



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

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

PROGETTO DEFINITIVO


OPERE D'ARTE MAGGIORI

OPERA SCAVALCO A12

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

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

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
-	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.			
-	1	1001302		STPAPE0		165				
	SCALA: -									

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

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p> <p>autostrade // per l'italia</p> <p>R.U.P. - Ing. Andrea Frediani</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	---	--

SPEA Ingegneria Europea

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

**VIADOTTO SCAVALCO A12
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI**

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
1.1 OGGETTO E SCOPO DEL LAVORO	3
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDE.....	4
2.2 BIBLIOGRAFIA	4
2.3 ELABORATI DI PROGETTO	4
3. SOFTWARE DI CALCOLO.....	4
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
4.1 ACCIAIO	5
4.2 CALCESTRUZZO.....	5
4.3 MICROPALI	6
5. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO.....	7
5.1 PREMESSA	7
5.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO	7
5.3 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA.....	7
5.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
5.5 STRATIGRAFIE DI RIFERIMENTO E PARAMETRI DI CALCOLO	12
5.6 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO	13
6. TIPOLOGIA DI FONDAZIONE ADOTTATE.....	14
6.1 CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI	14
7. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO	16
7.1 PREMESSA	16
7.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	16
7.3 FONDAZIONI DIRETTE	18
7.3.1 <i>Verifiche di sicurezza.....</i>	<i>19</i>
7.3.2 <i>Verifiche SLU geotecniche – Collasso per carico limite.....</i>	<i>20</i>
7.3.3 <i>Verifiche SLU geotecniche – Collasso per scorrimento del piano di posa</i>	<i>22</i>
7.3.4 <i>Verifiche SLU geotecniche – Stabilità globale.....</i>	<i>22</i>
7.3.5 <i>Verifiche SLE - Cedimenti</i>	<i>22</i>
7.4 FONDAZIONI SU PALI	25
7.4.1 <i>Verifiche di sicurezza.....</i>	<i>26</i>

7.4.2	Resistenza caratteristica (R_k) di pali soggetti a carichi assiali	27
7.4.2.1	Stima della resistenza dei pali soggetti a carichi assiali.....	28
7.4.3	Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali.	32
8.	AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE	37
8.1	AZIONI DI CALCOLO – SPALLA A	37
8.2	AZIONI DI CALCOLO – PILE	37
8.3	AZIONI DI CALCOLO – SPALLA 2	40
9.	FONDAZIONI DIRETTE.....	42
9.1	PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO.....	42
9.2	RISULTATI SPALLA B.....	42
9.2.1	Premessa.....	42
9.2.2	Collasso per carico limite.....	42
9.2.3	Collasso per scorrimento del piano di posa	44
9.2.4	Stabilità globale – risultati della verifica.....	44
9.2.5	Valutazione cedimenti - risultati.....	44
10.	FONDAZIONI SU PALI	45
10.1	PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE	45
10.2	RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	45
10.3	RISULTATI SPALLA 2	48
10.3.1	Premessa	48
10.3.2	Risultati.....	48
10.3.3	Verifiche geotecniche.....	50
10.4	RISULTATI PILE	50
10.4.1	Premessa	50
10.4.2	Risultati.....	50
10.4.3	Verifiche geotecniche.....	52

1. INTRODUZIONE

1.1 Oggetto e scopo del lavoro

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni delle opere previste per il viadotto di scavalco in corrispondenza dello svincolo sulla A12, nell'ambito della progettazione definitiva dei lavori di 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]).

La tipologia di fondazione è stata scelta in funzione della posizione delle stesse, dell'entità dei carichi agenti a livello di imposta delle fondazioni e della natura dei terreni presenti.

In particolare le fondazioni prevedono:

- fondazione spalla A fondazione su 21 pali D1200;
- fondazione pila 1, fondazione su 8+8 pali D1000;
- fondazione pila 2 e 3, fondazione su 8+8 pali D1000;
- fondazione spalla B fondazione diretta.

Le opere in oggetto ricadono nel comune di Genova caratterizzato da una accelerazione di progetto su suolo di categoria A associata ad un tempo di ritorno di 949 anni e periodo di riferimento di 50 anni pari a 0.108g ⁽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. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative, raccomandazioni e linee guide

- [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
- [5] Bustamante M. et Doix B., "Une méthode pour le calcul des tirants et des *micropieux injectés*", Bulletin liaison LCPC, Nov. - Dec. 1985.

2.2 Bibliografia

- [6] LANCELLOTTA R. (1991): "Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- [7] GEO-SLOPE (2004): "Slope 5.20".
- [8] Poulos and Davis (1974) : "Rectangle on Semi-infinite Mass".
- [9] BOWLES J.E. (1991): "Fondazioni – Progetto e analisi" – McGraw & Hill.

2.3 Elaborati di progetto

- [10] Relazione geotecnica generale APE0001

3. SOFTWARE DI CALCOLO

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

POZZIJ – ver. 1.0

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale, svolto secondo il metodo degli stati limite, prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

4.1 Acciaio

Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

modulo elastico	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
con	$\gamma_s = 1.15 \text{ per SLU}$
	$\gamma_s = 1.00 \text{ per SLE}$
resistenza di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo SLE	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450.0 \text{ MPa}$
con	
limite di trazione (combinazione rara)	$\sigma_s \leq 0.80 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

4.2 Calcestruzzo

Calcestruzzo per fondazioni

Classe di resistenza	C28/35
classe di esposizione	XC2
copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 40 (-0 +5) \text{ mm}$
modulo elastico C28/35	$E_c = 32308 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo calcestruzzo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
con	$\gamma_c = 1.50 \text{ per SLU}$
	$\gamma_c = 1.00 \text{ per SLE}$
resistenza di calcolo SLU	$f_{cd} = f_{ck} \times 0.85 / \gamma_c = 15.9$
MPa	
resistenza di calcolo SLE	$f_{cd} = f_{ck} \times 0.85 / \gamma_c = 23.8$
MPa	
con	
limite di compressione (combinazione rara)	$\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 16.8$
MPa	

limite di apertura delle fessure agli SLE

$w_{lim} = 0.20 \text{ mm}$

4.3 Micropali

Acciaio per micropali (acciaio in profili a sezione cava)

Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N.

Malta e/o miscela cementizia per micropali:

Classe resistenza minima C25/30;

Classe di esposizione XC2;

Eventuali additivi secondo NTA.

5. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO

5.1 Premessa

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

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito. Per eventuali approfondimenti si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto (elaborato: APE0001).

5.2 Indagini e prove di laboratorio di riferimento

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

- n. 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, con esecuzione di prove penetrometriche dinamiche SPT nella coltre e determinazione del RQD nel substrato.

Le indagini a disposizione sono riassunte nella Tabella 1

Sondaggio	Campagna indagini	lunghezza (m)	Piezometri A = tubo aperto C= tipo Casagrande
SV1	2013	35	A
FB1	2011	40	A

Tabella 1: Verticali di riferimento

5.3 Misure piezometriche e livelli di falda

Per quanto riguarda la falda, il livello piezometrico di riferimento per ciascuna fondazione è stato considerato in funzione della posizione delle stesse, sulla base delle indicazioni riportate nei profili geotecnici. In ogni caso la quota di falda risulta variabile da 15.0 a 20.0 m da p.c.

5.4 Caratterizzazione Geotecnica

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

1. RIP terreni di riporto;
2. cop. materiale di copertura;
3. FAN formazione del Monte Antola

Nelle seguenti Tabella 3 e Tabella 4 sono riassunti i parametri geotecnici caratteristici assunti per ogni unità presente, ricavati dalla Relazione Geotecnica di progetto, relativi ai materiali di riporto, di copertura e alla formazione sottostante.

Ove presente, si è tenuto conto della presenza del materiale di riporto, utilizzato per la sistemazione finale della valle.

γ_t (kN/m ³)	~19.0 ÷ 20.0
N_{SPT} (colpi/30 cm)	7 ÷ 35
D_r (%)	-
ϕ' (°)	35 ÷ 38
c' (kPa)	0.0
c_u (kPa)	-
GSC	~ 1.0
k_o (-)	0.38 ÷ 0.43
k (m/s)	$1.0 \cdot 10^{-7} \div 1.0 \cdot 10^{-4}$
V_s (m/s)	130 ÷ 250
G_o (MPa)	30 ÷ 150
E_o (MPa)	80 ÷ 300
E_{op} (MPa)	10 ÷ 30

Tabella 2: Terreni di riporto - Parametri geotecnici caratteristici

γ_t (kN/m ³)	~19.0 ÷ 20.0
---------------------------------	--------------

N_{SPT} (colpi/30 cm)	10÷30 colpi/piede
D_r (%)	-
φ' (°)	28 ÷ 30 materiale limoso/argilloso (*) 34 materiale sabbioso
c' (kPa)	0.0
c_u (kPa)	80.0
GSC	~ 1.0
k_o (-)	0.43
k (m/s)	$1.0 \cdot 10^{-7} \div 1.0 \cdot 10^{-4}$
V_s (m/s)	125 ÷ 250
G_o (MPa)	25 ÷ 45
E_o (MPa)	50 ÷ 100
E_{op} (MPa)	10 ÷ 15

(*) parametro desunto da back analysis, valutato a titolo di esempio su imbocco Sud galleria Caravaggio, da confermare nei contesti delle singole opere

Tabella 3: Copertura su FAN - Parametri geotecnici caratteristici

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale

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

GSC = grado di sovraconsolidazione;

c_u = resistenza al taglio non drenata;

c' = intercetta di coesione operativa;

φ' = angolo di attrito operativo;

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_o = modulo di taglio iniziale;

E_o = modulo di Young iniziale;

E_{op} = modulo elastico operativo;

k = coefficiente di permeabilità

	Matrice lapidea		Ammasso roccioso compatto	Ammasso roccioso fessurato/alterato
γ_t (kN/m ³)	26 ÷ 27	γ_t (kN/m ³)	26 ÷ 27	
σ_c (MPa) (*)	45 ÷ 115	RMR ₈₉ (-)	35 ÷ 45	
I _{s50} (MPa)	2.0 ÷ 3.0	GSI (-)	40	25-30
σ_c (MPa) (**)	diametrale 50 assiale 65	JRC (-)	4	
σ_T (MPa)		JCS (MPa)	40 ÷ 65	
E _{t50} (GPa)	15 ÷ 50	k (m/s)	1·10 ⁻⁷ ÷ 5·10 ⁻⁶	
MR (-)	200 ÷ 900	E _d (GPa)	5 ÷ 10	
V _P (m/s)	3000 - 6500	E _u (GPa)	10 ÷ 15	
V _s (m/s)	1500 - 3500	E _{op} D=0.5 (GPa)	2.0 ÷ 5.0	
E _{din} (GPa)	20 ÷ 80	E _{op} D=1.0 (GPa)		0.8 ÷ 2.0
G _{din} (GPa)	5 ÷ 30	c (kPa)	200 ÷ 220 (σ=0.5MPa)	80 ÷ 100 (σ=0.2MPa) 150 ÷ 170 (σ=0.5MPa)
v (-)	0.25	φ (°)	40 (σ=0.5MPa)	42 ÷ 44 (σ=0.2MPa) 36 (σ=0.5MPa)
m _i (-)	8	m _b (-)	≈ 0.296	≈ 0.171
m _b		s (-)	≈ 0.0002	≈ 3.93·10 ⁻⁵
s		a (-)	0.511	0.522
a (-)		φ _{p,joint} (°), c _{p,joint} (kPa)		
		φ _{r,joint} (°), c _{r,joint} (kPa)		

