reese – Wright (1977)]:

K = 0.7 in compressione

K = 0.5 in trazione

Deve essere comunque soddisfatta anche la seguente verifica:

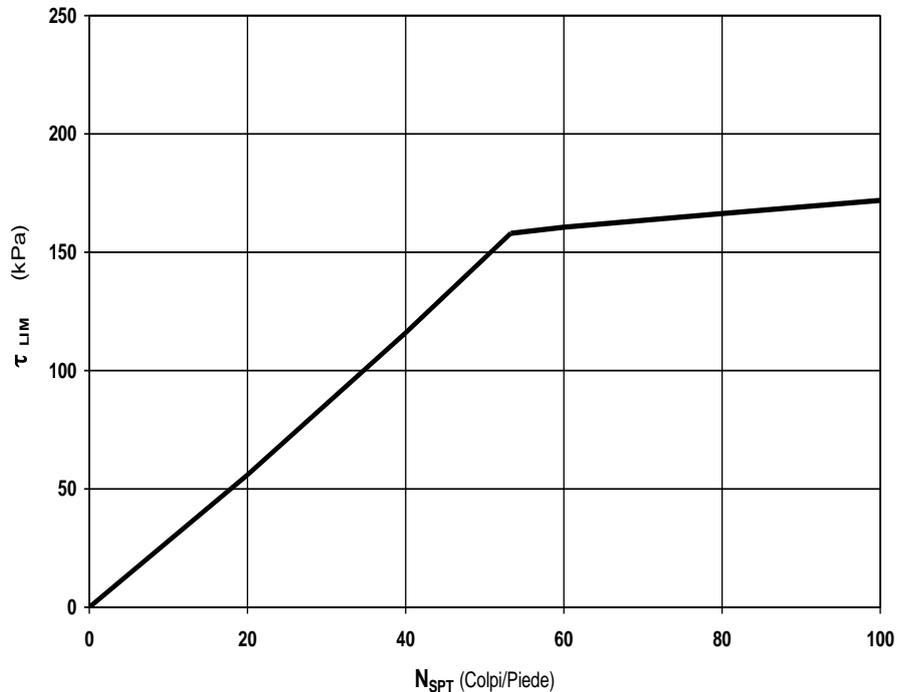
$$\tau_{lim} \leq \tau = f(N_{SPT})$$

dove:

N_{SPT} = numero di colpi/piede in prova SPT.

In Figura 5-3 è illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della τ_{lim} ed il valore di N_{SPT} .

Figura 5-3: Terreni granulari - $\tau_{LIM} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese [1977])



5.3.2.3 Pali battuti

5.3.2.3.1 Portata di base

La portata unitaria limite di base ($q_{b,lim}$) è valutata in accordo alle indicazioni del Metodo Olandese [NEN 6743], a partire dai valori di resistenza alla punta (q_c) ottenuti da prove penetrometriche statiche (CPT). I dati di ingresso sono rappresentati dai valori di q_c medi per ogni singolo strato, dedotti direttamente dalle prove CPT o ricavati indirettamente dal numero di colpi/piede (N_{SPT}) in prova penetrometrica dinamica; in quest'ultimo caso, i valori delle resistenze alla punta q_c sono ottenuti attraverso l'introduzione di un opportuno coefficiente di correlazione.

In accordo al "metodo olandese", il valore di $q_{b,lim}$ è ottenuto mediante l'espressione seguente:

$$q_{b,lim} = 0.5 \cdot \left(\frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} + q_{c3} \right)$$

dove

- q_{c1} minimo valore risultante dall'espressione seguente

$$q_{c1} = \frac{\sum q_c \cdot \Delta h}{\sum \Delta h}$$

estesa ad una profondità sotto la base del palo variabile tra $0.7D_e$ e $4D_e$, dove D_e è il diametro del palo;

- q_{c2} valore medio di q_c nel tratto compreso fra la base del palo e la profondità $7D_e$ sotto la base del palo; tale valore non può superare q_{c1} ;
- q_{c3} valore medio di q_c in un tratto di $8D_e$ al di sopra della base del palo, trascurando tutti i valori superiori a q_{c2} ;
- D_e diametro della sezione del palo in corrispondenza della base.

5.3.2.3.2 Attrito laterale

Terreni granulari

Sono state adottate le correlazioni proposte da Nordlund [1963], Tomlinson [1977] e da Meyerhof [1976]:

Nordlund [1963] - Tomlinson [1977] :

$$\tau_{LIM} = K_\delta \cdot C_f \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg} \delta \leq f_L$$

dove:

K_δ rapporto tra pressione orizzontale e verticale efficace in prossimità del palo (Figura 5-4), e funzione di:

- angolo di attrito del terreno,
- volume di terreno spostato dal palo durante l'infissione,
- forma del fusto del palo (cilindrico, troncoconico);

C_f fattore di correzione per K_δ per δ diverso da ϕ (Figura 5-5);

σ'_v pressione geostatica verticale efficace (è limitata al valore corrispondente alla profondità $z=25D_e$; D_e , diametro del palo);

δ angolo di attrito tra palo e terreno = $0,75 \phi' \div 1,00 \phi'$ (*pali infissi, pali infissi esistenti*);

f_L valore limite dell'attrito laterale unitario limite.

Meyerhof-a [1976] :

$$\tau_{LIM} = K \cdot \sigma'_v \cdot \operatorname{tg} \delta \leq f_L$$

dove:

K rapporto tra pressione orizzontale e verticale efficace in prossimità del palo (Figura 5-6), funzione di:

- angolo di attrito del terreno,
- volume di terreno spostato dal palo durante l'infissione,
- forma del fusto del palo (cilindrico, troncoconico).

I valori di τ_{lim} e f_L ottenuti dalle correlazioni sopra riportate, facendo riferimento alla Figura 5-4÷Figura 5-8 relative a pali "a compressione", sono stati ridotti del 30% in accordo alle indicazioni di Meyerhof [1976] per i pali "a trazione".

Il valore di f_L è stato ottenuto mediando i valori proposti da Tomlinson (Figura 5-7), da Meyerhof-a (Figura 5-8) e quelli ottenuti dall'applicazione delle correlazioni sotto riportate. Considerato che ai valori di f_L proposti da Tomlinson sono associati valori del coeff. di sicurezza $F_S=2$, i valori di f_L di Figura 5-7 sono stati decrementati del rapporto 1/2, per omogeneità con le altre correlazioni e i coefficienti di sicurezza qui proposti.

Per tutte le correlazioni si è posto $f_{L,max}$ pari a 150 kPa in compressione, e a 107 kPa in trazione.

Meyerhof-b [1976]:

$$f_L = N_{SPT}/50 \text{ (MPa)}$$

Vesic [1977] :

$$f_L = 14.4 \cdot 10^\beta \text{ (kPa)}$$

$$\beta = 1.8 \cdot D_R^4$$

D_R = densità relativa (decimali)

De Beer [1985] :

$f_L = q_c/200$ (MPa)

q_c = resistenza alla punta in prova penetrometrica statica (MPa)

Figura 5-4: $\phi = 35^\circ$ - valori di K_δ in funzione della conicità del palo e del volume di terreno spostato durante l'infissione

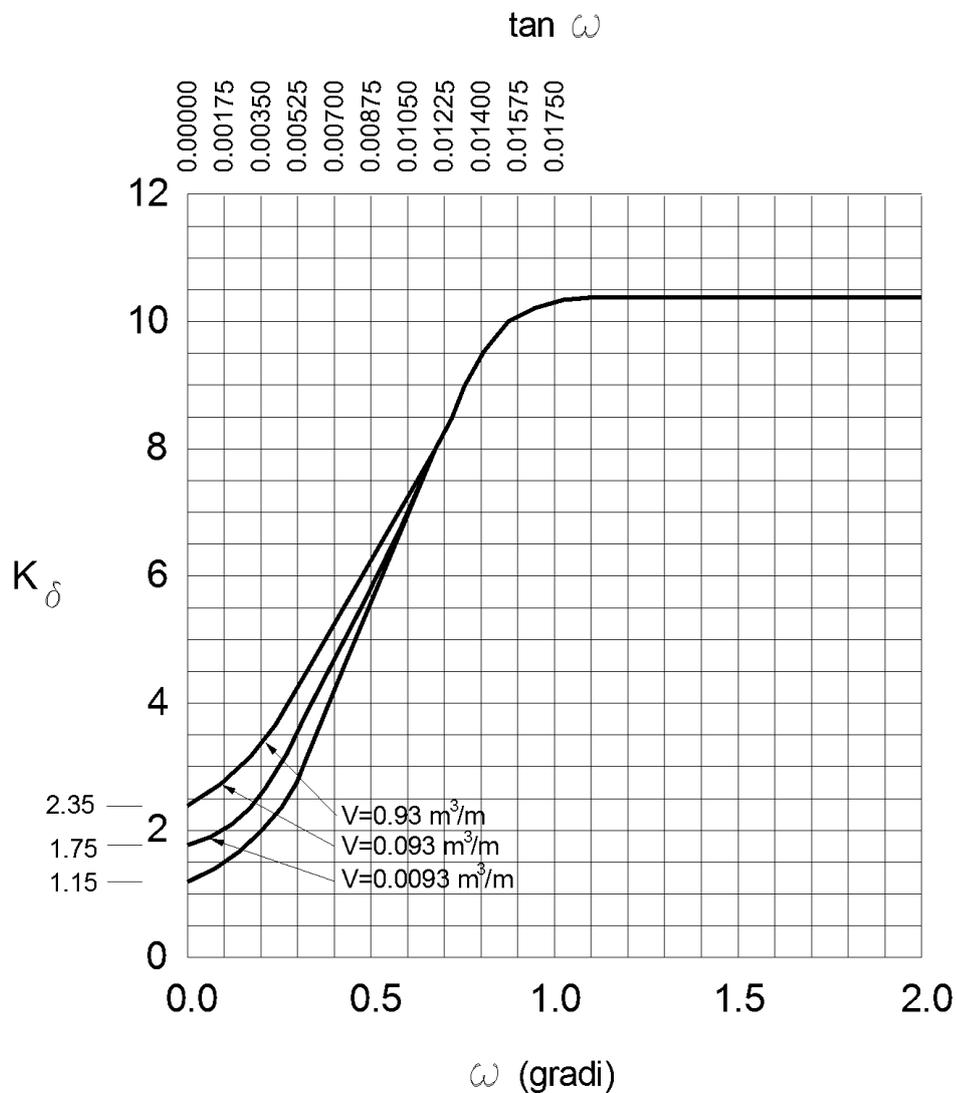


Figura 5-5: Valore del fattore correttivo C_f in funzione del rapporto δ/ϕ' e ϕ' .

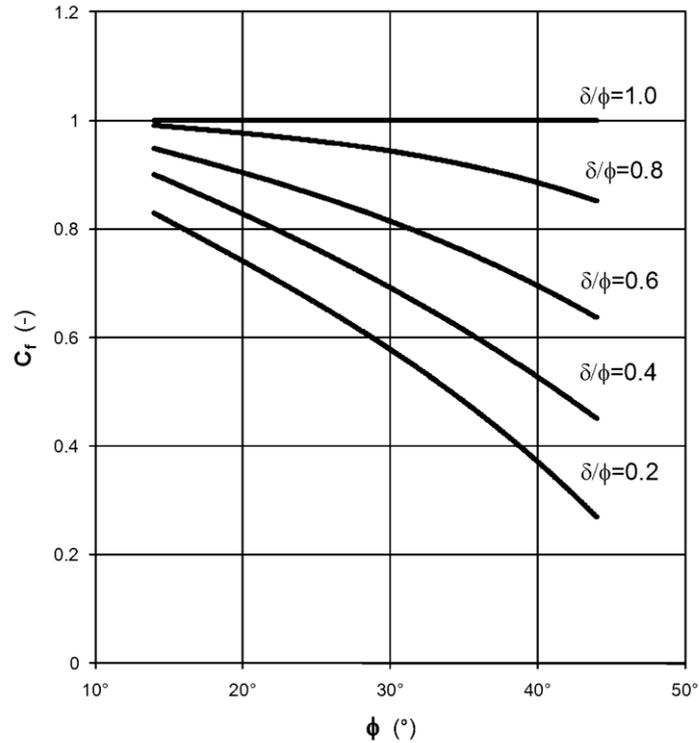


Figura 5-6: K in accordo a Meyerhof [1976]

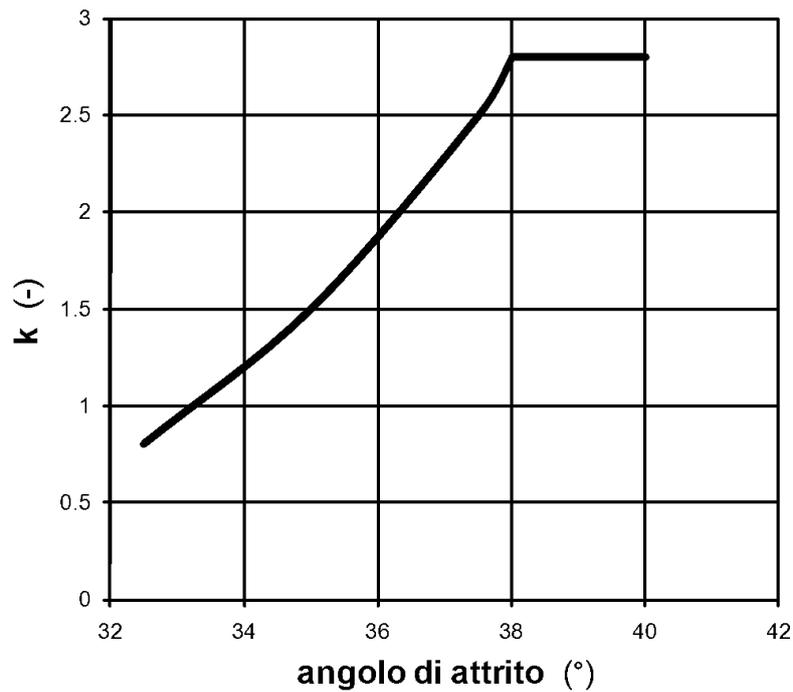


Figura 5-7: f_L in accordo a Tomlinson [1977]

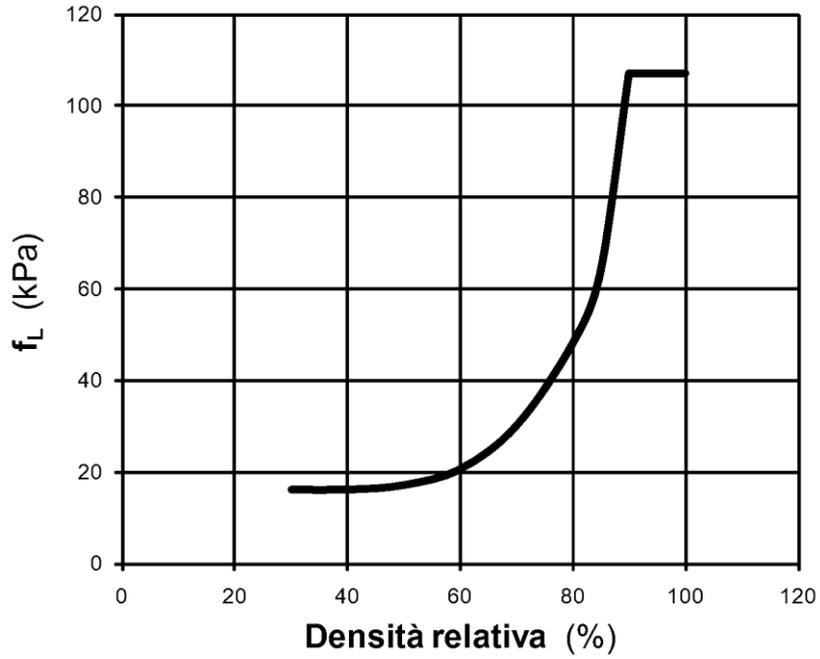
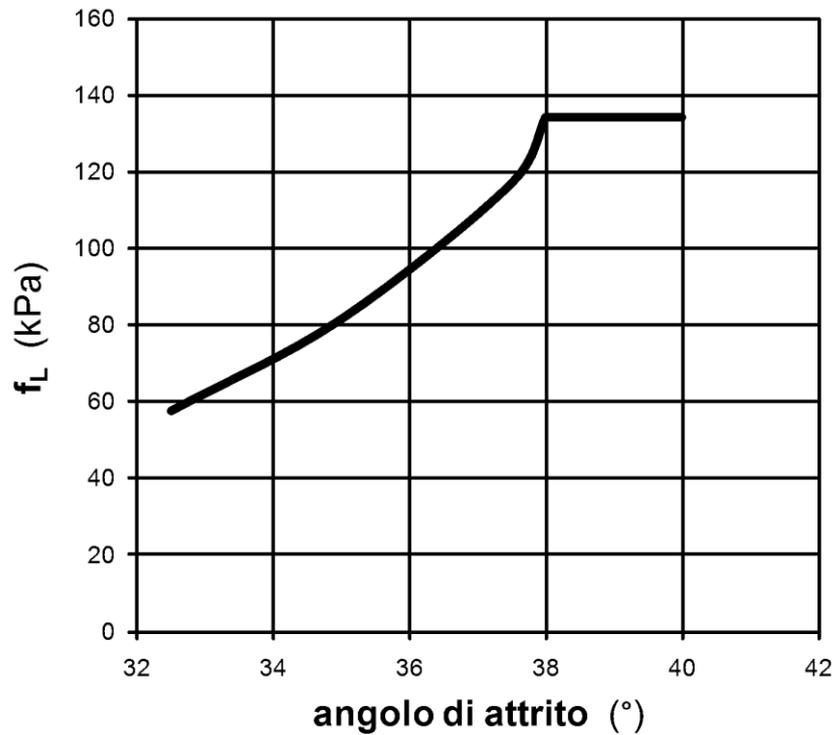


Figura 5-8: f_L in accordo a Meyerhof [1976]



Terreni coesivi:

$$\tau_{LIM} = \alpha \cdot c_u$$

dove:

α coefficiente moltiplicativo

c_u coesione non drenata (kPa)

Pali soggetti a compressione

$$\tau_{LIM} \quad \leq 120 \text{ kPa}$$

α = 1.28 per $c_u \leq 25$ kPa,
 = 1.13 per $25 < c_u \leq 50$ kPa,
 = 0.85 per $50 < c_u \leq 75$ kPa,
 = 0.57 per $c_u > 75$ kPa.

