



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI

NUOVO PONTE SUL LITEGLIA

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155 RESPONSABILE UFFICIO APE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Sara Frisiani Ord. Ingg. Genova N. 9810A CAPO COMMESSA	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE
--	--	---

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
-	codice	commissa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.			
-	1	1001302	STP	PAPE	0210	--				
	SCALA: -									

 ingegneria europea	RESPONSABILE PROGETTO GENOVA Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UNITA' STP	Ing. Andrea Tanzi O.l. Parma N.1154

	VISTO DEL COMMITTENTE  R.U.P. - Ing. Andrea Frediani	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	--	---

SPEA Ingegneria Europea

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA

E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

NUOVO PONTE SUL LITEGLIA

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

Indice

1. PREMESSA.....	4
2. SOFTWARE DI CALCOLO	5
3. NORMATIVA	5
4. MATERIALI.....	5
5. PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA	6
5.1 PREMESSA.....	6
5.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO	6
5.3 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA	6
5.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
5.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO	9
6. TIPOLOGIA DI FONDAZIONE ADOTTATE.....	10
6.1 CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI.....	10
6.1.1 Spalla A	10
6.1.2 Spalla B	12
7. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO	14
7.1 PREMESSA.....	14
7.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	14
7.3 VERIFICHE DI SICUREZZA	17
7.4 RESISTENZA CARATTERISTICA (R_k) DI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....	19
7.4.1 Stima della resistenza dei pali/micropali soggetti a carichi assiali.	22
7.5 COMPORTAMENTO DI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI.	23
8. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....	28
9. PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE	31
10. STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	33
11. RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE.....	36
11.1 FONDAZIONI SPALLA A.....	36
11.1.1 Premessa.....	36
11.1.2 Risultati.....	36
11.1.3 Verifiche geotecniche.....	36
11.1.4 Verifiche strutturali.....	37

11.2	FONDAZIONI SPALLA B	38
11.2.1	<i>Premessa</i>	38
11.2.2	<i>Risultati</i>	38
11.2.3	<i>Verifiche geotecniche</i>	38
11.2.4	<i>Verifiche strutturali</i>	39
12.	VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLA FONDAZIONE	40
13.	ALLEGATO 1:AZIONI AGENTI SUI MICROPALI DI FONDAZIONE	41
13.1	SPALLA A	41
13.1.1	<i>Combinazione SLE</i>	41
13.1.2	<i>Combinazione SLU-STR</i>	42
13.1.3	<i>Combinazione SLU-GEO</i>	43
13.2	SPALLA B	44
13.2.1	<i>Combinazione SLE</i>	44
13.2.2	<i>Combinazione SLU-STR</i>	45
13.2.3	<i>Combinazione SLU-GEO</i>	46

1. PREMESSA

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni delle opere previste per la realizzazione del Nuovo Ponte sul Torrente Liteglia, rientrante nell'ambito del Progetto Definitivo della nuovo collegamento tra la Valfontanabuona e l'autostrada A12- Genova-Roma.

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

Sono state previste fondazioni profonde realizzate con pali di $\phi_{\text{perf}} = 1200$ mm, lunghezza $L=15.00/18.00$ m.

L'intervento prevede l'adozione delle seguenti tipologie di fondazioni:

- per la Spalla A sono previsti n° 7 pali $\phi 1200$ $L=15.00$ m;
- per la Spalla B sono previsti n° 7 pali $\phi 1200$ $L=18.00$ m;

Le opere in oggetto ricadono nel comune di Fontanabuona caratterizzato da una accelerazione di progetto su suolo di categoria E associata ad un tempo di ritorno di 949 anni e periodo di riferimento di 100 anni pari a 0.119g (1). Per quanto riguarda le informazioni relative alla vita nominale, classe d'uso, il corrispondente coefficiente d'uso ed il periodo di riferimento per l'azione sismica della struttura in esame si rimanda alla relazione di calcolo strutturale.

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

2. SOFTWARE DI CALCOLO

Group for Windows - Version 6, Ensoft Inc (1985-2003).

3. NORMATIVA

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [4] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

4. MATERIALI

Acciaio per c.a.

- Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Calcestruzzo per pali:

- Classe resistenza minima C28/35;
- Classe di esposizione XC2;
- Eventuali additivi secondo NTA.

5. PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

5.1 PREMESSA

Di seguito viene esposta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica/dimensionamento delle fondazioni su pali.

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 (elaborato: APE0001).

5.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO

In corrispondenza dell'opera in progetto sono disponibili i risultati di n. 3 sondaggi geognostici a carotaggio continuo FB09 (data esecuzione febbraio 2011) e FB11 (data esecuzione febbraio 2013) e un rilievo geomeccanico su affioramento roccioso RG03 (data esecuzione febbraio 2011).

Le indagini a disposizione sono riassunte nella Tabella 1.

Tabella 1: Verticali di riferimento

Sondaggio	quota (m s.l.m.)	lunghezza (m)	Piezometri A = tubo aperto C= tipo Casagrande
FB09	202.07	40	A (38.00m)
FB11	178.48	30	A (28.00m)

5.3 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA

Per quanto riguarda il riferimento della **falda** si lega direttamente al livello del del substato roccioso e viene assunta coincidente con il piano di fondazione.

5.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

1. materiale di riempimento;
2. materiale litoide alterato

Le indagini dimostrano come nell'area del Viadotto lo strato di copertura abbia uno spessore variabile da 1.0 a 2.0m. Inoltre è previsto un riampimento con materiale granulare di portanza variabile da 12.0m in prossimità della spalla A fino a 15.0m in prossimità della spalla B.

FB09 (substrato roccioso a 1.00 m da piano campagna)

Dai 0.00 ai 1.00m Ghiaia e scaglie medio grossolane in matrice sabbiosa marrone ocracea

Oltre i 1.0m si hanno argilloscisti grigio scuri fratturati debolmente alterati.

FB11 (substrato roccioso a 2.00 m da piano campagna)

Dai 0.00 ai 2.00m si ha sabbia fine limosa colore marrone grigiastro con clasti eterometrici angolari calcareo marnosi alterati con patine di ossidazione

Oltre i 2.00m si hanno Marna calcarea e calcare marnoso colore grigio scuro, grana fine, durezza medio-soffice, con intercalazioni pluricentriche di arenaria fine colore grigio chiaro, durezza media, con struttura da brecciata a localmente laminata e con frequenti venature e noduli centimetrici sia quarzosi che di calcite. Fino a 13,0 m la roccia si presenta moderatamente alterata e abbastanza fratturata con fratture ravvicinate e presenza di ossidazioni rossastre e locali riempimenti limoso-sabbiosi colore marrone giallastro, in livelli pluricentrici la roccia è scagliettata e fissile in piccole scaglie centimetriche.

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

La falda è stata cautelativamente assunta a quota imposta fondazioni.

γ_t (kN/m ³)	19.0÷20.0
N_{SPT} (colpi/30 cm)	15÷70
φ' (°)	32÷38
c' (kPa)	0
E_{op} (MPa)	20÷40

Tabella 2: Parametri materiali di riempimento

γ_t (kN/m ³)	22.0÷23.0
φ' (°)	>40
c' (kPa)	>20
c_u (kPa)	300÷400
E_{op} (MPa)	50÷200

Tabella 3: Parametri substrato roccioso

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

φ' = angolo di resistenza al taglio “operativo”;

c' = intercetta di coesione “operativa”;

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;

E_{op} = modulo di Young “operativo”;

5.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa (Doc. Rif. [1]), è basata sulla stima dei valori 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 E**, ossia *“Terreni di sottouoli C o D per spessore non superiore a 20m, posti sul sub-strato di riferimento (cn $V_s > 800\text{m/sec}$)”*.

6. TIPOLOGIA DI FONDAZIONE ADOTTATE

6.1 CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI

Le fondazioni sono previste su 7 pali f1200 lunghi L=15.00/18.00m.

6.1.1 Spalla A

Le seguenti figure illustrano la distribuzione planimetrica e lo sviluppo verticale della fondazione della Spalla A.