Tabella 4: Parametri FAN

Simbologia:

- γ_t = peso di volume naturale;
 s_c (*) = resistenza compressione monoassiale
 s_c (**) = resistenza compressione monoassiale da prova Point Load ($s_c = 24 \cdot I_{s50}$)
 s_T = resistenza a trazione indiretta (prova brasiliana)
 E_{t50} = modulo di Young tangente
 MR = rapporto di modulo (E_{t50}/s_c)
 v = rapporto di Poisson

V_p	= velocità di propagazione delle onde di compressione
V_s	= velocità di propagazione delle onde di taglio
E_{din}	= modulo elastico dinamico
G_{din}	= modulo di taglio dinamico
m_i	= coefficiente relativo alla roccia intatta
m_b	= parametro criterio di rottura di Hoek-Brown
s	= parametro criterio di rottura di Hoek-Brown
a	= parametro criterio di rottura di Hoek-Brown
$c_{p,joint}$	= coesione di picco (da prova di taglio su giunto)
$\varphi_{p,joint}$	= angolo di attrito di picco (da prova di taglio su giunto)
$c_{r,joint}$	= intercetta di coesione residua (da prova di taglio su giunto)
$\varphi_{r,joint}$	= angolo di attrito residuo (da prova di taglio su giunto)
RMR_{89}	= Rock Mass Rating
GSI	= Geological Strength Index
JRC	= rugosità del giunto
JCS	= resistenza a compressione del giunto
k	= coefficiente di permeabilità da prova Lugeon
E_d	= modulo di deformabilità di carico dell'ammasso (da prova dilatometrica)
E_u	= modulo di scarico (da prova dilatometrica)
E_{UR}	= modulo elastico (da prova dilatometrica)
c	= intercetta di coesione (criterio di rottura di Hoek & Brown)
φ	= angolo di attrito (criterio di rottura di Hoek & Brown)
σ	= pressione di confinamento

5.5 Stratigrafie di riferimento e parametri di calcolo

Sulla base delle analisi eseguite e della caratterizzazione geotecnica dell'area, nei calcoli sono stati assunti i seguenti parametri caratteristici di resistenza del terreno:

Materiale di riporto/riempimento

$$\gamma_K = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi_k = 35^\circ$$

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

Materiale di copertura

$$\gamma_K = 19.5 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi_k = 30^\circ$$

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

FAN alt

$$\gamma_K = 26 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi_k = 42^\circ$$

$$c' = 80 \text{ kPa}$$

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

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

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

Spalla A	
profondità	formazione
da 0 a 15 m	materiale di riporto
da 15 m a 20 m	materiale di copertura
da 20 m in poi	FAN alt
Pile 1 e 2	
profondità	formazione
da 0 a 15 m	materiale di riporto

da 15 m in poi	FAN alt
----------------	---------

Spalla B	
profondità	formazione
da 0 in poi	FAN alt

Tabella 5: Stratigrafie di riferimento

5.6 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 E**.

6. TIPOLOGIA DI FONDAZIONE ADOTTATE

6.1 Caratteristiche delle Fondazioni

Le fondazioni sono previste di tipo dirette o su pali di grande diametro (D1200-D1000).

In particolare, per la spalla B è prevista una fondazione diretta sul substrato roccioso, che in questo tratto risulta subaffiorante.

Per le pile e la spalla A, invece si prevede una fondazione profonda su pali D1200/D1000, in quanto i plinti poggiano interamente su terreno di riporto, che in questa zona ha spessori considerevoli tali da consentire l'esecuzione di pali di grande diametro

In particolare si prevedono :

Spalla A	21 pali D1200, lunghezza 22.0 m
Pila 1 e 2	16 pali D1000, lunghezza 18.0 m

Le verifiche del comportamento di gruppo dei pali soggetti a carichi assiali e trasversali sono state condotte con l'ausilio del programma GROUP.

Per le fondazioni dirette della Spalla B, infine, sono stati utilizzati fogli di calcolo Excel.

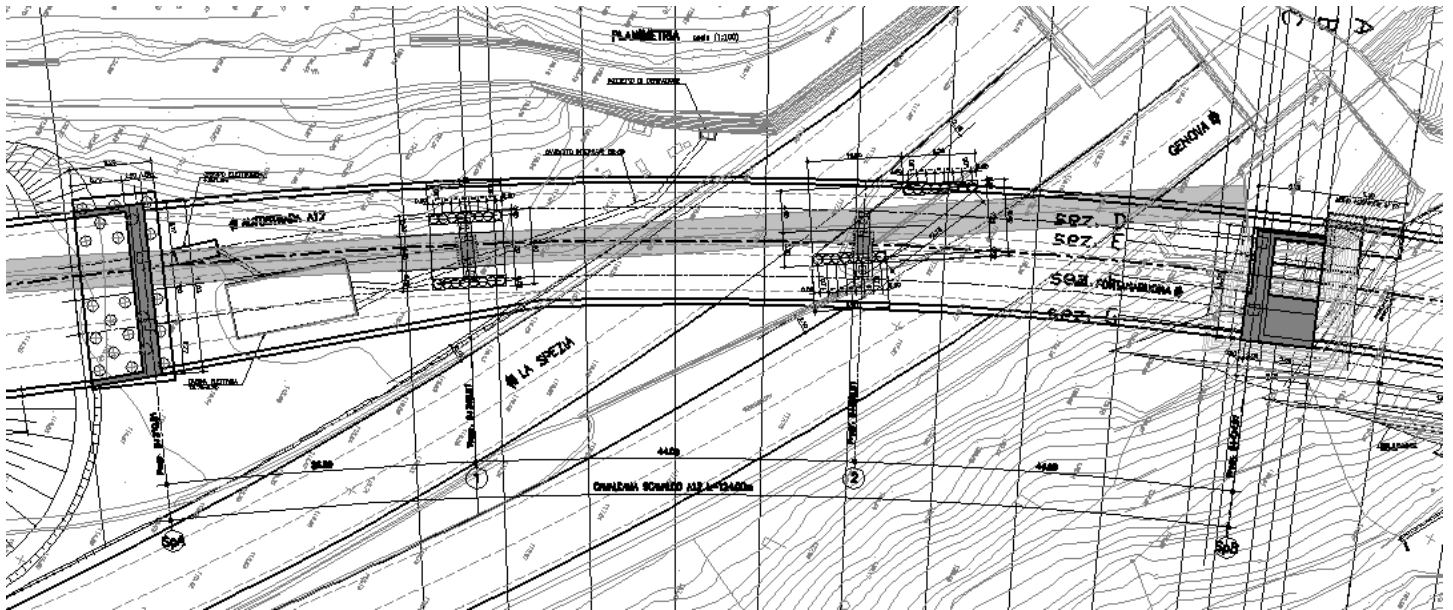


Figura 1: Stralcio planimetrico

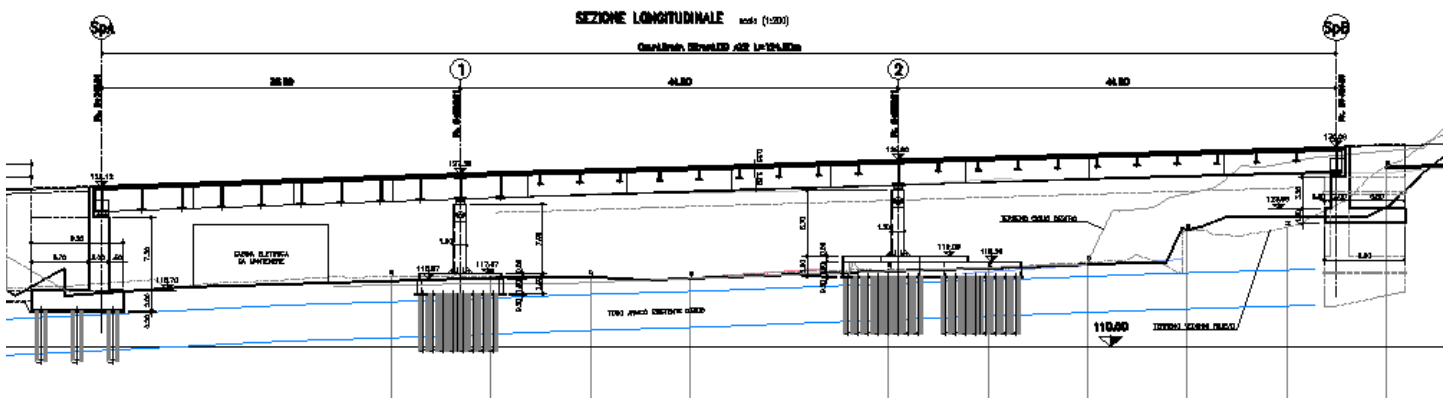


Figura 2: Profilo longitudinale viadotto

7. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

7.1 Premessa

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

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 6: Coefficienti parziali sulle azioni

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

Tabella 7: Coefficienti parziali sulle caratteristiche meccaniche dei terreni

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 Fondazioni dirette

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 (A1) sulle azioni del sistema,
i coefficienti parziali (M1) sui parametri geotecnici, e
i coefficienti parziali (R1) per le resistenze,
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 (A2) sulle azioni del sistema,
i coefficienti parziali (M2) sui parametri geotecnici, e
i coefficienti parziali (R2) per le resistenze,
è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Sinteticamente le verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando:

Approccio 1:

- Combinazione 1 (STR): $A1 + M1 + R1$
- Combinazione 2 (GEO): $A2 + M2 + R2$.

Le verifiche di stabilità globale devono invece essere svolte considerando quanto segue:

Approccio 1:

- Combinazione 2 (GEO): A2 + M2 + R2.

Nelle verifiche sopra menzionate si deve tener conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC (Doc. rif. [1]).

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)
Capacità portante	γ_R	1.00	1.8
Scorrimento	γ_s	1.00	1.1

Tabella 8: Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

7.3.1 Verifiche di sicurezza

Come riportato nel cap. 6.4 della Normativa di riferimento (Doc. rif. [1]), relativo alle opere con fondazioni superficiali, sono state prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi in campo statico ed 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 dell'insieme fondazione / terreno;
 - collasso per scorrimento del piano di posa;
 - stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (Comb. STR), relative a condizioni di:
 - Verifica della resistenza degli elementi strutturali – valutata confrontando le resistenze di progetto con la massima azione agente sugli elementi strutturali a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale.
- SLE relative a condizioni statiche e sismiche:
 - verifica dei requisiti prestazionali della fondazione, ovvero valutazione dei valori di spostamento e distorsione dell'opera finalizzata a verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

7.3.2 Verifiche SLU geotecniche – Collasso per carico limite

La valutazione della resistenza caratteristica R_k all'intradosso fondazione è stata condotta seguendo i criteri generali di progetto indicati per le fondazioni superficiali.

La resistenza caratteristica (R_k) può essere determinata in accordo all'equazione (formula di Brinch-Hansen, per fondazioni dirette):

$$R_k = q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q' N_q s_q d_q i_q g_q b_q;$$

nella quale:

N_c, N_q, N_γ	=	fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;
s_c, s_q, s_γ	=	fattori di forma della fondazione;
d_c, d_q	=	fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa D ;
i_c, i_q, i_γ	=	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
g_c, g_q, g_γ	=	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
b_c, b_q, b_γ	=	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della fondazione;

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate di seguito.

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof e schematizzati in Figura 3.

