

AUTOSTRADA (A1) : MILANO – NAPOLI

AMPLIAMENTO ALLA QUARTA CORSIA DEL TRATTO MILANO SUD (Tang. Ovest) – LODI

PROGETTO ESECUTIVO

AUTOSTRADA A1

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Ponte Roggia Donna

Relazione di calcolo delle fondazioni

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano N.20155

**RESPONSABILE GEOTECNICA
ALL'APERTO**

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Francesca Di Noto
Ord. Ingg. Milano N. 30472

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO					RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinatore:	
Codice	Commessa	Lotto, Sub- Cod. Appalto	Prog. Cod.	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	01
1	19959	L	L	00	PEAU	OP	M	P0005	000000	R	APE	0605	-0	SCALA: Varie

	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE		
	Ing. Ilaria Lavander Ord. Ingg. Milano N. 29830				n.	data	
					0	OTTOBRE 2017	
					1	-	
					2	-	
REDATTO:	-		VERIFICATO:	-		3	-
						4	-

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Stefano Storoni

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI E IL PERSONALE
STRUTTURALE E VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

Sommario

1	PREMESSA.....	3
1.1	INQUADRAMENTO DELL'OPERA	3
2	NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	4
2.3	BIBLIOGRAFIA	4
2.4	SOFTWARE DI CALCOLO.....	4
3	MATERIALI	5
4	PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA	6
4.1	PREMESSA	6
4.2	INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO	6
4.3	MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA	6
4.4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	7
4.5	STRATIGRAFIE DI RIFERIMENTO E PARAMETRI DI CALCOLO	8
4.6	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO	8
5	TIPOLOGIA DI FONDAZIONE.....	9
5.1	CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI.....	9
6	CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO.....	10
6.1	PREMESSA	10
6.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	10
6.3	FONDAZIONI SU PALI.....	11
6.3.1	<i>Verifiche di sicurezza</i>	<i>12</i>
6.3.2	<i>Resistenza caratteristica (R_k) di pali soggetti a carichi assiali</i>	<i>13</i>
6.3.3	<i>Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali.</i>	<i>18</i>
7	AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE	23
7.1	AZIONI - SECONDO IL SISTEMA DI RIFERIMENTO STRUTTURALE.....	23
7.2	AZIONI - SECONDO IL PROGRAMMA GEOTECNICO (GROUP)	26
8	MODELLAZIONE, RISULTATI E VERIFICA DEI PALI.....	27
8.1	PARAMETRI DEL MODELLO DELLA FONDAZIONE	27
8.2	RISULTATI DELLE ANALISI.....	29
8.3	VERIFICA E CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI	33
8.4	VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI	37

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1.1. IMPALCATO SU ROGGIA DONNA – SEZIONE LONGITUDINALE PROGETTO	3
TABELLA 4-1. VERTICALI DI RIFERIMENTO	6
TABELLA 4-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO-GEOTECNICA	7
TABELLA 4-3. STRATIGRAFIE DI RIFERIMENTO	8
FIGURA 5.1. PIANTA DELLE FONDAZIONI	9
TABELLA 6-1. COEFFICIENTI PARZIALI SULLE AZIONI	10
TABELLA 6-2. COEFFICIENTI PARZIALI SULLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI TERRENI	11
TABELLA 6-3. COEFFICIENTI PARZIALI DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE DI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI (VEDI TAB. 6.4.II NTC)	12
TABELLA 6-4. FATTORI DI CORRELAZIONE Ξ (VEDI TAB. 6.4.IV NTC)	14
FIGURA 6.1. $z_c/D = F(DR)$ (MEYERHOF [1976])	16
FIGURA 6.2. PORTATA DI BASE - TERRENI STRATIFICATI (MEYERHOF [1976])	16
FIGURA 6.3. TERRENI GRANULARI - $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE [1977])	18
FIGURA 7.1. SISTEMA DI RIFERIMENTO STRUTTURALE	23
TABELLA 7-1: VALORI DI CALCOLO DELLE AZIONI DELLA FONDAZIONE DELLE SPALLE A E B	25
FIGURA 7.2. SISTEMA DI RIFERIMENTO DEL PROGRAMMA GROUP	26
TABELLA 7-2: AZIONI DELLA FONDAZIONE SPALLA A E B, SISTEMA DI RIFERIMENTO GROUP	26
TABELLA 8-1: VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI – SPALLA	27
FIGURA 8.1 MODELLO STRATIGRAFICO	28
TABELLA 8-2. AZIONI RISULTANTI SUL SINGOLO PALO	29
FIGURA 8.1 MOMENTO VS. PROFONDITÀ, COMBINAZIONE S.L.U. SISMA ($\mathcal{Q}2$)	30
FIGURA 8.1 TAGLIO VS. PROFONDITÀ, COMBINAZIONE S.L.U. SISMA ($\mathcal{Q}2$)	31
FIGURA 8.1 MOMENTO VS. PROFONDITÀ, COMBINAZIONE S.L.E. RARA	32
FIGURA 8.5. CAPACITÀ PORTANTE A COMPRESSIONE DEL PALO, COMBINAZIONE STATICA A1+M1+R1	34
FIGURA 8.6. CAPACITÀ PORTANTE A COMPRESSIONE DEL PALO, COMBINAZIONE STATICA A2+M1+R2	35
FIGURA 8.7. CAPACITÀ PORTANTE A COMPRESSIONE DEL PALO, COMBINAZIONE SISMICA A2(UNITARI)+M1+R3	36

1 PREMESSA

La presente relazione descrive ed espone le verifiche geotecniche delle fondazioni del Ponte Roggia Donna (opera PO005), previste nell'ambito della Progettazione Esecutiva dei lavori di ampliamento alla 4a corsia dell'autostrada A1 nel tratto Milano Sud - Lodi. L'opera in oggetto è di nuova realizzazione; rientra nel piano di modifiche della viabilità in prossimità dell'Autostrada A1 per la riqualifica della via Piave

Le verifiche sono state condotte secondo la Normativa vigente (Doc. Rif.[1] e [2]).

Le spalle dell'opera sono di tipo passante, fondate su n.7 pali trivellati di diametro $D=800$ mm e lunghezza $L = 20$ m, disposti allineati lungo la trave cordolo di coronamento.

L'opera in oggetto ricade nel comune di Lodi Vecchio, caratterizzato da una accelerazione di progetto al suolo di categoria C associata ad un tempo di ritorno di 475 anni e periodo di riferimento di 50 anni pari a $0.067g$. Per quanto riguarda le informazioni relative a vita nominale, classe d'uso e corrispondente coefficiente d'uso e periodo di riferimento dell'azione sismica della struttura in esame, si rimanda alla specifica relazione di calcolo strutturale.

1.1 INQUADRAMENTO DELL'OPERA

La struttura in pianta ha una obliquità di 25° rispetto l'asse stradale. L'impalcato ha una larghezza complessiva di $11.65+12.10$ m (larghezza in retto ca. 10.60 m) e una luce di circa 16.50 m (luce in retto di 15.00 m).

Le spalle sono di tipo passante; la trave cordolo di coronamento posa direttamente sulla scapata del Roggia Donna; sono fondate su n.7 pali trivellati di diametro $D=800$ mm e lunghezza $L = 20$ m, disposti allineati lungo la trave cordolo di coronamento.

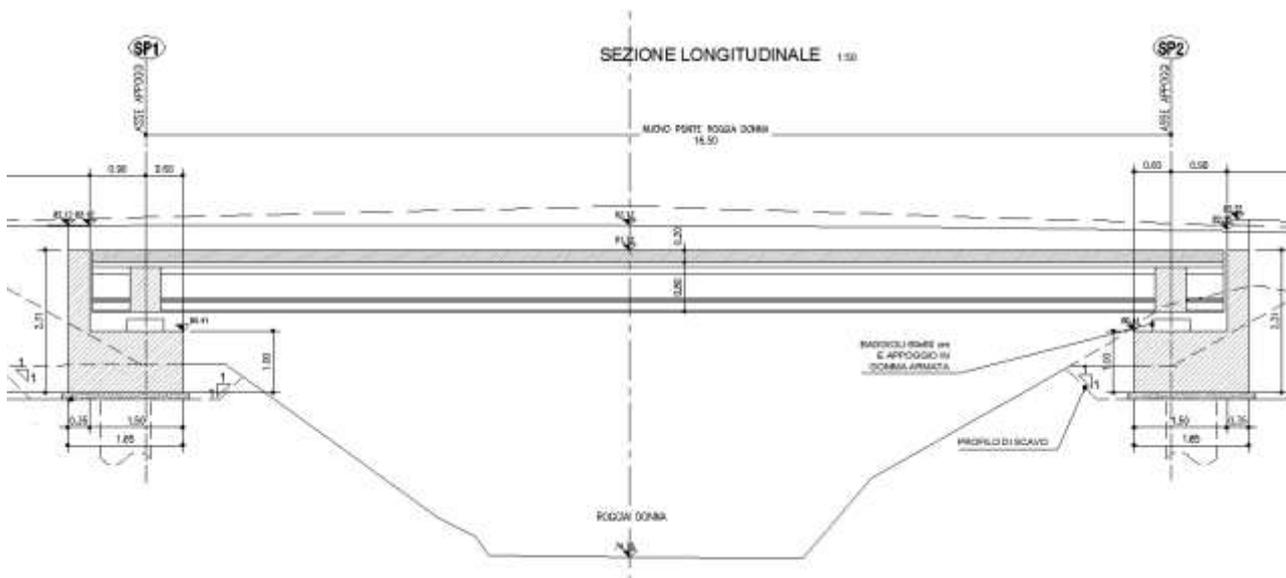


Figura 1.1. Impalcato su Roggia Donna – Sezione longitudinale progetto

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

2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- [5] Relazione Geotecnica di progetto
- [6] Profili Geotecnici di progetto
- [7] STR 0723 -0 Inquadramento dell'opera - Pianta, profilo e sezione
- [8] STR 0726 -0 Impalcato - Carpenteria
- [9] STR 0729 -0 Relazione di calcolo strutture

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [10] ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- [11] BUSTAMANTE M. & DOIX B. (1985) - "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés" Bulletin Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n°140, nov.-déc., ref. 3047
- [12] COLLOTTA T., MORETTI P.C. (1985) "I pali trivellati di grande diametro in terreni granulari", Rivista Autostrade, n.5, maggio, 34-4.
- [13] JAMIOLKOWSKI M. et al. (1983) "Scale effects of ultimate pile capacity", Discussion, JGED, ASCE.
- [14] Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol.86, No.SM5, pp.63-91.
- [15] Meyerhof G.G. (1976) "Bearing capacity and settlement of pile foundation" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.102, March.
- [16] MEYERHOF G.G., SASTRY V.V.R.N. (1978) "Bearing capacity of piles in layered soils. Part 1. Clay overlying sand", Canadian Geotechnical Journal, 15,171-182.
- [17] Nordlund R.L. (1963) "Bearing capacity of piles in cohesionless soils" JSMFE, ASCE, SM3
- [18] Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1975) "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" Proc. VII Offshore Technology Conference, OTC 2313, Houston, Texas.
- [19] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [20] Tomlinson M.J. (1977) "Pile design and construction practice" View Point Publication

2.4 SOFTWARE DI CALCOLO

- [21] Group for Windows – Version v2016, Ensoft Inc (1985-2016).
- [22] Ministero LLPP - Foglio elettronico "Spettri-NTC ver.1.0.3.xls" (<http://www.cslp.it>)

3 MATERIALI

Calcestruzzo per pali di fondazione:

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

Acciaio per armature ordinarie dei pali di fondazione:

- Barre nervate tipo B450C

fyk > 450 Mpa
ftk > 540 Mpa
copriferro: 60 mm.

