



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

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

PROGETTO DEFINITIVO


OPERE D'ARTE MAGGIORI

RAMPE SVINCOLO A12

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
RAMPA A
OPERE PROVVISORIALI**

<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	STP	PAPE	0156	--				
	SCALA: -									

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

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</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 RAMPA A
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI**

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	5
1.1 OGGETTO E SCOPO DEL LAVORO	5
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDE	6
2.2 BIBLIOGRAFIA.....	6
2.3 ELABORATI DI PROGETTO.....	6
3. SOFTWARE DI CALCOLO	6
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
4.1 ACCIAIO.....	7
4.2 CALCESTRUZZO	7
4.3 MICROPALI	8
5. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO.....	9
5.1 PREMessa.....	9
5.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO	9
5.3 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA.....	9
5.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
5.5 STRATIGRAFIE DI RIFERIMENTO E PARAMETRI DI CALCOLO.....	14
5.6 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO	15
6. TIPOLOGIA DI FONDAZIONE ADOTTATE.....	16
6.1 CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI.....	16
7. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO.....	19
7.1 PREMessa.....	19
7.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	19
7.3 FONDAZIONI DIRETTE.....	21
7.3.1 Verifiche di sicurezza	22
7.3.2 Verifiche SLU geotecniche – Collasso per carico limite.....	23
7.3.3 Verifiche SLU geotecniche – Collasso per scorrimento del piano di posa	25
7.3.4 Verifiche SLU geotecniche – Stabilità globale	25
7.3.5 Verifiche SLE - Cedimenti	25
7.4 FONDAZIONI SU POZZO.....	28
7.4.1 Verifiche di sicurezza	28

7.4.2	Resistenza caratteristica (R_k) dei pozzi di fondazioni.....	29
7.4.3	Dimensionamento e verifica dei pozzi strutturali.....	30
7.4.3.1	Premessa.....	30
7.4.3.2	Schema di riferimento	30
7.4.3.3	Caratteristiche delle molle di reazione del terreno	32
7.4.3.4	Procedimento di calcolo	41
7.5	FONDAZIONI SU MICROPALI	42
7.5.1	Verifiche di sicurezza	43
7.5.2	Resistenza caratteristica (R_k) di pali soggetti a carichi assiali.....	44
7.5.2.1	Stima della resistenza dei micropali soggetti a carichi assiali	46
7.5.3	Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali	50
8.	AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....	55
8.1	AZIONI DI CALCOLO – SPALLA 1	55
8.2	AZIONI DI CALCOLO – PILE	57
8.3	AZIONI DI CALCOLO – SPALLA 2	66
9.	FONDAZIONI DIRETTE	68
9.1	PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO.....	68
9.2	RISULTATI SPALLA 1.....	68
9.2.1	Premessa	68
9.2.2	Collasso per carico limite.....	68
9.2.3	Collasso per scorrimento del piano di posa.....	70
9.2.4	Stabilità globale – risultati della verifica.....	70
9.2.5	Valutazione cedimenti - risultati.....	70
9.3	RISULTATI PILE 1 E 2	71
9.3.1	Premessa	71
9.3.2	Collasso per carico limite.....	71
9.3.3	Collasso per scorrimento del piano di posa.....	76
9.3.4	Stabilità globale – risultati della verifica.....	77
9.3.5	Valutazione cedimenti - risultati.....	77
10.	FONDAZIONI A POZZO.....	78
10.1	AZIONI IN FONDAZIONE.....	78
10.2	PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO.....	91
10.3	RISULTATI PILA A4.....	95
10.3.1	Premessa.....	95
10.3.2	Risultati.....	96
10.3.3	Verifiche geotecniche.....	99
10.3.4	Verifica dei requisiti prestazionali delle fondazioni.....	102

10.4	RISULTATI PILA A5.....	104
10.4.1	Premessa.....	104
10.4.2	Risultati.....	105
10.4.3	Verifiche geotecniche.....	108
10.4.4	Verifica dei requisiti prestazionali delle fondazioni.....	111
11.	FONDAZIONI SU MICROPALI.....	113
11.1	PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE.....	113
11.2	RESISTENZA DEI MICROPALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....	113
11.3	RISULTATI PILE.....	114
11.3.1	Premessa.....	114
11.3.2	Risultati.....	115
11.3.3	Verifiche geotecniche.....	115
11.3.4	Verifica del tubo di armatura.....	115
11.4	RISULTATI SPALLA 2.....	116
11.4.1	Premessa.....	116
11.4.2	Risultati.....	117
11.4.3	Verifiche geotecniche.....	117
11.4.4	Verifica del tubo di armatura.....	118
12.	OPERE PROVVISORIALI RAMPA A.....	120
12.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	121
12.2	IPOTESI E GEOMETRIA DI CALCOLO.....	125
12.3	SCAVI CHIODATI – CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	126
12.4	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI.....	129
12.5	AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	132
12.5.1	Definizione dell'azione sismica di riferimento.....	132
12.5.2	Vita utile dell'opera.....	132
12.5.3	Periodo di ritorno dell'azione sismica TR.....	133
12.5.4	Accelerazione massima attesa su suolo rigido.....	133
12.5.5	Determinazione della categoria di suolo.....	134
12.5.6	Accelerazione massima attesa in sito.....	134
12.5.7	Accelerazione equivalente di progetto.....	135
12.5.8	Stabilità nei confronti della liquefazione.....	135
12.5.9	Verifiche di stabilità globale.....	135
12.6	SCAVI CHIODATI - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN CONDIZIONI STATICHE.....	137
12.6.1	Chiodi in acciaio - Resistenza di progetto a sfilamento.....	137
12.6.2	Chiodi in acciaio - Resistenza strutturale della sezione.....	138
12.7	RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCAVI CHIODATI.....	138

12.8	SCAVI CHIODATI - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN CONDIZIONI SISMICHE	140
------	--	-----

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. 3 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
SV4	2011	40	A
SV5	2011	40	A
SV6	2013	30	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 7.0 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. cop. materiale di copertura;
2. FAN formazione del Monte Antola

Nelle seguenti Tabella 2 e Tabella 3 sono riassunti i parametri geotecnici caratteristici assunti per ogni unità presente, ricavati dalla Relazione Geotecnica di progetto, relativi ai materiali 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)	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 10 ⁻⁷ ÷ 1.0 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 2: 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 3: 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 riempimento

$$\gamma_K = 21 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi_k = 35^\circ$$

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

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 1 - Pile 1 e 2	
profondità	formazione
da 0 in poi	FAN alt
Pila 3	
profondità	formazione
da 0 a 2 m	materiale di copertura
da 2 m in poi	FAN alt

Pile 4 e 5	
profondità	formazione
da 0 a 24 m	materiale di riempimento
da 24 m in poi	FAN alt
Pila 6 - Spalla 2	
profondità	formazione
da 0 a 7 m	materiale di riempimento
da 7 m a 9 m	materiale di copertura
da 4 m in poi	FAN alt

Tabella 4: 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, su micropali o su pozzo.

In particolare, per la spalla 2 e la pila 1 e 2 sono previste fondazione dirette sul substrato roccioso, che in questo tratto risulta subaffiorante.

Per la pila 3, la pila 6 e la spalla 2, invece si prevede una fondazione profonda su micropali, in quanto i plinti poggiano parzialmente o interamente su terreno di riporto a seguito della realizzazione del riempimento e dei rilevati delle rampe.

In particolare si prevedono :

Pile	54 micropali, armati con tubolare 168.3 mm spessore 12.5 mm, diametro di perforazione 240 mm, lunghezza 12.0 m
Spalla	110 micropali, armati con tubolare 168.3 mm spessore 12.5 mm, diametro di perforazione 240 mm, lunghezza 15.0 m

Le pile 4 e 5 sono previste nel riempimento. Le fondazioni sono poggianti su pozzi costituiti da una parte sommitale di lunghezza 12.0 m in cls., armato superiormente per garantire la connessione al plinto di fondazione, e da una parte inferiore caratterizzata da un guscio perimetrale in c.a. (strutturalmente connesso alla parte superiore) con all'interno un riempimento in magrone.

Le verifiche del comportamento di gruppo dei micropali soggetti a carichi assiali e trasversali sono state condotte con l'ausilio del programma GROUP. Le azioni sui singoli micropali determinate con GROUP, sono state utilizzate per la verifica del tubo di armatura.

Le verifiche ed il comportamento a pozzo della fondazione, invece, è stato effettuato con l'ausilio del codice POZZI-J. Per questo tipo di fondazioni la valutazione degli spostamenti verticali, degli spostamenti orizzontali, delle rotazioni delle fondazioni è stata effettuata ricorrendo allo schema a pozzo rigido sollecitato in sommità da forze verticali, orizzontali e di momento, immerso in un terreno alla Winkler.

Per le fondazioni dirette della Spalla 1 e delle pile 1 e 2, infine, sono stati utilizzati fogli di calcolo Excel.

Nelle figure che seguono si riportano le carpenterie delle fondazioni analizzate.

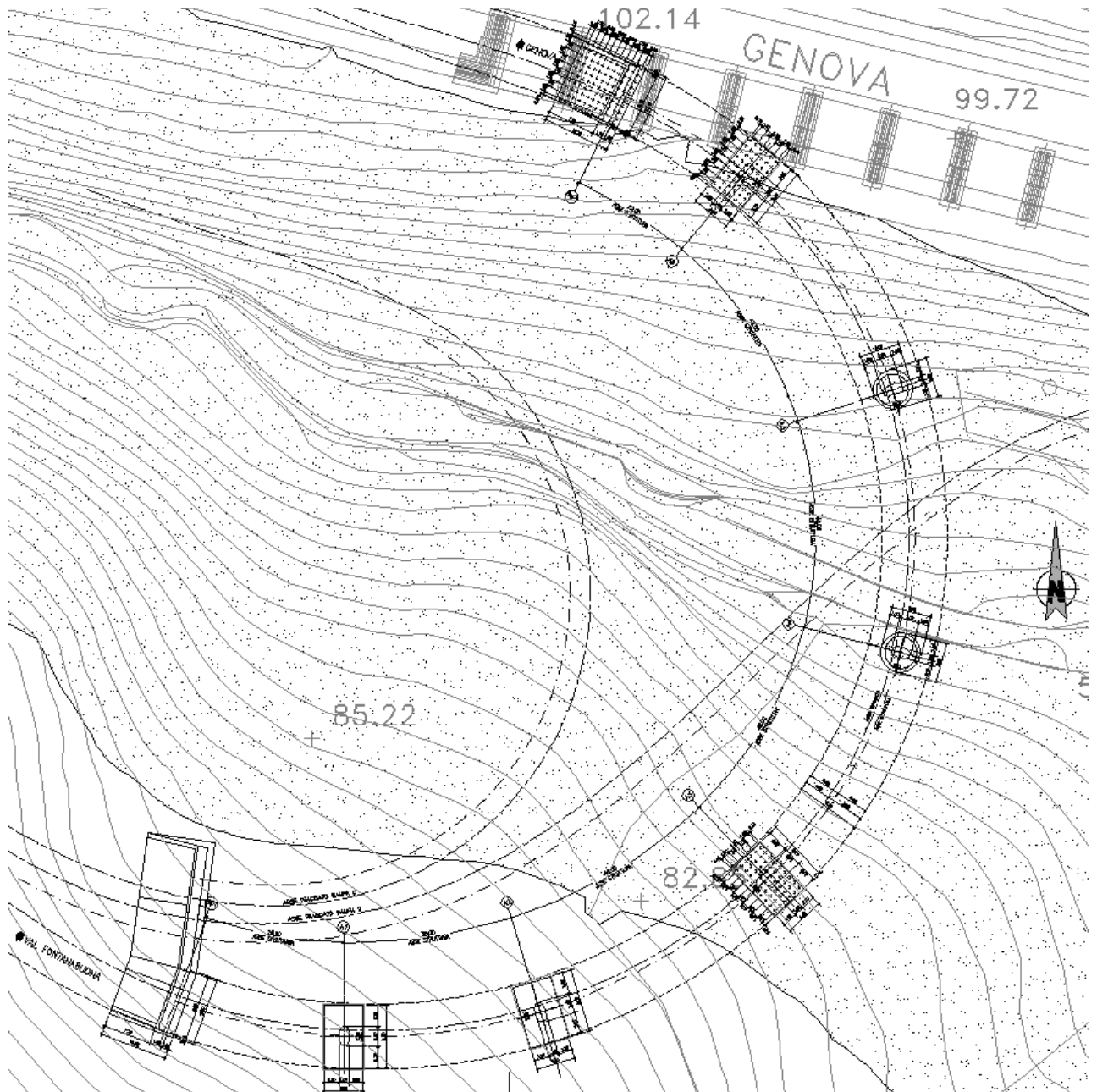


Figura 1: Stralcio planimetrico

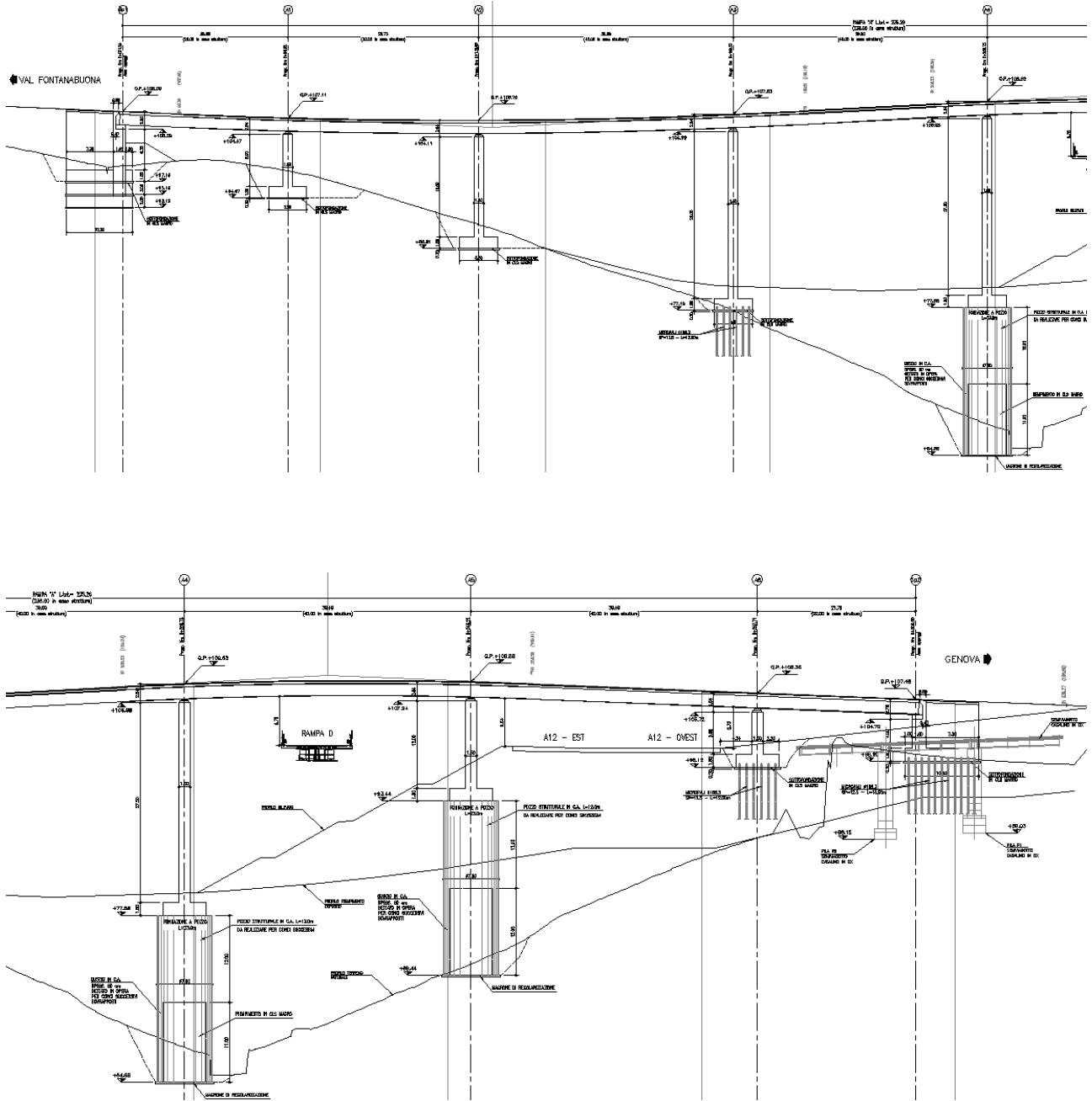


Figura 2: Profilo longitudinale viadotto

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 5: 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 6: 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 7: 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 8: Fattori di capacità portante e correttivi utilizzati nelle formula di Brinch-Hansen

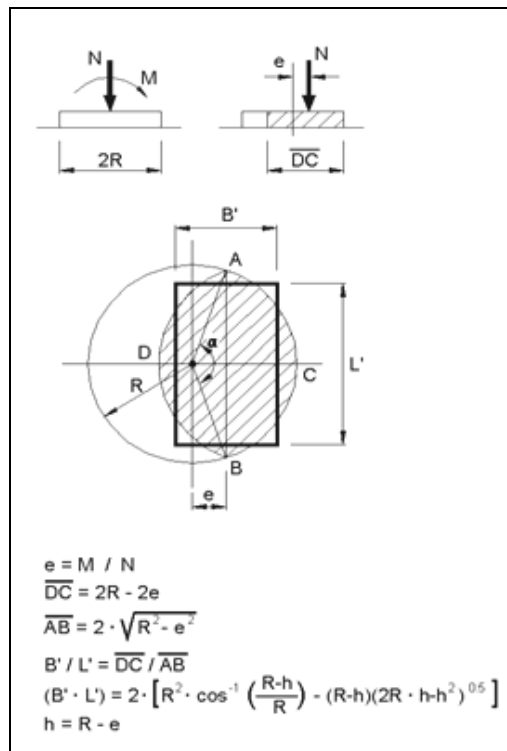


Figura 3 : Fondazione efficace equivalente (Meyerhof, 1953)

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 compressivo 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 9 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 $3.5 \cdot B$.

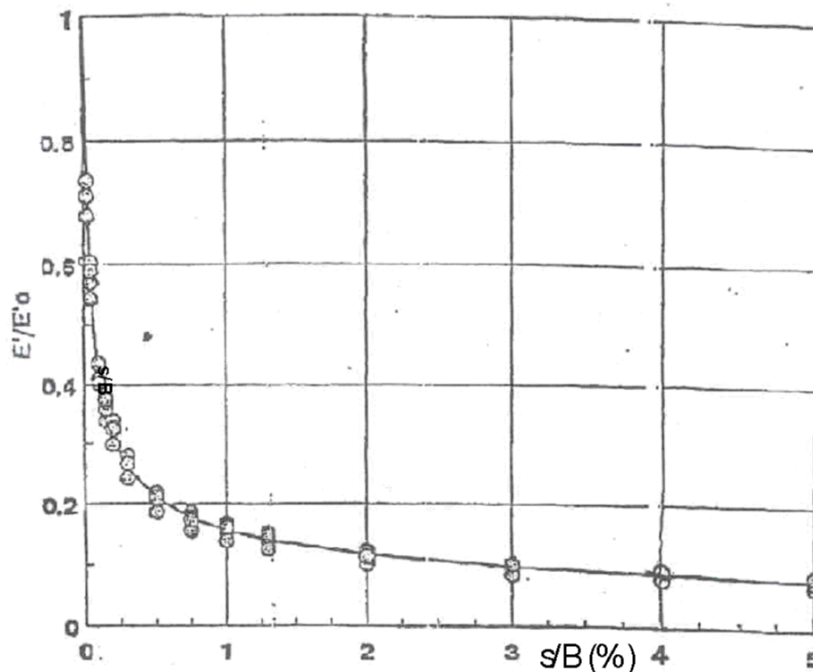


Figura 4 : Curva di decadimento del modulo di Young in funzione di s/B (Berardi, 1999)

	Area rettangolare					Area circolare B = D
	L/B					
H _c /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 9 – Valori del coefficiente di influenza I_s (Tsytoich, 1951)

7.4 Fondazioni su pozzo

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): $A2 + M2 + R2$

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

In particolare si fa riferimento ai coefficienti parziali di Tabella 7, relativa alle fondazioni superficiali.