Le valutazioni della resistenza caratteristica R_k con le equazioni sopra riportate sono state condotte con riferimento ai valori dei carichi trasversali e verticali trasmessi dalla struttura in elevazione. I valori di (B') ed (L') sono calcolati con riferimento ai momenti trasmessi all'intradosso della fondazione, ottenuti tenendo conto dei momenti di trasporto dovuti al carico orizzontale.

fattori di capacità portante	N_c	$(N_q - 1) \cot \phi'$	
	N_γ	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	Vesic (1970)
	N_q	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		
	s_c	$1 + 0.2 k_p (B'/L')$	Meyerhof (1963)
	s_γ	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	s_q	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	approfondimento		
	d_c	$d_q - [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi')]$	De Beer e Ladanyi (1961)
	d_q	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ per $D/B' < 1$ $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$ per $D/B' > 1$	Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	inclinazione carico		
	i_c	$i_q - [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	Vesic (1970)
	i_γ	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^{(m+1)}$	"
	i_q	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^m$ $m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$	"
	inclinazione fondazione		
b_q	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	Brinch-Hansen (1970)	
b_γ	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"	
b_c	$b_q - [(1 - b_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	
inclinazione piano campagna			
g_q	$(1 - \tan \omega)^2$	Brinch-Hansen (1970)	
g_γ	$(1 - \tan \omega)^2$	"	
g_c	$g_q - [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	

Tabella 9: Fattori di capacità portante e correttivi utilizzati nelle formula di Brinch-Hansen

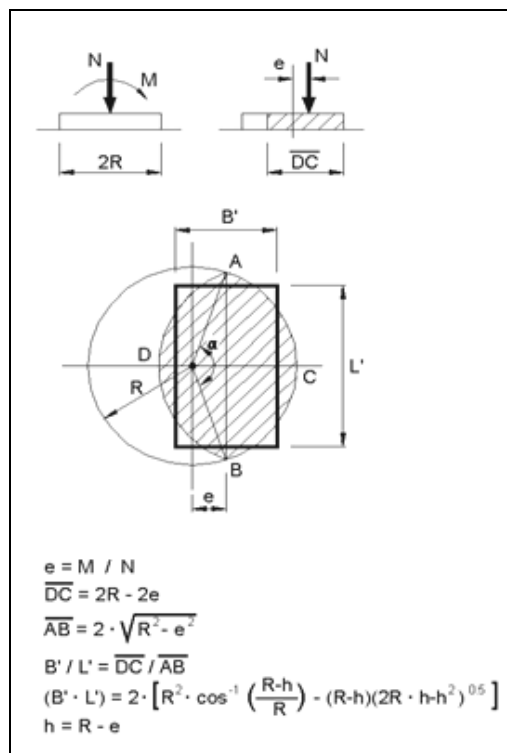


Figura 3 : Fondazione efficace equivalente (Meyerhof, 1953)

7.3.3 Verifiche SLU geotecniche – Collasso per scorrimento del piano di posa

Per la verifica allo scivolamento deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$R_d = \frac{N \cdot \operatorname{tg}(\delta_s)}{\gamma_R} \geq E_d = H$$

dove:

N = carico verticale totale a quota intradosso fondazione

H = carico orizzontale totale a quota intradosso fondazione

δ_s = angolo di attrito tra fondazione e terreno

Nel caso in esame si è assunto $\delta_s \approx \phi'_{cs}$ essendo ϕ'_{cs} l'angolo d'attrito a volume costante o di stato critico del terreno di fondazione.

7.3.4 Verifiche SLU geotecniche – Stabilità globale

In accordo a quanto prescritto dal Doc. rif. [1], ed a quanto riportato nel paragrafo 7.3, la verifica di stabilità globale dell'insieme fondazione-terreno è stata condotta secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) in condizioni statiche.

In condizioni sismiche, i coefficienti sulle azioni sono stati posti pari ad uno (Par.7.11.1 del Doc. rif. [1]).

7.3.5 Verifiche SLE - Cedimenti

La valutazione dei cedimenti della fondazione è stata effettuata in accordo ai criteri di letteratura per fondazioni dirette.

In particolare, il calcolo è stato condotto con il metodo di Berardi (1999). Tale metodo può essere applicato sia a depositi normalmente consolidati che a depositi sovraconsolidati, essendo tale aspetto tenuto in conto nella definizione del modulo di Young a piccole deformazioni.

L'applicazione del metodo di Berardi consiste nei seguenti passi:

- 1) valutazione del modulo di Young a piccole deformazioni (E'_0) medio nel tratto di interesse H riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche.

- 2) definizione del rapporto E'/E'_0 e quindi del modulo di Young "operativo" in funzione del rapporto s/B sulla base di quanto riportato nella Figura 4 (s è il cedimento e B è la dimensione della fondazione).
- 3) definizione della curva pressione-cedimento sulla base di diversi valori di s/B e di E' e della seguente equazione:

$$q'_n = \frac{s}{B \cdot (1 - \nu'^2) \cdot I_s} \cdot E'$$

dove:

$q'_n = (q' - \sigma'_{v0})$	=	incremento di pressione efficace media netta
$q' = N/A$	=	pressione efficace esercitata sul terreno dalla fondazione in kPa
N	=	carico verticale comprensivo del peso efficace del plinto
A	=	area della fondazione
σ'_{v0}	=	pressione verticale efficace geostatica alla quota intradosso plinto
B	=	dimensione minore della fondazione
ν'	=	rapporto di Poisson
I_s	=	coefficiente di influenza (vedi la Tabella 10 seguente)

- 4) valutazione del cedimento entrando nella curva di cui al punto precedente con il valore di progetto di q'_n .

Lo spessore della zona compressibile H_c è stato ipotizzato cautelativamente come segue:

- fondazioni quadrate o circolari $\Rightarrow H_c = 2 \cdot B$
- fondazioni nastriformi ($L/B > 10$) $\Rightarrow H_c = 3.5 \cdot B$
- fondazioni rettangolari ($L/B < 10$) $\Rightarrow H_c$ variabile linearmente tra $2 \cdot B$ e $3.5 \cdot B$.

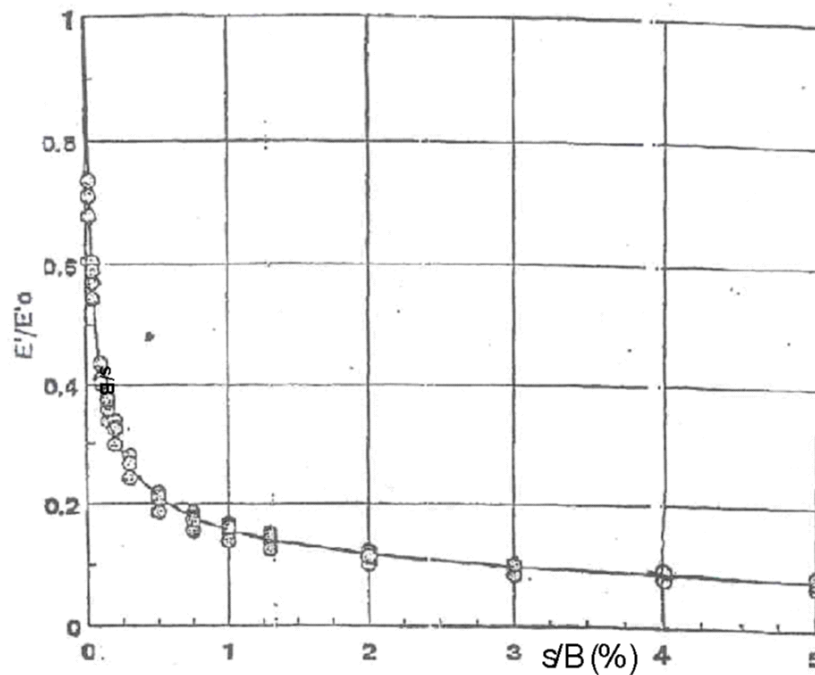


Figura 4 : Curva di decadimento del modulo di Young in funzione di s/B (Berardi, 1999)

H _c /B	Area rettangolare					Area circolare B = D
	L/B					
	1	2	3	5	10	
0.5	0.35	0.39	0.40	0.41	0.42	0.34
1.0	0.56	0.65	0.67	0.68	0.71	0.52
1.5	0.63	0.76	0.81	0.84	0.89	0.59
2.0	0.69	0.88	0.96	0.99	1.06	0.63

B = dimensione minore della fondazione rettangolare
L = dimensione maggiore della fondazione rettangolare
D = diametro della fondazione circolare
H = profondità di influenza, nell'ambito della quale si sviluppa gran parte del cedimento

Tabella 10 – Valori del coefficiente di influenza I_s (Tsytoich, 1951)

7.4 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]).

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

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

Tabella 11: Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali (vedi tab. 6.4. II NTC)

7.4.1 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:
 - 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;

Nel caso specifico è stata verificata la sola resistenza strutturale dei micropali (STR), in quanto le verifiche GEO e SLE sono state analizzate tenendo conto del comportamento complessivo della fondazione, a pozzo.

7.4.2 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 7.4.2.1), il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è ottenuto come:

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

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

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

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

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

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 12).

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:

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

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 12).

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 12: 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 11.

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 7.4.2.1.

7.4.2.1 Stima della resistenza dei pali soggetti a carichi assiali.

La portata limite (Q_{LIM}) di un palo 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 assunta nulla nel caso di trazione;

$Q_{L,LIM}$ = 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;

Stima portata di base e laterale per pali di grande diametro

Con riferimento ai valori dei parametri geotecnici del terreno, per la stima della portata di base e laterale dei pali di grande diametro, sono state utilizzate le correlazioni analitiche di seguito riportate:

Terreno coesivo	
<u>Portata di base</u>	
$q_b = 9 \times c_u + \gamma \times L$	Mobilitata interamente per profondità $z \geq z_c \Rightarrow z_c = m \times D$ con (D diametro del palo e m variabile tra 4 e 8) (Meyerhof, Sastry [1978])
<u>Portata laterale</u>	
$\tau_{lim} = \alpha \times c_u \leq 100 \text{ kPa}$	$\alpha = 0.9$ per $c_u \leq 25 \text{ kPa}$ $\alpha = 0.8$ per $25 < c_u \leq 50 \text{ kPa}$ $\alpha = 0.6$ per $50 < c_u \leq 75 \text{ kPa}$; $\alpha = 0.4$ per $c_u > 75 \text{ kPa}$ (AGI [1984])

Terreno granularePortata di base

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

la valutazione della capacità limite di base per terreni granulari è condotta facendo riferimento non alla condizione 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. I valori sono interamente mobilitati ad una "profondità critica" z_c , analogo al caso di terreno coesivo, con m variabile fra 4 e 21.