Acciaio per micropali (acciaio in profili a sezione cava):

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Malta e Miscela cementizia per micropali

Secondo NTA - soggetto ad approvazione della Direzione Lavori

Caratteristica di resistenza minima C25/30

Eventuali additivi secondo NTA

Calcestruzzo per Cordolo paratie:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J2+N - per spessori nominali $t \leq 40$ mm
- Tipo EN 10025-2 S355 K2+N - per spessori nominali $t > 40$ mm

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

4 PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

4.1 PREMESSA

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

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

Per eventuali approfondimenti, si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto (Doc. Rif.[5]) e alle Schede Geotecniche dell'opera.

4.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO

In corrispondenza dell'opera in progetto sono disponibili i risultati dei seguenti sondaggi:

- n. 5 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, con esecuzione di prove penetrometriche dinamiche SPT;
- n. 1 prova penetrometrica statica CPT.

Le indagini a disposizione sono riassunte nella Tabella 4-1

Tabella 4-1. Verticali di riferimento

Sondaggio	Quota (m s.l.m.)	Lunghezza (m)	Piezometri A = tubo aperto C= tipo Casagrande
AS108	80.20	15.00	A (15.00)
ML13	80.32	30.00	A (2.00-30.00)
ML13bis	80.32	-	
ML13ter	80.32	-	
AS008	79.90	30.00	A (30.00)
AP020	80.40	24.40	

4.3 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA

Per quanto riguarda il riferimento della falda si è tenuto conto di un livello piezometrico superficiale, e nei calcoli, è stata assunta una falda a quota di imposta delle fondazioni.

4.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nell'area in esame sono individuate le seguenti unità geotecniche di progetto:

1. B1 Sabbia limosa e limo sabbioso
2. C1 Sabbia medio-fine debolmente limosa;
3. C2 Sabbia da media e medio grossolana con rari clasti

Nella Tabella 4-2 sono riassunti i parametri geotecnici caratteristici assunti per ogni unità presente.

Tabella 4-2. Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Profondità (m da p.c. Profilo Nord 79.95 m s.l.m.)	Unità -	z_w (m)	N_{spt} (colpi)	V_s (m/s)	γ_n (kN/m ³)	D_r (%)	Φ' (*) (°)	c' (*) (kPa)	c_u (*) (kPa)	G_0 (MPa)	E'_{op1} (MPa)	M (MPa)
0.0÷2.0/2.5	R/V	4.5	5	-	18.5	-	24÷26	-	-	-	-	-
2.5÷3.2	B1	4.5	8	180	18.5	40	32÷36	-	-	30	14	-
3.2÷6.5	C1	4.5	15	170	19.0	42	33÷36	-	-	47	23	-
6.5÷7.5	B1	4.5	4÷7	160	18.5	26	30÷33	-	-	40	19	-
7.5÷11.8	C2	4.5	31÷59 (42)	175	19.5	78	32÷34	-	-	62	30	-
11.8÷15.0	C1	4.5	6÷54 (30)	170	19.0	37	33÷34	-	-	57	27	-
15.0÷20.0	C2	4.5	35÷46 (39)	200	19.5	65	32÷34	-	-	82	39	-
Da 20.0	C1	4.5	6÷32 (21)	250	19.0	45	33÷36	-	-	120	58	-

Simbologia:

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

z_w = profondità falda da p.c. (m);

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

V_s = velocità onde di taglio (m/s);

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

D_r = densità relativa (%); (*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

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

di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

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

c' = valore della coesione efficace (kPa);

C_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa);

E_{op1} = modulo di Young secante corrispondente per fondazioni superficiali a un rapporto tra carico trasmesso al terreno e carico ultimo $q/q_{ult} = 0.45$. Tale modulo può essere adottato anche per il calcolo di opere di sostegno (MPa);

M = valore del modulo edometrico da adottare per l'analisi dei cedimenti delle fondazioni (MPa).

4.5 STRATIGRAFIE DI RIFERIMENTO E PARAMETRI DI CALCOLO

La stratigrafia di calcolo è stata differenziata, a seconda delle fondazioni, come segue:

Tabella 4-3. Stratigrafie di riferimento

Spalla A e B, da quota intradosso fondazione	
profondità	formazione
da 0 a 0.7 m	B1
da 0.7 a 4.0 m	C1
da 4.0 a 5.0 m	B1
da 5.0 a 9.3 m	C2
da 9.3 a 12.5 m	C1
da 12.5 a 17.5 m	C2
da 17.5 in poi	C1

Sulla base delle analisi eseguite e della caratterizzazione geotecnica dell'area, nei calcoli sono stati assunti i parametri caratteristici di resistenza del terreno riportati nella Tabella 4-2.

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 30m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30m di profondità $C_{u,30}$ (per terreni a grana fina).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 del Doc. Rif. [1], l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria C**.

5 TIPOLOGIA DI FONDAZIONE

5.1 CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI

Le fondazioni sono di tipo profondo su pali trivellati.

Lo studio del comportamento delle fondazioni profonde come gruppo dei pali soggetti a carichi assiali e trasversali è stato condotto con l'ausilio del programma GROUP (rif. [21]).

Al fine delle analisi della palificata, è stata considerato un allineamento di n. 7 pali di tipo trivellato di diametro pari a 800 mm e lunghezza di 20 m.

PIANTA FONDAZIONI SCALA 1:50

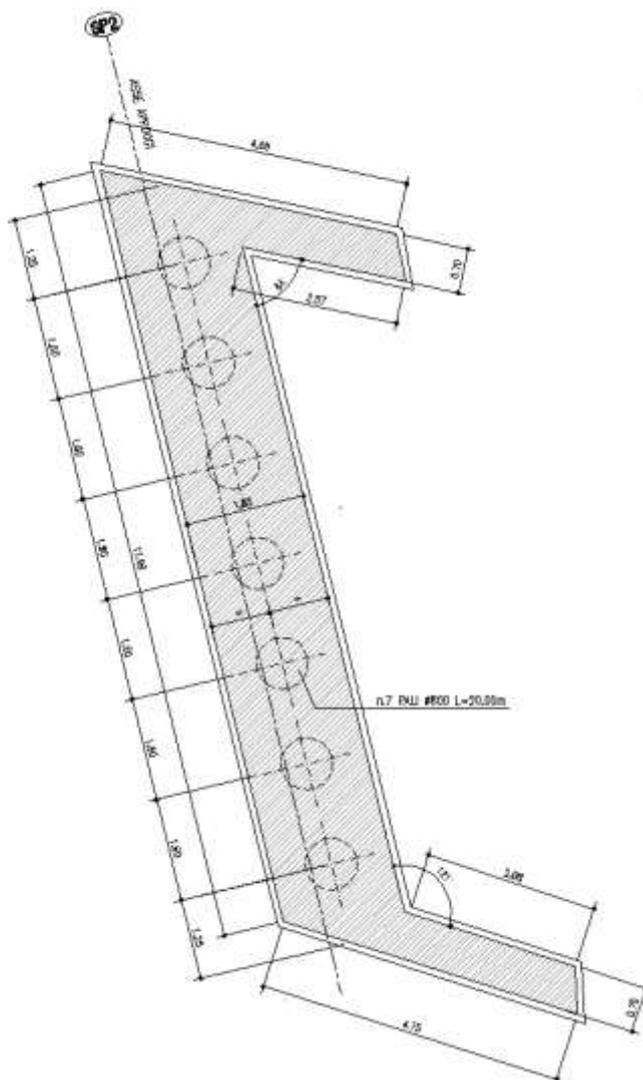


Figura 5.1. Pianta delle fondazioni

6 CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

6.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per i sistemi fondazionali nel Doc. rif [1] e successiva circolare esplicativa.

Le verifiche, sia per il caso statico e sia per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 1 delle NTC (Doc. rif. [1]) nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e distorsioni previste.

6.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. Rif. [1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

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

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

dove:

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

R_d è il valore di progetto della resistenza.

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

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali.

Tabella 6-1. Coefficienti parziali sulle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γF (o γE)	(A1)	CARICHI
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

¹ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tabella 6-2. Coefficienti parziali sulle caratteristiche meccaniche dei terreni

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma\phi'$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma c'$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γC_u	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma\gamma$	1.0	1.0

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

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

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

dove

E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione,

C_d è il valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

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

6.3 FONDAZIONI SU PALI

Per l'approccio progettuale adottato (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

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

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

Sinteticamente le verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando:

Approccio 1:

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

tenendo conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC (Doc. rif. [1]).