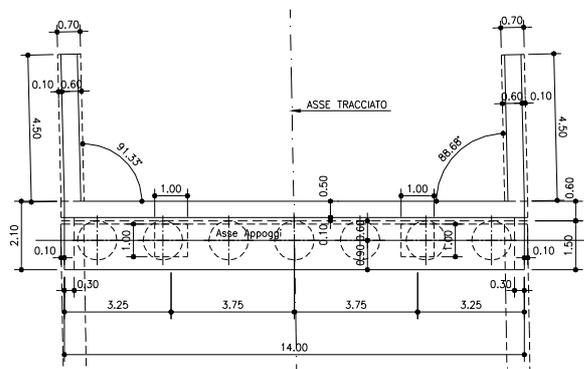


Figura 1: Spalla A – Pianta Fondazioni

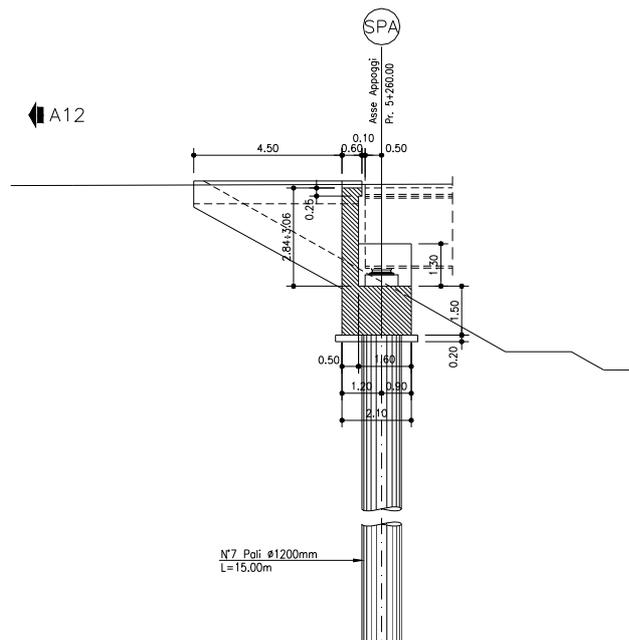


Figura 2: Spalla A – Sezione Trasversale Fondazioni

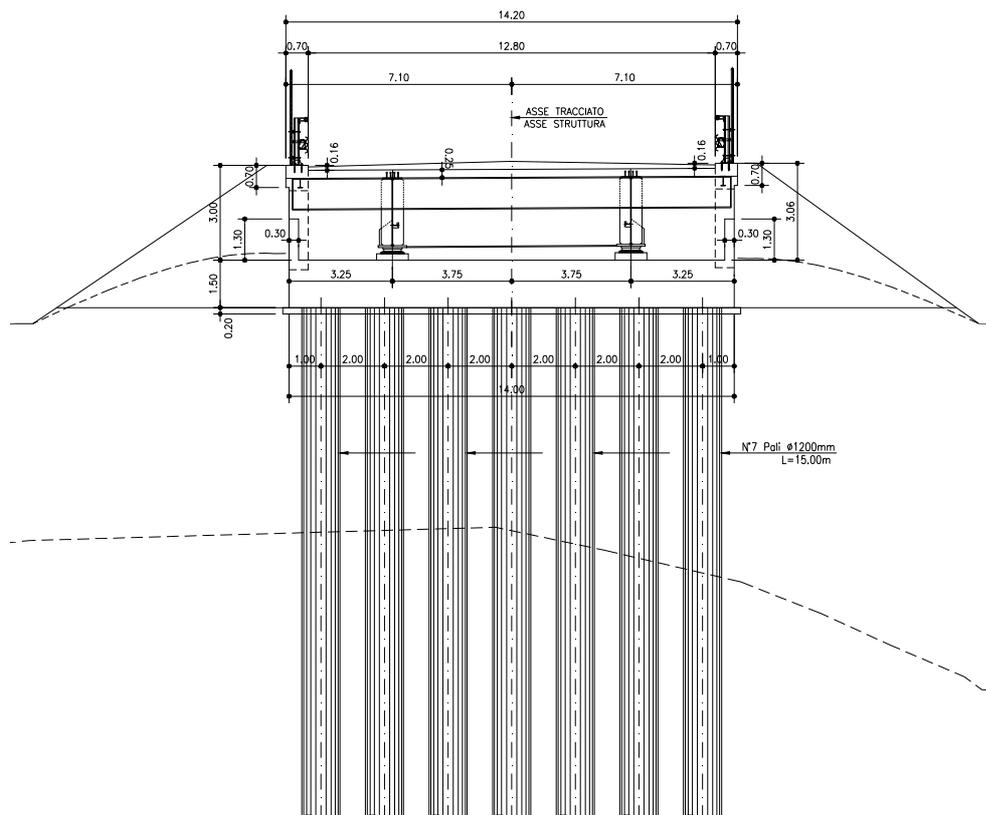


Figura 3: Spalla A – Sezione Frontale Fondazioni

I 7 pali utilizzati per la realizzazione della fondazione, presentano le seguenti caratteristiche:

- Diametro: 1200 mm;
- Lunghezza: 15.00 m

6.1.2 Spalla B

Le seguenti figure illustrano la distribuzione planimetrica e lo sviluppo verticale della fondazione della Spalla B.

