

SPEA Engineering

AUTOSTRADA A13: BOLOGNA-PADOVA

**Ampliamento alla terza corsia del tratto
Monselice – Padova sud**

CAVALCAVIA

TIPOLOGICI

Relazione di calcolo delle fondazioni

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	4
2.	documenti DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	Normativa di riferimento.....	5
2.2	Documentazione di progetto	5
3.	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	6
4.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	12
4.1	Premessa	12
4.2	Indagini e prove di laboratorio di riferimento.....	12
4.3	Misure piezometriche e livelli di falda	16
4.4	Caratterizzazione Geotecnica.....	16
4.5	Stratigrafie di riferimento e parametri di calcolo.....	20
4.6	Determinazione della categoria di suolo.....	24
5.	MODELLO DI CALCOLO DELLA PALIFICATA	25
6.	CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC 2008.....	30
6.1	Generale	30
6.1.1	Stati Limite Ultimi (SLU)	30
6.1.2	Stati Limite di Esercizio (SLE)	31
6.2	Verifiche statiche	31
6.2.1	Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Geotecnico (SLU GEO).....	32
6.2.2	Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Strutturale (SLU STR)	33
6.2.3	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	35
6.3	Verifiche sismiche	35
7.	CURVA DI RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO	38
7.1	Generale	38
7.1.1	Resistenza laterale di calcolo.....	39
7.1.2	Resistenza di base di calcolo	40
7.2	Resistenza di calcolo dei pali trivellati da parametri geotecnici.....	43
7.3	Resistenza caratteristica	44
7.4	Resistenza di progetto	45
8.	CURVA CARICO-CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO	73

8.1	Curva carico-cedimento in assenza di attrito negativo	73
8.2	Curva carico-cedimento in presenza di attrito negativo	77
9.	Carichi agenti in fondazione	92
10.	RISULTATI delle analisi	100
10.1	Cavalcavia tipologici B12/L38	100
10.1.1	Risultati delle analisi.....	101
10.1.2	Verifiche geotecniche.....	104
10.1.3	Verifiche strutturali	104
10.1.4	Verifica dei requisiti prestazionali della fondazione	104
10.2	Cavalcavia tipologici B5.4/L38	106
10.2.1	Risultati delle analisi.....	107
10.2.2	Verifiche geotecniche.....	110
10.2.3	Verifiche strutturali	110
10.2.4	Verifica dei requisiti prestazionali della fondazione	110
10.3	Cavalcavia tipologici B12/L45	111
10.3.1	Risultati delle analisi.....	112
10.3.2	Verifiche geotecniche.....	115
10.3.3	Verifiche strutturali	115
10.3.4	Verifica dei requisiti prestazionali della fondazione	115
10.4	Cavalcavia tipologici B13.5/L45	117
10.4.1	Risultati delle analisi.....	118
10.4.2	Verifiche geotecniche.....	121
10.4.3	Verifiche strutturali	121
10.4.4	Verifica dei requisiti prestazionali della fondazione	121
10.5	Cavalcavia tipologici 3 luci - B13.5/L45.....	122
10.5.1	Risultati delle analisi.....	123
10.5.2	Verifiche geotecniche.....	129
10.5.3	Verifiche strutturali	129
10.5.4	Verifica dei requisiti prestazionali della fondazione	129

1. INTRODUZIONE

Questa relazione è parte integrante dei documenti del Progetto Definitivo per la realizzazione dell'ampliamento alla terza corsia dell'autostrada A13 nel tratto tra Padova e Monselice.

In questo documento si riportano le verifiche geotecniche delle fondazioni profonde dei cavalcavia di nuova realizzazione. Le verifiche sono state condotte in accordo al metodo degli stati limite secondo quanto indicato dal DM2008 e dalla relativa circolare esplicativa del 2009.

L'analisi delle palificate, volta ad identificare i carichi massimi agenti in testa ai pali, le sollecitazioni flettenti e di taglio lungo il fusto dei pali e gli spostamenti delle palificate, è stata condotta utilizzando il codice di calcolo Group.

La relazione si articola come segue:

- nel capitolo 2 si elencano le normative applicate;
- nel capitolo 3 si riporta la descrizione delle opere (cavalcavia);
- nel capitolo 4 si riportano le stratigrafie di riferimento, con i parametri geotecnici di calcolo utilizzati;
- nel capitolo 5 si riporta una breve descrizione del codice di calcolo Group;
- nel capitolo 6 si riportano i criteri generali di progettazione in accordo alla Normativa vigente sulla base dei quali viene calcolata la resistenza di progetto del palo singolo. Si descrivono inoltre nello specifico le verifiche effettuate e le procedure utilizzate;
- nel capitolo 7 si riporta il calcolo della curva di resistenza di progetto del palo singolo;
- nel capitolo 8 si riporta la curva carico-cedimento che condiziona il comportamento del palo nei confronti dei carichi assiali;
- nel capitolo 9 si riportano i carichi applicati così come indicati dal Progettista Strutturale;
- nel capitolo 10 si riportano i risultati delle verifiche effettuate.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

- [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] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1984) - Raccomandazioni sui pali di fondazione.

2.2 Documentazione di progetto

- [4] Relazione Geotecnica di progetto;
- [5] Profili Geotecnici di progetto;
- [6] Elaborati grafici relativi all'opera in progetto.

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le opere oggetto della presente relazione sono i cavalcavia di attraversamento della sede stradale in ampliamento dell'Autostrada A13; tali opere sono state suddivise in gruppi tipologici in base al numero delle luci, alla lunghezza delle campate (L) e alla larghezza della sede stradale (B).

L'elenco delle opere è riportato nella seguente Tabella:

WBS	Nome dell'opera	luci	Larghezza B (m)	Luce (m)	Tipologia
CV001	CV Via Azerdimezzo	1	12	38.3	B12/L38
CV002	CV Via Pernumia	1	12	38.3	B12/L38
CV003	CV Via Gorghizzolo	1	12	38.3	B12/L38
CV004	CV Via Chiodare	1	12	45.8	B12/L45
CV005	CV Terme Euganee	1	13.5	45.8	B13.5/L45
CV006	CV SP9 Mincana	1	13.5	45.8	B13.5/L45
CV007	CV Strada Campestre	1	5.4	38.3	B5.4/L38
CV008	CV San Pelagio	1	12	45.8	B12/L45
CV009	CV Via Cuccara	1	12	45.8	B12/L45
CV010	CV SP 30 Mezzavia	3	13.5	27+45.5+27	3L-B13.5/L45
CV011	CV Vo di Placca	1	12	38.3	B12/L38
CV012	CV Via Bolzani	1	12	38.3	B12/L38

Tabella 3.1: Elenco delle opere

La geometria dei vari cavalcavia è riportata nelle figure seguenti a seconda del gruppo tipologico di appartenenza; per informazioni di dettaglio si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

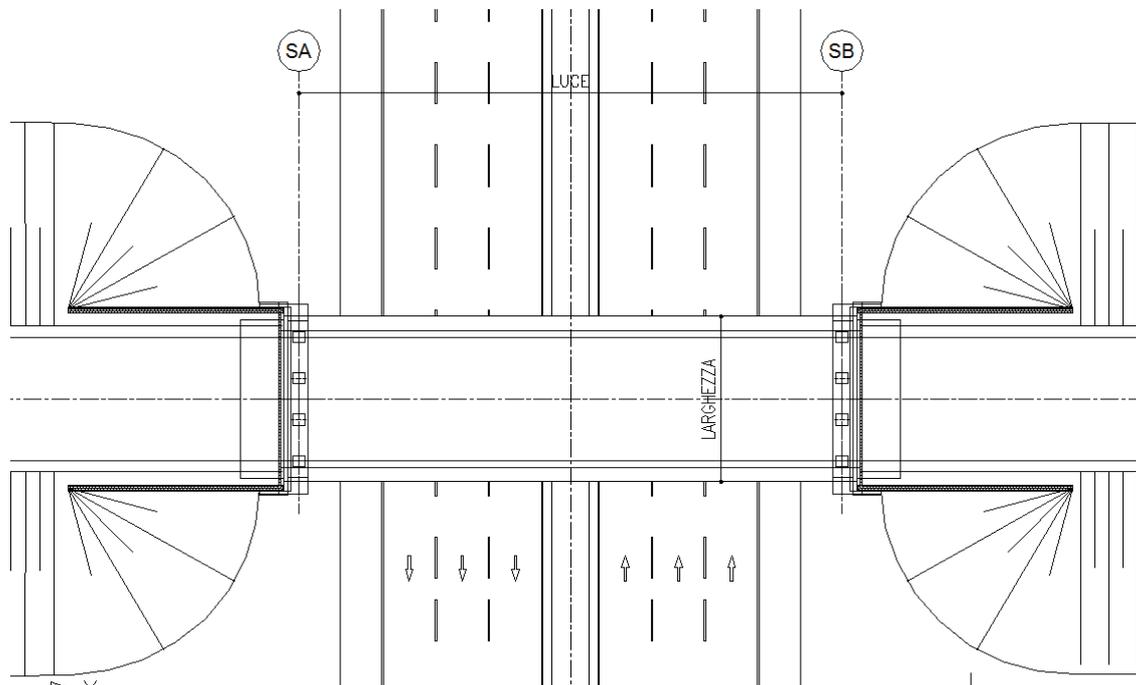


Figura 3.1: Planimetria CV tipologico ad 1 luce

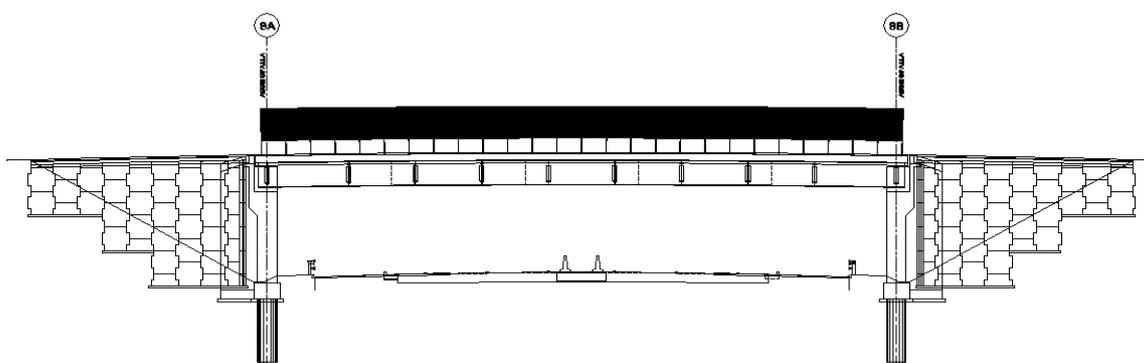


Figura 3.2: Profilo longitudinale del CV tipologico ad 1 luce

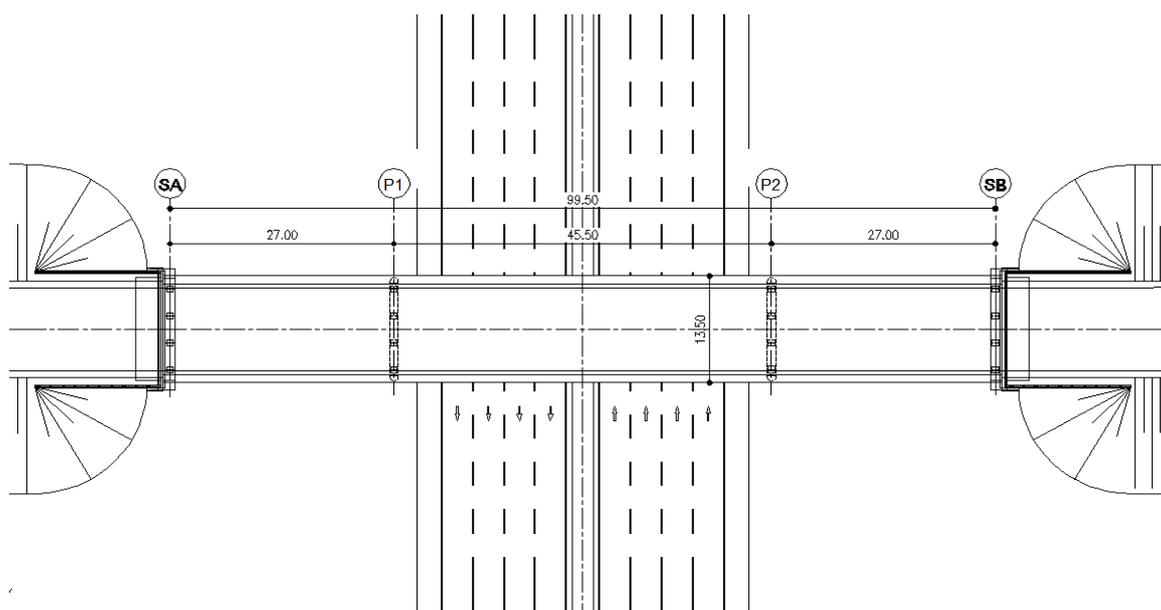


Figura 3.3: Planimetria CV tipologico a 3 luci

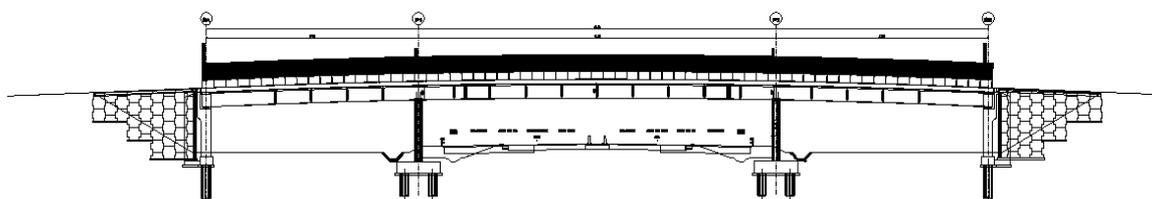


Figura 3.4: Profilo longitudinale del CV tipologico a 3 luci

Sia le spalle che le pile sono state fondate su pali di grosso diametro ($\Phi 1200\text{mm}$) e di lunghezza variabile.

In particolare, per le spalle, essi sono disposti su una fila singola, come si vede dallo schema tipologico riportato nella figura seguente.

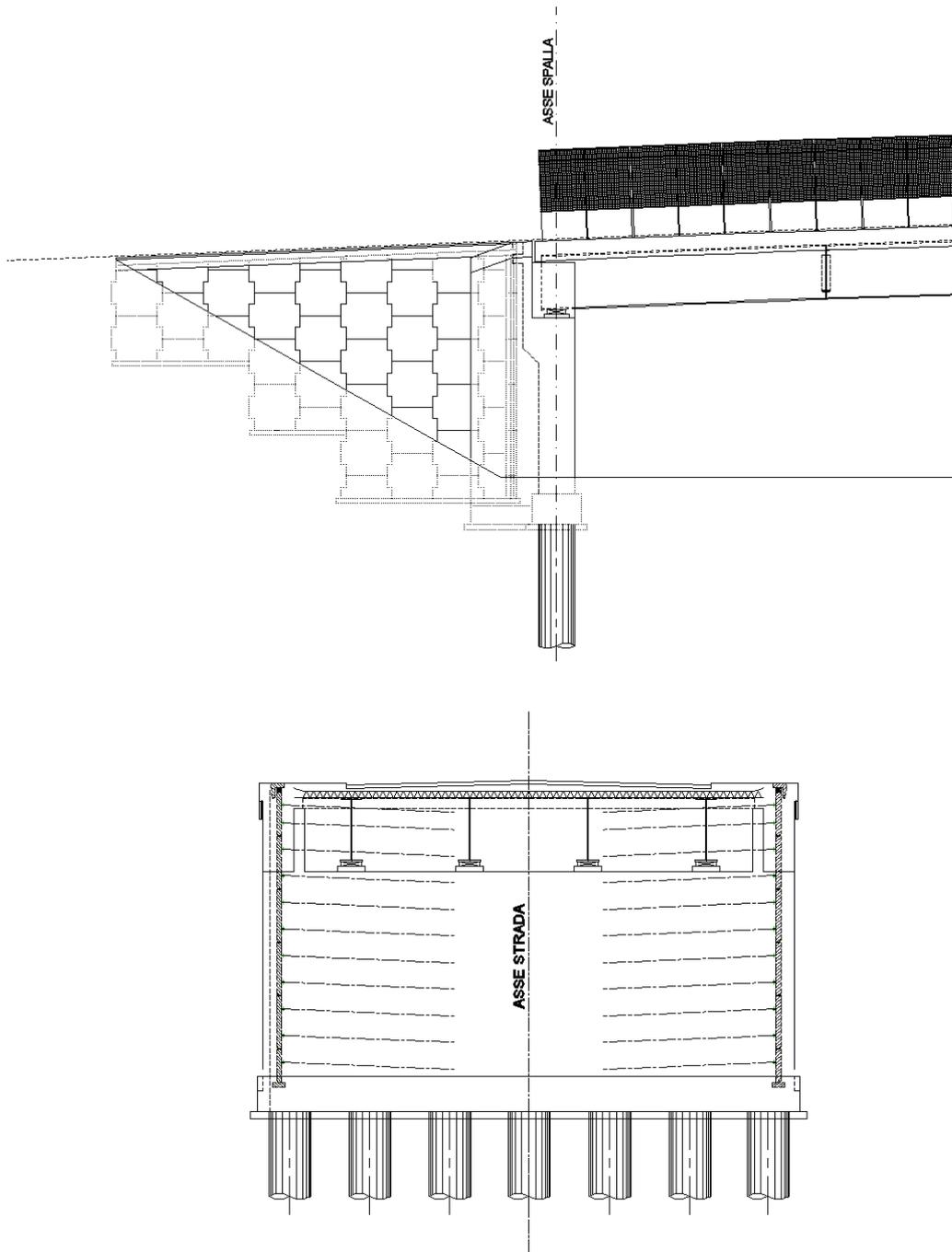


Figura 3.5: Schema delle fondazioni delle spalle

Le varie soluzioni fondazionali, in funzione del numero dei pali, della lunghezza e dell'interasse, sono descritte nella seguente tabella:

WBS	Nome dell'opera	Tipologia	Numero pali ϕ 1200	Interasse (m)	Lunghezza (m)
CV001	CV Via Azerdimezzo	B12/L38	7	2.30	22
CV002	CV Via Pernumia	B12/L38	7	2.30	24
CV003	CV Via Gorghizzolo	B12/L38	7	2.30	28
CV004	CV Via Chiodare	B12/L45	7	2.30	30
CV005	CV Terme Euganee	B13.5/L45	8	2.30	32
CV006	CV SP9 Mincana	B13.5/L45	8	2.30	35
CV007	CV Strada Campestre	B5.4/L38	4	2.30	30
CV008	CV San Pelagio	B12/L45	7	2.30	30
CV009	CV Via Cuccara	B12/L45	7	2.30	30
CV010	CV SP 30 Mezzavia	3L-B13.5/L45	8	2.30	34
CV011	CV Vo di Placca	B12/L38	7	2.30	24
CV012	CV Via Bolzani	B12/L38	7	2.30	28

Tabella 3.2: Geometria delle palificate di fondazione delle spalle

Per quanto riguarda infine le pile (del solo cavalcavia a 3 luci), i pali di fondazione sono disposti come riportato nella figura seguente; si ricorda che si tratta di n. 10 pali di diametro Φ 1200mm e di lunghezza pari a 34 m.

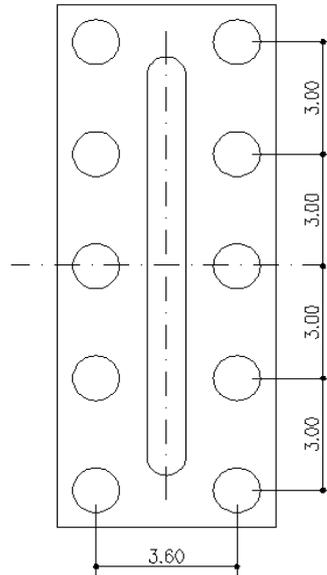


Figura 3.6: Geometria palificata delle pila del tipologico a 3 luci

4. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

4.1 Premessa

Di seguito viene esposta 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 mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito.

Per eventuali approfondimenti si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto.

4.2 Indagini e prove di laboratorio di riferimento

Nelle tabelle seguenti si riportano, per ognuno dei cavalcavia in esame, le verticali di indagine che sono state considerate per la caratterizzazione dei terreni di fondazione.

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
S-PM1	2009	89+060	+6.82	40	C (3.75) – C (29.75)
CPTU-D1	2011	89+095	+6.64	35	-
SD6 – SD6bis ⁽¹⁾	2011	93+390	+5.06	60	CH

Tabella 4.1: Verticali di riferimento – Opera CV001

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
SD1	2011	89+400	+7.25	40	-
SD6 – SD6bis ⁽¹⁾	2011	93+390	+5.06	60	CH

Tabella 4.2: Verticali di riferimento – Opera CV002

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
SD8	2011	93+930	+5.13	40	C (14) – C (35)
CPTU-D5	2011	93+980	+5.42	35	-
SD6 – SD6bis ⁽¹⁾	2011	93+390	+5.06	60	CH

Tabella 4.3: Verticali di riferimento – Opera CV003

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
SPM-3	2009	94+600	+5.30	40	C (29) – C (36.5)
CPTU-D5bis	2011	94+550	+5.05	35	-
SD6 – SD6bis ⁽¹⁾	2011	93+390	+5.06	60	CH

Tabella 4.4: Verticali di riferimento – Opera CV004

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
SD9	2011	95+030	+4.51	40	TA (13÷25) – C (37)
SD6 – SD6bis ⁽¹⁾	2011	93+390	+5.06	60	CH

Tabella 4.5: Verticali di riferimento – Opera CV005

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
SD10	2011	95+345	+5.18	40	C (20) – C (33.5)
SD6 – SD6bis ⁽¹⁾	2011	93+390	+5.06	60	CH

Tabella 4.6: Verticali di riferimento – Opera CV006

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
SD11	2011	95+785	+5.45	40	C (19.5) – C (33)
SD6 – SD6bis ⁽¹⁾	2011	93+390	+5.06	60	CH

Tabella 4.7: Verticali di riferimento – Opera CV007

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
SD14	2011	97+600	+6.68	35	TA (3 ÷ 35)
CPTU-PM3	2009	97+600	+7.92	30	-
SD6 – SD6bis ⁽¹⁾	2011	93+390	+5.06	60	CH

Tabella 4.8: Verticali di riferimento – Opera CV008

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
CPTU-D9	2011	98+845	+6.96	35	-
SPM4	2009	98+850	+8.67	30.5	C (4) – C (27)
SD6 – SD6bis ⁽¹⁾	2011	93+390	+5.06	60	CH

Tabella 4.9: Verticali di riferimento – Opera CV009

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
SD15	2011	99+090	+7.51	40	C (34)
SD6 – SD6bis ⁽¹⁾	2011	93+390	+5.06	60	CH

Tabella 4.10: Verticali di riferimento – Opera CV010

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
CPTU-D10	2011	99+430	+7.65	35	-
SD16	2011	99+435	+7.81	40	TA (9÷28.5) – C
SD6 – SD6bis ⁽¹⁾	2011	93+390	+5.06	60	(38.5) CH

Tabella 4.11: Verticali di riferimento – Opera CV011

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
SD17	2011	100+050	+7.32	40	C(8) – C (29)
CPTU-D11	2011	100+090	+7.99	35	-
SD6 – SD6bis ⁽¹⁾	2011	93+390	+5.06	60	CH

Tabella 4.12: Verticali di riferimento – Opera CV012

Simbologia:

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella)

TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante)

CH = tubo per misure Cross-hole

⁽¹⁾ per la definizione della stratigrafia al di sotto dei 40 m da p.c.

4.3 Misure piezometriche e livelli di falda

Per quanto riguarda il riferimento della **falda** si è tenuto conto di un livello piezometrico superficiale; nei calcoli è stata assunta in via cautelativa una falda a quota di imposta delle fondazioni.

4.4 Caratterizzazione Geotecnica

La relazione geotecnica allegata al progetto individua nell'area in esame le seguenti unità stratigrafiche di progetto:

Unità geotecnica	Descrizione
A1	Argille e limi (natura coesiva)
A2	Sabbie e sabbie limose (natura granulare)
T	Livelli torbosi

Tabella 4.13: Denominazione delle unità geotecniche

Nelle seguenti tabelle sono riassunti i parametri geotecnici caratteristici assunti per ogni unità presente, ricavati dalla Relazione Geotecnica di progetto.

γ (kN/m ³)	19 + 20	z < 15m	
	18 + 19.5	z ≥ 15m	
q_c (MPa)	0.5 + 1	z < 15m	
	1.5 + 2	z ≥ 15m	
c_u (kPa)	Valori 'lower bound'		
		20	z < 15 m
		20 + 2.5 (z-15)	z ≥ 15 m
	Valori medi caratteristici	fino a Km.93+800	45
		45 + 4.0 (z-15)	z ≥ 15 m
	da Km.93+800	60	z < 15 m
		60 + 3.5 (z-15)	z ≥ 15 m
c' (kPa)	0 + 10		
ϕ' (°)	24 + 27	livelli con CA ≥ 35% (A1a)	
	28 + 32	livelli con CA < 35% (A1b)	
$GSC = \sigma_{vp}' / \sigma_{vo}'$ (-)	7,380 $z^{0.8} \geq 1.1$ ⁽¹⁾		
k_o (-)	$(0.45 + 0.60) \cdot \sqrt{GSC}$		
e_o (-)	0.60 + 1.0		
C_c (-)	0.20 + 0.30		
C_r (-)	$C_c / 5$		
c_{α} (%)	0.20 + 0.40 ⁽²⁾		
	0.05 + 0.10 ⁽³⁾		
k_v (m/sec)	$2 \times 10^{-10} + 1 \times 10^{-9}$	z < 15m	
	$1 \times 10^{-9} + 2 \times 10^{-9}$	z ≥ 15m	
K_h (m/sec)	$(7 + 10) k_v$		
c_v (m ² /sec)	$2.5 \times 10^{-8} + 2 \times 10^{-7}$	z < 15m	
	$2 \times 10^{-7} + 4 \times 10^{-7}$	z ≥ 15m	
c_h (m ² /sec)	$(7 + 10) c_v$		
G_{o1} (kPa)	$300 \cdot p_o \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_o} \right)^{0.60}$		
V_s (m/sec)	$\sqrt{\frac{G_{o1} \cdot 9.81}{\gamma_t}}$		
E_{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_o) / (3 + 5)$ ^{(4) (5)}		
E_{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_{o1}) / 10$ ⁽⁵⁾		

⁽¹⁾ = valore cautelativo riferito ai livelli più argillosi.

⁽²⁾ = Valore applicabile al tratto caratterizzato da pressioni superiori a σ_{vp}'

⁽³⁾ = Valore applicabile al tratto compreso tra σ_{vo}' e σ_{vp}'

$$^{(4)} = G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \text{ (kPa)}$$

con

p' = pressione efficace media corrente

p_o = pressione efficace media geostatica

⁽⁵⁾ = solo nel caso in cui le tensioni verticali efficaci (reostatiche + indotte dalla costruzione dell'opera) sono inferiori a quelle massime di preconsolidazione σ_{vp}'

Tabella 4.14: Parametri geotecnici caratteristici – UNITA' A1

γ_t (kN/m ³)	18 + 20
q_c (MPa)	min 5 + 7 max 10 + 20
D_r (%)	min 40 + 60 max 60 + 80
φ' (°)	34 + 37
GSC	1
k_o (-)	0.40 + 0.44
$K_v = k_h$ (m/sec)	$5 \cdot 10^{-7} + 1 \cdot 10^{-5}$
G_{o1} (kPa)	Nell'intervallo indicato in Figura 9.40
V_s (m/sec)	$\sqrt{\frac{G_{o1} \cdot 9.81}{\gamma_t}}$
E_{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_{o1}) / (3+5)^{(1)}$
E_{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_{o1}) / 10$
$^{(1)} = G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o'} \right)^{0.5} \text{ (kPa)}$ <p>con p' = pressione efficace media corrente p_o' = pressione efficace media geostatica</p>	

Tabella 4.15: Parametri geotecnici caratteristici – UNITA' A2

γ_t (kN/m ³)	14 + 16
c' (kPa)	0
φ' (°)	13 + 14
k_o (-)	0.79
e_o (-)	1.5 + 2.0
c_{∞} (%)	1
k_v (m/sec)	$2 \times 10^{-9} + 5 \times 10^{-9}$
K_h (m/sec)	$(7 + 10) \cdot k_v$
c_v (m ² /sec)	$2.5 \times 10^{-7} + 6 \times 10^{-7}$
c_h (m ² /sec)	$(7+10) \cdot c_v$
E_{op1} (kPa)	1500 + 2000
E_{op2} (kPa)	1500 + 2000

Tabella 4.16: Parametri geotecnici caratteristici – UNITA' T

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

c' = intercetta di coesione operativa;

φ' = angolo di attrito operativo;

φ_r' = angolo di attrito residuo lungo superfici di rottura;

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

e_o = indice dei vuoti iniziale;

C_c = indice di compressione edometrico per pressioni superiori a σ_{vmax}' ;

C_r = indice di compressione edometrico per pressioni comprese tra σ_{vo}' e σ_{vmax}' ;

$C_{\alpha E}$ = coefficiente di consolidazione secondaria;

k_v = coefficiente di permeabilità verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso principalmente nella direzione verticale;

k_h = coefficiente di permeabilità orizzontale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso principalmente nella direzione orizzontale;

c_v = coefficiente di consolidazione primaria verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di consolidazione principalmente nella direzione verticale;

c_h = coefficiente di consolidazione primaria orizzontale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di consolidazione principalmente nella direzione orizzontale;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche;

G_o = modulo di taglio a piccole deformazioni riferito alle pressioni efficaci medie correnti;

E_{op1} = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$) e di opere di sostegno;

E_{op2} = modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati;

B = dimensione minore della fondazione (m);

$p_a = 100 \text{ kPa}$ = pressione atmosferica di riferimento;

z = profondità dal p.c. in metri;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica;

σ_{vp}' = pressione verticale efficace massima di preconsolidazione.

4.5 Stratigrafie di riferimento e parametri di calcolo

Sulla base delle analisi eseguite e della caratterizzazione geotecnica dell'area, nei calcoli si sono assunti i parametri caratteristici medi di resistenza riportati nel seguito.

profondità da p.c.	unità	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
da 0 a 7 m	A2	36	0	-
da 7 a 12 m	A1	-	-	45
da 12 m in poi	A2	36	0	-

Tabella 4.17: Stratigrafia e parametri geotecnici – Opera CV001

profondità da p.c.	unità	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
da 0 a 7 m	A2	36	0	-
da 7 a 11 m	A1	-	-	45
da 11 m in poi	A2	36	0	-

Tabella 4.18: Stratigrafia e parametri geotecnici – Opera CV002

profondità da p.c.	unità	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
da 0 a 7 m	A2	36	0	-
da 7 a 17 m	A1	-	-	60
da 17 a 22 m	A2	36	0	-
da 22 a 29 m	A1	-	-	95
da 29 a 31 m	A2	37	0	-
da 31 m in poi	A1	-	-	120

Tabella 4.19: Stratigrafia e parametri geotecnici – Opera CV003

profondità da p.c.	unità	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
da 0 a 5 m	A1	-	-	60
da 5 a 7 m	A2	36	0	-
da 7 a 21 m	A1	-	-	60
da 21 a 25 m	A2	36	0	-
da 25 m in poi	A1	-	-	100

Tabella 4.20: Stratigrafia e parametri geotecnici – Opera CV004

profondità da p.c.	unità	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
da 0 a 5 m	A1	-	-	60
da 5 a 8 m	A2	36	0	-
da 8 a 13 m	A1	-	-	60
da 13 a 21 m	A2	36	0	-
da 21 m in poi	A1	-	-	95

Tabella 4.21: Stratigrafia e parametri geotecnici – Opera CV005

profondità da p.c.	unità	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
da 0 a 7 m	A1	-	-	60
da 7 a 9 m	A2	36	0	-
da 9 a 15 m	A1	-	-	70
da 15 a 23 m	A2	36	0	-
da 23 m in poi	A1	-	-	95

Tabella 4.22: Stratigrafia e parametri geotecnici – Opera CV006

profondità da p.c.	unità	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
da 0 a 14 m	A1	-	-	60
da 14 a 23 m	A2	36	0	-
da 23 a 31 m	A1	-	-	85
da 31 a 34 m	A2	37	0	-
da 34 m in poi	A1	-	-	90

Tabella 4.23: Stratigrafia e parametri geotecnici – Opera CV007

profondità da p.c.	unità	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
da 0 a 11 m	A1	-	-	60
da 11 a 14 m	A2	35	0	-
da 14 a 17 m	A1	-	-	60
da 17 a 19 m	A2	36	0	-
da 19 m in poi	A1	-	-	100

Tabella 4.24: Stratigrafia e parametri geotecnici – Opera CV008

profondità da p.c.	unità	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
da 0 a 7 m	A1	-	-	60
da 7 a 9 m	A2	36	0	-
da 9 a 16 m	A1	-	-	75
da 16 a 22 m	A2	36	0	-
da 22 m a 26 m	A1	-	-	90
da 26 m in poi	A2	36	0	-

Tabella 4.25: Stratigrafia e parametri geotecnici – Opera CV009

profondità da p.c.	unità	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
da 0 a 13 m	A1	-	-	60
da 13 a 15 m	A2	36	0	-
da 15 a 25 m	A1	-	-	75
da 25 a 29 m	A2	37	0	-
da 29 m a 32 m	A1	-	-	100
da 32 m in poi	A2	38	0	-

Tabella 4.26: Stratigrafia e parametri geotecnici – Opera CV010

profondità da p.c.	unità	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
da 0 a 4 m	A2	36	0	-
da 4 a 9 m	A1	-	-	60
da 9 a 16 m	A2	36	0	-
da 16 a 19 m	A1	-	-	80
da 19 a 23 m	A2	36	0	-
da 23 m in poi	A1	-	-	100

Tabella 4.27: Stratigrafia e parametri geotecnici – Opera CV011

profondità da p.c.	unità	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
da 0 a 5 m	A1	-	-	60
da 5 a 7 m	A2	36	0	-
da 7 a 21 m	A1	-	-	60
da 21 a 27 m	A2	36	0	-
da 27 m in poi	A1	-	-	100

Tabella 4.28: Stratigrafia e parametri geotecnici – Opera CV012

4.6 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 di 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 in maniera cautelativa come sito di **categoria D**.