Tabella 6-3. Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali (vedi tab. 6.4.II NTC)

Resistenza	γ_R	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale (compressione)	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale (²)	γ_T	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale (trazione)	γ_{st}	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

6.3.1 Verifiche di sicurezza

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

- SLU di tipo Geotecnico (Comb. GEO), relative a condizioni di:
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione – la verifica del collasso per carico limite nei confronti dei carichi assiali è condotta confrontando la massima azione di compressione agente in testa al palo E_d con la resistenza di progetto a compressione del palo singolo $R_{c,d}$; la massima azione E_d agente sui singoli pali è determinata mediante un'analisi di gruppo dei micropali con il codice di calcolo Group a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione – la verifica del collasso per carico limite nei confronti dei carichi assiali di trazione è condotta confrontando la massima azione di trazione agente in testa al palo E_d con la resistenza di progetto a trazione del palo singolo $R_{t,d}$; la massima azione E_d agente sui singoli pali è determinata mediante un'analisi di gruppo dei micropali con il codice di calcolo Group a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;
 - collasso per carico limite del blocco di fondazione terreno/micropali (per le fondazioni circolari) – la verifica per carico limite del blocco di fondazione è valutata considerando il comportamento a “pozzo” dell'insieme terreno/micropali mediante un'analisi con il codice di calcolo Pozzi-J a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;
- SLU di tipo strutturale (Comb. STR), relative a condizioni di:
 - Verifica della resistenza strutturale dei micropali – valutata confrontando le resistenze strutturali di progetto con la massima azione agente sui singoli micropali tramite l'analisi del comportamento in gruppo dei micropali a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;
- SLE relative a condizioni statiche e sismiche:

² da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte da risultati di prove di carico di progetto.

- verifica dei requisiti prestazionali della fondazione – valutata mediante l’analisi del comportamento in gruppo dei micropali con il codice di calcolo Group a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale.

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

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

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

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

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

Si è proceduto come di seguito descritto.

Caso b) con riferimento alle procedure analitiche di seguito illustrate (paragrafo. 6.3.2.1), il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è ottenuto come:

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

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

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

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

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

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 6-4).

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

1. per ogni strato vengono scelti il valore medio e minimo tra tutti i valori a disposizione necessari per il calcolo del profilo di resistenza con la profondità;
2. stima del profilo di resistenza medio (R_{MEDIA}) e di resistenza minimo (R_{MIN}) adottando i parametri medi e minimi ottenuti al punto precedente;
3. la resistenza caratteristica (R_k), a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

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

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 6-4).

Tabella 6-4. Fattori di correlazione ξ (vedi tab. 6.4.IV NTC)

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

La resistenza di progetto R_d si ottiene applicando alla resistenza caratteristica R_k i coefficienti parziali γ_R indicati Tabella 6-3.

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

I criteri utilizzati per la stima delle curve di capacità portante a compressione e trazione sono illustrati nel successivo paragrafo 6.3.2.1.

6.3.2.1 Stima della resistenza dei pali a carichi assiali

La portata limite (Q_{LIM}) di un micropalo è stata calcolata con riferimento all'equazione:

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

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

con:

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

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

W = peso proprio del palo;

q_b = portata unitaria di base;

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

A_B = area di base;

D_i = diametro del concio imo di palo;

ΔH_i = altezza del concio imo di palo;

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

6.3.2.2 Pali trivellati

6.3.2.2.1 Portata di base

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

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

dove:

c_u = coesione non drenata (kPa).

σ_v = tensione geostatica verticale (kPa)

I valori di q_b sono interamente mobilizzati ad una profondità critica z_c (Meyerhof, Sastry [1978]), secondo l'espressione 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 6.1

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 in Figura 6.2.

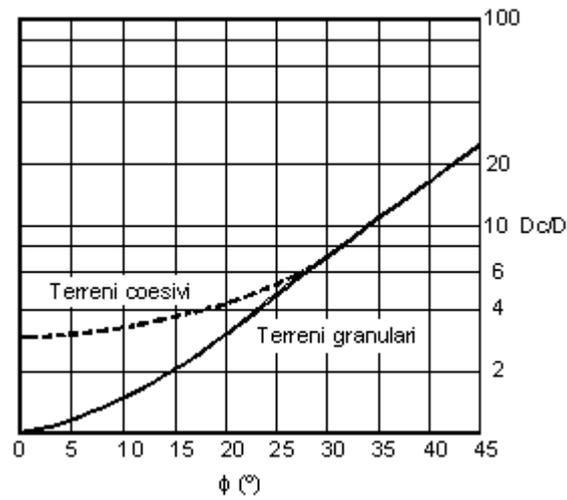


Figura 6.1. $z_c/D = f(Dr)$ (Meyerhof [1976])

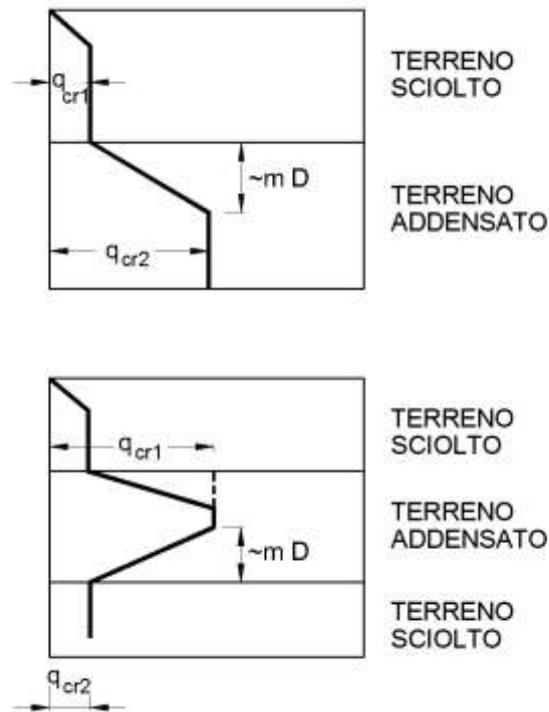


Figura 6.2. Portata di base - Terreni stratificati (Meyerhof [1976])

6.3.2.2.2 Attrito laterale

Per terreni coesivi, si utilizza l'equazione:

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

dove:

- α = coefficiente riduttivo: = 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 6.3 è illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della τ_{lim} ed il valore di N_{SPT} .

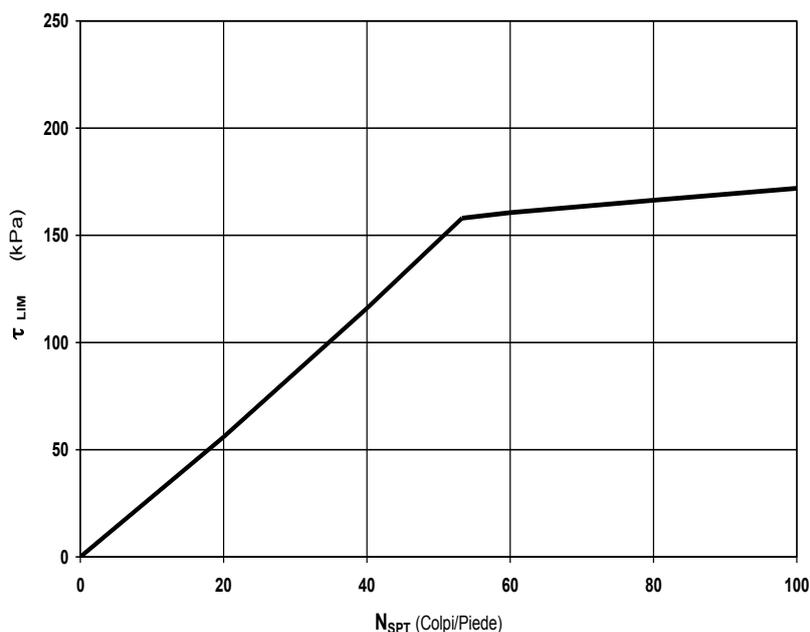


Figura 6.3. Terreni granulari - $\tau_{LIM} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese [1977])

6.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali.

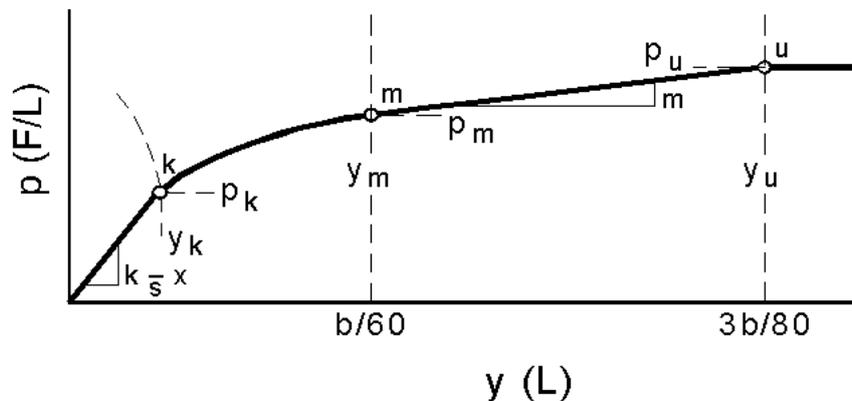
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante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

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

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

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

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



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

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

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

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

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

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

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

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

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

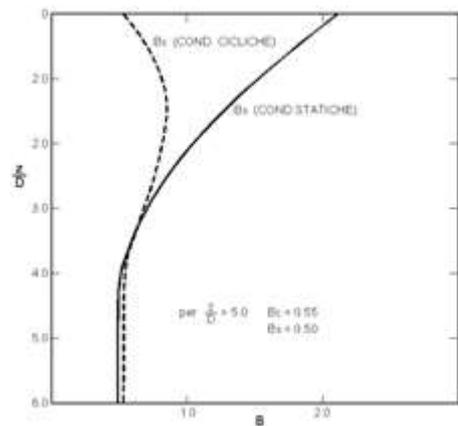
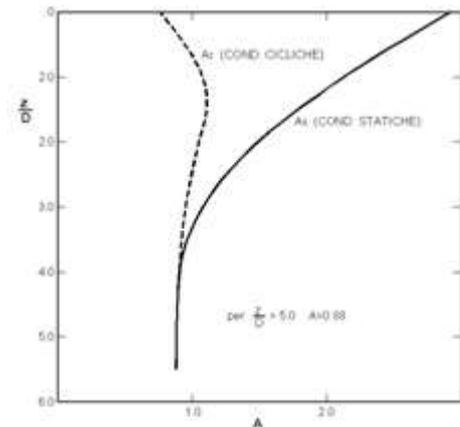
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