7.4.1 Verifiche di sicurezza

Come riportato nel par. 6.4.2.1 della Normativa di riferimento (Doc. Rif.[1]), 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 dell'insieme pozzo di fondazione / terreno – la verifica per carico limite del pozzo di fondazione è valutata considerando il comportamento a “pozzo” del sistema mediante un'analisi con il codice di calcolo Pozzi-J a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale; e successivo confronto delle azioni trasmesse alla base del pozzo con la resistenza caratteristica R_k (valutata secondo quanto al par.7.4.2);
- 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. Nell'ambito della Progettazione Definitiva tale verifica è stata omessa;

- SLE relative a condizioni statiche e sismiche:
 - verifica dei requisiti prestazionali della fondazione – valutata mediante l'analisi del comportamento del pozzo di fondazione con il codice di calcolo Pozzi-J a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale.

7.4.2 Resistenza caratteristica (R_k) dei pozzi di fondazioni

La valutazione della resistenza caratteristica R_k alla base del pozzo di 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):

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

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;
b_c, b_q, b_γ	=	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della fondazione;
g_c, g_q, g_γ	=	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, d, i, b, g) sono riportate nella Tabella 8.

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 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 alla base del pozzo di fondazione, ottenuti tenendo conto dei momenti di trasporto dovuti al carico orizzontale. I valori dei carichi verticali, inoltre, sono stati considerati comprensivi del peso del pozzo di fondazione.

7.4.3 Dimensionamento e verifica dei pozzi strutturali

7.4.3.1 Premessa

La profondità del piano di posa del pozzo di fondazione è stata calcolata in relazione delle caratteristiche e prestazioni della struttura in elevazione e del sottosuolo. Il dimensionamento e la verifica di pozzi rigidi immersi in terreni stratificati è stato eseguito con il programma POZZI-J.

7.4.3.2 Schema di riferimento

Il problema di interazione di un pozzo immerso in un terreno stratificato viene risolto ricorrendo al modello di Winkler con leggi di comportamento delle molle di tipo non lineare.

Il pozzo è considerato come un prisma di rigidità infinita, a base rettangolare o quadrata², sollecitato in testa da un sistema di forze esterne verticali, orizzontali e di momento (N, M, T) e lungo il fusto e alla base dalle reazioni del terreno (R_i).

Sul problema specifico possono essere considerati due casi (vedi Figura 5).

Il caso a) si riferisce alla situazione in cui il pozzo è totalmente immerso in terreni stabili; dal lato della sicurezza le reazioni del terreno sono allora quelle sviluppabili al di sotto della quota dell'intradosso del plinto di fondazione. Nel caso b) si è alla presenza di materiali instabili che possono esercitare spinte (S_p) sul pozzo; dal lato della sicurezza le reazioni del terreno sono allora calcolate a partire dalla quota di inizio, lato valle, del terreno stabile; le spinte esercitate dal terreno instabile sono riportate alla quota intradosso del plinto di fondazione e sommate ai carichi orizzontali esterni M e T.

Tenendo conto della stratificazione, il pozzo viene suddiviso in conci secondo lo schema riportato in Figura 6.

Al centro di ciascun elemento rettangolare o quadrato in cui vengono suddivise le quattro pareti laterali e la base del pozzo sono collocate le molle di reazione del terreno.

² Nel caso di sezioni circolari si può fare riferimento ad una sezione quadrata equivalente di uguale area.

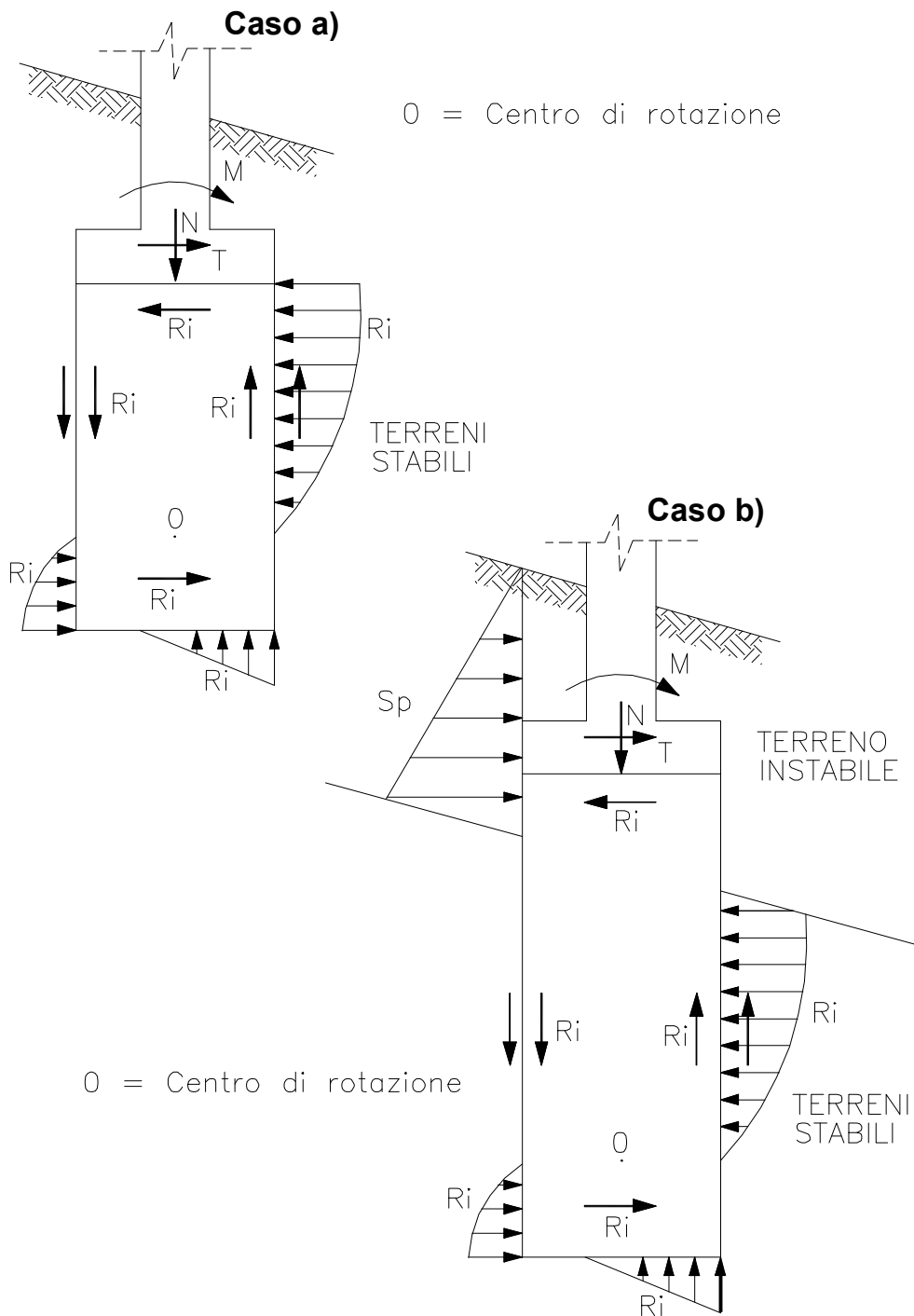


Figura 5: Azioni e reazioni agenti sui pozzi di fondazione

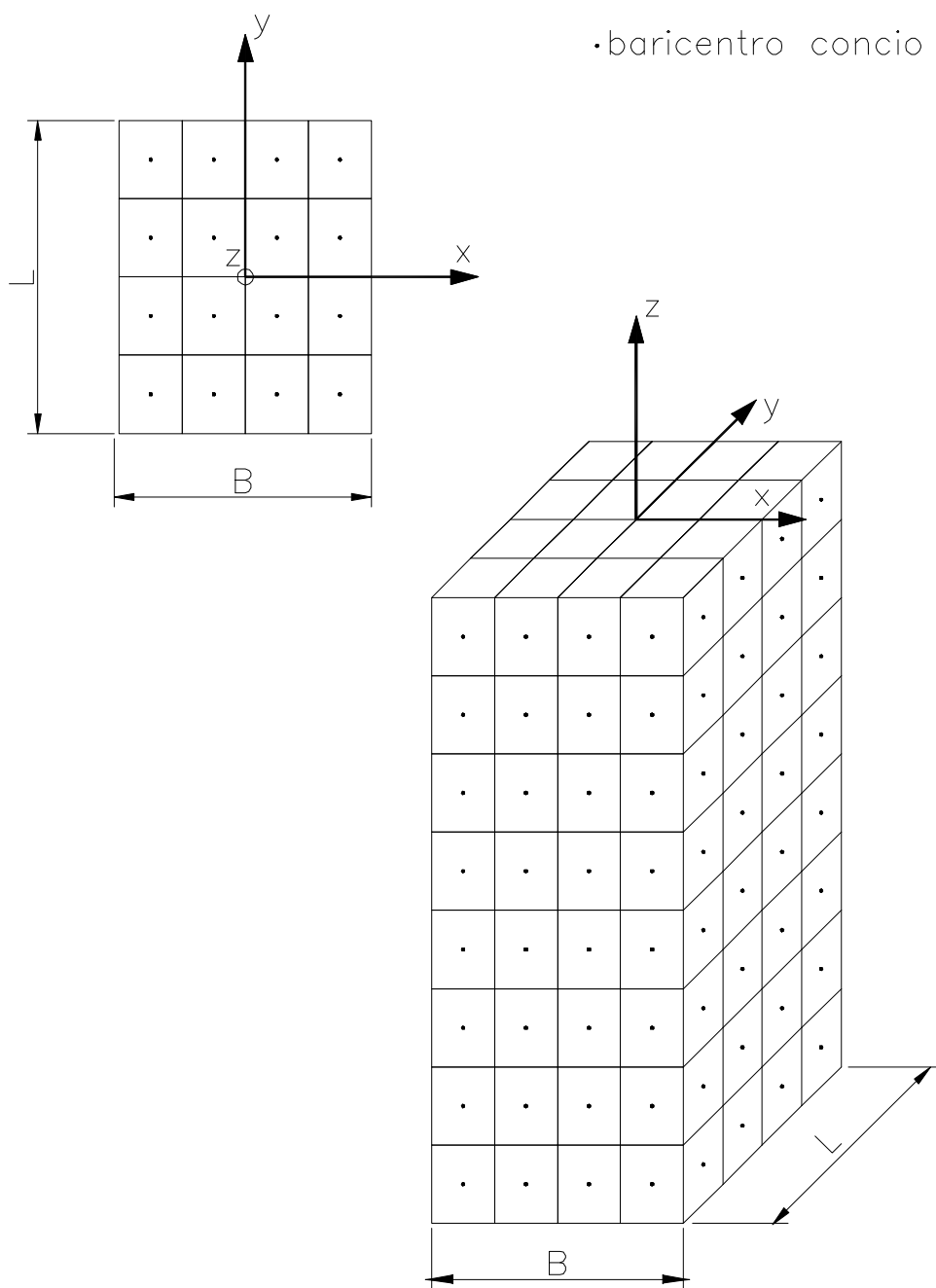


Figura 6: Schema di suddivisione in conci del pozzo

7.4.3.3 Caratteristiche delle molle di reazione del terreno

Le molle di reazione del terreno lungo il fusto constano di una componente normale e di una tangenziale (di attrito); le molle di reazione del terreno alla base sono caratterizzate dalla sola componente normale.

7.4.3.3.1 Caratteristiche della componente normale delle reazioni del terreno

Le leggi che governano il comportamento dell'elemento normale delle molle di reazione del terreno, sono del tipo elastico non lineare plastico.

Il modulo di reazione di Winkler secante è valutato sulla base della seguente espressione:

$$\frac{k_W}{k_{W0}} = \frac{1}{1+k \cdot p/p_U} \quad (1)$$

essendo:

- k_{W0} = modulo di reazione di Winkler corrispondente a gradi di mobilitazione della reazione normale piccolissimi (FL⁻³)
- k_W = modulo di reazione di Winkler secante corrispondente al grado di mobilitazione indotto della reazione del terreno (FL⁻³)
- p = reazione del terreno mobilitata (FL⁻²)
- p_U = reazione limite del terreno (FL⁻²)
- k = costante empirica funzione del tipo di terreno (-)

Il valore della costante k può essere stimato sulla base delle considerazioni riportate in Stroud [1988] e dei diagrammi di Figura 7÷ Figura 9.

Il legame tra il modulo di reazione di Winkler (k_W) e il modulo di Young (E) del terreno è ottenuto in prima approssimazione facendo ricorso alle soluzioni basate sulla teoria di elasticità relative ai casi di:

- aree di forma rettangolare, disposte verticalmente all'interno del semispazio omogeneo ed isotropo, sottoposte ad un carico uniforme in direzione orizzontale (Poulos & Davis [1974]);
- fondazioni superficiali rigide, di forma circolare, poggianti sul semispazio omogeneo ed isotropo, sottoposte a carichi verticali (b_1) o a momenti (b_2) (Poulos & Davis [1974], pp.166-167);
- fondazioni rigide, di forma circolare, poggianti in profondità sul semispazio omogeneo ed isotropo, sottoposte a carichi verticali (c_1) e di momento (c_2) (Poulos & Davis [1974], pp. 180-181; Ledeniev & Scheliapin [1970]).

Nel caso di pozzi soggetti a rilevanti carichi orizzontali, poiché l'andamento delle pressioni lungo il fusto e alla base è di tipo triangolare, per semplicità i coefficienti di Winkler valutabili con le soluzioni

di cui ai punti a) e c₁) sono moltiplicati rispettivamente per 3 e per 2, valori questi ultimi deducibili dal confronto delle soluzioni b₁)-b₂) o c₁)-c₂). Nel caso di pozzi soggetti a modesti carichi orizzontali, poiché l'andamento delle pressioni alla base è di tipo rettangolare o al più trapezoidale, per semplicità, e a favore di sicurezza, verranno mantenuti per la base i coefficienti di Winkler valutabili con la soluzione di cui al punto c₁).

Il valore delle reazioni limite normali del terreno (p_U) sono valutate sulla base delle indicazioni fornite da Brinch Hansen [1961] (lungo il fusto) e di Brinch Hansen [1970] (alla base).

- dati sperimentali relativi a sabbie e ghiaie sovraconsolidate (Stroud, 1988)

$$\text{---} \frac{E'}{E_0} = \frac{1}{1+K \cdot p/p_u}$$

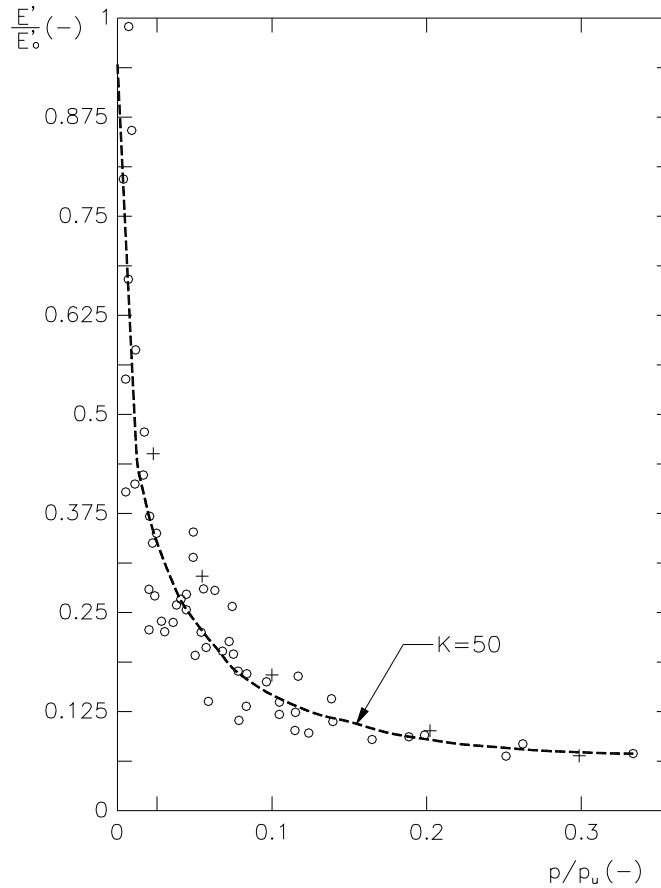


Figura 7: Variazione del modulo di elasticità in funzione del grado mobilitazione: sabbie e ghiaie sovraconsolidate

- dati sperimentali relativi ad argille sovraconsolidate (Stroud, 1988)

$$\text{---+---} \quad \frac{E'}{E'_0} = \frac{1}{1+K \cdot p/p_u}$$

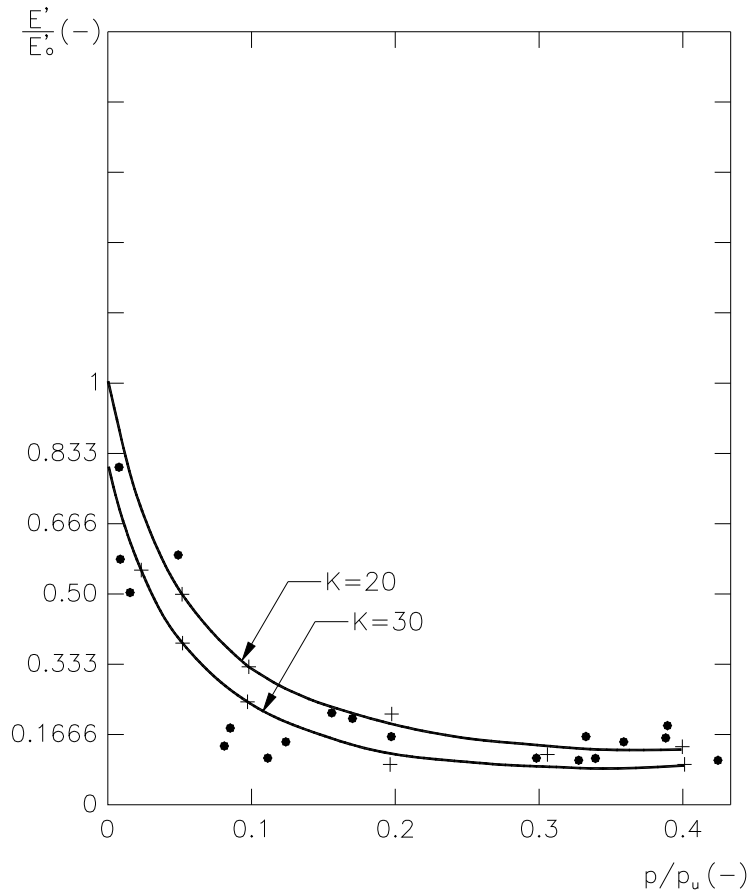


Figura 8: Variazione del modulo di elasticità in funzione del grado mobilitazione: argille sovraconsolidate