In alternativa sono stati utilizzati i coefficienti α delle norme API:

α = 1.00 per $c_u \leq 25$ kPa,
 = $1.00 \div 0.50$ per $25 < c_u \leq 75$ kPa,
 = 0.50 per $c_u > 75$ kPa.

Pali soggetti a trazione

$$\tau_{LIM} \quad \leq 100 \text{ kPa}$$

α = 0.9 per $c_u \leq 25$ kPa,
 = 0.8 per $25 < c_u \leq 50$ kPa,
 = 0.6 per $50 < c_u \leq 75$ kPa,
 = 0.4 per $c_u > 75$ kPa.

5.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

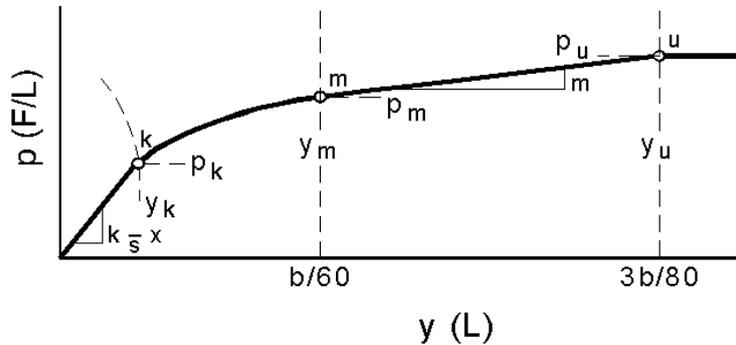
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante curve p-y. Le curve p-y, che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

Reese, Cox e Koop (1975)	per sabbie
Welch e Reese (1975)	per argille tenere sotto falda
Reese, Cox e Koop (1975)	per argille dure sotto falda
Reese-Welch (1972)	per argille dure sopra falda

Il programma permette di scegliere tra uno dei modelli sopra esposti.

I metodi di calcolo sono descritti sinteticamente nelle pagine seguenti con riferimento sia a carichi statici sia a carichi ciclici.

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



1- calcolo di $p = \min(p_{u1}; p_{u2})$

$$p_{u1} = \gamma \cdot z \cdot \frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} \cdot A_1 + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D \cdot A_3 + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha \cdot A_3^2) +$$

$$+ \gamma \cdot z \cdot [K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) \cdot A_1 - K_a \cdot D]$$

$$p_{u2} = K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^2 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

$$A_1 = (4 \cdot A_2^3 - 3 \cdot A_2^2 + 1)$$

$$A_2 = (\tan \beta \cdot \tan \delta) / (\tan \beta \cdot \tan \delta + 1)$$

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

- p_u resistenza laterale unitaria ultima
- y spostamento orizzontale
- γ peso di volume efficace
- z profondità da p.c.
- K_0 coefficiente di spinta a riposo
- ϕ angolo di attrito
- $\beta = 45 + \phi/2$
- $\alpha = \phi/2$
- D diametro del palo
- $K_a = \tan^2(45 + \phi/2)$
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

2- calcolo di $p_u = A_i \cdot p$

3- calcolo di $p_m = B_i \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

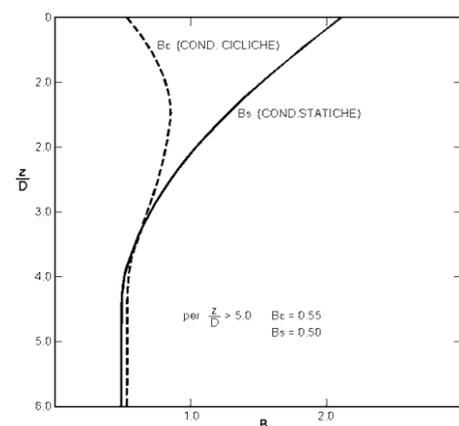
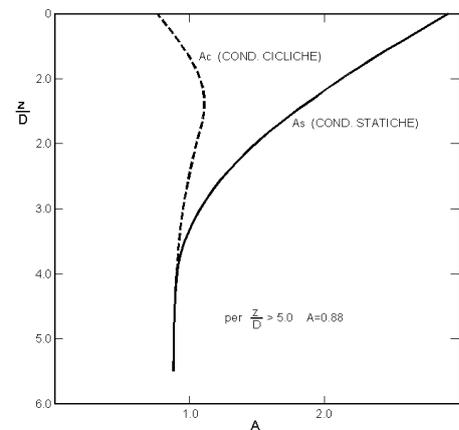
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

$$p = C \cdot y^{1/n}$$

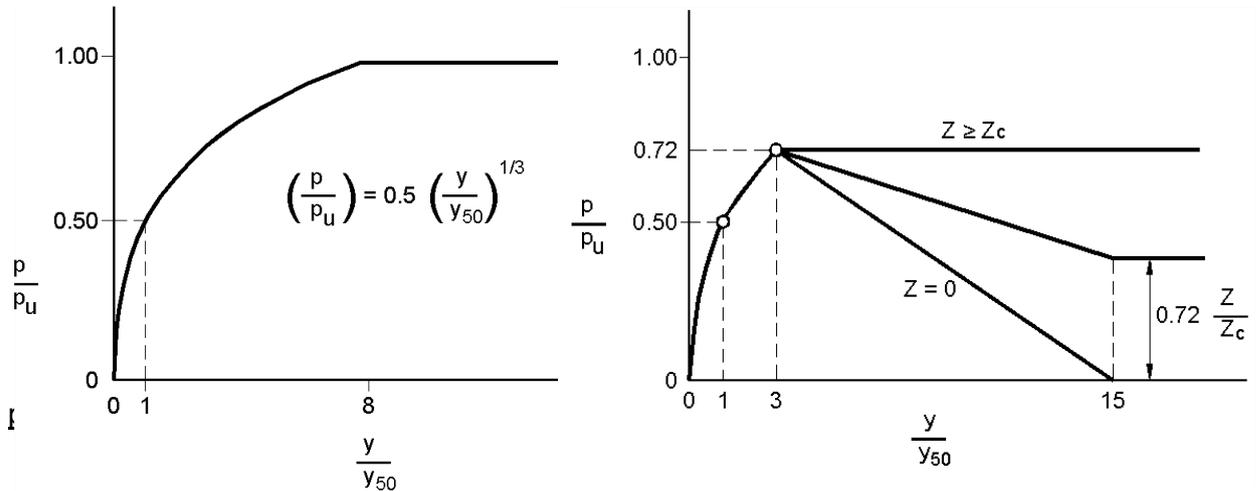
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

$$C = p_m / (y_m)^{1/n}$$



Modello Welch e Reese (1975) per argille tenere sotto falda



$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min(p_{u1}; p_{u2})$$

$$p/p_u = 0.5 (y/y_{50})^{1/3}$$

$$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D$$

dove:

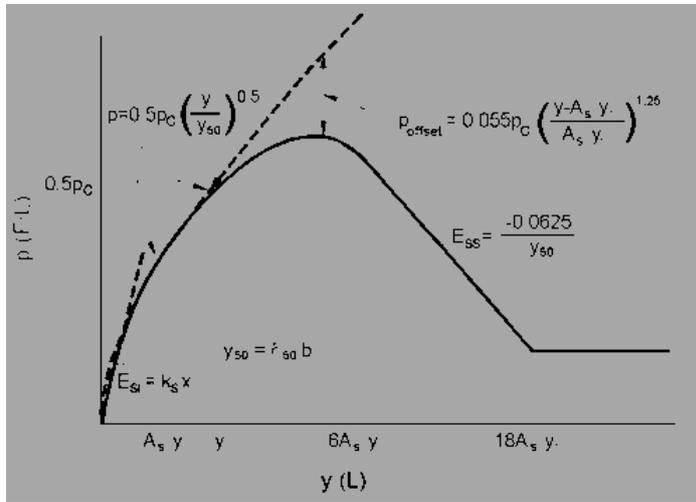
- p_u resistenza laterale unitaria ultima
- σ' pressione geostatica verticale efficace alla quota z
- c_u coesione non drenata
- z profondità da p.c.
- D diametro del palo
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale
- y spostamento orizzontale
- y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u$
- ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

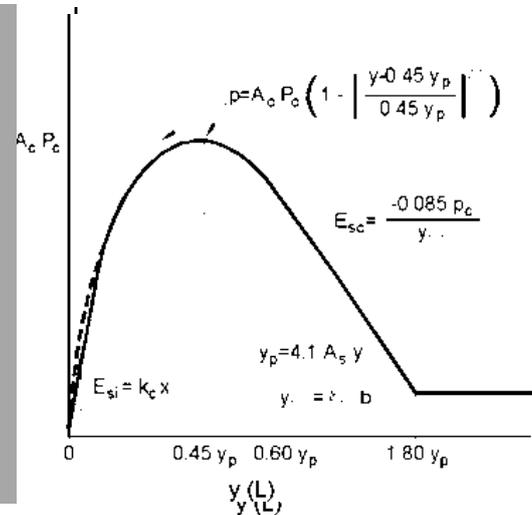
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

$$\gamma' = \text{peso di volume efficace}$$

Modello Reese, Cox e Koop (1975) per argille dure sotto falda



Carichi statici



Carichi ciclici

$$p_{u1} = (3 c_u D + \sigma' D + 2.83 c_u z)$$

$$p_{u2} = 11 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$$

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace alla profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

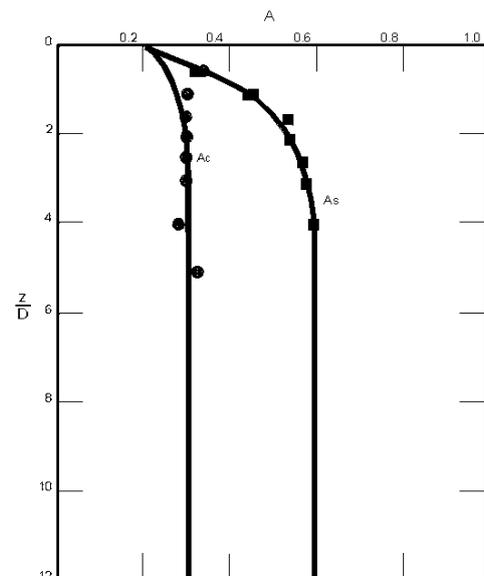
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p = 0.5 p_u$

ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

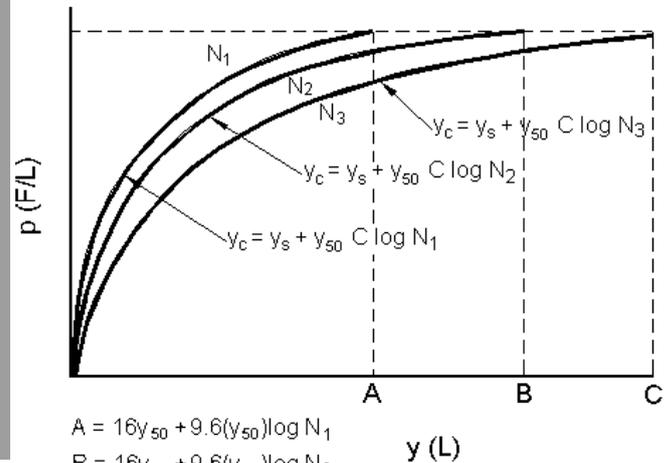
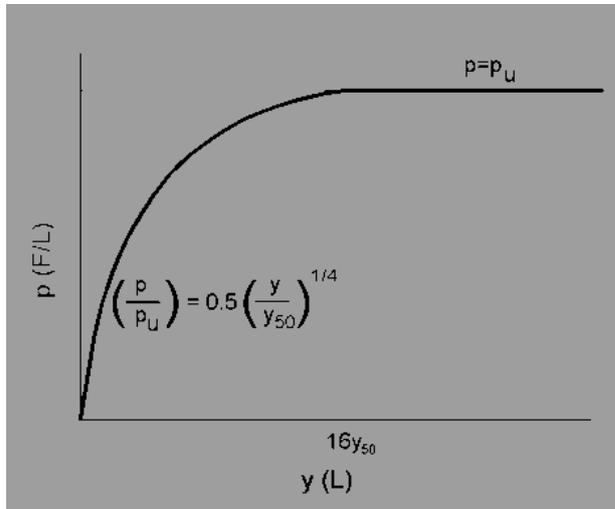
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



Modello Welch-Reese (1972) e Reese-Welch () per argille dure sopra falda



$$\begin{aligned}
 A &= 16y_{50} + 9.6(y_{50}) \log N_1 \\
 B &= 16y_{50} + 9.6(y_{50}) \log N_2 \\
 C &= 16y_{50} + 9.6(y_{50}) \log N_3
 \end{aligned}$$

Carichi statici

$$p_{u1} = [3c_u D + \gamma' D z + 2.83c_u z] \alpha$$

$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u (= 2.5 \varepsilon_{50} D)$

ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

5.3.4 Analisi della palificata

L'analisi della palificata è stata condotta con il programma di calcolo GROUP 6.0, prodotto da Ensoft Inc, che consente di analizzare il comportamento di un gruppo di pali sottoposto a sollecitazioni assiali, di taglio e momento.

Il programma consente di definire sia un modello bidimensionale, utilizzabile dove tale semplificazione risulti accettabile, sia tridimensionale. E' possibile schematizzare pali verticali o inclinati, e si possono assumere vincoli del tipo a incastro, a cerniera o elastici tra la testa del palo e la fondazione. Il calcolo della palificata viene condotto ipotizzando che il plinto di fondazione sia infinitamente rigido.

Dove non diversamente specificato dall'utente, il programma è in grado di generare internamente curve di risposta non lineare del terreno, carico – cedimento (curve t-z) per condizioni di carico assiale, torsione – rotazione ($M - \theta$) per condizioni di carico torsionali, e carico orizzontale – spostamento orizzontale (curve p-y) per carichi orizzontali.

In particolare, per le curve p-y relative a carichi orizzontali, vengono utilizzate le correlazioni riportate nel paragrafo precedente.

Per quanto riguarda le curve carico – cedimento relative a condizioni di carico assiale, il programma genera internamente, in base alla natura del terreno, le curve di trasferimento del carico assiale in funzione dello spostamento verticale del palo; tali curve sono implementate sulla base di dati ricavati da numerosi studi effettuati su pali strumentati, realizzati in terreni di diversa natura.

L'effetto gruppo può essere simulato dal programma mediante la definizione di coefficienti riduttivi che intervengono sia sulle curve carico cedimento del palo, sia sulle curve p-y.

6. METODI PER LA VALUTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO SISMICO DELLE SPALLE.

L'applicazione della Normativa vigente (riferimento [1] e successivo [2]) evidenzia, spesso, l'inadeguatezza delle fondazioni esistenti a sostenere sollecitazioni sismiche di verifica. Questo può accadere per motivi "geotecnici", per esempio per inadeguata capacità portante di pali o fondazioni dirette, eccessiva eccentricità di carico, fino al ribaltamento o inadeguato margine di sicurezza allo scivolamento di fondazioni dirette; più spesso ciò accade per motivi "strutturali", per esempio a causa dell'inadeguatezza dell'armatura nei pali.

Un caso particolare è fornito dalle spalle di ponte, a causa della preponderanza dei carichi orizzontali asimmetrici dovuti alle spinte delle terre, ma anche grazie alla possibilità di potere intervenire con rinforzi o consolidamenti a monte e/o valle della struttura stessa.

Nel caso in cui le fondazioni delle spalle esistenti siano soggette, durante la fase sismica, ad elevati sollecitazioni, è possibile infatti prevedere un intervento di consolidamento mediante la messa in opera di un sistema passivo costituito da setto disposto lungo l'asse autostradale (direzione spinta terreno) e collegato per mezzo di una trave, a tergo, al paramento della spalla sotto lo spiccato paraghiaia. Il setto è generalmente costituito da pali trivellati o, quando fattibile, ricavato dalle berlinesi provvisorie realizzate per gli scavi necessari all'ampliamento delle strutture delle spalle.