Per maggiori informazioni circa la sismicità dell'area si rimanda a quanto è riportato nella Relazione Geotecnica generale allegata al progetto.

5. MODELLO DI CALCOLO DELLA PALIFICATA

L'analisi della palificata è stata condotta utilizzando il codice di calcolo Group che opera come riportato di seguito.

- Il palo singolo all'interno del gruppo viene trattato nel modo seguente:
 - In direzione assiale attribuendo ad esso una curva carico-cedimento di tipo lineare o non lineare; tale curva può essere generata internamente dal codice di calcolo a partire dalle caratteristiche del terreno e del palo, oppure può essere inserita come input dall'utente. Per la generazione interna al programma di tale curva si rimanda al manuale teorico del codice di calcolo.
 - In direzione trasversale con il metodo delle curve p-y, calcolate automaticamente dal programma oppure inserite come input dall'utente. Per la generazione interna al programma di tale curva si rimanda al manuale teorico del codice di calcolo.

- L'effetto gruppo viene considerato nel modo seguente:
 - In direzione assiale il codice di calcolo non permette di tenere conto dell'effetto gruppo in modo automatico. All'utente viene lasciata la possibilità o di inserire direttamente la curva carico-cedimento abbattuta per effetto gruppo, oppure di inserire un fattore riduttivo della curva carico-cedimento del palo singolo; si osserva che:
 - nel primo caso la curva carico-cedimento abbattuta può essere definita, ad esempio, in accordo alla procedura sviluppata da Poulos e Davis [1980], procedura che permette di calcolare un fattore moltiplicativo dei cedimenti (R_s , vedi **Tabella 5.1**);
 - nel secondo caso, il fattore di abbattimento richiesto dal codice di calcolo agisce nella direzione di riduzione dei carichi.

- o In direzione trasversale abbattendo le curve p-y in accordo a procedure semiempiriche (vedi ad esempio Brown & Reese [1985], Brown et al. [1988], Mc Vay et al. [1995]); il codice di calcolo contempla la possibilità di calcolare i coefficienti riduttivi delle curve p-y, in funzione della spaziatura e disposizione geometrica dei pali, in accordo ad una procedura interna oppure di assegnare i coefficienti riduttivi dall'esterno.

Nel caso in esame le curve carico-cedimento non sono state abbattute e sono state inserite dall'esterno, per tener conto dei fenomeni di "attrito negativo", come meglio specificato nel capitolo 8. Le curve p-y sono state generate e abbattute secondo la procedura interna del codice di calcolo Group.

L'analisi è stata condotta utilizzando lo schema statico di plinto di fondazione infinitamente rigido e pali incastrati in testa alla fondazione.

Le caratteristiche geometriche dei pali esaminati sono le seguenti:

$D = 1200\text{mm}$	diametro
$A = 1.131\text{ m}^2$	area
$J = 0.10178\text{ m}^4$	momento di inerzia flessionale

I parametri di elasticità del calcestruzzo utilizzati nelle analisi sono i seguenti:

$E = 30000\text{ MPa}$	modulo elastico del calcestruzzo
$\nu = 0.25$	coefficiente di Poisson

Numero pali		4			9			16		
L/D	S/D	log10k 1	log10k 2	Log10k 3	log10k 1	log10k 2	log10k 3	log10k 1	log10k 2	log10k 3
10	2	1.83	2.25	2.54	2.78	3.80	4.42	3.76	5.49	6.40
	5	1.40	1.73	1.88	1.83	2.49	2.82	2.26	3.25	3.74
25	2	1.99	2.14	2.65	3.01	3.64	4.84	4.22	5.38	7.44
	5	1.47	1.74	2.09	1.98	2.61	3.48	2.46	3.54	4.96
50	2	2.43	2.31	2.56	3.91	3.79	4.52	5.58	5.65	7.05
	5	1.73	1.81	2.10	2.46	2.75	3.51	3.16	3.72	5.11

L = lunghezza del palo
D = diametro del palo
S = interasse tra i pali
K = E_p/E_v' essendo:
 E_p = modulo elastico del palo
 E_v' = modulo elastico del terreno nell'intorno del palo

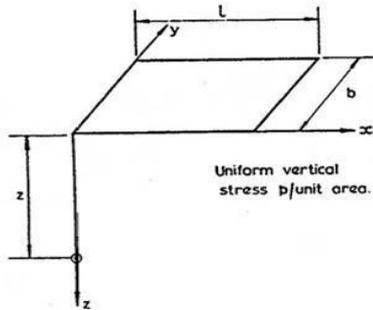
Tabella 5.1: Rapporto Rs (Poulos & Davis [1980])

Nel caso delle spalle, vista la presenza a tergo della palificata di un rilevato di nuova costruzione costituito da materiale alleggerito (altezza $h_{ri}=8.50$ m e $\gamma=8$ kN/m³), si è considerato un sovraccarico orizzontale distribuito lungo il fusto del palo, di entità variabile con la profondità.

Per il calcolo si è considerata la teoria di Holl (1940), definita come riportato nello schema seguente; i risultati sono riportati nella **Figura 5.2**.

Loading on a Rectangular Area

UNIFORM VERTICAL LOADING



Beneath the corner of the rectangle (see Fig. 3.29), Holl (1940) gives the following expressions for stresses for $\nu = 0.5$:

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left[\tan^{-1} \frac{lb}{zR_3} + \frac{lbz}{R_3} \left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{p}{2\pi} \left[\tan^{-1} \frac{lb}{zR_3} - \frac{lbz}{R_1^2 R_3} \right]$$

$$\sigma_y = \frac{p}{2\pi} \left[\tan^{-1} \frac{lb}{zR_3} - \frac{lbz}{R_2^2 R_3} \right]$$

$$\tau_{xz} = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{b}{R_2} - \frac{z^2 b}{R_1^2 R_3} \right]$$

$$\tau_{yz} = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{l}{R_1} - \frac{z^2 l}{R_2^2 R_3} \right]$$

$$\tau_{xy} = \frac{p}{2\pi} \left[1 + \frac{z}{R_3} - z \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \right]$$

$$\text{where } R_1 = (l^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$R_2 = (b^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$R_3 = (l^2 + b^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}$$

Figura 5.1: Calcolo del sovraccarico orizzontale sul palo (Holl, 1940)

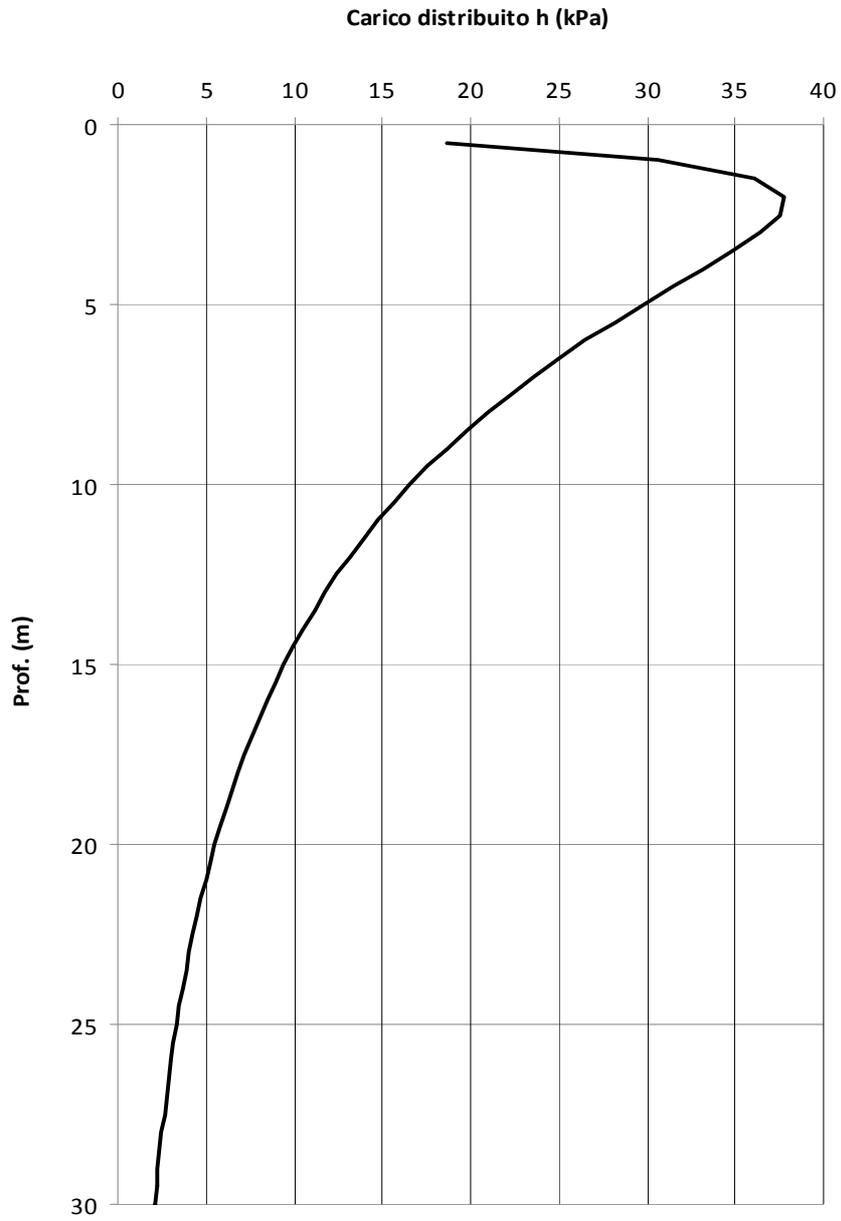


Figura 5.2: Carico distribuito orizzontale agente sul palo

6. CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC 2008

6.1 Generale

In accordo con quanto definito nel paragrafo 6.2.3 delle NTC2008, 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)

6.1.1 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 NTC 2008 per gli approcci previsti al paragrafo 6.4.3.1. Sono previsti coefficienti parziali da applicarsi rispettivamente alle azioni (A1 o A2), ai parametri del terreno (M1) ed alle resistenze caratteristiche di calcolo (R1 o R2 o R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale, **Approccio 1**, sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

Combinazione 1 A1+M1+R1 è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno;

Combinazione 2 A2+M1+R2 è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

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.

I valori assunti dai coefficienti di sicurezza parziali di ciascun gruppo, "Azioni – Parametri geotecnici del terreno – Resistenze", sono riportati all'interno delle NTC2008, rispettivamente alle tabelle:

A Tabella 6.2.I

M Tabella 6.2.II

R Tabella 6.4.II

6.1.2 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.

6.2 Verifiche statiche

Come riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC 2008, 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 almeno uno degli approcci indicati al paragrafo 6.1; nel caso in esame si è scelto di svolgere le verifiche secondo l'Approccio 1, ossia:

- Combinazione A1+M1+R1 (SLU STR)
- Combinazione A2+M1+R2 (SLU GEO)

6.2.1 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 trasversali;
- stabilità globale.

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

Di seguito si riporta nel dettaglio la procedura di verifica nei confronti dei carichi assiali:

1. Determinazione della curva di resistenza di progetto del palo singolo, mediante l'utilizzo delle combinazioni di carico previste dalla Normativa, ed in particolare utilizzando l'approccio 1 combinazione 2 (A2+M1+R2).
2. Determinazione dell'azione assiale massima (di compressione e di trazione) sul singolo palo, mediante l'analisi di gruppo col codice di calcolo Group a partire dai carichi definiti dal Progettista Strutturale come azioni agenti sull'intera palificata. Tale calcolo viene eseguito inserendo nel codice di calcolo Group:
 - la curva carico-cedimento del palo singolo inserita dall'esterno e non abbattuta per effetto gruppo;
3. le curve p-y generate internamente da Group ed abbattute secondo procedura interna al codice di calcolo;
4. Definizione della lunghezza di palo entrando con le azioni assiali massime ricavate al punto 2 nella curva di resistenza definita al punto 1.

5. Adozione della lunghezza del palo così verificato per tutti i pali della palificata.

Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali

Per quanto concerne le verifiche geotecniche nei confronti dei carichi orizzontali 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 A2+M1+R2 (GEO) dovrà 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, a partire dai carichi forniti dal Progettista Strutturale per la combinazione di carico assunta, siano interne a tale dominio.

Le sollecitazioni sui pali sono calcolate, con il codice di calcolo Group, adottando lo stesso schema di calcolo utilizzato per la verifica del collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione.

6.2.2 Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Strutturale (SLU STR)

Le verifiche di sicurezza agli SLU di tipo strutturale sono:

- raggiungimento della resistenza strutturale dei pali;

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

Raggiungimento della resistenza strutturale dei pali

La verifica di tipo strutturale dei pali (azioni assiali, azioni di taglio e momento flettente) è condotta determinando il dominio di rottura nel piano M-N per la sezione del palo considerata e verificando che le sollecitazioni calcolate sul singolo palo, a partire dai carichi forniti dal Progettista Strutturale per la combinazione di carico assunta (A1+M1+R1), siano interne a tale dominio.

Di seguito si riporta nel dettaglio tale procedura di verifica:

1. Determinazione delle sollecitazioni (assiali di compressione e trazione, di taglio e momento flettente) sul singolo palo mediante l'analisi di gruppo col codice di calcolo Group a partire dai carichi definiti dal Progettista Strutturale (riportati nel capitolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) come azioni agenti sull'intera palificata.

Tale calcolo viene eseguito inserendo nel codice di calcolo Group:

- la curva carico-cedimento del palo singolo non abbattuta per effetto gruppo e calcolata come indicato nel capitolo 8;
 - le curve p-y generate internamente da Group ed abbattute secondo procedura interna al codice di calcolo, tali curve sono riportate nel capitolo 9.
2. Verifica del non raggiungimento della tensione massima nella sezione di calcestruzzo e restituzione al Progettista Strutturale delle curve delle sollecitazioni (azioni di taglio e di momento flettente) lungo il fusto del palo.

Raggiungimento della resistenza strutturale della struttura di collegamento dei pali

Tale verifica viene condotta dal Progettista Strutturale e sarà pertanto contemplata negli elaborati strutturali.

Altre verifiche

Oltre alle verifiche di cui sopra si riverifica la lunghezza del palo, già determinata nelle verifiche SLU GEO, per la combinazione di carico qui assunta (A1+M1+R1) e ricalcando la curva di resistenza del palo in accordo a tale combinazione.

Le sollecitazioni assiali sui pali sono calcolate, con il codice di calcolo Group, adottando lo stesso schema di calcolo utilizzato per il raggiungimento della resistenza strutturale dei pali.

6.2.3 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Le verifiche agli stati limite di esercizio sono:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Nello specifico si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione. La geometria della fondazione deve essere stabilita nel rispetto dei requisiti di cui sopra tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali.

Di seguito si riporta nel dettaglio la procedura di verifica:

1. Determinazione degli spostamenti (verticali, orizzontali e rotazioni) della palificata, mediante l'analisi di gruppo col codice di calcolo Group a partire dai carichi definiti dal Progettista Strutturale come azioni agenti sull'intera palificata.
Tale calcolo viene eseguito inserendo nel codice di calcolo Group:
 - la curva carico-cedimento del palo singolo non abbattuta per effetto gruppo e calcolata come indicato nel capitolo 8;
 - le curve p-y generate internamente da Group ed abbattute secondo procedura interna al codice di calcolo, tali curve sono riportate nel capitolo 9.
2. Confronto tra gli spostamenti calcolati al punto 1 e gli spostamenti ammissibili definiti dal Progettista Strutturale.

6.3 Verifiche sismiche

La Normativa, 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 della circolare esplicativa, 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; per queste ultime si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale.

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 delle NTC2008, dovranno essere svolte con l'Approccio 1 – Combinazione 2, adottando i coefficienti parziali R3 sulle resistenze. Come definito al paragrafo 7.11.1 delle NTC 2008 tale resistenza R_d dovrà essere confrontata con azioni di progetto E_d definite adottando un coefficiente unitario sulle azioni. 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 6.2 considerando la curva dei resistenza del palo singolo calcolata adottando i coefficienti parziali della combinazione SISMA+M1+R3 e riportata nel capitolo 7.

7. CURVA DI RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO

7.1 Generale

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 7.2;

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 7.3;

$R_{c,k}$ 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 7.3;

γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato, valutati secondo quanto indicato al paragrafo 7.4.

Le resistenze di progetto vengono calcolate a partire dalla curva di capacità portante come indicato nei successivi paragrafi (paragrafo 7.2 e paragrafo 7.3), mentre nel paragrafo 7.4 si riportano le curve di progetto risultanti.

7.1.1 Resistenza laterale di calcolo

La resistenza laterale di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno attraversato, come indicato nel seguito (AGI, 1984).

Per terreni coesivi, si utilizza l'equazione:

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

dove:

α = coefficiente riduttivo:

= 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; AGI [1984];

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 in prossimità del palo.

σ'_v = pressione geostatica verticale efficace;

ϕ = angolo d'attrito;

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

$K = 0.7$ in compressione

$K = 0.5$ in trazione

Per pali battuti si adottano i coefficienti raccomandati da AGI [1984]. Per i pali trivellati 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 7.1** è illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della τ_{lim} ed il valore di NSPT.

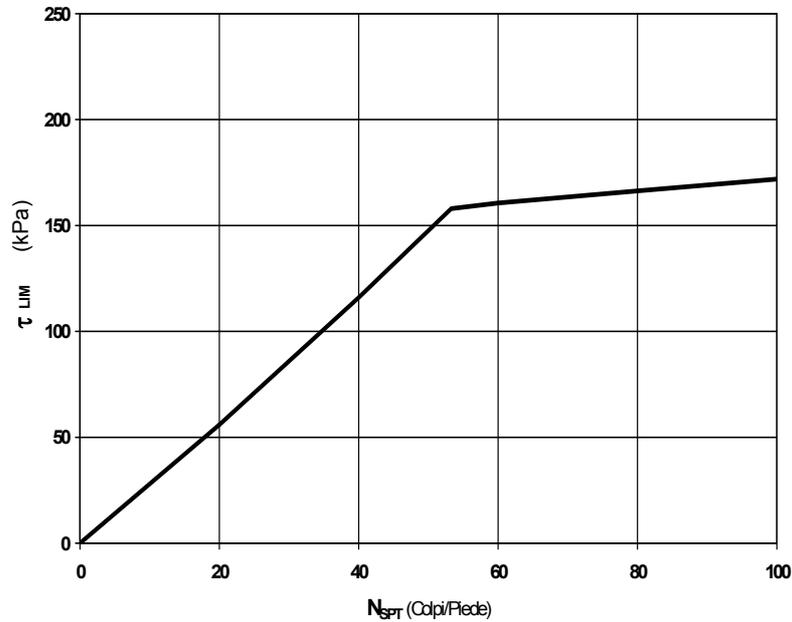


Figura 7.1: Terreni granulari - $\tau_{LIM} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese [1977])

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.

7.1.2 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 indicato nel seguito (AGI, 1984).

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 (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;

Per pali trivellati 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 7.2**.

Per pali battuti, la portata critica, sempre maggiore di quella per pali trivellati, viene valutata di volta in volta secondo le effettive modalità esecutive.

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 nelle figure seguenti.

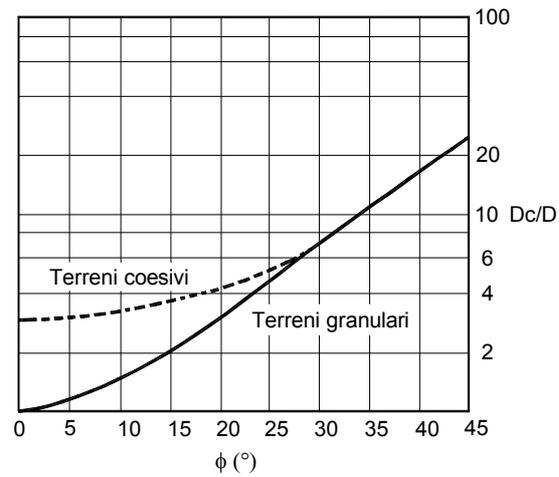


Figura 7.2: $z_c/D = f(D_r)$ (Meyerhof [1976])

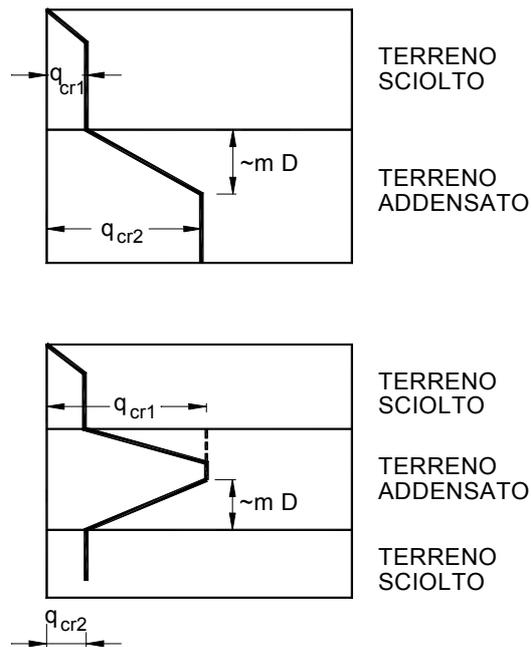


Figura 7.3: Portata di base - Terreni stratificati (Meyerhof [1976])

7.2 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:

$$R_{c,cal} = Q_{ult_comp} = Q_{lat_ult} + Q_{base_ult} - (W_p - W_s)$$

$$R_{c,traz} = Q_{ult_traz} = Q_{lat_ult} + (W_p - W_s)$$

dove:

Q_{ult_comp} Resistenza di calcolo a compressione;

Q_{ult_traz} Resistenza di calcolo a trazione

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

con

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo,
calcolata come riportato nel paragrafo 7.1.1;

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

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

$$Q_{base_ult} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub}$$
 Portata limite di base

con

q_{ub} = pressione limite alla base del palo;

W_p Peso del palo;

W_s Peso del terreno sostituito dal palo.

7.3 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 adottati; in accordo con quanto definito nel paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC2008 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 NTC2008, Tab. 6.4.IV.

7.4 Resistenza di progetto

Il 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 7.1** in cui sono riportati i fattori parziali relativi a pali trivellati).

Resistenza \ γ_R	Pali trivellati		
	R1 [-]	R2 [-]	R3 [-]
Base	1.00	1.70	1.35
Laterale - compressione	1.00	1.45	1.15
Laterale - trazione	1.00	1.60	1.25

Tabella 7.1: Coefficienti parziali alle resistenze caratteristiche

Nelle figure delle pagine seguenti si riportano, per ognuno dei cavalcavia in esame, i profili della resistenza di progetto variabili con la lunghezza del palo; tali curve sono state calcolate per le seguenti combinazioni di progetto:

- resistenza di progetto, in condizioni statiche SLU GEO, in accordo all'Approccio 1 – Combinazione 2 (coefficienti parziali A2+M1+R2);
- resistenza di progetto, in condizioni sismiche SISMA, in accordo ai coefficienti parziali SISMA+M1+R3.

Tali valori saranno poi confrontati con i corrispondenti valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli.

Non avendo sforzi di trazione significativi, si è deciso di omettere tale verifica.

Si ricorda infine che, per quanto riguarda le palificate delle sole spalle, essendo l'interasse tra i pali pari a 2.30 m, pertanto inferiore ai 3 diametri, si è deciso di ridurre i valori di resistenza di una aliquota pari al 25%, in modo da tenere correttamente conto dell'effetto di "trascinamento" del palo singolo su quelli adiacenti.