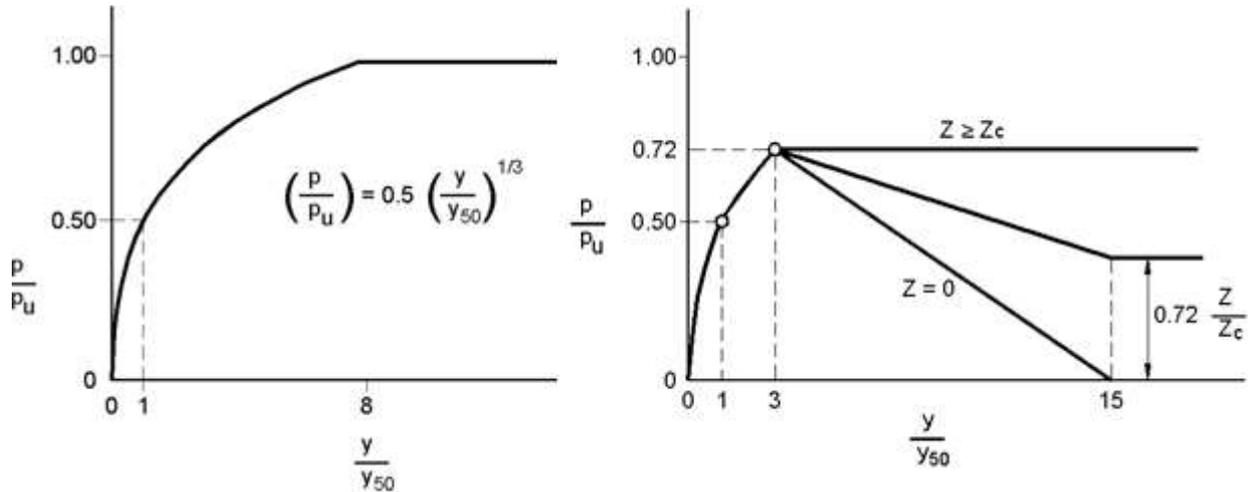
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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



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



per carichi statici

$$p_{u1} = [3 + \sigma' / c_u + (J/D)z] c_u D \alpha$$

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

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

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

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

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

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

σ' pressione geostatica verticale efficace alla quota z

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u$

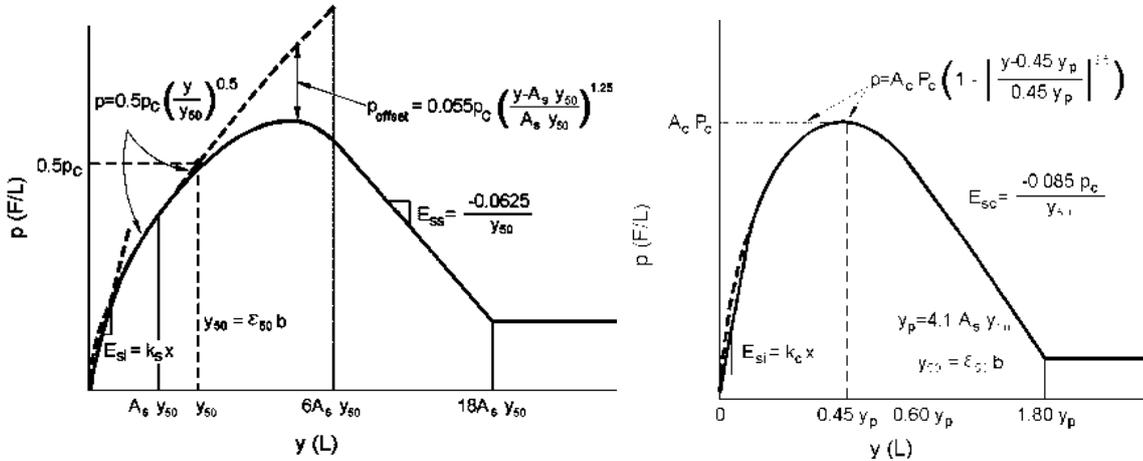
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

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

γ' = peso di volume efficace

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



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

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

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

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

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace a

la profondità z

C_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

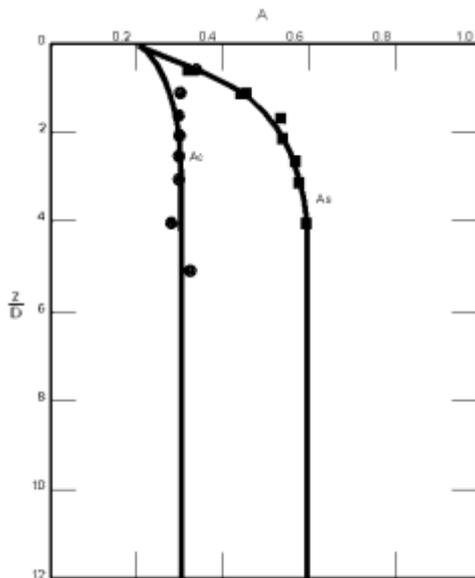
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u$

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

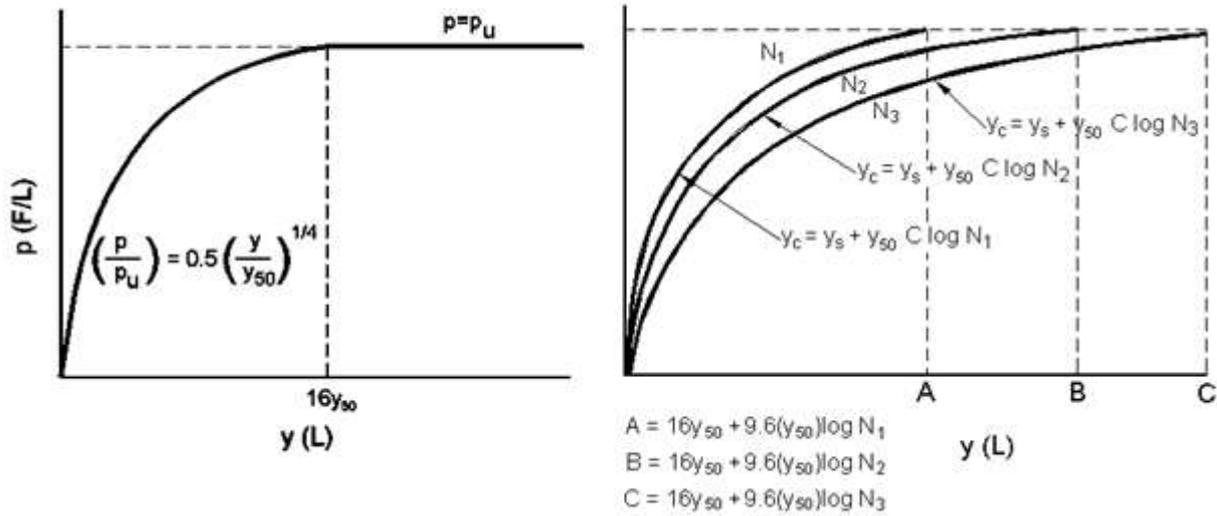
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



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



Carichi statici

Carichi ciclici

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

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

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

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

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

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

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

7 AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE

7.1 AZIONI - SECONDO IL SISTEMA DI RIFERIMENTO STRUTTURALE

Nelle tabelle riportate nel presente capitolo sono riassunti i carichi di progetto in fondazione secondo le combinazioni prescritte dal D.M. 2008, con il sistema di riferimento assunto nel calcolo strutturale.

In generale, le sollecitazioni sono valutate rispetto al baricentro del plinto di fondazione, secondo le convenzioni di segno riportate nella figura seguente. Per l'analisi di dettaglio dei carichi si rimanda agli specifici elaborati progettuali di riferimento (relazione di calcolo strutturale).