Tale sistema, "assorbendo" con la propria resistenza parte della spinta orizzontale agente sulla spalla in fase sismica, consente un "alleggerimento" dei carichi agenti in fondazione. I minori carichi che giungono in tal modo in fondazione consentono un miglioramento sia per quanto riguarda le verifiche strutturali, sia per quanto riguarda il fattore di sicurezza F_s nei confronti dei carichi applicati alle fondazioni nelle varie condizioni di carico.

Nel seguito vengono indicate le modalità utilizzate per determinare l'azione di tiro agente sul sistema di pali nelle diverse combinazioni di carico, in funzione della rigidità sia del ritegno stesso, che della spalla e della sua fondazione.

6.1 VALUTAZIONE DEL TIRO DI LAVORO NEL SISTEMA DI RITEGNO SISMICO.

La previsione del comportamento d'interazione del sistema, nelle varie combinazioni di carico, viene eseguita applicando un metodo del tipo "a curve caratteristiche", tenendo conto dell'effettiva interazione tra spalla e ritegno sismico (pali o micropali), assicurando la congruenza degli spostamenti attesi.

Più nel dettaglio, ipotizzando di intervenire sulla spalla solidarizzando a tergo una serie di micropali o pali trivellati disposti allineati lungo l'asse autostradale, note:

- la tipologia, geometria e la tecnica di esecuzione dell'intervento di consolidamento;
- la natura e la caratterizzazione geotecnica dei terreni;

è possibile tracciare una curva di rigidità dell' ancoraggio (*soggetto a carichi orizzontali*) sul piano δ_h, T , dove:

δ_h = spostamento orizzontale della testa dei pali (considerato orizzontale);

T = tiro unico del cavalletto, al m di paramento.

In particolare, al variare di T, mediante il codice di calcolo GROUP, in grado di generare internamente curve di risposta non lineare del terreno carico orizzontale – spostamento orizzontale (curve p-y) per carichi orizzontali (correlazioni riportate nel paragrafo 5.3.3) si ricavano gli spostamenti δ_h , entro i limiti del comportamento elastico, propri della coppia di pali di diametro "D", lunghezza "L" e interasse interno "I".

A seguito del calcolo, le verifiche di resistenza dei singoli elementi del ritegno, nei confronti delle azioni di carico assiali generatesi, sono condotte secondo quanto indicato nelle (NTC) ed esposto nel capitolo 5 Criteri di Verifica e di calcolo.

Successivamente, note le sollecitazioni agenti in fondazione per ogni combinazione di carico, è possibile determinare una curva di rigidezza della struttura nel modo di seguito descritto.

La spalla esistente, per effetto dei soli carichi permanenti, subisce una traslazione rigida orizzontale (δ_o) ed una rotazione rigida (θ_o); in questo caso, indicando con h_{rit} la distanza verticale tra l'intradosso della fondazione e la quota della trave di collegamento ritegno/spalla (*spiccato del paraghiaia*), lo spostamento orizzontale della spalla in corrispondenza del punto di applicazione del tiro risulta:

$$\delta_{o,htir} = \delta_o + h_{rit} \tan(\theta_o)$$

Ipotizzando di solidarizzare il ritegno quando sulla struttura agiscono i soli carichi permanenti, per diverse combinazioni di carico di progetto (stato limite di esercizio, stato limite ultimo o sisma), è possibile costruire per punti le curve di rigidezza della fondazione in presenza di una generica azione di tiro di consolidamento, agente alla specificata altezza da intradosso fondazione (h_{rit}).

Considerando infatti il caso in cui la spalla sia soggetta, ad esempio, alle sollecitazioni derivanti dal sisma, si possono calcolare i valori di sollecitazioni di taglio e momento agenti in fondazione, per ciascun i -esimo ipotetico valore T_i dell'azione agente nei ritegni disposti ad altezza h_{rit} .

Si avrà infatti:

$$N_i = N$$

$$H_i = H - T_i$$

$$M_i = M - (h_{rit} \circ T_i)$$

dove N_i , H_i , M_i sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione nella i -esima ipotesi di efficacia di tiro del sistema, mentre N , H ed M sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione in assenza di consolidamento.

Tali sollecitazioni (N_i , H_i , M_i) danno luogo ad uno spostamento orizzontale (δ_i) e ad una rotazione della fondazione (θ_i). Per effetto di tali spostamenti, in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti, lo spostamento orizzontale della spalla risulterà pari a:

$$\delta_{i,htir} = \delta_i + h_{rit} \tan(\theta_i)$$

La Figura 6-1 mostra l'esempio del metodo ora illustrato; il punto di intersezione tra le curve di rigidezza del ritegno, e la curva di rigidezza della fondazione, determinato come descritto sopra, verifica la congruenza degli spostamenti ed indica il tiro a cui è soggetto il ritegno nella specifica condizioni di carico analizzata.

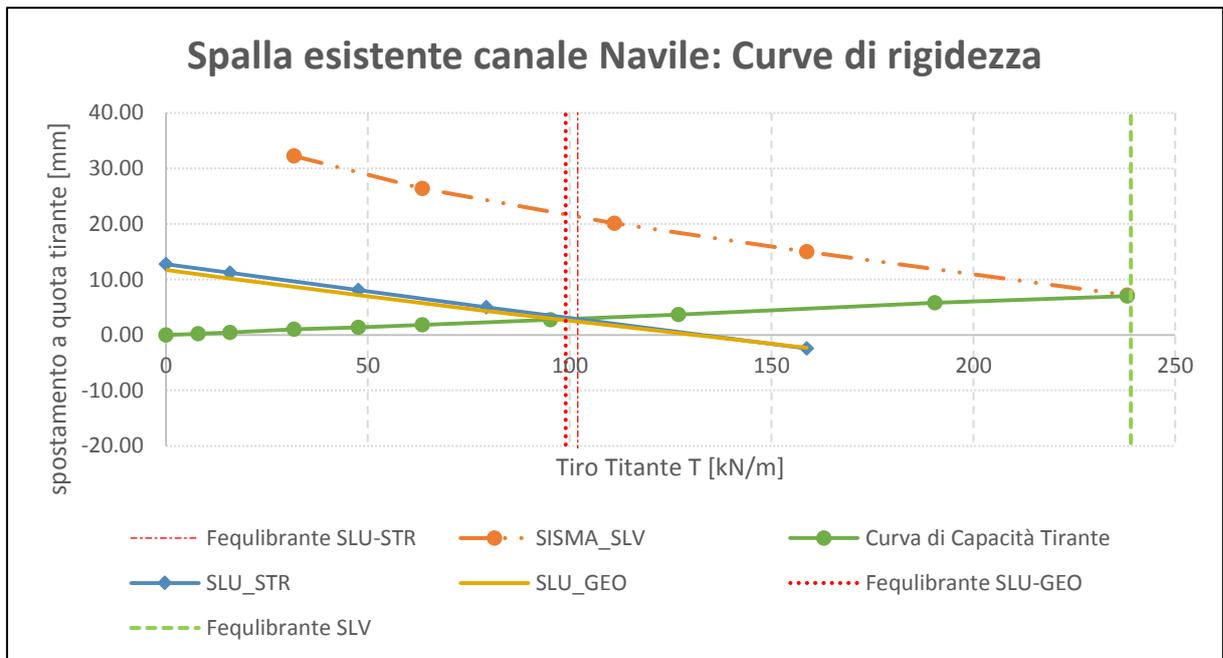


Figura 6-1. Curva di interazione tra spalla e micropali passivi – comportamento fondazione spalla lineare

7. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il Ponte sul Canale Navile è un'opera a tre campate sostenuta da spalle e pile attestata su fondazioni profonde. L'opera è disposta con obliquità nulla rispetto l'asse longitudinale autostradale.

Le fondazioni esistenti delle spalle sono realizzate con pali trivellati di diametro $\varnothing 450\text{mm}$ e lunghezza pari a 22.0 m; le fondazioni esistenti delle pile sono invece realizzate con pali trivellati di grande diametro $\varnothing 1000\text{mm}$ e lunghezza pari a 35.8 m.

Nelle spalle i pali sono disposti a quinconce non regolari, così come illustrate nella Figura 7-1, per un totale di n°56 pali (per spalla); l'interasse dei pali è pari 1.13 m. Le spalle risultano giuntate in mezzeria.

Nelle pile, anch'esse giuntate in mezzeria, i pali sono disposti su di un'unica fila ad interasse pari a 3.9 m, così come illustrato in Figura 7-1.

Le fondazioni della parte in allargamento delle spalle e delle pile saranno profonde su pali trivellati di grande diametro ($\varnothing 1000\text{mm}$ nelle spalle e $\varnothing 1200\text{mm}$ nelle pile). Le spalle in ampliamento sono state previste passanti.

Le lavorazioni di ampliamento delle spalle esistenti prevedono di operare in modo da lasciare il corpo spalla esistente e la parte nuova, strutturalmente e fisicamente indipendenti, per quanto riguarda i carichi permanenti. La solidarizzazione dei due corpi spalla avverrà solo dopo il montaggio dell'impalcato e la realizzazione del rinterro. Operando in tale modo si garantisce che la spalla esistente non venga sovraccaricata da eventuali distorsioni della spalla di nuova realizzazione (dovuti a cedimenti / rotazioni / traslazioni) durante le operazioni di rinterro e posa dell'impalcato.

Nei confronti dei carichi accidentali, si assume che i due corpi spalla siano strutturalmente indipendenti (nonostante la solidarizzazione tramite giunto) a seguito delle rigidezze comparabili.

Le spalle esistenti saranno rafforzate mediante un sistema passivo costituito da n. 3 pali trivellati disposti in serie e collegati a tergo, mediante trave, al paramento della spalla.

Razionalizzando le fasi esecutive e le deviazioni di traffico necessarie alle operazioni di adeguamento degli appoggi dell'impalcato e di rifacimento del paraghiaia, il rinforzo sismico verrà eseguito direttamente dal piano autostradale.

Tale adeguamento, assorbendo già in fase di esercizio parte della spinta orizzontale, consente un alleggerimento dei carichi agenti in fondazione.

La posizione dei ritegni è stabilita in modo da avere un contributo uniforme lungo tutta l'estensione della spalla. In particolare sono necessari n°4 cavalletti costituiti ognuno da n° 3 pali di diametro $\varnothing = 1000$ mm, di lunghezza $L = 16$ m e interasse $i = 3,5$ m.

Riepilogando quindi, per la parte di nuova costruzione si ha:

Spalla A: n°6 (Nord) + 6 (Sud) pali $\varnothing 1000$ di $L = 25.0$ m

Adeguamento Sismico: n°4 cavalletti di n°3 pali $\varnothing 1000$ di $L = 16.0$ m
con $i = 3.5$ m

Spalla B: n°6 (Nord) + 6 (Sud) pali $\varnothing 1000$ di $L = 25.0$ m

Adeguamento Sismico: n°4 cavalletti di n°3 pali $\varnothing 1000$ di $L = 16.0$ m
con $i = 3.5$ m

Pile: n°4x4 pali $\varnothing 1200$ di $L=35$ m

Mentre per le fondazioni esistenti:

Spalle: n°56 + 56 pali $\varnothing 450$ di $L = 22.0$ m

Pile: n°6+6 pali $\varnothing 1000$ di $L = 35.8$ m

Nelle figure sottostanti si riportano gli schemi dell'opera (pianta e profilo) e delle fondazioni, desunti dagli elaborati strutturali.