Portata laterale

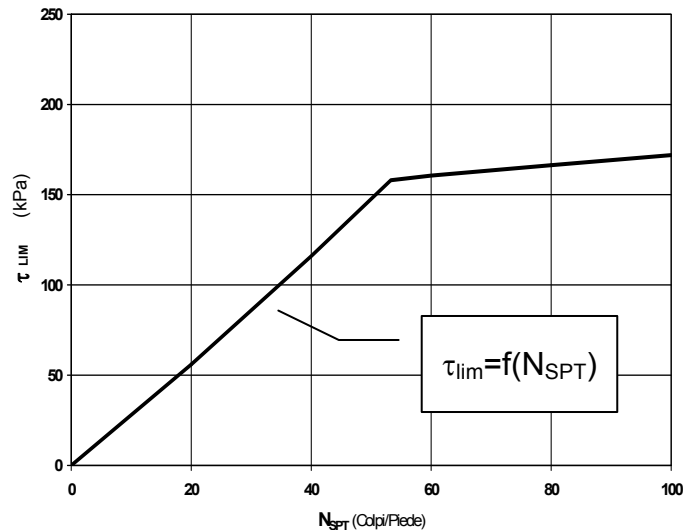
$$\tau_{lim} = K \times \sigma'_v \times \tan(\varphi) \leq f(N_{SPT})$$

$K=0.6$ rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace in prossimità del palo [Reese – Wright (1977)]

σ'_v = pressione geostatica verticale efficace

φ = angolo di attrito del materiale

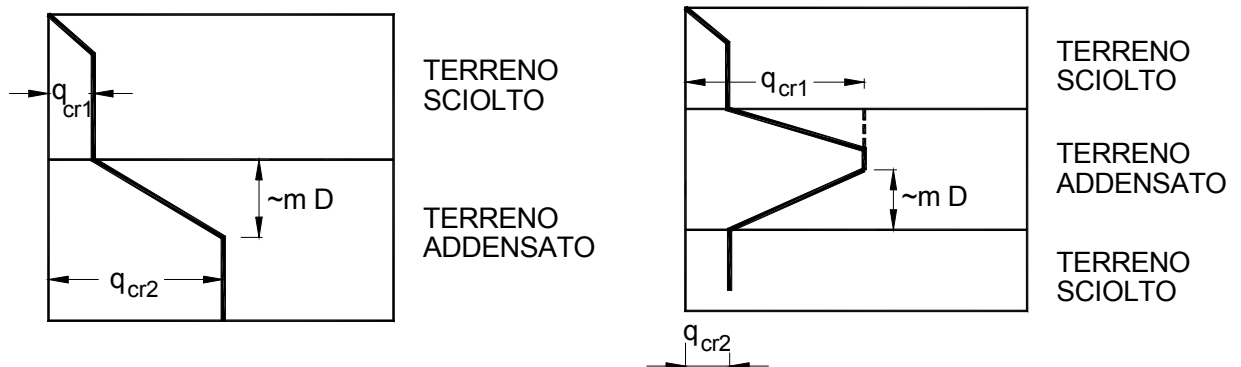
$\tau_{lim}=f(N_{SPT})$ vedi figura sotto riportata [Reese – Wright (1977)]



Terreni stratificati

Portata di base

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 della figura sotto riportata (secondo Meyerhof [1976]).



Nel caso specifico si è verificato che la lunghezza dei pali sia tale da garantire un immorsamento minimo nel substrato roccioso non inferiore a $2 \cdot D$ (D = diametro dei pali)

Il contributo della portata di punta, in materiali lapidei è stimata adottando la soluzione di Terzaghi:

$$q_{ult} = (\bar{c}' \times N_c \times s_c) + (\bar{q} \times N_q) + (0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma)$$

in cui, i fattori di capacità portante (N_c ; N_q e N_γ) sono stati calcolati comparando i valori proposti da Stagg e Zienkiewicz (1968) e quelli indicati da Tomlinson validi per materiali rocciosi.

La resistenza ultima così calcolata è stata "corretta", in modo da considerare lo stato di fessurazione del materiale, secondo quanto suggerito da Bowles (1991) che collega la riduzione della capacità ultima di punta al valore di (RQD) misurato durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici, secondo la seguente relazione:

$$q'_{ult} = q_{ult} \times (RQD)^2$$

Il contributo dell'aderenza laterale in roccia può essere espresso come espresso da Tomlinson:

$$\tau_{LIM} = \alpha \times \beta \times \sigma_c$$

ove

α = coefficiente riduttivo della resistenza a compressione semplice (σ'_c) secondo Horvarth, (1978), Rosemberg e Journeaux (1976) e Williams e Pells (1981)

β = fattore correttivo funzione del grado di alterazione delle roccia, ovvero di RQD e della spaziatura delle fratture

σ'_c = resistenza a compressione semplice

7.4.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali.

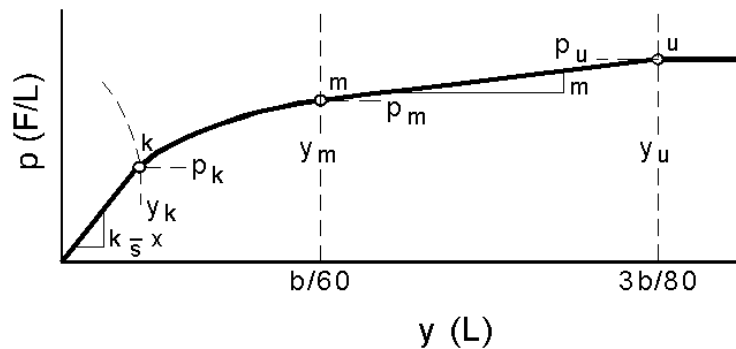
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante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

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

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

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

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

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

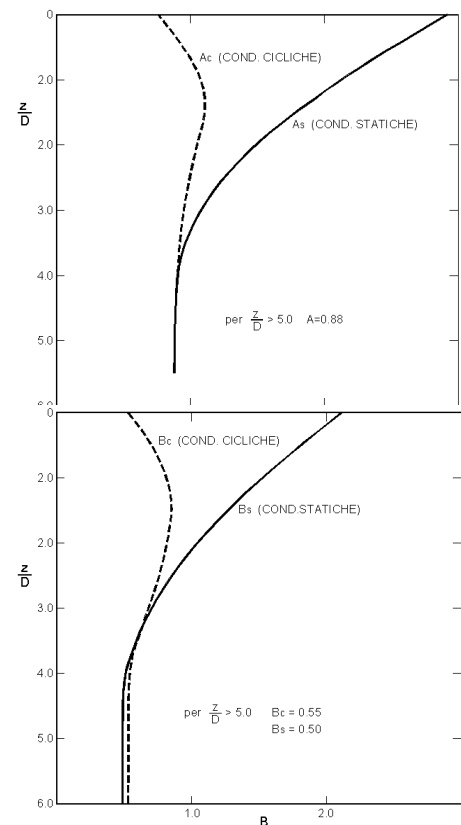
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

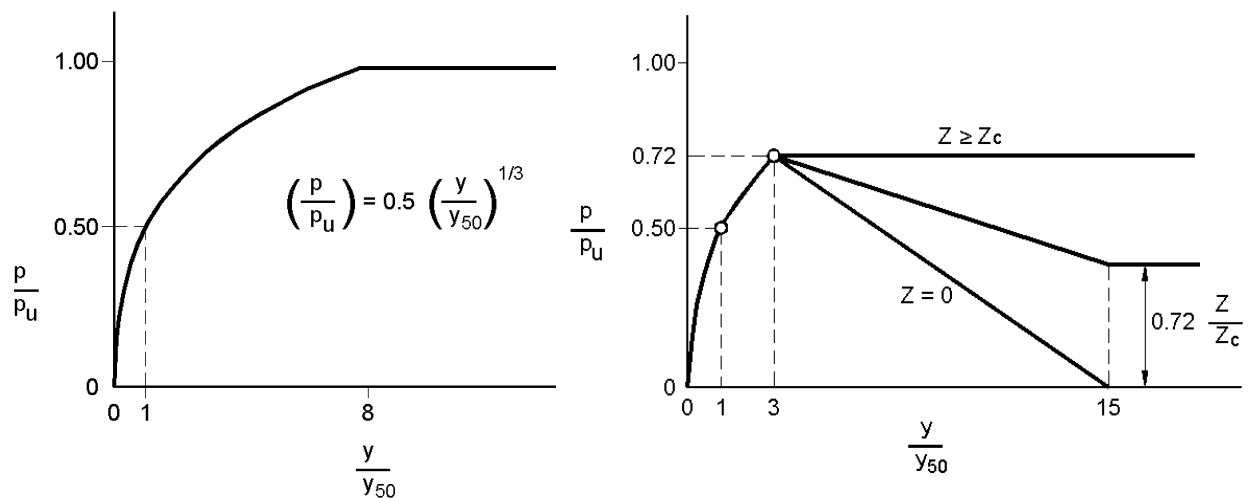
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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



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 $p=0.5 p_u$

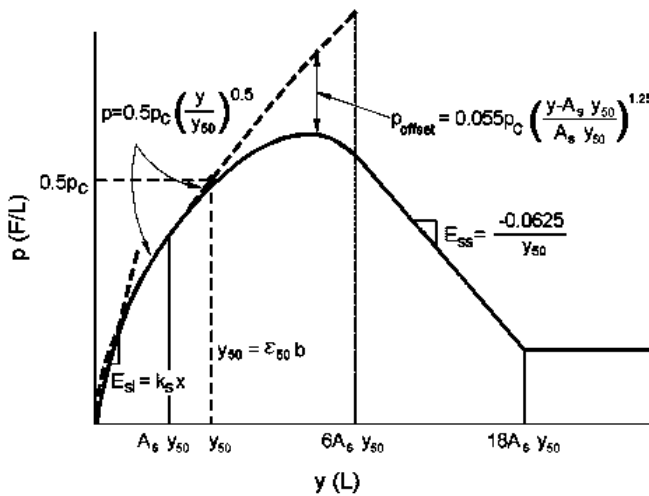
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

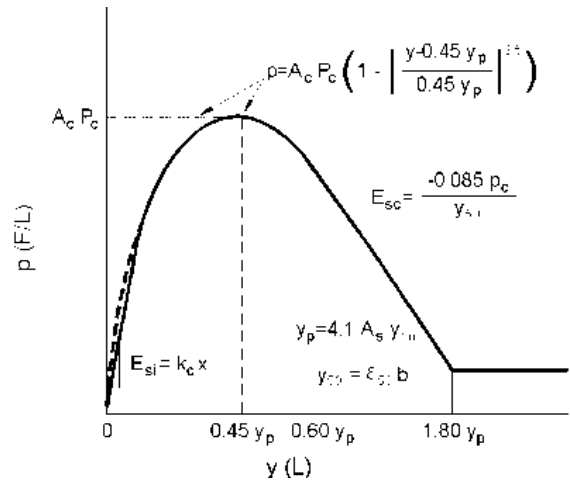
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

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

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



Carichi statici



Carichi ciclici

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

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

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

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

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace alla profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

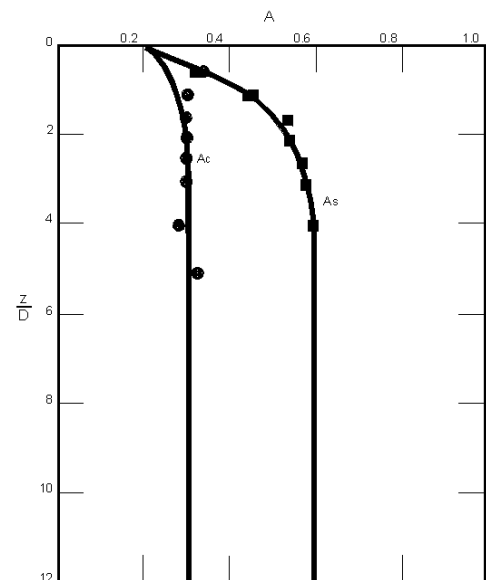
$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u$