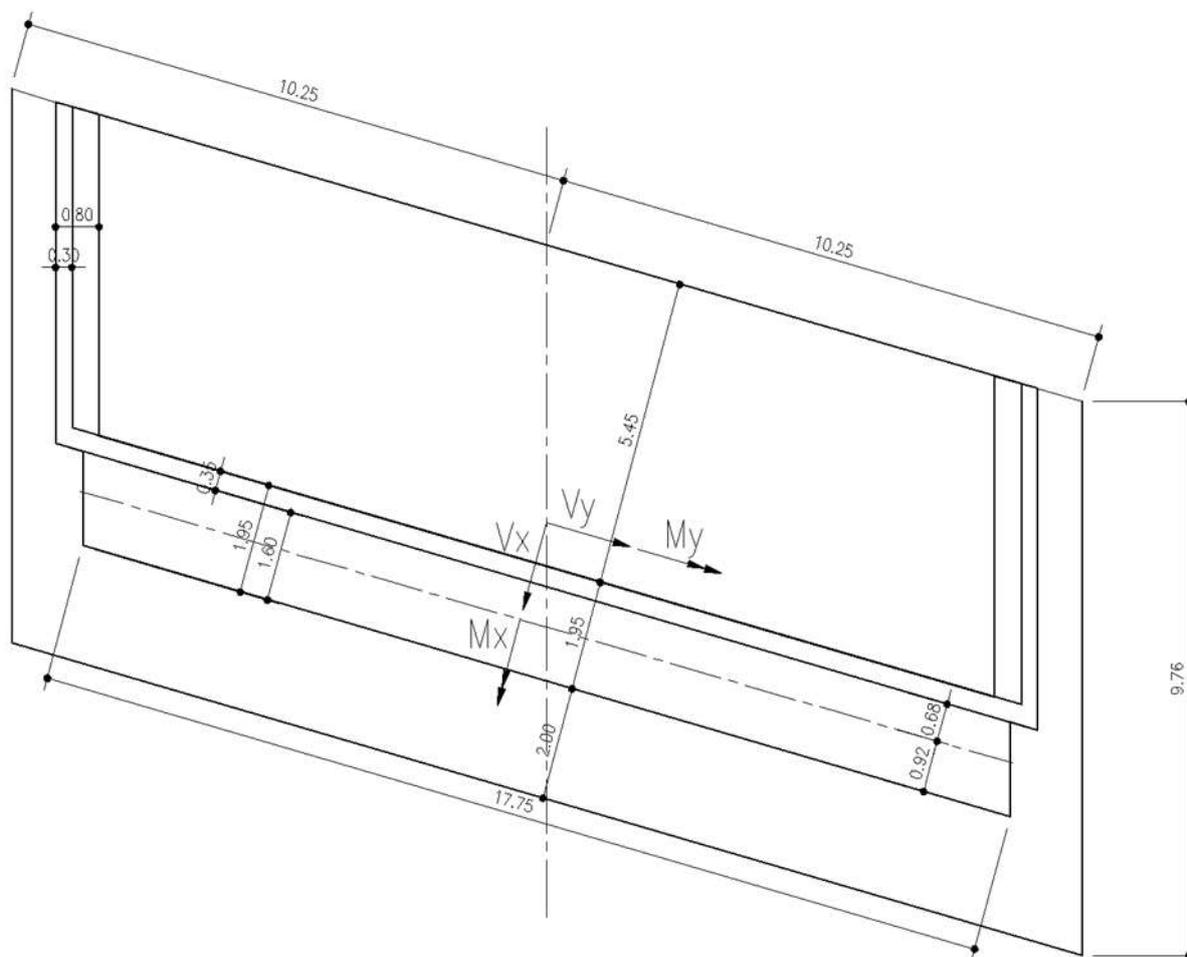


Figura 7.1. Sistema di riferimento strutturale

La spinta delle terre sulla spalla in condizioni statiche è stata valutata considerando uno stato di spinta a riposo k_0 ; in presenza di sisma l'incremento di spinta è stato valutato con il metodo di Mononobe-Okabe in assenza di spostamenti relativi ($\beta_m=1$, rif. [1] § 7.11.6.2.1 – Opere di sostegno).

La valutazione di tale spinta, è stata condotta considerando i seguenti parametri del terreno di rilevato:

$$\gamma = \text{peso di volume naturale} = 19 \text{ kN/m}^3;$$

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

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

La caratterizzazione sismica è la seguente:

**Caratterizzazione sismica:
Comune di San Zenone al Lambro**

a_{max} [g]	0.126	a_g [g]	0,084
Categoria di suolo:	C	Categoria Topografica:	T1
F_0 [-]	2,592	T_c [s]	0,295
S_s	1,500	S_T	1,000
S	1,500		
β_m	1,000	NTC-08 Table 7.11.II	
k_h	0,126	NTC-08 §7.11.6	
k_v	0,063	NTC-08 §7.11.7	

A tergo della spalla è stato considerato un sovraccarico accidentale di $Q_k = 20$ kPa.

La spalla è considerata di larghezza: 11.60 m.

Le carpenterie di riferimento sono (le grandezze sono in metri):

Definizione carpenterie [m]

Largh. spalla (b_t)	11.60		
	t_i/b_i	h_i	h_i
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.35	1.30	
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2')	0.00	0.00	0.00
Paramento (t_3, h_3)	1.85	0.01	
Fondazione (b_4, h_4)	1.86	1.00	
Suola esterna (b_5)	0.01	1.00	
Suola interna (b_6)	0.01	1.00	
Piano app. impalcato (b_7)		0.35	
h media baggioli (h_8)		0.10	
dist. Ax appoggi da filo param.	0.60		
γ_{cls}	25,00	[kN/m ³]	

Le azioni provenienti dall'impalcato sono riassunte nella seguente tabella, sono state opportunamente proiettate sulla spalla in retto secondo l'obliquità di 25°; per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione di calcolo Strutturale dell'opera.

Azioni da impalcato (quota p. appoggio imp.)					
	Vx [kN]-long	Vy [kN]-trasv	N [kN]	Mx [kNm]-trasv	My [kNm]-long
S.L.U. STR	250.29	116.71	-5,166.40	0.00	0.00
S.L.U. GEO	213.22	99.43	-4,161.97	0.00	0.00
S.L.E. Rara	185.40	86.46	-3,784.86	0.00	0.00
S.L.E. Freq	0.00	0.00	-3,396.34	0.00	0.00
S.L.E. QP	0.00	0.00	-1,960.78	0.00	0.00
S.L.U. Sisma	658.34	96.05	-1,960.78	0.00	0.00

Nella Tabella 7-1 sono riassunti i carichi esaminati, le sollecitazioni sono riferite al baricentro della fondazione alla quota di intradosso:

	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
da spalla	Pesi propri cls spalla	0.00		-58.46	-8.59	
	Sovraccarico acc.	0.00		-30.20	-5.29	
	Sovraccarico perm.	0.00		-16.61	-2.91	
	Spinta orizz. terreno (M1)	21.62		0.00	16.64	
	Spinta orizz. terreno (M2)	25.92		0.00	19.96	
	Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	10.84		0.00	12.51	
	Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	19.70		0.00	22.75	
	Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	12.99		0.00	15.01	
	Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	23.62		0.00	27.28	
	Peso terreno 1 tergo spalla	0.00		0.00	0.00	
	Peso terreno 2 tergo spalla	0.00		-0.25	-0.23	
	Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	3.16		0.00	3.65	
	Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	8.37		0.00	9.66	
	Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	4.66		0.00	5.39	
	Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	8.08		0.00	9.34	
	Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M2)	3.51		0.00	4.06	
	Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M2)	10.30		0.00	11.89	
	Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M2)	2.90		0.00	3.35	
	Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M2)	9.97		0.00	11.52	
	Muri andatori (x2)			0.00		0.00
Eff. inerziale muri andatori	0.00	0.00		0.00	0.00	
Eff. inerziale elem. cls	7.37	7.37	0.00	5.38	5.38	
Eff. inerziale terreno tergo spalla	0.03	0.03	0.00	0.05	0.05	
da impalcato	S.L.U. STR	21.58	10.06	-445.38	-11.17	166.47
	S.L.U. Sisma	56.75	8.28	-169.03	-9.19	117.09
	S.L.U. GEO	18.38	8.57	-358.79	-9.51	135.22
	S.L.E. car. rara	15.98	7.45	-326.28	-8.27	122.15
	S.L.E. freq.	0.00	0.00	-292.79	0.00	93.69
	S.L.E. q.p.	0.00	0.00	-169.03	0.00	54.09

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
totale (/m)	S.L.U. STR	91.98	10.06	-587.83	-11.17	213.58
	S.L.U. Sisma (θ_1)	108.13	15.68	-244.35	-3.76	153.26
	S.L.U. Sisma (θ_2)	109.35	15.68	-244.35	-3.76	154.67
	S.L.U. GEO	73.49	8.57	-468.84	-9.51	172.73
	S.L.E. car. rara	68.14	7.45	-431.80	-8.27	157.05
	S.L.E. freq.	47.23	0.00	-390.76	0.00	124.22
	S.L.E. q.p.	32.45	0.00	-244.35	0.00	71.52

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (totali)

	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	
totale, b=11.6 m	S.L.U. STR	1,067.00	116.71	-6,818.87	-129.55	2,477.58
	S.L.U. Sisma (θ_1)	1,254.33	181.86	-2,834.51	-43.66	1,777.83
	S.L.U. Sisma (θ_2)	1,268.44	181.86	-2,834.51	-43.66	1,794.13
	S.L.U. GEO	852.47	99.43	-5,438.57	-110.36	2,003.72
	S.L.E. car. rara	790.38	86.46	-5,008.91	-95.97	1,821.78
	S.L.E. freq.	547.84	0.00	-4,532.81	0.00	1,440.99
	S.L.E. q.p.	376.44	0.00	-2,834.51	0.00	829.63

Tabella 7-1: Valori di calcolo delle azioni della Fondazione delle Spalle A e B

7.2 AZIONI - SECONDO IL PROGRAMMA GEOTECNICO (GROUP)

Nella seguente figura è riportato il sistema di riferimento del programma di calcolo utilizzato per lo studio della palificata (GROUP).

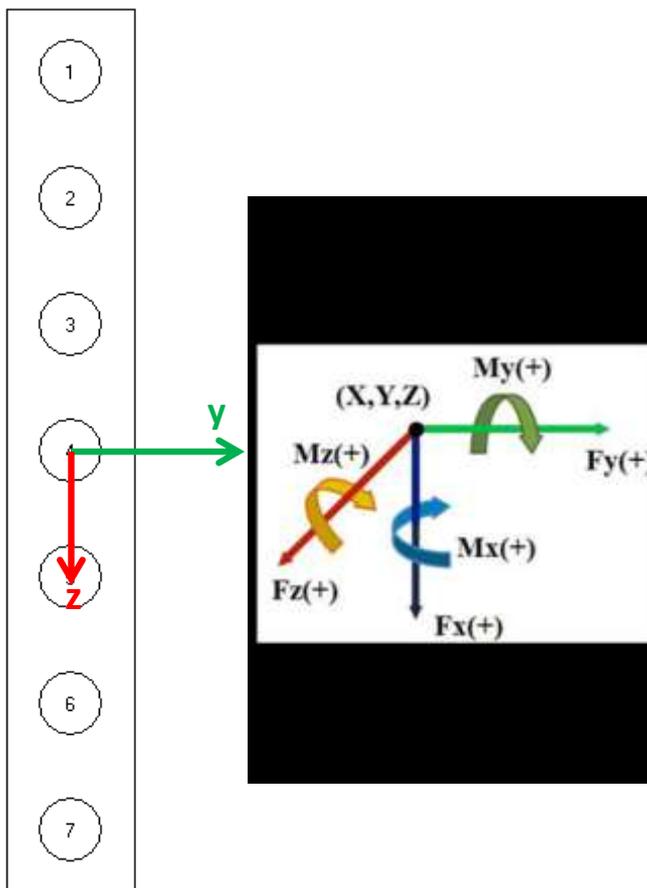


Figura 7.2. Sistema di riferimento del programma GROUP

Nella Tabella 7-2 sono riassunti i carichi secondo il sistema di riferimento del codice di calcolo GROUP mostrato in Figura 7.2:

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (totali)						
		Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]
totale, b=11.60 m	S.L.U. STR	6818.9	1067.0	-2477.6	-116.7	-129.5
	S.L.U. Sisma (θ_1)	2834.5	1254.3	-1777.8	-181.9	-43.7
	S.L.U. Sisma (θ_2)	2834.5	1268.4	-1794.1	-181.9	-43.7
	S.L.U. GEO	5438.6	852.5	-2003.7	-99.4	-110.4
	S.L.E. car. rara	5008.9	790.4	-1821.8	-86.5	-96.0
	S.L.E. freq.	4532.8	547.8	-1441.0	0.0	0.0
	S.L.E. q.p.	2834.5	376.4	-829.6	0.0	0.0

Tabella 7-2: Azioni della Fondazione Spalla A e B, sistema di riferimento GROUP

8 MODELLAZIONE, RISULTATI E VERIFICA DEI PALI

8.1 PARAMETRI DEL MODELLO DELLA FONDAZIONE

Per tenere conto della tipologia passante della spalla, delle azioni provenienti dall'impalcato, e del profilo del terreno degradante verso valle con una scarpata di 2.60m e inclinazione di 36°, la spalla è stata modellata sospesa e i pali dal punto di vista stratigrafico, considerati non confinati in testa per i primi 2.60m di profondità (Figura 8.1).