- dati sperimentali relativi a rocce tenere (marne ed arenarie) (Stroud, 1988)

$$+ \text{-----} + \frac{E'}{E_0} = \frac{1}{1+K \cdot p/p_u}$$

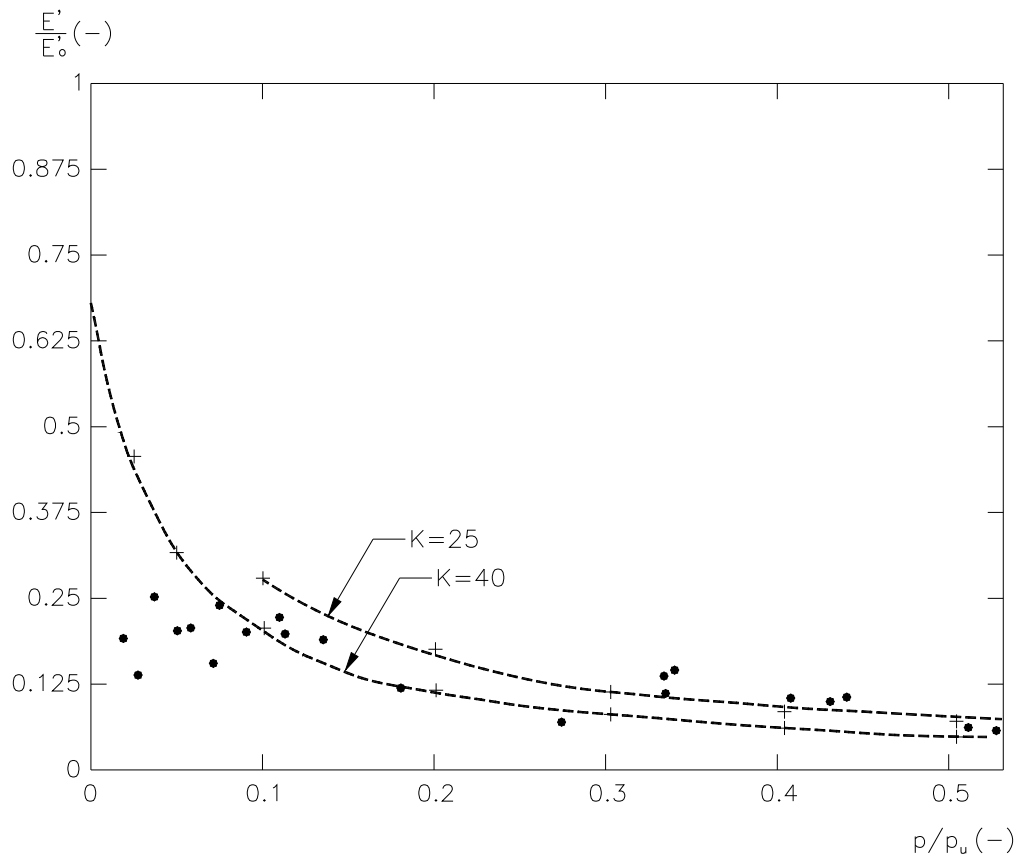


Figura 9: Variazione del modulo di elasticità in funzione del grado mobilitazione: rocce tenere (marne ed arenarie)

Reazioni limite lungo il fusto

In presenza di materiali schematizzabili con modelli rigido-plastici e criteri di rottura di Mohr-Coulomb (angolo di attrito ϕ' e coesione c') o di Tresca (resistenza al taglio non drenata c_u) le reazioni limiti (p_u), esercitabili dalle terre lungo il fusto del pozzo in condizioni drenate e non drenate, possono essere valutate con la seguente espressione (Brinch Hansen [1961]):

$$p_u = i_\theta (\sigma'_v \cdot k_{t\phi} + c' \cdot k_{tc}) \quad (2)$$

$$p_u = i_\theta (c_u \cdot k_{tc}) \quad (3)$$

essendo:

$$\sigma'_v = \text{pressione efficace alla generica profondità} \quad (FL^{-2})$$

$$k_{t\phi} = \text{coefficiente di spinta tridimensionale alla generica profondità dovuto alla componente di resistenza di attrito} \quad (-)$$

$$k_{tc} = \text{coefficiente di spinta tridimensionale alla generica profondità dovuto alla componente di resistenza di coesione} \quad (-)$$

$$i_\theta = \text{coefficiente amplificativo al fine di tener conto della inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale, vedi Kubo [1965] e Awoshika-Reese [1971].} \quad (-)$$

I coefficienti di spinta $k_{t\phi}$ e k_{tc} sono ricavabili dai grafici di Figura 10 in funzione dell'angolo di attrito ϕ' e dell'infissione relativa z/B , essendo z la profondità generica rispetto al piano campagna, lato valle, e B il diametro del pozzo.

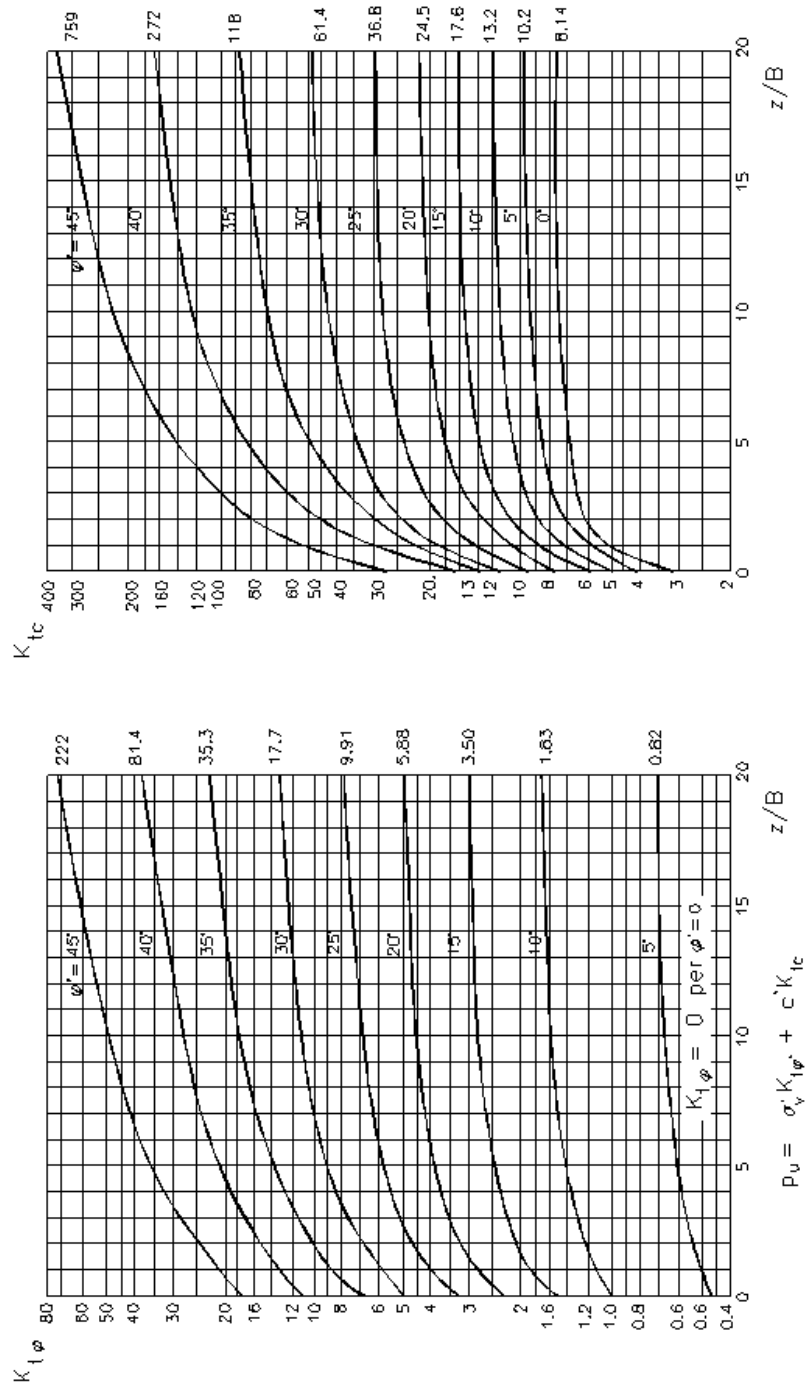


Figura 10: Valori dei coefficienti di spinta passiva tridimensionali (Brinch-Hansen 1961)

Reazioni limite alla base

In presenza di materiali schematizzabili con modelli rigido-plastici e criteri di rottura di Mohr-Coulomb (angolo di attrito ϕ' e coesione c') o di Tresca (resistenza al taglio non drenata c_u) le reazioni limiti (p_u), esercitabili dalle terre alla base del pozzo in condizioni drenate e non drenate, possono essere valutate dal lato della sicurezza con le seguenti espressioni (Brinch Hansen [1970]):

$$p_u = q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \quad (4)$$

$$p_u = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s_{co} + d_{co}) + q \quad (5)$$

essendo:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \cdot \tan^2(45 + \phi'/2) = \text{coefficiente di capacit\`a portante} \quad (-)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi' = \text{coefficiente di capacit\`a portante} \quad (-)$$

$$q' = \text{pressione geostatica verticale efficace agente alla quota di imposta del pozzo, lato valle} \quad (\text{FL}^{-2})$$

$$D = \text{profondit\`a della base del pozzo rispetto al piano campagna} \quad (\text{L})$$

$$B = \text{dimensione del pozzo parrallela alla direzione dei carichi orizzontali} \quad (\text{L})$$

$$L = \text{dimensione del pozzo ortogonale a B} \quad (\text{L})$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \cdot \frac{B}{L} = \text{coefficiente di forma} \quad (-)$$

$$s_c = s_q = \text{coefficiente di forma per } \phi' > 25^\circ \quad (-)$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \text{coefficiente di forma per } \phi' < 25^\circ \quad (-)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \frac{D}{B} = \text{coefficiente di affondamento della fondazione per } D/B < 1 \quad (-)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) = \text{coefficiente di affondamento della fondazione per } D/B > 1 \quad (-)$$

$$d_c = \frac{d_q \cdot s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \text{coefficiente di affondamento della fondazione} \quad (-)$$

$$s_{co} = 0.2 \cdot \frac{B}{L} = \text{coefficiente di forma} \quad (-)$$

$$d_{co} = 0.4 \cdot \frac{D}{B} = \text{coefficiente di affondamento della fondazione per } D/B < 1 \quad (-)$$

$$d_{co} = 0.4 \cdot \tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right) = \text{coefficiente di affondamento della fondazione per } D/B > 1 \quad (-)$$

$$q = \text{pressione geostatica verticale totale agente alla quota di imposta del pozzo, lato valle} \quad (\text{FL}^{-2})$$

E' inteso che le reazioni limite calcolate risultano di compressione; nel caso in cui gli spostamenti alla base del pozzo fossero tali da generare sforzi di trazione in corrispondenza di un concio generico, la reazione in tale concio viene imposta pari a zero.

7.4.3.3.2 Caratteristiche della componente tangenziale delle reazioni del terreno

Le molle di attrito sulle quattro facce laterali del pozzo sono rappresentate da una bilatera; la bilatera è rappresentata dal valore limite (τ_{lim}) dell'aderenza laterale esercitabile tra pozzo e terreno e dal valore dello spostamento critico (y_{crit}) in corrispondenza del quale si ha la completa mobilitazione dell'aderenza laterale limite.

La bilatera è assunta identica nella direzione verticale ed orizzontale.

7.4.3.4 Procedimento di calcolo

Il calcolo di un pozzo di diametro e lunghezza prefissata, sollecitato da un definito sistema di forze esterne agenti alla quota intradosso del plinto di fondazione (comprensivo dell'eventuale spinta delle terre esercitata da materiali instabili) avviene per successive iterazioni in base allo schema seguente:

- imposizione di uno spostamento verticale e di una rotazione attorno al centro di rotazione di primo tentativo;
- stima degli spostamenti normali e tangenziali indotti in corrispondenza del baricentro di ogni elemento in cui è suddiviso il pozzo;
- calcolo delle reazioni normali e tangenziali lungo il fusto e alla base del pozzo in funzione dello spostamenti stimati al punto b); per quanto riguarda i moduli di reazione di Winkler si fa riferimento inizialmente riferimento ai valori k_{wo} ;
- verifica delle condizioni di equilibrio alla traslazione verticale, orizzontale e alla rotazione attorno al centro di rotazione; se tale verifica non è soddisfatta il calcolo di cui ai punti a), b), c) e d) è ripetuto con altri valori degli spostamenti verticali e delle rotazioni, o variando la posizione del centro di rotazione, fino a convergenza;

- e) stima del grado di mobilitazione p/p_U in corrispondenza di ogni elemento in cui è suddiviso il pozzo e verifica della congruenza dei moduli di reazione di Winkler; se, i moduli di primo tentativo, non sono congruenti con il grado di mobilitazione indotto, la procedura di calcolo di cui ai punti precedenti viene ripetuta fino a convergenza.

Il calcolo finale, a convergenza ottenuta, fornisce:

- i valori degli spostamenti verticali, orizzontali e delle rotazioni del pozzo;
- l'andamento lungo il fusto delle sollecitazioni assiali, flessionali e di taglio;
- i valori lungo il fusto e alla base delle reazioni normali e tangenziali mobilitate e il relativo rapporto con la rispettiva reazione limite (p_U) o (τ_{lim});
- i valori del rapporto tra i moduli secanti e i moduli tangenti iniziali;
- la dimensione della parte reagente della base del pozzo;
- la profondità del centro di rotazione del pozzo.

Il calcolo, per lo stesso pozzo, può essere ripetuto con diversi valori delle forze esterne applicate alla quota di intradosso del plinto di fondazione fino al raggiungimento delle condizioni di rottura, quando in tutti gli elementi, in cui è suddiviso il pozzo, si raggiungono le condizioni p/p_U e τ/τ_{lim} uguali al 100%; se le forze esterne vengono fatte aumentare applicando un coefficiente moltiplicativo costante, via via crescente, oltre ad analizzare in termini di sollecitazioni e spostamenti la condizione di carico di esercizio, è possibile valutare il carico limite (N_{lim}) e il coefficiente di sicurezza convenzionale della fondazione definito come rapporto tra N_{lim} e il carico di esercizio (N).

7.5 Fondazioni su micropali

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	γ_R	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale (compressione)	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale ⁽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 10: Coefficienti parziali da applicare alle resistenti caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali (vedi tab. 6.4. II NTC)

7.5.1 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.

7.5.2 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. 7.5.2.1), il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è ottenuto come:

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

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

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

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

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

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 11).

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 presedente;
- 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 11).

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 11: 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 10.

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 7.5.2.1.

7.5.2.1 Stima della resistenza dei 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 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;

$\tau_{\text{LIM},i}$ = 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*).

Per il calcolo del carico limite in particolare risulta:

$D_{Si} = d \alpha$ = diametro del concio i^{mo} di palo, con d diametro di perforazione e α coefficiente maggiorativo; i valori di α sono riportati in Tabella 12.

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	$1,5 V_S$
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	$1,5 V_S$
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	$1,5 V_S$
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_S$
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_S$
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_S$
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: $(1,5 - 2)V_S$; IGU: $1,5 V_S$
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: $2V_S$; IGU: $1,5V_S$
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: $(2,5 - 3)V_S$; IGU: $(1,5-2)V_S$
Marne	1,8	1,1 - 1,2	$(1,5 - 2)V_S$ per strati compatti
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	$(2 - 6)V_S$ o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	$(1,1-1,5)V_S$ per strati poco fratturati $2V_S$ o più per strati fratturati

Tabella 12: Valori coefficiente α

I valori della resistenza tangenziale limite τ all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia. I valori di τ , sono forniti nei diagrammi da Figura 11 a Figura 14, cui è associata la Tabella 13.

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R1	≥ R2

Tabella 13: Indicazione per la scelta del valore di τ .