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

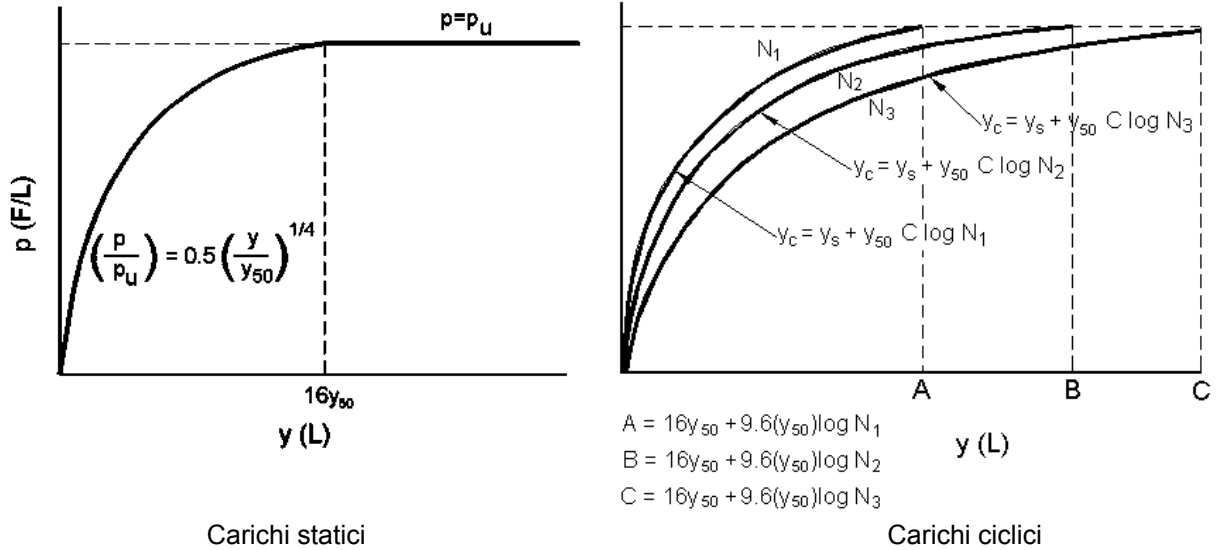
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

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

Le sollecitazioni sono state valutate rispetto a intradosso del plinto di fondazione. Per l'analisi di dettaglio dei carichi si rimanda alla relazione strutturale dell'opera.

8.1 Azioni di calcolo – Spalla A

Di seguito sono riassunti i carichi esaminati; le sollecitazioni sono state valutate rispetto il baricentro della spalla, a intradosso fondazione.

	N (kN)	T_{long} (kN)	M_{long} (kNm)
SLU STR 1	59008.49	20193.87	-60315.33
SLU STR 2	63264.53	19876.61	-67941.45
SLU SIS (q1) 1	42713.08	21234.39	-87327.62
SLU SIS (q1) 2	42743.38	21189.62	-86978.03
SLU SIS (q2) 1	42713.08	21552.32	-89298.74
SLU SIS (q2) 2	42743.38	21507.54	-88949.16
SLU GEO 1	45149.08	15586.44	-49379.92
SLU GEO 2	48455.06	15306.09	-54981.55
SIS GEO (q1) 1	42713.08	20831.47	-88213.44
SIS GEO(q1) 2	42743.38	20786.69	-87863.85
SIS GEO(q2) 1	42713.08	23838.69	-98350.57
SIS GEO(q2) 2	42743.38	23793.92	-98000.98
SLE 1	44356.74	14960.32	-46312.90
SLE 2	46861.97	14725.17	-50342.04
SLE fr 1	43714.28	14218.83	-42524.63
SLE fr 2	45065.63	14148.00	-45230.07
SLE qp 1	41583.61	12803.64	-35098.32
SLE qp 2	41845.08	12746.06	-35205.04

Tabella 13: Valori di calcolo delle azioni della fondazione Spalla A

Nelle verifiche si è tenuto conto di un'eccentricità dei carichi verticali, rispetto al baricentro della fondazioni pari a 1.9m.

8.2 Azioni di calcolo – Pile

Si riportano le azioni utilizzate per il dimensionamento delle fondazioni. Le sollecitazioni sono state valutate rispetto il baricentro del plinto, a intradosso fondazione.

Combination	Fx (kN)	Fy (kN)	Mz (kNm)	Fz (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)
SLU STR max Fz	3003.78	-41.31	280.62	-2758.24	0.00	64.20
SLU STR min Fz	10550.11	5.50	-17.87	-7076.65	0.00	-11.46
SLU STR max My	5184.13	148.53	-1177.62	-4222.48	0.00	-251.56
SLU STR min My	6480.68	-164.30	1294.25	-5022.24	0.00	267.91
SLU GEO max Fz	3011.19	-30.16	196.96	-2768.30	0.00	45.70
SLU GEO min Fz	8648.15	5.31	-19.79	-5798.40	0.00	-10.74
SLU GEO max My	4893.47	132.22	-1049.38	-4027.05	0.00	-224.31
SLU GEO min My	5163.38	-139.82	1100.95	-4040.02	0.00	227.99
Ed SLV max Fz	3698.25	127.90	-1034.14	-4568.23	0.00	-212.12
Ed SLV min Fz	6436.24	-132.06	1064.33	-3546.45	0.00	215.94
Ed SLV max My	4492.91	328.60	-2661.84	-4231.72	0.00	-549.29
Ed SLV min My	5634.92	-331.33	2680.51	-3879.86	0.00	550.73
SLE RARA max Fz	3411.01	-28.24	192.22	-2948.90	0.00	43.47
SLE RARA min Fz	7810.72	1.12	8.43	-5239.93	0.00	-3.64
SLE RARA max My	4901.40	109.06	-867.28	-3976.35	0.00	-185.29
SLE RARA min My	4887.44	-122.23	965.35	-3759.78	0.00	199.54
SLE FREQ max Fz	4132.82	-7.98	55.98	-3284.18	0.00	11.38
SLE FREQmin Fz	6057.01	-13.21	104.24	-4295.61	0.00	19.58
SLE FREQmax My	4466.51	11.20	-85.28	-3443.23	0.00	-19.68
SLE FREQ min My	4440.97	-24.53	190.51	-3430.23	0.00	39.46
SLE Q.P. max Fz	4278.93	-2.90	21.87	-3351.76	0.00	3.37
SLE Q.P. min Fz	4636.87	-12.20	97.75	-3525.57	0.00	19.40
SLE Q.P. max My	4320.40	6.12	-51.18	-3375.65	0.00	-11.67
SLE Q.P. min My	4587.08	-19.45	156.40	-3497.81	0.00	31.45

Tabella 14: Valori di calcolo delle azioni della fondazioni pila 1 cordolo sx

Combination	Fx (kN)	Fy (kN)	Mz (kNm)	Fz (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)
SLU STR max Fz	3855.44	15.95	-58.07	3173.41	0.00	28.63
SLU STR min Fz	12017.51	-14.67	74.18	6486.41	0.00	-29.84
SLU STR max My	5919.06	250.16	-1749.38	3777.85	0.00	403.50
SLU STR min My	8169.43	-273.01	1922.36	5570.93	0.00	-455.27
SLU GEO max Fz	4041.89	14.89	-57.70	3197.09	0.00	26.23
SLU GEO min Fz	9883.19	-3.43	-1.82	5222.19	0.00	-11.04
SLU GEO max My	5823.44	222.85	-1558.90	3642.88	0.00	358.91

SLU GEO min My	6588.26	-232.31	1635.25	4513.39	0.00	-387.41
Ed SLV max Fz	4893.40	192.66	-1378.15	3760.48	0.00	-381.60
Ed SLV min Fz	7519.78	-196.10	1405.81	4416.29	0.00	371.46
Ed SLV max My	5732.60	553.47	-3953.69	3907.19	0.00	-858.65
Ed SLV min My	6680.58	-556.92	3981.35	4269.58	0.00	848.51
SLE RARA max Fz	4287.50	3.00	16.33	3266.90	0.00	5.91
SLE RARA min Fz	8853.28	-6.23	24.20	4794.84	0.00	-14.27
SLE RARA max My	5787.93	183.98	-1288.38	3692.66	0.00	295.91
SLE RARA min My	5997.41	-203.28	1433.85	4128.94	0.00	-338.63
SLE FREQ max Fz	5019.95	-23.91	179.06	3458.01	0.00	-39.81
SLE FREQmin Fz	6886.97	11.76	-82.83	4067.72	0.00	17.45
SLE FREQmax My	5063.72	18.94	-126.73	3368.51	0.00	29.56
SLE FREQ min My	5341.05	-40.47	282.95	3570.24	0.00	-68.29
SLE Q.P. max Fz	5171.19	-32.01	229.74	3501.84	0.00	-53.76
SLE Q.P. min Fz	5233.58	10.49	-73.51	3436.90	0.00	15.03
SLE Q.P. max My	5214.96	10.84	-76.05	3412.34	0.00	15.61
SLE Q.P. min My	5189.81	-32.37	232.28	3526.40	0.00	-54.34

Tabella 15: Valori di calcolo delle azioni della fondazioni pila 1 cordolo dx

Combination	Fx (kN)	Fy (kN)	Mz (kNm)	Fz (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)
SLU STR max Fz	6263.17	1560.82	2408.19	-472.08	0.00	-464.06
SLU STR min Fz	16773.56	983.38	26022.04	-1174.10	0.00	1357.75
SLU STR max My	7907.12	2234.36	1500.47	-1011.13	0.00	-278.60
SLU STR min My	16679.16	917.12	26237.56	-1164.88	0.00	1411.11
SLU GEO max Fz	6229.39	1487.43	2825.49	-528.66	0.00	-320.91
SLU GEO min Fz	13753.55	776.31	21488.69	-956.41	0.00	1124.95
SLU GEO max My	7628.54	2060.19	2055.77	-987.73	0.00	-162.07
SLU GEO min My	13674.61	720.96	21668.56	-948.68	0.00	1169.46
Ed SLV max Fz	7659.79	2188.90	1376.75	-1326.59	0.00	-640.39
Ed SLV min Fz	10370.49	324.89	17954.93	-660.57	0.00	1843.04
Ed SLV max My	7697.34	2218.72	1271.14	-1330.29	0.00	-665.90
Ed SLV min My	10325.99	291.85	18066.62	-656.64	0.00	1871.49
SLE RARA max Fz	6682.12	1374.13	4405.62	-581.21	0.00	-138.39
SLE RARA min Fz	12427.56	753.43	19117.76	-853.54	0.00	961.28
SLE RARA max My	8197.16	1984.88	3712.15	-1093.05	0.00	21.66
SLE RARA min My	12350.22	698.83	19296.02	-846.06	0.00	1005.55
SLE FREQ max Fz	7433.63	1077.18	7744.01	-761.98	0.00	391.40
SLE FREQmin Fz	10019.38	979.43	13170.71	-747.10	0.00	538.65
SLE FREQmax My	7480.57	1114.45	7611.99	-766.61	0.00	359.51
SLE FREQ min My	9959.51	936.12	13314.61	-741.56	0.00	574.85
SLE Q.P. max Fz	7584.57	1001.25	8518.83	-802.47	0.00	517.97

SLE Q.P. min Fz	7997.27	1003.13	9275.12	-786.05	0.00	502.76
SLE Q.P. max My	7631.51	1038.52	8386.81	-807.10	0.00	486.08
SLE Q.P. min My	7941.64	961.82	9414.73	-781.14	0.00	538.33