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

Tabella 8-1: Valori caratteristici dei parametri geotecnici – Spalla

Profondità in metri (da intradosso fondazione)		γ	τ_{lim}	ϕ	c_u	q_b	K
DA	A						
Segmento di 2.6m		PALO NON CONFINATO					
0.0	1.4	9.0	5→15	34	-	0→300	20000
1.4	2.4	8.5	15→18	32	-	300→390	18000
2.4	6.7	9.5	20→35	33	-	450→800	30000
6.7	9.9	9.0	40→55	34	-	850→1100	20000
9.9	14.9	9.5	50→75	33	-	1100→1500	30000
14.9	30	9.0	80→150	35	-	1600→2500	20000

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

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

γ_ϕ	=	1.0	γ_c	=	1.0	γ_{c_u}	=	1.0
---------------	---	-----	------------	---	-----	----------------	---	-----

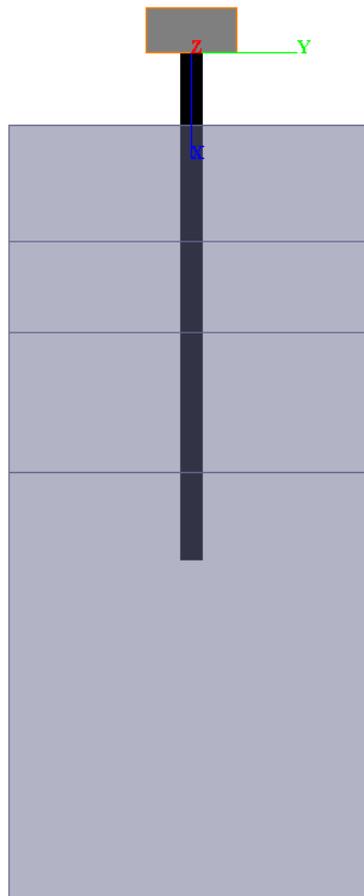
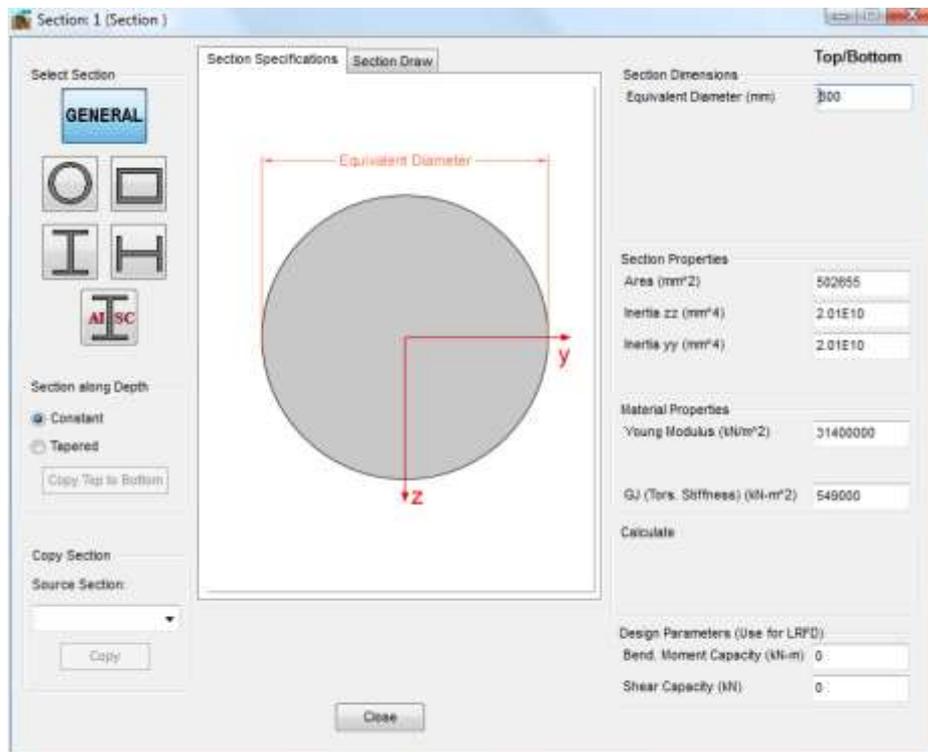


Figura 8.1 Modello stratigrafico



8.2 RISULTATI DELLE ANALISI

Il dimensionamento e la verifica delle fondazioni in oggetto sono state condotte in relazione alle caratteristiche e prestazioni della struttura in elevazione e del sottosuolo, facendo pertanto riferimento ai criteri di verifica e calcolo descritti nel capitolo 6 ed alle caratteristiche stratigrafico-geotecniche descritte nel capitolo 4.

Nella Tabella 8-2 sono riportati i principali risultati dell'analisi della fondazione in termini di:

- Carico assiale massimo sul singolo palo (N_{max})
- Carico assiale minimo sul singolo palo – negativo se di trazione (N_{min})
- Azione di taglio massima e minima sul singolo palo (V)
- Azione flettente massima e minima sul singolo palo (M)

Le azioni presentate, ottenuti dalla modellazione numerica, fanno riferimento al palo maggiormente caricato sia a trazione che a compressione: sono dunque quelle più gravose, e dunque dimensionanti, per l'intera palificata.

Tabella 8-2. Azioni risultanti sul singolo palo

	Nmax	Nmin	Tmax	Mmax
	kN	kN	kN	kNm
S.L.U. STR	1013.6	934.70	176.2	383.1
S.L.U. Sisma (q1)	455.93	353.93	205.3	297.1
S.L.U. Sisma (q2)	455.98	353.88	207.6	299.6
S.L.U. GEO	809.85	744.04	141.0	309.5
S.L.E. car. rara	743.94	687.17	130.7	281.1
S.L.E. freq.	647.54	647.54	90.66	217.5
S.L.E. q.p.	404.93	404.93	62.12	126.1

I valori di taglio e momento riportati nella Tabella 8-2 sono riferiti a quota testa palo

L'andamento con la profondità delle sollecitazioni di taglio e momento più gravose nelle combinazioni SLU e SLE rara, sono riportate nelle seguenti Figura 8.2, Figura 8.3 e Figura 8.4.

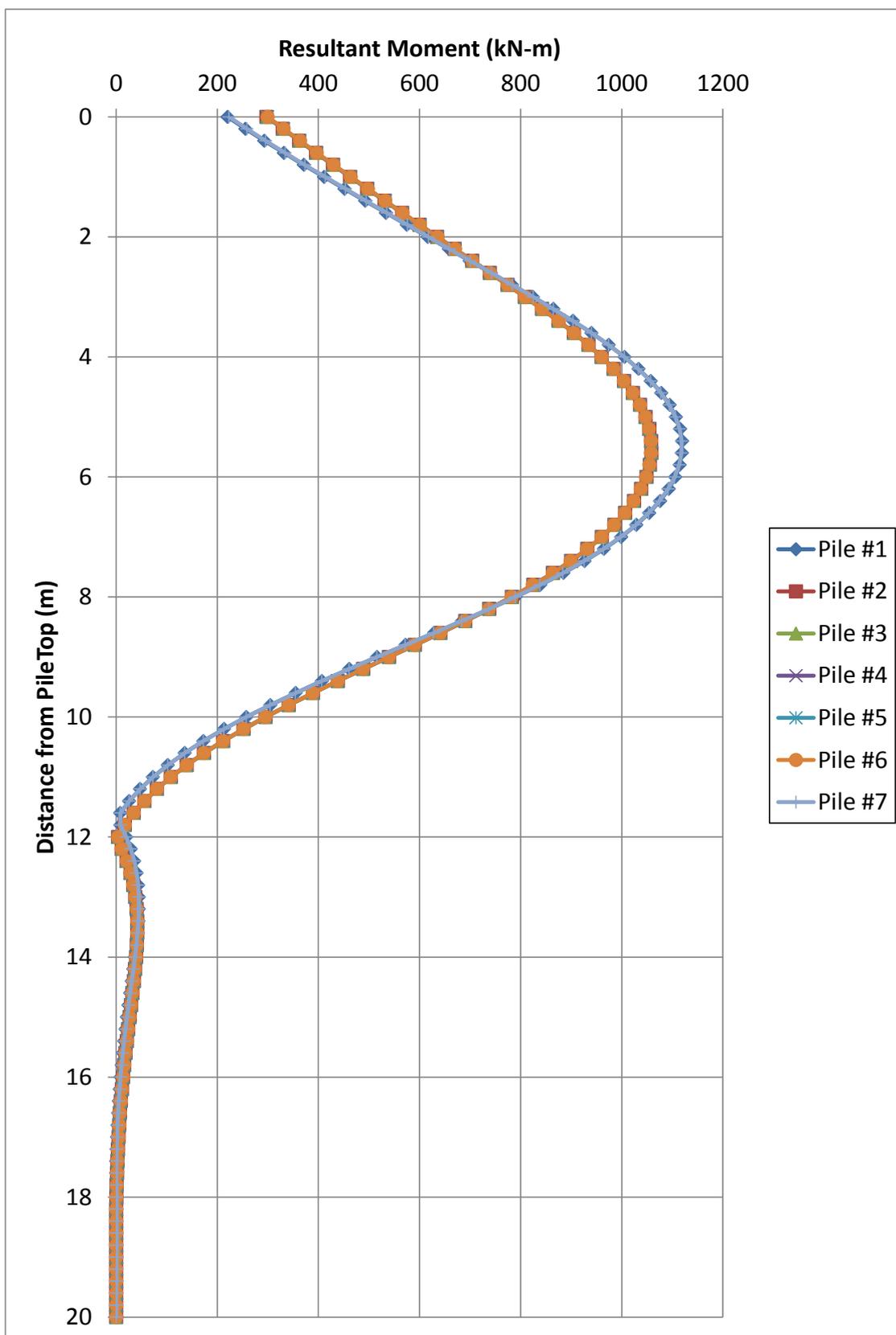


Figura 8.2 Momento vs. profondità, combinazione S.L.U. Sisma (92)