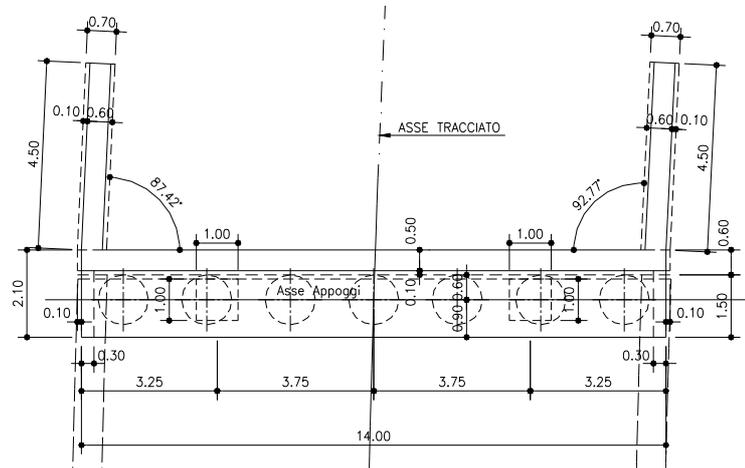


Figura 4: Spalla B – Pianta Fondazioni

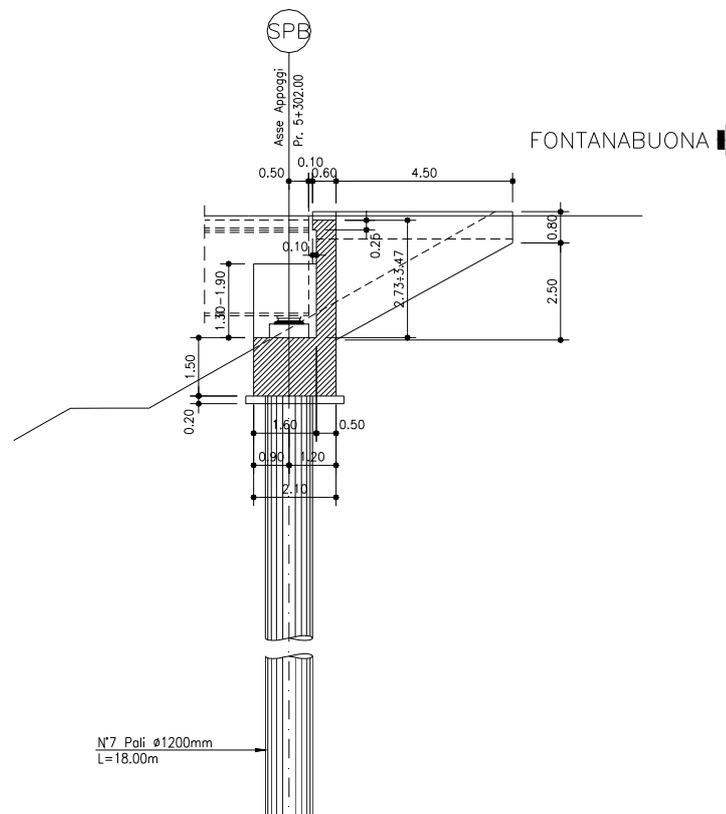


Figura 5: Spalla B – Sezione Trasversale Fondazioni

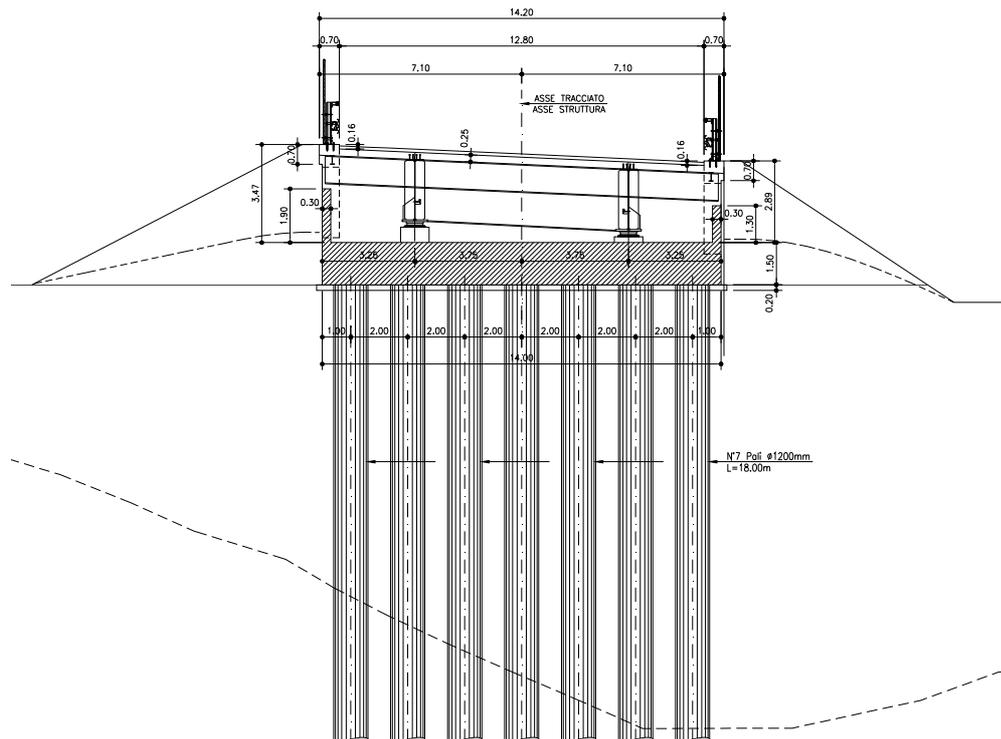


Figura 6: Spalla B – Sezione Frontale Fondazioni

I 7 pali utilizzati per la realizzazione della fondazione, presentano le seguenti caratteristiche:

- Diametro: 1200 mm;
- Lunghezza: 18.00 m

7. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

7.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per i sistemi di fondazione nel Doc. rif. [1] e successiva circolare esplicativa (doc. rif. [2]).

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.

7.2 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.

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]) e riportati nella Tabella 4, nella Tabella 5 e nella Tabella 6.

Tabella 4: Coefficienti parziali sulle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
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 5: Coefficienti parziali sulle caratteristiche meccaniche dei terreni

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

Tabella 6: Coefficienti parziali sulle resistenze per pali trivellati

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)
Punta	γ_b	1.00	1.7
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45
Totale ⁽¹⁾	γ_t	1.00	1.6
Laterale in trazione	$\gamma_{s;t}$	1.00	1.6

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

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

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

dove

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

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

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

7.3 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;

- 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:
 - verifica dei requisiti prestazionali della fondazione – valutata mediante l'analisi del comportamento in gruppo dei micropali, per le fondazioni ordinarie su micropali, a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;

7.4 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. 0), 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 7).

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 7).

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

Tabella 7: Fattori di correlazione ξ (vedi tab. 6.4.IV NTC)

La resistenza di progetto R_d si ottiene applicando alla resistenza caratteristica R_k i coefficienti parziali γ_R indicati Tabella 8.

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 7.4.1.

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

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

Tabella 8: Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali (vedi tab. 6.4.II NTC)

7.4.1 Stima della resistenza dei pali/micropali soggetti a carichi assiali.

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

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

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

con:

$Q_{B,LIM}$ = portata limite di base che viene in questo caso assunta nulla;

$Q_{L,LIM}$ = 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_{Si} = diametro del concio i^{mo} di palo;

ΔH_i = altezza del concio i^{mo} di micropalo della zona iniettata;

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

Per il calcolo della capacità portante dei micropali è stata adottata la teoria di Bustamante e Doix (1985).

Gli autori distinguono fra micropali eseguiti con iniezioni ripetute e controllate con tubo e valvole e doppio otturatore (IRS, *injection répétitive et sélective*) e getto dell'intero palo in un'unica soluzione (IGU, *injection globale unique*).

7.5 COMPORTAMENTO DI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI.

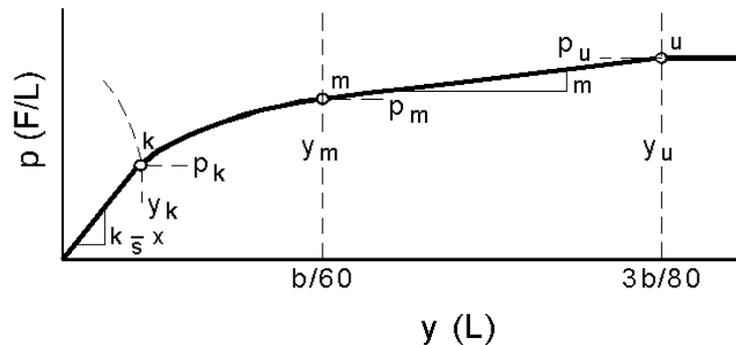
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante 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 $p = \min(p_{u1}; p_{u2})$

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

$$p_{u2} = K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

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

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

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

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

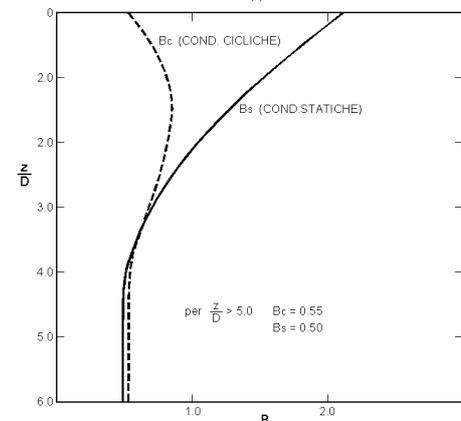
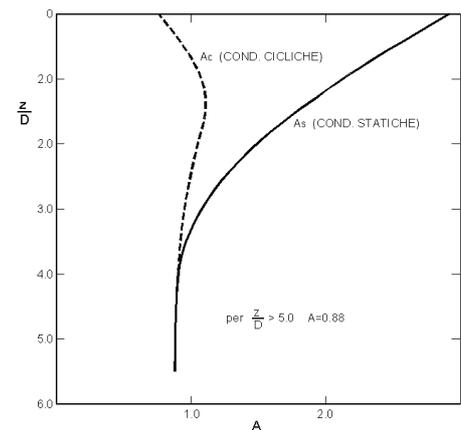
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

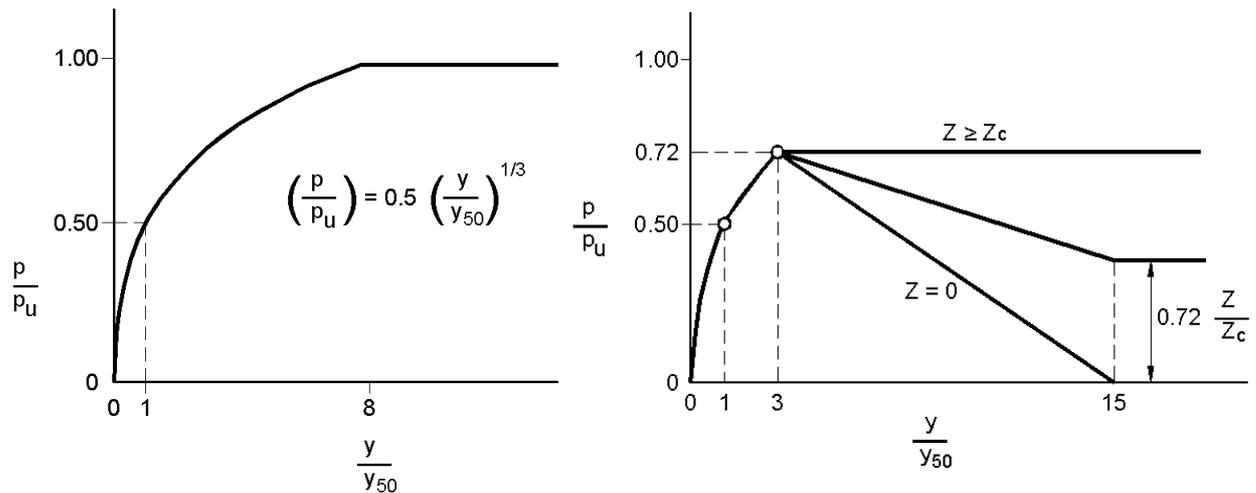
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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