Figura 7-1: Pianta generale del Ponte sul Canale Navile

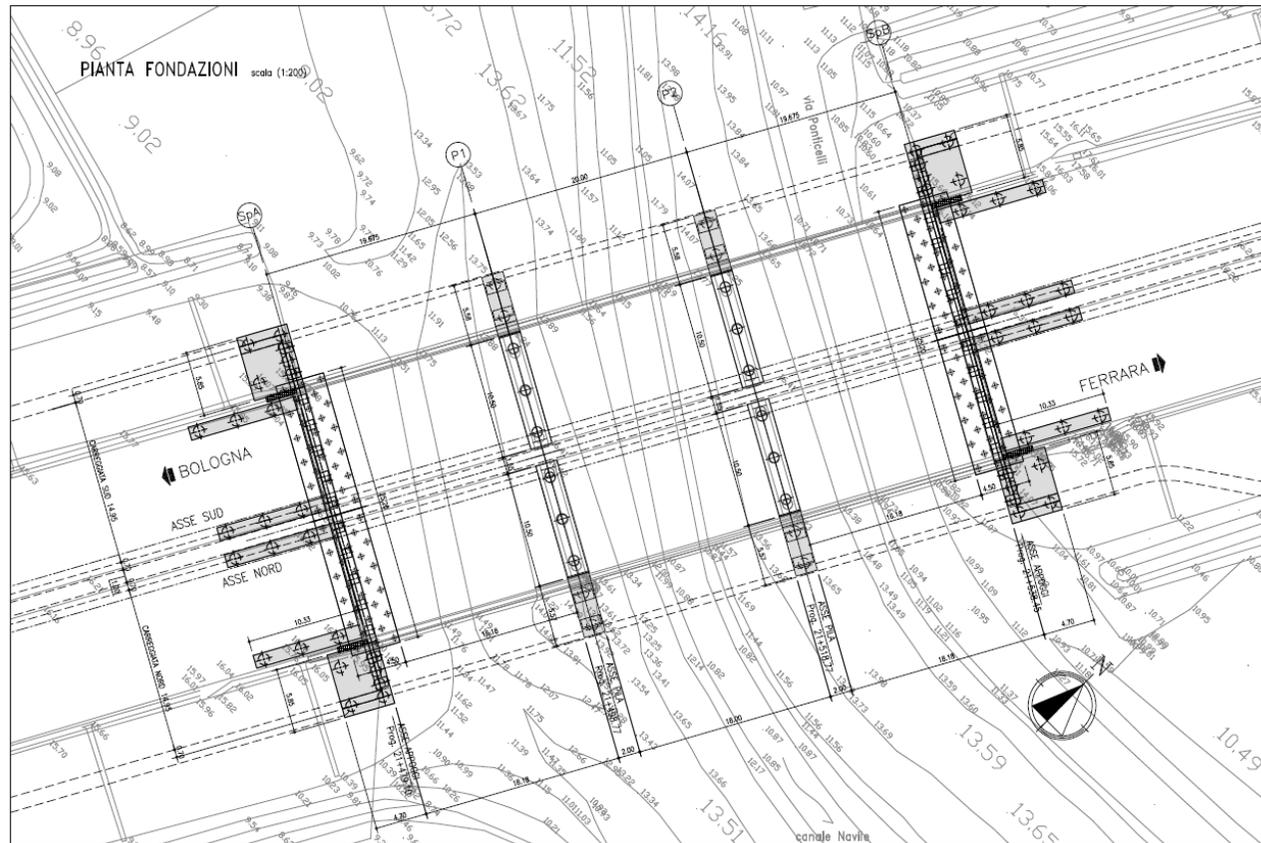


Figura 7-2: Sezione esistente

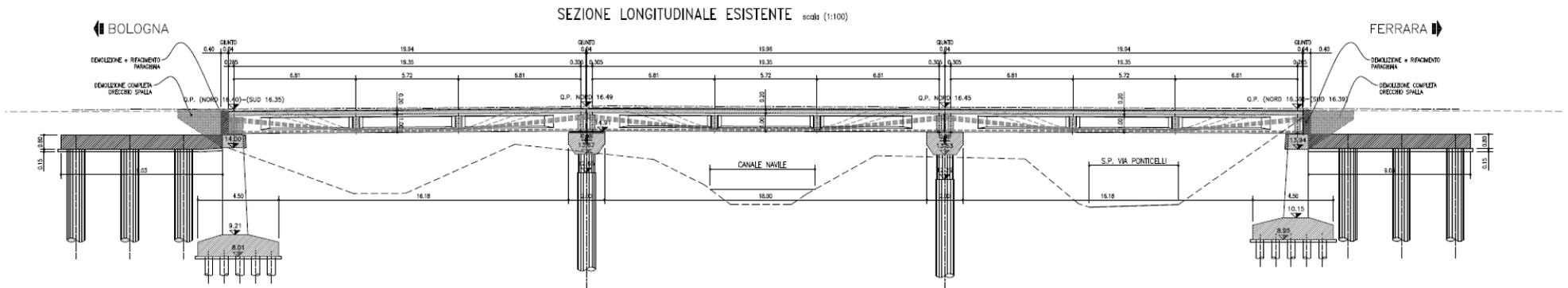


Figura 7-3: Sezione di progetto

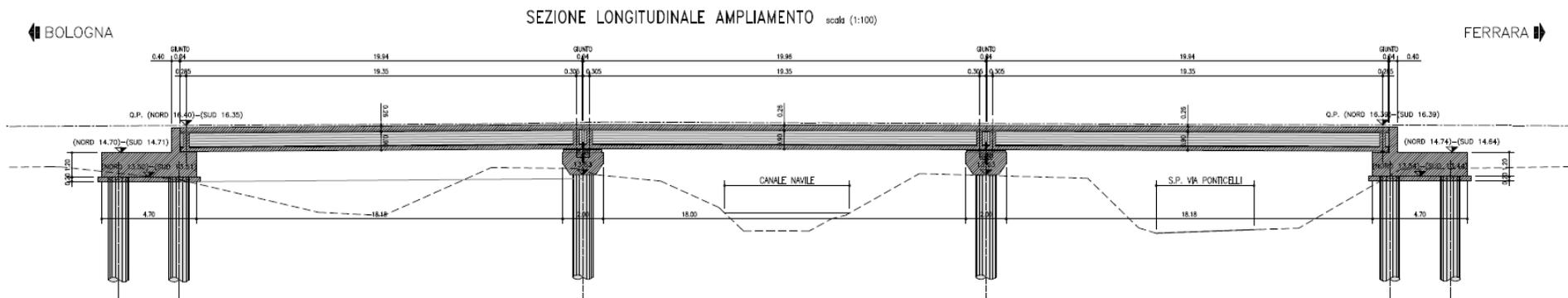


Figura 7-4: Sezione spalla

VISTA FRONTALE SPALLA scala 1:50

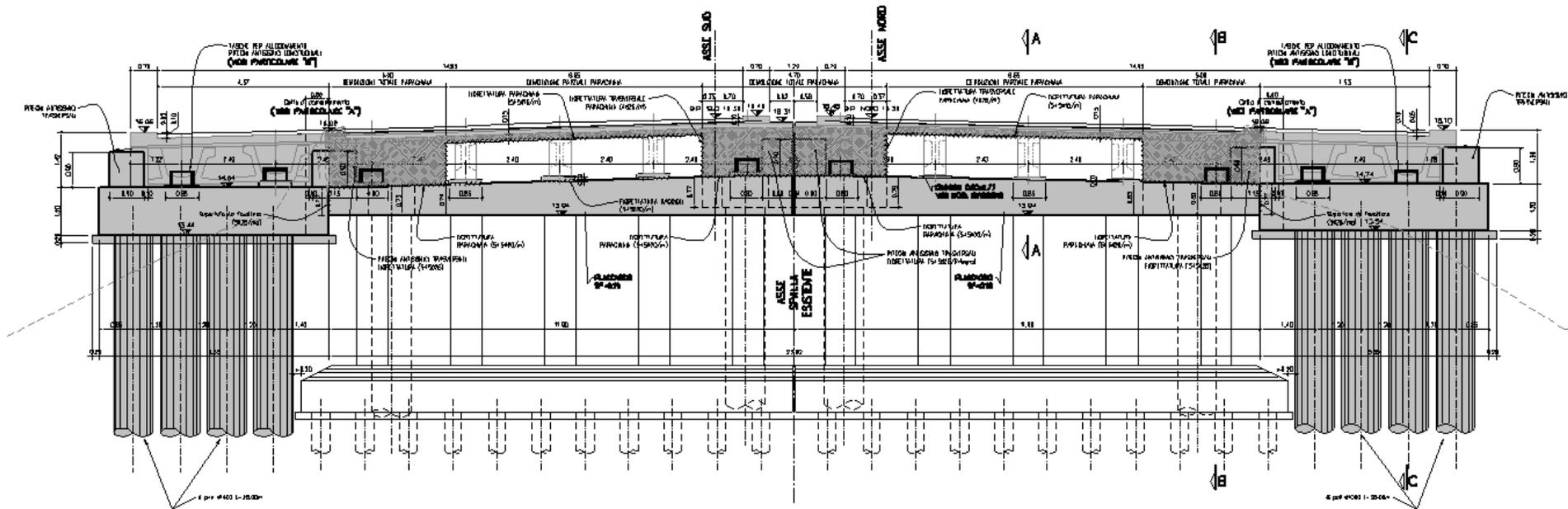
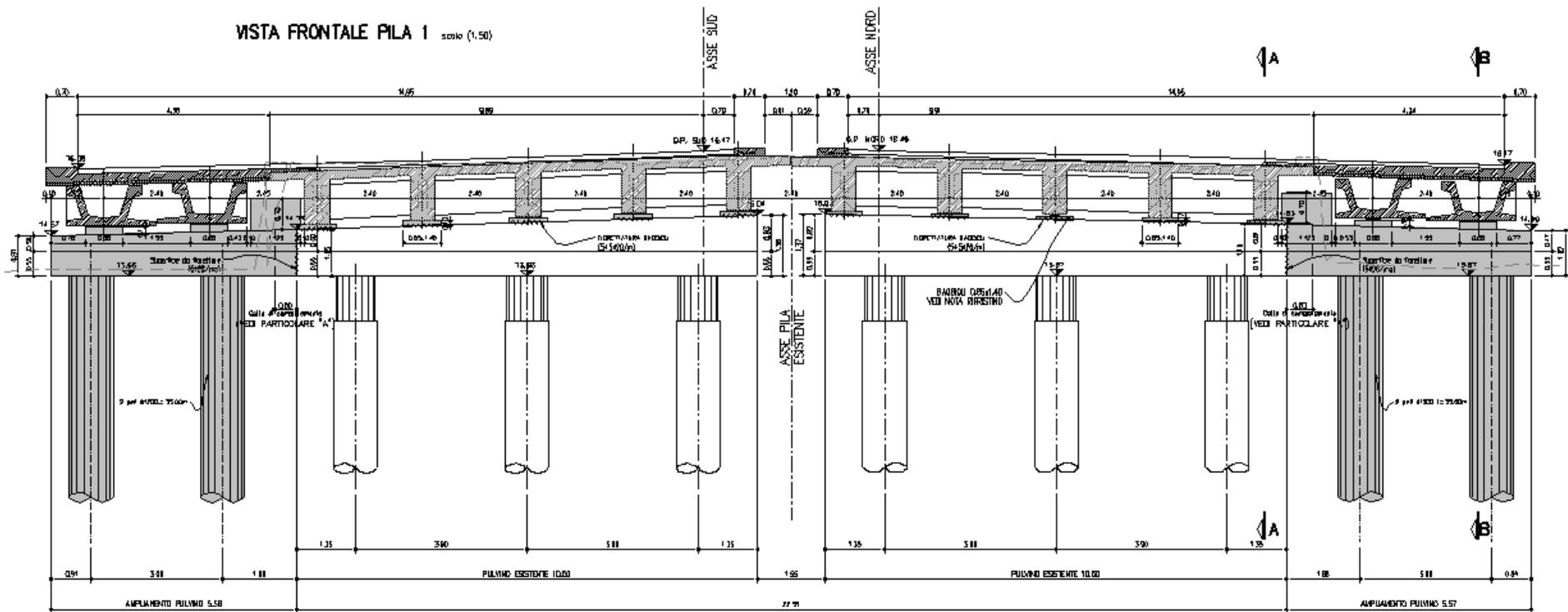


Figura 7-5: Sezione Pila



8. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE

8.1 CONSIDERAZIONI GENERALI E SISTEMA DI RIFERIMENTO

Nel presente capitolo si riportano i carichi sulle strutture forniti dal Progettista Strutturale, a cui si rimanda per l'analisi in dettaglio.

I segni convenzionali imposti nell'analisi dei carichi sono rappresentati nelle seguenti figure.

Le sollecitazioni sono valutate nel baricentro della fondazione all'intradosso plinto.

Gli assi di riferimento (y e z) sono orientati solidali alla geometria di fondazione delle spalle e pile. L'asse x è verticale orientato verso il basso.

Figura 8-1: Convenzioni di segno dei carichi forniti dal progettista strutturale

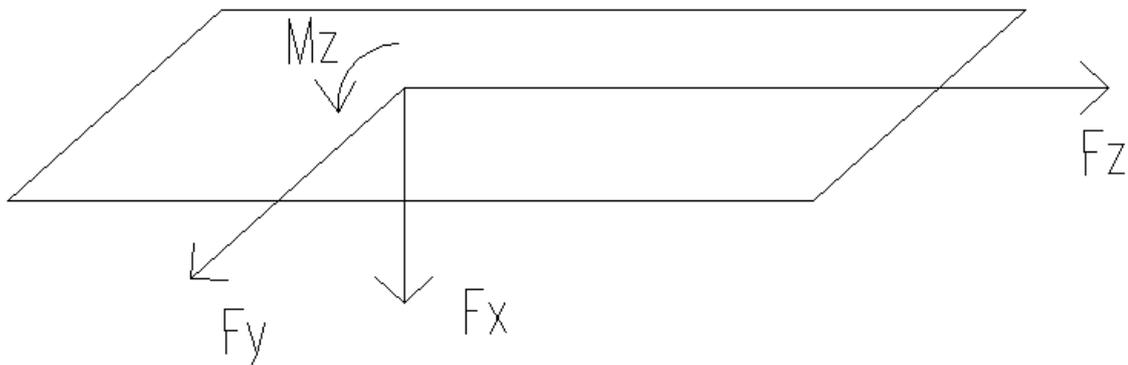
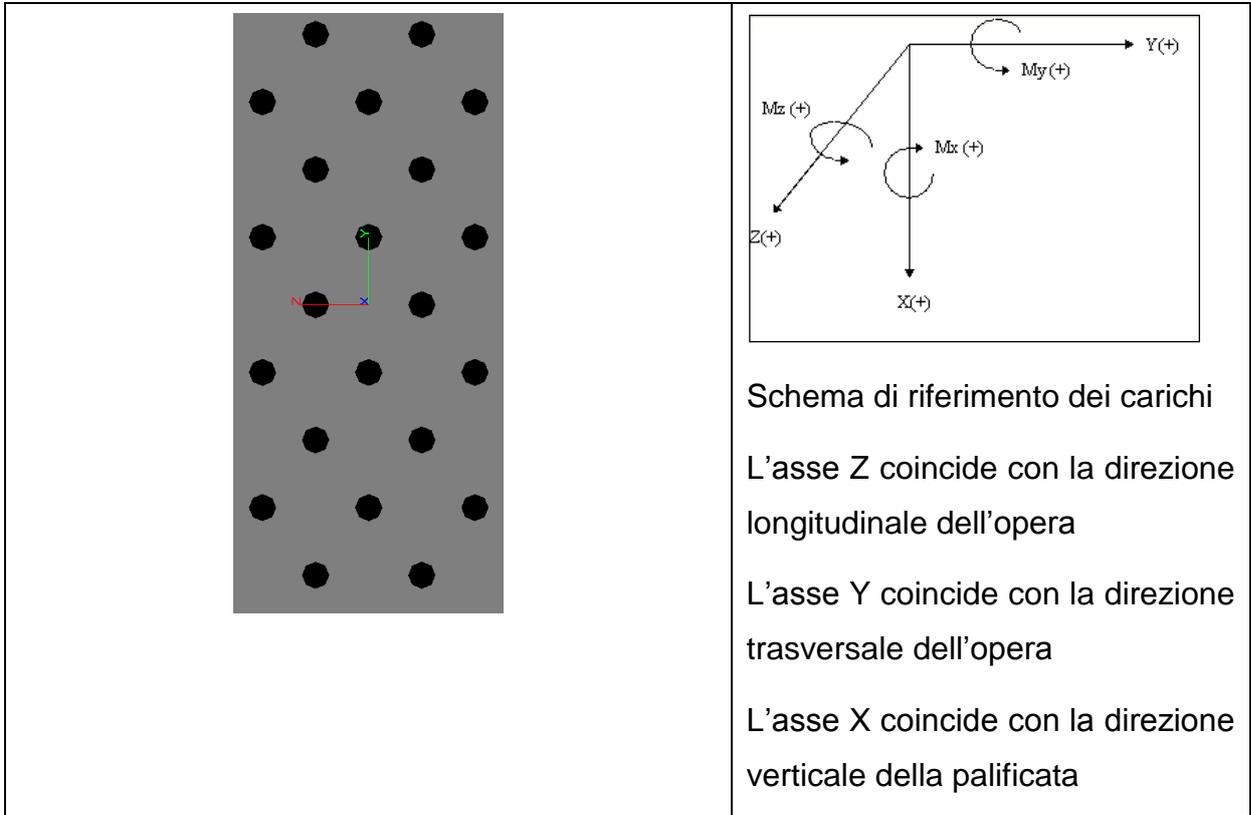


Figura 8-2: Convenzioni di segno del programma di calcolo GROUP



8.2 AZIONI DI CALCOLO – SPALLE

Nelle Tabelle seguenti vengono riportati i carichi trasmessi dal Progettista Strutturale nelle diverse combinazioni così come previsto dall'attuale normativa (Doc. Rif. [1]), in cui l'asse 'x' è coincidente con l'asse longitudinale dell'opera (convenzioni di segno di Gli assi di riferimento (y e z) sono orientati solidali alla geometria di fondazione delle spalle e pile. L'asse x è verticale orientato verso il basso.

Figura 8-1).

Le sollecitazioni sono state valutate nel baricentro della fondazione ad intradosso del plinto di fondazione, considerando separatamente la parte esistente e quella in ampliamento.

Come si può vedere dal profilo longitudinale del Viadotto (Figura 7-1), le spalle in ampliamento sono di tipo passante.

Per tenere conto del comportamento dei pali nei confronti dei carichi trasversali, l'interazione terreno-struttura viene modellata mediante le curve 'p-y' (par. 5.3.3).

Le spinte agenti sulla spalla sono state valutate considerando i seguenti parametri del terreno:

$$\gamma = \text{peso di volume naturale} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = \text{angolo di attrito efficace} = 35^\circ$$

$$c' = \text{coesione efficace} = 0 \text{ kPa}$$

I diversi contributi di azione sul corpo spalla, per il dettaglio dei quali si faccia riferimento alla relazione di calcolo strutturale, sono stati tra loro combinati. Sono state quindi determinate le sollecitazioni ad intradosso fondazione nelle seguenti combinazioni di calcolo principali:

- SLE rara
- SLU STR
- SLU GEO

- SISMA SLV

Esse sono riferite alla singola spalla per la parte in ampliamento (spalla per l'ampliamento di una delle due carreggiate) e a metà spalla per la parte esistente (singola parte di spalla separata dalla restante a mezzo di giunto strutturale):

	F_x [kN]	F_y [kN]	M_z [kN m]
SLU-GEO	10952	2807	6832
SLU-STR	14461	2957	6737
SLV	9110	5560	20452

Tabella 8-1: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione esistente

	F_x [kN]	F_y [kN]	M_z [kN m]
SLU-GEO	3898	786	2118
SLU-STR	4997	885	2498
SLV	2392	1051	1524

Tabella 8-2: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione in ampliamento

Si precisa che i valori di sollecitazione sopra indicati per la spalla esistente sono relativi al sistema costituito dal solo corpo spalla e non dal sistema spalla-ritegno.

8.3 AZIONI DI CALCOLO – PILE

Nelle Tabelle seguenti vengono riportati i carichi trasmessi dal Progettista Strutturale nelle diverse combinazioni SLU e SLE.

Le sollecitazioni sono state valutate nel baricentro della fondazione (intesa come esistente più ampliamento) ad intradosso del plinto di fondazione.

	F_x [kN]	F_y [kN]
SLU-A1	2525	111
SLE	1870	83

Tabella 8-3: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione di ampliamento - Combinazioni SLU e SLE

9. PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE

Secondo le NTC'08, nel modello di calcolo dei pali, i coefficienti parziali vengono applicati direttamente alle resistenze laterali e di base (*conservando quindi l'impostazione dei metodi di calcolo tradizionali*), e non ai parametri geotecnici caratteristici del terreno, per tener conto dei numerosi fattori che concorrono alla portanza del palo legati alle modalità ed alle incertezze esecutive.

Per le analisi di gruppo della palificata, i parametri di input (parametri caratteristici) introdotti nel modello di calcolo Group sono i seguenti:

Tabella 9-1: Valori caratteristici dei parametri geotecnici – spalle esistenti

Profondità (da intradosso fondazione)	γ	τ_{lim}	ϕ	c_u	q_b	K
da 0 a 2.0 m	19.5	25	-	40	0→270	10000
da 2.0 a 6.0 m	19.5	30	32	-	600	20000
da 6.0 a 16.8 m	19.5	40	-	65	500	25000
da 16.8 a 24.0 m	19.0	45	-	55	500	25000
da 24.0 a 28.3 m	19.5	70	35	-	1500	30000
da 28.3 a 35.0 m	18.5	45	-	70	600	30000

γ	⇒	Peso di volume (kN/mc)
τ_{lim}	⇒	Attrito unitario laterale limite (kPa)
q_b	⇒	Resistenza ultima alla punta (kPa)
ϕ	⇒	Angolo di resistenza al taglio (°)
c_u	⇒	Coesione non drenata (kPa)
K	⇒	Modulo di reazione iniziale (kN/mc)

Tabella 9-2: Valori caratteristici dei parametri geotecnici –spalle ampliamento

Profondità (da intradosso fondazione)	γ	τ_{lim}	ϕ	c_u	q_b	K
da 0 a 2.6 m	20	17	26	-	0	25000
da 2.6 a 6.6 m	19.5	25	-	40	0→270	10000
da 6.6 a 10.6 m	19.5	30	32	-	600	20000
da 10.6 a 21.4 m	19	40	-	65	500	25000
da 21.4 a 28.6 m	19	45	-	55	500	25000
da 28.6 a 32.9 m	19	70	35	-	1500	30000
da 32.9 a 39.6 m	19	45	-	70	600	30000

Tabella 9-3: Valori caratteristici dei parametri geotecnici – pile

Profondità (da intradosso fondazione)	γ	τ_{lim}	ϕ	c_u	q_b	K
da 0 a 3.8 m	19.5	24	-	30	0→270	10000
da 3.8 a 8.2 m	19.5	41	32	-	600	20000
da 8.2 a 18.9 m	19.5	40	-	65	585	25000
da 18.9 a 26.2 m	19.0	33	-	55	495	25000
da 26.2 a 30.4 m	19.5	139	34	-	1670	30000
da 30.4 a 37.1 m	18.5	39	-	65	585	30000

Per ottenere i parametri di progetto, i parametri caratteristici sono stati fattorizzati con i coefficienti parziali pari all'unità:

$\gamma_\phi = 1.0$	$\gamma_c = 1.0$	$\gamma_{cu} = 1.0$
---------------------	------------------	---------------------

10. FONDAZIONI SPALLE

10.1 STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

In accordo a quanto descritto nel paragrafo 5, di seguito è condotta la stima della resistenza di progetto dei pali R_d , in funzione della profondità.