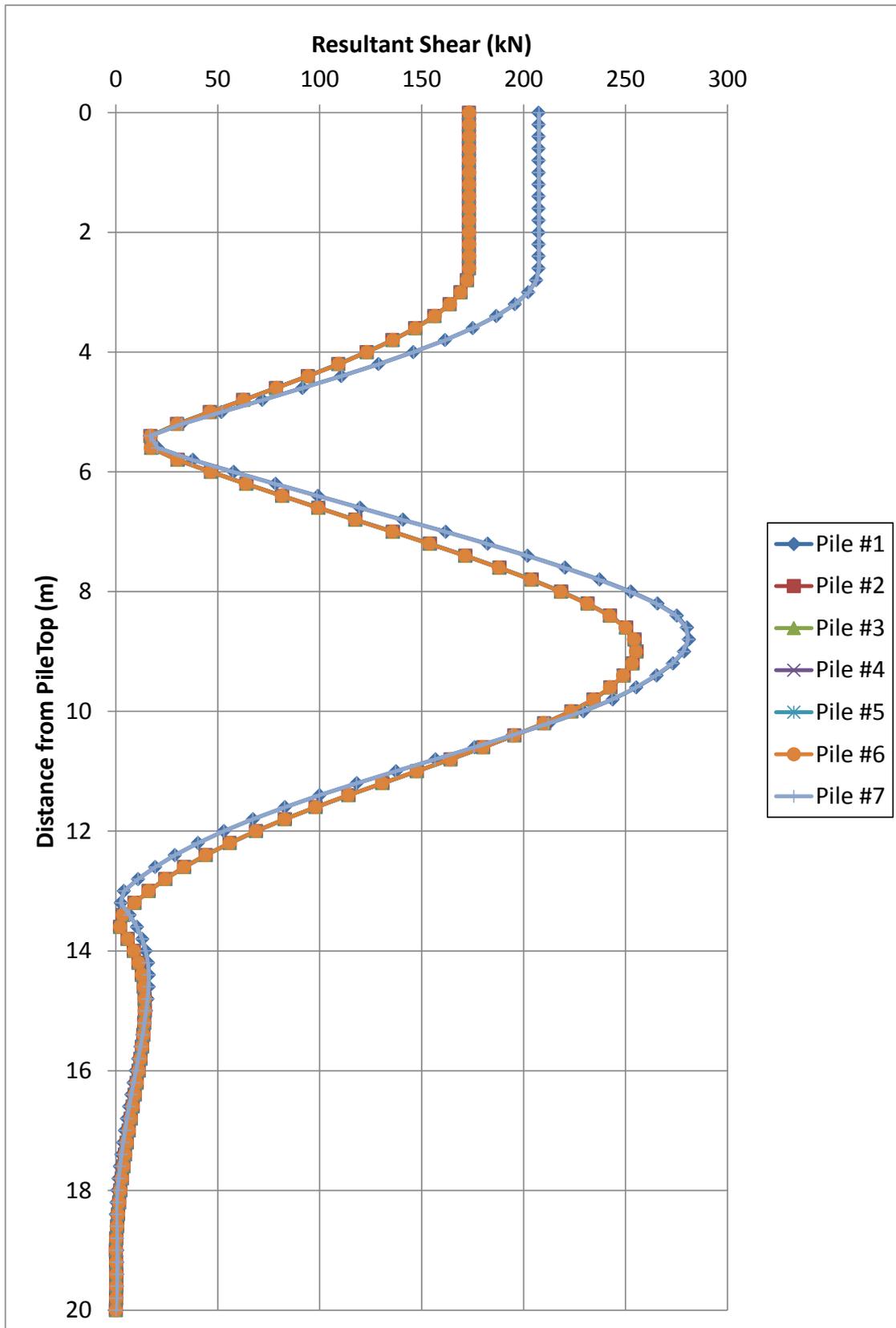


Figura 8.3 Taglio vs. profondità, combinazione S.L.U. Sisma (92)

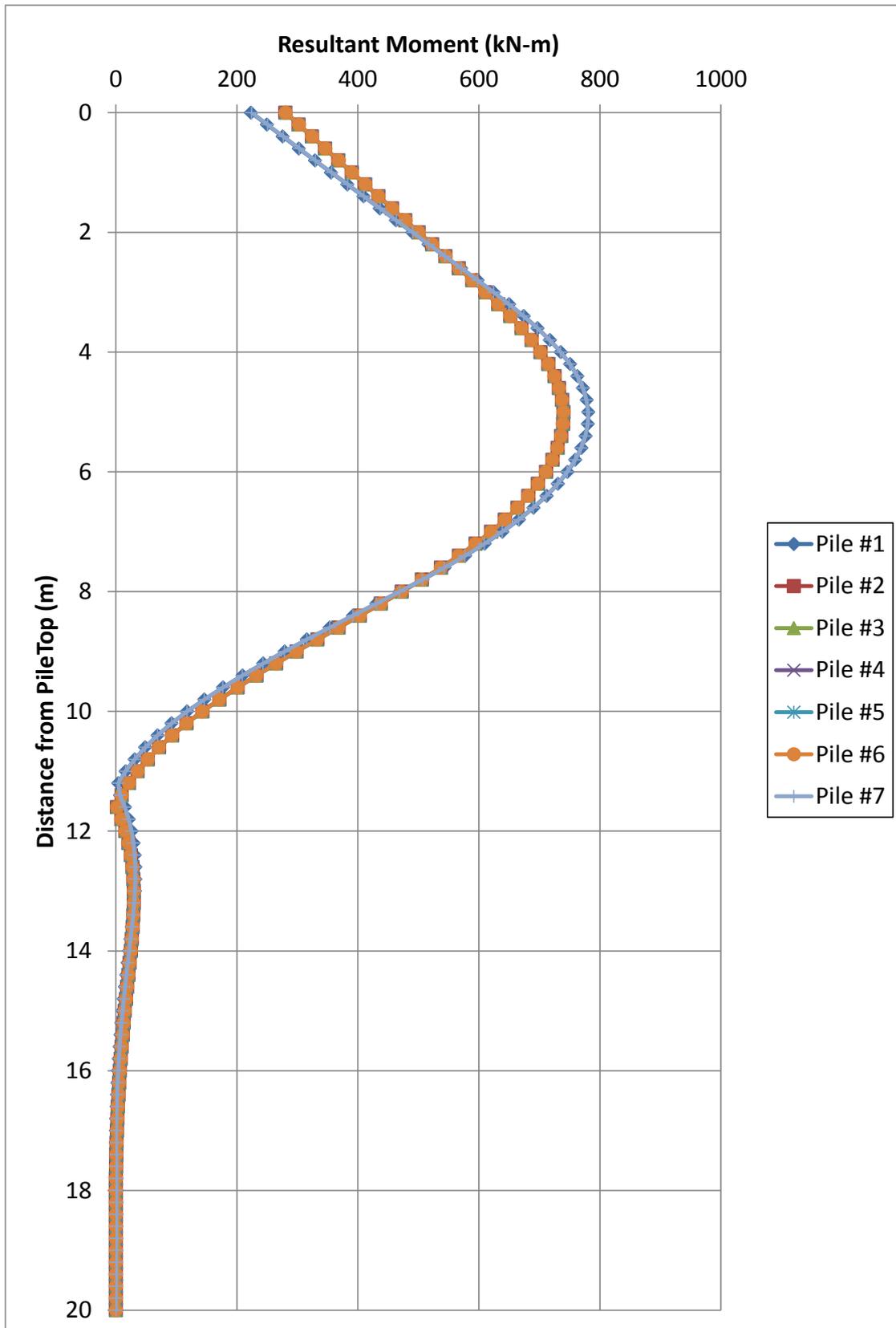


Figura 8.4 Momento vs. profondità, combinazione S.L.E. rara

8.3 VERIFICA E CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI

In accordo a quanto descritto nei paragrafi precedenti, di seguito è condotta la stima della resistenza di progetto dei pali (R_d) in funzione della profondità.

La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 6.3.2 adottando cautelativamente i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi a n.1 verticali di indagine a disposizione per sistema di fondazione.

La resistenza laterale del palo tiene conto di una riduzione dovuta ai pali accostati con interasse di 1.60 m minore di tre volte il diametro; la percentuale di superficie utile a sviluppare la resistenza è pari al 75%.

I profili della resistenza di progetto variabili con la lunghezza del palo sono riportati nelle Figura 8.5, Figura 8.6 e Figura 8.7.

Tali valori sono messi a confronto con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 1. Come si può osservare dai grafici di seguito riportati, i pali risultano essere sempre verificati per tutte le combinazioni di carico analizzate.