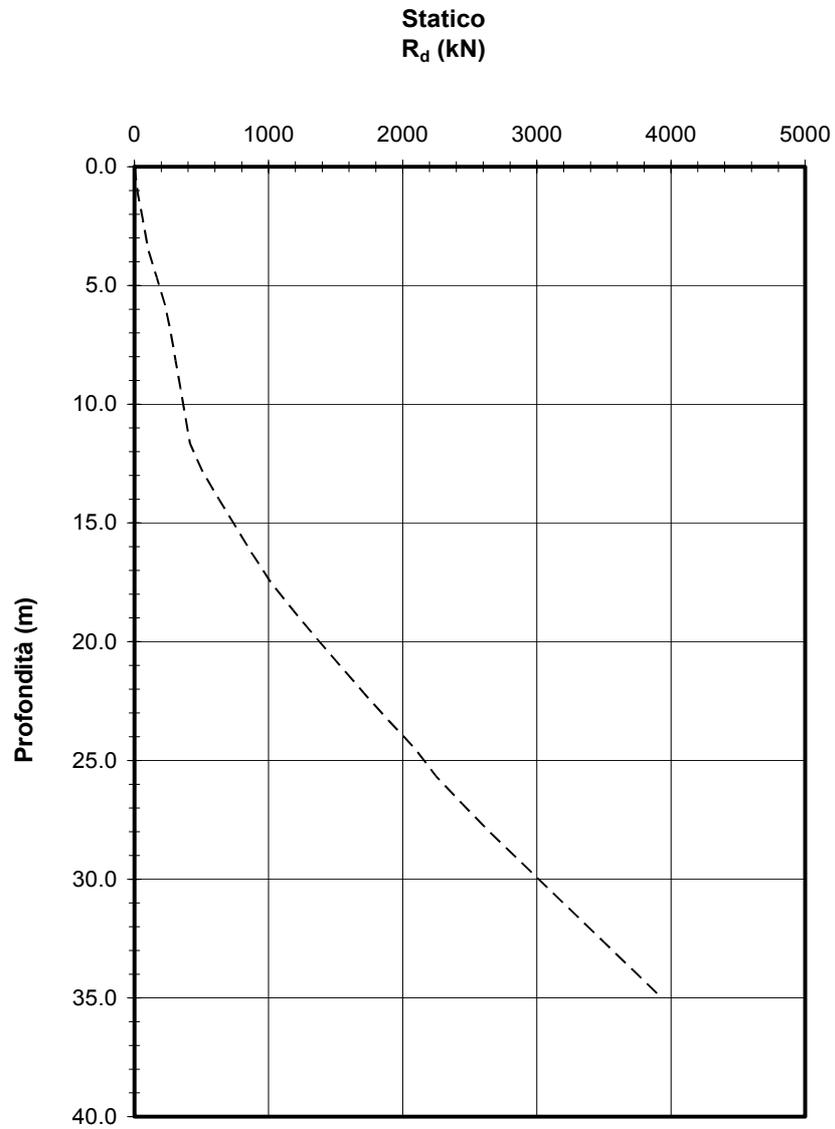


Figura 7.4: Opera CV001 - Resistenza di progetto in comb. SLU GEO

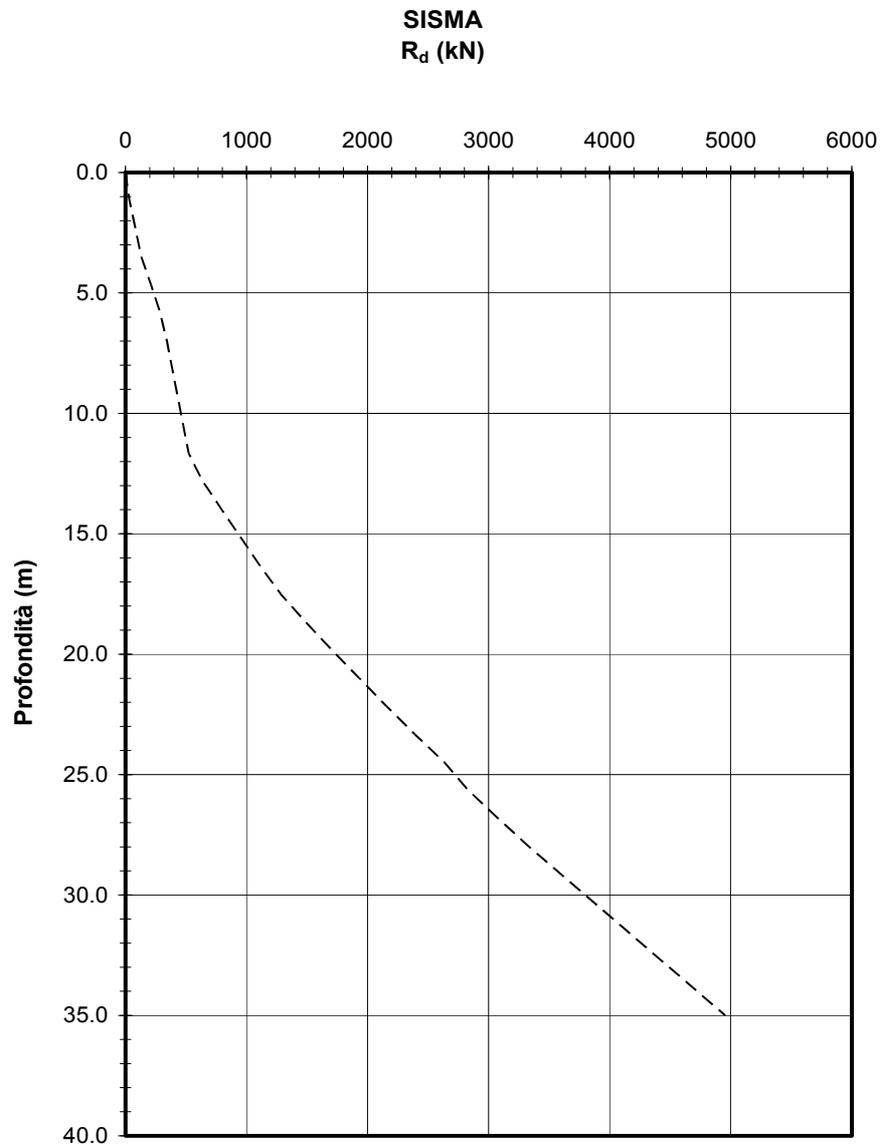


Figura 7.5: Opera CV001 - Resistenza di progetto in comb. SISMA

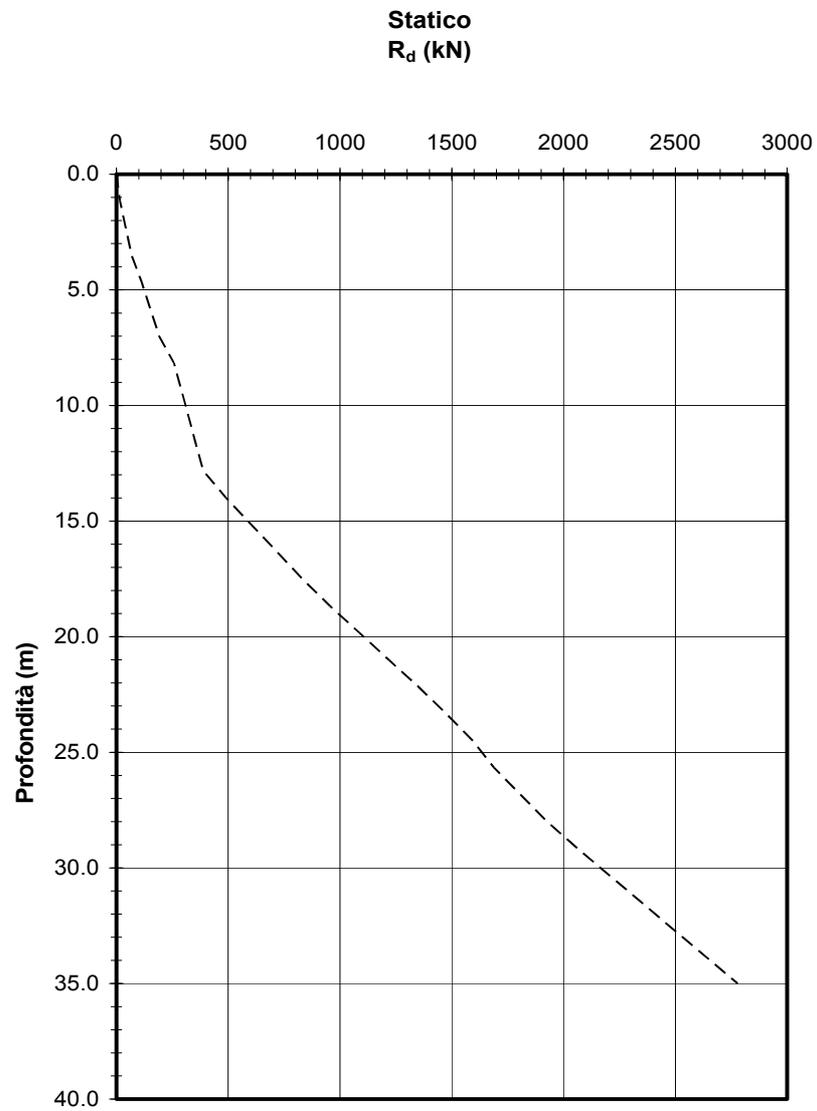


Figura 7.6: Opera CV002 - Resistenza di progetto in comb. SLU GEO

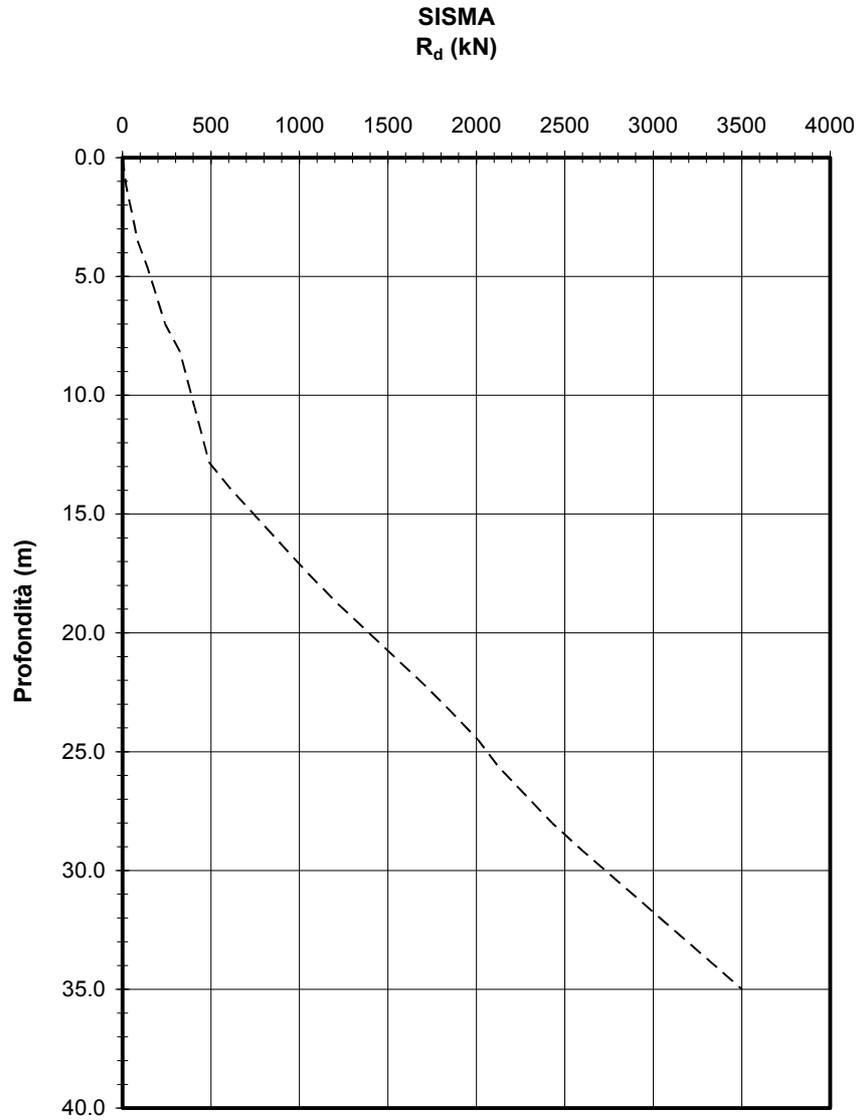


Figura 7.7: Opera CV002 - Resistenza di progetto in comb. SISMA

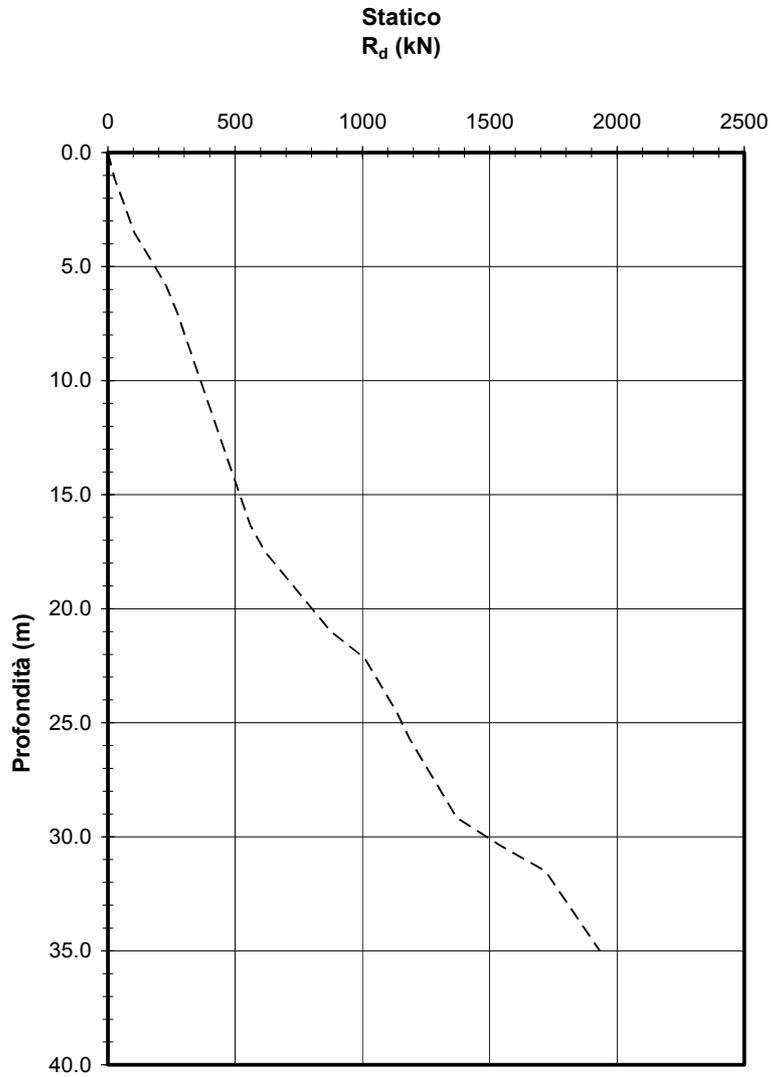


Figura 7.8: Opera CV003 - Resistenza di progetto in comb. SLU GEO

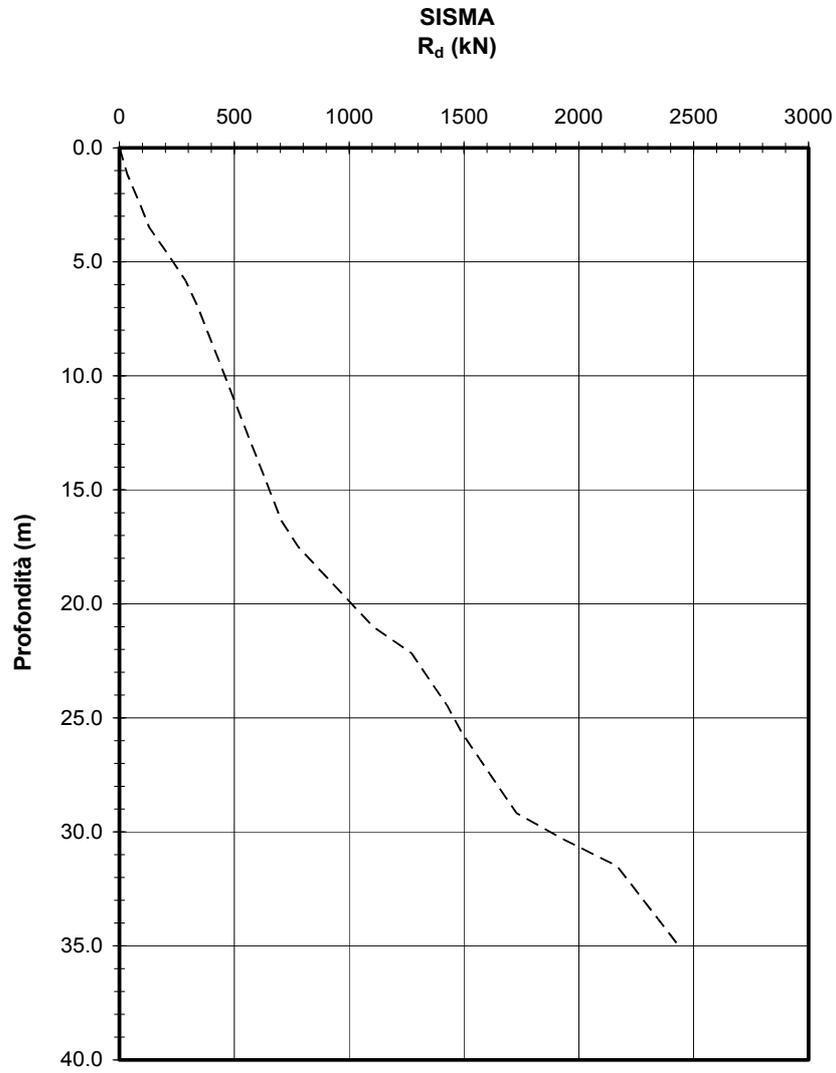


Figura 7.9: Opera CV003 - Resistenza di progetto in comb. SISMA

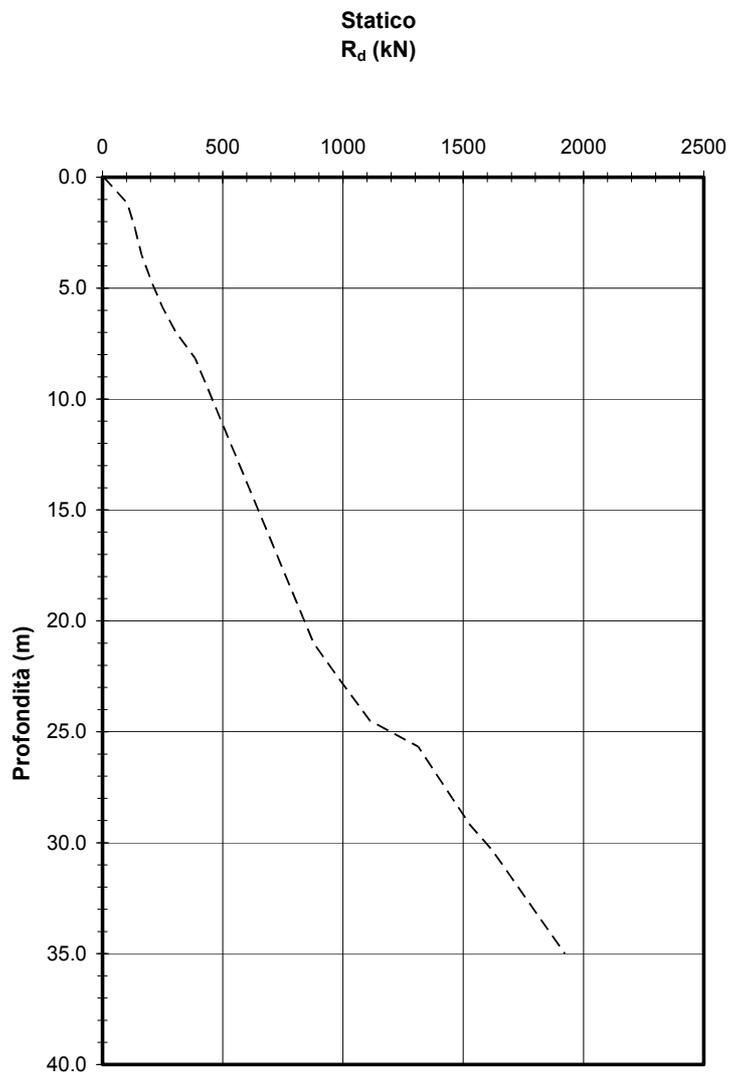


Figura 7.10: Opera CV004 - Resistenza di progetto in comb. SLU GEO

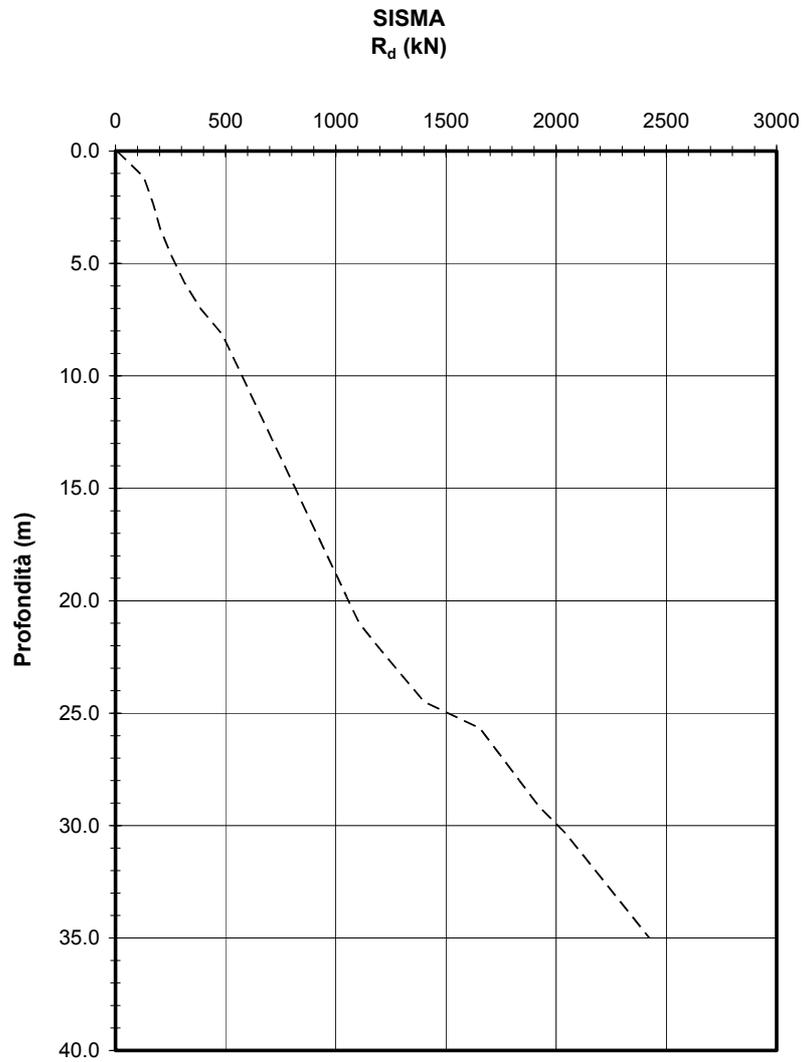


Figura 7.11: Opera CV004 - Resistenza di progetto in comb. SISMA

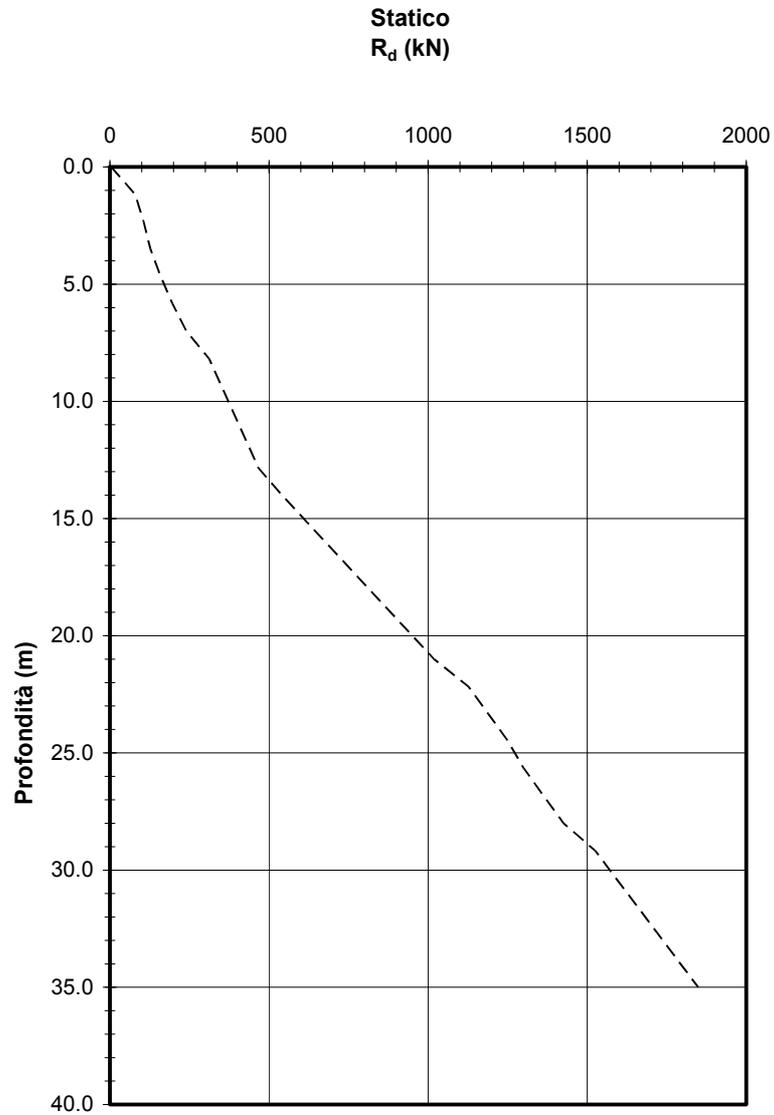


Figura 7.12: Opera CV005 - Resistenza di progetto in comb. SLU GEO

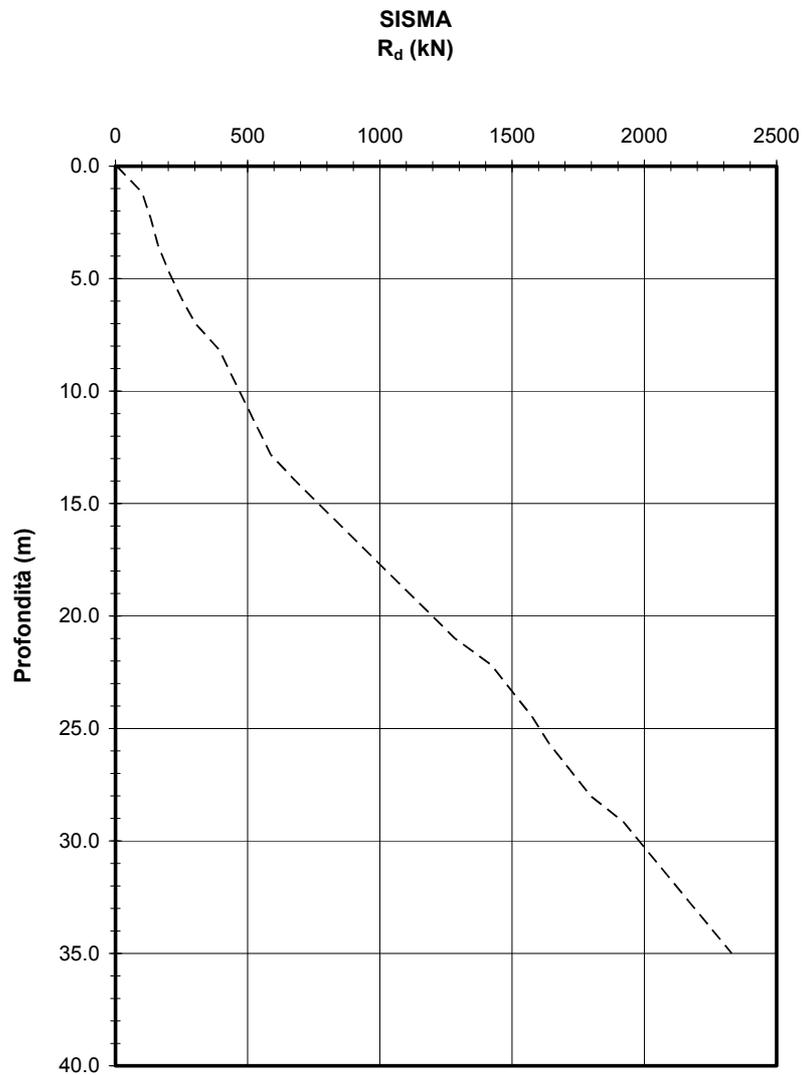


Figura 7.13: Opera CV005 - Resistenza di progetto in comb. SISMA

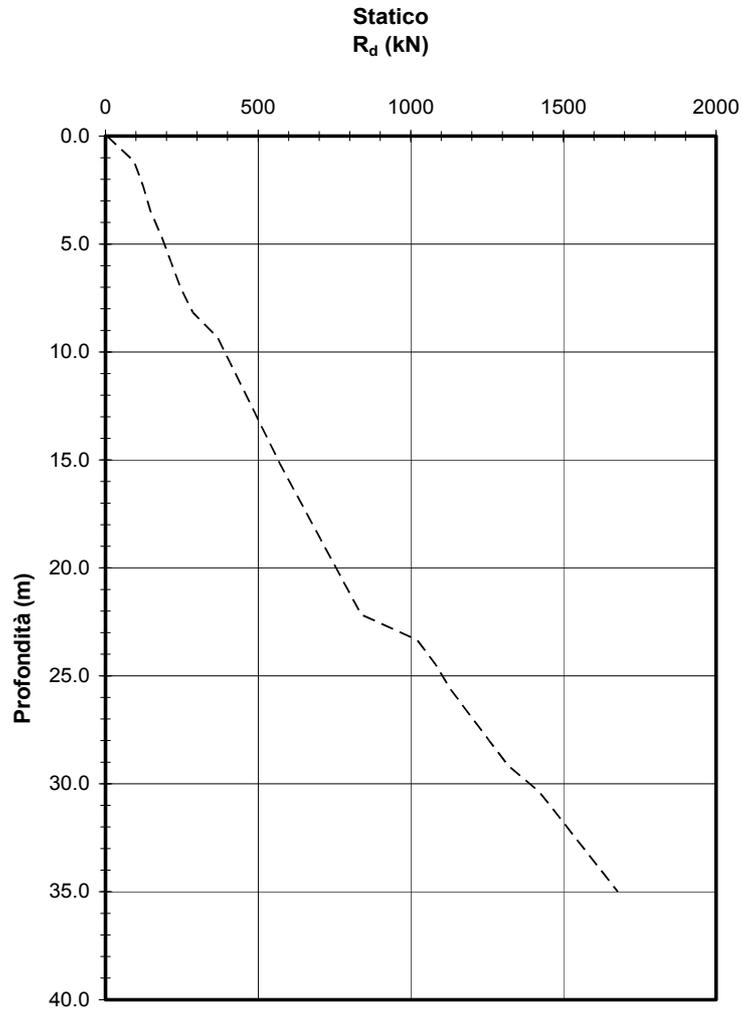


Figura 7.14: Opera CV006 - Resistenza di progetto in comb. SLU GEO

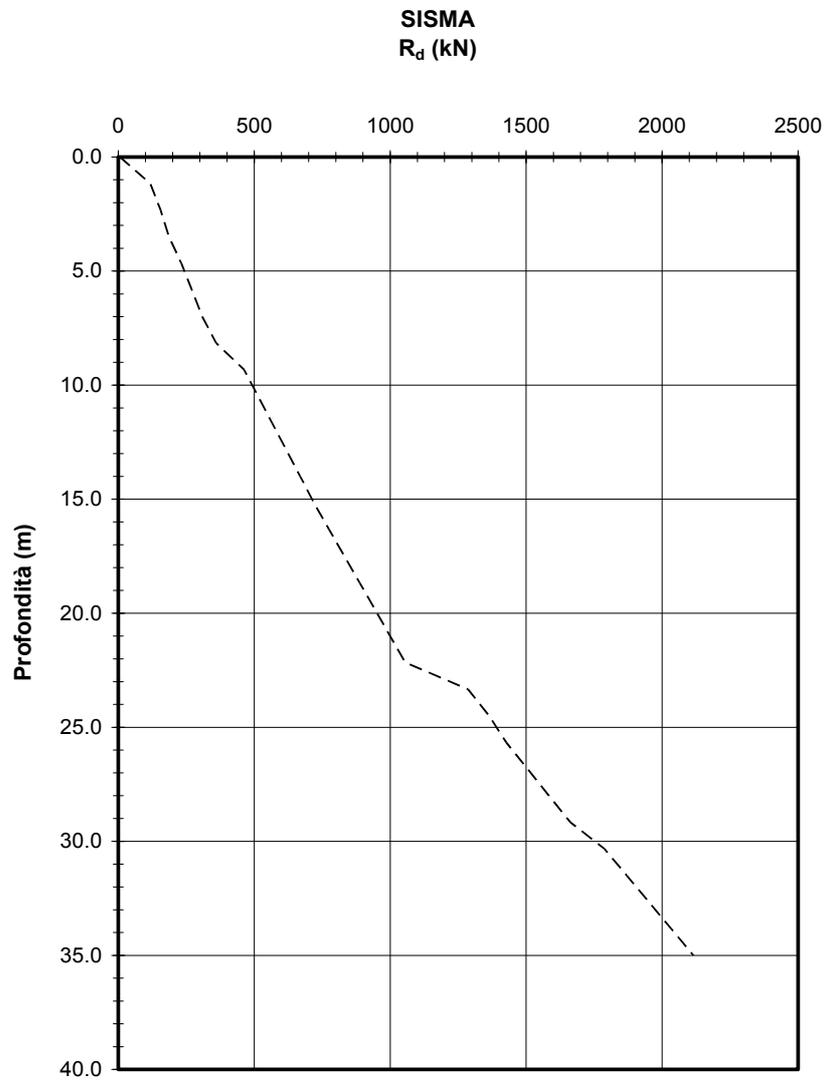


Figura 7.15: Opera CV006 - Resistenza di progetto in comb. SISMA

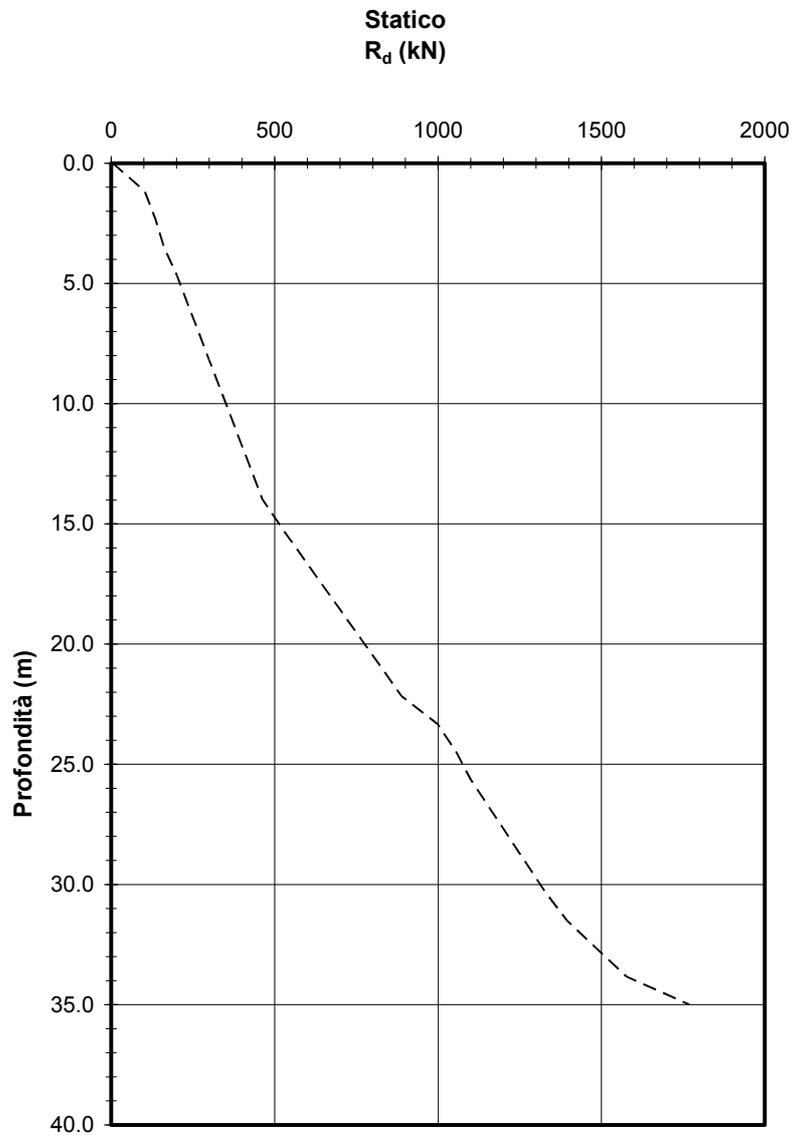


Figura 7.16: Opera CV007 - Resistenza di progetto in comb. SLU GEO

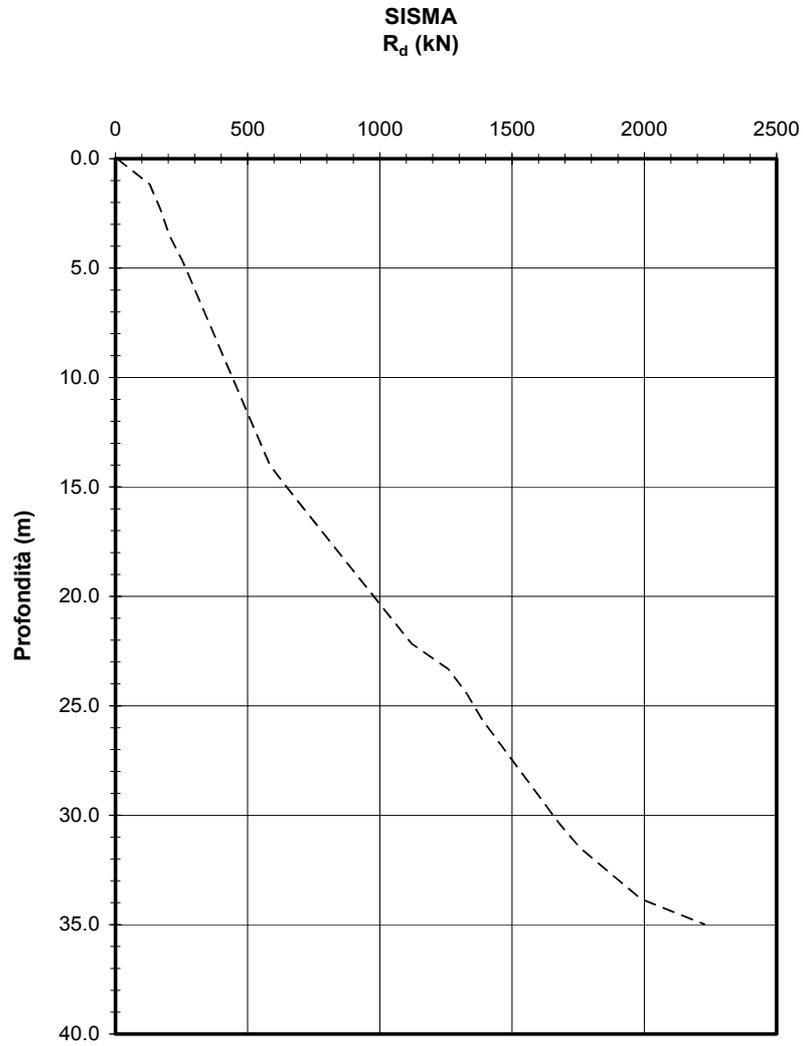


Figura 7.17: Opera CV007 - Resistenza di progetto in comb. SISMA

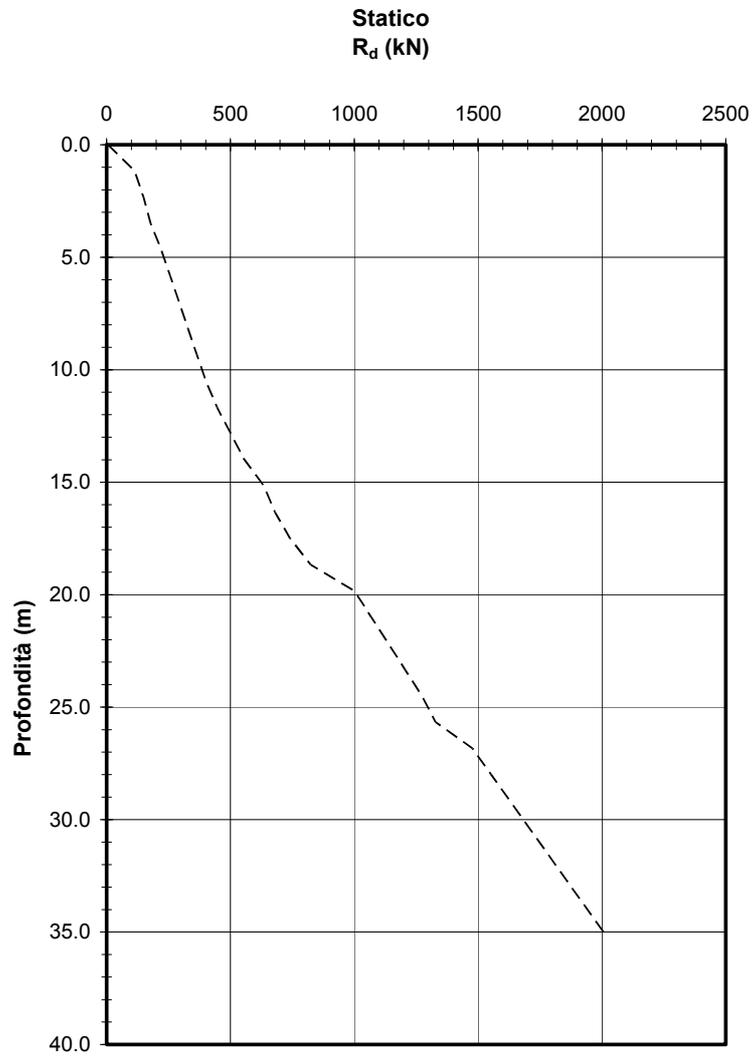


Figura 7.18: Opera CV008 - Resistenza di progetto in comb. SLU GEO

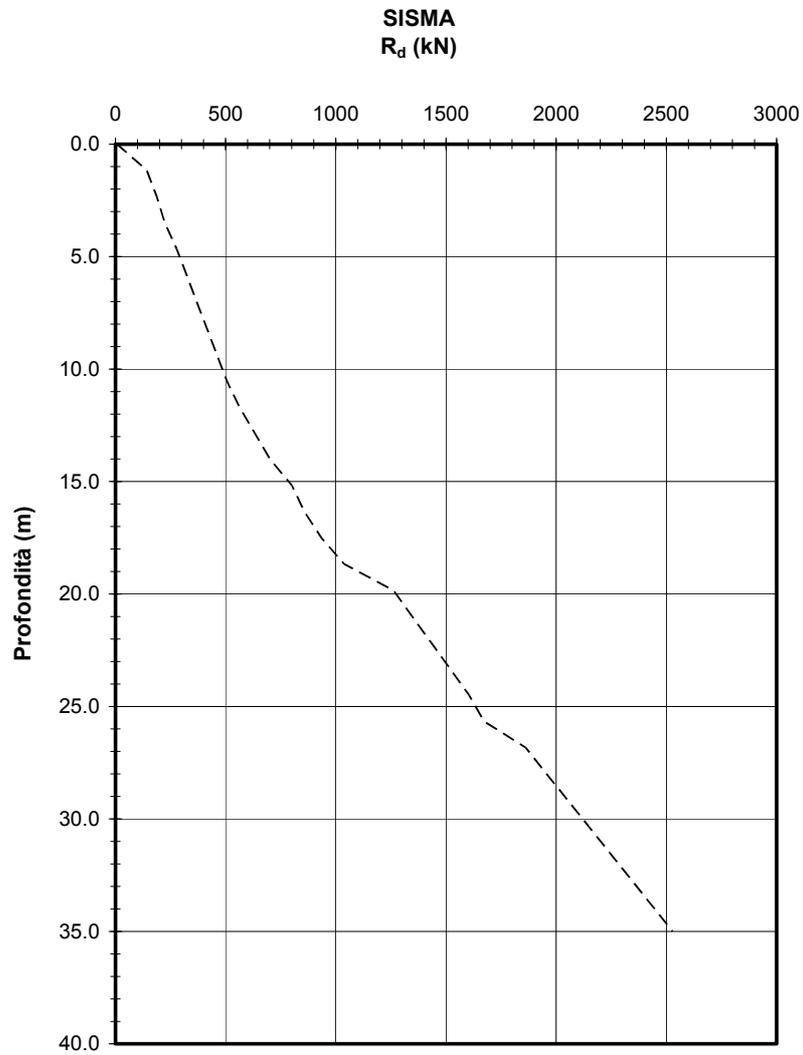


Figura 7.19: Opera CV008 - Resistenza di progetto in comb. SISMA

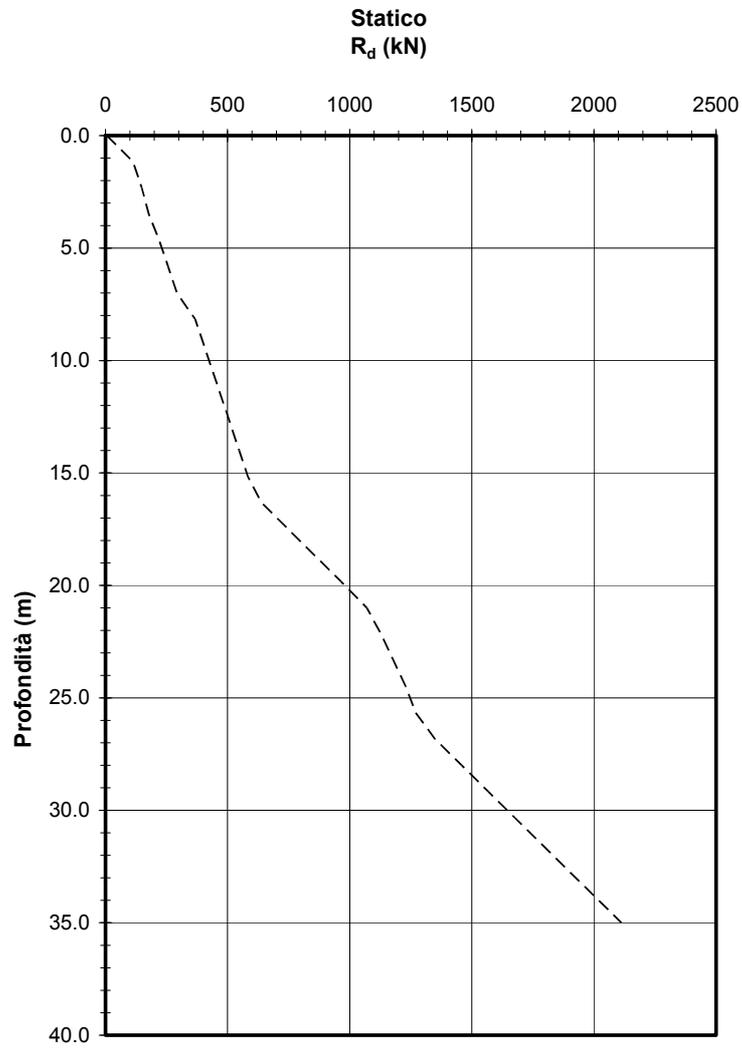


Figura 7.20: Opera CV009 - Resistenza di progetto in comb. SLU GEO

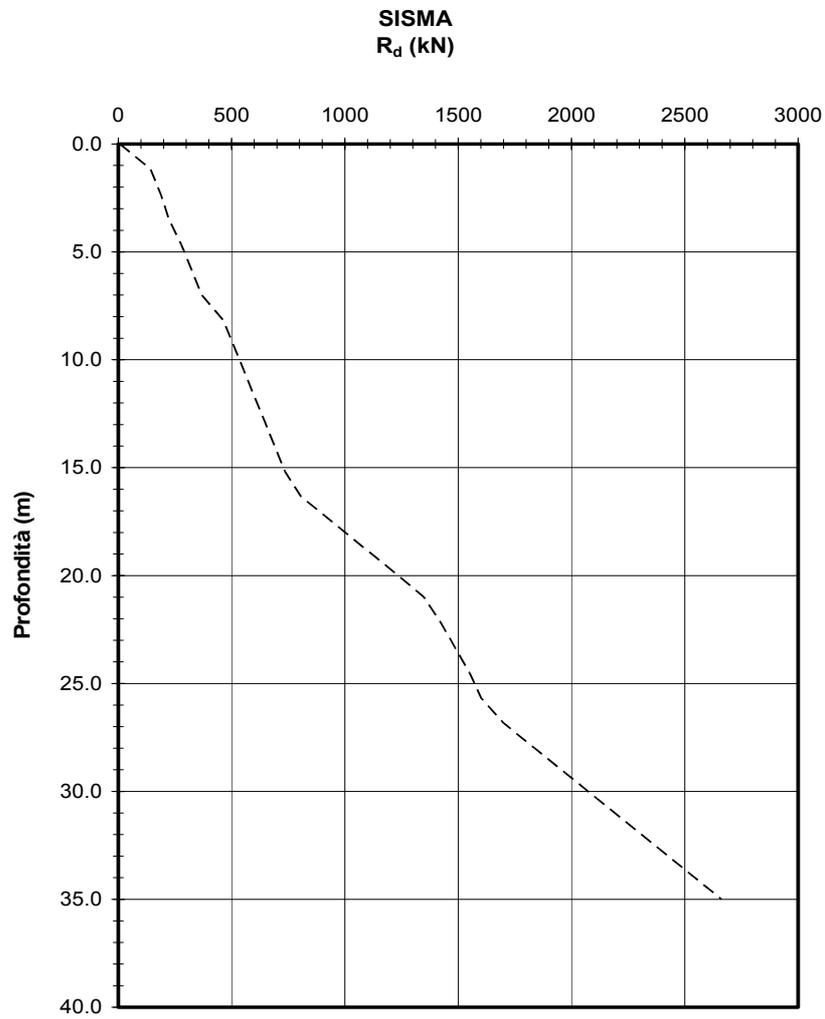


Figura 7.21: Opera CV009 - Resistenza di progetto in comb. SISMA

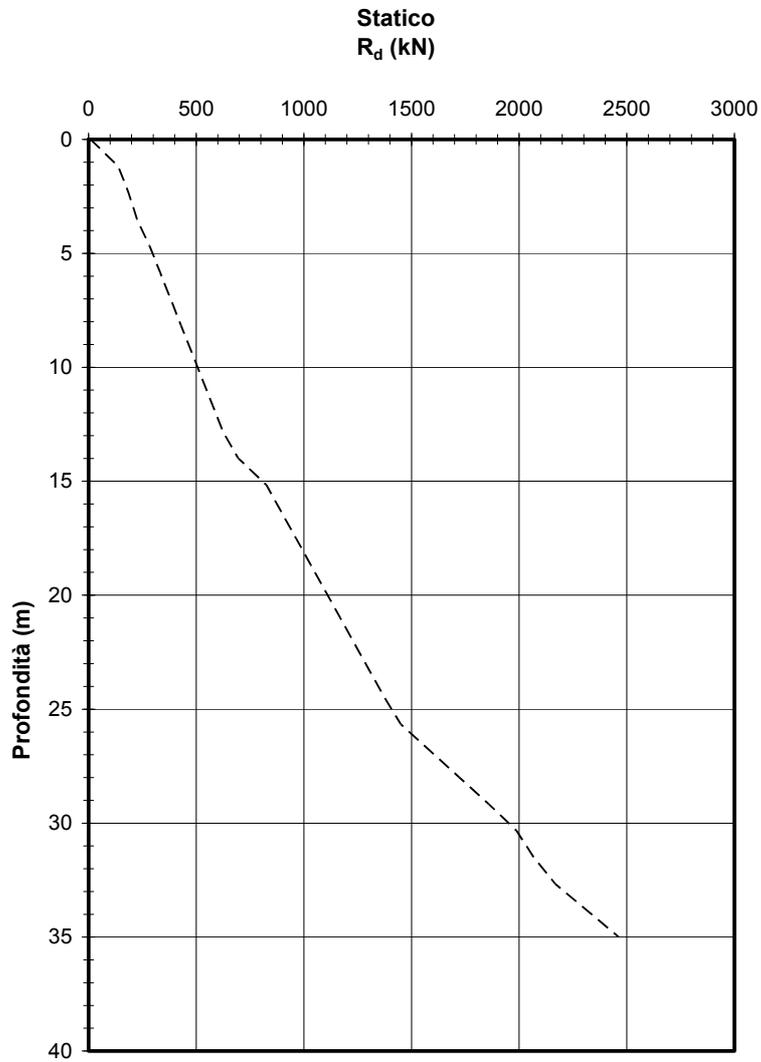


Figura 7.22: Opera CV010 - Resistenza di progetto in comb. SLU GEO - PILE