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 $p=0.5 p_u$

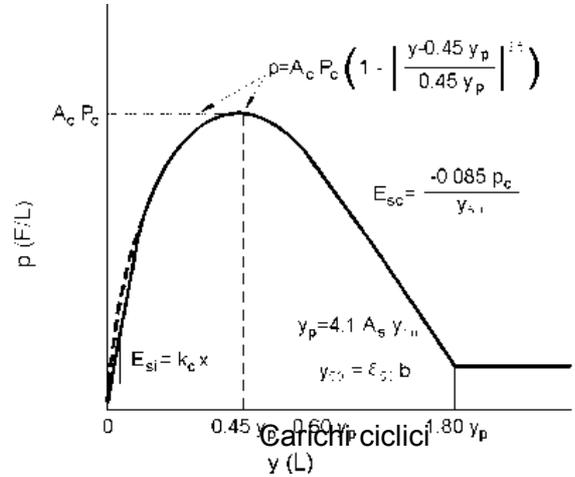
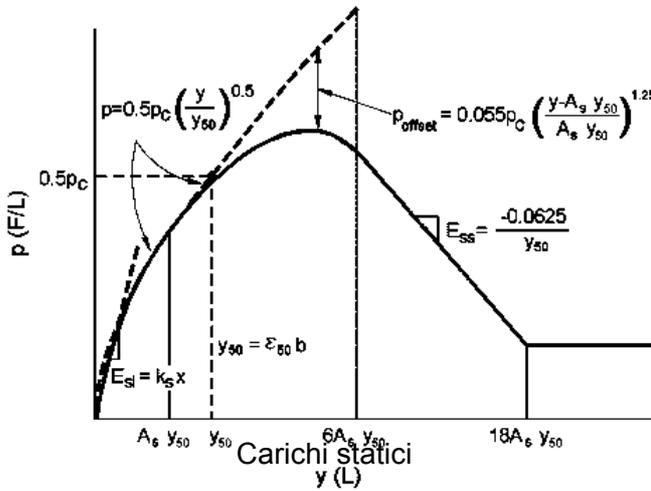
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

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 alla profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

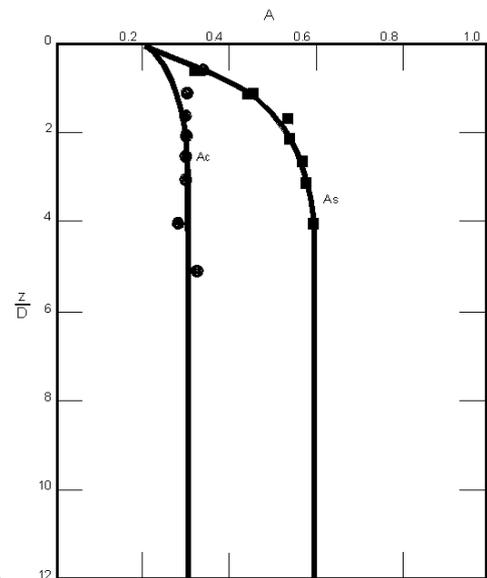
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p = 0.5 p_u$

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

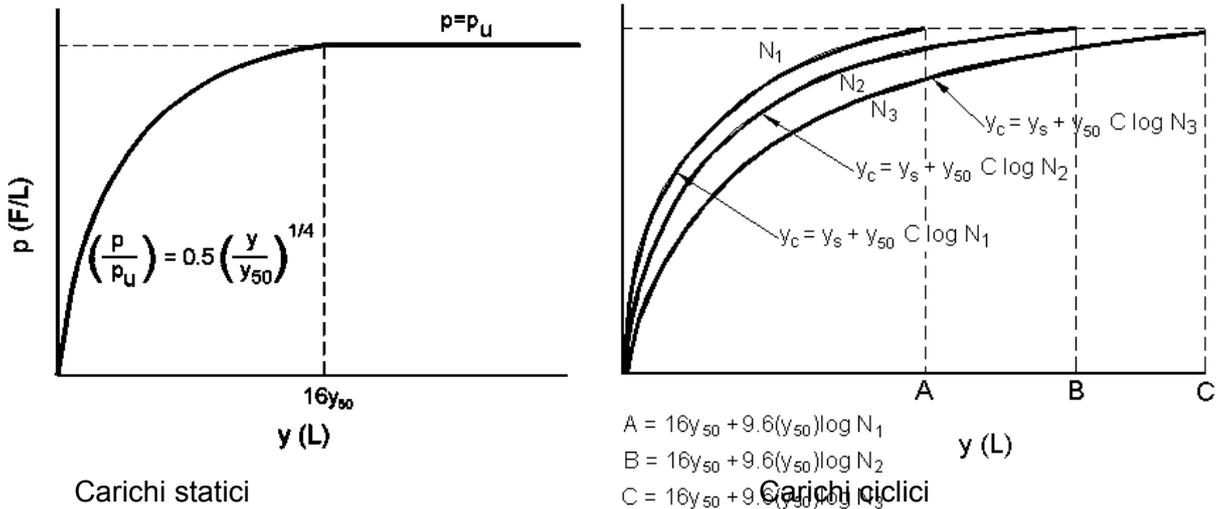
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



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



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

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

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

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

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

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

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

8. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE

Nel presente paragrafo sono riassunti i carichi di progetto in fondazioni secondo le combinazioni prescritte dal D.M. 2008, con il sistema di riferimento assunto nel calcolo strutturale.

Le sollecitazioni sono state valutate rispetto al baricentro del plinto di fondazione, secondo il sistema di riferimento riportato in Figura 7

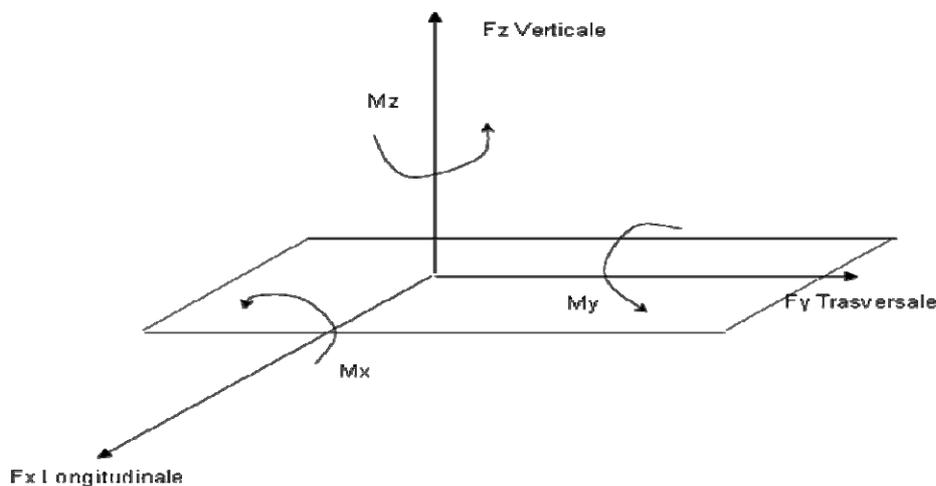


Figura 7: Sistema di riferimento carichi di progetto

Le combinazioni analizzate risultano essere le seguenti:

- Combinazione SLU-(STR): combinazione per lo stato limite ultimo strutturale;
- Combinazione SLU-(GEO): combinazione per lo stato limite ultimo geotecnico;
- Combinazione SIS combinazione per il verificarsi di evento sismico, utile per il dimensionamento strutturale dell'opera;
- Combinazione SIS-(GEO) combinazione per il verificarsi di evento sismico, utile per il dimensionamento geotecnico dell'opera;
- Combinazione SLE: combinazione allo stato limite d'esercizio.

Per le analisi di dettaglio dei carichi si rimanda agli elaborati STR delle opere.

La seguente tabella riporta le sollecitazioni agenti nel baricentro dell'intradosso della fondazione della Spalla A.