Tabella 16: Valori di calcolo delle azioni della fondazioni pila 2 cordolo sx

Combination	Fx (kN)	Fy (kN)	Mz (kNm)	Fz (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)
SLU STR max Fz	1419.16	-239.67	-1879.57	178.52	0.00	212.69
SLU STR min Fz	6627.15	-2944.01	-24989.92	2212.38	0.00	920.03
SLU STR max My	6623.55	-2946.91	-25003.46	2215.76	0.00	923.65
SLU STR min My	1426.49	-244.77	-1830.12	184.98	0.00	229.41
SLU GEO max Fz	1610.07	-341.89	-2850.38	257.20	0.00	238.26
SLU GEO min Fz	5425.00	-2472.48	-20824.00	1851.51	0.00	740.39
SLU GEO max My	5422.00	-2474.90	-20835.30	1854.33	0.00	743.41
SLU GEO min My	1616.25	-346.29	-2808.50	262.77	0.00	252.57
Ed SLV max Fz	1969.05	-483.70	-16754.95	314.23	0.00	107.19
Ed SLV min Fz	4484.41	-1992.85	-4593.54	1579.85	0.00	890.36
Ed SLV max My	2020.14	-507.50	-17028.90	327.65	0.00	94.47
Ed SLV min My	4433.33	-1969.06	-4319.59	1566.42	0.00	903.08
SLE RARA max Fz	1853.62	-478.09	-4063.07	367.62	0.00	294.82
SLE RARA min Fz	4858.92	-2152.06	-18267.08	1614.87	0.00	666.74
SLE RARA max My	4855.93	-2154.48	-18278.31	1617.69	0.00	669.75
SLE RARA min My	1859.38	-481.59	-4025.24	372.09	0.00	306.88
SLE FREQ max Fz	2577.11	-868.06	-7786.32	669.97	0.00	397.25
SLE FREQmin Fz	3635.49	-1457.06	-12620.66	1090.93	0.00	478.82
SLE FREQmax My	3633.02	-1459.09	-12629.85	1093.28	0.00	481.31
SLE FREQ min My	2622.24	-919.31	-7728.55	737.00	0.00	532.66
SLE Q.P. max Fz	2728.34	-954.91	-8519.31	742.53	0.00	442.70
SLE Q.P. min Fz	2805.08	-989.08	-8890.18	762.10	0.00	427.85
SLE Q.P. max My	2802.62	-991.12	-8899.21	764.45	0.00	430.32
SLE Q.P. min My	2730.81	-952.87	-8510.28	740.19	0.00	440.23

Tabella 17: Valori di calcolo delle azioni della fondazioni pila 2 cordolo dx

8.3 Azioni di calcolo – Spalla 2

Di seguito sono riassunti i carichi esaminati; le sollecitazioni sono state valutate rispetto il baricentro della spalla, a intradosso fondazione.

	N (kN)	T_{long} (kN)	M_{long} (kNm)
SLU STR 1	63878.87	13777.14	-71724.20
SLU STR 2	66015.04	13417.34	-79769.42
SLU SIS (q1) 1	44330.01	17217.62	-97302.02
SLU SIS (q1) 2	44507.31	16217.91	-88562.24
SLU SIS (q2) 1	44330.01	17433.59	-98662.63
SLU SIS (q2) 2	44507.31	16433.88	-89922.85
SLU GEO 1	48732.34	10633.22	-58239.04
SLU GEO 2	50546.01	10317.44	-64969.76
SIS GEO (q1) 1	44330.01	16862.92	-98123.21
SIS GEO(q1) 2	44507.31	15863.20	-89383.43
SIS GEO(q2) 1	44330.01	18985.54	-104903.3
SIS GEO(q2) 2	44507.31	17985.82	-96163.51
SLE 1	47286.31	10204.54	-52952.32
SLE 2	48898.80	9941.26	-59105.99
SLE fr 1	46390.17	9653.46	-49447.79
SLE fr 2	47070.14	9573.87	-52347.61
SLE qp 1	43472.14	8703.67	-40064.42
SLE qp 2	43699.15	8641.02	-40682.56

Tabella 18: Valori di calcolo delle azioni della fondazione Spalla B

9. FONDAZIONI DIRETTE

9.1 Parametri del modello geotecnico

Per la spalla in esame, in funzione dei ridotti spessi di ricopertura, si è tenuto conto della presenza del substrato alterato come terreno di fondazione.

In particolare i parametri utilizzati nelle analisi sono i seguenti:

Formazione FAN alterato

$$\gamma_k = 26 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi_k = 42^\circ$$

$$c' = 80 \text{ kPa}$$

Tenuto conto delle incertezze sul materiale ipotizzato ad appoggio fondazione e per evitare ulteriori approfondimenti del piano di appoggio della fondazione sono stati comunque previsti micropali di "cucitura" con il substrato roccioso. La presenza di tali micropali non è stata comunque tenuta in conto nelle verifiche geotecniche dell'opera.

9.2 Risultati Spalla B

9.2.1 Premessa

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 7.3 ed alle caratteristiche stratigrafico-geotecniche descritte nei capitoli precedenti.

9.2.2 Collasso per carico limite

Le verifiche allo stato limite per raggiungimento del carico di collasso del sistema fondazione-terreno sono state condotte secondo i criteri di calcolo precedentemente riportati.

Le verifiche in condizioni statiche sono state effettuate in condizioni drenate, mentre per le verifiche in condizioni sismiche si è fatto riferimento a condizioni non drenate, in ragione della natura ciclica e dinamica dell'azione sismica.

I parametri geotecnici di calcolo utilizzati sono quelli riportati nel precedente paragrafo 9.1.

Nelle tabelle che seguono sono riportati i risultati delle verifiche a carico limite per ognuna delle fondazioni in oggetto: come si evince da tali tabelle, le verifiche sono soddisfatte.

9.2.3 Collasso per scorrimento del piano di posa

La verifica a collasso per scorrimento del piano di posa, condotta sulla base di quanto riportato nel paragrafo 7.3.3, è stata effettuata con riferimento alle combinazioni di carico più gravose in relazione alla verifica considerata.

La verifica in oggetto è stata condotta considerando lo scorrimento della fondazione nella direzione longitudinale all'asse del viadotto (dimensione B).

Nella seguente **Tabella 20** sono riportati i risultati della verifica in oggetto, che risulta soddisfatta.

Sollecitazioni							
		SLU GEO 1	SLU GEO 2	IS GEO (q1)	IS GEO(q1)	IS GEO(q2)	IS GEO(q2) 2
Risultante Forze Normali	N =	48732.3	50546.0	44330.0	44507.3	44330.0	44507.3
Momento longitudinale	M _B =	58239.0	64969.8	98123.2	89383.4	104903.3	96163.5
Momento trasversale	M _L =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Taglio longitudinale	H _B =	10633.2	10317.4	16862.9	15863.2	18985.5	17985.8
Taglio trasversale	H _L =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Caratteristiche del Terreno							
Peso Specifico Sommerso	γ' =	16.0	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00
Peso Specifico in Sito	γ =	26.0	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00
Angolo Resistenza Taglio	φ =	42.0	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00
	γ _φ =	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
Angolo Resistenza Taglio	φ =	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77
	γ _R =	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	R _d =	31911.9	33099.5	29029.0	29145.1	29029.0	29145.1
	Ed =	10633.2	10317.4	16862.9	15863.2	18985.5	17985.8

Tabella 20: SPALLA B – Risultati verifica a scorrimento

9.2.4 Stabilità globale – risultati della verifica

Le verifiche di stabilità globale, nel caso specifico, vengono omesse in quanto non ritenute dimensionanti, tenuto conto della tipologia di terreno di fondazione e la geometria dell'opera.

9.2.5 Valutazione cedimenti - risultati

Le verifiche dei cedimenti sono state condotte tenendo conto delle combinazioni SLE, sulla base di quanto detto al paragrafo 7.3.5.

Il cedimento ottenuto è compatibile con le prestazioni della struttura essendo di entità molto ridotta (< 1.0 mm), come atteso, dato che il terreno di fondazione è caratterizzato da buone proprietà geomeccaniche.

10.FONDAZIONI SU PALI

10.1 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 di input introdotti nel modello di calcolo sono i seguenti:

Spalla A					
profondità	γ	τ_{lim}	ϕ	q_b	K
da 0 a 20 m	20	100	35	2000	30000
da 20 in poi	26	200	42	4500	339000

Pile					
profondità	γ	τ_{lim}	ϕ	q_b	K
da 0 a 15 m	20	100	35	2000	30000
da 15 in poi	26	200	42	4500	339000

- γ ⇒ Peso di volume (kN/m³)
- τ_{lim} ⇒ Attrito unitario laterale limite (kPa)
- q_b ⇒ Resistenza ultima alla punta (kPa)
- ϕ ⇒ Angolo di resistenza al taglio (°)
- K ⇒ Modulo di reazione iniziale (kN/m³)

10.2 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 R_d , in funzione della profondità.

Utilizzando le formulazioni indicate al par. 7.4.2.1 è possibile ottenere i profili di resistenza caratteristica e di progetto riportate nelle figure seguenti. La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 7.4.2 adottando i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi a n.1 verticale di indagine a disposizione per sistema di fondazione.

Nel caso delle pile, tenuto conto della vicinanza tra i pali dei setti, la capacità portante è stata ridotta dal 50% rispetto a quella del palo singolo.

I valori delle resistenze di progetto, così trovati sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo le combinazioni GEO e sismiche.