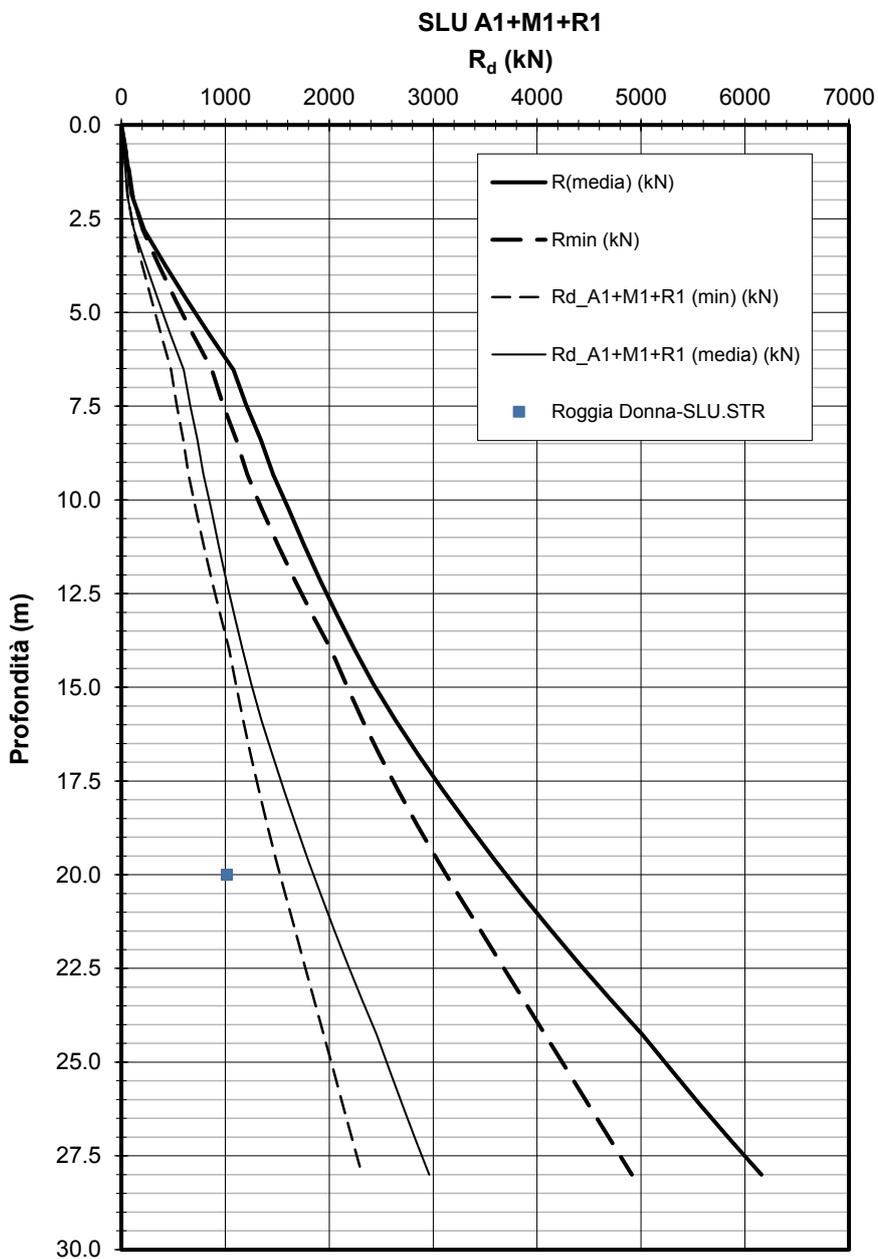


Figura 8.5. Capacità portante a compressione del palo, combinazione statica A1+M1+R1

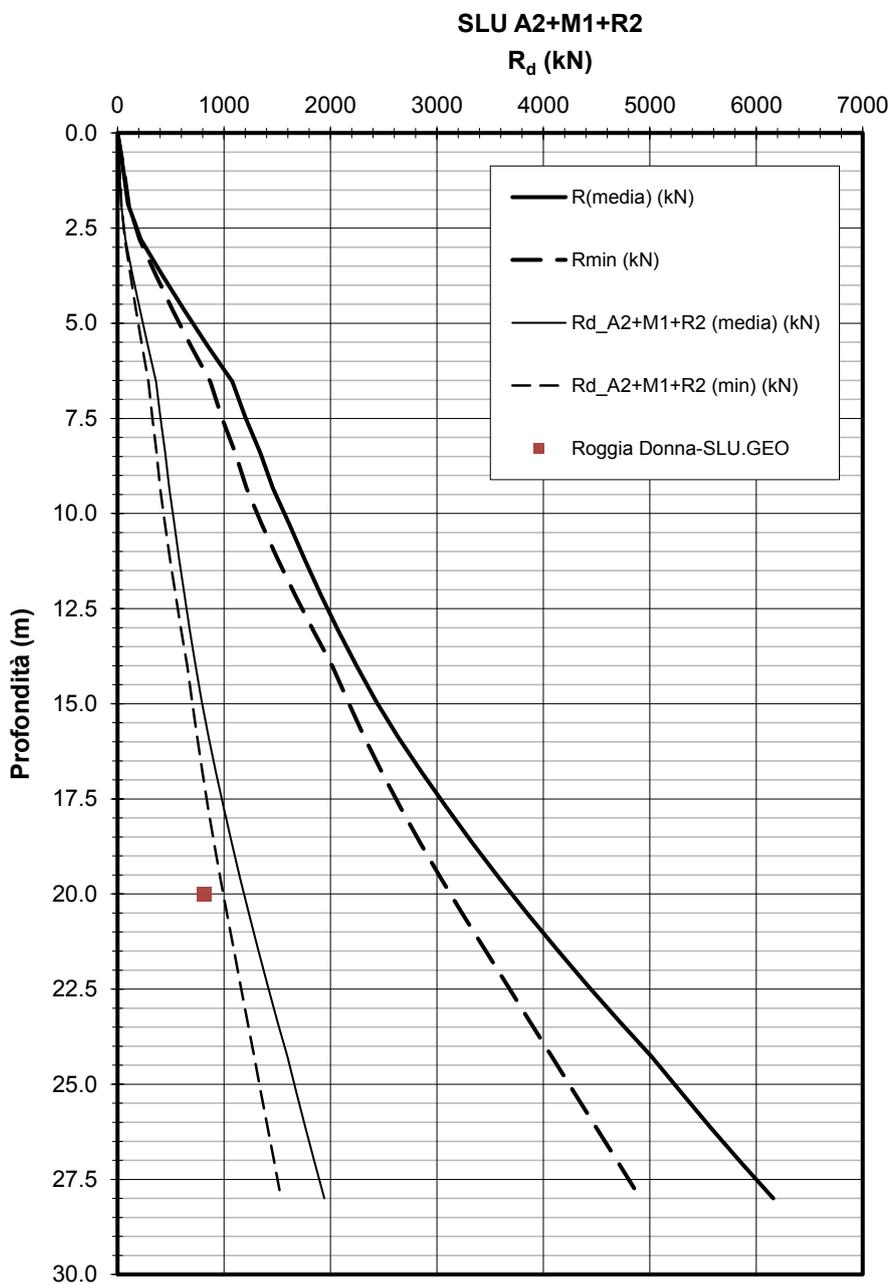


Figura 8.6. Capacità portante a compressione del palo, combinazione statica A2+M1+R2

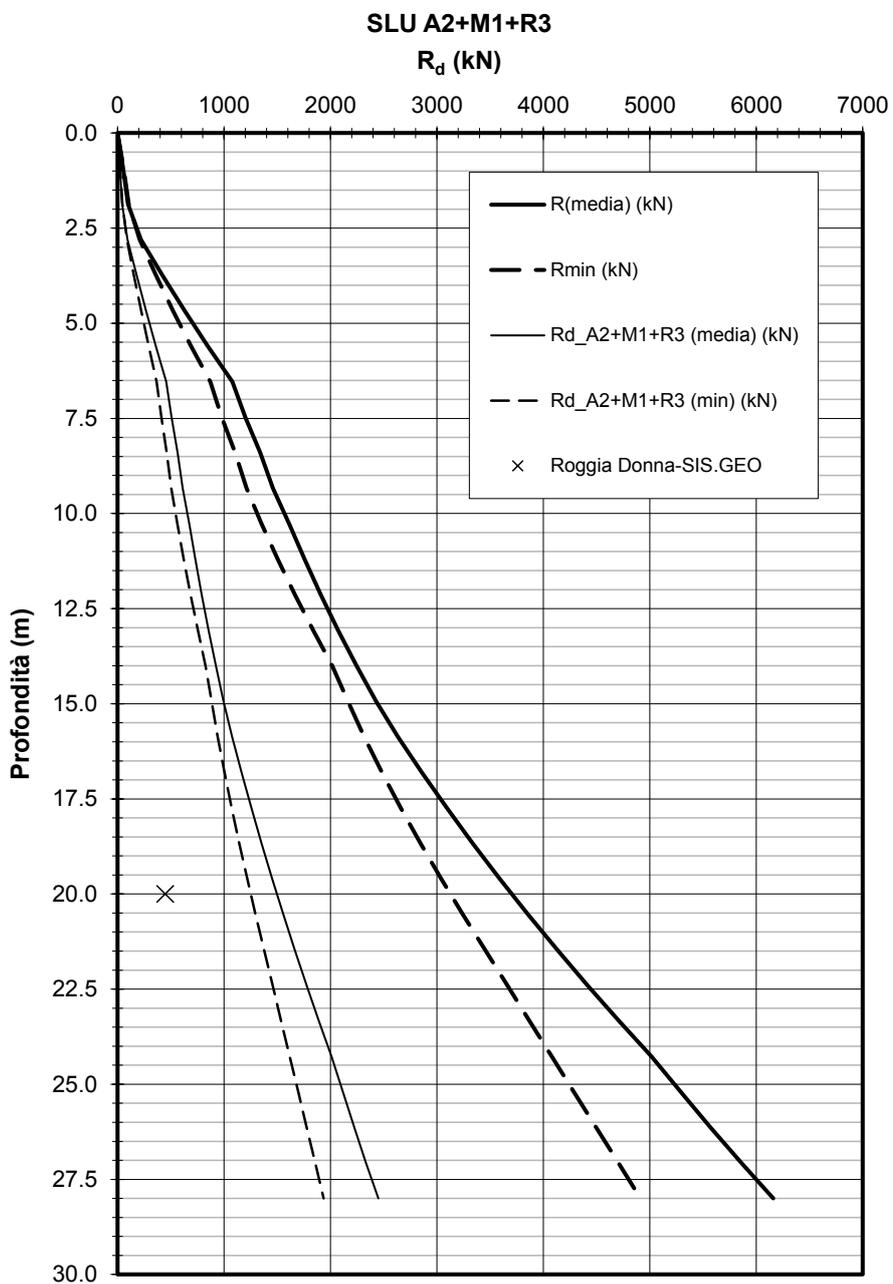


Figura 8.7. Capacità portante a compressione del palo, combinazione sismica A2(unitari)+M1+R3

8.4 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI

Le verifiche strutturali dei pali nei confronti degli stati limite ultimi e di esercizio, sono riportate nell'apposita relazione di calcolo strutturale.