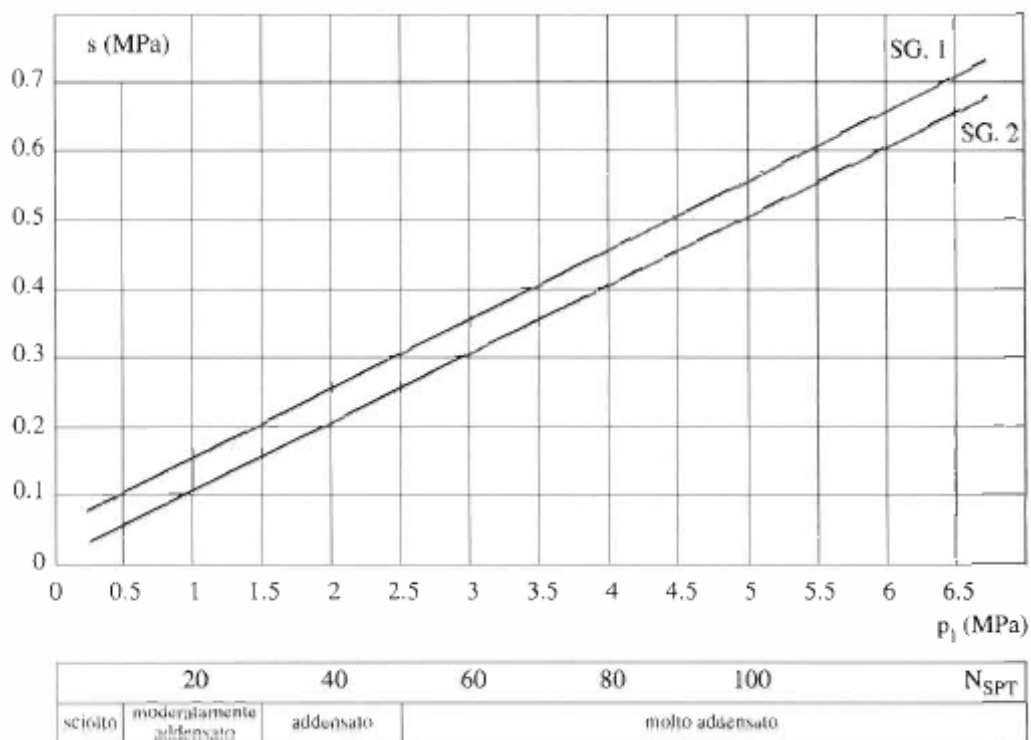


Figura 11: Abaco per il calcolo di τ - s per sabbie e ghiaie

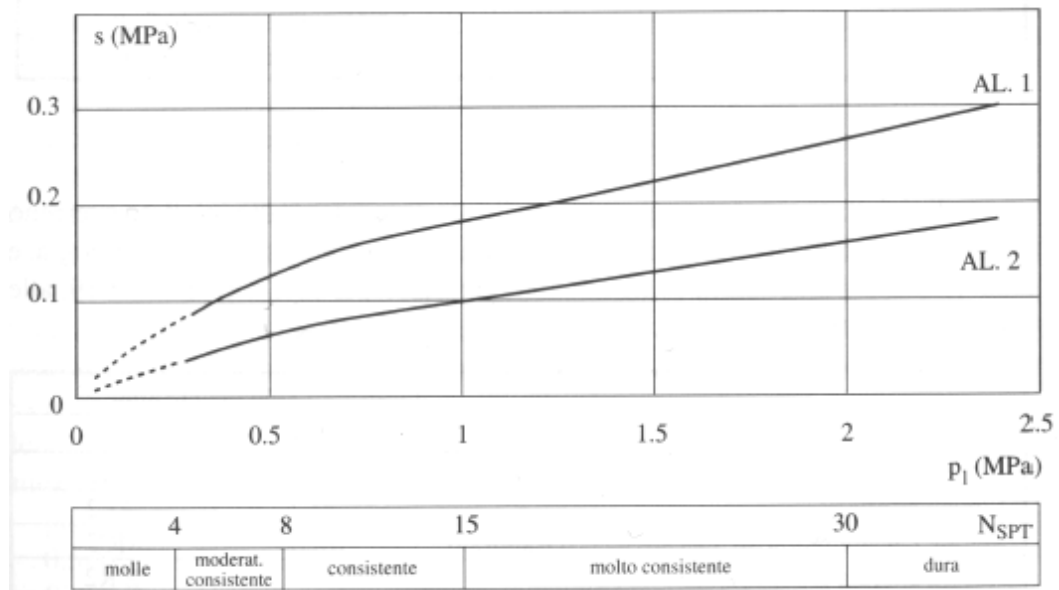


Figura 12: Abaco per il calcolo di $\tau=s$ per argille e limi

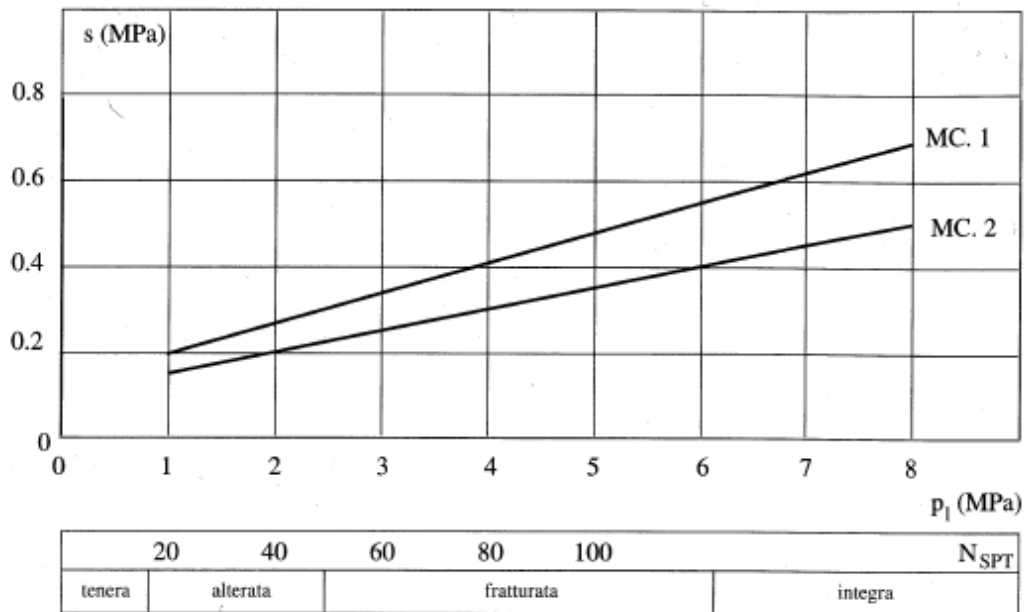


Figura 13: Abaco per il calcolo di $\tau=s$ per gessi, marne, marne calcaree

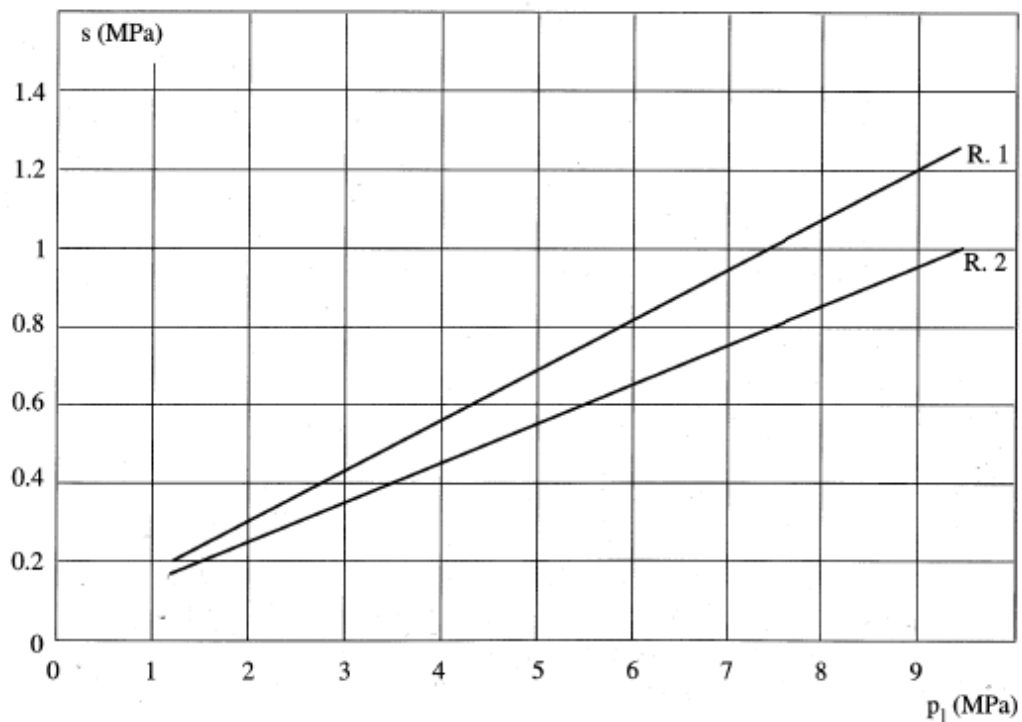


Figura 14: Abaco per il calcolo di $\tau=s$ per rocce alterate e fratturate

7.5.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali.

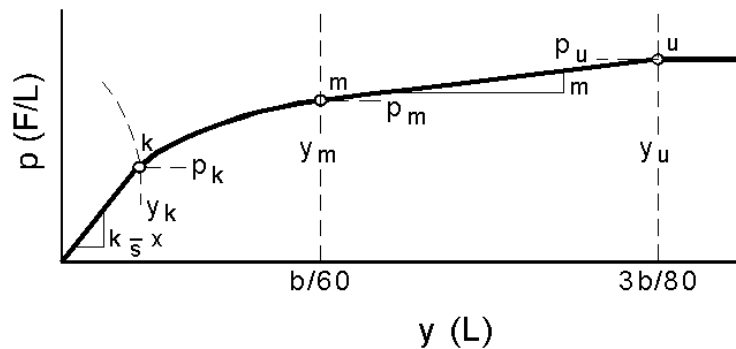
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante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

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

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

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

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



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

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

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

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

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

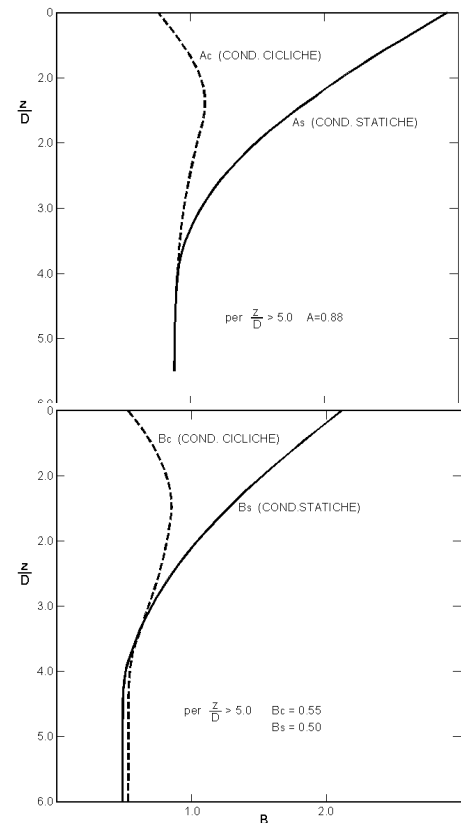
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

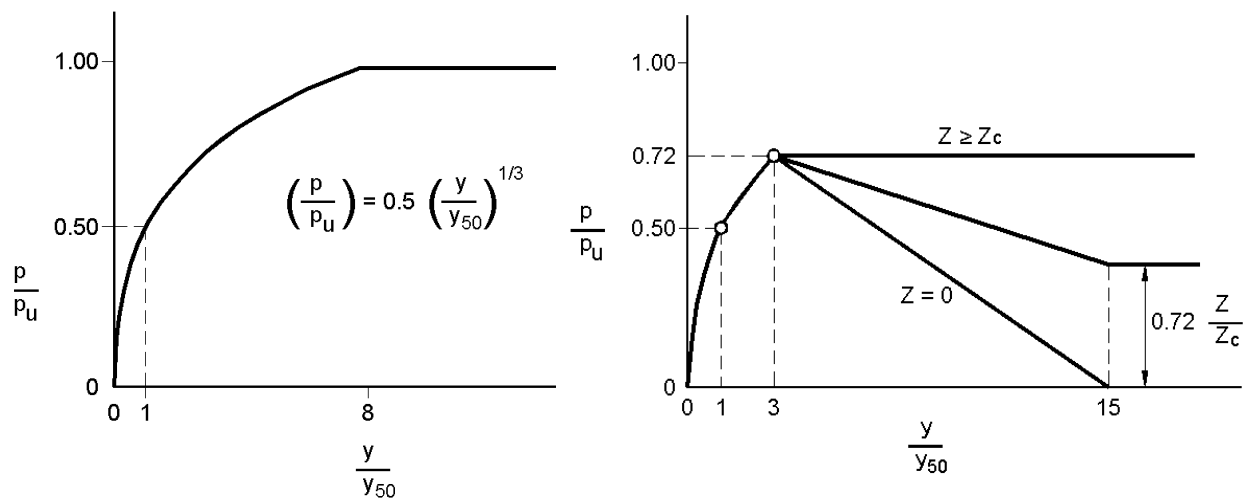
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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



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 $p=0.5 p_u$

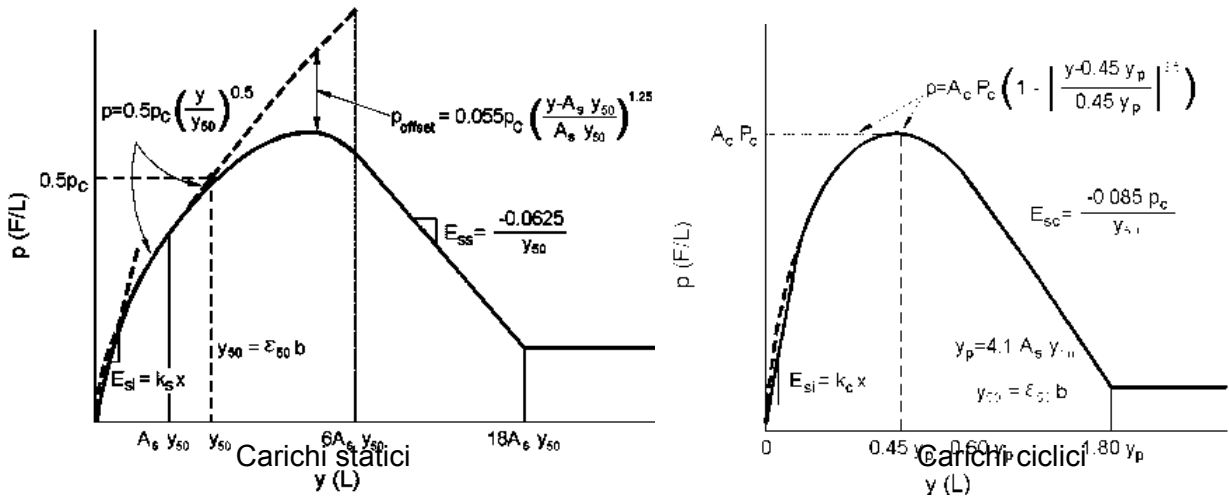
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

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



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

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

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

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

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

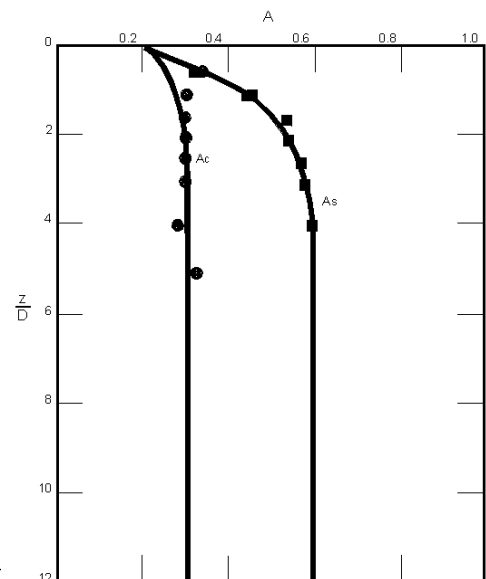
$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=0.5 p_t$

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

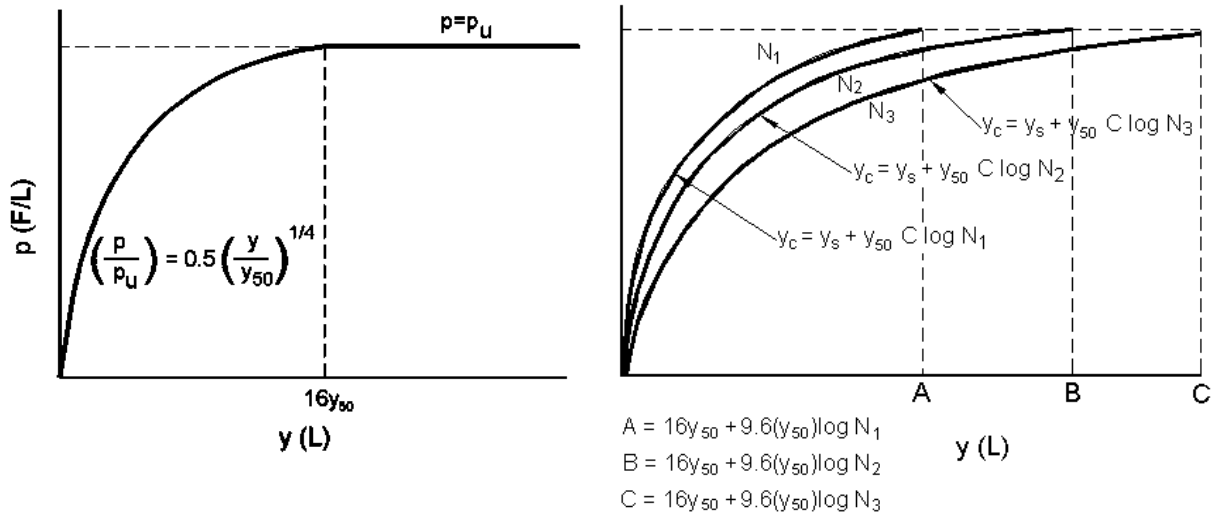
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



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



Carichi statici

Carichi ciclici

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

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

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

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

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

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 1

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 Nmax	34209	8100	-33295
SLU STR Nmin	30943	7891	-19801
SLU STR Vmax	32613	8187	-28271
SLU STR Vmin	31311	7579	-18540
SIS STR (q1) Nmax	22125	9324	-37197
SIS STR (q1) Nmin	21891	8872	-32608
SIS STR (q1) Vmax	21972	9392	-37212
SIS STR (q1) Vmin	21891	8738	-31490
SIS STR (q2) Nmax	22125	9448	-37876
SIS STR (q2) Nmin	21891	8997	-33287
SIS STR (q2) Vmax	21972	9517	-37891
SIS STR (q2) Vmin	21891	8862	-32169
SLU GEO Nmax	26318	6268	-27462
SLU GEO Nmin	24134	6017	-17517
SLU GEO Vmax	24859	6358	-22957
SLU GEO Vmin	24134	5835	-16002
SIS GEO (q1) Nmax	22125	8950	-37150
SIS GEO (q1) Nmin	21891	8499	-32561
SIS GEO (q1) Vmax	21972	9018	-37165
SIS GEO (q1) Vmin	21891	8364	-31443
SIS GEO (q2) Nmax	22125	10350	-41027
SIS GEO (q2) Nmin	21891	9899	-36438
SIS GEO (q2) Vmax	21972	10419	-41042
SIS GEO (q2) Vmin	21891	9764	-35320

	N (kN)	T_{long} (kN)	M_{long} (kNm)
SLE Nmax	25339	5993	-24602
SLE Nmin	23539	5799	-16509
SLE Vmax	24134	6054	-20771
SLE Vmin	23539	5631	-15115
SLEfr Nmax	24196	5653	-20613
SLEfr Nmin	23188	5633	-16813
SLEfr Vmax	23158	5683	-17128
SLEfr Vmin	23188	5553	-16156
SLEqp Nmax	22053	5022	-14538
SLEqp Nmin	21959	5028	-14247
SLEqp Vmax	21904	5034	-14098
SLEqp Vmin	21959	4968	-13748

Tabella 14: Valori di calcolo delle azioni della fondazione Spalla 1

Nelle verifiche si è tenuto conto di un'eccentricità dei carichi verticali, rispetto al baricentro della fondazioni pari a 0.44m.

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.