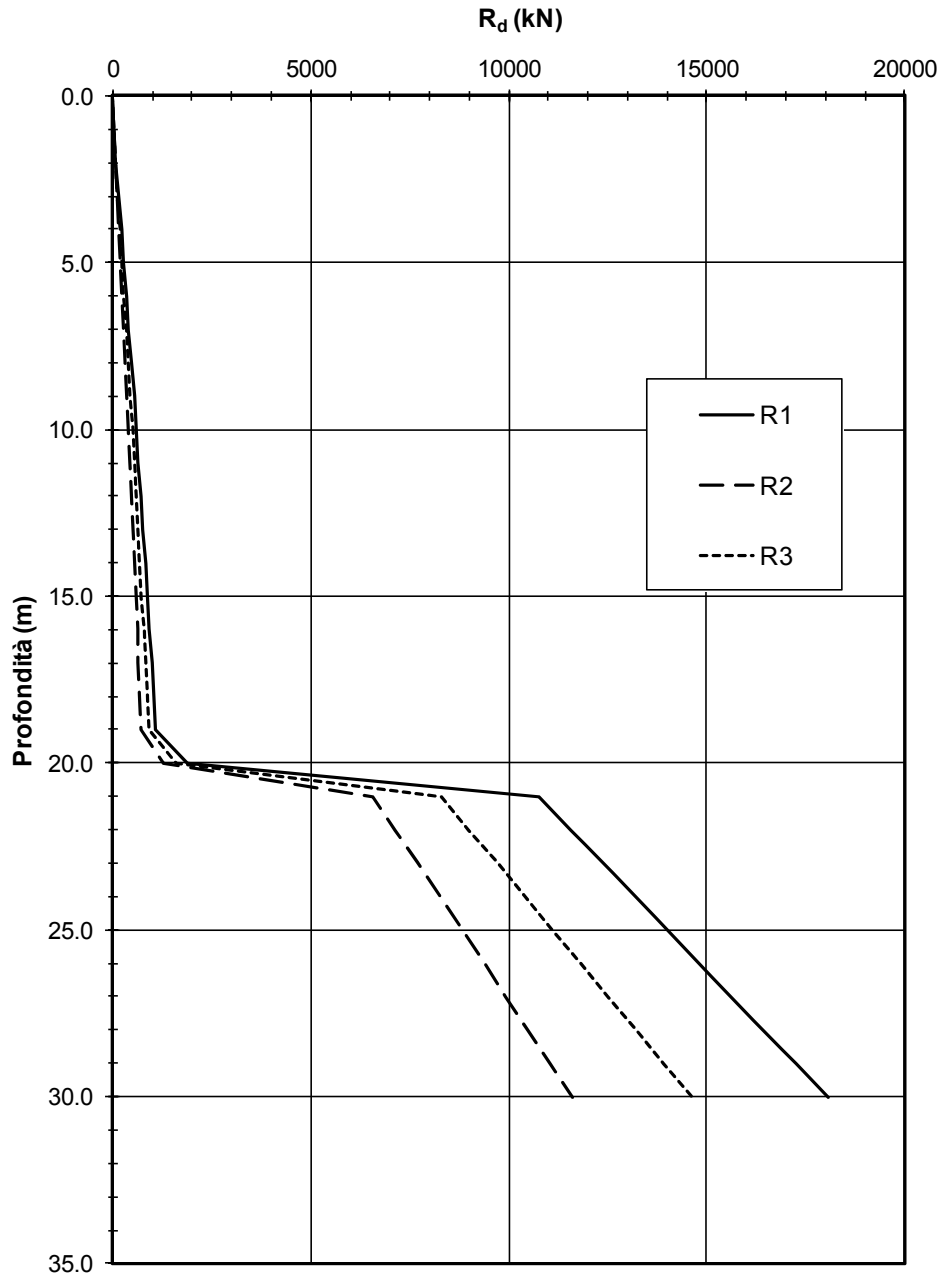


Figura 5: Curve di capacità portante pali 1200 - Spalla

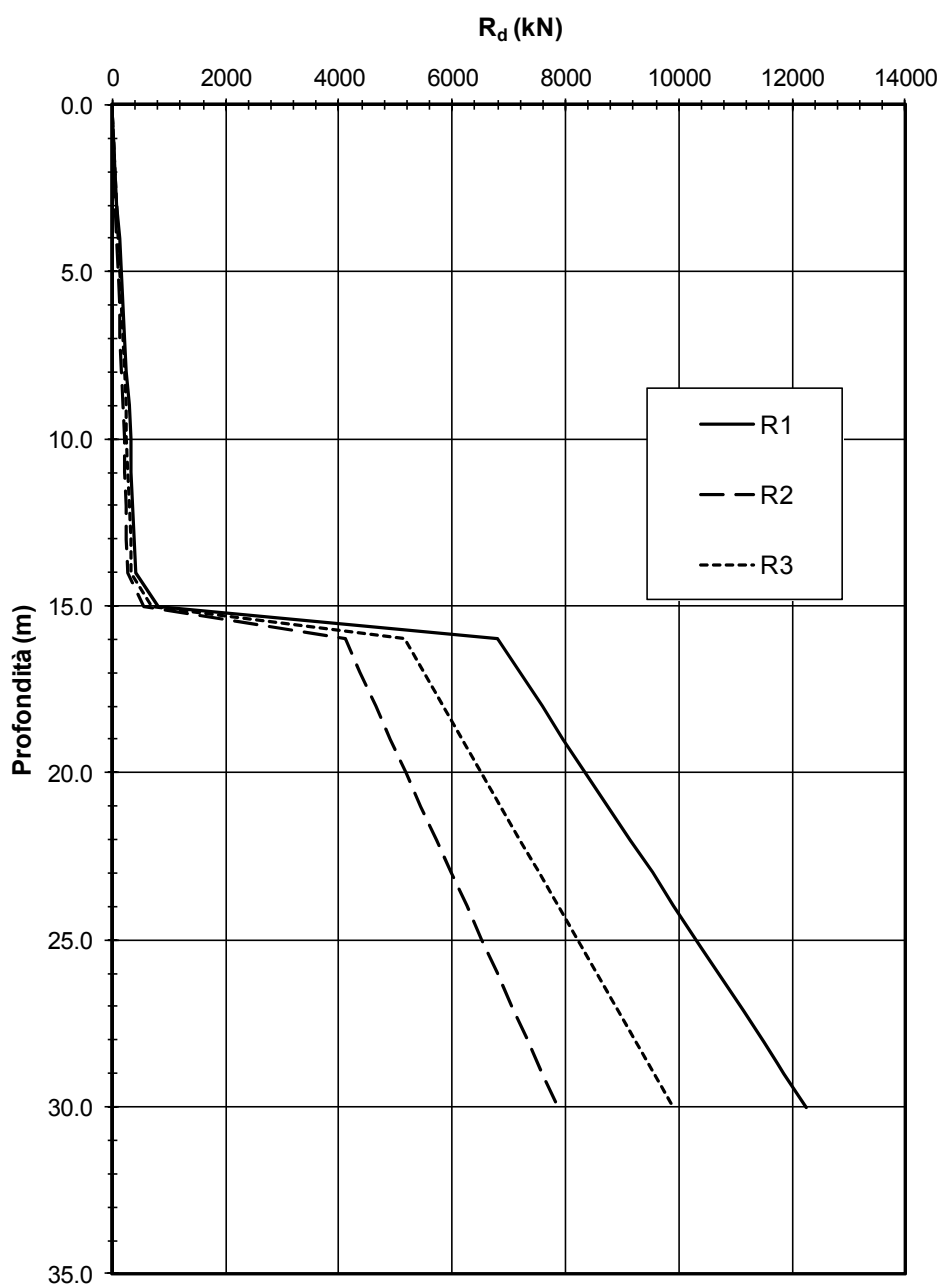


Figura 6: Curve di capacità portante pali 1000 - Pile

10.3 Risultati Spalla 2

10.3.1 Premessa

Nella Figura 7 è illustrato lo schema della palificata, con il sistema di riferimento globale e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

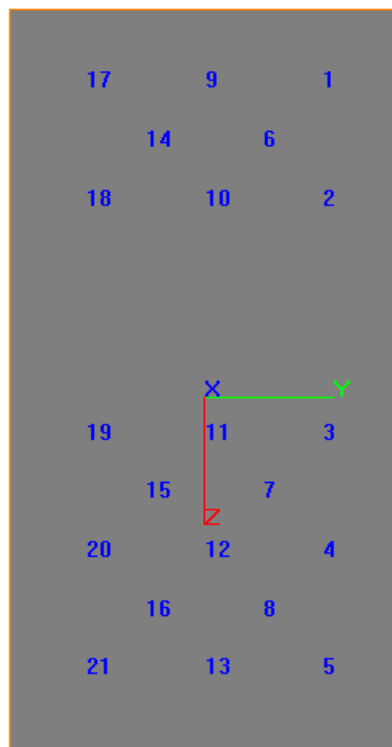


Figura 7: Schema spalla

10.3.2 Risultati

Nella successiva tabella sono riportate le azioni assiali, di taglio e di momento dimensionanti.

Spalla	SLU GEO	SISMA GEO	SLU STR	SISMA	SLE
N_{\max}	4570	5960	5960	5560	4340
N_{\min}	-77.8	-2020	-68.2	-1620	8.07
M_{\max}	-	-	3600.4	3840.4	2500.3
T_{\max}	-	-	1500.1	1600.1	-

Tabella 21: Massime sollecitazioni di calcolo - Spalla B

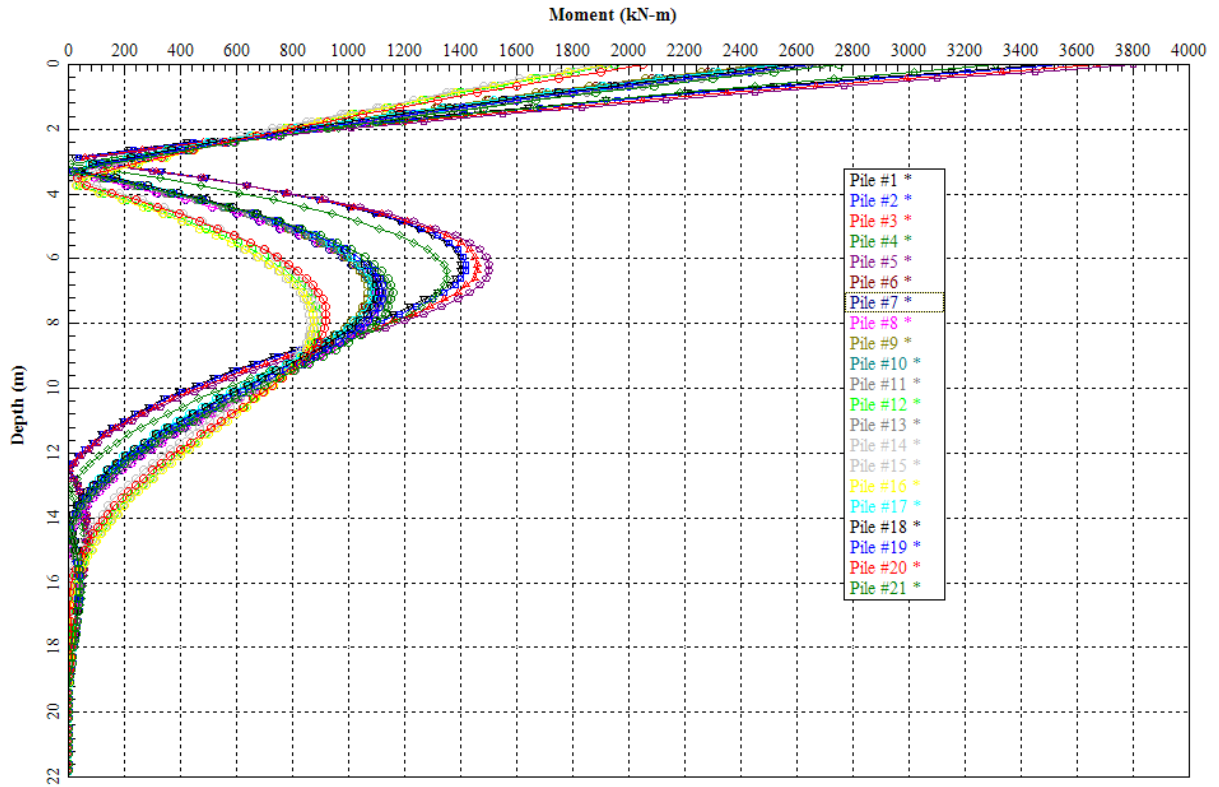


Figura 8: Andamento del momento con la profondità - comb SLU SIS (q2)