		Fx	Fy	Mz
		kN	kN	kNm
SLU-STR	STR1	9085.49	2761.09	-5028.74
	STR2	10869.28	2344.75	-4597.44
SIS	SIS1	5376.45	2139.99	-3545.35
	SIS2	5376.45	2171.14	-3615.44
	SIS3	5376.45	1143.02	-1850.50
	SIS4	5376.45	1174.18	-1920.59
SLU-GEO	GEO1	7375.74	2226.80	-4171.90
	GEO2	8895.26	1888.55	-3832.40
SIS-GEO	GEO1	5376.45	2109.70	-3529.23
	GEO2	5376.45	2414.81	-3980.68
	GEO3	5376.45	1112.73	-1834.38
	GEO4	5376.45	1417.84	-2285.83
SLE	SLE1	6729.99	2023.57	-3688.12
	SLE2	6559.36	1622.03	-2940.85
	SLE3	5331.05	1235.13	-2003.60
	SLE4	8051.32	1737.70	-3406.95
	SLE5	6968.50	1587.39	-2945.38
	SLE6	5331.05	1217.76	-1974.08

Tabella 9: Spalla A - azioni intradosso fondazione

La seguente tabella riporta le sollecitazioni agenti nel baricentro dell'intradosso della fondazione della Spalla B.

		Fx	Fy	Mz
		kN	kN	kNm
SLU-STR	STR1	6567.43	2761.09	-4638.44
	STR2	10874.57	2307.26	-4534.52
SIS	SIS1	5379.55	2139.99	-3545.83
	SIS2	5379.55	2171.14	-3615.92
	SIS3	5379.55	2105.36	-3486.97
	SIS4	5379.55	2136.51	-3557.06
SLU-GEO	GEO1	5936.79	2226.80	-3948.86
	GEO2	8899.60	1861.34	-3786.82
SIS-GEO	GEO1	5379.55	2109.70	-3529.71
	GEO2	5379.55	2414.81	-3981.16
	GEO3	5379.55	2075.07	-3470.84
	GEO4	5379.55	2380.18	-3922.30
SLE	SLE1	5794.84	2023.57	-3543.17
	SLE2	5674.09	1622.03	-2803.63
	SLE3	5334.14	1235.13	-2004.08
	SLE4	8055.24	1706.48	-3354.47
	SLE5	6971.92	1561.42	-2901.77
	SLE6	5334.14	1191.85	-1930.50

Tabella 10: Spalla B - azioni intradosso fondazione

I segni convenzionali imposti nello studio delle fondazioni delle singole opere sono rappresentati nella seguente figura.

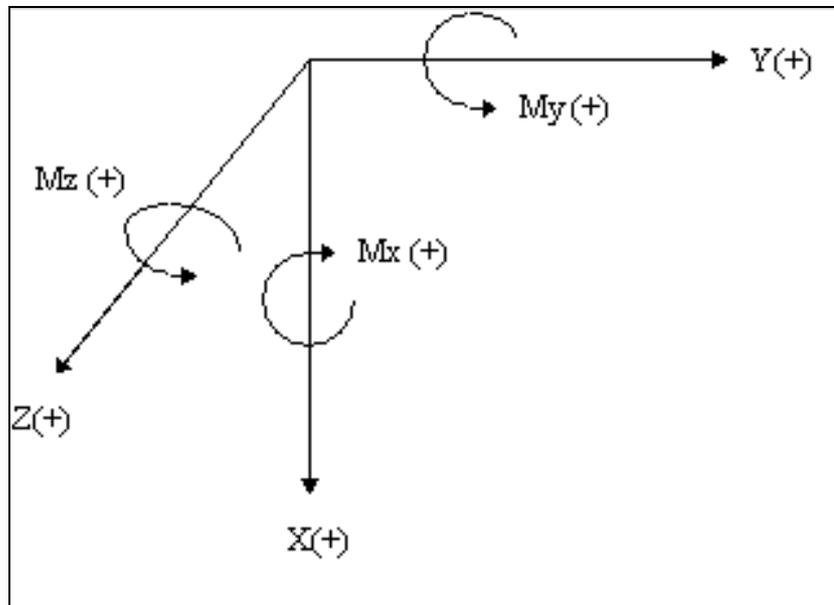


Figura 8: Convenzioni di segno del programma di calcolo GROUP

Nello schema di riferimento gli assi assumono il seguente significato:

- 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

9. PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE

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

I parametri caratteristici di resistenza del terreno, sono:

Strato 1:

$$\gamma_K = 19 \text{ KN/mc}$$

$$\phi_k = 33^\circ \div 35^\circ$$

$$N_{\text{SPT}} = 15 \Rightarrow 50 \text{ colpi}$$

Strato 2:

$$\gamma_K = 22 \text{ KN/mc}$$

$$C_u = 300 \div 350 \text{ kPa}$$

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

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

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

profondità	γ	Cu	ϕ	c'	K
da 0 (*) a 13.00 m	19	-	33	0	15000
da 13.00 a 30.0 m	22	300	-	0	250000

Tabella 11: Caratterizzazione del terreno di fondazione per la Spalla A

profondità	γ	Cu	ϕ	c'	K
da 0 (*) a 15.00 m	19	-	33	0	15000
da 15.00 a 30.0 m	22	300	-	0	250000

Tabella 12: Caratterizzazione del terreno di fondazione per la Spalla B

- γ \Rightarrow Peso di volume (kN/mc)
- Cu \Rightarrow Coesione non drenata (kPa)
- ϕ \Rightarrow Angolo di resistenza al taglio ($^{\circ}$)
- c' \Rightarrow Coesione drenata (kPa)
- K \Rightarrow Modulo di reazione iniziale (kN/mc)

(*) la quota 0.00 coincide con il piano di scavo della fonazione

dove le profondità sono qui di seguito riportate

10. STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

In accordo a quanto descritto nel paragrafo 7, di seguito è condotta la stima della resistenza di progetto dei micropali/pali R_d , in funzione della profondità.

Utilizzando le formulazioni indicate al par. 7.4.1 è possibile ottenere i profili di resistenza caratteristica e di progetto riportate nel seguito. La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 7.4 adottando i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi a n.1 verticale di indagini a disposizione per sistema di fondazione.

I valori delle resistenze di progetto, così trovati sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M1+R2).

coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche

resistenza	pali infissi			pali trivellati		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
base: γ_b	1	1.45	1.2	1	1.7	1.35
laterale: γ_s	1	1.45	1.2	1	1.45	1.15
lat. Trazione	1	1.6	1.3	1	1.6	1.25

fattori di correzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

n verticali	1	2	3	4	5	7	>10
ξ_3	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4
ξ_4	1.7	1.55	1.5	1.42	1.34	1.28	1.2

Dall'esame delle figure risulta che i valori caratteristici di resistenza a compressione e trazione sono pari a:

Spalla A L=15.00m

$R_d = 1650$ kN compressione A1+M1+R2

$R_d = 2077$ kN compressione A1+M1+R3

Spalla B L=18.00m

$R_d = 383$ kN compressione A1+M1+R2

$R_d = 482$ kN compressione A1+M1+R3

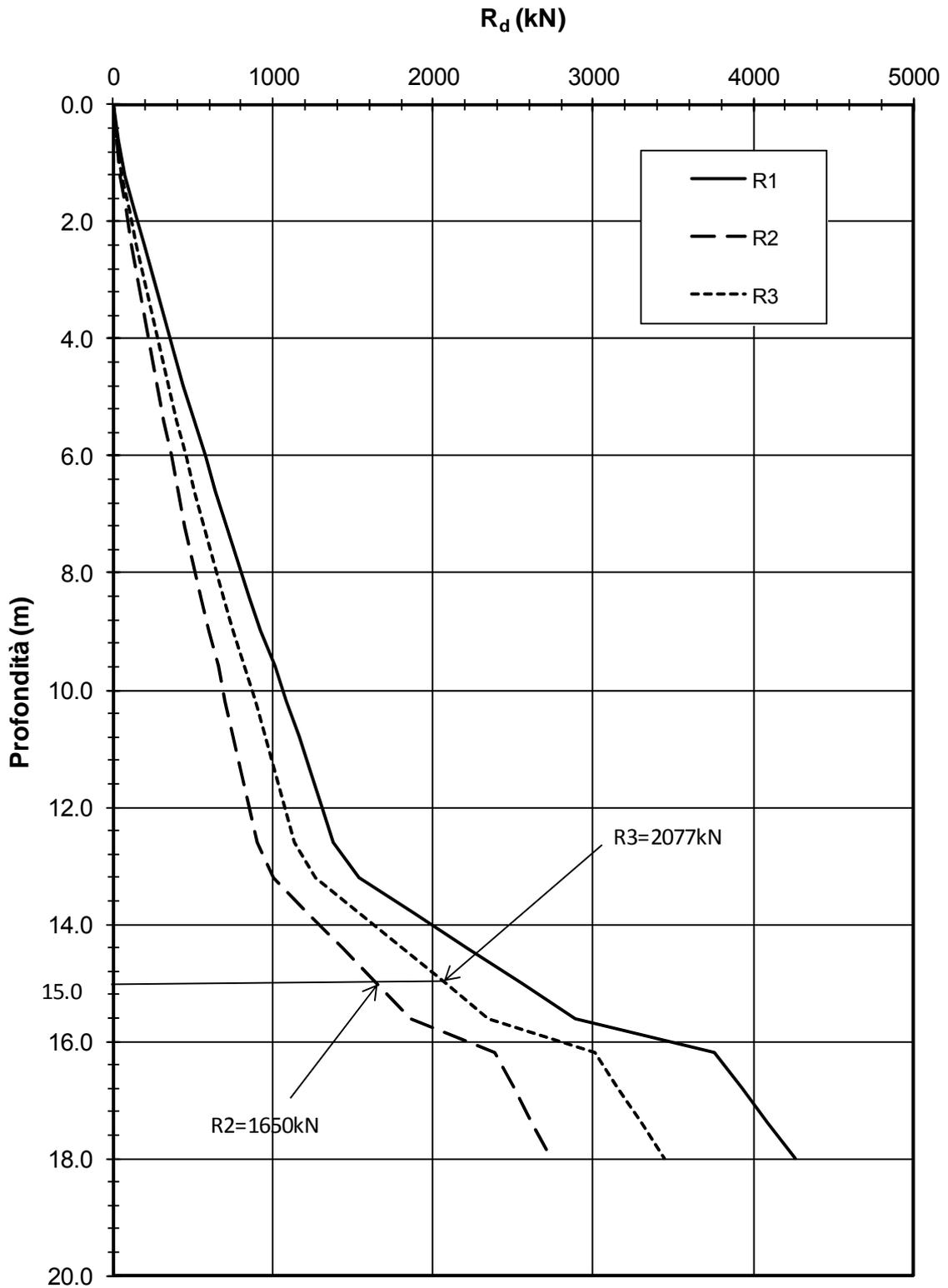


Figura 9: Resistenza di progetto del palo a compressione per la Spalla A

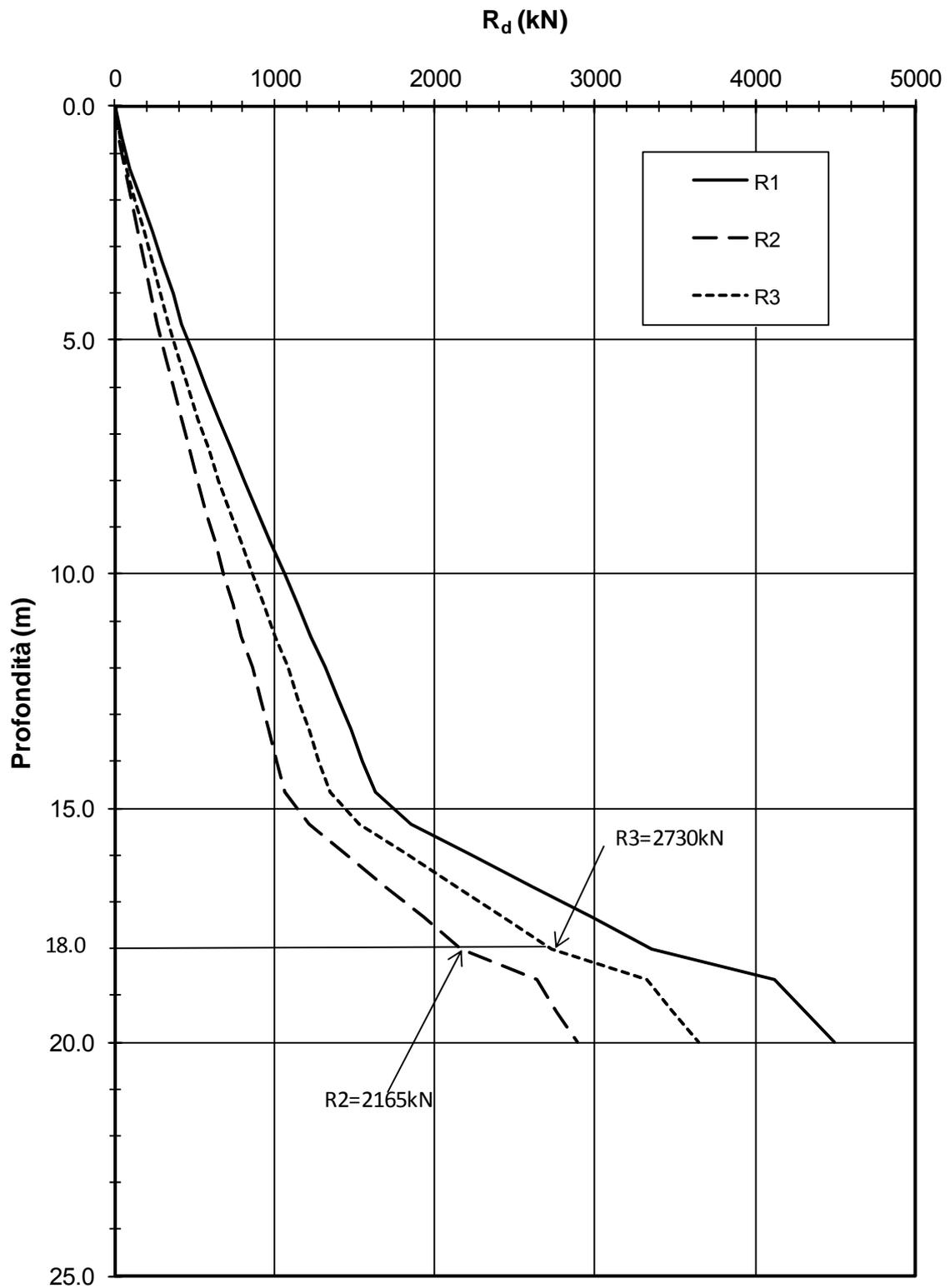


Figura 10: Resistenza di progetto del palo a compressione per la Spalla B

11. RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE

11.1 FONDAZIONI SPALLA A

11.1.1 Premessa

Nella seguente figura è illustrato lo schema della palificata, con il sistema di riferimento globale e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

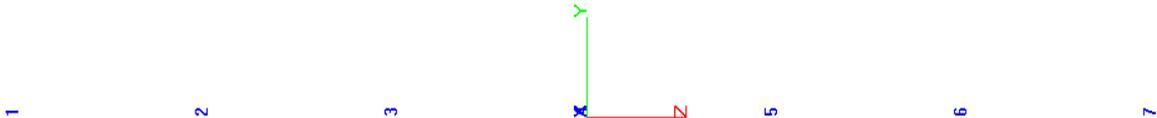


Figura 11: Spalla A – Numerazione Pali

11.1.2 Risultati

In appendice si riportano le azioni agenti sui singoli pali.

11.1.3 Verifiche geotecniche

Nella seguente tabella sono riportate le azioni assiali, utili al dimensionamento geotecnico del singolo palo di fondazione.

SLU GEO			Palo (-)	Combinazione (-)
N_{MAX}	(kN)	1270	1->7	2
N_{MIN}	(kN)	1050	1->7	1

SIS GEO			Palo (-)	Combinazione (-)
N_{MAX}	(kN)	768	1->7	1->4
N_{MIN}	(kN)	768	1->7	1->4

Tabella 13: Spalla A - Carichi assiali massimi e minimi per verifiche geotecniche

Dove N_{MAX} e N_{MIN} sono rispettivamente l'azione assiale massima (in compressione) e minima (in trazione) agente sul singolo micropalo.

Le azioni assiali massime e minime devono essere confrontate con i valori delle resistenze riportati nel Paragrafo 10

Le verifiche risultano soddisfatte.

11.1.4 Verifiche strutturali

Le sollecitazioni massime e minime agenti sui singoli pali sono riportate nella seguente tabella.

SIS STR			Palo (-)	Combinazione (-)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
N_{MAX}	(kN)	768	1->7	1->4	-	387	1380
N_{MIN}	(kN)	768	1->7	1->4	-	387	1380
M_{MAX}	(kNm)	1380	1 e 7	2	768	387	-
T_{MAX}	(kN)	387	1 e 7	2	768	-	1380

SLU STR			Palo (-)	Combinazione (-)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
N_{MAX}	(kN)	1550	1->7	2	-	419	1610
N_{MIN}	(kN)	1300	1->7	1	-	491	1890
M_{MAX}	(kNm)	1890	1 e 7	1	1300	491	-
T_{MAX}	(kN)	491	1 e 7	1	1300	-	1890

Tabella 14: Spalla A - Sollecitazioni massime e minime per verifiche strutturali

dove:

- N: sollecitazione assiale;
- T: sollecitazione di taglio;
- M: momento flettente.