Pila 1 - SLE RARA					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
587	81	8322	795	5763	0
-555	-116	8210	-1133	-5455	0
267	415	8099	4063	2644	0
-132	-506	8367	-4961	-1311	0
131	235	6653	2305	1303	0
-172	-223	10318	-2188	-1705	0
267	415	8099	4063	2644	0
-132	-506	8367	-4961	-1311	0
587	81	8322	795	5763	0
-555	-116	8210	-1133	-5455	0
567	69	8310	677	5577	0
-397	-258	8151	-2532	-3906	0

Pila 1 - SLU GEO					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
690	136	8419	1332	6778	0
-667	-159	8518	-1561	-6555	0
370	532	8378	5214	3660	0
-205	-601	8481	-5886	-2032	0
188	307	6401	3010	1859	0
-246	-278	11040	-2726	-2430	0
370	532	8378	5214	3660	0
-205	-601	8481	-5886	-2032	0
690	136	8419	1332	6778	0
-667	-159	8518	-1561	-6555	0
659	133	8560	1303	6477	0
-476	-334	8296	-3276	-4688	0

Pila 1 - SLU STR					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
809	152	8636	1492	7950	0
-770	-193	11094	-1893	-7572	0
433	605	10166	5924	4281	0
-232	-702	9472	-6880	-2293	0

224	344	6461	3369	2216	0
-281	-323	13860	-3165	-2774	0
433	605	10166	5924	4281	0
-232	-702	9472	-6880	-2293	0
809	152	8636	1492	7950	0
-770	-193	11094	-1893	-7572	0
780	136	11156	1333	7666	0
-554	-386	8478	-3782	-5449	0

Pila 1 - SISMA SLV

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
1029	284	7553	2763	10049	0
-1005	-319	7286	-3104	-9816	0
706	480	7154	4662	6902	0
-682	-514	7686	-5003	-6669	0
731	468	7076	4550	7144	0
-720	-497	7769	-4833	-7039	0
706	480	7154	4662	6902	0
-682	-514	7686	-5003	-6669	0
1029	284	7553	2763	10049	0
-1005	-319	7286	-3104	-9816	0
893	374	7529	3628	8732	0
-869	-409	7310	-3969	-8499	0

Tabella 15: Valori di calcolo delle azioni delle fondazioni pila 1
Pila 2 - SLE RARA

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
316	-12	9314	-211	5523	0
-252	-44	9468	-760	-4412	0
155	433	9461	7492	2770	0
-43	-508	9527	-8788	-799	0
142	106	7948	1840	2512	0
-99	-74	11720	-1276	-1770	0
155	433	9461	7492	2770	0
-43	-508	9527	-8788	-799	0
316	-12	9314	-211	5523	0
-252	-44	9468	-760	-4412	0
301	-9	8949	-157	5258	0
-239	-43	9093	-743	-4190	0

Pila 2 - SLU GEO

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
369	33	9813	573	6456	0
-316	-72	9631	-1251	-5534	0
192	549	10031	9493	3443	0
-74	-591	9649	-10228	-1354	0
170	163	7868	2815	3010	0
-140	-102	12596	-1760	-2503	0
192	549	10031	9493	3443	0
-74	-591	9649	-10228	-1354	0
369	33	9813	573	6456	0
-316	-72	9631	-1251	-5534	0
339	54	9046	931	5931	0
-288	-88	9547	-1525	-5059	0

Pila 2 - SLU STR

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
433	31	12593	534	7585	0
-357	-99	9726	-1717	-6256	0
235	619	11090	10702	4214	0
-84	-694	11506	-12007	-1547	0
195	183	7713	3161	3464	0
-147	-133	15803	-2305	-2625	0
235	619	11090	10702	4214	0
-84	-694	11506	-12007	-1547	0
433	31	12593	534	7585	0
-357	-99	9726	-1717	-6256	0
412	35	11634	607	7214	0
-339	-98	9687	-1693	-5944	0

Pila 2 - SISMA SLV

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
681	280	8509	4440	11411	0
-621	-327	8829	-5243	-10375	0
560	571	8505	9519	9327	0
-500	-617	8833	-10322	-8290	0
609	428	8386	7053	10186	0
-552	-464	8949	-7667	-9201	0
560	571	8505	9519	9327	0
-500	-617	8833	-10322	-8290	0
681	280	8509	4440	11411	0

-621	-327	8829	-5243	-10375	0
619	388	8564	6365	10344	0
-559	-435	8773	-7168	-9308	0

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

Pila 3 - SLE RARA					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
74	114	11450	3158	2214	0
-70	-166	11374	-4613	-2105	0
12	312	11545	8683	608	0
-8	-361	11531	-10035	-502	0
-3	-151	10057	-4184	-248	0
5	162	13801	4509	313	0
12	312	11545	8683	608	0
-8	-361	11531	-10035	-502	0
74	114	11450	3158	2214	0
-70	-166	11374	-4613	-2105	0
59	-18	10888	-514	1812	0
-57	-29	11029	-794	-1743	0

Pila 3 - SLU GEO					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
85	148	11570	4111	2566	0
-84	-195	11960	-5433	-2551	0
12	385	11705	10714	677	0
-11	-429	12115	-11917	-665	0
-5	-188	9990	-5227	-354	0
4	212	14729	5898	317	0
12	385	11705	10714	677	0
-11	-429	12115	-11917	-665	0
85	148	11570	4111	2566	0
-84	-195	11960	-5433	-2551	0
66	20	10946	555	2035	0
-67	-61	11542	-1708	-2065	0

Pila 3 - SLU STR					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
100	171	11730	4766	3014	0
-95	-235	15359	-6528	-2883	0

18	443	11872	12318	895	0
-13	-501	15557	-13941	-767	0
-6	-217	9872	-6040	-399	0
8	238	18614	6627	468	0
18	443	11872	12318	895	0
-13	-501	15557	-13941	-767	0
100	171	11730	4766	3014	0
-95	-235	15359	-6528	-2883	0
81	12	10982	320	2493	0
-78	-68	14884	-1884	-2415	0

Pila 3 - SISMA SLV

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
349	426	10558	11008	7245	0
-345	-468	10712	-12189	-7130	0
273	565	10413	14158	6229	0
-269	-608	10857	-15338	-6114	0
274	484	10361	11880	6268	0
-270	-515	10908	-12762	-6140	0
273	565	10413	14158	6229	0
-269	-608	10857	-15338	-6114	0
349	426	10558	11008	7245	0
-345	-468	10712	-12189	-7130	0
272	412	10445	9884	6196	0
-267	-454	10824	-11065	-6081	0

Tabella 17: Valori di calcolo delle azioni della fondazioni pila 3
Pila 4 - SLE RARA

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
97	-44	10317	-1256	2579	0
-100	1	10218	21	-2660	0
-34	315	10376	8906	-685	0
30	-356	10413	-10063	582	0
-34	68	8883	1916	-788	0
33	-52	12662	-1471	763	0
-34	315	10376	8906	-685	0
30	-356	10413	-10063	582	0
97	-44	10317	-1256	2579	0
-100	1	10218	21	-2660	0
88	-53	9888	-1491	2324	0

-90	12	9781	349	-2382	0
-----	----	------	-----	-------	---

Pila 4 - SLU GEO

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
115	-80	10895	-2260	3044	0
-117	37	10320	1039	-3096	0
-46	383	10532	10846	-930	0
43	-423	10977	-11978	854	0
-42	106	8807	3013	-962	0
42	-83	13570	-2361	971	0
-46	383	10532	10846	-930	0
43	-423	10977	-11978	854	0
115	-80	10895	-2260	3044	0
-117	37	10320	1039	-3096	0
104	-90	9937	-2547	2728	0
-105	51	10283	1433	-2752	0

Pila 4 - SLU STR

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
134	-91	13933	-2562	3534	0
-137	38	10457	1067	-3631	0
-54	446	10683	12618	-1096	0
49	-495	14050	-14008	971	0
-49	121	8676	3420	-1122	0
48	-96	17077	-2706	1098	0
-54	446	10683	12618	-1096	0
49	-495	14050	-14008	971	0
134	-91	13933	-2562	3534	0
-137	38	10457	1067	-3631	0
122	-100	10008	-2822	3190	0
-124	51	13214	1451	-3254	0

Pila 4 - SISMA SLV

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
322	431	9374	11550	7223	0
-325	-466	9659	-12524	-7308	0
197	626	9247	16585	4558	0
-200	-661	9786	-17559	-4644	0
186	509	9191	13260	4243	0
-188	-532	9842	-13913	-4302	0
197	626	9247	16585	4558	0

-200	-661	9786	-17559	-4644	0
322	431	9374	11550	7223	0
-325	-466	9659	-12524	-7308	0
321	427	9436	11441	7198	0
-324	-462	9597	-12416	-7283	0

Tabella 18: Valori di calcolo delle azioni della fondazioni pila 4
Pila 5 - SLE RARA

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
445	-71	9090	-979	6110	0
-486	-15	8989	-202	-6672	0
-232	510	9176	7040	-3146	0
111	-602	9154	-8305	1498	0
-190	180	7645	2488	-2594	0
196	-173	11476	-2382	2667	0
-232	510	9176	7040	-3146	0
111	-602	9154	-8305	1498	0
445	-71	9090	-979	6110	0
-486	-15	8989	-202	-6672	0
425	-77	8749	-1060	5831	0
-463	-5	8605	-63	-6355	0

Pila 5 - SLU GEO

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
550	-114	9753	-1578	7541	0
-572	42	9095	586	-7853	0
-299	641	9851	8839	-4058	0
279	-708	9286	-9771	3777	0
-240	247	7578	3412	-3268	0
269	-215	12470	-2962	3672	0
-299	641	9851	8839	-4058	0
279	-708	9286	-9771	3777	0
550	-114	9753	-1578	7541	0
-572	42	9095	586	-7853	0
509	-136	9282	-1873	6979	0
-528	69	8736	947	-7247	0

Pila 5 - SLU STR

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
---------------	----------------	-----------	-----------------	----------------	----------------

621	-144	12285	-1987	8524	0
-671	40	9226	558	-9205	0
-365	729	10018	10060	-4947	0
318	-827	11830	-11418	4301	0
-279	284	7440	3923	-3805	0
291	-265	15479	-3651	3966	0
-365	729	10018	10060	-4947	0
318	-827	11830	-11418	4301	0
621	-144	12285	-1987	8524	0
-671	40	9226	558	-9205	0
593	-150	9441	-2071	8128	0
-638	52	11094	721	-8759	0

Pila 5 - SISMA SLV

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
897	651	8129	8838	12256	0
-934	-722	8393	-9830	-12762	0
659	852	8031	11640	8950	0
-696	-924	8491	-12632	-9456	0
592	726	7896	9904	8022	0
-622	-782	8623	-10686	-8444	0
659	852	8031	11640	8950	0
-696	-924	8491	-12632	-9456	0
897	651	8129	8838	12256	0
-934	-722	8393	-9830	-12762	0
897	651	8155	8838	12243	0
-933	-722	8367	-9831	-12749	0

Tabella 19: Valori di calcolo delle azioni della fondazioni pila 5

Pila 6 - SLE RARA

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
317	-195	9254	-4054	6457	0
-370	154	10233	3201	-7544	0
-219	306	10017	6360	-4403	0
107	-395	10357	-8209	2134	0
-149	152	8591	3170	-3011	0
131	-146	12486	-3035	2645	0
-219	306	10017	6360	-4403	0
107	-395	10357	-8209	2134	0
317	-195	9254	-4054	6457	0

-370	154	10233	3201	-7544	0
238	-185	10062	-3846	4865	0
-351	15	10271	311	-7220	0

Pila 6 - SLU GEO

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
403	-257	9044	-5351	8185	0
-452	224	10730	4653	-9213	0
-293	390	10319	8107	-5908	0
159	-464	10474	-9652	3200	0
-190	205	8298	4256	-3829	0
179	-185	13302	-3840	3603	0
-293	390	10319	8107	-5908	0
159	-464	10474	-9652	3200	0
403	-257	9044	-5351	8185	0
-452	224	10730	4653	-9213	0
292	-240	10593	-4998	5951	0
-411	58	10153	1216	-8437	0

Pila 6 - SLU STR

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
464	-304	9294	-6329	9442	0
-527	254	13754	5286	-10746	0
-339	443	10787	9212	-6825	0
180	-543	13459	-11300	3604	0
-221	227	8416	4723	-4466	0
204	-214	16777	-4453	4108	0
-339	443	10787	9212	-6825	0
180	-543	13459	-11300	3604	0
464	-304	9294	-6329	9442	0
-527	254	13754	5286	-10746	0
340	-277	12678	-5763	6951	0
-485	53	11512	1100	-9967	0

Pila 6 - SISMA SLV

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
553	554	9104	10658	11023	0
-599	-586	9582	-11321	-11969	0
552	559	9017	10760	10994	0
-597	-591	9669	-11422	-11940	0
512	528	8966	10100	10171	0

-551	-554	9728	-10643	-10965	0
552	559	9017	10760	10994	0
-597	-591	9669	-11422	-11940	0
553	554	9104	10658	11023	0
-599	-586	9582	-11321	-11969	0
525	441	9058	8772	10075	0
-570	-473	9628	-9435	-11021	0

Tabella 20: Valori di calcolo delle azioni della fondazioni pila 6

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 Nmax	27487	5274	-16921
SLU STR Nmin	24083	5058	-3369
SLU STR Vmax	25091	4985	-6562
SLU STR Vmin	25432	4648	-5762
SIS STR (q1) Nmax	17149	6697	-19544
SIS STR (q1) Nmin	16955	5888	-13990
SIS STR (q1) Vmax	17038	6732	-19354
SIS STR (q1) Vmin	16955	6154	-15585
SIS STR (q2) Nmax	17149	6774	-19873
SIS STR (q2) Nmin	16955	5965	-14319
SIS STR (q2) Vmax	17038	6809	-19684
SIS STR (q2) Vmin	16955	6231	-15915
SLU GEO Nmax	21315	4123	-14731
SLU GEO Nmin	19432	4199	-8410
SLU GEO Vmax	19452	3872	-6522
SLU GEO Vmin	19432	3593	-4773
SIS GEO (q1) Nmax	17149	6133	-19026
SIS GEO (q1) Nmin	16955	5324	-13472
SIS GEO (q1) Vmax	17038	6168	-18837
SIS GEO (q1) Vmin	16955	5590	-15067
SIS GEO (q2) Nmax	17149	7339	-21438
SIS GEO (q2) Nmin	16955	6529	-15884
SIS GEO (q2) Vmax	17038	7374	-21249
SIS GEO (q2) Vmin	16955	6795	-17479

	N (kN)	T_{long} (kN)	M_{long} (kNm)
SLE Nmax	20361	3899	-12490
SLE Nmin	18870	3952	-7437
SLE Vmax	18737	3707	-5488
SLE Vmin	18870	3461	-4493
SLEfr Nmax	19257	3616	-9351
SLEfr Nmin	18203	3641	-5703
SLEfr Vmax	18264	3596	-5653
SLEfr Vmin	18203	3485	-4767
SLEqp Nmax	17148	3123	-4707
SLEqp Nmin	16956	3125	-4034
SLEqp Vmax	17037	3128	-4340
SLEqp Vmin	16956	3044	-3547

Tabella 21: Valori di calcolo delle azioni della fondazione Spalla 2

9. FONDAZIONI DIRETTE

9.1 Parametri del modello geotecnico

Per la spalla in esame, in funzione dei ridotti spesso 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

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

$$\phi_k = 42^\circ$$

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

9.2 Risultati Spalla 1

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.

Dati generali															
Dimensione Trasversale	L	=	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	m	
Dimensione Longitudinale	B	=	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	m	
Area Reale	A _{reale}	=	99.96	99.96	99.96	99.96	99.96	99.96	99.96	99.96	99.96	99.96	99.96	m ²	
Profondità Piano di Posa	D	=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	m	
Profondità Faldia	z _w	=	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	m	
Distanza faldia - Piano di Posa	Δz _w	=	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	m	
Sollecitazioni															
Resultante Forze Normali	N	=	26317.9	24859.4	24143.9	24859.4	22125.3	21836.0	22026.9	21836.0	22125.3	21836.0	22026.9	21836.0	kN
Momento longitudinale	M _B	=	26179.5	20385.2	20003.8	18267.9	37063.2	32221.3	37115.2	31063.9	40940.8	36098.9	40992.8	34941.5	kNm
Momento trasversale	M _L	=	11579.9	10938.1	10623.3	10938.1	9735.1	9607.8	9691.8	9607.8	9735.1	9607.8	9691.8	9607.8	kNm
Taglio longitudinale	H _B	=	6113.8	6048.3	6312.7	5793.2	8939.5	8481.6	8988.4	8342.1	10340.0	9882.1	10388.9	9742.6	kN
Taglio trasversale	H _L	=	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kN
Caratteristiche del Terreno															
Peso Specifico Sommerso	γ'	=	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	kN/m ³
Peso Specifico in Sito	γ	=	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	kN/m ³
Angolo Resistenza Taglio	φ	=	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	°
	γ _φ	=	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	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	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	°
	cotg'φ	=	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	
	c	=	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	kPa
	γ _c	=	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	
Coesione	c	=	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	kPa
Adesione	c _a	=	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	kPa
Pressione Media	c' _{media}	=	263.3	248.7	241.5	248.7	221.3	218.4	220.4	218.4	221.3	218.4	220.4	218.4	kPa
Eccentricità Trasversale	e _L	=	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	m
Eccentricità Longitudinale	e _B	=	0.995	0.820	0.829	0.735	1.675	1.476	1.685	1.423	1.850	1.653	1.861	1.600	m
Dimensione Trasversale efficace equivalente	L'	=	8.92	8.92	8.92	8.92	8.92	8.92	8.92	8.92	8.92	8.92	8.92	8.92	m
Dimensione Longitudinale efficace equivalente	B'	=	8.21	8.56	8.54	8.73	6.85	7.25	6.83	7.35	6.50	6.89	6.48	7.00	m
Area Efficace equivalente	A'	=	73.24	76.35	76.20	77.87	61.10	64.66	60.92	65.60	57.97	61.49	57.78	62.44	m ²
Peso Volume Terreno	γ _{CB'}	=	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Peso Volume Terreno	γ _{CL'}	=	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Inclinazione PC considerato	β	=	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	°
Pressione Verticale Efficace Agente alla quota di imposta	q ₀ = q ₀ cos β	=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	kPa
Pressione di Esercizio	q _{esercizio}	=	359.3	325.6	316.8	319.2	362.1	337.7	361.5	332.8	381.7	355.1	381.2	349.7	kPa
Determinazione Capacità Portante															
Coefficiente di Capacità Portante	N _B	=	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	
Coefficiente di Capacità Portante	N _L	=	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	
Coefficiente di Capacità Portante	N _C	=	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{B'}	=	1.521	1.510	1.511	1.505	1.566	1.552	1.566	1.548	1.579	1.564	1.579	1.560	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{B'}	=	0.595	0.587	0.584	0.604	0.366	0.392	0.361	0.401	0.293	0.316	0.288	0.324	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{L'}	=	1.479	1.490	1.489	1.495	1.434	1.448	1.434	1.452	1.421	1.436	1.421	1.440	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{L'}	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _B	=	0.731	0.726	0.708	0.739	0.541	0.565	0.537	0.574	0.471	0.495	0.467	0.504	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _L	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _C	=	0.723	0.718	0.700	0.731	0.528	0.553	0.524	0.562	0.456	0.481	0.452	0.490	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{C'}	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Forma	s _{B'}	=	0.632	0.616	0.617	0.609	0.693	0.675	0.694	0.670	0.709	0.691	0.710	0.686	
Coefficienti di Forma	s _{L'}	=	0.565	0.583	0.582	0.591	0.479	0.508	0.478	0.515	0.451	0.482	0.449	0.490	
Coefficiente di Forma	s _B	=	1.663	1.691	1.690	1.705	1.553	1.585	1.552	1.594	1.525	1.557	1.523	1.565	
Coefficiente di Forma	s _L	=	1.783	1.751	1.752	1.736	1.938	1.886	1.941	1.874	1.989	1.932	1.992	1.918	
Coefficiente di Forma	s _C	=	1.682	1.711	1.709	1.725	1.569	1.602	1.567	1.611	1.540	1.572	1.538	1.581	
Coefficiente di Forma	s _{C'}	=	1.805	1.772	1.773	1.757	1.964	1.911	1.967	1.898	2.016	1.958	2.020	1.944	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{B'}	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{L'}	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _B	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _L	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _C	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{C'}	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Inclinazione PC considerato	β	=	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{B'}	=	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{L'}	=	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _B	=	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _L	=	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _C	=	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{C'}	=	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	0.898	
q _{lim} y _{B'}	q _{lim} y _{B'}	=	1166.0	1170.2	1122.4	1212.5	655.6	723.9	646.6	746.4	509.2	568.6	500.9	588.7	kPa
q _{lim} y _{L'}	q _{lim} y _{L'}	=	1905.9	1965.7	1962.9	1993.1	1614.9	1711.6	1609.9	1735.5	1520.2	1626.1	1514.1	1652.5	kPa
q _{lim} y _B	q _{lim} y _B	=	1166.0	1170.2	1122.4	1212.5	655.6	723.9	646.6	746.4	509.2	568.6	500.9	588.7	kPa
q _{lim} y _L	q _{lim} y _L	=	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
q _{lim} q _{B'}	q _{lim} q _{B'}	=	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
q _{lim} q _{L'}	q _{lim} q _{L'}	=	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
q _{lim} q _B	q _{lim} q _B	=	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
q _{lim} q _L	q _{lim} q _L	=	3460.0	3494.4	3403.0	3587.6	2357.1	2520.5	2335.9	2573.5	1998.9	2151.1	1977.4	2201.8	kPa
q _{lim} q _C	q _{lim} q _C </														

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 23** sono riportati i risultati della verifica in oggetto, che risulta soddisfatta.