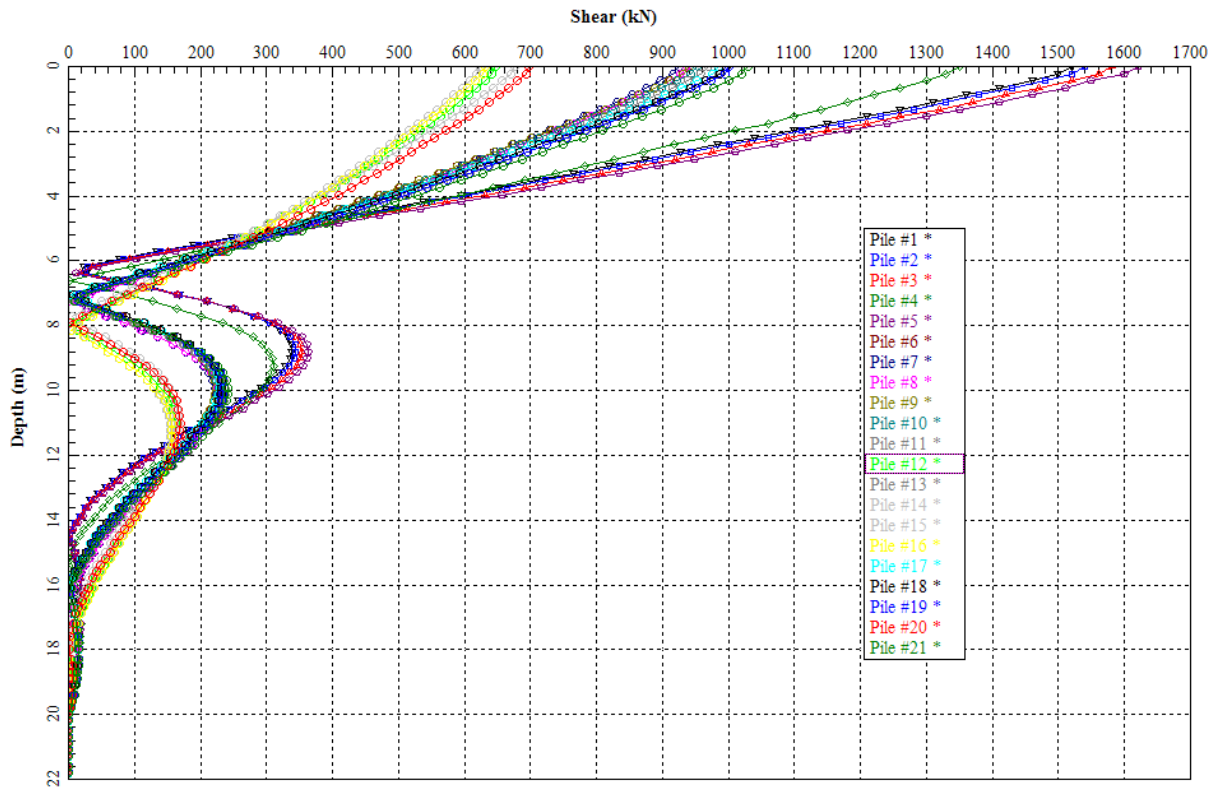


Figura 9: Andamento del taglio con la profondità - comb SLU SIS (q2)

10.3.3 Verifiche geotecniche

Le resistenze di progetto R_d , per un palo con D1200, L = 22 m risultano:

Resistenza a compressione (M2): 7135 kN

Le verifiche pertanto risultano soddisfatte

All'atto dell'esecuzione dei pali si dovrà comunque verificare che la lunghezza dei pali sia tale da garantire un immorsamento minimo nel substrato roccioso non inferiore a $2 \cdot D$ (D = diametro dei pali)

10.4 Risultati Pile

10.4.1 Premessa

Nella Figura 10 è illustrato lo schema della palificata, con il sistema di riferimento globale e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

Nel caso specifico sono stati analizzati separatamente i due setti che costituiscono le fondazioni delle pile, caratterizzati ciascuno da una fila di 8 pali D1000.

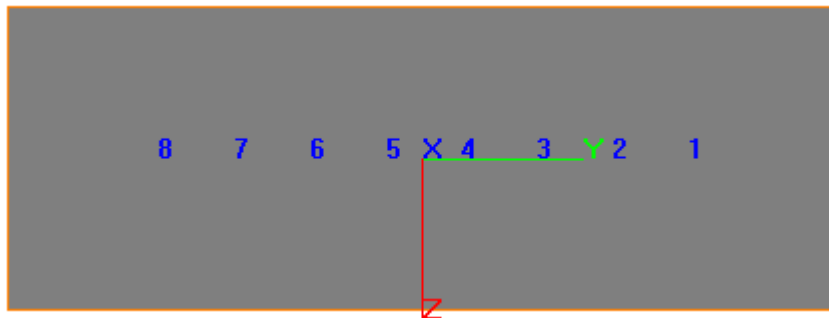


Figura 10: Schema pila

10.4.2 Risultati

I risultati si riferiscono alla Pila 2, caratterizzata da maggiori sollecitazioni.

Nella successiva tabella sono riportate le azioni assiali, di taglio e di momento dimensionanti.

Pila	SLU GEO	SLU STR	SISMA	SLE
N_{max}	1630	1960	1470	1460
N_{min}	-331	-369	-1000	-294
M_{max}	-	2174.4	1368.4	1516.1
T_{max}	-	937.74	671.51	-

Tabella 22: Massime sollecitazioni di calcolo - Pile - setto dx

Pila	SLU GEO	SLU STR	SISMA	SLE
N_{max}	3250	3820	2640	2900
N_{min}	105	135	-128	123
M_{max}	-	1445.7	1471.6	1291.1
T_{max}	-	630.97	674.53	-

Tabella 23: Massime sollecitazioni di calcolo - Pile - setto sx

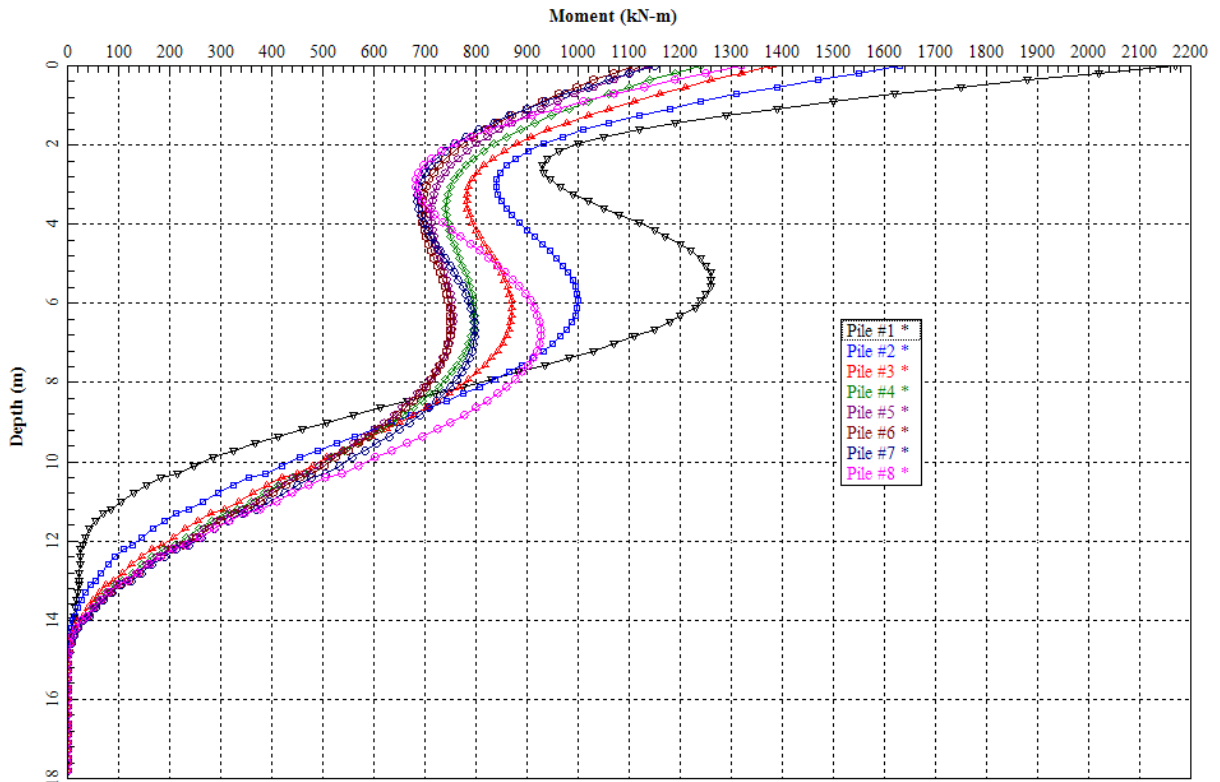


Figura 11: Andamento del momento con la profondità - comb SLU STR min Fz setto dx

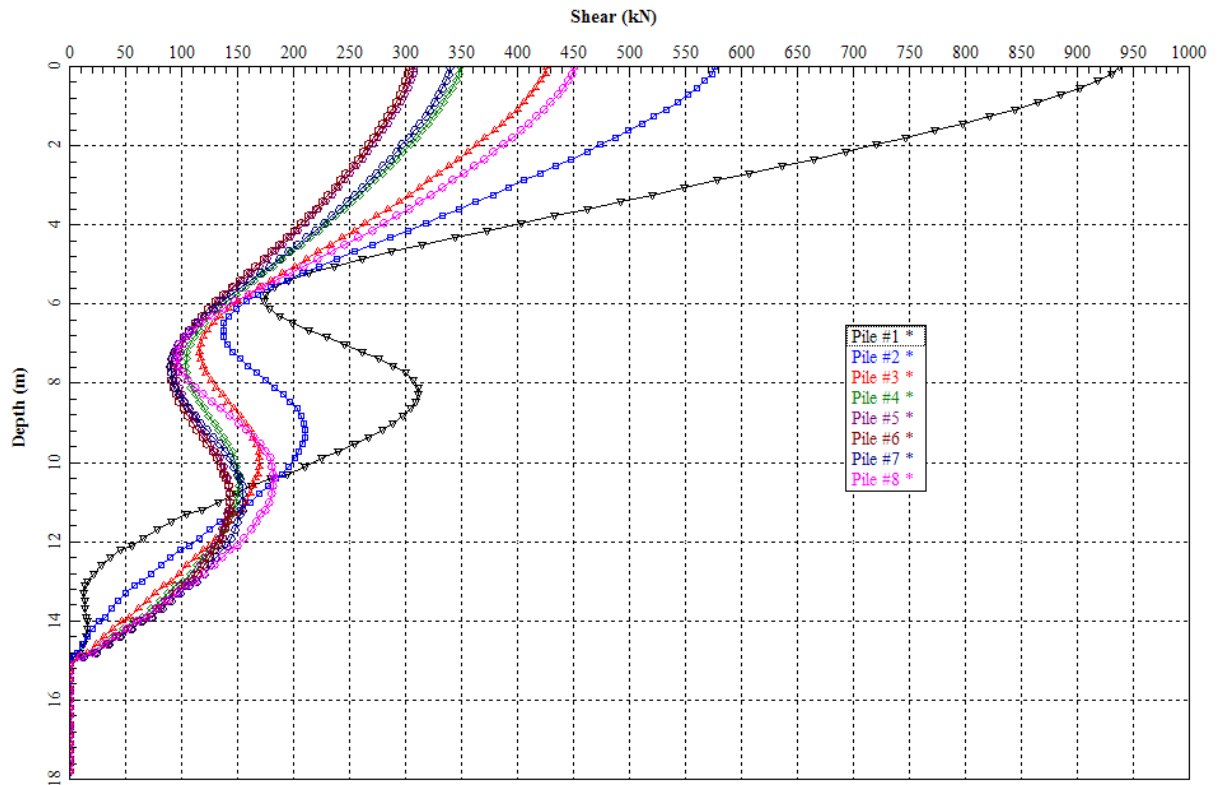


Figura 12: Andamento del taglio con la profondità - comb SLU STR min Fz setto dx

10.4.3 Verifiche geotecniche

Le resistenze di progetto R_d , per un palo con D1000, L = 18 m risultano:

Resistenza a compressione (M2): 4641 kN

Le verifiche pertanto risultano soddisfatte

All'atto dell'esecuzione dei pali si dovrà comunque verificare che la lunghezza dei pali sia tale da garantire un immersione minimo nel substrato roccioso non inferiore a 2·D (D = diametro dei pali)