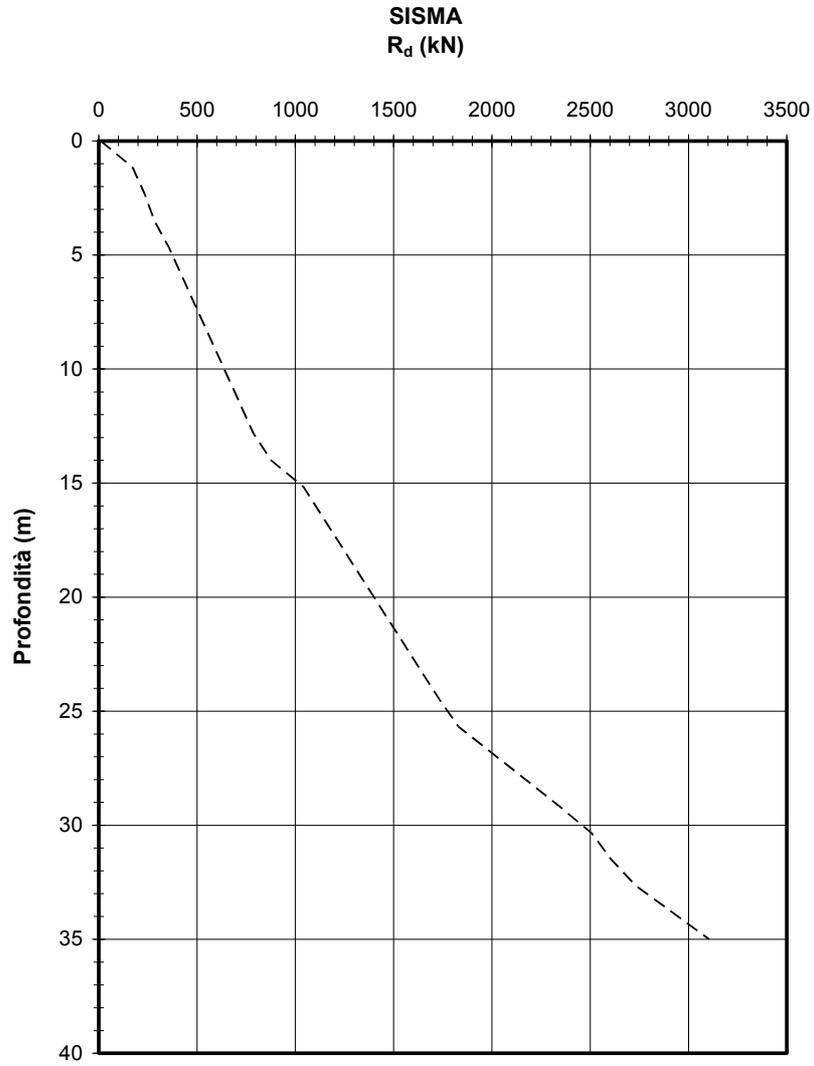


Figura 7.23: Opera CV010 - Resistenza di progetto in comb. SISMA - PILE

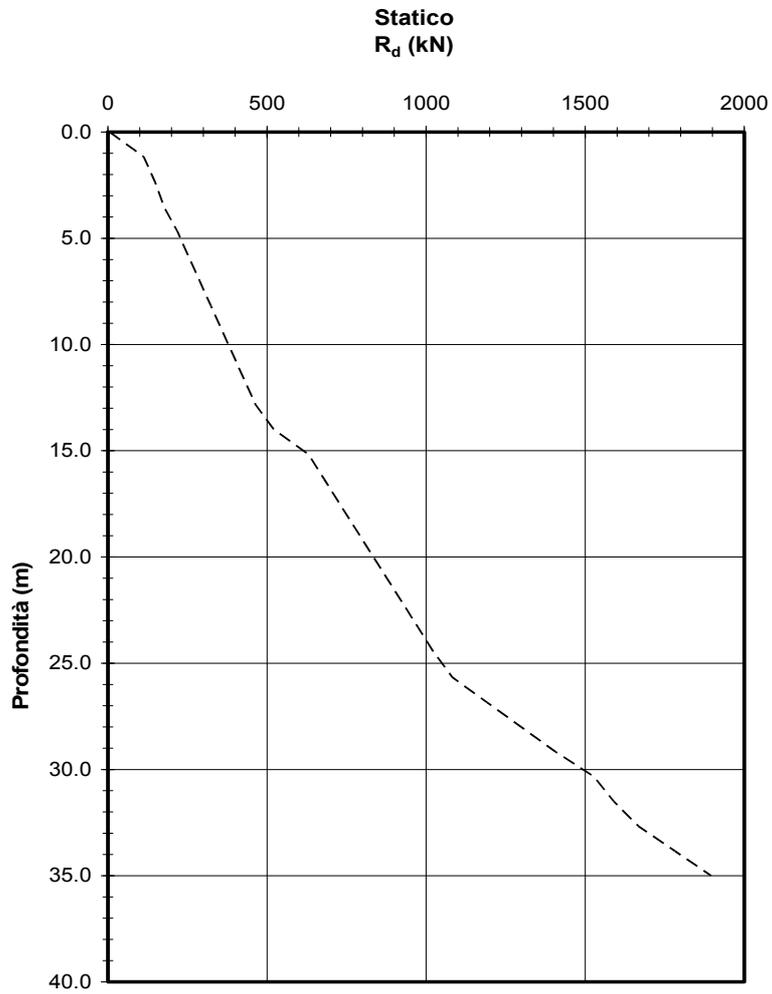


Figura 7.24: Opera CV010 - Resistenza di progetto in comb. SLU GEO - SPALLE

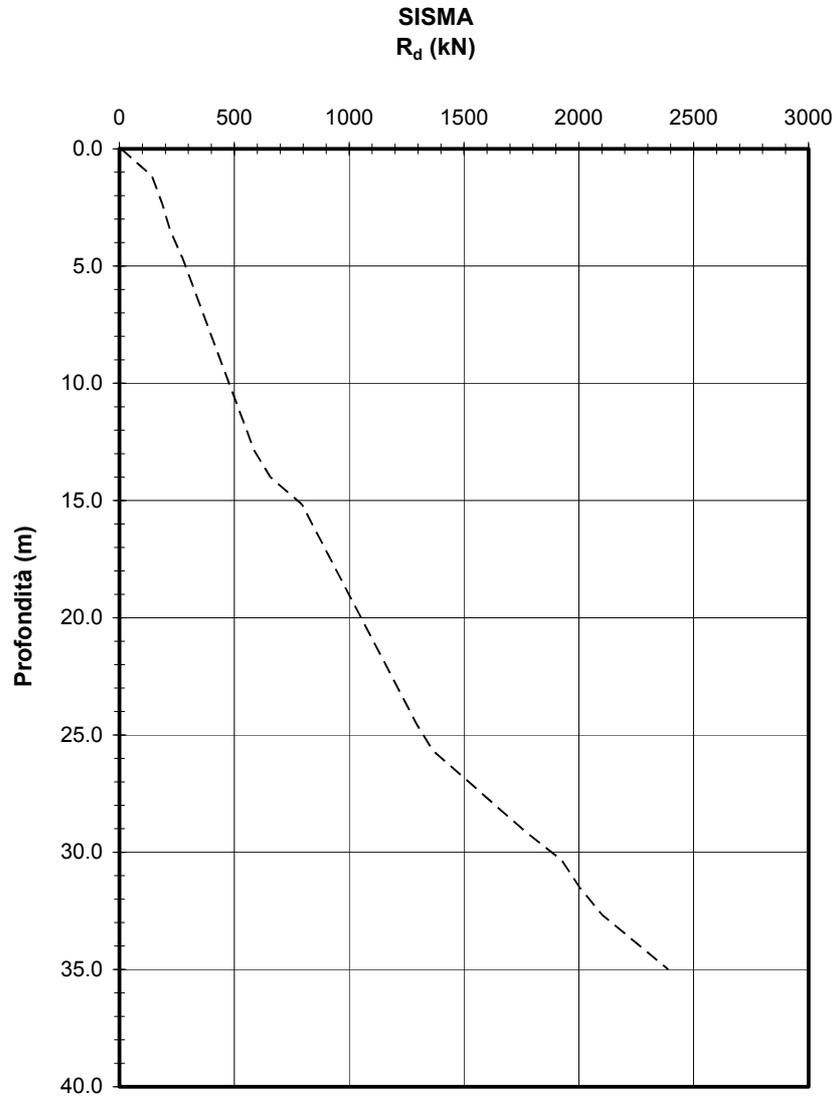


Figura 7.25: Opera CV010 - Resistenza di progetto in comb. SISMA - SPALLE

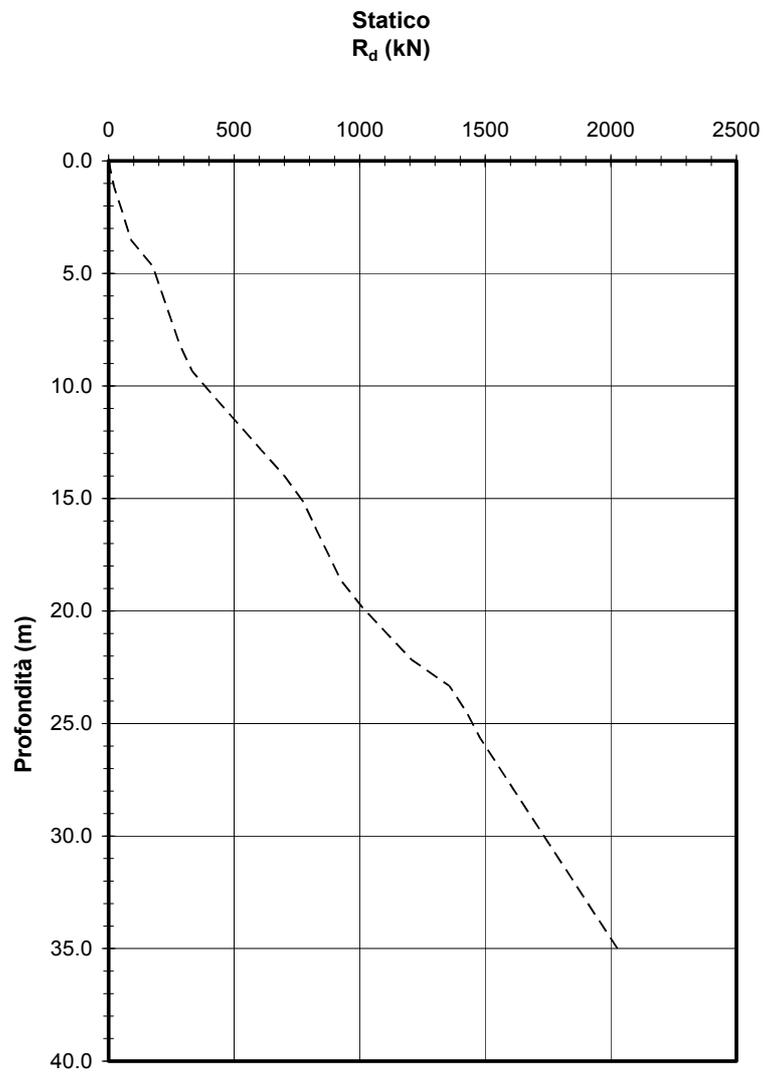


Figura 7.26: Opera CV011 - Resistenza di progetto in comb. SLU GEO

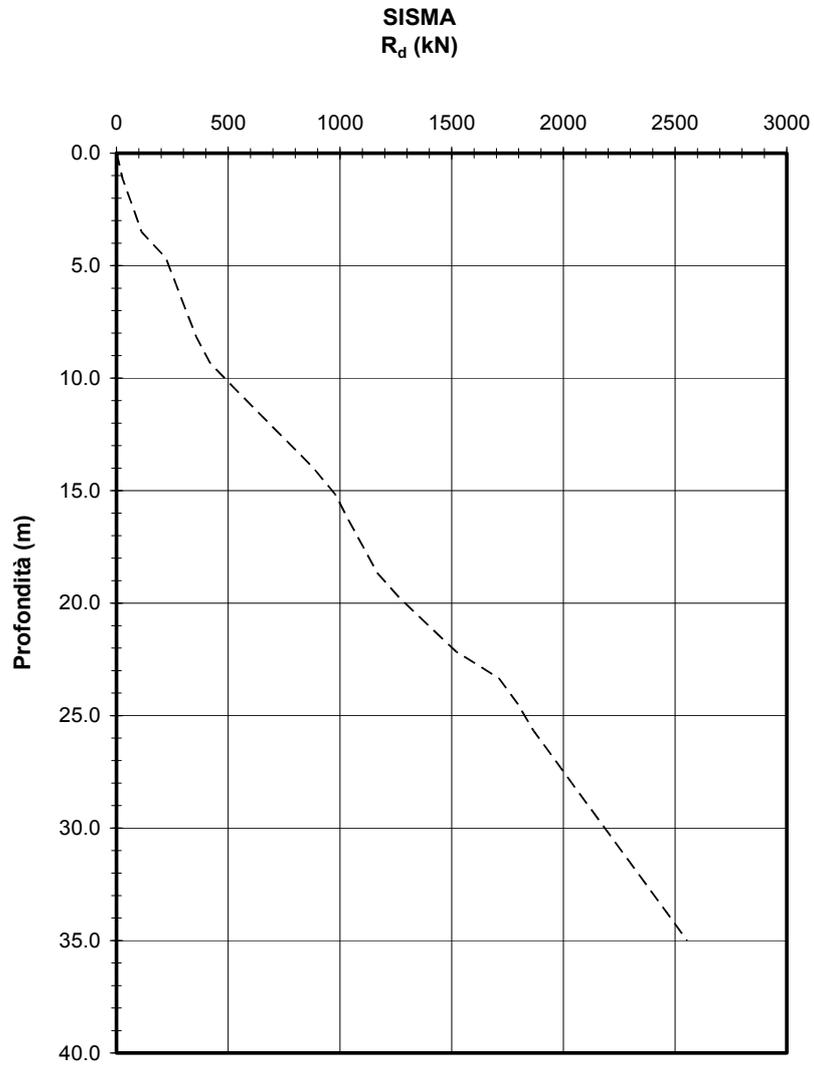


Figura 7.27: Opera CV011 - Resistenza di progetto in comb. SISMA

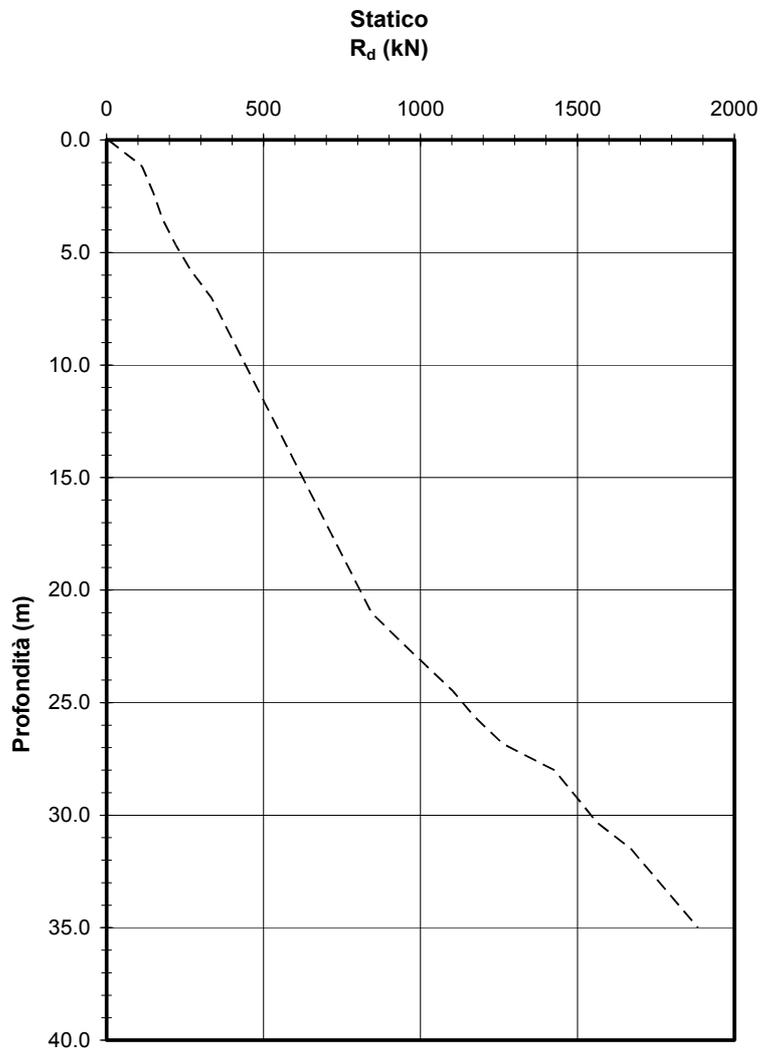


Figura 7.28: Opera CV012 - Resistenza di progetto in comb. SLU GEO

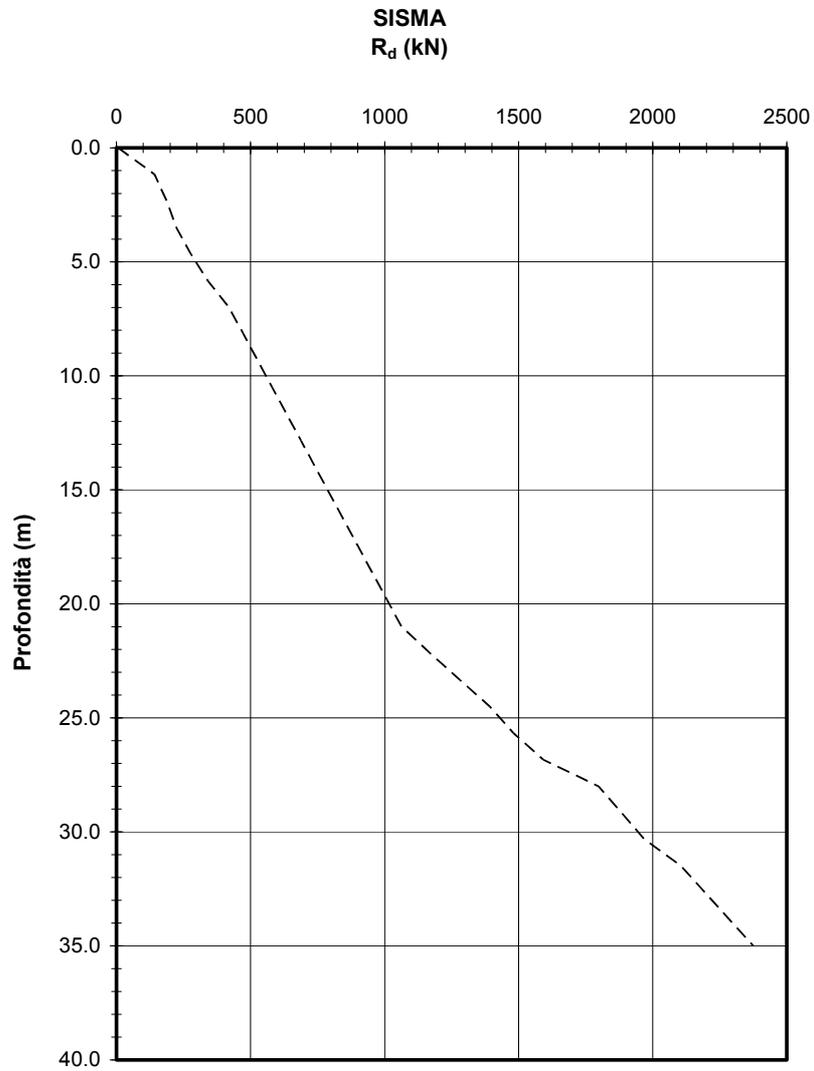


Figura 7.29: Opera CV012 - Resistenza di progetto in comb. SISMA

8. CURVA CARICO-CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO

8.1 Curva carico-cedimento in assenza di attrito negativo

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 di un foglio di calcolo Excel 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 8.1**). 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.

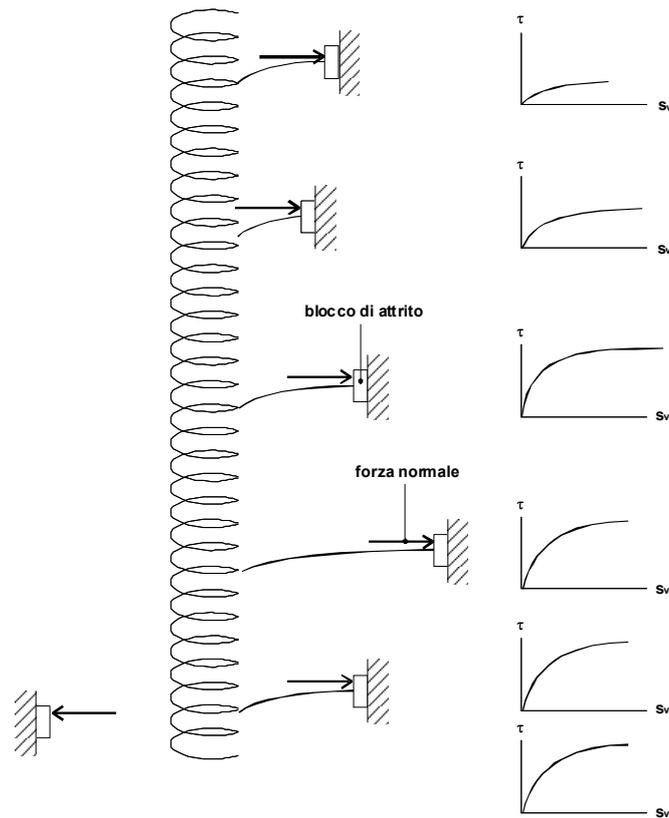
La soluzione dell'equazione differenziale viene fatta con metodi numerici in accordo alla seguente procedura:

- 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;
 - si usa la curva di trasferimento ($\tau-s$) relativa al concio sopra la base e si ottiene il carico di attrito laterale associabile allo spostamento di cui al punto a);
 - 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);
 - si calcola l'accorciamento elastico del concio di palo in funzione dei carichi agenti a testa concio (punto c) e base concio (punto a);
 - 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.
5. 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.

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.

Sulla base di prove sperimentali ricavabili dalla letteratura (si vedano Reese & O'Neill, 1988 e Reese & Wang, 1990) sono state adottate le curve di trasferimento riportate nella **Figura 8.1** e nelle **Tabelle 8.1÷8.4**.