Sollecitazioni																								
		SLU	GEO	Nm	LU	GEO	Nm	LU	GEO	Vm	LU	GEO	Vm	GEO (q1) Nr	GEO (q1) Ni	GEO (q1) Vr	GEO (q1) Vi	GEO (q2) Nr	GEO (q2) Ni	GEO (q2) Vr	GEO (q2) Vi	GEO (q2) Vmin		
Resultante Forze Normali	N	=	26317.9	24859.4	24143.9	24859.4	22125.3	21836.0	22026.9	21836.0	22125.3	21836.0	22026.9	21836.0	22026.9	21836.0	22026.9	21836.0	22026.9	21836.0	22026.9	21836.0	21836.0	kN
Momento longitudinale	M _B	=	26179.5	20385.2	20003.8	18267.9	37063.2	32221.3	37115.2	31063.9	40940.8	36098.9	40992.8	34941.5	36098.9	40992.8	34941.5	36098.9	40992.8	34941.5	36098.9	40992.8	34941.5	kNm
Momento trasversale	M _L	=	11579.9	10938.1	10623.3	10938.1	9735.1	9607.8	9691.8	9607.8	9735.1	9607.8	9691.8	9607.8	9691.8	9607.8	9691.8	9607.8	9691.8	9607.8	9691.8	9607.8	9691.8	kNm
Taglio longitudinale	H _B	=	6113.8	6048.3	6312.7	5793.2	8939.5	8481.6	8988.4	8342.1	10340.0	9882.1	10388.9	9742.6	9882.1	10388.9	9742.6	9882.1	10388.9	9742.6	9882.1	10388.9	9742.6	kN
Taglio trasversale	H _L	=	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kN
Caratteristiche del Terreno																								
Peso Specifico Sommerso	γ'	=	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	kNm ³
Peso Specifico in Sito	γ	=	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	kNm ³
Angolo Resistenza Taglio	φ	=	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	°
	γ _φ	=	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	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	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	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	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	
	Rd	=	17234.0	16278.9	15810.4	16278.9	14488.5	14299.1	14424.1	14299.1	14488.5	14299.1	14424.1	14299.1	14488.5	14299.1	14424.1	14299.1	14488.5	14299.1	14424.1	14299.1	14488.5	
	Ed	=	6113.8	6048.3	6312.7	5793.2	8939.5	8481.6	8988.4	8342.1	10340.0	9882.1	10388.9	9742.6	9882.1	10388.9	9742.6	9882.1	10388.9	9742.6	9882.1	10388.9	9742.6	

Tabella 23: SPALLA 1 – 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.

9.3 Risultati Pile 1 e 2

9.3.1 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.

9.3.2 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.

Dati generali															
Dimensione Trasversale	L	=	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	m	
Dimensione Longitudinale	B	=	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	m	
Area Reale	A _{reale}	=	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	m ²	
Profondità Piano di Posa	D	=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	m	
Profondità Faldati	z _w	=	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	m	
Distanza faldati - Piano di Posa	Δz _w	=	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	m	
Sollecitazioni															
			SLU GEO 1	SLU GEO 2	SLU GEO 3	SLU GEO 4	SLU GEO 5	SLU GEO 6	SLU GEO 7	SLU GEO 8	SLU GEO 9	SLU GEO 10	SLU GEO 11	SLU GEO 12	
Risultante Forze Normali	N	=	8419.3	8518.4	8377.6	8481.1	8400.9	11040.0	8377.6	8481.1	8419.3	8518.4	8560.5	8295.5	kN
Momento longitudinale	M _B	=	6777.9	-654.7	3659.7	-2032.0	1858.8	-2430.1	3659.7	-2032.0	6777.9	-654.7	6477.2	-4687.8	kNm
Momento trasversale	M _L	=	1332.3	-1561.3	5213.9	-5885.9	3010.3	-2726.0	5213.9	-5885.9	1332.3	-1561.3	1302.5	-3276.0	kNm
Taglio longitudinale	H _B	=	689.6	-666.8	370.0	-205.3	187.6	-245.9	370.0	-205.3	689.6	-666.8	658.9	-476.3	kN
Taglio trasversale	H _L	=	-136.0	159.3	-532.0	600.6	-307.2	278.2	-532.0	600.6	-136.0	159.3	-132.9	334.3	kN
Caratteristiche del Terreno															
Peso Specifico Sommerso	γ'	=	16.0	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	kN/m ³
Peso Specifico in Sito	γ	=	26.0	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Angolo Resistenza Taglio	φ	=	42.0	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	°
	γ _φ	=	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	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	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	°
	cotφ'	=	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	
	c	=	80.0	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	kPa
	γ _c	=	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	
Coesione	c	=	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	kPa
Adesione	c _a	=	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	kPa
Pressione Media	c _{media}	=	150.2	152.0	149.5	151.3	114.2	197.0	149.5	151.3	150.2	152.0	152.7	148.0	kPa
Eccentricità Trasversale	e _L	=	0.158	-0.183	0.622	-0.694	0.470	-0.247	0.622	-0.694	0.158	-0.183	0.152	-0.395	m
Eccentricità Longitudinale	e _B	=	0.805	-0.769	0.437	-0.240	0.290	-0.220	0.437	-0.240	0.805	-0.769	0.757	-0.565	m
Dimensione Trasversale efficace equivalente	L'	=	9.18	9.13	8.26	8.11	8.56	9.01	8.26	8.11	9.18	9.13	9.20	8.71	m
Dimensione Longitudinale efficace equivalente	B'	=	4.29	4.36	5.03	5.42	5.32	5.46	5.03	5.42	4.29	4.36	4.39	4.77	m
Area Efficace equivalente	A'	=	39.40	39.83	41.49	43.97	45.53	49.17	41.49	43.97	39.40	39.83	40.34	41.55	m ²
Peso Volume Terreno	γ _{CB'}	=	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Peso Volume Terreno	γ _{CL'}	=	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Inclinazione PC considerato	β	=	20.0	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	°
Pressione Verticale Efficace Agente alla quota di imposta	q ₀ = q _{0,01z} COS β	=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	kPa
Pressione di Esercizio	q _{esercizio}	=	213.7	213.9	201.9	192.9	140.6	224.5	201.9	192.9	213.7	213.9	212.2	199.7	kPa
Determinazione Capacità Portante															
Coefficiente di Capacità Portante	N _B	=	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	
Coefficiente di Capacità Portante	N _L	=	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	
Coefficiente di Capacità Portante	N _C	=	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{B'}	=	1.682	1.677	1.622	1.599	1.617	1.623	1.622	1.599	1.682	1.677	1.677	1.646	
Coefficienti di inclinazione del Carico	i _{B'}	=	0.852	0.859	0.922	0.957	0.954	0.959	0.922	0.957	0.852	0.859	0.861	0.898	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{L'}	=	1.318	1.323	1.378	1.401	1.383	1.377	1.378	1.401	1.318	1.323	1.323	1.354	
Coefficienti di inclinazione del Carico	i _{L'}	=	0.974	0.970	0.898	0.888	0.931	0.958	0.898	0.888	0.974	0.970	0.975	0.936	
Coefficienti di inclinazione del Carico	i _B	=	0.905	0.909	0.951	0.974	0.971	0.974	0.951	0.974	0.905	0.909	0.911	0.935	
Coefficienti di inclinazione del Carico	i _L	=	0.985	0.983	0.940	0.933	0.960	0.975	0.940	0.933	0.985	0.983	0.986	0.962	
Coefficienti di inclinazione del Carico	i _B	=	0.902	0.906	0.949	0.973	0.970	0.974	0.949	0.973	0.902	0.906	0.908	0.934	
Coefficienti di inclinazione del Carico	i _L	=	0.985	0.982	0.938	0.931	0.958	0.975	0.938	0.931	0.985	0.982	0.985	0.961	
Coefficiente di Forma	s _{B'}	=	0.813	0.809	0.756	0.733	0.751	0.758	0.756	0.733	0.813	0.809	0.809	0.781	
Coefficiente di Forma	s _{L'}	=	0.144	0.162	0.343	0.401	0.356	0.340	0.343	0.401	0.144	0.162	0.161	0.270	
Coefficiente di Forma	s _B	=	1.336	1.344	1.439	1.481	1.448	1.437	1.439	1.481	1.336	1.344	1.344	1.394	
Coefficiente di Forma	s _L	=	2.542	2.509	2.183	2.078	2.159	2.188	2.183	2.078	2.542	2.509	2.510	2.315	
Coefficiente di Forma	s _B	=	1.346	1.354	1.451	1.495	1.460	1.449	1.451	1.495	1.346	1.354	1.353	1.406	
Coefficiente di Forma	s _L	=	2.585	2.551	2.216	2.108	2.192	2.222	2.216	2.108	2.585	2.551	2.552	2.352	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{B'}	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{L'}	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _B	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _L	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _B	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _L	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Inclinazione PC considerato	β	=	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
Coefficiente di inclinazione del piano campagna	g _{B'}	=	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di inclinazione del piano campagna	g _{L'}	=	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di inclinazione del piano campagna	g _B	=	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di inclinazione del piano campagna	g _L	=	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di inclinazione del piano campagna	g _B	=	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	
Coefficiente di inclinazione del piano campagna	g _L	=	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	
q _{lim yB'}	q _{lim yB'}	=	848.1	864.2	999.5	1084.8	1087.3	1131.0	999.5	1084.8	848.1	864.2	872.1	954.5	kPa
q _{lim yL'}	q _{lim yL'}	=	366.6	409.9	725.6	824.4	810.3	836.9	725.6	824.4	366.6	409.9	412.9	626.6	kPa
q _{lim yB}	q _{lim yB}	=	848.1	864.2	999.5	1084.8	1087.3	1131.0	999.5	1084.8	848.1	864.2	872.1	954.5	kPa
q _{lim yL}	q _{lim yL}	=	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
q _{lim qB'}	q _{lim qB'}	=	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
q _{lim qL'}	q _{lim qL'}	=	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
q _{lim qB}	q _{lim qB}	=	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
q _{lim qL}	q _{lim qL}	=	3322.2	3357.7	3769.4	3979.9	3877.3	3860.1	3769.4	3979.9	3322.2	3357.7	33		

Dati generali														
Dimensione Trasversale	L	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	m
Dimensione Longitudinale	B	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	m
Area Reale	A _{reale}	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	m ²
Profondità Piano di Posa	D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	m
Profondità Faldia	Z _w	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	m
Distanza faldia - Piano di Posa	ΔZ _w	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	m
Sollecitazioni														
Resultante Forze Normali	N	7553.0	7286.5	7153.9	7685.5	7076.1	7769.3	7153.9	7685.5	7553.0	7286.5	7529.5	7310.0	kN
Momento longitudinale	M _B	10049.4	-9816.2	6901.8	-6668.7	7144.0	-7039.0	6901.8	-6668.7	10049.4	-9816.2	8731.9	-8498.7	kNm
Momento trasversale	M _L	2763.4	-3104.2	4662.0	-5002.8	4550.2	-4832.7	4662.0	-5002.8	2763.4	-3104.2	3628.1	-3968.9	kNm
Taglio longitudinale	H _B	1028.5	-1004.8	706.3	-682.5	731.0	-720.3	706.3	-682.5	1028.5	-1004.8	893.0	-869.2	kN
Taglio trasversale	H _L	-284.4	319.2	-479.7	514.5	-468.3	497.1	-479.7	514.5	-284.4	319.2	-374.2	408.9	kN
Caratteristiche del Terreno														
Peso Specifico Sommerso	γ'	16.0	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	kN/m ³
Peso Specifico in Sito	γ	26.0	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Angolo Resistenza Taglio	φ	42.0	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	°
	γ _φ	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	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	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	°
	cotφ'	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	
	c	80.0	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	kPa
	γ _c	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	
Coesione	c	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	kPa
Adesione	c _a	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	kPa
Pressione Media	c _{media}	134.8	130.0	127.6	137.1	126.2	138.6	127.6	137.1	134.8	130.0	134.3	130.4	kPa
Eccentricità Trasversale	e _L	0.366	-0.426	0.652	-0.651	0.643	-0.622	0.652	-0.651	0.366	-0.426	0.482	-0.543	m
Eccentricità Longitudinale	e _B	1.331	-1.347	0.965	-0.868	1.010	-0.906	0.965	-0.868	1.331	-1.347	1.160	-1.163	m
Dimensione Trasversale efficace equivalente	L'	8.77	8.65	8.20	8.20	8.21	8.26	8.20	8.20	8.77	8.65	8.54	8.41	m
Dimensione Longitudinale efficace equivalente	B'	3.24	3.21	3.97	4.16	3.88	4.09	3.97	4.16	3.24	3.21	3.58	3.57	m
Area Efficace equivalente	A'	28.40	27.72	32.54	34.14	31.88	33.75	32.54	34.14	28.40	27.72	30.57	30.08	m ²
Peso Volume Terreno	γ _{CB'}	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Peso Volume Terreno	γ _{CL'}	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Inclinazione PC considerato	β	20.0	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	°
Pressione Verticale Efficace Agente alla quota di imposta	q ₀ = q ₀ orig COS β	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	kPa
Pressione di Esercizio	q _{esercizio}	265.9	262.8	219.8	225.1	222.0	230.2	219.8	225.1	265.9	262.8	246.3	243.0	kPa
Determinazione Capacità Portante														
Coefficiente di Capacità Portante	N _B	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	
Coefficiente di Capacità Portante	N _L	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	
Coefficiente di Capacità Portante	N _C	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{B'}	1.730	1.730	1.674	1.663	1.679	1.669	1.674	1.663	1.730	1.730	1.704	1.702	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{L'B'}	0.745	0.743	0.823	0.839	0.814	0.831	0.823	0.839	0.745	0.743	0.781	0.782	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{L'}	1.270	1.270	1.326	1.337	1.321	1.331	1.326	1.337	1.270	1.270	1.296	1.298	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{L'L'}	0.937	0.927	0.892	0.891	0.894	0.896	0.892	0.891	0.937	0.927	0.918	0.908	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{B'B'}	0.830	0.829	0.885	0.896	0.879	0.891	0.885	0.896	0.830	0.829	0.856	0.856	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{L'L'}	0.964	0.959	0.937	0.936	0.938	0.939	0.937	0.936	0.964	0.959	0.953	0.947	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{B'B'}	0.825	0.824	0.882	0.893	0.876	0.888	0.882	0.893	0.825	0.824	0.852	0.852	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{L'L'}	0.963	0.957	0.935	0.935	0.936	0.937	0.935	0.935	0.963	0.957	0.952	0.946	
Coefficiente di Forma	s _{B'B'}	0.852	0.852	0.806	0.797	0.811	0.802	0.806	0.797	0.852	0.852	0.832	0.830	
Coefficiente di Forma	s _{L'L'}	-0.083	-0.079	0.174	0.213	0.153	0.192	0.174	0.213	-0.083	-0.079	0.046	0.058	
Coefficiente di Forma	s _{B'B'}	1.266	1.267	1.349	1.366	1.340	1.357	1.349	1.366	1.266	1.267	1.302	1.306	
Coefficiente di Forma	s _{L'L'}	2.950	2.943	2.487	2.418	2.525	2.487	2.418	2.487	2.950	2.943	2.717	2.695	
Coefficiente di Forma	s _{B'B'}	1.274	1.275	1.359	1.376	1.350	1.367	1.359	1.376	1.274	1.275	1.311	1.315	
Coefficiente di Forma	s _{L'L'}	3.005	2.998	2.529	2.458	2.567	2.496	2.529	2.458	3.005	2.998	2.765	2.743	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{B'}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{L'}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{B'B'}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{L'L'}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{B'B'}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{L'L'}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Inclinazione PC considerato	β	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{B'}	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{L'}	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{B'B'}	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{L'L'}	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{B'B'}	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{L'L'}	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	
q _{lim yB'}	q _{lim yB'}	586.9	578.8	751.4	794.5	731.2	777.4	751.4	794.5	586.9	578.8	664.2	661.7	kPa
q _{lim yL'}	q _{lim yL'}	-194.2	-180.9	363.6	443.2	321.2	405.4	363.6	443.2	-194.2	-180.9	103.7	127.5	kPa
q _{lim yB'}	q _{lim yB'}	586.9	578.8	751.4	794.5	731.2	777.4	751.4	794.5	586.9	578.8	664.2	661.7	kPa
q _{lim yL'}	q _{lim yL'}	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
q _{lim qB'}	q _{lim qB'}	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
q _{lim qL'}	q _{lim qL'}	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
q _{lim qB'}	q _{lim qB'}	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
q _{lim qL'}	q _{lim qL'}	2876.2	2872.9	3279.2	3364.8	3235.5	3320.5	3279.2	3364.8	2876.2	2872.9	3055.8	3066.4	kPa
q _{lim cB'}	q _{lim cB'}	7920.7	7854.3	6473.1	6285.8	6578.4	6401.1	6473.1	6285.8	7920.7	7854.3	7201.7	7098.6	kPa
q _{lim cL'}	q _{lim cL'}	2876.2	2872.9	3279.2	3364.8	3235.5	3320.5	3279.2	3364.8	2876.2	2872.9	3055.8	3066.4	kPa
Pressione Limite	q _{lim}	3463.0	3451.7	4030.6	4159.2	3966.6								