Utilizzando le formulazioni indicate al par. 5.3.2.1 è possibile ottenere i profili di resistenza di progetto.

La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 5.3.2 adottando i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi a n.3 verticali di indagini a disposizione.

I valori delle resistenze di progetto così trovati (cfr. le Figure seguenti) sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 1 in campo statico (A2+M1+R2) e approccio 2 in campo sismico (A1+M1+R3).

Nelle figure di seguito riportate si illustrano gli andamenti del valore della capacità portante dei pali di fondazione (a compressione e a trazione) per i seguenti casi:

- Capacità portante dei pali esistenti, con i valori medi e minimi per la combinazione 'A2+M1+R2' (SLU) (cfr. par.6.4.3.1.1 delle NTC'08)
- Capacità portante dei pali esistenti, con i valori medi e minimi per la combinazione 'A1+M1+R3' (SLV) (cfr. par.6.4.3.1.1 – par.7.11.5.3.2 delle NTC'08)
- Capacità portante dei pali dell'ampliamento (trivellati) con i valori medi e minimi per la combinazione 'A2+M1+R2' (SLU) (cfr. par.6.4.3.1.1 delle NTC'08)
- Capacità portante dei pali dell'ampliamento (trivellati) con i valori medi e minimi per la combinazione 'A1+M1+R3' (SLV) (cfr. par.6.4.3.1.1 – par.7.11.5.3.2 delle NTC'08)

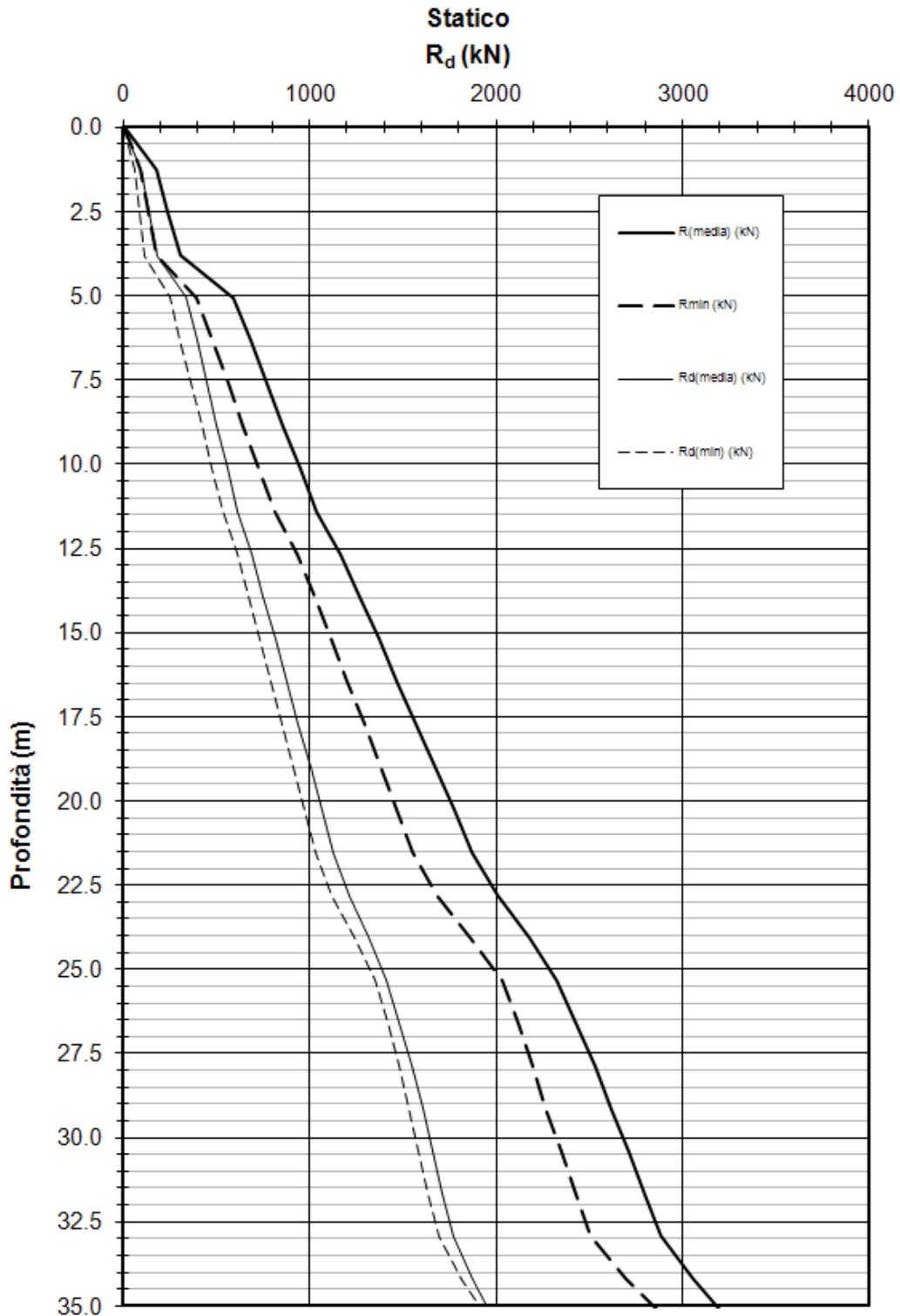


Figura 10-1: Pali esistenti - Resistenza del palo a compressione – combinazione SLU

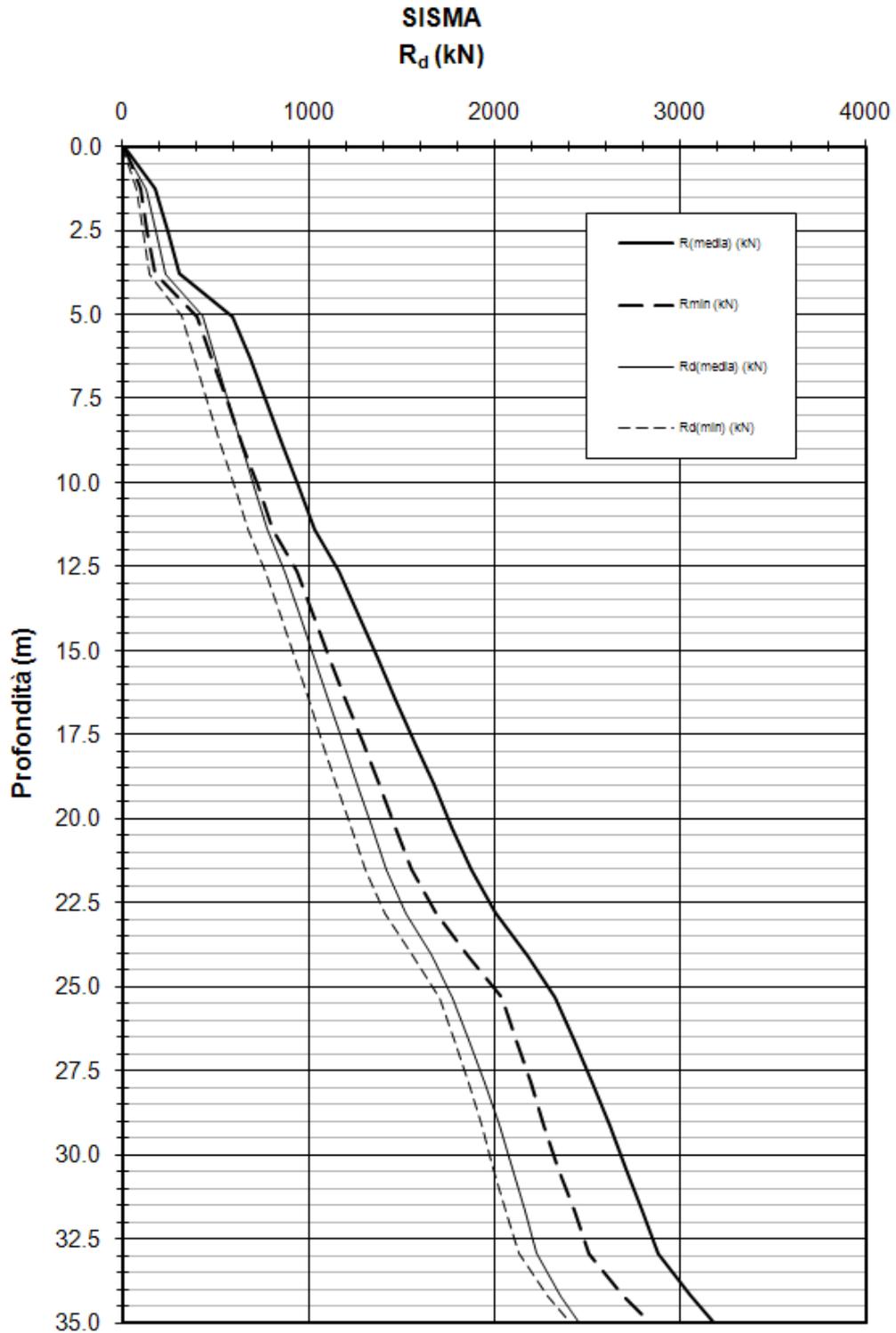


Figura 10-2: Pali esistenti - Resistenza del palo a compressione – combinazione SLV