**Figura 8.1: Schema di calcolo del palo singolo caricato assialmente
(Reese & Wang, 1990)**

τ/τ_{us} (-)	s_v/D (%)
0.00	0.0
0.55	0.2
0.65	0.3
0.80	0.4
0.90	0.6
1.00	1.0

**Tabella 8.1: Curve di trasferimento τ - s_v in sabbia e ghiaia
(da Reese & Wang, 1990)**

q/q_{us} (-)	s_v/D (%)
0.00	0.0
0.40	1.5
0.62	2.5
0.90	4.0
1.00	5.0
1.50	10.0

**Tabella 8.2: Curve di trasferimento q - s_v in sabbia e ghiaia
(da Reese & O'Neill, 1989)**

τ/τ_{us} (-)	s_v/D (%)
0.00	0.0
0.75	0.2
0.85	0.3
0.90	0.4
0.95	0.6
1.00	1.0

**Tabella 8.3: Curve di trasferimento τ - s_v in argille e limi
(da Reese & Wang, 1990)**

q/q_{us} (-)	s_v/D (%)
0.00	0.0
0.60	1.0
0.80	2.0
0.90	3.0
1.00	5.0
1.00	1.0

**Tabella 8.4: Curve di trasferimento q - s_v in argille e limi
(da Reese & O'Neill, 1989)**

Il calcolo delle curve carico-cedimento senza l'attrito negativo è stato eseguito per ognuna delle classi tipologiche, prendendo in considerazione la condizione stratigrafia peggiore; in particolare:

- per i cavalcavia tipologici B12/L38 (CV 001-002-003-011-012) si considera la stratigrafia del CV 012;
- per il cavalcavia tipologico B5.4/L38 (CV 007) si considera la stratigrafia del CV 007;
- per i cavalcavia tipologici B12/L45 (CV 004-008-009) si considera la stratigrafia dell'opera CV 004;
- per i cavalcavia tipologici B13.5/L45 (CV 005-006) si considera la stratigrafia dell'opera CV 006;
- per il cavalcavia tipologico 3 Luci – B13.5/L45 (CV 010) si considera la stratigrafia del CV 010.

Per un più immediato confronto, le curve calcolate sono riportate nel paragrafo seguente, insieme con le curve valutate in presenza di attrito negativo.

8.2 Curva carico-cedimento in presenza di attrito negativo

La valutazione della curva carico-cedimento del palo singolo in presenza di attrito negativo è stata effettuata con il metodo delle curve di trasferimento (τ -s e q-s) mediante l'ausilio di un foglio di calcolo Excel che opera come indicato al paragrafo 8.1, con la differenza che 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.

Nel caso in esame, per le spalle, potenzialmente interessate da tale fenomeno, è stato imposto un cedimento di consolidazione del terreno, nell'intorno del palo, variabile linearmente tra 10 cm, a quota testa palo, e 0 cm alla base dello strato cedevole a grana fine (circa -15 m da piano campagna).

Tali valori del cedimento di consolidazione sono stati ricavati per l'opera CV 006 – SP9 Mincana e in via cautelativa utilizzati per gli altri cavalcavia; si veda in proposito la **Figura 8.2**.

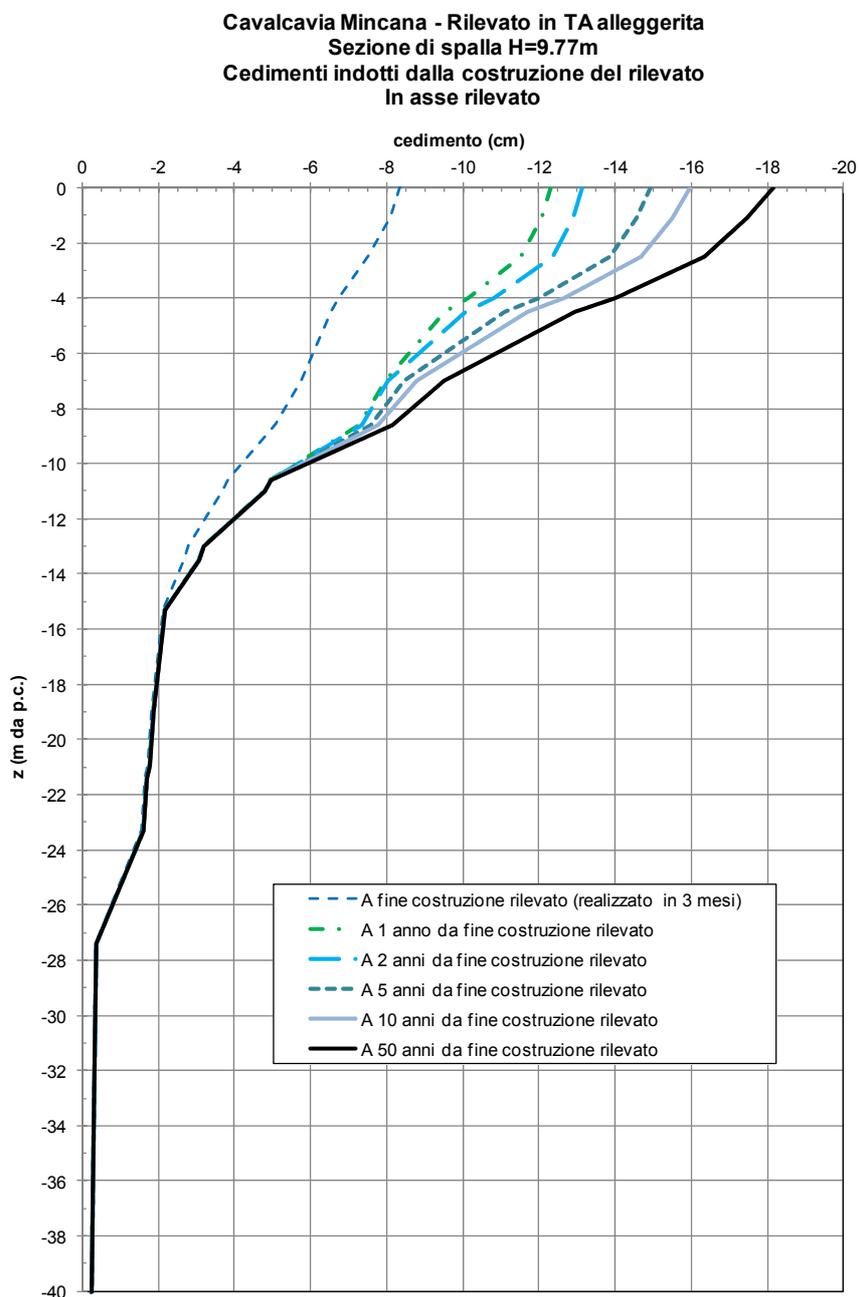


Figura 8.2: Cedimenti opera CV006

In **Figura 8.3** e seguenti si riportano le curve carico-cedimento calcolate per le diverse opere tipologiche, sia in assenza (CURVA 1) che in presenza di attrito negativo (CURVA 2).

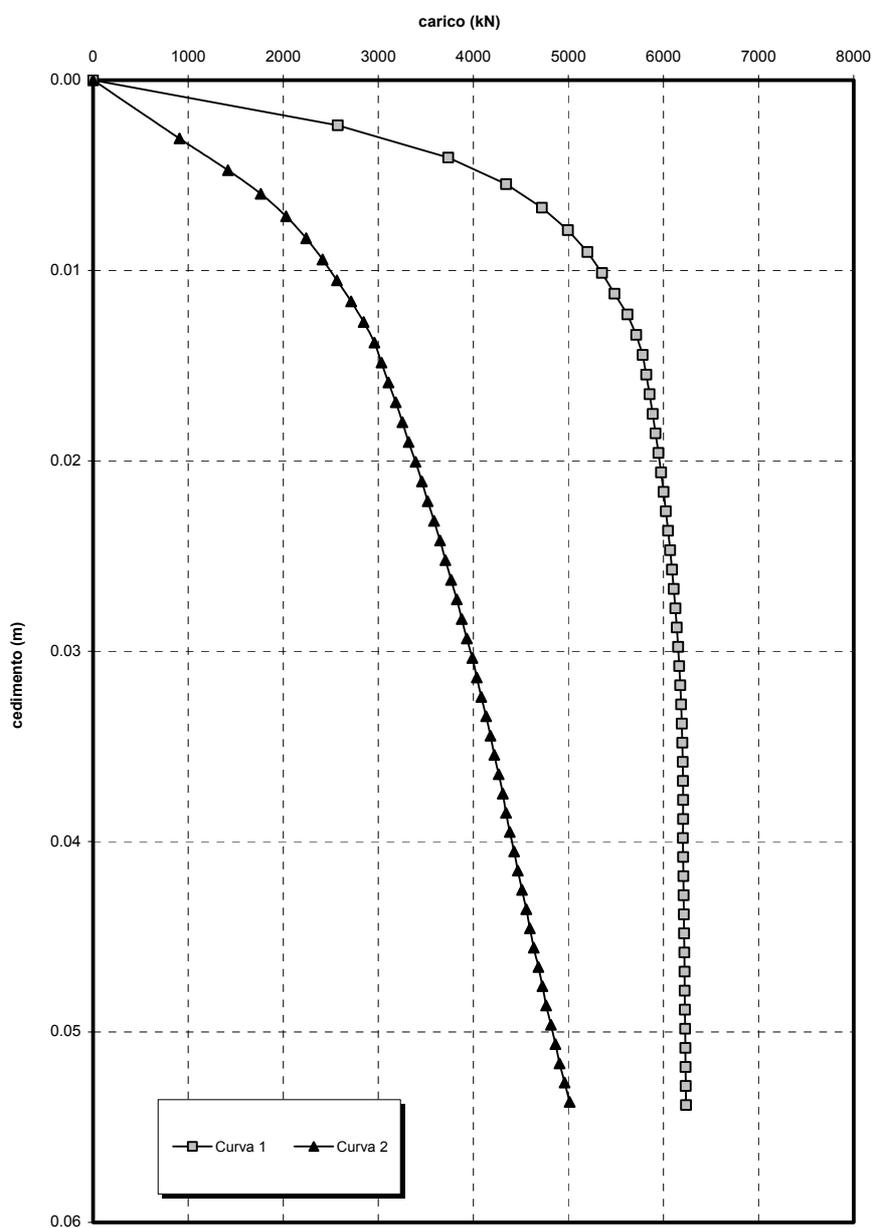


Figura 8.3: Curva carico-cedimento senza e con attrito negativo – CV tipo B12/L38

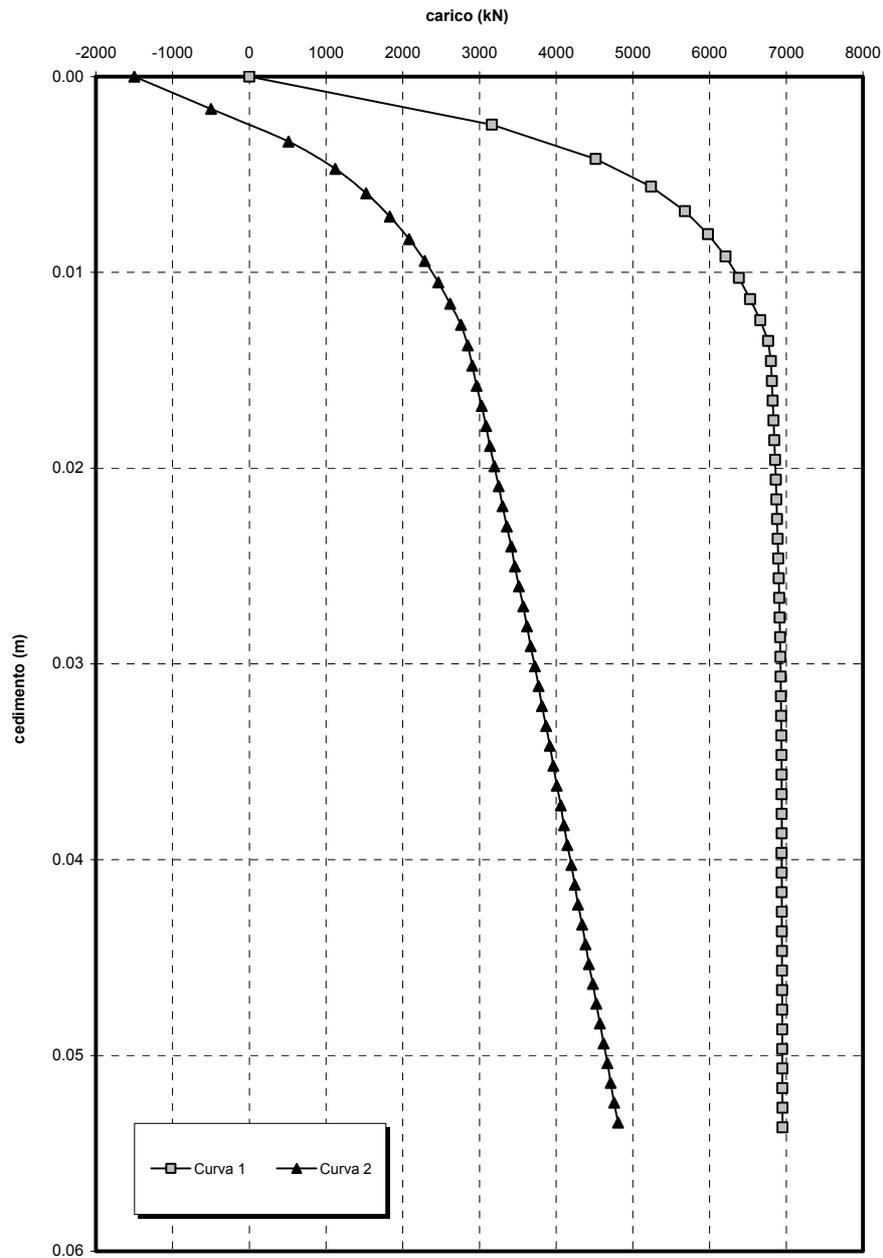


Figura 8.4: Curva carico-cedimento senza e con attrito negativo – CV tipo B5.4/L38

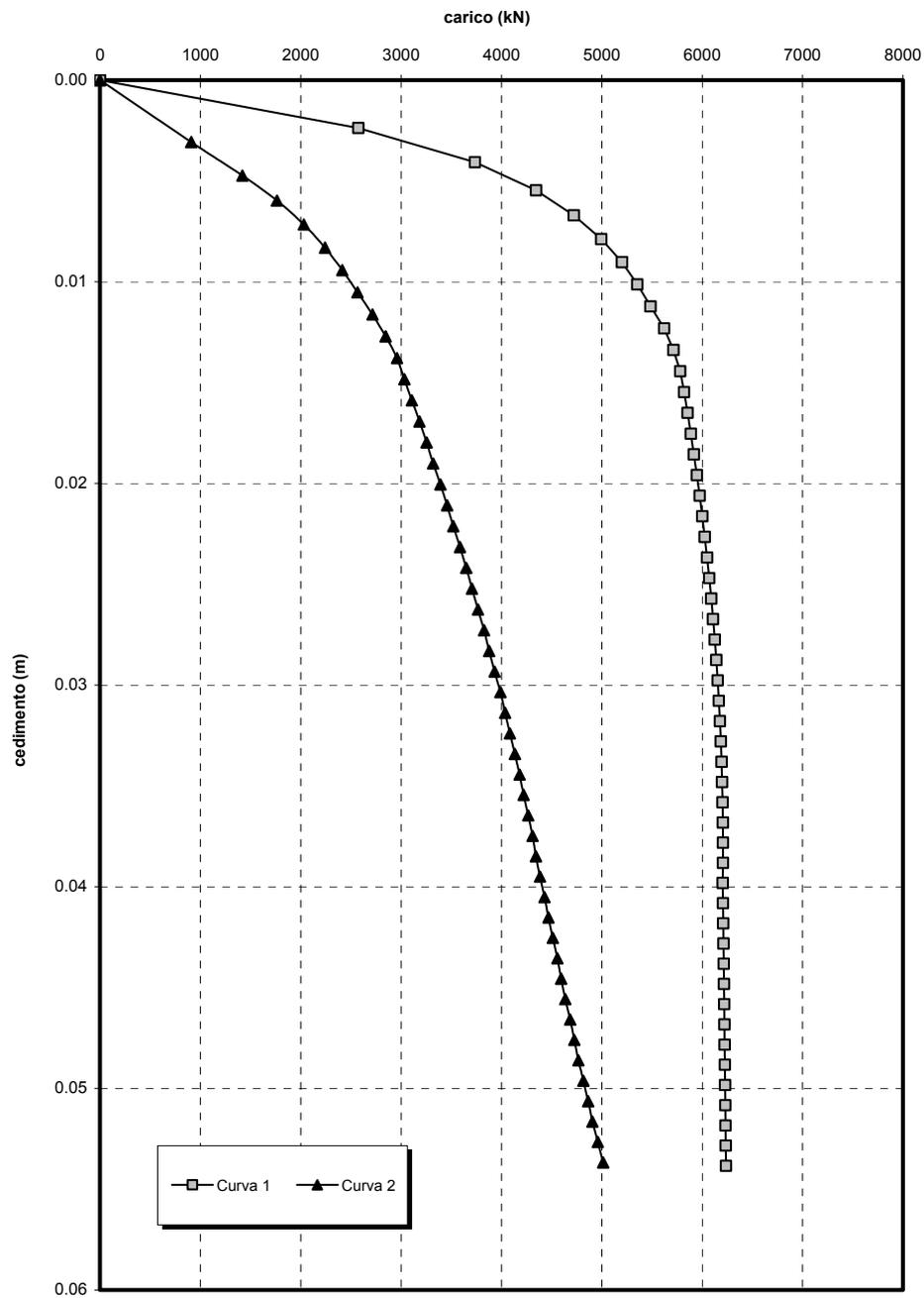


Figura 8.5: Curva carico-cedimento senza e con attrito negativo – CV tipo B12/L45

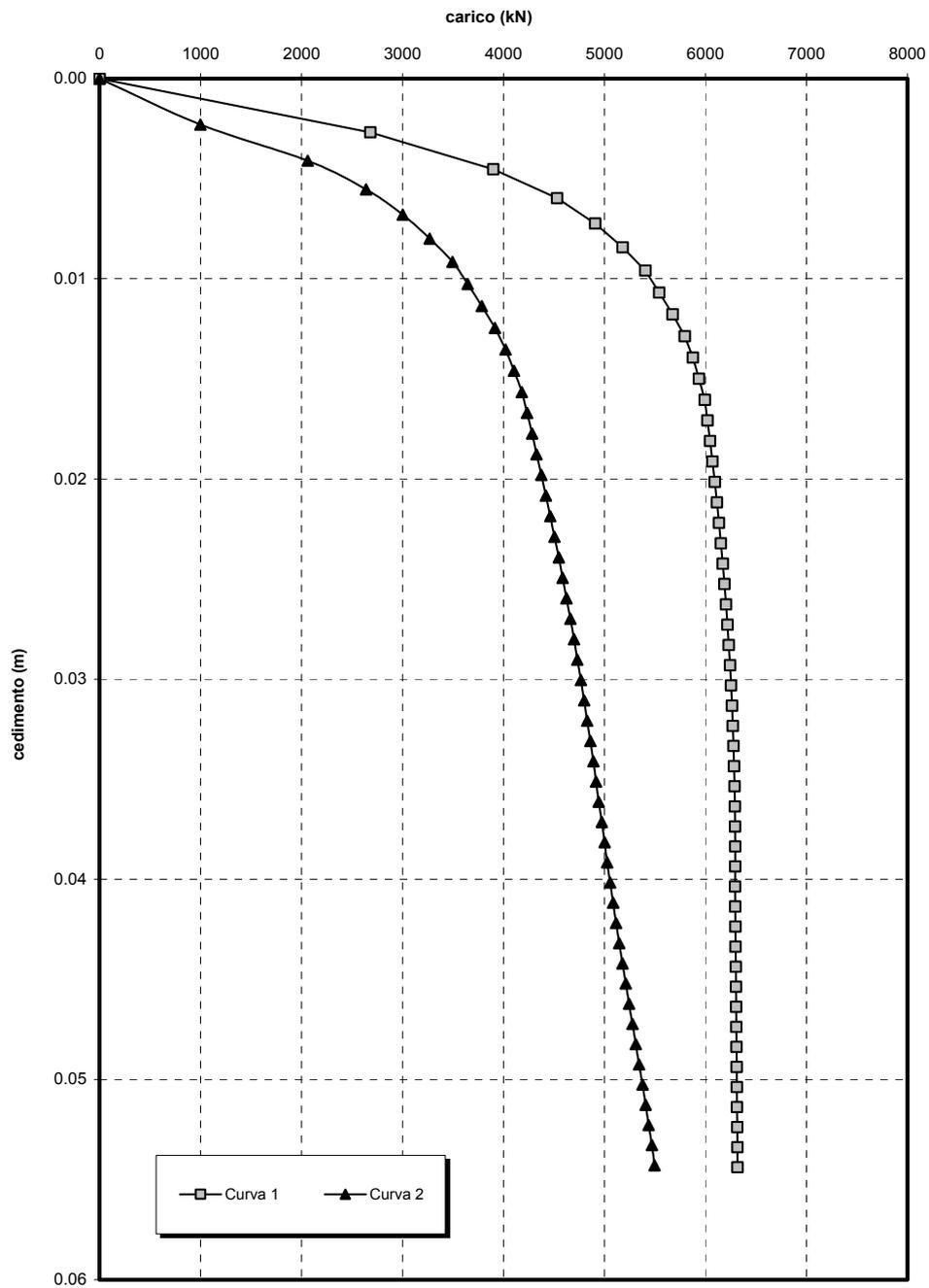


Figura 8.6: Curva carico-cedimento senza e con attrito negativo – CV tipo B13.5/L45

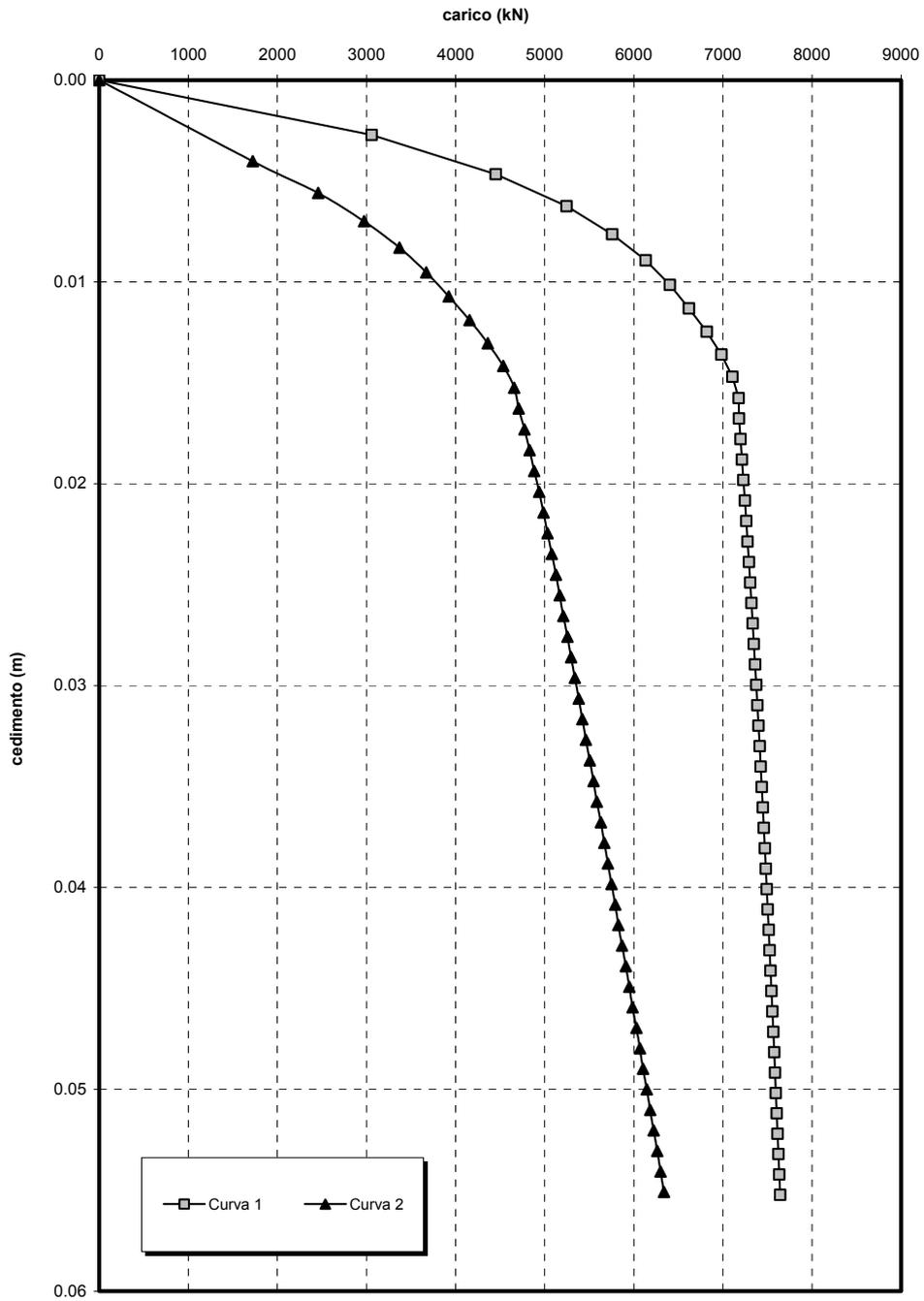


Figura 8.7: Curva carico-cedimento senza e con attrito negativo – CV tipo 3L-B13.5/L45

Sulla base di tali curve è possibile stimare l'incremento di carico assiale lungo il fusto del palo (ΔN) dovuto all'attrito negativo (pari alla differenza tra il valore massimo e quello valutato a testa palo); si vedano le figure riportate nelle pagine seguenti.

Da tali figure si ricavano per ognuna delle classi tipologiche i seguenti valori di incremento di carico assiale:

- per i cavalcavia tipologici B12/L38 $\Delta N = 1440 \text{ kN}$
- per il cavalcavia tipologico B5.4/L38 $\Delta N = 1930 \text{ kN}$
- per i cavalcavia tipologici B12/L45 $\Delta N = 1450 \text{ kN}$
- per i cavalcavia tipologici B13.5/L45 $\Delta N = 1000 \text{ kN}$
- per il cavalcavia tipologico 3 Luci – B13.5/L45 $\Delta N = 1350 \text{ kN}$ (solo per i pali delle spalle).