Dati generali															
Dimensione Trasversale	L	=	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	m	
Dimensione Longitudinale	B	=	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	m	
Area Reale	A _{reale}	=	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	m ²	
Profondità Piano di Posa	D	=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	m	
Profondità Faldia	z _w	=	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	m	
Distanza faldia - Piano di Posa	Δz _w	=	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	m	
Sollecitazioni															
			SLU GEO 1	SLU GEO 2	SLU GEO 3	SLU GEO 4	SLU GEO 5	SLU GEO 6	SLU GEO 7	SLU GEO 8	SLU GEO 9	SLU GEO 10	SLU GEO 11	SLU GEO 12	
Risultante Forze Normali	N	=	9813.1	9631.3	10030.6	9649.0	7867.5	12595.5	10030.6	9649.0	9813.1	9631.3	9045.6	9547.3	kN
Momento longitudinale	M _B	=	6456.1	-5533.7	3443.4	-1354.2	3010.4	-2503.3	3443.4	-1354.2	6456.1	-5533.7	5931.5	-5059.1	kNm
Momento trasversale	M _L	=	573.4	-1250.5	9493.4	-10227.8	2814.9	-1759.6	9493.4	-10227.8	573.4	-1250.5	931.0	-1525.1	kNm
Taglio longitudinale	H _B	=	368.8	-315.5	191.8	-73.9	169.7	-140.4	191.8	-73.9	368.8	-315.5	338.5	-288.1	kN
Taglio trasversale	H _L	=	-33.1	72.3	-548.8	591.2	-162.7	101.7	-548.8	591.2	-33.1	72.3	-53.8	88.2	kN
Caratteristiche del Terreno															
Peso Specifico Sommerso	γ'	=	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	kN/m ³
Peso Specifico in Sito	γ	=	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	kN/m ³
Angolo Resistenza Taglio	φ	=	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	°
	γ _φ	=	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	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	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	°
	cotφ'	=	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	
	c	=	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	kPa
	γ _c	=	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	
Coesione	c	=	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	kPa
Adesione	c _a	=	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	kPa
Pressione Media	c' _{media}	=	175.1	171.8	179.0	172.1	140.4	224.7	179.0	172.1	175.1	171.8	161.4	170.3	kPa
Eccentricità Trasversale	e _L	=	0.058	-0.130	0.946	-1.060	0.358	-0.140	0.946	-1.060	0.058	-0.130	0.103	-0.160	m
Eccentricità Longitudinale	e _B	=	0.658	-0.575	0.343	-0.140	0.383	-0.199	0.343	-0.140	0.658	-0.575	0.656	-0.530	m
Dimensione Trasversale efficace equivalente	L'	=	9.38	9.24	7.61	7.38	8.78	9.22	7.61	7.38	9.38	9.24	9.29	9.18	m
Dimensione Longitudinale efficace equivalente	B'	=	4.58	4.75	5.21	5.62	5.13	5.50	5.62	4.58	4.75	4.59	4.84	4.84	m
Area Efficace equivalente	A'	=	43.01	43.90	39.66	41.47	45.11	50.74	39.66	41.47	43.01	43.90	42.65	44.44	m ²
Peso Volume Terreno	γ _{CB'}	=	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Peso Volume Terreno	γ _{CL'}	=	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Inclinazione PC considerato	β	=	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	°
Pressione Verticale Efficace Agente alla quota di imposta	q ₀ = q ₀ orig COS β	=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	kPa
Pressione di Esercizio	q _{esercizio}	=	228.1	219.4	252.9	232.7	174.4	248.3	252.9	232.7	228.1	219.4	212.1	214.9	kPa
Determinazione Capacità Portante															
Coefficiente di Capacità Portante	N _B	=	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	
Coefficiente di Capacità Portante	N _L	=	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	
Coefficiente di Capacità Portante	N _C	=	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{B'}	=	1.672	1.660	1.593	1.568	1.631	1.626	1.593	1.568	1.672	1.660	1.669	1.655	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{L'B'}	=	0.929	0.939	0.964	0.986	0.963	0.979	0.964	0.986	0.929	0.939	0.931	0.944	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{L'}	=	1.328	1.340	1.407	1.432	1.369	1.374	1.407	1.432	1.328	1.340	1.331	1.345	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{L'L'}	=	0.994	0.988	0.905	0.896	0.968	0.986	0.905	0.896	0.994	0.988	0.990	0.985	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{L'B'}	=	0.955	0.962	0.978	0.991	0.977	0.987	0.978	0.991	0.955	0.962	0.956	0.965	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{L'L'}	=	0.997	0.993	0.944	0.937	0.981	0.992	0.944	0.937	0.997	0.993	0.994	0.991	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{L'B'}	=	0.954	0.961	0.977	0.991	0.976	0.986	0.977	0.991	0.954	0.961	0.955	0.964	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{L'L'}	=	0.997	0.993	0.942	0.935	0.981	0.992	0.942	0.935	0.997	0.993	0.994	0.991	
Coefficiente di Forma	s _{B'}	=	0.805	0.794	0.726	0.695	0.766	0.761	0.726	0.695	0.805	0.794	0.803	0.789	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	s _{L'L'}	=	0.181	0.222	0.416	0.475	0.316	0.330	0.416	0.475	0.181	0.222	0.190	0.241	
Coefficiente di Forma	s _{B'}	=	1.352	1.370	1.494	1.548	1.421	1.430	1.494	1.548	1.352	1.370	1.356	1.380	
Coefficiente di Forma	s _{L'L'}	=	2.474	2.401	2.051	1.946	2.232	2.207	2.051	1.946	2.474	2.401	2.459	2.366	
Coefficiente di Forma	s _{B'}	=	1.362	1.381	1.508	1.564	1.433	1.442	1.508	1.564	1.362	1.381	1.366	1.390	
Coefficiente di Forma	s _{L'L'}	=	2.516	2.440	2.081	1.973	2.267	2.241	2.081	1.973	2.516	2.440	2.500	2.405	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{B'}	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{L'L'}	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{B'}	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{L'L'}	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{B'}	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{L'L'}	=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Inclinazione PC considerato	β	=	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{B'}	=	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{L'L'}	=	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{B'}	=	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{L'L'}	=	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{B'}	=	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{L'L'}	=	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	
	q _{lim yB'}	=	977.8	1011.0	1040.3	1098.9	1080.5	1169.4	1040.3	1098.9	977.8	1011.0	978.1	1028.8	kPa
	q _{lim yL'}	=	482.4	577.9	817.9	894.9	765.6	855.0	817.9	894.9	482.4	577.9	498.3	622.3	kPa
	q _{lim yj}	=	977.8	1011.0	1040.3	1098.9	1080.5	1169.4	1040.3	1098.9	977.8	1011.0	978.1	1028.8	kPa
	q _{lim qB'}	=	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
	q _{lim qL'}	=	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
	q _{lim qi}	=	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
	q _{lim cB'}	=	3555.0	3629.3	4030.2	4241.4	3827.6	3891.9	4030.2	4241.4	3555.0	3629.3	3569.4	3667.8	kPa
	q _{lim cL'}	=	6861.7	6629.0	5363.0	5049.0	6084.2	6081.0	5363.0	5049.0	6861.7	6629.0	6802.1	6520.9	kPa
	q _{lim c}	=	3555												

Dati generali														
Dimensione Trasversale	L	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	m
Dimensione Longitudinale	B	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	m
Area Reale	A _{reale}	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	56.05	m ²
Profondità Piano di Posa	D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	m
Profondità Faldia	z _w	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	m
Distanza faldia - Piano di Posa	Δz _w	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	m
Sollecitazioni														
		SIS 1	SIS 2	SIS 3	SIS 4	SIS 5	SIS 6	SIS 7	SIS 8	SIS 9	SIS 10	SIS 11	SIS 12	
Risultante Forze Normali	N	8509.3	8828.6	8505.1	8832.8	8386.5	8949.5	8505.1	8832.8	8509.3	8828.6	8564.5	8773.4	kN
Momento longitudinale	M _B	11410.9	-10374.7	9326.6	-8290.4	10186.4	-9201.1	9326.6	-8290.4	11410.9	-10374.7	10344.0	-9307.8	kNm
Momento trasversale	M _L	4439.8	-5243.2	9518.6	-10321.9	7053.1	-7667.3	9518.6	-10321.9	4439.8	-5243.2	6364.7	-7168.1	kNm
Taglio longitudinale	H _B	680.6	-620.7	559.7	-499.8	609.4	-552.5	559.7	-499.8	680.6	-620.7	618.5	-558.6	kN
Taglio trasversale	H _L	-280.4	326.9	-570.6	617.0	-428.1	463.6	-570.6	617.0	-280.4	326.9	-388.3	434.7	kN
Caratteristiche del Terreno														
Peso Specifico Sommerso	γ'	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	kN/m ³
Peso Specifico in Sito	γ	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	kN/m ³
Angolo Resistenza Taglio	φ	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	°
	γ _φ	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	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	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	35.77	°
	cotφ'	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	
	c	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	kPa
	γ _c	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	
	c	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	kPa
Coesione	c	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	kPa
Adesione	c _a	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0	kPa
Pressione Media	c' _{media}	151.8	157.5	151.7	157.6	149.6	159.7	151.7	157.6	151.8	157.5	152.8	156.5	kPa
Eccentricità Trasversale	e _L	0.522	-0.594	1.119	-1.169	0.841	-0.857	1.119	-1.169	0.522	-0.594	0.743	-0.817	m
Eccentricità Longitudinale	e _B	1.341	-1.175	1.097	-0.939	1.215	-1.028	1.097	-0.939	1.341	-1.175	1.208	-1.061	m
Dimensione Trasversale efficace equivalente	L'	8.46	8.31	7.26	7.16	7.82	7.79	7.26	7.16	8.46	8.31	8.01	7.87	m
Dimensione Longitudinale efficace equivalente	B'	3.22	3.55	3.71	4.02	3.47	3.84	3.71	4.02	3.22	3.55	3.48	3.78	m
Area Efficace equivalente	A'	27.21	29.51	26.92	28.81	27.13	29.93	26.92	28.81	27.21	29.51	27.92	29.72	m ²
Peso Volume Terreno	γ _{CB'}	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Peso Volume Terreno	γ _{CL'}	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Inclinazione PC considerato	β	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	°
Pressione Verticale Efficace Agente alla quota di imposta	q ₀ = q ₀ oriz COS β	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	kPa
Pressione di Esercizio	q _{esercizio}	312.7	299.2	316.0	306.5	309.1	299.0	316.0	306.5	312.7	299.2	306.7	295.2	kPa
Determinazione Capacità Portante														
Coefficiente di Capacità Portante	N _B	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	54.24	
Coefficiente di Capacità Portante	N _B	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	36.65	
Coefficiente di Capacità Portante	N _L	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	49.49	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{B'}	1.724	1.701	1.662	1.640	1.693	1.670	1.662	1.640	1.724	1.701	1.697	1.676	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{B'}	0.839	0.860	0.869	0.888	0.855	0.878	0.869	0.888	0.839	0.860	0.856	0.874	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{L'}	1.276	1.299	1.338	1.360	1.307	1.330	1.338	1.360	1.276	1.299	1.303	1.324	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{L'}	0.943	0.936	0.882	0.877	0.911	0.909	0.882	0.877	0.943	0.936	0.921	0.914	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{B'}	0.895	0.910	0.916	0.929	0.906	0.922	0.916	0.929	0.895	0.910	0.907	0.919	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{L'}	0.967	0.963	0.931	0.927	0.948	0.947	0.931	0.927	0.967	0.963	0.954	0.950	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{B'}	0.892	0.907	0.914	0.927	0.904	0.920	0.914	0.927	0.892	0.907	0.904	0.917	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _{L'}	0.966	0.962	0.929	0.925	0.947	0.946	0.929	0.925	0.966	0.962	0.953	0.948	
Coefficiente di Forma	s _{B'}	0.848	0.829	0.796	0.775	0.822	0.803	0.796	0.775	0.848	0.829	0.826	0.808	
Coefficiente di Forma	s _{L'}	-0.051	0.063	0.216	0.288	0.099	0.190	0.216	0.288	-0.051	0.063	0.080	0.167	
Coefficiente di Forma	s _{B'}	1.274	1.308	1.368	1.405	1.320	1.356	1.368	1.405	1.274	1.308	1.313	1.346	
Coefficiente di Forma	s _{L'}	2.893	2.687	2.411	2.283	2.623	2.459	2.411	2.283	2.893	2.687	2.657	2.500	
Coefficiente di Forma	s _{B'}	1.282	1.316	1.378	1.416	1.329	1.366	1.378	1.416	1.282	1.316	1.322	1.356	
Coefficiente di Forma	s _{L'}	2.946	2.734	2.451	2.319	2.668	2.500	2.451	2.319	2.946	2.734	2.703	2.542	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{B'}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{L'}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{B'}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{L'}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{B'}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{L'}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Inclinazione PC considerato	β	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{B'}	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{L'}	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{B'}	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{L'}	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{B'}	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{L'}	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	
q _{lim yB'}	q _{lim yB'}	653.1	722.3	731.3	790.3	696.3	772.5	731.3	790.3	653.1	722.3	702.9	761.3	kPa
q _{lim yL'}	q _{lim yL'}	-116.3	140.5	395.3	515.6	201.1	383.2	395.3	515.6	-116.3	140.5	168.5	342.8	kPa
q _{lim yB}	q _{lim yB}	653.1	722.3	731.3	790.3	696.3	772.5	731.3	790.3	653.1	722.3	702.9	761.3	kPa
q _{lim yB'}	q _{lim yB'}	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
q _{lim yL'}	q _{lim yL'}	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
q _{lim q}	q _{lim q}	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
q _{lim cB'}	q _{lim cB'}	3129.2	3267.1	3445.7	3592.1	3286.1	3436.6	3445.7	3592.1	3129.2	3267.1	3271.2	3402.4	kPa
q _{lim cL'}	q _{lim cL'}	7791.6	7197.9	6227.8	5869.3	6914.7	6470.6	6227.8	5869.3	7791.6	7197.9	7050.8	6597.2	kPa
q _{lim c}	q _{lim c}	3129.2	3267.1	3445.7	3592.1	3286.1	3436.6	3445.7	3592.1	3129.2	3267.1	3271.2	3402.4	kPa
Pressione Limite	q _{lim}	378												

9.3.3 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 23** sono riportati i risultati della verifica in oggetto, che risulta soddisfatta.

Sollecitazioni														
		SLU GEO 1	SLU GEO 2	SLU GEO 3	SLU GEO 4	SLU GEO 5	SLU GEO 6	SLU GEO 7	SLU GEO 8	SLU GEO 9	SLU GEO 10	SLU GEO 11	SLU GEO 12	
Risultante Forze Normali	N	8419.3	8518.4	8377.6	8481.1	6400.9	11040.0	8377.6	8481.1	8419.3	8518.4	8560.5	8295.5	kN
Momento longitudinale	M _B	6777.9	-654.7	3659.7	-2032.0	1858.8	-2430.1	3659.7	-2032.0	6777.9	-654.7	6477.2	-4687.8	kNm
Momento trasversale	M _L	1332.3	-1561.3	5213.9	-5885.9	3010.3	-2726.0	5213.9	-5885.9	1332.3	-1561.3	1302.5	-3276.0	kNm
Taglio longitudinale	H _B	689.6	-666.8	370.0	-205.3	187.6	-245.9	370.0	-205.3	689.6	-666.8	658.9	-476.3	kN
Taglio trasversale	H _L	-136.0	159.3	-532.0	600.6	-307.2	278.2	-532.0	600.6	-136.0	159.3	-132.9	334.3	kN
Caratteristiche del Terreno														
Peso Specifico Sommerso	γ'	16.0	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	kN/m ³
Peso Specifico in Sito	γ	26.0	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Angolo Resistenza Taglio	φ	42.0	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	°
	γ _φ	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	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	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	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	
	Rd	5513.3	5578.2	5486.0	5553.8	4191.6	7229.4	5486.0	5553.8	5513.3	5578.2	5605.7	5432.2	
	Ed	702.9	685.6	648.1	634.7	359.9	371.3	648.1	634.7	702.9	685.6	672.2	581.9	

Sollecitazioni														
		SIS 1	SIS 2	SIS 3	SIS 4	SIS 5	SIS 6	SIS 7	SIS 8	SIS 9	SIS 10	SIS 11	SIS 12	
Risultante Forze Normali	N	7553.0	7286.5	7153.9	7685.5	7076.1	7769.3	7153.9	7685.5	7553.0	7286.5	7529.5	7310.0	kN
Momento longitudinale	M _B	10049.4	-9816.2	6901.8	-6668.7	7144.0	-7039.0	6901.8	-6668.7	10049.4	-9816.2	8731.9	-8498.7	kNm
Momento trasversale	M _L	2763.4	-3104.2	4662.0	-5002.8	4550.2	-4832.7	4662.0	-5002.8	2763.4	-3104.2	3628.1	-3968.9	kNm
Taglio longitudinale	H _B	1028.5	-1004.8	706.3	-682.5	731.0	-720.3	706.3	-682.5	1028.5	-1004.8	893.0	-869.2	kN
Taglio trasversale	H _L	-284.4	319.2	-479.7	514.5	-468.3	497.1	-479.7	514.5	-284.4	319.2	-374.2	408.9	kN
Caratteristiche del Terreno														
Peso Specifico Sommerso	γ'	16.0	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	kN/m ³
Peso Specifico in Sito	γ	26.0	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Angolo Resistenza Taglio	φ	42.0	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	°
	γ _φ	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	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	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	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	
	Rd	4946.0	4771.5	4684.7	5032.8	4633.7	5087.6	4684.7	5032.8	4946.0	4771.5	4930.6	4786.9	
	Ed	1067.2	1054.2	853.8	854.7	868.1	875.1	853.8	854.7	1067.2	1054.2	968.2	960.6	

Tabella 28: PILA 1 – Risultati verifica a scorrimento

Sollecitazioni														
		SLU GEO 1	SLU GEO 2	SLU GEO 3	SLU GEO 4	SLU GEO 5	SLU GEO 6	SLU GEO 7	SLU GEO 8	SLU GEO 9	SLU GEO 10	SLU GEO 11	SLU GEO 12	
Risultante Forze Normali	N	9813.1	9631.3	10030.6	9649.0	7867.5	12595.5	10030.6	9649.0	9813.1	9631.3	9045.6	9547.3	kN
Momento longitudinale	M _B	6456.1	-5533.7	3443.4	-1354.2	3010.4	-2503.3	3443.4	-1354.2	6456.1	-5533.7	5931.5	-5059.1	kNm
Momento trasversale	M _L	573.4	-1250.5	9493.4	-10227.8	2814.9	-1759.6	9493.4	-10227.8	573.4	-1250.5	931.0	-1625.1	kNm
Taglio longitudinale	H _B	368.8	-315.5	191.8	-73.9	169.7	-140.4	191.8	-73.9	368.8	-315.5	338.5	-288.1	kN
Taglio trasversale	H _L	-33.1	72.3	-548.8	591.2	-162.7	101.7	-548.8	591.2	-33.1	72.3	-53.8	88.2	kN
Caratteristiche del Terreno														
Peso Specifico Sommerso	γ'	16.0	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	kN/m ³
Peso Specifico in Sito	γ	26.0	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kN/m ³
Angolo Resistenza Taglio	φ	42.0	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	°
	γ _φ	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	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	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	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	
	Rd	6426.0	6306.9	6568.4	6318.5	5152.0	8248.0	6568.4	6318.5	6426.0	6306.9	5923.4	6251.9	
	Ed	370.3	323.7	581.3	595.8	235.1	173.3	581.3	595.8	370.3	323.7	342.8	301.3	

Sollecitazioni														
		SIS 1	SIS 2	SIS 3	SIS 4	SIS 5	SIS 6	SIS 7	SIS 8	SIS 9	SIS 10	SIS 11	SIS 12	
Risultante Forze Normali	N	8509.3	8828.6	8505.1	8832.8	8386.5	8949.5	8505.1	8832.8	8509.3	8828.6	8564.5	8773.4	kN
Momento longitudinale	M _l	11410.9	-10374.7	9326.6	-8290.4	10186.4	-9201.1	9326.6	-8290.4	11410.9	-10374.7	10344.0	-9307.8	kNm
Momento trasversale	M _t	4439.8	-5243.2	9518.6	-10321.9	7053.1	-7667.3	9518.6	-10321.9	4439.8	-5243.2	6364.7	-7168.1	kNm
Taglio longitudinale	H _l	680.6	-620.7	559.7	-499.8	609.4	-552.5	559.7	-499.8	680.6	-620.7	618.5	-558.6	kN
Taglio trasversale	H _t	-280.4	326.9	-570.6	617.0	-428.1	463.6	-570.6	617.0	-280.4	326.9	-388.3	434.7	kN
Caratteristiche del Terreno														
Peso Specifico Sommerso	γ'	16.0	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	kNm ³
Peso Specifico in Sito	γ	26.0	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	kNm ³
Angolo Resistenza Taglio	φ	42.0	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	42.00	°
	ψ	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	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	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	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	
	R _d	5572.2	5781.3	5569.4	5784.1	5491.8	5860.5	5569.4	5784.1	5572.2	5781.3	5608.3	5745.2	
	E _d	736.1	701.5	799.3	794.1	744.8	721.2	799.3	794.1	736.1	701.5	730.3	707.9	

Tabella 29: PILA 2 – Risultati verifica a scorrimento

9.3.4 Stabilità globale – risultati della verifica

Nel caso specifico le verifiche vengono omesse in quanto non ritenute dimensionanti.