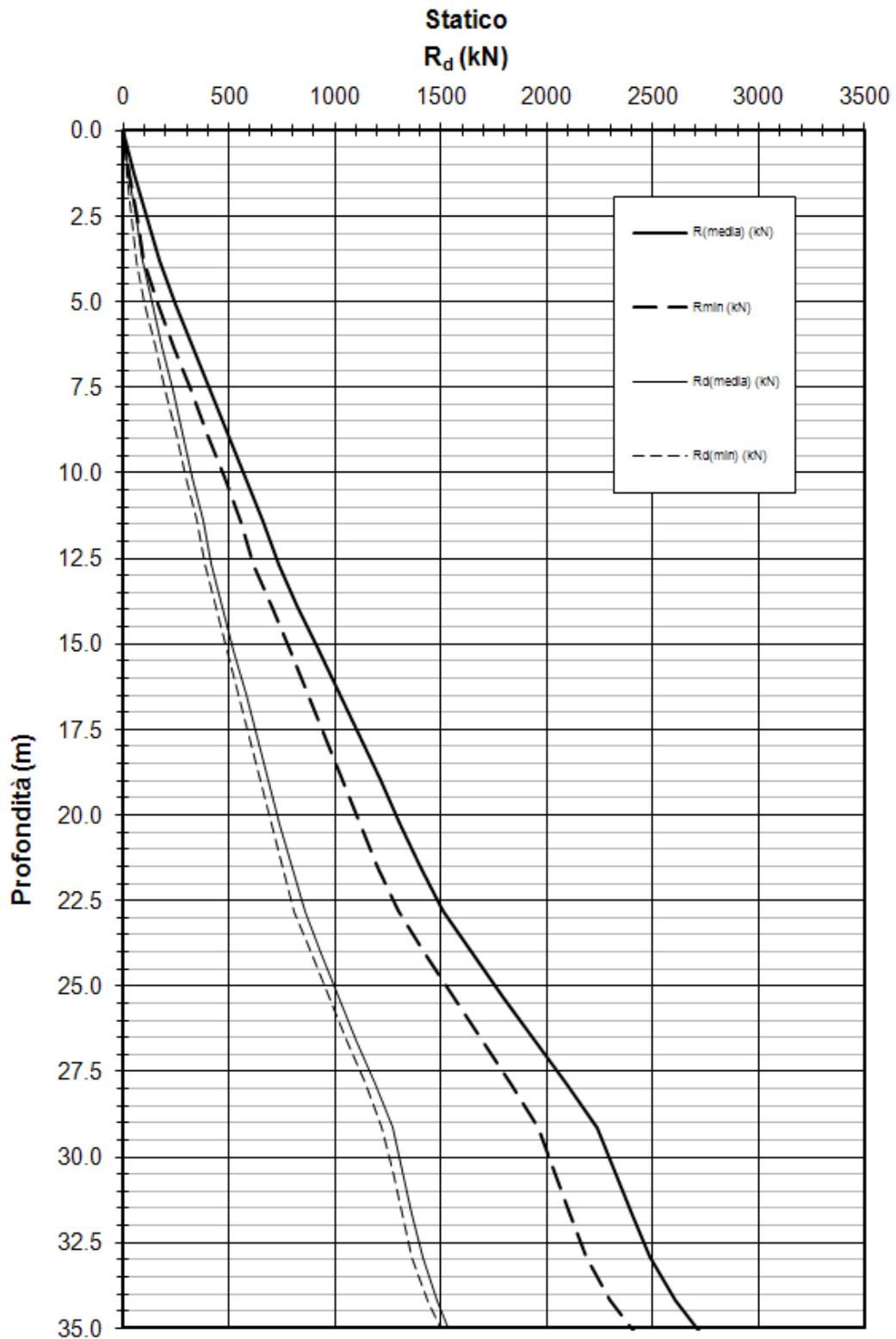


Figura 10-3: Pali esistenti - Resistenza del palo a trazione – combinazione SLU

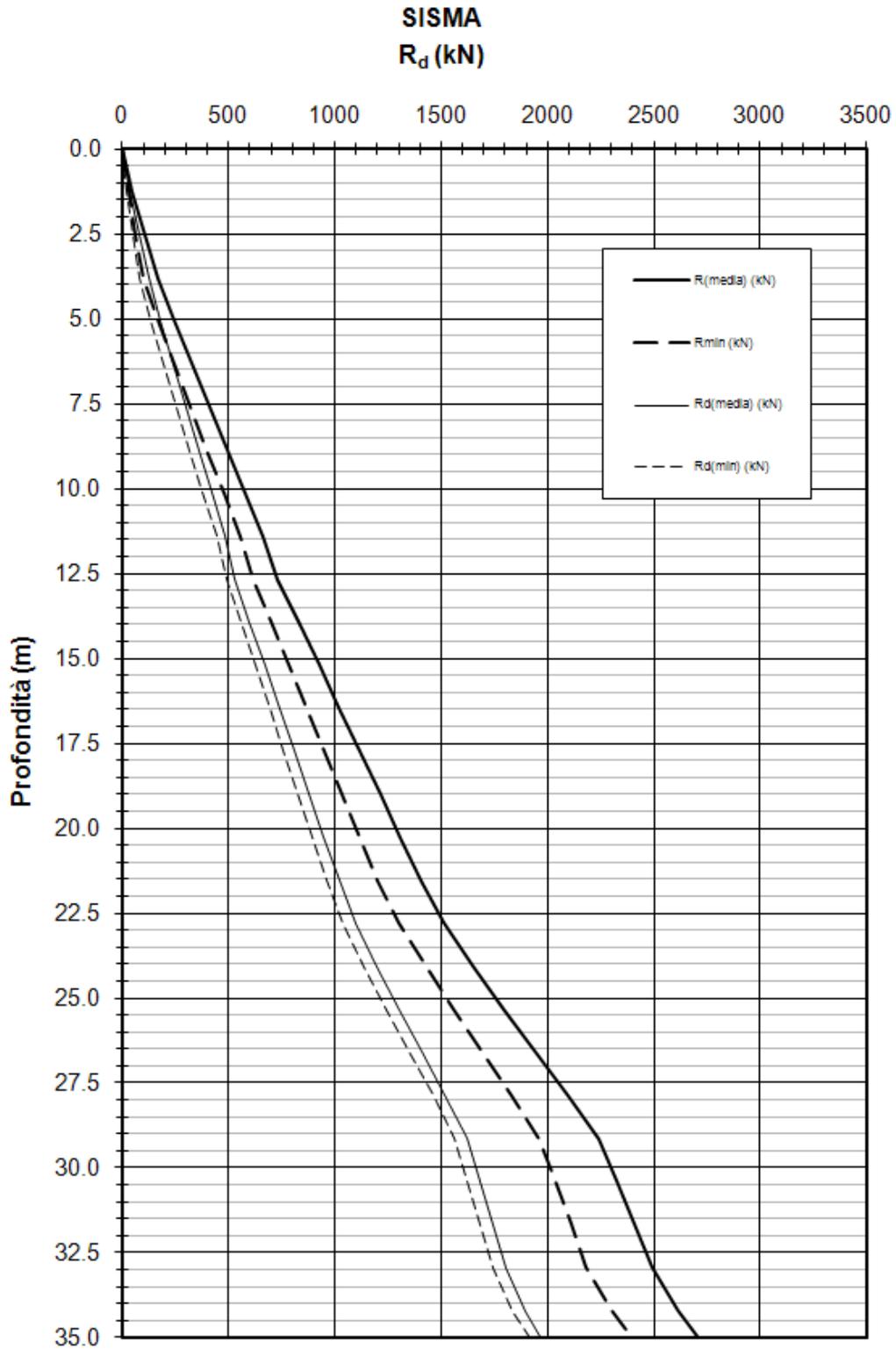


Figura 10-4: Pali esistenti - Resistenza del palo a trazione – combinazione SLV

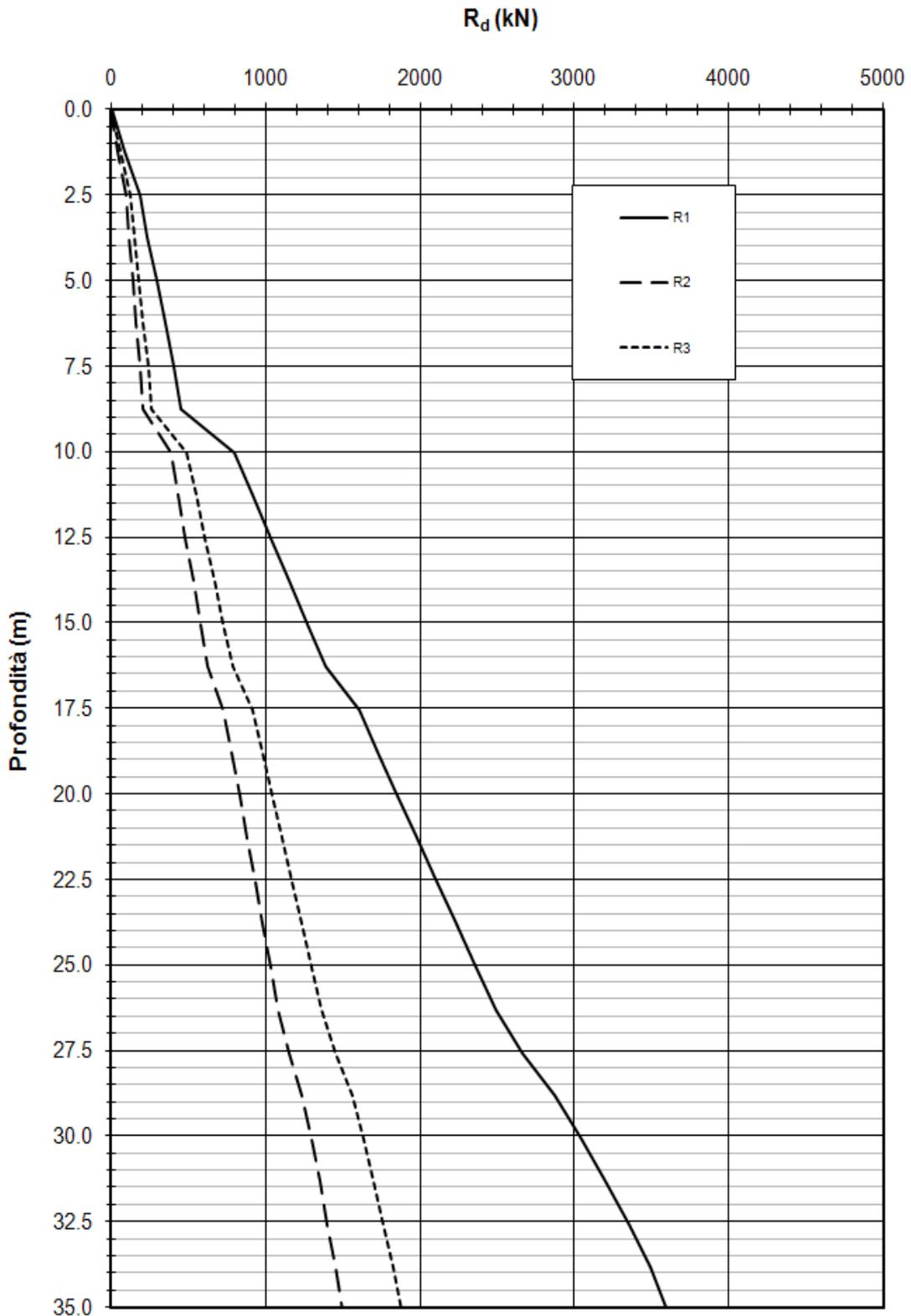


Figura 10-5: Pali ampliamento - Resistenza del palo a compressione – combinazione SLU-SLV

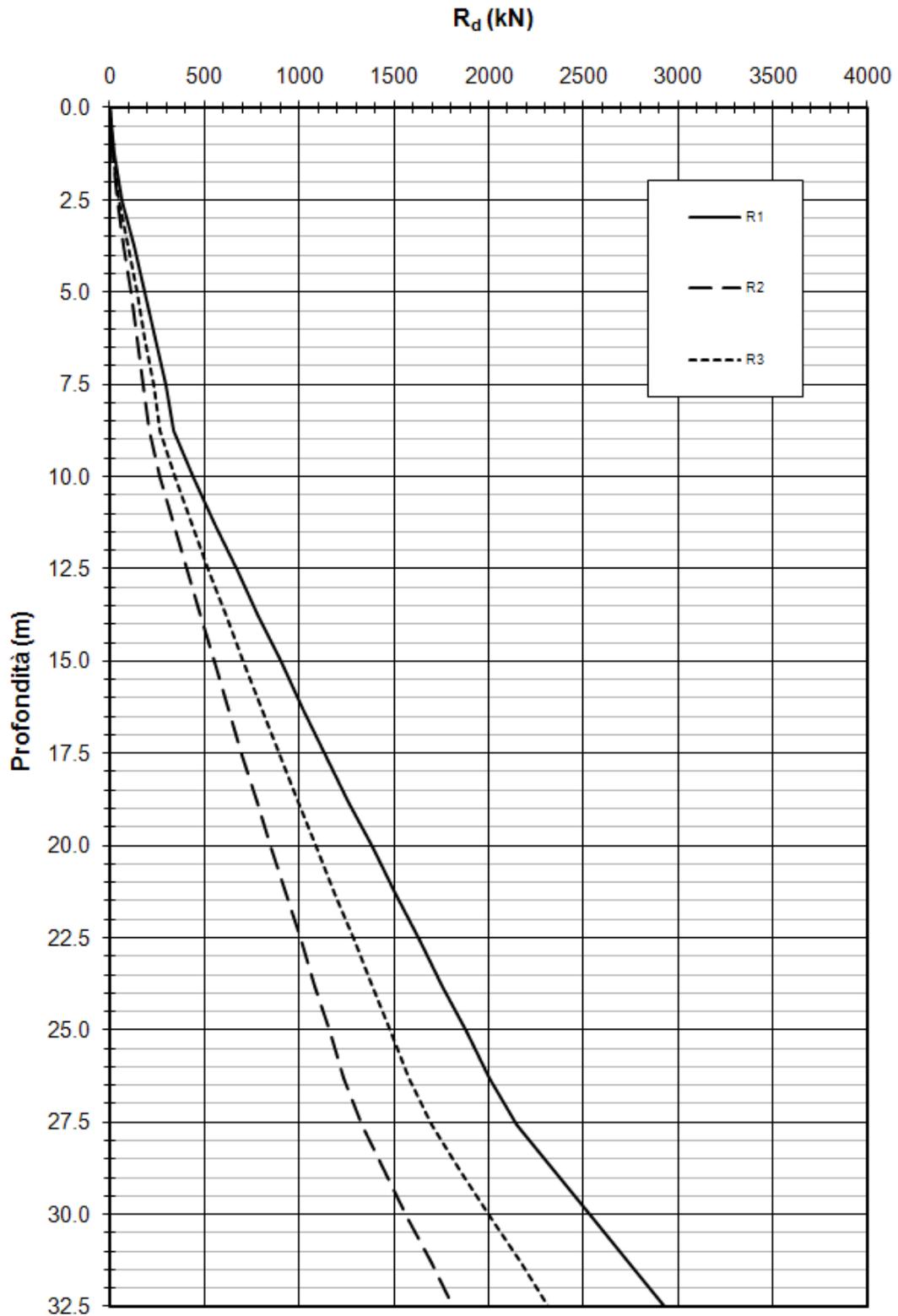


Figura 10-6: Pali ampliamento - Resistenza del palo a trazione – combinazione SLU-SLV

Dall'esame delle figure risulta:

Pali esistenti di lunghezza $L = 22.0$ m

$$R_d \cong 1070 \text{ kN} \quad \text{a compressione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 770 \text{ KN} \quad \text{a trazione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 1350 \text{ kN} \quad \text{a compressione sismico (R3)}$$

$$R_d \cong 980 \text{ kN} \quad \text{a trazione e sismico (R3)}$$

Pali trivellati di lunghezza $L = 16.0$ m (pali dell'Adeguamento Sismico)

$$R_d \cong 900 \text{ kN} \quad \text{a compressione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 630 \text{ KN} \quad \text{a trazione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 1130 \text{ kN} \quad \text{a compressione sismico (R3)}$$

$$R_d \cong 800 \text{ kN} \quad \text{a trazione e sismico (R3)}$$

Pali trivellati di lunghezza $L = 25.0$ m

$$R_d \cong 1030 \text{ kN} \quad \text{a compressione statico (R2) (ridotta al 55\%)} (*)$$

$$R_d \cong 1150 \text{ KN} \quad \text{a trazione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 1300 \text{ kN} \quad \text{a compressione sismico (R3) (ridotta al 55\%)} (*)$$

$$R_d \cong 1450 \text{ kN} \quad \text{a trazione e sismico (R3)}$$

(*) La riduzione è dovuta ai pali accostati con interasse minore di tre volte il diametro.

10.2 ANALISI DELLO STATO DI FATTO DELLA FONDAZIONE

In tale analisi si valuta il livello di sicurezza che la fondazione, nelle condizioni geometriche attuali (approfondimento, dimensioni, ecc. ...), possiede.

Tale analisi torna utile anche per tarare i parametri di resistenza del terreno da utilizzare, consentendo di individuare il valore caratteristico rappresentativo nell'ambito del range di variazione fornito dalla caratterizzazione geotecnica (back-analysis).

Nella Figura 10-10 seguente sono riportati i risultati dell'analisi dello stato di fatto – considerando i carichi della combinazione SLE-Plus ai sensi delle N.T.C. 2008 ($\xi_1 = 1,10$, $\xi_2 = 1,00$ e $\gamma_{R2,base} = 1,70$, $\gamma_{R2,laterale} = 1,45$):

- combinazione SLE PLUS N = 695 kN

10.3 ANALISI DI INTERAZIONE FRA STRUTTURA ESISTENTE E RITEGNO SISMICO

Le lavorazioni di ampliamento delle spalle esistenti prevedono di operare in modo da lasciare il corpo spalla esistente e la parte nuova, strutturalmente e fisicamente indipendenti, per quanto riguarda i carichi permanenti. La solidarizzazione dei due corpi spalla avverrà solo dopo il montaggio dell'impalcato e la realizzazione del rinterro. Operando in tale modo si garantisce che la spalla esistente non venga sovraccaricata da eventuali distorsioni della spalla di nuova realizzazione (dovuti a cedimenti / rotazioni / traslazioni) durante le operazioni di rinterro e posa dell'impalcato.

Nei confronti dei carichi accidentali, si assume che i due corpi spalla siano strutturalmente indipendenti (nonostante la solidarizzazione tramite giunto) a seguito delle rigidzze comparabili.

Per l'adeguamento della struttura esistente in condizioni sismiche è necessario intervenire con un consolidamento della spalla. Il sistema di rinforzo è di tipo passivo, costituito da un cavalletto di pali trivellati disposti in serie lungo l'asse autostradale

(direzione spinta terreno). Tale adeguamento, assorbendo già in fase di esercizio parte della spinta orizzontale, consente un alleggerimento dei carichi agenti in fondazione.

Le spalle esistenti sono giuntate in mezzeria, compresa la fondazione. La posizione dei ritegni è stabilita in modo da avere un contributo uniforme lungo tutta l'estensione della spalla. In particolare sono necessari n°4 cavalletti, due simmetrici per metà spalla, costituiti ognuno da n°3 pali trivellati di diametro $\varnothing = 1000$ mm, di lunghezza $L = 16$ m e interasse $i = 3,5$ m.

Il rinforzo sismico verrà eseguito direttamente dal piano autostradale. La testa pali viene collegata per mezzo di una trave, a tergo, al paramento della spalla sotto lo spiccatto paraghiaia (altezza ritegno dall'intradosso del plinto di 6.46m).

Le curve di rigidezza dei cavalletti passivi descritti e delle due fondazioni delle spalle sono indicate nella Figura 10-7.

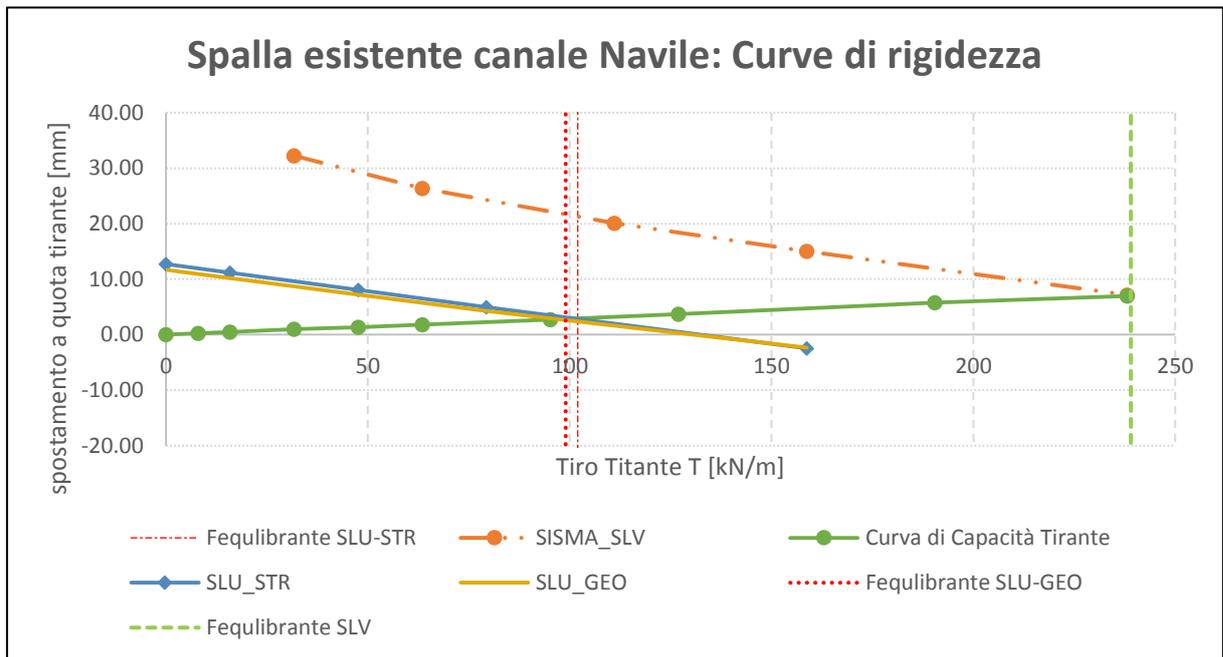


Figura 10-7: Curva di Rigidezza Spalla Esistente – Ritegno Sismico

Il punto di intersezione delle curve definisce il valore d'azione che agisce sul singolo ritegno, come segue:

- combinazione SLU STR T = 102 kN/m
- combinazione SLV T = 239 kN/m
- combinazione SLU GEO T = 99 kN/m

Tali valori scontano gli effetti delle sollecitazioni di taglio e momento risultanti in fondazione e, determinano i nuovi N, T ed M.

Nell'ipotesi di congruenza del sistema le sollecitazioni nuove agenti al piede del plinto di fondazione saranno (Tabella 10-1):

Tabella 10-1: Spalla esistente: sollecitazioni intradosso fondazione in presenza di tiranti

	F_x [kN]	F_y [kN]	M_z [kN m]
SLU-GEO	10952	742	1832
SLU-STR	14461	702	2297
SLV	9110	1579	371

10.4 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE

Nelle seguenti Figure sono illustrate le fondazioni utilizzate nei calcoli, con la numerazione dei pali utilizzata.