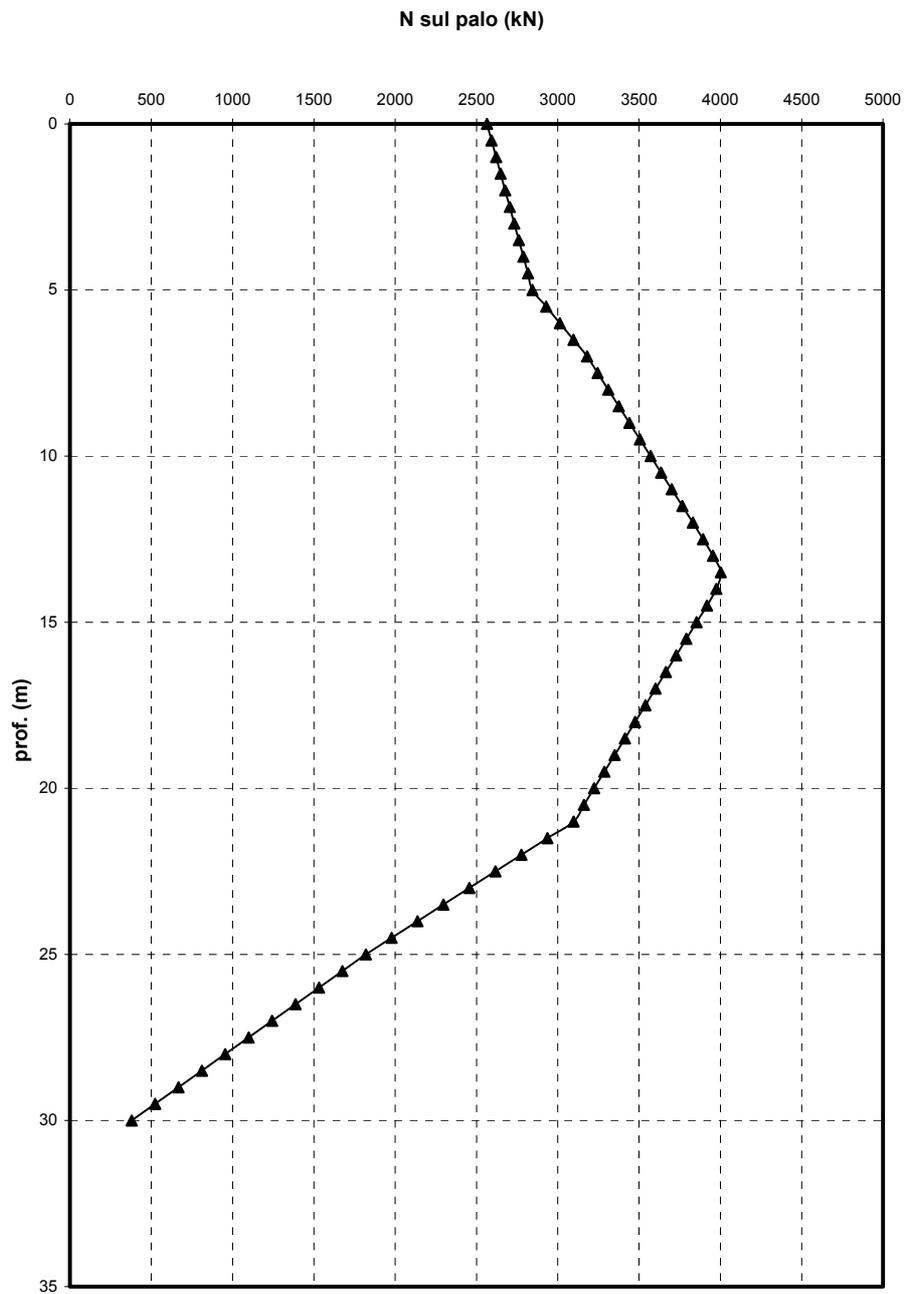


Figura 8.8: Stima dell'attrito negativo – CV tipo B12/L38

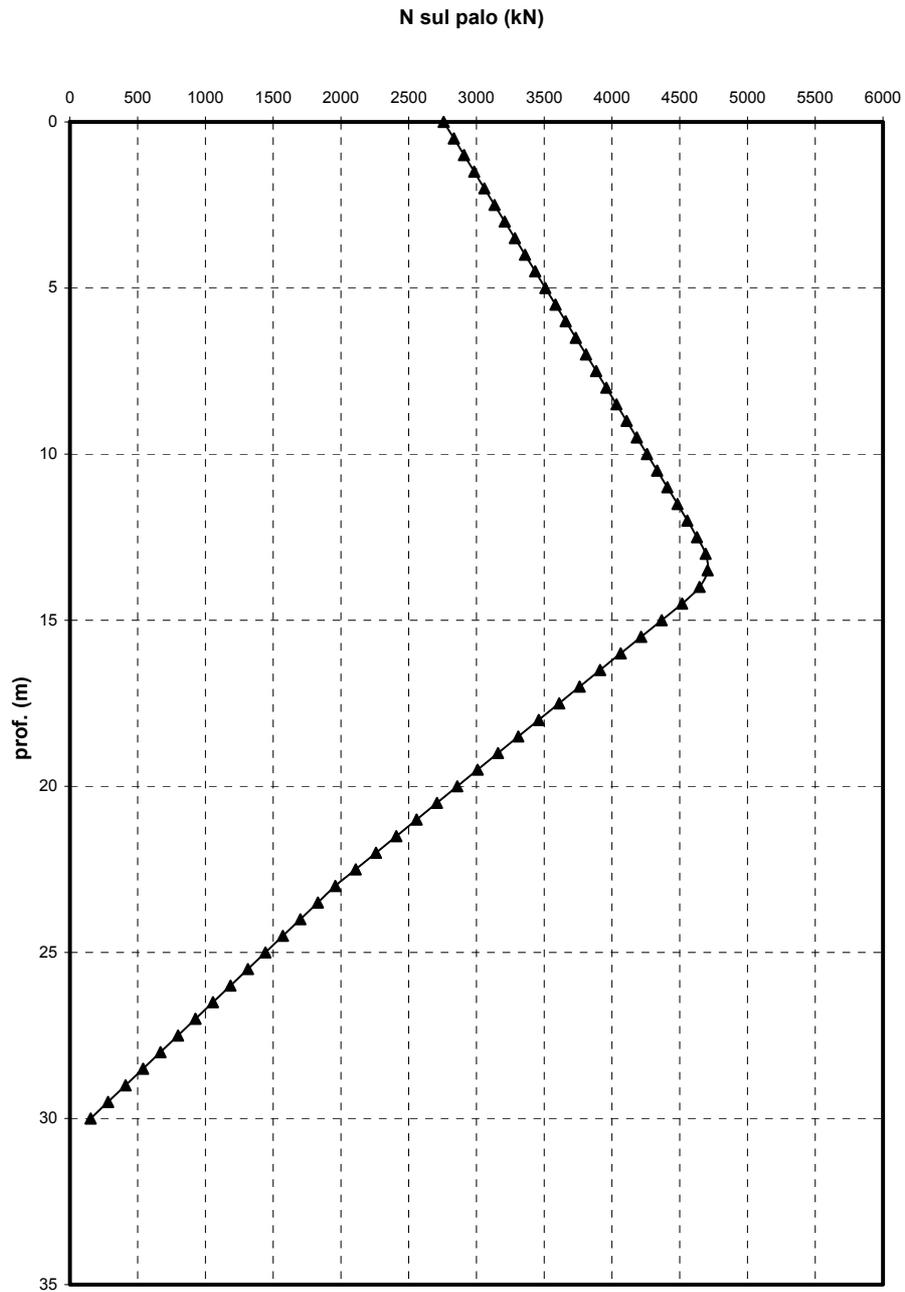


Figura 8.9: Stima dell'attrito negativo – CV tipo B5.4/L38

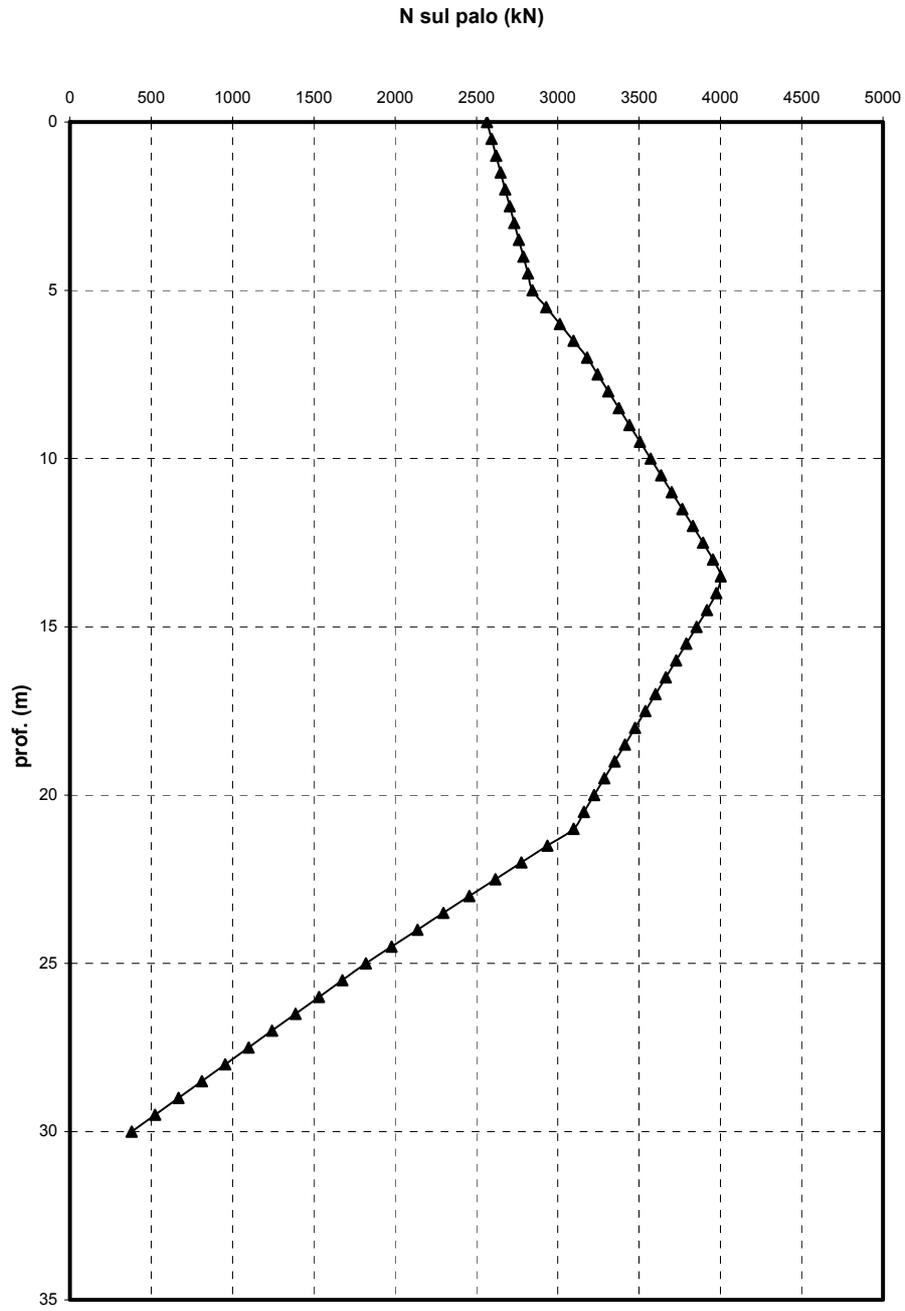


Figura 8.10: Stima dell'attrito negativo – CV tipo B12/L45

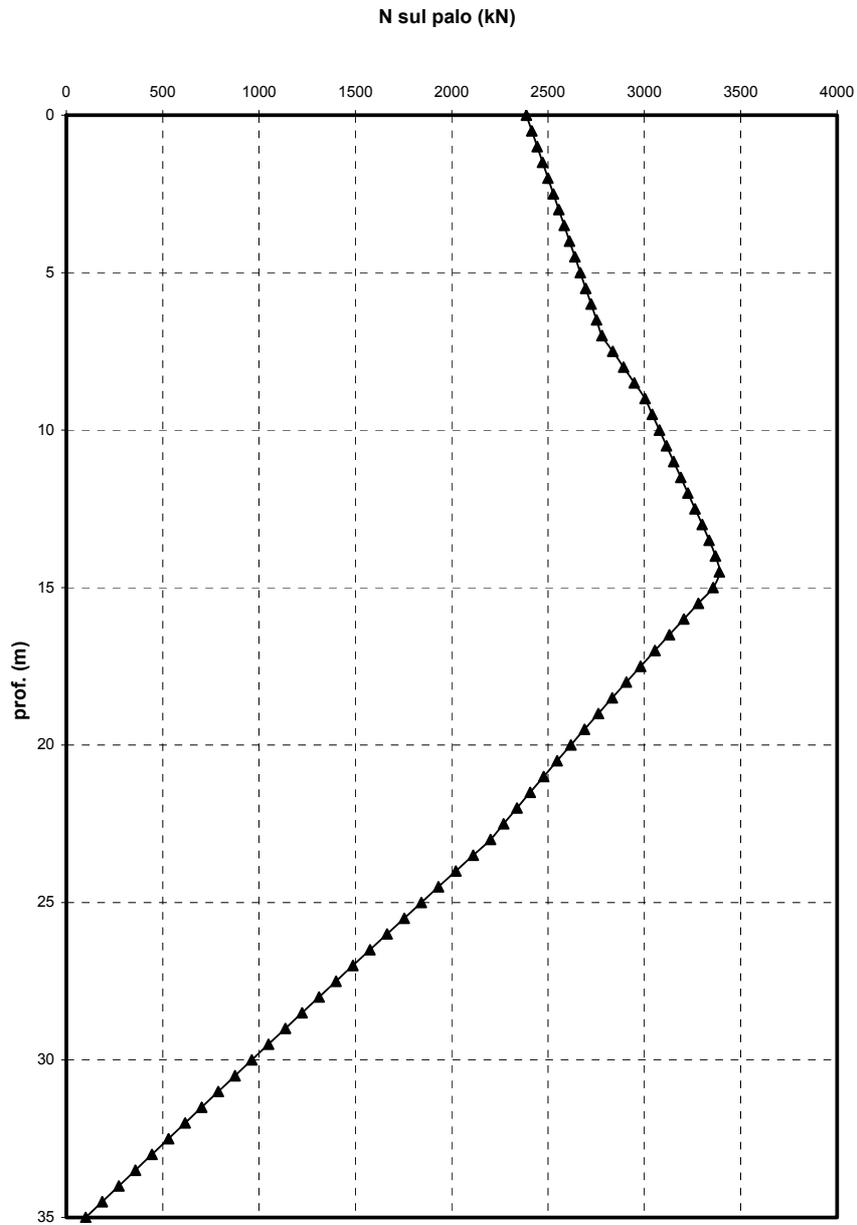


Figura 8.11: Stima dell'attrito negativo – CV tipo B13.5/L45

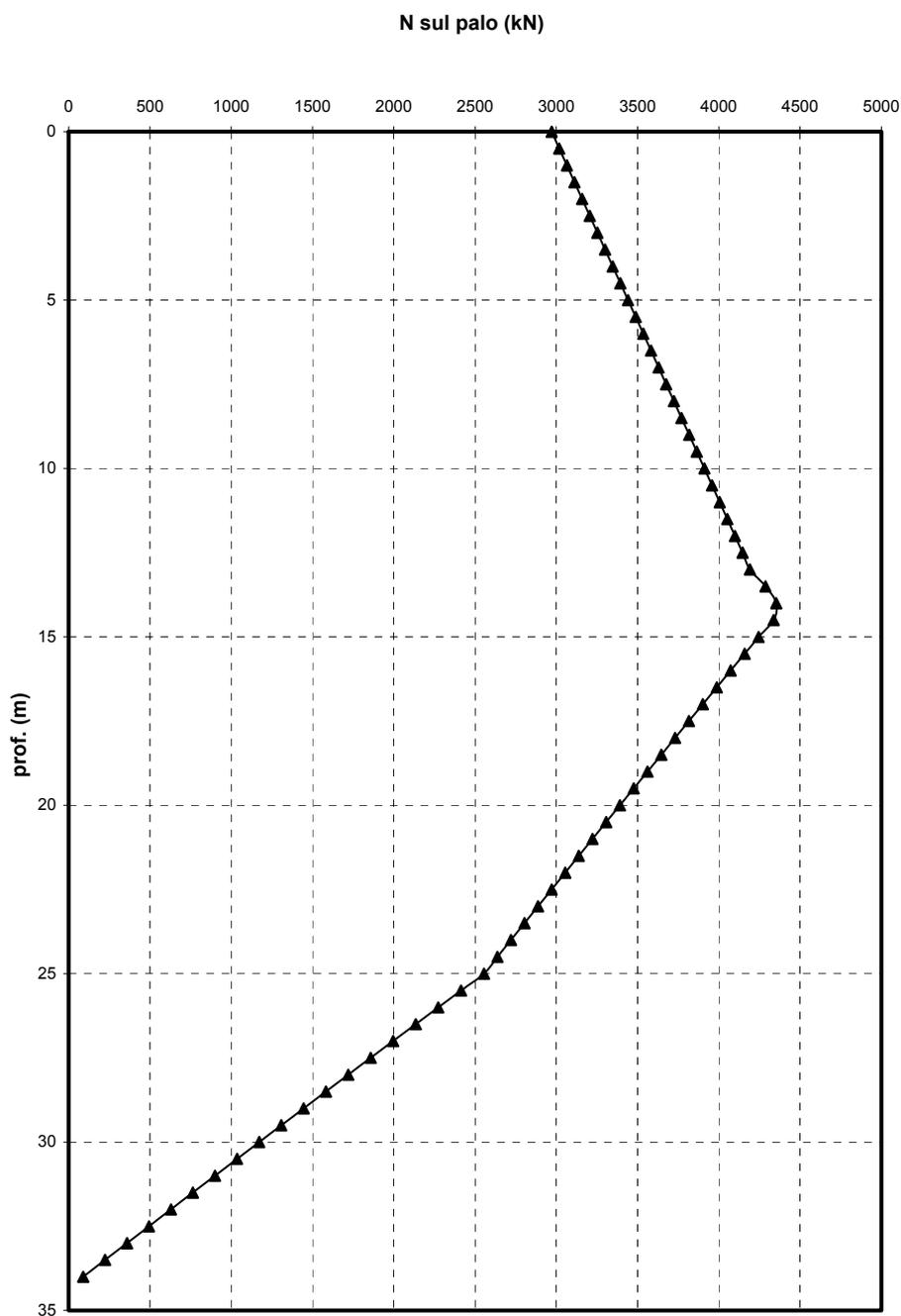


Figura 8.12: Stima dell'attrito negativo – CV tipo 3L-B13.5/L45

In presenza di attrito negativo le verifiche sono state svolte secondo la seguente procedura:

Verifica della palificata agli SLE:

l'analisi con il programma Group viene condotta:

- utilizzando la curva carico-cedimento in presenza di attrito negativo;
- aggiungendo alle azioni assiali agenti alla quota di intradosso plinto di fondazione il valore di ΔN moltiplicato per il numero dei pali.

la verifica viene effettuata:

- calcolando le deformazioni della palificata, da confrontare con i valori ammissibili forniti dal Progettista strutturale.

Verifica della palificata agli SLU - GEO:

l'analisi con il programma Group viene condotta:

- utilizzando la curva carico-cedimento in assenza di attrito negativo.

la verifica viene effettuata:

- per le verifiche geotecniche:
 - calcolando la lunghezza dei pali in funzione della sollecitazione massima agente sul palo più caricato e della curva di resistenza $\{M1+R2\}$.
- per le verifiche strutturali:
 - calcolando le sollecitazioni assiali, taglianti e i momenti flettenti agenti lungo il fusto del palo;
 - fornendo l'andamento di ΔN , fattorizzato come carico permanente sfavorevole ($\gamma_{G1}=1.0$, tab.6.2.1. delle NTC2008), da sommare all'andamento del carico assiale calcolato con Group nelle verifiche che effettuerà lo strutturista;
 - verifica strutturale sulla base dei dati di cui sopra.

Verifica della palificata agli SLU - STRU:

l'analisi con il programma Group viene condotta:

- utilizzando la curva carico-cedimento in assenza di attrito negativo.

la verifica viene effettuata:

- per le verifiche geotecniche:
 - calcolando la lunghezza dei pali in funzione della sollecitazione massima agente sul palo più caricato e della curva di resistenza $\{M1+R1\}$.
- per le verifiche strutturali:
 - calcolando le sollecitazioni assiali, taglianti e i momenti flettenti agenti lungo il fusto del palo;
 - fornendo l'andamento di ΔN , fattorizzato come carico permanente sfavorevole ($\gamma_{GI}=1.3$, tab.6.2.I. delle NTC2008), da sommare all'andamento del carico assiale calcolato con Group nelle verifiche che effettuerà lo strutturista;
 - verifica strutturale sulla base dei dati di cui sopra.

Verifica della palificata agli SLU - SISMA:

l'analisi con il programma Group viene condotta:

- utilizzando la curva carico-cedimento in assenza di attrito negativo.

la verifica viene effettuata:

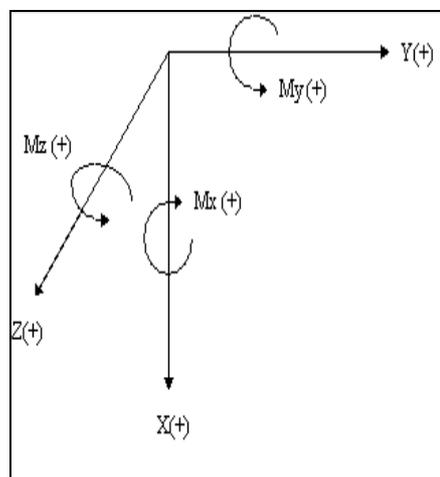
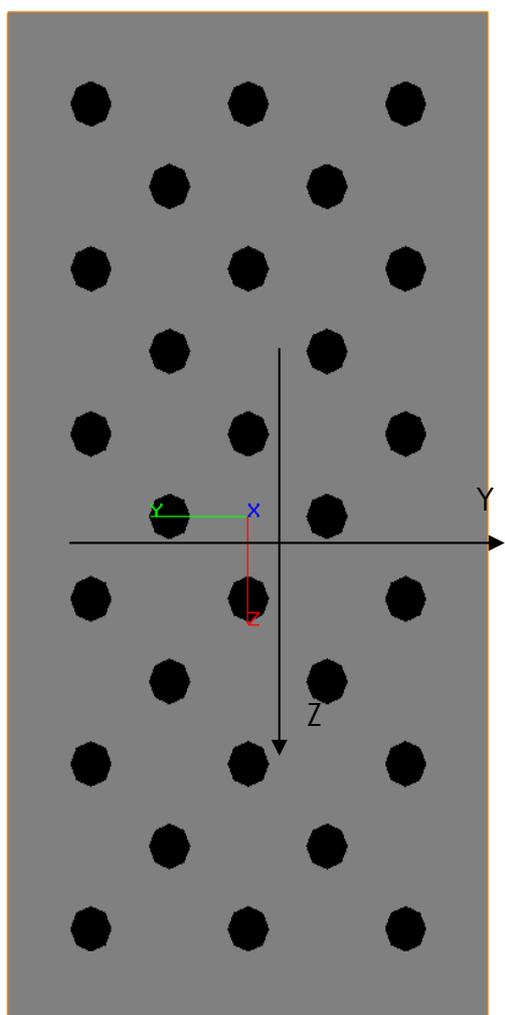
- per le verifiche geotecniche:
 - calcolando la lunghezza dei pali in funzione della sollecitazione massima agente sul palo più caricato e della curva di resistenza $\{M1+R3\}$;
- per le verifiche strutturali:
 - calcolando le sollecitazioni assiali, taglianti e i momenti flettenti agenti lungo il fusto del palo;
 - fornendo l'andamento di ΔN , non fattorizzato trattandosi di combinazione sismica, da sommare all'andamento del carico assiale calcolato con Group nelle verifiche che effettuerà lo strutturista;
 - verifica strutturale sulla base dei dati di cui sopra.

9. CARICHI AGENTI IN FONDAZIONE

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

I segni convenzionali imposti nello studio delle palificate sono rappresentati nella seguente figura (sistema di riferimento del codice di calcolo GROUP per l'analisi delle fondazioni profonde).

Le sollecitazioni sono state valutate rispetto all'intradosso del plinto di fondazione.



Schema di riferimento dei carichi

L'asse Y coincide con la direzione
longitudinale della palificata

L'asse Z coincide con la direzione trasversale
della palificata

L'asse X coincide con la direzione verticale
della palificata

Figura 9.1: Convenzione di segno del programma Group

Combinazione	Fx (kN)	Fy (kN)	Mz (kNm)	Fz (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)
Nmax SLU STR	7638	1819	-5988	0	0	0
Nmax SISq1	6388	584	-519	0	0	0
Nmax SISq2	6388	587	-535	0	0	0
Nmax SLU GEO	6611	1561	-4434	0	0	0
Nmax SIS GEOq1	6388	447	-44	0	0	0
Nmax SIS GEO q2	6388	703	-968	0	0	0
Nmax SLEfond	6511	1289	-3890	0	0	0
Nmax SLE freq	6568	529	-144	0	0	0
Nmax q p	6617	219	957	0	0	0
Nmin SLU STR	13602	1756	-4408	0	0	0
Nmin SISq1	10462	607	182	0	0	0
Nmin SISq2	10462	611	167	0	0	0
Nmin SLU GEO	7135	2028	-7491	0	0	0
Nmin SIS GEOq1	10462	471	657	0	0	0
Nmin SIS GEO q2	10462	727	-267	0	0	0
Nmin SLEfond	10075	1288	-3175	0	0	0
Nmin SLE freq	8728	903	-2301	0	0	0
Nmin q p	6938	219	1182	0	0	0
Tmax SLU STR	10709	1332	-1832	0	0	0
Tmax SISq1	7981	288	2075	0	0	0
Tmax SISq2	7981	292	2060	0	0	0
Tmax SLU GEO	6999	984	-97	0	0	0
Tmax SIS GEOq1	7981	152	2550	0	0	0
Tmax SIS GEO q2	7981	408	1626	0	0	0
Tmax SLEfond	7933	973	-1255	0	0	0
Tmax SLE freq	7887	903	-2427	0	0	0
Tmax q p	6938	177	1479	0	0	0
Tmin SLU STR	8763	1959	-6574	0	0	0
Tmin SISq1	7445	676	-757	0	0	0
Tmin SISq2	7445	679	-772	0	0	0
Tmin SLU GEO	7068	2614	-11663	0	0	0
Tmin SIS GEOq1	7445	539	-281	0	0	0
Tmin SIS GEO q2	7445	795	-1206	0	0	0
Tmin SLEfond	7343	1396	-4352	0	0	0
Tmin SLE freq	6971	903	-2565	0	0	0
Tmin q p	6938	269	825	0	0	0

Figura 9.2: Azioni ad intradosso plinto spalla – CV tipo B12/L38

Combinazione	Fx (kN)	Fy (kN)	Mz (kNm)	Fz (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)
Nmax SLU STR	3945	945	-3091	0	0	0
Nmax SISq1	3277	298	-228	0	0	0
Nmax SISq2	3277	300	-236	0	0	0
Nmax SLU GEO	3273	926	-3120	0	0	0
Nmax SIS GEOq1	3277	226	21	0	0	0
Nmax SIS GEO q2	3277	360	-463	0	0	0
Nmax SLEfond	3320	667	-1994	0	0	0
Nmax SLE freq	3294	330	-474	0	0	0
Nmax q p	3277	105	542	0	0	0
Nmin SLU STR	6777	909	-2285	0	0	0
Nmin SISq1	5206	311	104	0	0	0
Nmin SISq2	5206	313	96	0	0	0
Nmin SLU GEO	3549	938	-3072	0	0	0
Nmin SIS GEOq1	5206	240	353	0	0	0
Nmin SIS GEO q2	5206	373	-131	0	0	0
Nmin SLEfond	5020	667	-1650	0	0	0
Nmin SLE freq	4355	473	-1236	0	0	0
Nmin q p	3445	110	625	0	0	0
Tmax SLU STR	5490	533	188	0	0	0
Tmax SISq1	4110	13	2056	0	0	0
Tmax SISq2	4110	15	2048	0	0	0
Tmax SLU GEO	3474	899	-2804	0	0	0
Tmax SIS GEOq1	4110	-58	2304	0	0	0
Tmax SIS GEO q2	4110	75	1821	0	0	0
Tmax SLEfond	4067	388	192	0	0	0
Tmax SLE freq	4041	473	-1283	0	0	0
Tmax q p	3445	86	797	0	0	0
Tmin SLU STR	5002	1017	-3319	0	0	0
Tmin SISq1	4408	346	-262	0	0	0
Tmin SISq2	4408	347	-270	0	0	0
Tmin SLU GEO	2727	1015	-3743	0	0	0
Tmin SIS GEOq1	4408	274	-13	0	0	0
Tmin SIS GEO q2	4408	408	-496	0	0	0
Tmin SLEfond	4104	723	-2181	0	0	0
Tmin SLE freq	3463	473	-1370	0	0	0
Tmin q p	3445	133	457	0	0	0

Figura 9.3: Azioni ad intradosso plinto spalla – CV tipo B5.4/L38

Combinazione	Fx (kN)	Fy (kN)	Mz (kNm)	Fz (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)
Nmax SLU STR	8319	1740	-5322	0	0	0
Nmax SISq1	7072	507	129	0	0	0
Nmax SISq2	7072	510	114	0	0	0
Nmax SLU GEO	7287	1461	-3619	0	0	0
Nmax SIS GEOq1	7072	370	605	0	0	0
Nmax SIS GEO q2	7072	626	-319	0	0	0
Nmax SLEfond	7224	1212	-3239	0	0	0
Nmax SLE freq	7335	449	538	0	0	0
Nmax q p	7416	146	1592	0	0	0
Nmin SLU STR	15079	1658	-3484	0	0	0
Nmin SISq1	11614	532	893	0	0	0
Nmin SISq2	11614	535	877	0	0	0
Nmin SLU GEO	8057	1983	-7035	0	0	0
Nmin SIS GEOq1	11614	395	1368	0	0	0
Nmin SIS GEO q2	11614	651	444	0	0	0
Nmin SLEfond	11167	1213	-2478	0	0	0
Nmin SLE freq	9641	903	-2164	0	0	0
Nmin q p	7737	146	1817	0	0	0
Tmax SLU STR	11883	1193	-663	0	0	0
Tmax SISq1	8854	187	2926	0	0	0
Tmax SISq2	8854	190	2911	0	0	0
Tmax SLU GEO	7757	813	1231	0	0	0
Tmax SIS GEOq1	8854	50	3402	0	0	0
Tmax SIS GEO q2	8854	306	2477	0	0	0
Tmax SLEfond	8804	866	-368	0	0	0
Tmax SLE freq	8763	903	-2296	0	0	0
Tmax q p	7737	95	2183	0	0	0
Tmin SLU STR	9815	1915	-6102	0	0	0
Tmin SISq1	8534	618	-182	0	0	0
Tmin SISq2	8534	621	-197	0	0	0
Tmin SLU GEO	7908	2642	-11733	0	0	0
Tmin SIS GEOq1	8534	481	294	0	0	0
Tmin SIS GEO q2	8534	737	-631	0	0	0
Tmin SLEfond	8329	1347	-3856	0	0	0
Tmin SLE freq	7770	903	-2445	0	0	0
Tmin q p	7737	208	1379	0	0	0

Figura 9.4: Curva Azioni ad intradosso plinto spalla – CV tipo B12/L45

Combinazione	Fx (kN)	Fy (kN)	Mz (kNm)	Fz (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)
Nmax SLU STR	9194	1942	-6001	0	0	0
Nmax SISq1	7835	573	61	0	0	0
Nmax SISq2	7835	577	44	0	0	0
Nmax SLU GEO	8210	1640	-4138	0	0	0
Nmax SIS GEOq1	7835	422	588	0	0	0
Nmax SIS GEO q2	7835	706	-437	0	0	0
Nmax SLEfond	8010	1355	-3670	0	0	0
Nmax SLE freq	8159	520	439	0	0	0
Nmax q p	8308	170	1722	0	0	0
Nmin SLU STR	16155	1840	-4229	0	0	0
Nmin SISq1	12432	564	817	0	0	0
Nmin SISq2	12432	568	800	0	0	0
Nmin SLU GEO	8618	2188	-7971	0	0	0
Nmin SIS GEOq1	12432	413	1344	0	0	0
Nmin SIS GEO q2	12432	696	319	0	0	0
Nmin SLEfond	11965	1348	-3024	0	0	0
Nmin SLE freq	10358	1001	-2644	0	0	0
Nmin q p	8308	165	1757	0	0	0
Tmax SLU STR	12802	1380	-1465	0	0	0
Tmax SISq1	9542	224	2799	0	0	0
Tmax SISq2	9542	227	2782	0	0	0
Tmax SLU GEO	8344	951	775	0	0	0
Tmax SIS GEOq1	9542	72	3326	0	0	0
Tmax SIS GEO q2	9542	356	2301	0	0	0
Tmax SLEfond	9484	1005	-961	0	0	0
Tmax SLE freq	9437	1001	-2782	0	0	0
Tmax q p	8308	116	2105	0	0	0
Tmin SLU STR	10272	2111	-7039	0	0	0
Tmin SISq1	8943	653	-340	0	0	0
Tmin SISq2	8943	657	-357	0	0	0
Tmin SLU GEO	8484	2888	-12957	0	0	0
Tmin SIS GEOq1	8943	502	187	0	0	0
Tmin SIS GEO q2	8943	785	-838	0	0	0
Tmin SLEfond	8805	1485	-4474	0	0	0
Tmin SLE freq	8345	1001	-2946	0	0	0
Tmin q p	8308	230	1301	0	0	0

Figura 9.5: Azioni ad intradosso plinto spalla – CV tipo B13.5/L45

Combinazione	Fx (kN)	Fy (kN)	Mz (kNm)	Fz (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)
Nmax SLU STR	5086	2167	-8215	0	0	0
Nmax SISq1	3895	810	-2215	0	0	0
Nmax SISq2	3895	814	-2232	0	0	0
Nmax SLU GEO	4738	1841	-6088	0	0	0
Nmax SIS GEOq1	3895	659	-1688	0	0	0
Nmax SIS GEO q2	3895	943	-2712	0	0	0
Nmax SLEfond	4094	1589	-5920	0	0	0
Nmax SLE freq	4352	712	-1494	0	0	0
Nmax q p	4678	402	-468	0	0	0
Nmin SLU STR	11180	2286	-7877	0	0	0
Nmin SISq1	8556	924	-2033	0	0	0
Nmin SISq2	8556	928	-2050	0	0	0
Nmin SLU GEO	5650	2535	-10684	0	0	0
Nmin SIS GEOq1	8556	773	-1506	0	0	0
Nmin SIS GEO q2	8556	1056	-2531	0	0	0
Nmin SLEfond	8244	1680	-5744	0	0	0
Nmin SLE freq	7175	1001	-2925	0	0	0
Nmin q p	5498	482	-715	0	0	0
Tmax SLU STR	6837	1735	-4616	0	0	0
Tmax SISq1	5126	551	99	0	0	0
Tmax SISq2	5126	555	82	0	0	0
Tmax SLU GEO	5246	1093	-506	0	0	0
Tmax SIS GEOq1	5126	400	626	0	0	0
Tmax SIS GEO q2	5126	683	-398	0	0	0
Tmax SLEfond	5118	1255	-3196	0	0	0
Tmax SLE freq	5204	1001	-3221	0	0	0
Tmax q p	5174	335	275	0	0	0
Tmin SLU STR	7428	2556	-10358	0	0	0
Tmin SISq1	5982	1049	-3308	0	0	0
Tmin SISq2	5982	1053	-3325	0	0	0
Tmin SLU GEO	5505	3305	-16170	0	0	0
Tmin SIS GEOq1	5982	898	-2781	0	0	0
Tmin SIS GEO q2	5982	1181	-3805	0	0	0
Tmin SLEfond	5737	1900	-7682	0	0	0
Tmin SLE freq	5426	1001	-3188	0	0	0
Tmin q p	5366	570	-1363	0	0	0

Figura 9.6: Azioni ad intradosso plinto spalla – CV tipo 3L-B13.5/L45

Comb.	Fx (kN)	Fy (kN)	Mz (kNm)	Fz (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)
SLU - STR max N	13155	471	-3889	342	3630	-13
SLU - STR min N	22393	316	-2606	-341	-10336	30
SLU - STR max Tx	15512	658	-5428	-341	-5465	-4
SLU - STR min Tx	18636	134	-1103	342	1019	9
SLU - STR max Ty	17957	432	-3565	-571	-1555	27
SLU - STR min Ty	16316	394	-3251	571	1555	-27
SLU - STR max Mt	17506	319	-2634	343	10356	-64
SLU - STR min Mt	18816	230	-1899	-343	-10356	64
SLU - STR max Mx	18366	338	-2787	341	13632	-33
SLU - STR min Mx	19966	256	-2109	-341	-13631	33
SLU - STR min My	18636	134	-1103	342	1019	9
SLU - STR max My	15512	658	-5428	-341	-5465	-4
SLU - GEO max N	12270	217	-1792	592	6236	-21
SLU - GEO min N	17173	238	-1963	-592	-11867	36
SLU - GEO max Tx	14082	479	-3955	-592	-7717	7
SLU - GEO min Tx	15369.05	118.52	-977.78	592.20	2209.60	11.11
SLU - GEO max Ty	15097.55	173.20	-1428.90	-594.64	578.84	31.60
SLU - GEO min Ty	15252.10	296.51	-2446.21	594.64	-578.50	-31.60
SLU - GEO max Mt	15253.36	230.90	-1904.96	593.21	11883.32	-64.66
SLU - GEO min Mt	14818.46	169.57	-1398.94	-593.21	-11883.35	64.66
SLU - GEO max Mx	15988.50	246.75	-2035.70	591.53	14674.00	-37.97
SLU - GEO min Mx	15795.64	191.23	-1577.66	-591.53	-14673.67	37.96
SLU - GEO min My	15369.05	118.52	-977.78	592.20	2209.60	11.11
SLU - GEO max My	14082.26	479.36	-3954.69	-592.26	-7717.42	6.81
SISMA max N	15456.40	1043.12	5018.25	-285.43	2857.75	-10.13
SISMA min N	16127.41	-574.78	-8882.05	285.43	-2857.76	10.13
SISMA max Tx	15909.03	1116.93	4409.31	-285.43	2857.75	-10.13
SISMA min Tx	15667.00	-657.68	-8198.12	285.43	-2857.76	10.13
SISMA max Ty	15728.53	427.71	558.58	-951.43	9525.73	-33.75
SISMA min Ty	15847.50	31.54	-4347.39	951.43	-9525.73	33.75
SISMA max Mt	15969.34	510.08	-120.95	-951.43	9525.73	-33.75
SISMA min Mt	15614.47	-41.74	-3742.85	951.43	-9525.74	33.75
SISMA max Mx	15848.22	507.18	-97.00	-951.43	9525.73	-33.75
SISMA min Mx	15735.60	-38.84	-3766.80	951.43	-9525.74	33.75
SISMA min My	15619.91	1006.22	5322.65	-285.43	2857.75	-10.13
SISMA max My	15956.12	-546.97	-9111.46	285.43	-2857.75	10.13

Figura 9.7: Azioni ad intradosso plinto pila – CV tipo 3L-B13.5/L45 Comb. SLU e SISMA

Comb.	Fx (kN)	Fy (kN)	Mz (kNm)	Fz (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)
SLS Rara - STR max N	12261	342	-2824	228	2432	-9
SLS Rara - STR min N	16655	241	-1988	-227	-7399	22
SLS Rara - STR max Ty	13913	319	-2635	-381	-723	19
SLS Rara - STR min Ty	14071	294	-2422	381	723	-19
SLS Rara - STR max Mt	14969	235	-1941	228	7413	-47
SLS Rara - STR min Mt	14534	174	-1435	-228	-7414	47
SLS Rara - STR max Mx	15592	249	-2052	227	9840	-24
SLS Rara - STR min Mx	15399	193	-1594	-227	-9840	24
SLS Rara - STR min My	13841	96	-789	228	498	8
SLS Rara - STR max My	14052	491	-4048	-228	-3791	-3
SLS Freq - STR max N	12159	366	-3019	0	116	-1
SLS Freq - STR min N	14722	247	-2037	0	-2760	8
SLS Freq - STR max Tx	13665	446	-3682	0	-1475	-11
SLS Freq - STR min Tx	13703	153	-1261	0	-1818	15
SLS Freq - STR max Mx	14074	251	-2075	-1	3898	-8
SLS Freq - STR min Mx	13944	354	-2919	1	-3898	8
SLS Freq - STR min My	13703	153	-1261	0	-1818	15
SLS Freq - STR max My	13665	446	-3682	0	-1475	-11
SLS Q.Perm - STR max N	12288	211	-1742	0	0	0
SLS Q.Perm - STR min N	12912	257	-2122	0	0	0
SLS Q.Perm - STR max Tx	12741	285	-2351	0	0	0
SLS Q.Perm - STR min Tx	12451	174	-1438	0	0	0
SLS Q.Perm - STR min My	12451	174	-1438	0	0	0
SLS Q.Perm - STR max My	12741	285	-2351	0	0	0

Figura 9.8: Azioni ad intradosso plinto pila – CV tipo 3L-B13.5/L45 Comb. SLE

10. RISULTATI DELLE ANALISI

10.1 Cavalcavia tipologici B12/L38

Si ricorda che le opere che rientrano in questa classe tipologica sono le seguenti: CV 001-002-003-011-012; nei calcoli si è considerata la stratigrafia del CV 012.