Per le verifiche strutturali si rimanda alla relazione di calcolo strutturale allegata al progetto.

11.2 FONDAZIONI SPALLA B

11.2.1 Premessa

Nella seguente figura è illustrato lo schema della palificata, con il sistema di riferimento globale e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

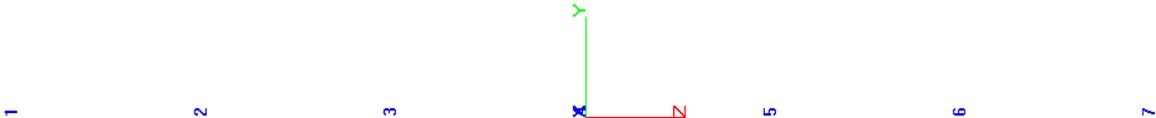


Figura 12: Spalla B– Numerazione Micropali

11.2.2 Risultati

In appendice si riportano le azioni agenti sui singoli pali.

11.2.3 Verifiche geotecniche

Nella seguente tabella sono riportate le azioni assiali, utili al dimensionamento geotecnico del singolo palo di fondazione.

SLU GEO			Palo (-)	Combinazione (-)
N_{MAX}	(kN)	1270	1->7	2
N_{MIN}	(kN)	848	1->7	1

SIS GEO			Palo (-)	Combinazione (-)
N_{MAX}	(kN)	769	1->7	1->4
N_{MIN}	(kN)	769	1->7	1->4

Tabella 15: Spalla B - Carichi assiali massimi e minimi per verifiche geotecniche

Dove N_{MAX} e N_{MIN} sono rispettivamente l'azione assiale massima (in compressione) e minima (in trazione) agente sul singolo micropalo.

Le azioni assiali massime e minime devono essere confrontate con i valori delle resistenze riportati nel Paragrafo 10.

Le verifiche risultano soddisfatte.

11.2.4 Verifiche strutturali

Le sollecitazioni massime e minime agenti sui singoli pali sono riportate nella seguente tabella.

SIS STR			Palo (-)	Combinazione (-)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
N_{MAX}	(kN)	769	1->7	1->4	-	389	1360
N_{MIN}	(kN)	769	1->7	1->4	-	389	1360
M_{MAX}	(kNm)	1360	1 e 7	2	769	389	
T_{MAX}	(kN)	389	1 e 7	2	769	-	1360

SLU STR			Palo (-)	Combinazione (-)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
N_{MAX}	(kN)	1550	1->7	2	-	415	1560
N_{MIN}	(kN)	938	1->7	1	-	493	1820
M_{MAX}	(kNm)	1820	1 e 7	1	938	493	-
T_{MAX}	(kN)	493	1 e 7	1	938	-	1820

Tabella 16: Spalla B - Sollecitazioni massime e minime per verifiche strutturali

dove:

- N: sollecitazione assiale;
- T: sollecitazione di taglio;
- M: momento flettente.

Per le verifiche strutturali si rimanda alla relazione di calcolo strutturale allegata al progetto.

12. VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLA FONDAZIONE

La verifica di compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e le distorsioni previste, in condizioni di stati limite di esercizio (SLE) è stata valutata mediante l'analisi del comportamento in gruppo dei micropali.

La seguente tabella riporta i valori degli spostamenti rilevati sulle singole palificate, in accordo al sistema di riferimento utilizzato per le verifiche con Group.

SLE	x (m)	y (m)	z (m)	ROT.x (rad)	ROT.y, (rad)	ROT.z, (rad)
SPALLA A						
1	0.000972	0.01245	4.296E-20	-2.145E-12	1.323E-20	-0.002824
2	0.0009442	0.008944	4.138E-20	4.682E-12	1.331E-20	-0.002113
3	0.0007435	0.006306	-1.201E-20	1.105E-13	-3.937E-21	-0.001492
4	0.001188	0.01011	-1.687E-20	7.055E-13	-5.357E-21	-0.002382
5	0.001011	0.008775	1.288E-20	7.486E-14	4.149E-21	-0.002081
6	0.0007435	0.00621	1.523E-20	9.562E-14	4.997E-21	-0.00147
SPALLA B						
1	0.0007143	0.0121	-4.114E-20	1.934E-11	-1.279E-20	-0.002744
2	0.0006965	0.00868	-1.403E-20	-5.634E-14	-4.555E-21	-0.002047
3	0.0006465	0.006238	1.173E-20	-7.945E-13	3.871E-21	-0.001477
4	0.001047	0.009708	3.542E-21	-1.552E-12	1.138E-21	-0.0023
5	0.0008876	0.008485	6.841E-21	-7.905E-13	2.224E-21	-0.002018
6	0.0006465	0.006	-1.274E-20	7.694E-16	-4.21E-21	-0.001422

Tabella 17: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione.

Gli spostamenti e le distorsioni derivate sono compatibili con i requisiti prestazioni dell'opera.

13. ALLEGATO 1: AZIONI AGENTI SUI MICROPALI DI FONDAZIONE

13.1 SPALLA A

13.1.1 Combinazione SLE

AZIONE ASSIALE (kN)												
Palo	SLE1	SLE2	SLE3	SLE4	SLE5	SLE6						
n°	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)						
1	961	937	762	1150	995	762						
2	961	937	762	1150	995	762						
3	961	937	762	1150	995	762						
4	961	937	762	1150	995	762						
5	961	937	762	1150	995	762						
6	961	937	762	1150	995	762						
7	961	937	762	1150	995	762						
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)												
Palo	SLE1		SLE2		SLE3		SLE4		SLE5		SLE6	
n°	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)
1	3.6	1310	3.5	1010	3.6	716	3.5	1130	3.6	995	3.6	705
2	3.5	1230	3.6	955	3.6	677	3.5	1070	3.6	941	3.6	667
3	3.8	1230	3.6	949	3.5	672	3.3	1060	3.6	935	3.6	662
4	3.8	1230	3.6	949	3.5	672	3.3	1060	3.6	935	3.6	662
5	3.8	1230	3.6	949	3.5	672	3.3	1060	3.6	935	3.6	662
6	3.5	1230	3.6	955	3.6	677	3.5	1070	3.6	941	3.6	667
7	3.6	1310	3.5	1010	3.6	716	3.5	1130	3.6	995	3.6	705
AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)												
Palo	SLE1		SLE2		SLE3		SLE4		SLE5		SLE6	
n°	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)
1	0	362	0	289	0	219	0	312	0	283	0	216
2	0	267	0	214	0	163	0	229	0	209	0	161
3	0	255	0	205	0	157	0	219	0	201	0	154
4	0	255	0	205	0	157	0	219	0	201	0	154
5	0	255	0	205	0	157	0	219	0	201	0	154
6	0	267	0	214	0	163	0	229	0	209	0	161
7	0	362	0	289	0	219	0	312	0	283	0	216

13.1.2 Combinazione SLU-STR

AZIONE ASSIALE (kN)						
Palo	STR1	STR2	SIS1	SIS2	SIS3	SIS4
n°	N (kN)					
1	1300	1550	768	768	768	768
2	1300	1550	768	768	768	768
3	1300	1550	768	768	768	768
4	1300	1550	768	768	768	768
5	1300	1550	768	768	768	768
6	1300	1550	768	768	768	768
7	1300	1550	768	768	768	768

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)												
Palo	STR1		STR2		SIS1		SIS2		SIS3		SIS4	
n°	z (m)	M (kNm)										
1	4.4	1890	4.1	1610	3.8	1350	4.1	1380	3.6	659	3.6	680
2	3.9	1770	3.8	1510	3.8	1270	3.6	1290	3.5	623	3.6	644
3	4.1	1760	3.8	1500	3.8	1260	3.6	1280	3.5	619	3.5	639
4	4.1	1760	3.8	1500	3.8	1260	3.6	1280	3.5	619	3.5	639
5	4.1	1760	3.8	1500	3.8	1260	3.6	1280	3.5	619	3.5	639
6	3.9	1770	3.8	1510	3.8	1270	3.6	1290	3.5	623	3.6	644
7	4.4	1890	4.1	1610	3.8	1350	4.1	1380	3.6	659	3.6	680

AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)												
Palo	STR1		STR2		SIS1		SIS2		SIS3		SIS4	
n°	z (m)	T (kN)										
1	0	491	0	419	0	381	0	387	0	203	0	209
2	0	365	0	309	0	283	0	287	0	151	0	155
3	0	350	0	296	0	271	0	275	0	145	0	149
4	0	350	0	296	0	271	0	275	0	145	0	149
5	0	350	0	296	0	271	0	275	0	145	0	149
6	0	365	0	309	0	283	0	287	0	151	0	155
7	0	491	0	419	0	381	0	387	0	203	0	209

13.1.3 Combinazione SLU-GEO

AZIONE ASSIALE (kN)													
Palo	GEO1		GEO2		GEOS1		GEOS2		GEOS3		GEOS4		
n°	N (kN)												
1	1050	1270	768	768	768	768	768	768	768	768	768	768	
2	1050	1270	768	768	768	768	768	768	768	768	768	768	
3	1050	1270	768	768	768	768	768	768	768	768	768	768	
4	1050	1270	768	768	768	768	768	768	768	768	768	768	
5	1050	1270	768	768	768	768	768	768	768	768	768	768	
6	1050	1270	768	768	768	768	768	768	768	768	768	768	
7	1050	1270	768	768	768	768	768	768	768	768	768	768	

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)													
Palo	GEO1		GEO2		GEOS1		GEOS2		GEOS3		GEOS4		
n°	z (m)	M (kNm)											
1	3.8	1480	3.8	1270	3.8	1330	3.9	1550	3.6	645	3.6	829	
2	3.6	1390	3.3	1190	3.6	1250	3.9	1460	3.5	610	3.6	784	
3	3.6	1380	3.6	1190	3.6	1240	4.1	1450	3.5	606	3.6	778	
4	3.6	1380	3.6	1190	3.6	1240	4.1	1450	3.5	606	3.6	778	
5	3.6	1380	3.6	1190	3.6	1240	4.1	1450	3.5	606	3.6	778	
6	3.6	1390	3.3	1190	3.6	1250	3.9	1460	3.5	610	3.6	784	
7	3.8	1480	3.8	1270	3.8	1330	3.9	1550	3.6	645	3.6	829	

AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)													
Palo	GEO1		GEO2		GEOS1		GEOS2		GEOS3		GEOS4		
n°	z (m)	T (kN)											
1	0	398	0	339	0	376	0	429	0	198	0	252	
2	0	294	0	248	0	279	0	319	0	147	0	187	
3	0	281	0	238	0	267	0	306	0	141	0	180	
4	0	281	0	238	0	267	0	306	0	141	0	180	
5	0	281	0	238	0	267	0	306	0	141	0	180	
6	0	294	0	248	0	279	0	319	0	147	0	187	
7	0	398	0	339	0	376	0	429	0	198	0	252	

13.2 SPALLA B

13.2.1 Combinazione SLE

AZIONE ASSIALE (kN)												
Palo	SLE1	SLE2	SLE3	SLE4	SLE5	SLE6						
n°	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)						
1	828	811	762	1150	996	762						
2	828	811	762	1150	996	762						
3	828	811	762	1150	996	762						
4	828	811	762	1150	996	762						
5	828	811	762	1150	996	762						
6	828	811	762	1150	996	762						
7	828	811	762	1150	996	762						
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)												
Palo	SLE1		SLE2		SLE3		SLE4		SLE5		SLE6	
n°	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)
1	3.8	1280	3.8	978	3.6	707	3.4	1090	3.6	964	3.6	680
2	3.6	1200	3.6	923	3.4	668	3.2	1030	3.4	911	3.6	643
3	3.6	1190	3.6	917	3.6	664	3.4	1030	3.4	905	3.6	639
4	3.6	1190	3.6	917	3.6	664	3.4	1030	3.4	905	3.6	639
5	3.6	1190	3.6	917	3.6	664	3.4	1030	3.4	905	3.6	639
6	3.6	1200	3.6	923	3.4	668	3.2	1030	3.4	911	3.6	643
7	3.8	1280	3.8	978	3.6	707	3.4	1090	3.6	964	3.6	680
AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)												
Palo	SLE1		SLE2		SLE3		SLE4		SLE5		SLE6	
n°	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)
1	0	363	0	290	0	220	0	307	0	279	0	212
2	0	266	0	214	0	163	0	225	0	206	0	157
3	0	255	0	205	0	156	0	215	0	197	0	151
4	0	255	0	205	0	156	0	215	0	197	0	151
5	0	255	0	205	0	156	0	215	0	197	0	151
6	0	266	0	214	0	163	0	225	0	206	0	157
7	0	363	0	290	0	220	0	307	0	279	0	212

13.2.2 Combinazione SLU-STR

AZIONE ASSIALE (kN)						
Palo	STR1	STR2	SIS1	SIS2	SIS3	SIS4
n°	N (kN)					
1	938	1550	769	769	769	769
2	938	1550	769	769	769	769
3	938	1550	769	769	769	769
4	938	1550	769	769	769	769
5	938	1550	769	769	769	769
6	938	1550	769	769	769	769
7	938	1550	769	769	769	769

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)												
Palo	STR1		STR2		SIS1		SIS2		SIS3		SIS4	
n°	z (m)	M (kNm)										
1	4.3	1820	3.8	1560	4.0	1340	3.8	1360	3.8	1310	4.0	1340
2	4.0	1700	3.6	1470	3.6	1250	3.8	1280	3.6	1230	3.6	1250
3	4.0	1690	3.6	1460	3.6	1240	3.8	1270	3.6	1220	3.6	1240
4	4.0	1690	3.6	1460	3.6	1240	3.8	1270	3.6	1220	3.6	1240
5	4.0	1690	3.6	1460	3.6	1240	3.8	1270	3.6	1220	3.6	1240
6	4.0	1700	3.6	1470	3.6	1250	3.8	1280	3.6	1230	3.6	1250
7	4.3	1820	3.8	1560	4.0	1340	3.8	1360	3.8	1310	4.0	1340

AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)												
Palo	STR1		STR2		SIS1		SIS2		SIS3		SIS4	
n°	z (m)	T (kN)										
1	0	493	0	415	0	383	0	389	0	377	0	383
2	0	364	0	303	0	282	0	286	0	277	0	281
3	0	349	0	290	0	270	0	274	0	266	0	269
4	0	349	0	290	0	270	0	274	0	266	0	269
5	0	349	0	290	0	270	0	274	0	266	0	269
6	0	364	0	303	0	282	0	286	0	277	0	281
7	0	493	0	415	0	383	0	389	0	377	0	383

13.2.3 Combinazione SLU-GEO

AZIONE ASSIALE (kN)						
Palo	GEO1	GEO2	GEOS1	GEOS2	GEOS3	GEOS4
n°	N (kN)					
1	848	1270	769	769	769	769
2	848	1270	769	769	769	769
3	848	1270	769	769	769	769
4	848	1270	769	769	769	769
5	848	1270	769	769	769	769
6	848	1270	769	769	769	769
7	848	1270	769	769	769	769

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)												
Palo	GEO1		GEO2		GEOS1		GEOS2		GEOS3		GEOS4	
n°	z (m)	M (kNm)										
1	4.0	1440	3.6	1230	3.8	1320	4.0	1540	3.8	1290	4.0	1510
2	3.8	1350	3.4	1160	3.8	1240	3.8	1440	3.6	1210	3.8	1420
3	3.8	1340	3.4	1150	3.6	1230	3.8	1430	3.4	1200	3.8	1410
4	3.8	1340	3.4	1150	3.6	1230	3.8	1430	3.4	1200	3.8	1410
5	3.8	1340	3.4	1150	3.6	1230	3.8	1430	3.4	1200	3.8	1410
6	3.8	1350	3.4	1160	3.8	1240	3.8	1440	3.6	1210	3.8	1420
7	4.0	1440	3.6	1230	3.8	1320	4.0	1540	3.8	1290	4.0	1510

AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)												
Palo	GEO1		GEO2		GEOS1		GEOS2		GEOS3		GEOS4	
n°	z (m)	T (kN)										
1	0	399	0	336	0	378	0	432	0	372	0	426
2	0	293	0	244	0	278	0	318	0	273	0	314
3	0	281	0	233	0	266	0	305	0	262	0	300
4	0	281	0	233	0	266	0	305	0	262	0	300
5	0	281	0	233	0	266	0	305	0	262	0	300
6	0	293	0	244	0	278	0	318	0	273	0	314
7	0	399	0	336	0	378	0	432	0	372	0	426