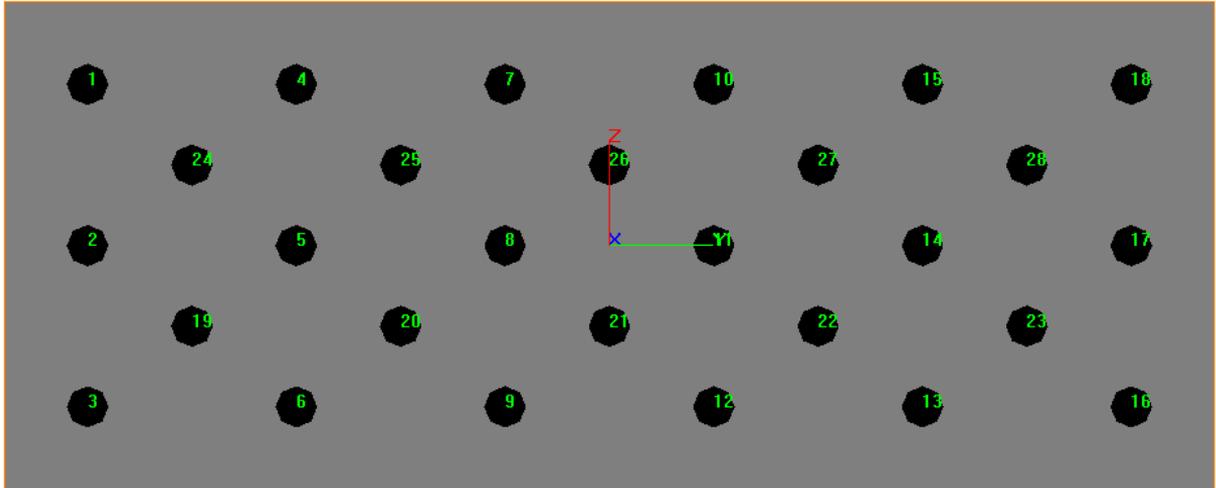


Figura 10-8: Schema Group della palificata - fondazione esistente (1/2 Spalla)

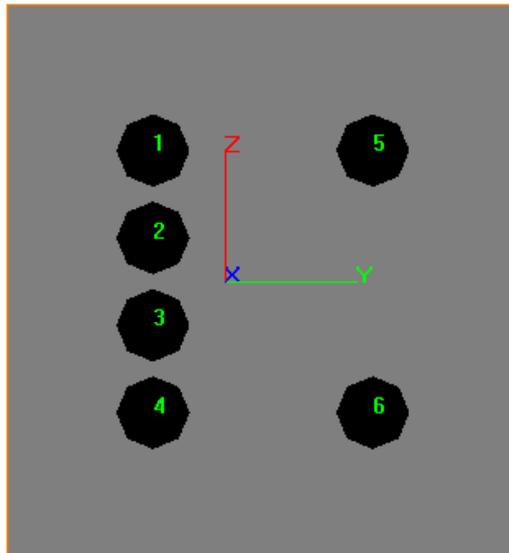


Figura 10-9: Schema Group della palificata - ampliamento fondazione su pali trivellati

10.4.1 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni massime agenti sui pali, sono riportati nella Tabella 10-2 e Tabella 10-3.

Spalla		SLU STR	SLU GEO	SLV
N_{max} [kN]	Pali esistenti Ø450	576	431	406
	Pali ampliamento Ø1000	1130	826	658
N_{min} [kN]	Pali esistenti Ø450	457	350	234
	Pali ampliamento Ø1000	237	130	-121
M_{max} [kNm]	Pali esistenti Ø450	28	29	66
	Pali ampliamento Ø1000	179	167	266
T_{max} [kN]	Pali esistenti Ø450	25	27	57
	Pali ampliamento Ø1000	147	131	175

Tabella 10-2: Sollecitazioni massime (kN, kN/m) agenti sui pali di fondazione delle spalle esistenti e in ampliamento

Ritegno Sismico		SLU STR	SLU GEO	SLV
N_{max} [kN]	Pali trivellati Ø1000	325	316	755
N_{min} [kN]	Pali trivellati Ø1000	-325	-316	-755
M_{max} [kNm]	Pali trivellati Ø1000	487	473	1130
T_{max} [kN]	Pali trivellati Ø1000	322	312	752

Tabella 10-3: Sollecitazioni massime (kN, kN/m) agenti sui pali del ritegno sismico

10.4.2 Verifiche geotecniche

Nelle Figura 10-10 ÷ Figura 10-13 le azioni assiali massime agenti sui pali sono messe a confronto con le resistenze di progetto R_d : in tali grafici si evidenziano i valori delle sollecitazioni sui pali di fondazione in presenza del ritegno sismico (riportato con il suffisso 'T' – valore assunto per le verifiche). Come si evince da tali figure le verifiche di capacità portante sono soddisfatte sia per i pali esistenti sia per i pali trivellati.

10.4.3 Verifiche strutturali del palo

Per questa verifica si rimanda alla Relazione STR di calcolo dell'opera.

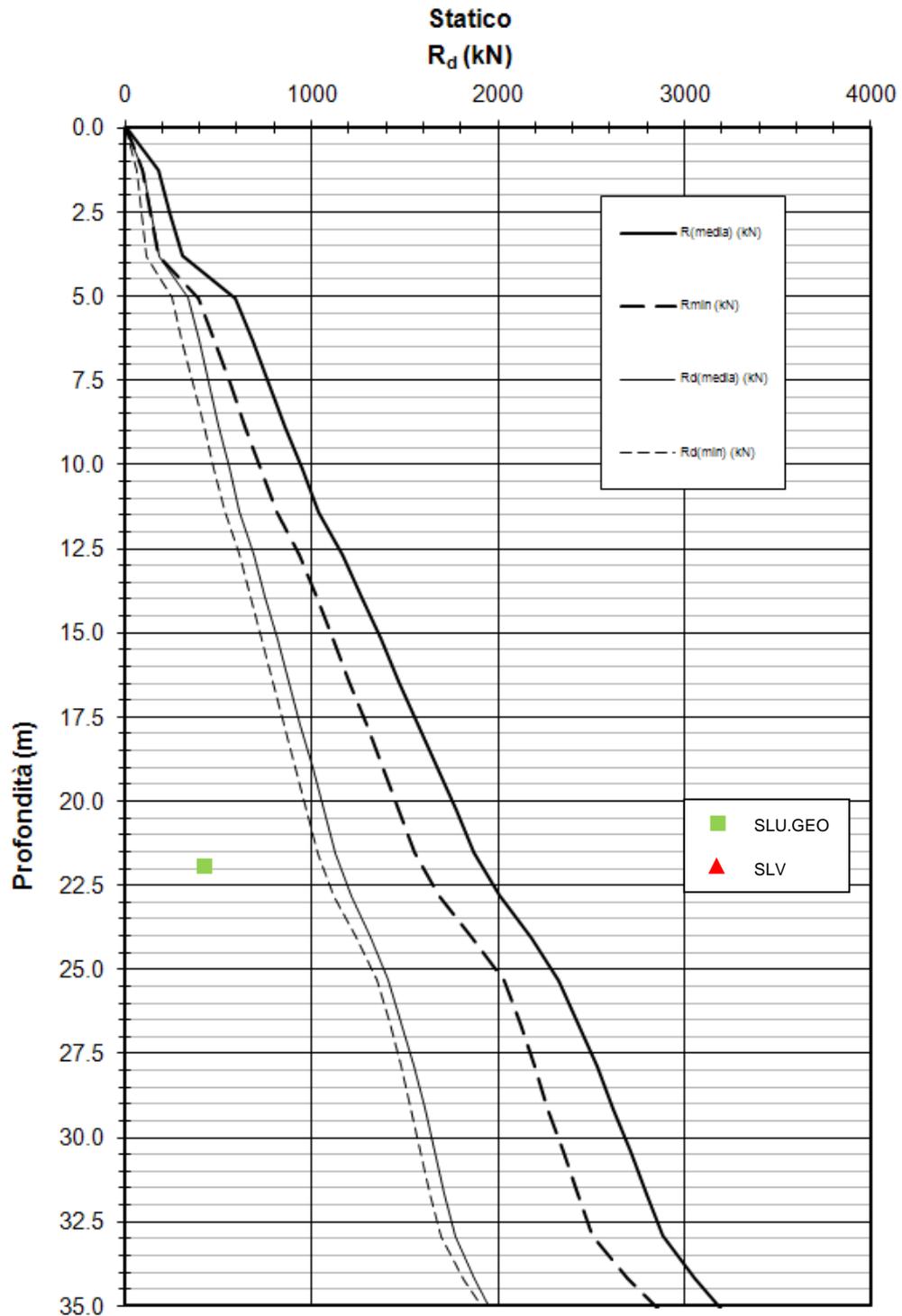


Figura 10-10: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali esistenti soggetti a compressione – combinazione SLU

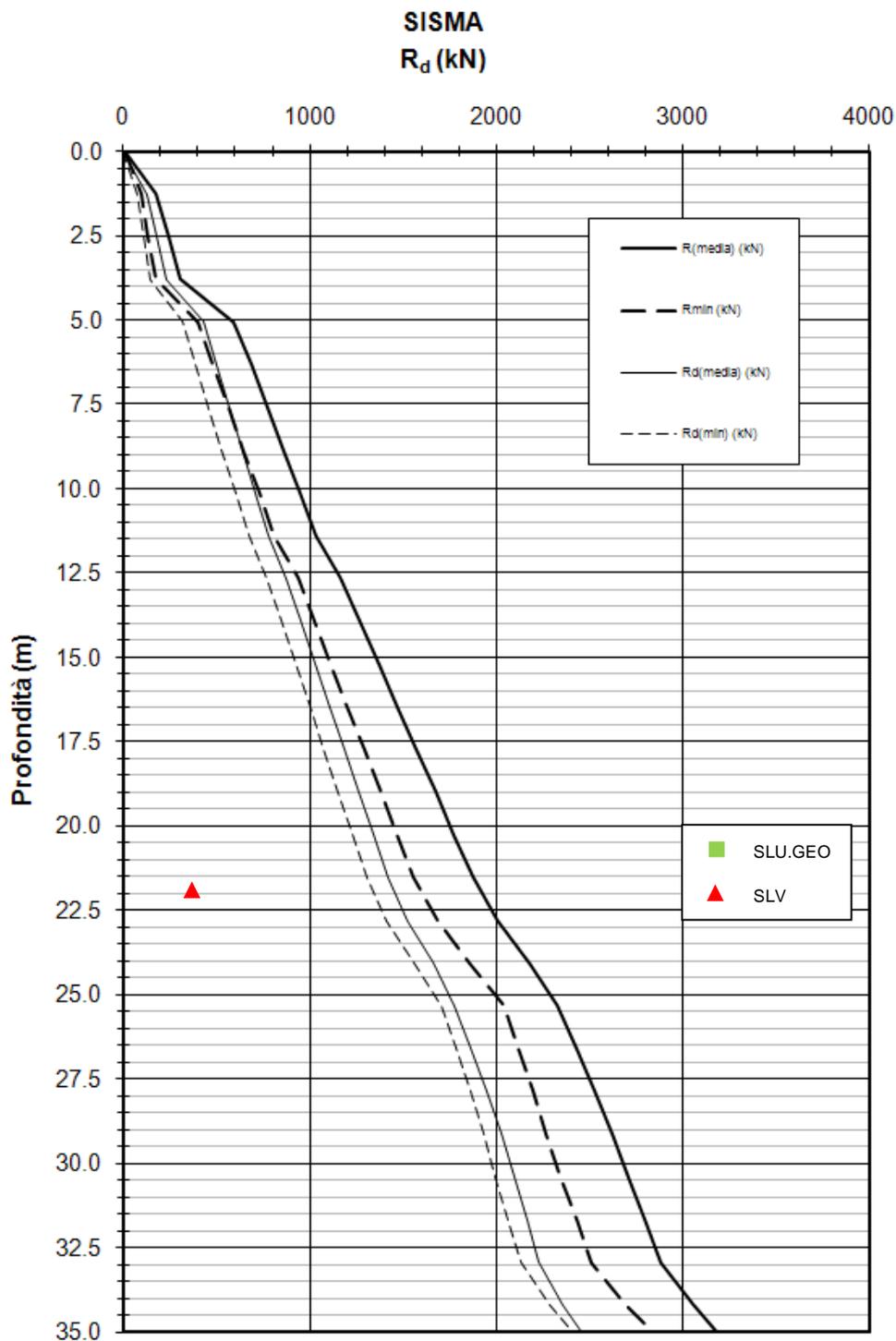


Figura 10-11: Pali esistenti - Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali esistenti soggetti a compressione – combinazione SLV

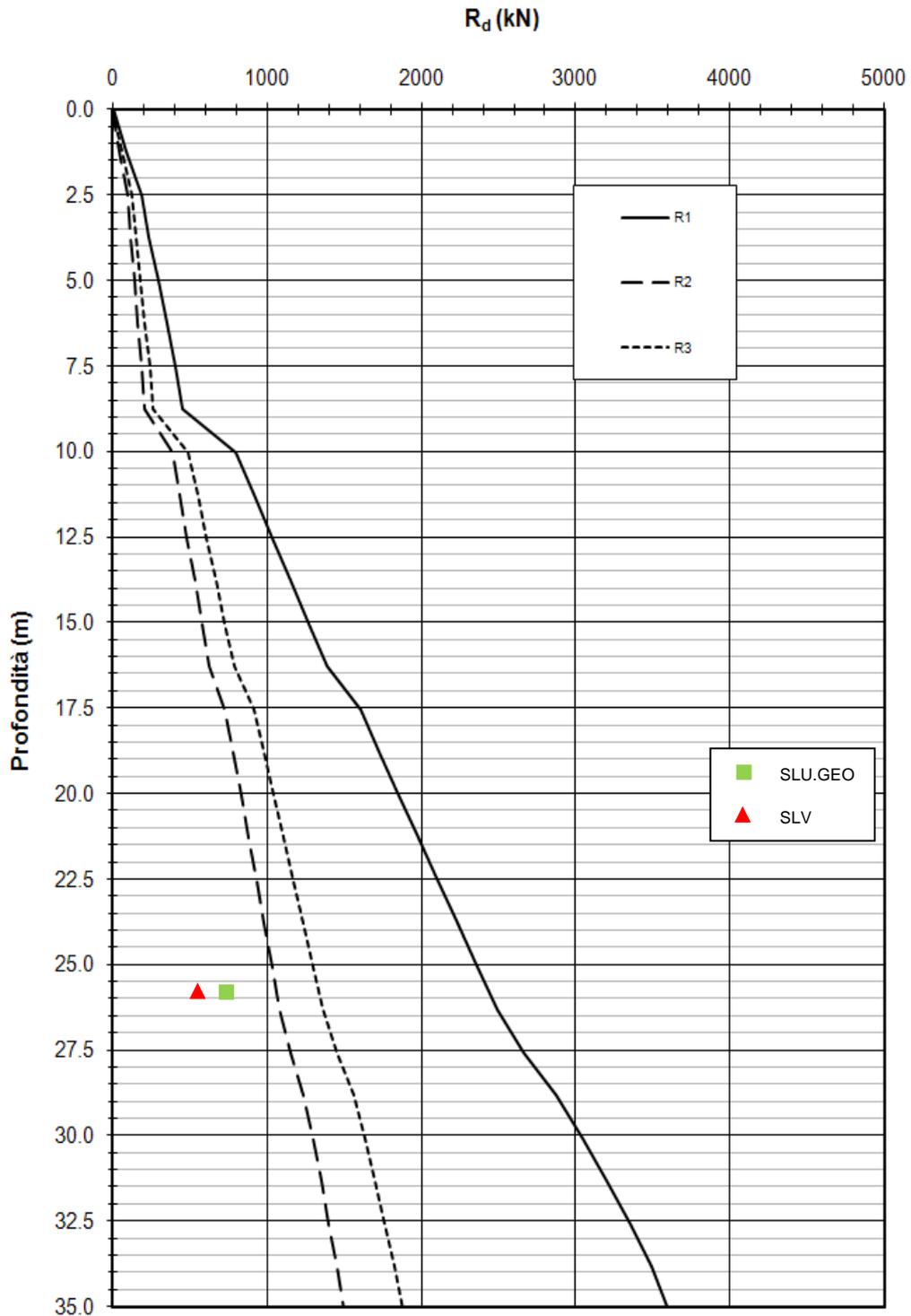


Figura 10-12: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati soggetti a compressione – combinazione SLU - SLV

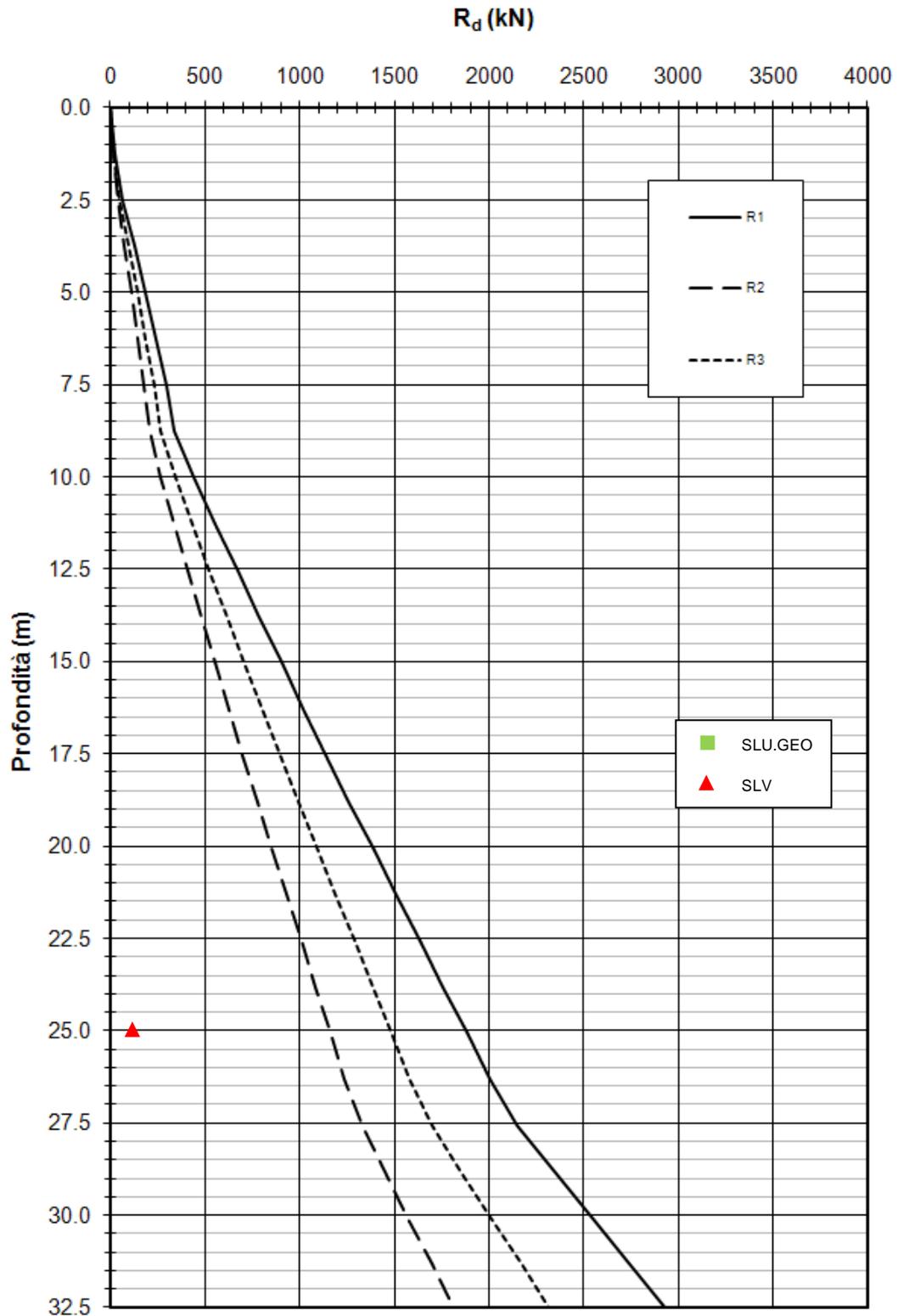


Figura 10-13: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati soggetti a trazione – combinazione SLU-SLV

11. FONDAZIONI PILE

11.1 STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

In accordo a quanto descritto nel paragrafo 5, di seguito è condotta la stima della resistenza di progetto dei pali R_d , in funzione della profondità.