Nella figura seguente si riporta lo schema della palificata della spalla in esame, con il sistema di riferimento del programma Group e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

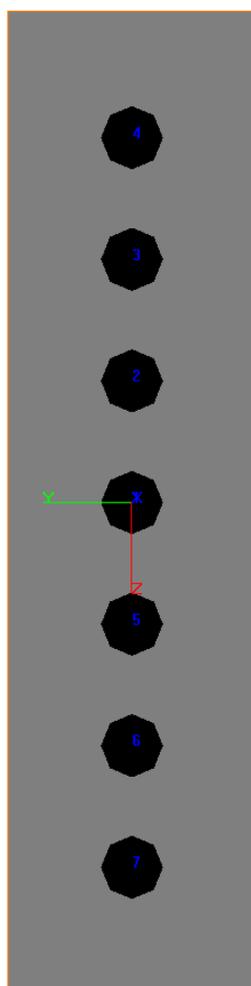


Figura 10.1: Schema della palificata

La geometria della palificata è stata schematizzata nella **Tabella 3.2**; per maggiori informazioni circa la geometria delle opere si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

I pali sono disposti su un'unica fila ad interasse di 2.30 m ed hanno diametro 1200 mm; le lunghezze sono pari a:

CV 001 L = 22 m

CV 002 L = 24 m

CV 003 L = 28 m

CV 011 L = 24 m

CV 012 L = 28 m

10.1.1 Risultati delle analisi

Nel seguito si riportano i risultati delle analisi in termini di: momento M e azione di taglio T agenti sui singoli pali in funzione della profondità nelle varie combinazioni di carico (e corrispondente azione assiale N), ed in termini di sollecitazione assiale massima in fase statica e in fase sismica.

SLU-STR

M = 2700 kNm

T = 405 kN

N = 1250 kN

SLE

M = 1810 kNm

T = 298 kN

N = 1050 kN

SLU GEO

$N_{max} = 1020$ kN in condizioni statiche

$N_{max} = 1490$ kN in condizioni sismiche

ATTRITO NEGATIVO

$\Delta N = 1440$ kN

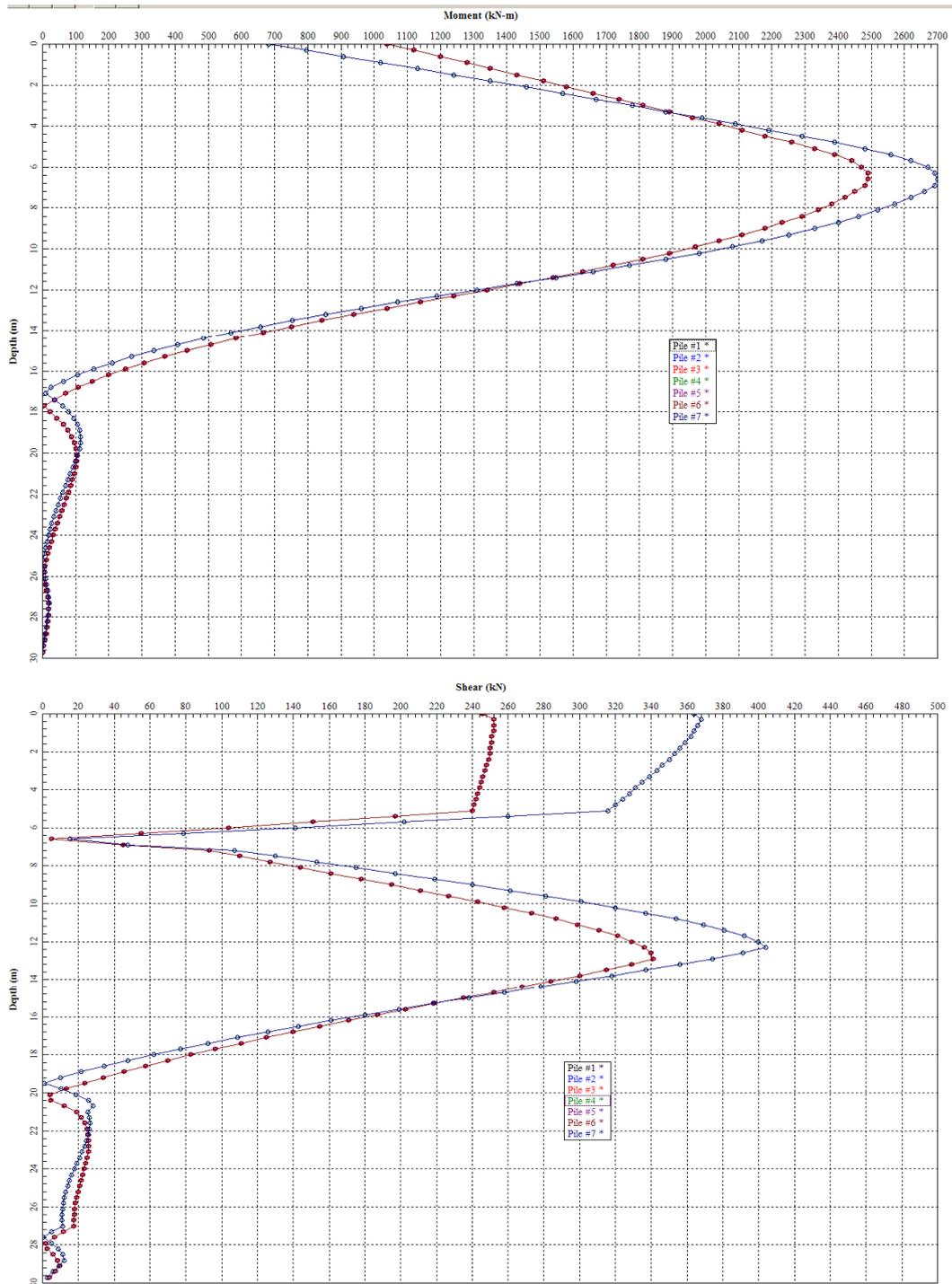


Figura 10.2: Momento e taglio in comb. SLU STR

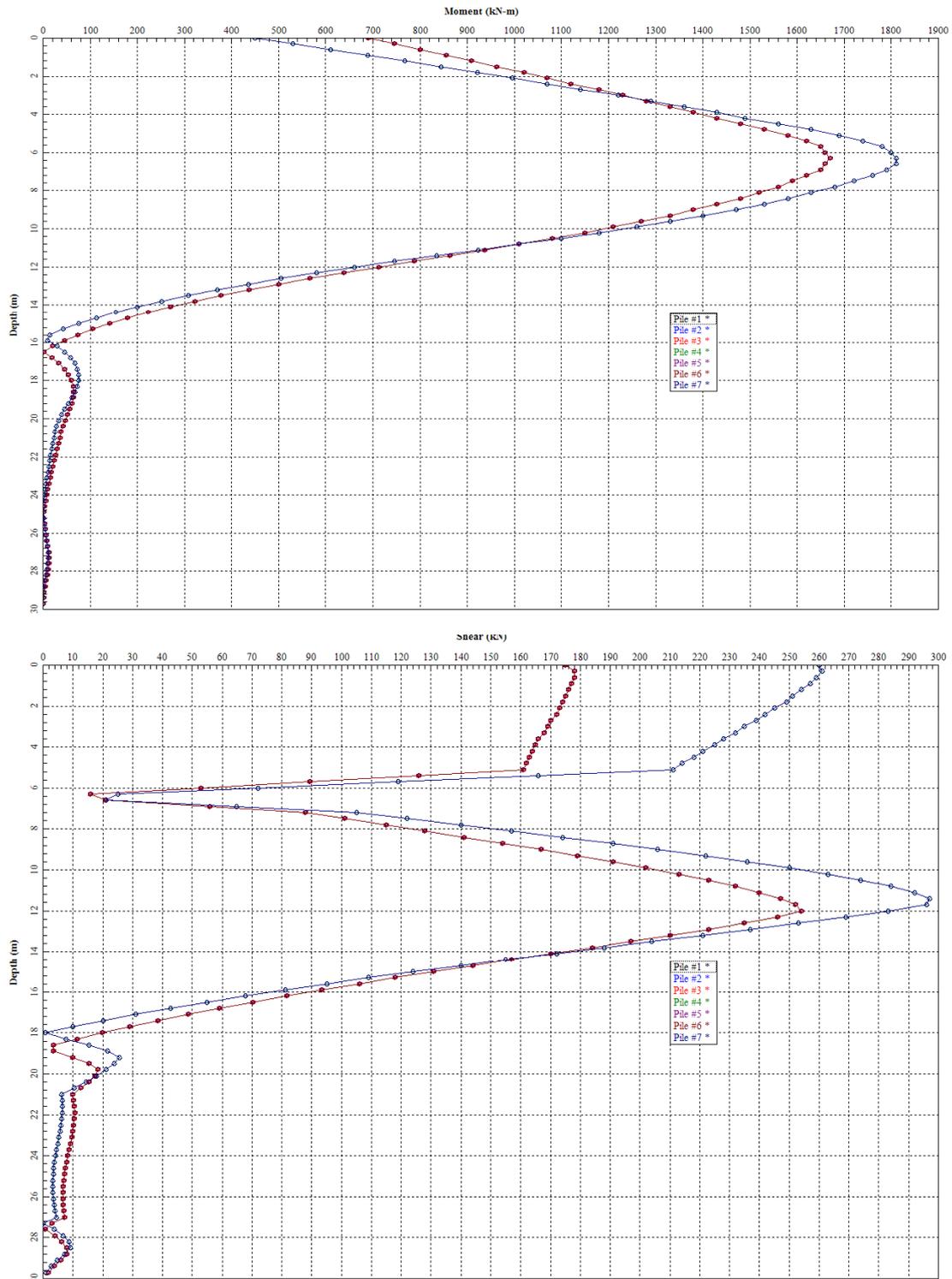


Figura 10.3: Momento e taglio in comb. SLE

10.1.2 Verifiche geotecniche

Come riportato nel paragrafo 7.4, le resistenze di progetto R_d per le opere della classe tipologica in esame sono le seguenti:

CV 001	L = 22 m	$R_d = 1740$ kN in condizioni statiche $R_d = 2190$ kN in condizioni sismiche
CV 002	L = 24 m	$R_d = 1550$ kN in condizioni statiche $R_d = 1980$ kN in condizioni sismiche
CV 003	L = 28 m	$R_d = 1310$ kN in condizioni statiche $R_d = 1650$ kN in condizioni sismiche
CV 011	L = 24 m	$R_d = 1400$ kN in condizioni statiche $R_d = 1760$ kN in condizioni sismiche
CV 012	L = 28 m	$R_d = 1430$ kN in condizioni statiche $R_d = 1790$ kN in condizioni sismiche

Considerando i valori di sollecitazione assiale massimi introdotti nel paragrafo precedente, le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

10.1.3 Verifiche strutturali

Per la verifica strutturale del palo si rimanda alla Relazione di calcolo Strutturale dell'opera.

10.1.4 Verifica dei requisiti prestazionali della fondazione

La verifica dei requisiti prestazionali della fondazione, valutata mediante l'analisi del comportamento a "gruppo" dei pali sono state valutate nelle condizioni statiche secondo la più cautelativa delle combinazioni di carico allo stato limite si esercizio (SLE),

considerando anche il contributo di incremento dell'azione assiale dovuto all'instaurarsi del fenomeno di attrito negativo; i valori così ottenuti sono risultati compatibili con i requisiti prestazionali dell'opera.

Gli spostamenti e le distorsioni derivate sono risultate in fondazione circa pari a 1.2 cm; alla luce di tali valori, le distorsioni sono da ritenersi ampiamente compatibili con le prestazioni della struttura.

10.2 Cavalcavia tipologici B5.4/L38

L'unica opera che rientra in questa classe tipologica è il cavalcavia: CV 007. Nella figura seguente si riporta lo schema della palificata della spalla in esame, con il sistema di riferimento del programma Group e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

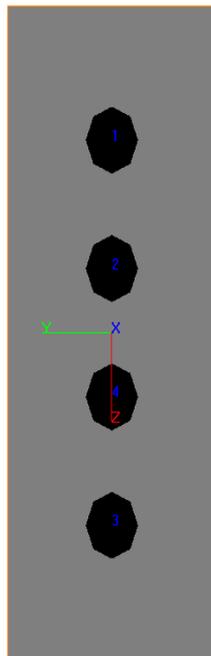


Figura 10.4: Schema della palificata

La geometria della palificata è stata schematizzata nella **Tabella 3.2**; per maggiori informazioni circa la geometria delle opere si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

I pali sono disposti su un'unica fila ad interasse di 2.30 m ed hanno diametro 1200 mm; le lunghezze sono pari a:

CV 007 L = 30 m

10.2.1 Risultati delle analisi

Nel seguito si riportano i risultati delle analisi in termini di: momento M e azione di taglio T agenti sui singoli pali in funzione della profondità nelle varie combinazioni di carico (e corrispondente azione assiale N), ed in termini di sollecitazione assiale massima in fase statica e in fase sismica.

SLU-STR

$$M = 2470 \text{ kNm}$$

$$T = 390 \text{ kN}$$

$$N = 1250 \text{ kN}$$

SLE

$$M = 1580 \text{ kNm}$$

$$T = 230 \text{ kN}$$

$$N = 1030 \text{ kN}$$

SLU GEO

$$N_{\max} = 890 \text{ kN in condizioni statiche}$$

$$N_{\max} = 1300 \text{ kN in condizioni sismiche}$$

ATTRITO NEGATIVO

$$\Delta N = 1930 \text{ kN}$$

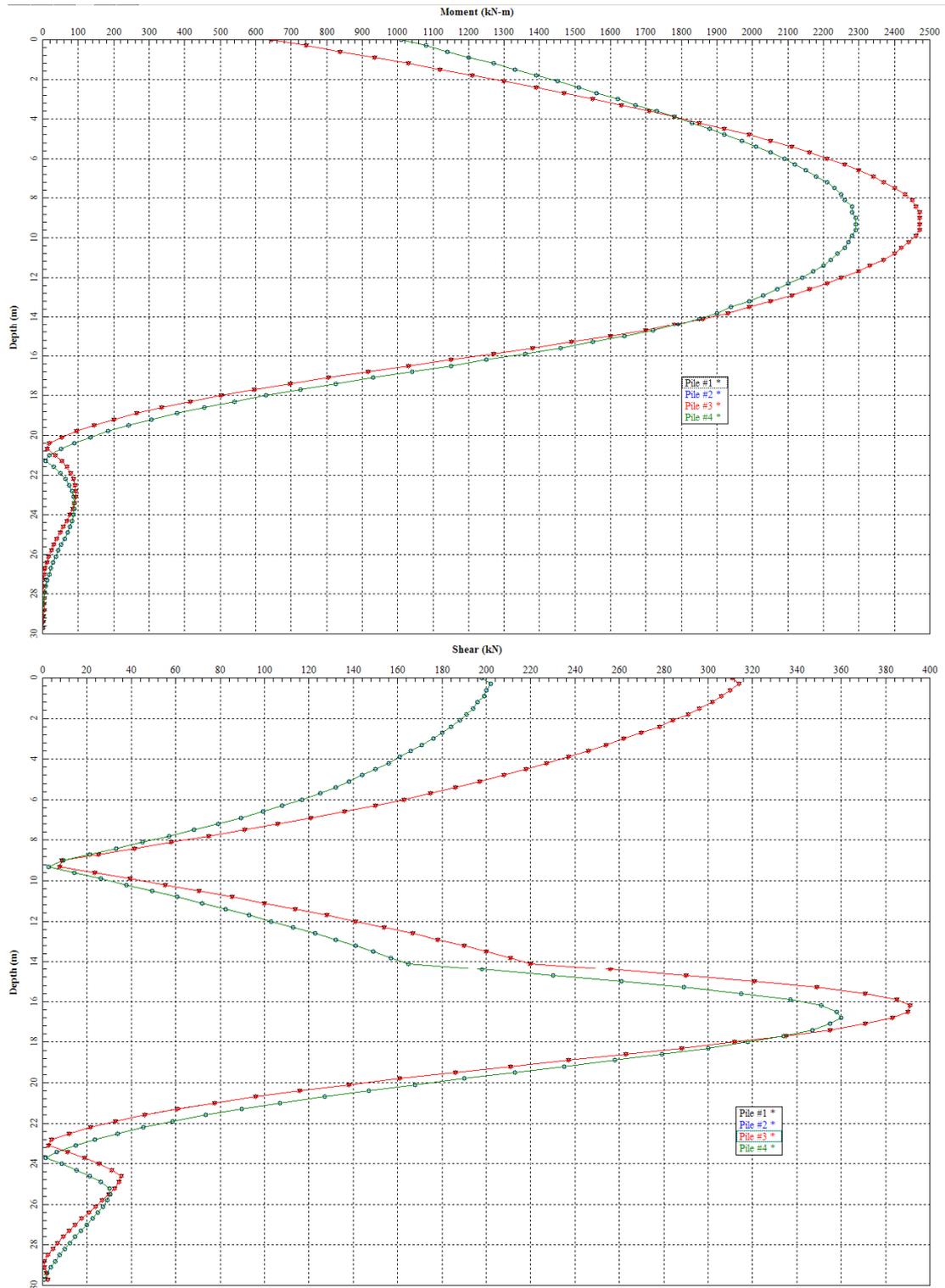


Figura 10.5: Momento e taglio in comb. SLU STR

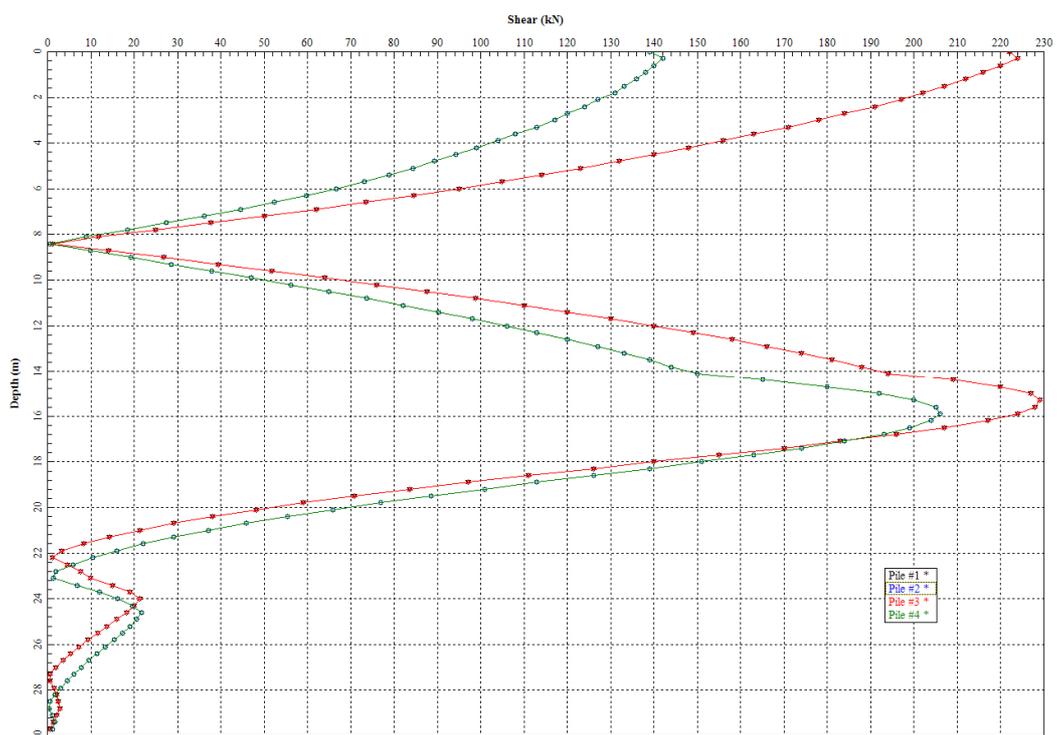
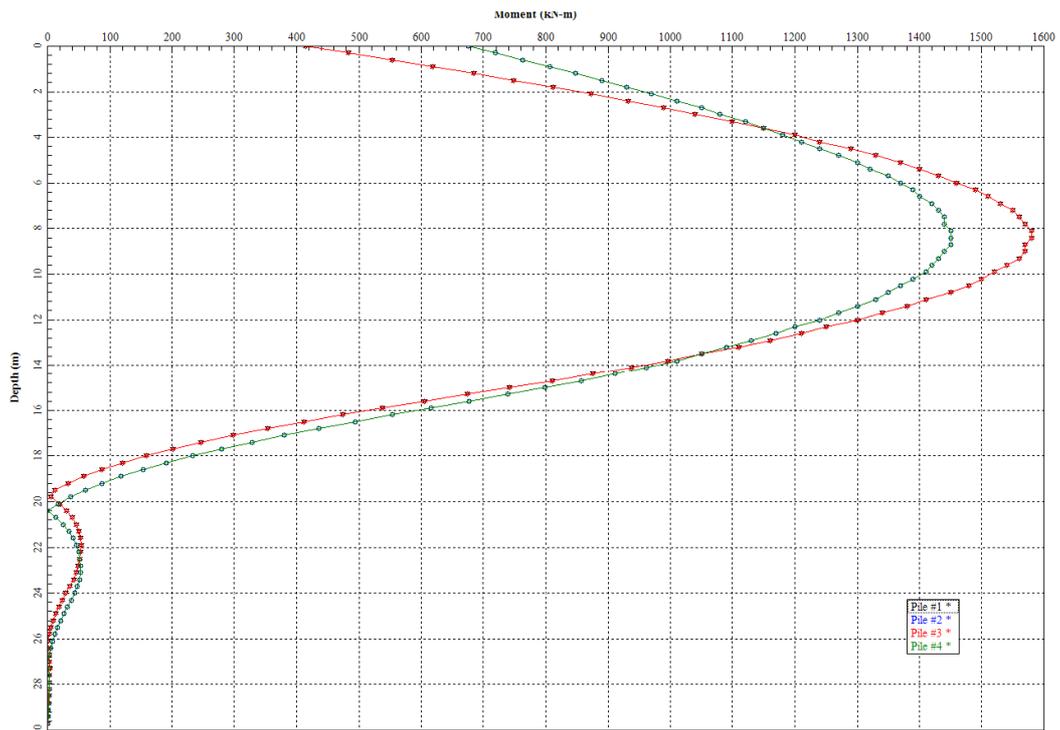


Figura 10.6: Momento e taglio in comb. SLE

10.2.2 Verifiche geotecniche

Come riportato nel paragrafo 7.4, le resistenze di progetto R_d per le opere della classe tipologica in esame sono le seguenti:

$$\begin{aligned} \text{CV 007} \quad L = 30 \text{ m} \quad R_d &= 1310 \text{ kN in condizioni statiche} \\ R_d &= 1660 \text{ kN in condizioni sismiche} \end{aligned}$$

Considerando i valori di sollecitazione assiale massimi introdotti nel paragrafo precedente, le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

10.2.3 Verifiche strutturali

Per la verifica strutturale del palo si rimanda alla Relazione di calcolo Strutturale dell'opera.

10.2.4 Verifica dei requisiti prestazionali della fondazione

La verifica dei requisiti prestazionali della fondazione, valutata mediante l'analisi del comportamento a "gruppo" dei pali sono state valutate nelle condizioni statiche secondo la più cautelativa delle combinazioni di carico allo stato limite di esercizio (SLE), considerando anche il contributo di incremento dell'azione assiale dovuto all'instaurarsi del fenomeno di attrito negativo; i valori così ottenuti sono risultati compatibili con i requisiti prestazionali dell'opera.

Gli spostamenti e le distorsioni derivate sono risultate in fondazione circa pari a 1.6 cm; alla luce di tali valori, le distorsioni sono da ritenersi ampiamente compatibili con le prestazioni della struttura.

10.3 Cavalcavia tipologici B12/L45

Si ricorda che le opere che rientrano in questa classe tipologica sono le seguenti: CV 004-008-009; nei calcoli si è considerata la stratigrafia del CV 004.

Nella figura seguente si riporta lo schema della palificata della spalla in esame, con il sistema di riferimento del programma Group e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

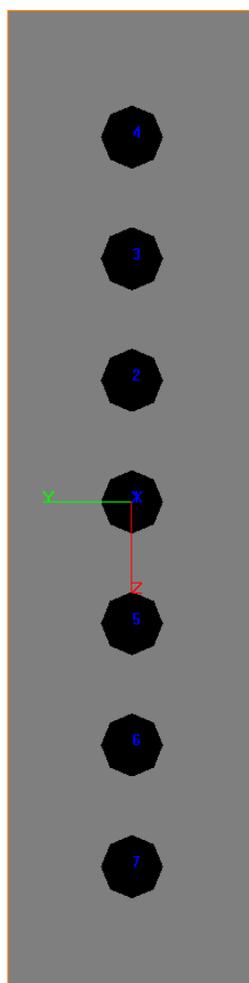


Figura 10.7: Schema della palificata

La geometria della palificata è stata schematizzata nella **Tabella 3.2**; per maggiori informazioni circa la geometria delle opere si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

I pali sono disposti su un'unica fila ad interasse di 2.30 m ed hanno diametro 1200 mm; le lunghezze sono pari a:

CV 004 CV 008 CV 009 L = 30 m

10.3.1 Risultati delle analisi

Nel seguito si riportano i risultati delle analisi in termini di: momento M e azione di taglio T agenti sui singoli pali in funzione della profondità nelle varie combinazioni di carico (e corrispondente azione assiale N), ed in termini di sollecitazione assiale massima in fase statica e in fase sismica.

SLU-STR

M = 2600 kNm

T = 363 kN

N = 1400 kN

SLE

M = 1700 kNm

T = 261 kN

N = 1190 kN

SLU GEO

N_{max} = 1150 kN in condizioni statiche

N_{max} = 1660 kN in condizioni sismiche

ATTRITO NEGATIVO

ΔN = 1440 kN

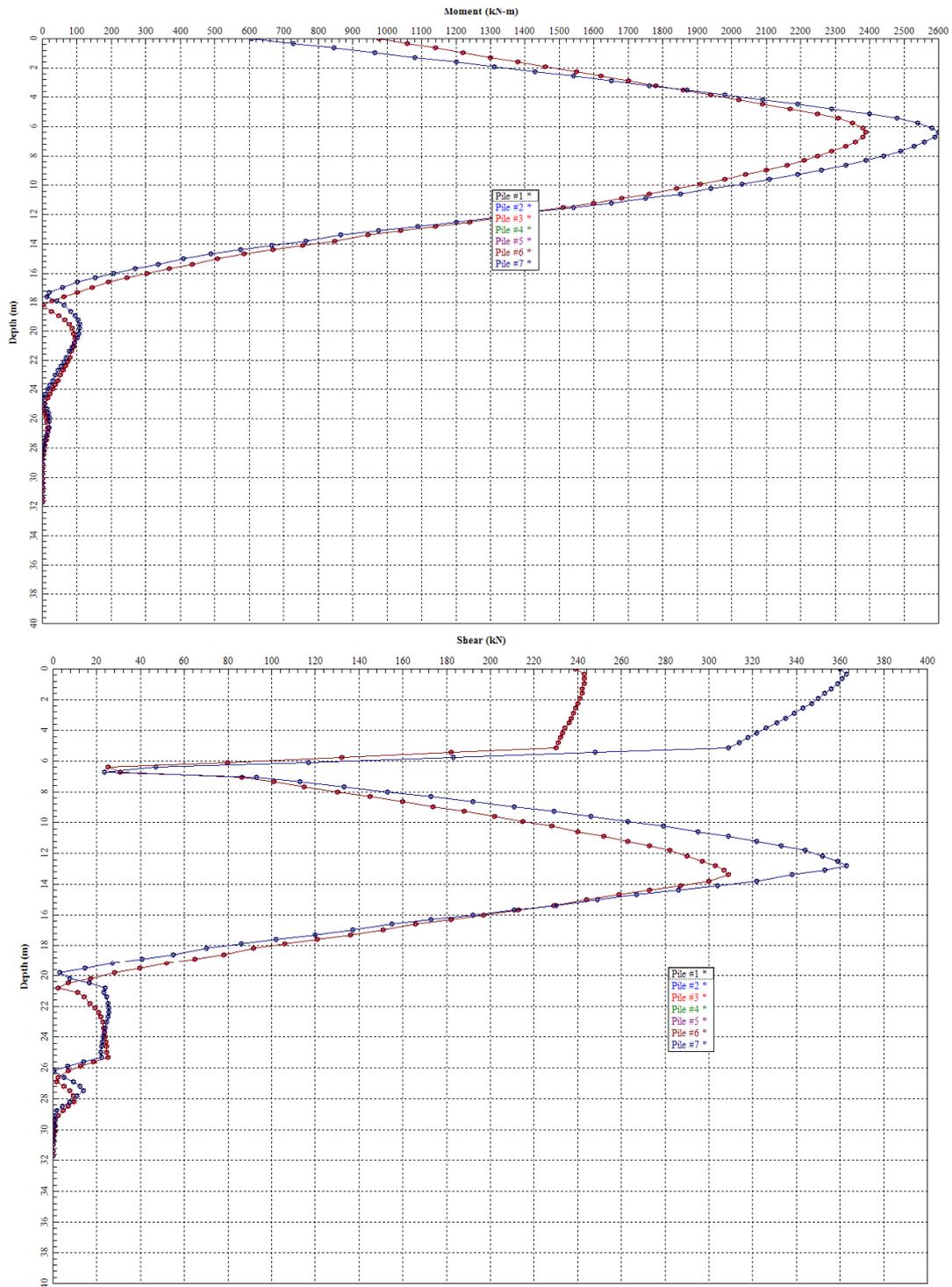


Figura 10.8: Momento e taglio in comb. SLU STR

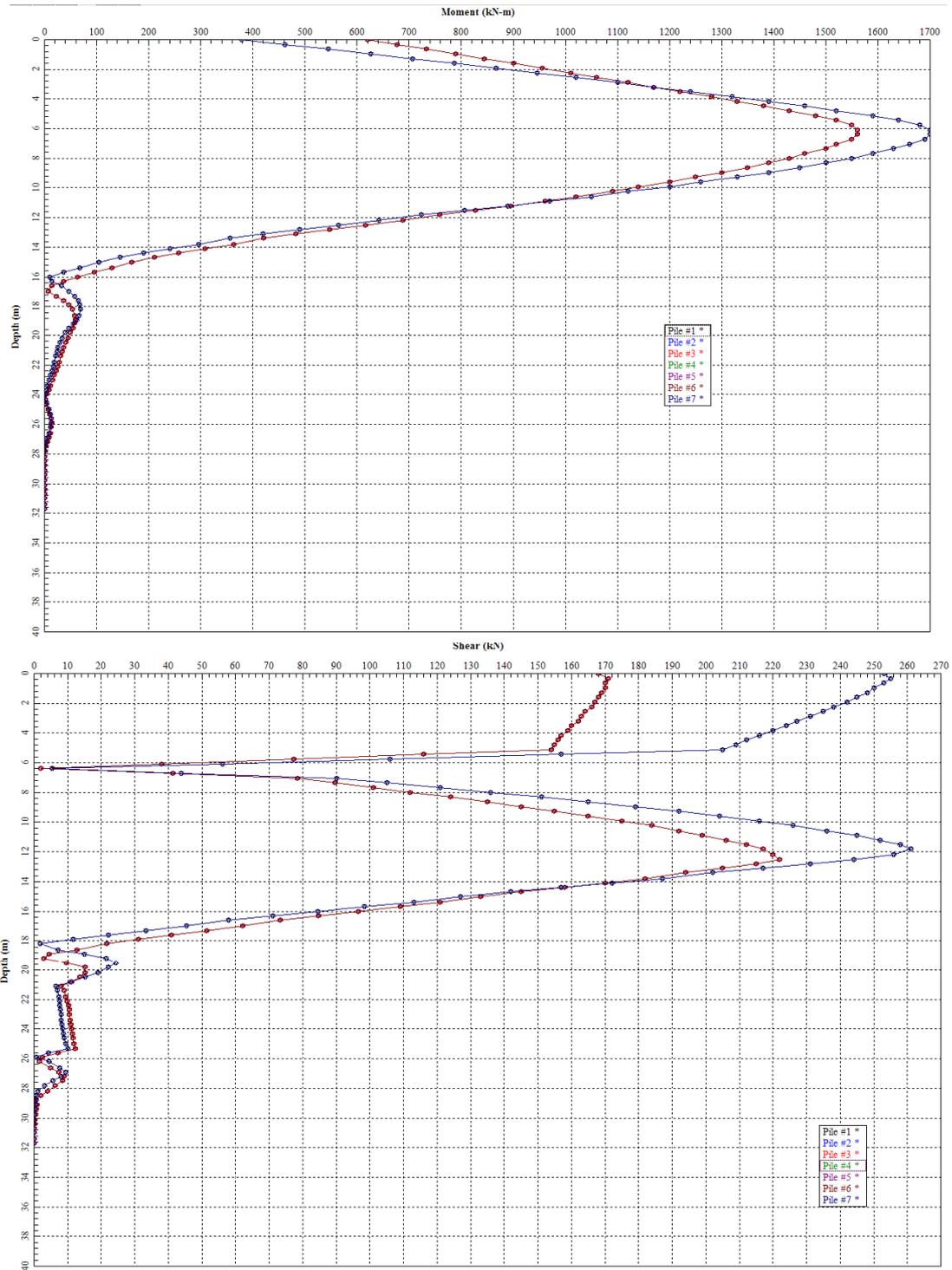


Figura 10.9: Momento e taglio in comb. SLE

10.3.2 Verifiche geotecniche

Come riportato nel paragrafo 7.4, le resistenze di progetto R_d per le opere della classe tipologica in esame sono le seguenti:

CV 004	L = 30 m	$R_d = 1590$ kN in condizioni statiche $R_d = 2030$ kN in condizioni sismiche
CV 008	L = 30 m	$R_d = 1700$ kN in condizioni statiche $R_d = 2130$ kN in condizioni sismiche
CV 009	L = 30 m	$R_d = 1670$ kN in condizioni statiche $R_d = 2100$ kN in condizioni sismiche

Considerando i valori di sollecitazione assiale massimi introdotti nel paragrafo precedente, le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

10.3.3 Verifiche strutturali

Per la verifica strutturale del palo si rimanda alla Relazione di calcolo Strutturale dell'opera.

10.3.4 Verifica dei requisiti prestazionali della fondazione

La verifica dei requisiti prestazionali della fondazione, valutata mediante l'analisi del comportamento a "gruppo" dei pali sono state valutate nelle condizioni statiche secondo la più cautelativa delle combinazioni di carico allo stato limite si esercizio (SLE), considerando anche il contributo di incremento dell'azione assiale dovuto all'instaurarsi del fenomeno di attrito negativo; i valori così ottenuti sono risultati compatibili con i requisiti prestazionali dell'opera.

Gli spostamenti e le distorsioni derivate sono risultate in fondazione circa pari a 1.4 cm; alla luce di tali valori, le distorsioni sono da ritenersi ampiamente compatibili con le prestazioni della struttura.

10.4 Cavalcavia tipologici B13.5/L45

Si ricorda che le opere che rientrano in questa classe tipologica sono le seguenti: CV 005 e CV 006; nei calcoli si è considerata la stratigrafia del CV 006.

Nella figura seguente si riporta lo schema della palificata della spalla in esame, con il sistema di riferimento del programma Group e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

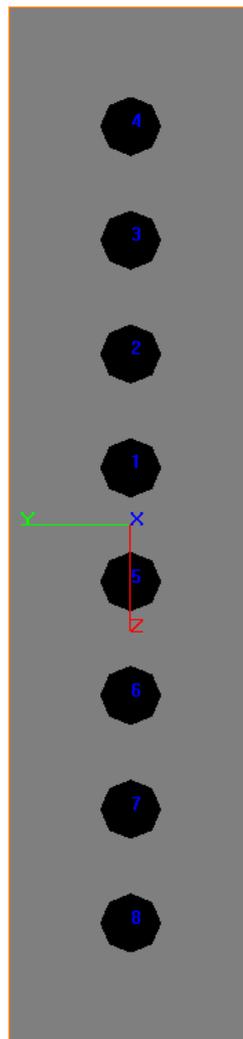


Figura 10.10: Schema della palificata

La geometria della palificata è stata schematizzata nella **Tabella 3.2**; per maggiori informazioni circa la geometria delle opere si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

I pali sono disposti su un'unica fila ad interasse di 2.30 m ed hanno diametro 1200 mm; le lunghezze sono pari a:

CV 005 L = 32 m

CV 006 L = 35 m

10.4.1 Risultati delle analisi

Nel seguito si riportano i risultati delle analisi in termini di: momento M e azione di taglio T agenti sui singoli pali in funzione della profondità nelle varie combinazioni di carico (e corrispondente azione assiale N), ed in termini di sollecitazione assiale massima in fase statica e in fase sismica.

SLU-STR

M = 2940 kNm

T = 460 kN

N = 1280 kN

SLE

M = 1890 kNm

T = 323 kN

N = 1100 kN

SLU GEO

$N_{max} = 1080$ kN in condizioni statiche

$N_{max} = 1550$ kN in condizioni sismiche

ATTRITO NEGATIVO

$\Delta N = 1000$ kN

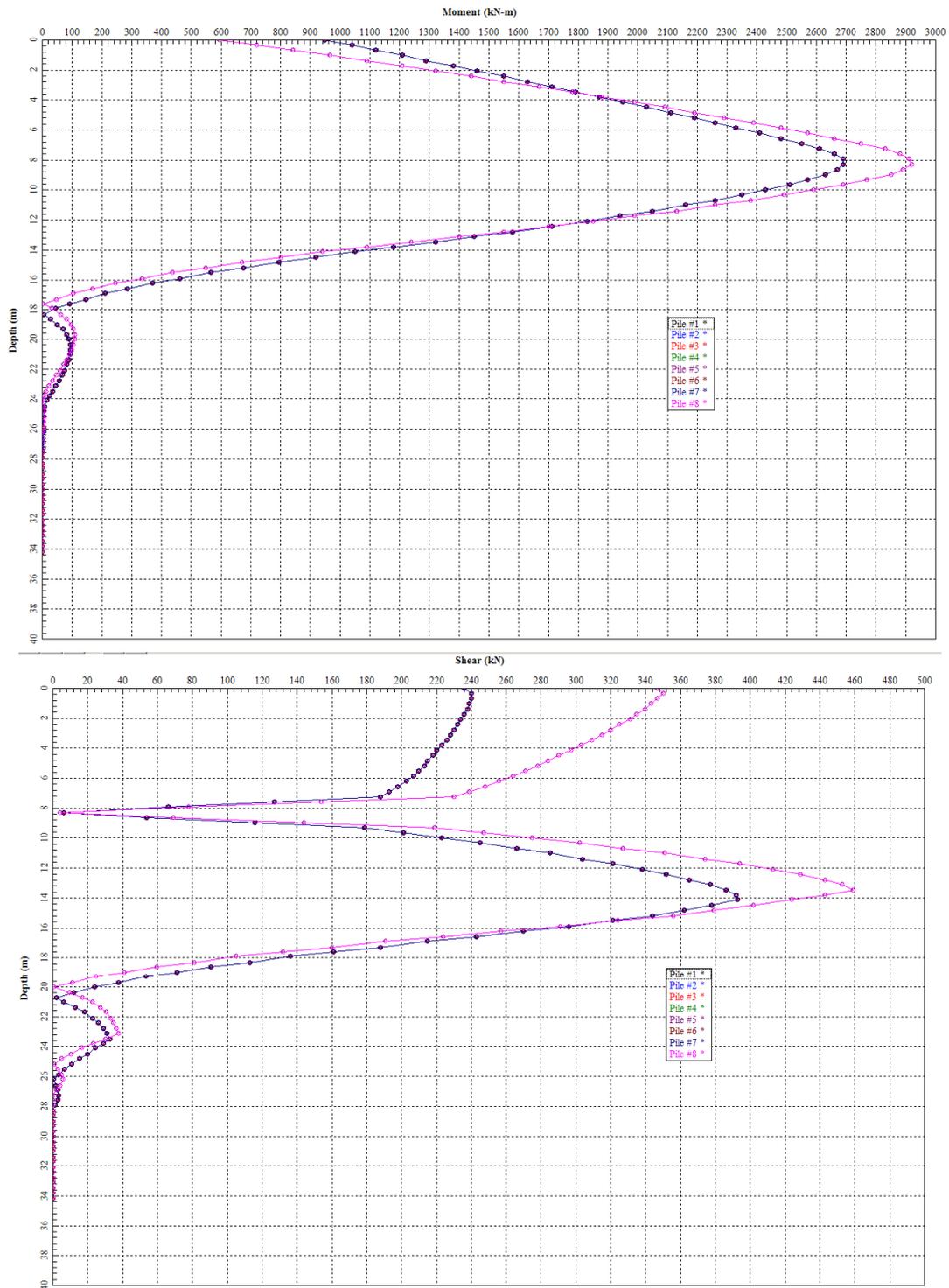


Figura 10.11: Momento e taglio in comb. SLU STR

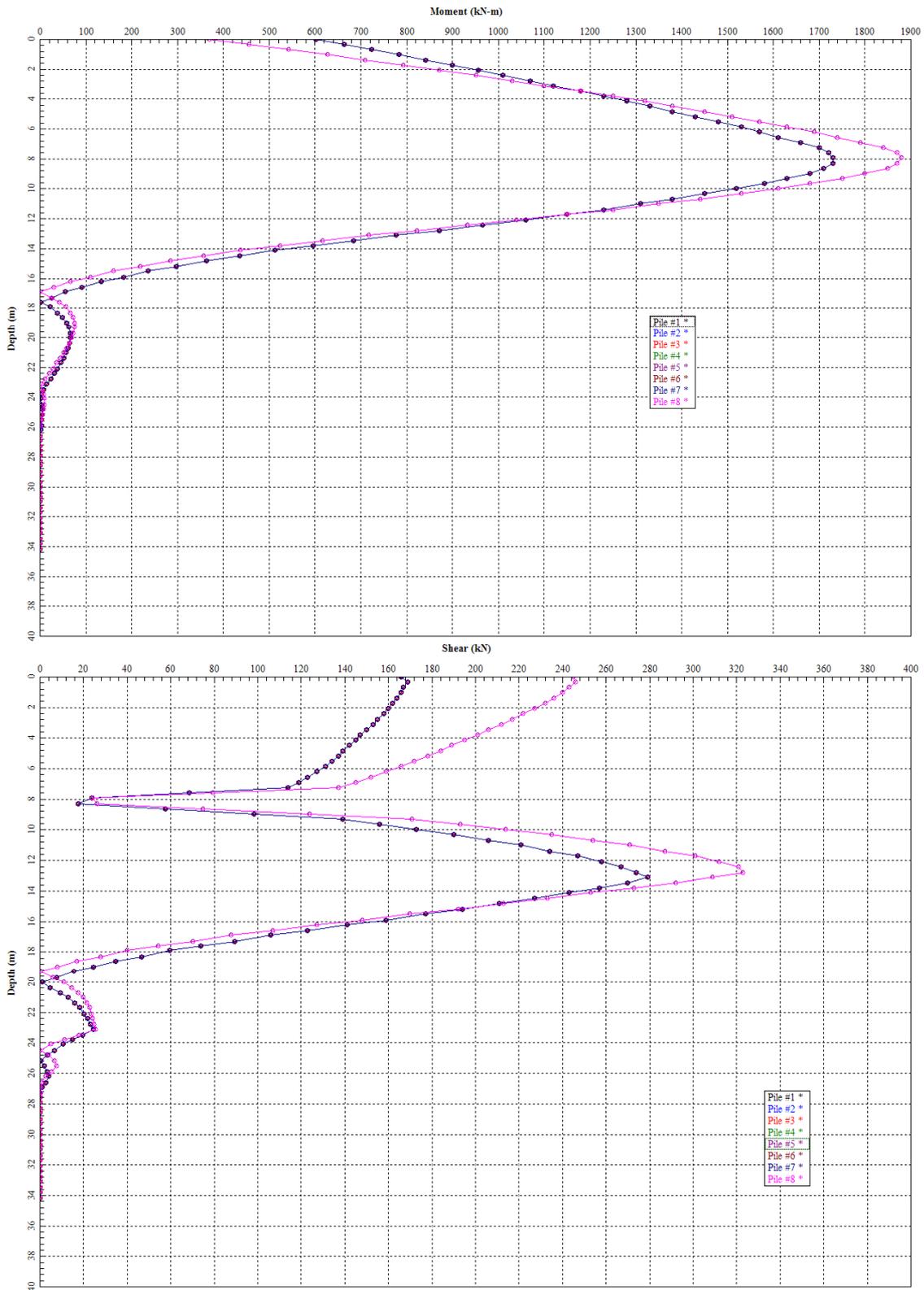


Figura 10.12: Momento e taglio in comb. SLE

10.4.2 Verifiche geotecniche

Come riportato nel paragrafo 7.4, le resistenze di progetto R_d per le opere della classe tipologica in esame sono le seguenti:

CV 005	L = 32 m	$R_d = 1650$ kN in condizioni statiche $R_d = 2090$ kN in condizioni sismiche
CV 006	L = 35 m	$R_d = 1680$ kN in condizioni statiche $R_d = 2110$ kN in condizioni sismiche

Considerando i valori di sollecitazione assiale massimi introdotti nel paragrafo precedente, le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

10.4.3 Verifiche strutturali

Per la verifica strutturale del palo si rimanda alla Relazione di calcolo Strutturale dell'opera.

10.4.4 Verifica dei requisiti prestazionali della fondazione

La verifica dei requisiti prestazionali della fondazione, valutata mediante l'analisi del comportamento a "gruppo" dei pali sono state valutate nelle condizioni statiche secondo la più cautelativa delle combinazioni di carico allo stato limite di esercizio (SLE), considerando anche il contributo di incremento dell'azione assiale dovuto all'instaurarsi del fenomeno di attrito negativo; i valori così ottenuti sono risultati compatibili con i requisiti prestazionali dell'opera.

Gli spostamenti e le distorsioni derivate sono risultate in fondazione circa pari a 0.7 cm; alla luce di tali valori, le distorsioni sono da ritenersi ampiamente compatibili con le prestazioni della struttura.

10.5 Cavalcavia tipologici 3 luci - B13.5/L45

La sola opera di tale gruppo è il CV010. Nelle figure seguenti si riporta lo schema della palificata della spalla in esame e della pila, con il sistema di riferimento del programma Group e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

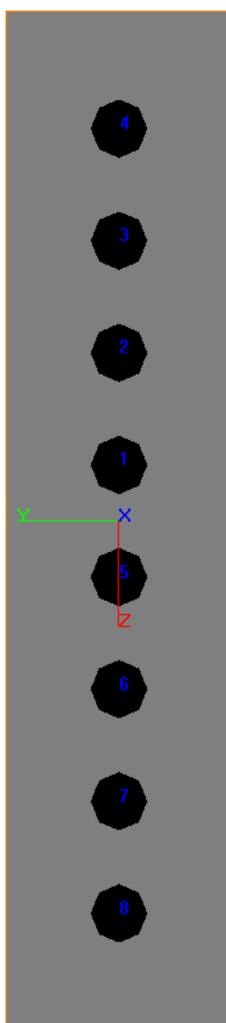


Figura 10.13: Schema della palificata della spalla

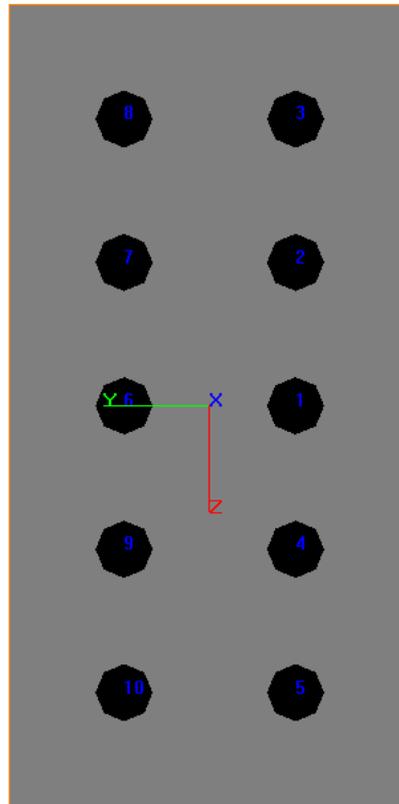


Figura 10.14: Schema della palificata della pila

La geometria della palificata è stata schematizzata nella **Tabella 3.2** (spalla) e nella **Figura 3.6** (pila); per maggiori informazioni circa la geometria delle opere si rimanda agli elaborati grafici di progetto. I pali hanno diametro 1200 mm; le lunghezze sono pari a:

CV 010	spalla	L = 34 m
	pila	L = 34 m

10.5.1 Risultati delle analisi

Nel seguito si riportano i risultati delle analisi in termini di: momento M e azione di taglio T agenti sui singoli pali in funzione della profondità nelle varie combinazioni di carico (e corrispondente azione assiale N), ed in termini di sollecitazione assiale massima in fase statica e in fase sismica.

PILE

SLU-STR

$$M = 501 \text{ kNm}$$

$$T = 141 \text{ kN}$$

$$N = 1510 \text{ kN}$$

SLE

$$M = 137 \text{ kNm}$$

$$T = 63 \text{ kN}$$

$$N = 1290 \text{ kN}$$

SLU GEO

$$N_{\max} = 2230 \text{ kN in condizioni statiche}$$

$$N_{\max} = 1970 \text{ kN in condizioni sismiche}$$

ATTRITO NEGATIVO non presente

SPALLE

SLU-STR

$$M = 3680 \text{ kNm}$$

$$T = 591 \text{ kN}$$

$$N = 1400 \text{ kN}$$

SLE

$$M = 2430 \text{ kNm}$$

$$T = 386 \text{ kN}$$

$$N = 720 \text{ kN}$$

SLU GEO

$$N_{\max} = 710 \text{ kN in condizioni statiche}$$

$$N_{\max} = 1070 \text{ kN in condizioni sismiche}$$

ATTRITO NEGATIVO

$$\Delta N = 1350 \text{ kN}$$

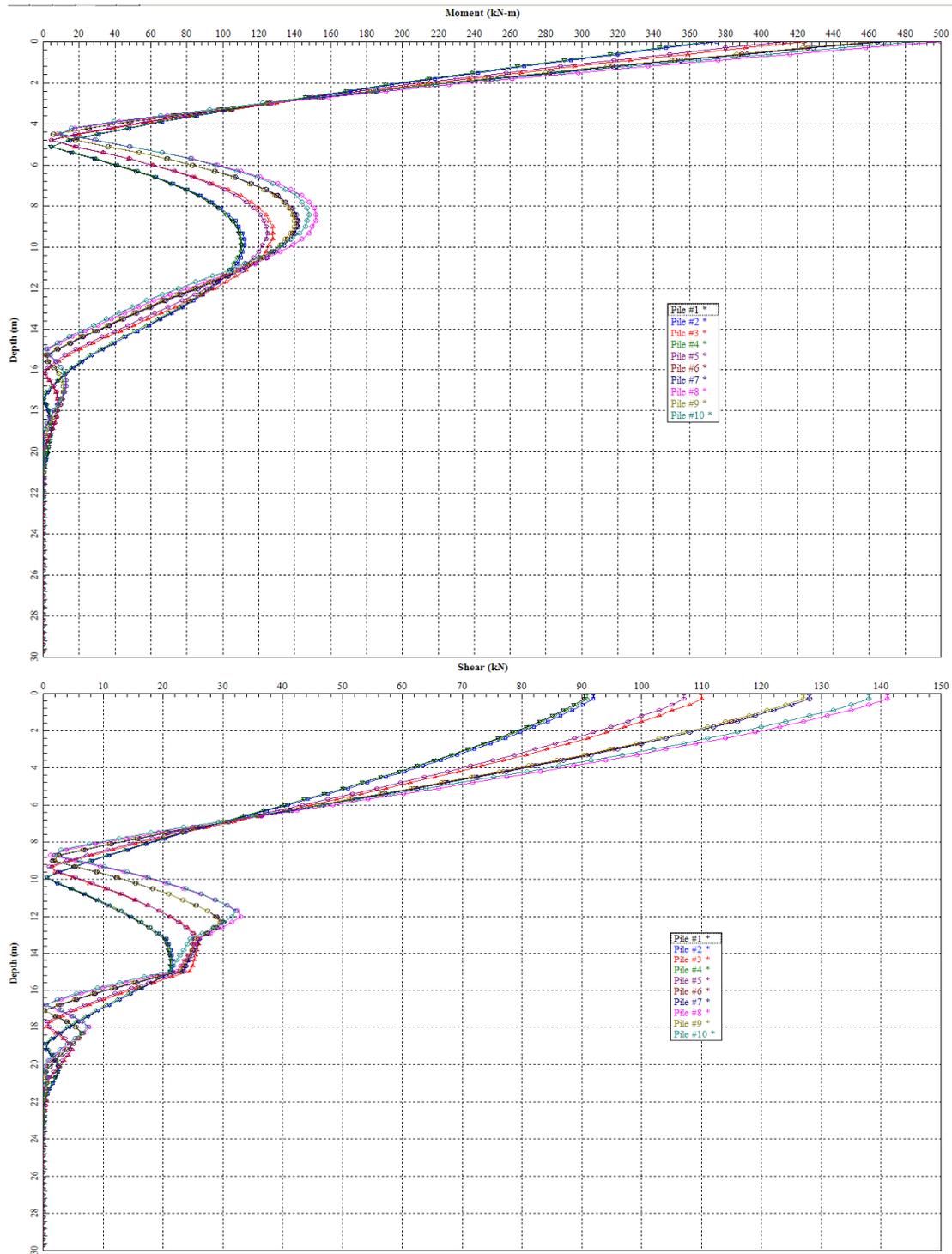


Figura 10.15: Momento e taglio in comb. SLU STR - PILE

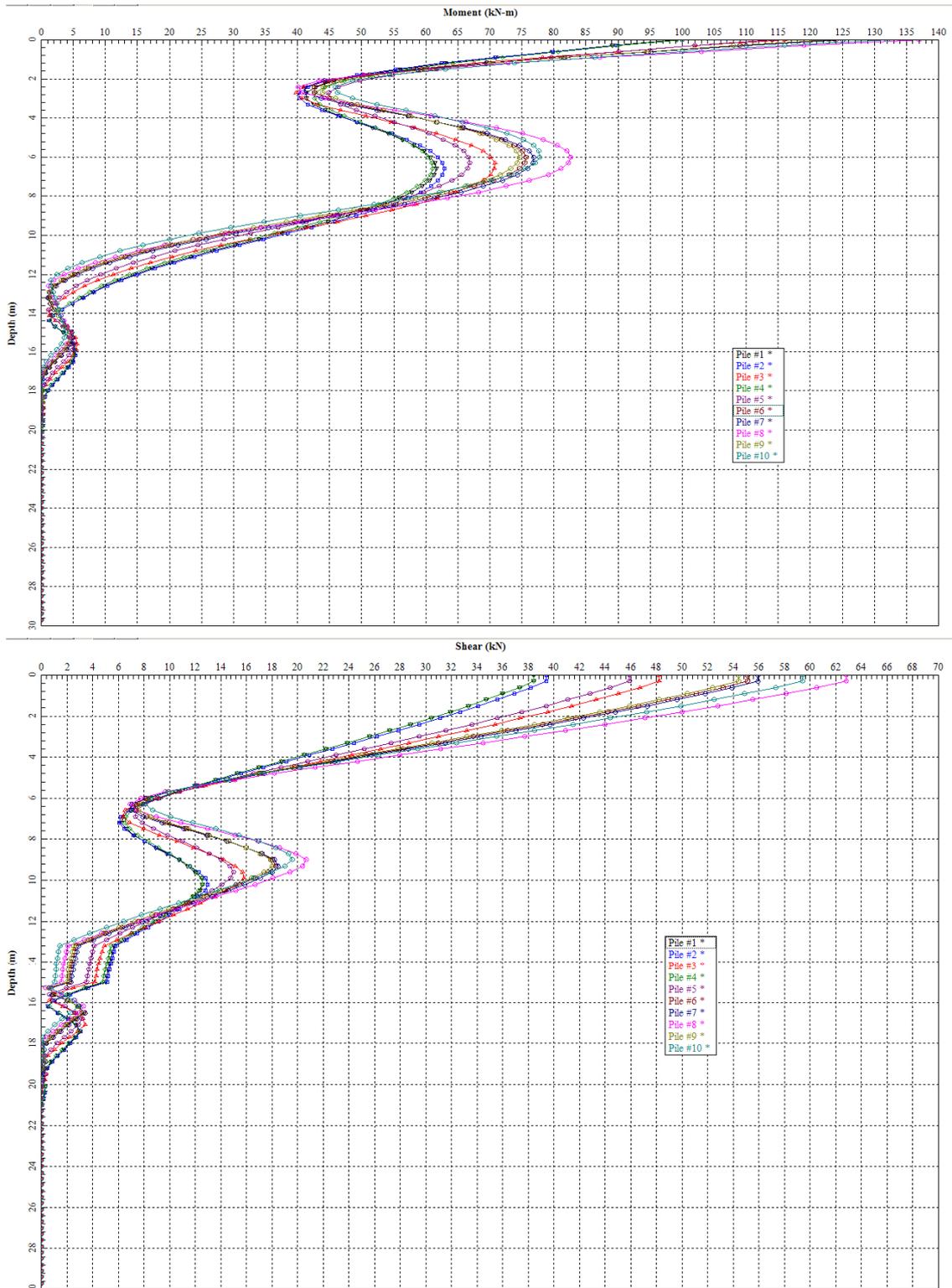


Figura 10.16: Momento e taglio in comb. SLE - PILE

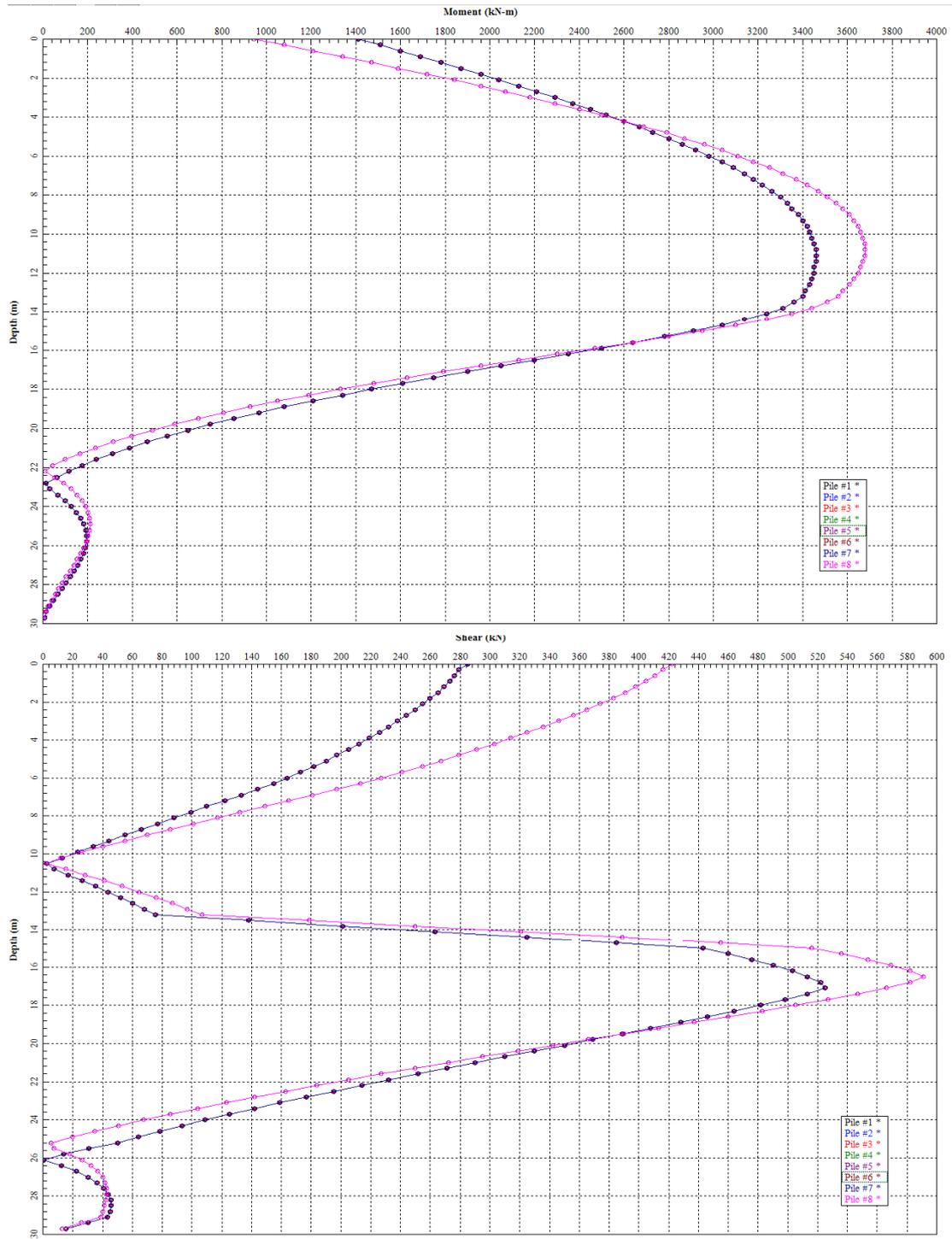


Figura 10.17: Momento e taglio in comb. SLU STR - SPALLE

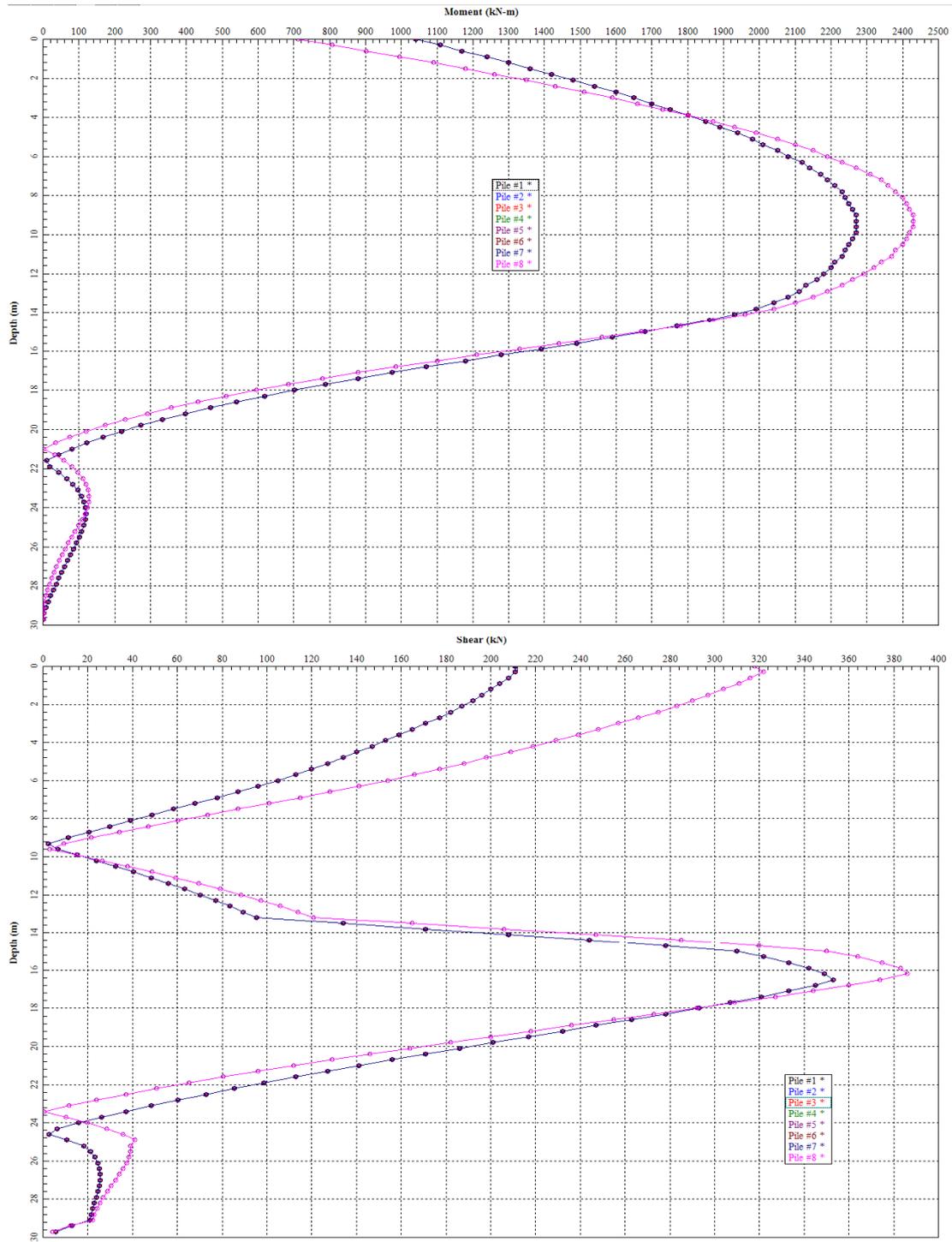


Figura 10.18: Momento e taglio in comb. SLE - SPALLE

10.5.2 Verifiche geotecniche

Come riportato nel paragrafo 7.4, le resistenze di progetto R_d per le opere della classe tipologica in esame sono le seguenti:

CV 010 PILA	L = 34 m	$R_d = 2310$ kN in condizioni statiche $R_d = 2920$ kN in condizioni sismiche
-------------	----------	--

CV 010 SPALLA	L = 34 m	$R_d = 1780$ kN in condizioni statiche $R_d = 2240$ kN in condizioni sismiche
---------------	----------	--

Considerando i valori di sollecitazione assiale massimi introdotti nel paragrafo precedente, le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

Per quanto riguarda la spalla, dove, come detto, viene considerato l'instaurarsi del fenomeno di attrito negativo, si noti come la lunghezza dei pali sia sensibilmente maggiore rispetto a quanto richiesto dalla curva di capacità portante; tale incremento della lunghezza è stato deciso per far sì che in esercizio i valori dei cedimenti rientrassero nei valori limite forniti dal Progettista Strutturale.

10.5.3 Verifiche strutturali

Per la verifica strutturale del palo si rimanda alla Relazione di calcolo Strutturale dell'opera.

10.5.4 Verifica dei requisiti prestazionali della fondazione

La verifica dei requisiti prestazionali della fondazione, valutata mediante l'analisi del comportamento a "gruppo" dei pali sono state valutate nelle condizioni statiche secondo la più cautelativa delle combinazioni di carico allo stato limite si esercizio (SLE), considerando anche il contributo di incremento dell'azione assiale dovuto all'instaurarsi del fenomeno di attrito negativo; i valori così ottenuti sono risultati compatibili con i requisiti prestazionali dell'opera.

Gli spostamenti e le distorsioni derivate sono risultate in fondazione circa pari a 0.55 cm; alla luce di tali valori, le distorsioni sono da ritenersi ampiamente compatibili con le prestazioni della struttura.