Utilizzando le formulazioni indicate al par. 5.3.2.1 è possibile ottenere i profili di resistenza di progetto.

La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 5.3.2 adottando i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi a n.2 verticali di indagini a disposizione.

I valori delle resistenze di progetto così trovati (cfr. le Figure seguenti) sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3).

I pali di fondazione esistenti, proprio per caratteristica intrinseca alla loro geometria (fondazione a monopalo), non risentono alcun incremento di sollecitazione assiale a causa dell'azione sismica e delle strutture in ampliamento. Pertanto visto che la fondazione nelle condizioni attuali è idonea a supportare i carichi agenti senza rilevanti deformazioni, considerato che né l'ampliamento, né l'azione sismica aggravano tale condizione, si considerano le fondazioni esistenti implicitamente verificate.

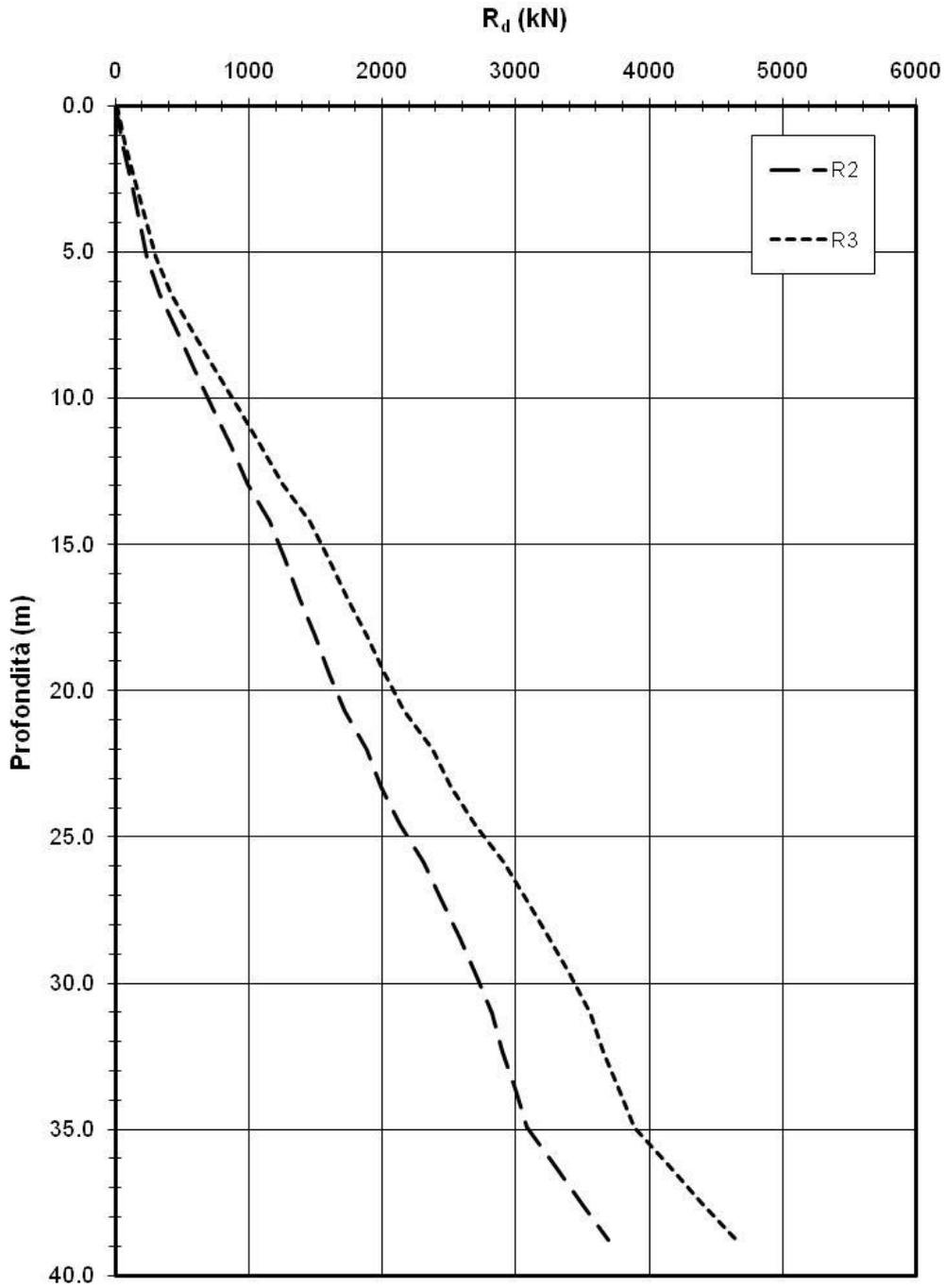


Figura 11-1: Pali trivellati ampliamento (Φ1200mm) - Resistenza del palo a compressione

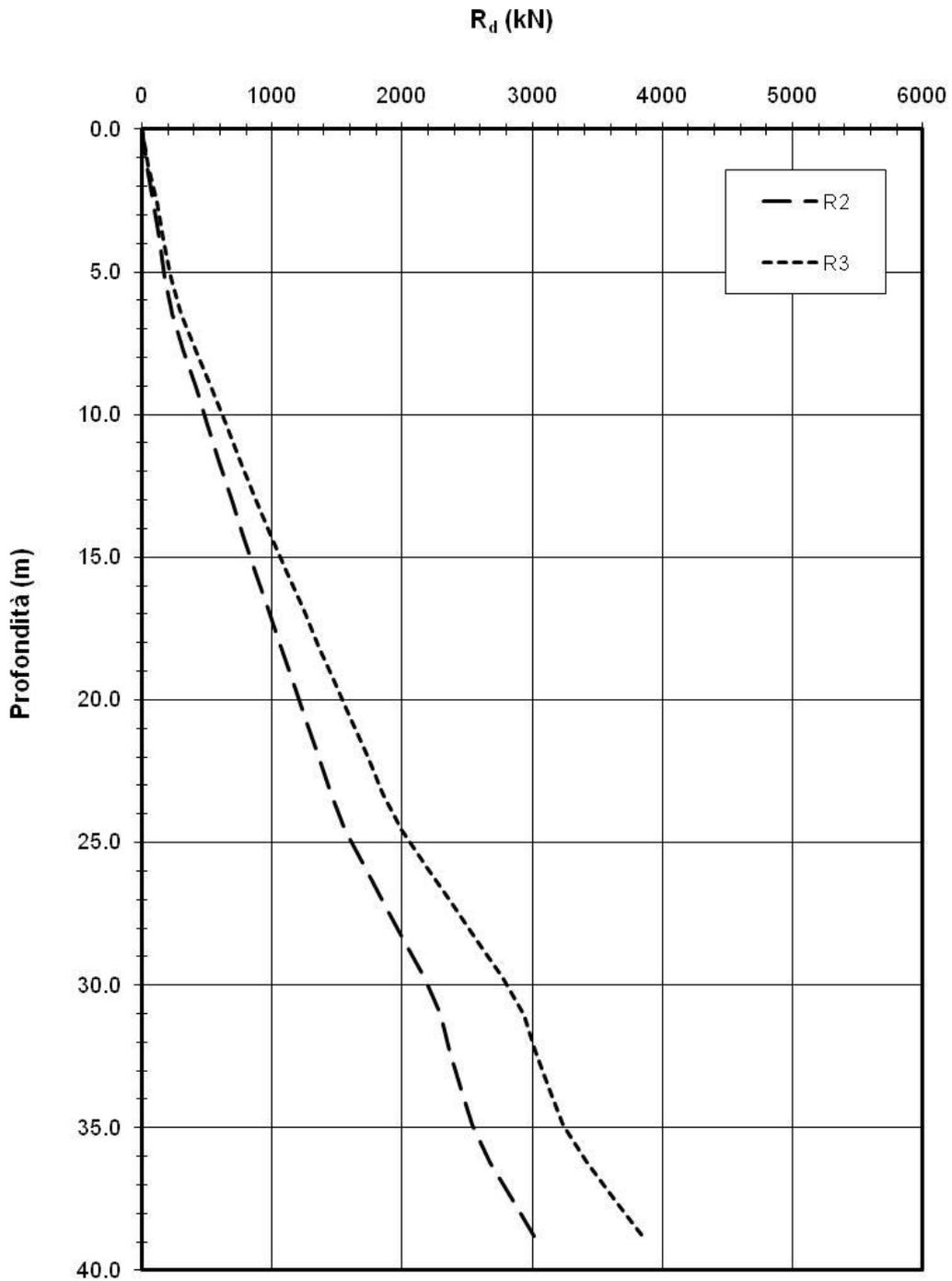


Figura 11-2: Pali trivellati ampliamento ($\Phi 1200\text{mm}$) - Resistenza del palo a trazione

Dall'esame delle figure risulta:

Pali trivellati ampliamento ($\Phi 1200\text{mm}$) di lunghezza $L=35\text{m}$

$$R_d \cong 3100 \text{ kN} \quad \text{a compressione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 2600 \text{ KN} \quad \text{a trazione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 3900 \text{ kN} \quad \text{a compressione sismico (R3)}$$

$$R_d \cong 3300 \text{ kN} \quad \text{a trazione e sismico (R3)}$$

11.2 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE

11.2.1 Risultati delle analisi

I risultati riportati di seguito mostrano i valori dell'involuppo massimo delle sollecitazioni ricavati dalle analisi eseguite (Tabella 11-1).

Pile		SLU	SLE
N_{\max} [kN]	Pali trivellati $\Phi 1200$	2525	1870
T_{\max} [kN]	Pali trivellati $\Phi 1200$	112	83

Tabella 11-1: Sollecitazioni massime agenti sui pali

Le sollecitazioni generate dall'evento sismico non sono significative e non verranno quindi utilizzate nelle seguenti verifiche.

11.2.2 Verifiche geotecniche

Nella

Figura 11-3 le azioni assiali massime agenti sui pali sono messe a confronto con le resistenze di progetto R_d : come si evince da tali figure le verifiche di capacità portante sono soddisfatte.

11.2.3 Verifiche strutturali del palo

Per questa verifica si rimanda alla Relazione STR di calcolo dell'opera.

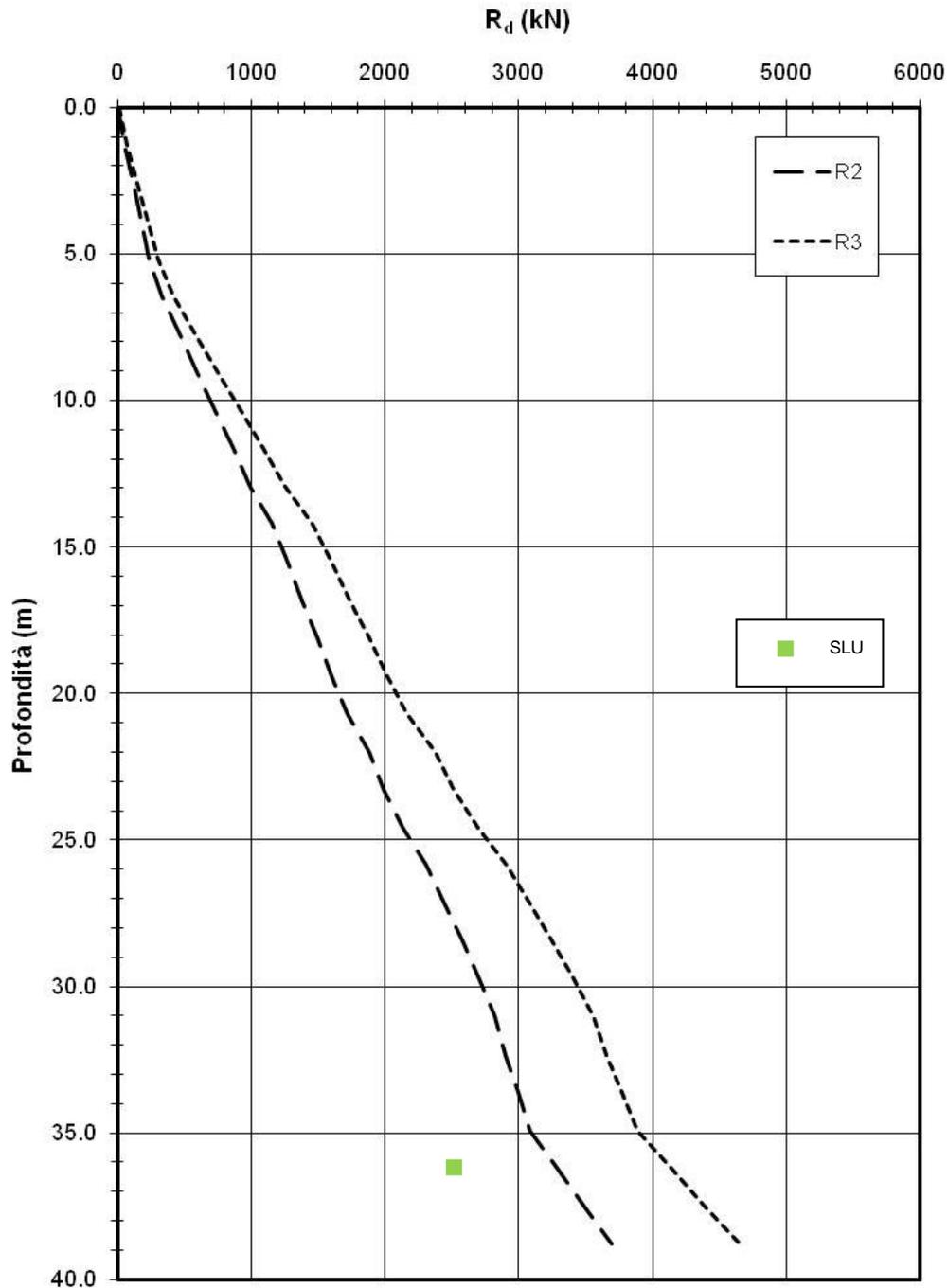


Figura 11-3: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati dell'ampliamento ($\Phi 1200\text{mm}$) soggetti a compressione

12. VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLE OPERE

La valutazione della compatibilità degli spostamenti dell'opera e del terreno circostante avviene attraverso l'esame degli spostamenti risultanti dalle analisi eseguite.

Nelle combinazioni SLE, in cui sono posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali (analisi condotte adottando per le strutture e per i terreni i parametri caratteristici), si sono valutati gli spostamenti dell'opera mediante l'analisi eseguita con il programma Group. Si riportano di seguito i risultati relativi alla combinazione rara (la combinazione SLE in cui si sono avuti gli spostamenti di maggiore entità).

SPALLE (esistente)

spostamento verticale = $1.78 \cdot 10^{-03}$ m

spostamento orizzontale = $2.71 \cdot 10^{-03}$ m

rotazione = $3.8 \cdot 10^{-04}$ rad

SPALLE (ampliamento)

spostamento verticale = $7.9 \cdot 10^{-04}$ m

spostamento orizzontale = $1.15 \cdot 10^{-03}$ m

rotazione = $2.14 \cdot 10^{-04}$ rad

PILE (ampliamento)

spostamento verticale = $6.9 \cdot 10^{-04}$ m

spostamento orizzontale = $4.6 \cdot 10^{-03}$ m

rotazione = $1.18 \cdot 10^{-03}$ rad

Tali spostamenti si ritengono compatibili con la funzionalità dell'opera.