9.3.5 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 A POZZO
10.1 Azioni in fondazione

Nelle Tabelle seguenti si riportano, per le due pile con fondazione a pozzo (A4 e A5), i carichi in fondazione, come trasmessi dal Progettista Strutturale:

Pila 4 - SLE Q.PERMANENTE					
Vlong	Vtrasv	N	Mtrasv	Mlong	Mtorc
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
7	60	9498	1707	189	0
-10	-95	9535	-2682	-274	0
5	64	9447	1810	154	0
-8	-98	9586	-2784	-239	0
-6	-54	9390	-1515	-162	0
4	30	9643	862	103	0
5	64	9447	1810	154	0
-8	-98	9586	-2784	-239	0
7	60	9498	1707	189	0
-10	-95	9535	-2682	-274	0
6	56	9560	1599	164	0
-9	-91	9473	-2573	-250	0
Pila 4 - SLE FREQUENTE					
Vlong	Vtrasv	N	Mtrasv	Mlong	Mtorc
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
15	18	9499	512	377	0
-18	-53	9534	-1486	-462	0
-3	106	9446	3005	-34	0
0	-141	9587	-3980	-51	0
-7	-51	9131	-1444	-198	0
5	51	11223	1447	135	0
-3	106	9446	3005	-34	0
0	-141	9587	-3980	-51	0
14	72	10308	2049	401	0
-17	-111	10226	-3153	-471	0
14	14	9561	403	352	0
-17	-49	9472	-1378	-437	0
Pila 4 - SLE RARA					
Vlong	Vtrasv	N	Mtrasv	Mlong	Mtorc
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
97	-44	10317	-1256	2579	0
-100	1	10218	21	-2660	0
-34	315	10376	8906	-685	0
30	-356	10413	-10063	582	0
-34	68	8883	1916	-788	0
33	-52	12662	-1471	763	0
-34	315	10376	8906	-685	0
30	-356	10413	-10063	582	0
97	-44	10317	-1256	2579	0
-100	1	10218	21	-2660	0
88	-53	9888	-1491	2324	0
-90	12	9781	349	-2382	0

Tabella 30: Pila A4 - Combinazioni SLE - Azioni da analisi strutturale (a intradosso fondazione)

Pila 4 - SLU GEO					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
115	-80	10895	-2260	3044	0
-117	37	10320	1039	-3096	0
-46	383	10532	10846	-930	0
43	-423	10977	-11978	854	0
-42	106	8807	3013	-962	0
42	-83	13570	-2361	971	0
-46	383	10532	10846	-930	0
43	-423	10977	-11978	854	0
115	-80	10895	-2260	3044	0
-117	37	10320	1039	-3096	0
104	-90	9937	-2547	2728	0
-105	51	10283	1433	-2752	0
Pila 4 - SLU STR					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
134	-91	13933	-2562	3534	0
-137	38	10457	1067	-3631	0
-54	446	10683	12618	-1096	0
49	-495	14050	-14008	971	0
-49	121	8676	3420	-1122	0
48	-96	17077	-2706	1098	0
-54	446	10683	12618	-1096	0
49	-495	14050	-14008	971	0
134	-91	13933	-2562	3534	0
-137	38	10457	1067	-3631	0
122	-100	10008	-2822	3190	0
-124	51	13214	1451	-3254	0

Tabella 31: Pila A4 - Combinazioni SLU - Azioni da analisi strutturale (a intradosso fondazione)

Pila 4 - SISMA SLC					
Vlong	Vtrasv	N	Mtrasv	Mlong	Mtorc
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
409	537	9341	14372	9232	0
-412	-571	9692	-15347	-9317	0
251	787	9194	20823	5817	0
-254	-821	9839	-21798	-5903	0
240	669	9138	17499	5502	0
-242	-692	9895	-18151	-5561	0
251	787	9194	20823	5817	0
-254	-821	9839	-21798	-5903	0
409	537	9341	14372	9232	0
-412	-571	9692	-15347	-9317	0
409	533	9403	14264	9207	0
-412	-568	9630	-15239	-9292	0
Pila 4 - SISMA SLV					
Vlong	Vtrasv	N	Mtrasv	Mlong	Mtorc
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
322	431	9374	11550	7223	0
-325	-466	9659	-12524	-7308	0
197	626	9247	16585	4558	0
-200	-661	9786	-17559	-4644	0
186	509	9191	13260	4243	0
-188	-532	9842	-13913	-4302	0
197	626	9247	16585	4558	0
-200	-661	9786	-17559	-4644	0
322	431	9374	11550	7223	0
-325	-466	9659	-12524	-7308	0
321	427	9436	11441	7198	0
-324	-462	9597	-12416	-7283	0
Pila 4 - SISMA SLD					
Vlong	Vtrasv	N	Mtrasv	Mlong	Mtorc
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
137	210	9445	5661	3034	0
-140	-245	9588	-6636	-3119	0
84	291	9360	7743	1934	0
-87	-326	9673	-8718	-2019	0
73	174	9304	4419	1619	0
-75	-197	9729	-5072	-1677	0
84	291	9360	7743	1934	0
-87	-326	9673	-8718	-2019	0
137	210	9445	5661	3034	0
-140	-245	9588	-6636	-3119	0
136	206	9507	5553	3009	0
-139	-241	9526	-6527	-3095	0

Tabella 32: Pila A4 - Combinazioni SISMA - Azioni da analisi strutturale (a intradosso fondazione)

Pila 5 - SLE Q.PERMANENTE					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
38	80	8254	1099	527	0
-75	-152	8268	-2091	-1033	0
35	84	8223	1156	484	0
-72	-156	8299	-2149	-990	0
-32	-42	8087	-580	-444	0
2	-15	8431	-202	22	0
35	84	8223	1156	484	0
-72	-156	8299	-2149	-990	0
38	80	8254	1099	527	0
-75	-152	8268	-2091	-1033	0
37	80	8280	1099	515	0
-74	-152	8242	-2092	-1020	0
Pila 5 - SLE FREQUENTE					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
97	7	8260	95	1328	0
-134	-79	8262	-1088	-1834	0
-24	156	8217	2159	-316	0
-13	-228	8305	-3152	-190	0
-21	-37	7861	-511	-283	0
9	18	10013	246	117	0
-24	156	8217	2159	-316	0
-13	-228	8305	-3152	-190	0
97	7	8260	95	1328	0
-134	-79	8262	-1088	-1834	0
96	7	8286	95	1315	0
-133	-79	8236	-1088	-1821	0
Pila 5 - SLE RARA					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
445	-71	9090	-979	6110	0
-486	-15	8989	-202	-6672	0
-232	510	9176	7040	-3146	0
111	-602	9154	-8305	1498	0
-190	180	7645	2488	-2594	0
196	-173	11476	-2382	2667	0
-232	510	9176	7040	-3146	0
111	-602	9154	-8305	1498	0
445	-71	9090	-979	6110	0
-486	-15	8989	-202	-6672	0
425	-77	8749	-1060	5831	0
-463	-5	8605	-63	-6355	0

Tabella 33: Pila A4 - Combinazioni SLE - Azioni da analisi strutturale (a intradosso fondazione)

Pila 5 - SLU GEO					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
550	-114	9753	-1578	7541	0
-572	42	9095	586	-7853	0
-299	641	9851	8839	-4058	0
279	-708	9286	-9771	3777	0
-240	247	7578	3412	-3268	0
269	-215	12470	-2962	3672	0
-299	641	9851	8839	-4058	0
279	-708	9286	-9771	3777	0
550	-114	9753	-1578	7541	0
-572	42	9095	586	-7853	0
509	-136	9282	-1873	6979	0
-528	69	8736	947	-7247	0
Pila 5 - SLU STR					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
621	-144	12285	-1987	8524	0
-671	40	9226	558	-9205	0
-365	729	10018	10060	-4947	0
318	-827	11830	-11418	4301	0
-279	284	7440	3923	-3805	0
291	-265	15479	-3651	3966	0
-365	729	10018	10060	-4947	0
318	-827	11830	-11418	4301	0
621	-144	12285	-1987	8524	0
-671	40	9226	558	-9205	0
593	-150	9441	-2071	8128	0
-638	52	11094	721	-8759	0

Tabella 34: Pila A4 - Combinazioni SLU - Azioni da analisi strutturale (a intradosso fondazione)

Pila 5 - SISMA SLC					
Vlong	Vtrasv	N	Mtrasv	Mlong	Mtorc
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1143	812	8095	11037	15619	0
-1180	-884	8427	-12030	-16125	0
837	1071	7980	14641	11373	0
-874	-1143	8542	-15634	-11879	0
770	945	7845	12905	10445	0
-800	-1002	8674	-13688	-10867	0
837	1071	7980	14641	11373	0
-874	-1143	8542	-15634	-11879	0
1143	812	8095	11037	15619	0
-1180	-884	8427	-12030	-16125	0
1142	812	8121	11037	15607	0
-1179	-884	8401	-12030	-16112	0
Pila 5 - SISMA SLV					
Vlong	Vtrasv	N	Mtrasv	Mlong	Mtorc
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
897	651	8129	8838	12256	0
-934	-722	8393	-9830	-12762	0
659	852	8031	11640	8950	0
-696	-924	8491	-12632	-9456	0
592	726	7896	9904	8022	0
-622	-782	8623	-10686	-8444	0
659	852	8031	11640	8950	0
-696	-924	8491	-12632	-9456	0
897	651	8129	8838	12256	0
-934	-722	8393	-9830	-12762	0
897	651	8155	8838	12243	0
-933	-722	8367	-9831	-12749	0
Pila 5 - SISMA SLD					
Vlong	Vtrasv	N	Mtrasv	Mlong	Mtorc
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
385	310	8200	4208	5252	0
-421	-382	8322	-5200	-5758	0
287	393	8140	5364	3896	0
-324	-464	8382	-6357	-4401	0
220	267	8005	3628	2968	0
-251	-323	8514	-4410	-3390	0
287	393	8140	5364	3896	0
-324	-464	8382	-6357	-4401	0
385	310	8200	4208	5252	0
-421	-382	8322	-5200	-5758	0
384	310	8226	4208	5239	0
-421	-382	8296	-5201	-5745	0

Tabella 35: Pila A4 - Combinazioni SISMA - Azioni da analisi strutturale (a intradosso fondazione)

A partire da questi carichi, le azioni di verifica sono state determinate valutando la risultante delle forze orizzontali e dei momenti nelle due direzioni x e y e individuando le combinazioni più gravose, da sottoporre a verifica (valori massimi evidenziati in giallo), come risulta dalle Tabelle seguenti:

PILA 4		
SLE RARA		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
10316,50	106,74	2868,18
10217,60	99,97	2660,40
10376,00	316,54	8932,15
10413,00	356,88	10079,61
8882,66	75,66	2071,22
12661,80	61,54	1657,36
10376,00	316,54	8932,15
10413,00	356,88	10079,61
10316,50	106,74	2868,18
10217,60	99,97	2660,40
9888,13	102,65	2761,54
9780,93	90,98	2407,50

Tabella 36: Pila A4 - Combinazioni SLE - Azioni di verifica a intradosso fondazione

PILA 4		
SLU GEO		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
10895,00	140,26	3791,00
10320,10	122,76	3265,49
10531,80	385,99	10886,20
10976,50	425,43	12008,18
8806,67	114,35	3162,57
13570,40	93,41	2552,37
10531,80	385,99	10886,20
10976,50	425,43	12008,18
10895,00	140,26	3791,00
10320,10	122,76	3265,49
9937,23	137,65	3732,17
10283,10	116,57	3102,71

PILA 4		
SLU STR		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
13932,60	161,58	4365,28
10456,70	142,32	3784,21
10683,20	449,08	12665,52
14050,30	497,42	14041,51
8676,35	130,25	3599,42
17077,10	106,88	2920,41
10683,20	449,08	12665,52
14050,30	497,42	14041,51
13932,60	161,58	4365,28
10456,70	142,32	3784,21
10008,00	157,29	4258,57
13213,60	134,12	3562,89

Tabella 37: Pila A4 - Combinazioni SLU - Azioni di verifica a intradosso fondazione

PILA 4		
SIS SLV		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
9374,02	538,01	13621,92
9659,01	567,72	14500,65
9246,92	656,61	17199,57
9786,11	690,41	18163,11
9190,63	541,79	13922,52
9842,24	564,20	14562,94
9246,92	656,61	17199,57
9786,11	690,41	18163,11
9374,02	538,01	13621,92
9659,01	567,72	14500,65
9436,22	534,41	13516,67
9596,81	564,07	14394,32
PILA 4		
SISMA SLD		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
9444,62	250,79	6422,93
9588,41	281,76	7332,73
9359,99	303,32	7981,06
9673,04	337,31	8948,92
9303,70	188,67	4706,01
9729,17	210,86	5341,93
9359,99	303,32	7981,06
9673,04	337,31	8948,92
9444,62	250,79	6422,93
9588,41	281,76	7332,73
9506,82	247,09	6315,49
9526,21	278,00	7223,86

Tabella 38: Pila A4 - Combinazioni SISMA - Azioni di verifica a intradosso fondazione

PILA 5		
SLE RARA		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
9089,51	450,86	6187,67
8988,56	486,20	6674,94
9175,81	560,51	7711,32
9153,83	611,94	8438,53
7644,97	262,26	3594,10
11475,60	260,99	3575,82
9175,81	560,51	7711,32
9153,83	611,94	8438,53
9089,51	450,86	6187,67
8988,56	486,20	6674,94
8749,43	431,89	5926,09
8605,48	463,07	6355,70

Tabella 39: Pila A5 - Combinazioni SLE - Azioni di verifica a intradosso fondazione

PILA 5		
SLU GEO		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
9753,39	561,50	7704,60
9095,40	573,85	7874,31
9850,57	707,07	9726,11
9285,87	761,07	10475,48
7578,00	344,60	4724,30
12470,30	344,39	4717,55
9850,57	707,07	9726,11
9285,87	761,07	10475,48
9753,39	561,50	7704,60
9095,40	573,85	7874,31
9281,54	526,73	7225,47
8735,62	532,85	7308,72
PILA 5		
SLU STR		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
12284,80	637,90	8752,47
9225,66	672,02	9222,10
10018,20	815,14	11210,52
11830,00	886,35	12200,84
7439,54	398,63	5464,80
15479,00	393,43	5391,00
10018,20	815,14	11210,52
11830,00	886,35	12200,84
12284,80	637,90	8752,47
9225,66	672,02	9222,10
9440,68	611,45	8387,69
11093,50	640,61	8788,66

Tabella 40: Pila A5 - Combinazioni SLU - Azioni di verifica a intradosso fondazione

PILA 5		
SIS SLV		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
8128,50	1108,43	15110,21
8393,49	1180,88	16108,97
8030,69	1076,90	14682,92
8491,31	1156,31	15779,38
7895,52	936,55	12745,03
8622,97	999,89	13619,52
8030,69	1076,90	14682,92
8491,31	1156,31	15779,38
8128,50	1108,43	15110,21
8393,49	1180,88	16108,97
8154,70	1107,69	15100,03
8367,30	1180,17	16099,03
PILA 5		
SISMA SLD		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
8200,25	493,96	6729,54
8321,74	568,57	7758,36
8140,03	486,39	6629,47
8381,97	566,23	7731,75
8004,86	345,74	4687,15
8513,63	409,12	5562,40
8140,03	486,39	6629,47
8381,97	566,23	7731,75
8200,25	493,96	6729,54
8321,74	568,57	7758,36
8226,45	493,26	6719,76
8295,55	567,89	7749,08

Tabella 41: Pila A5 - Combinazioni SISMA - Azioni di verifica a intradosso fondazione

A tali azioni, per tenere conto del disequilibrio delle spinte dovuto all'inclinazione del rilevato di nuova realizzazione a lato dei pozzi di fondazione, è stata aggiunta una spinta uniformemente distribuita lungo il fusto dei pozzi stessi.

Le condizioni geometriche di riferimento per la Pila A4 sono riportate nella Figura seguente:

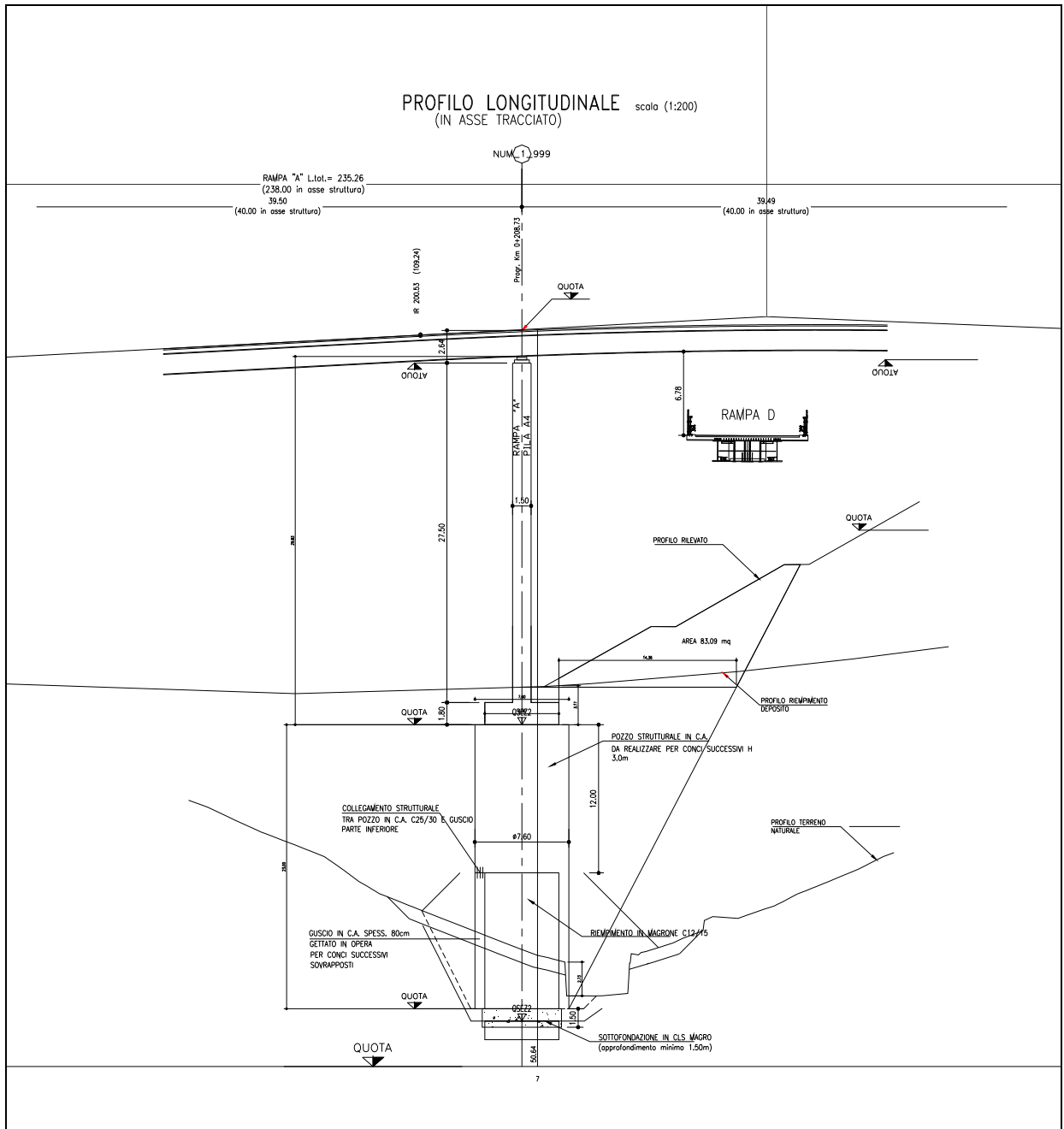


Figura 15: Schema geometrico del pozzo Pila A4

I valori della spinta aggiuntiva da inserire nelle diverse combinazioni di carico, sempre per la pila A4, sono riportate nello schema seguente:

Impronta carico L	14.36	m		
Area carico A	83.09	m ²		
Sovraccarico q	115.72	kPa		
Diametro pozzo D	7.6	m		
Hsommità	3.0	m		
Hbase	23.0	m		
Ka STR-SLE	0.2710			
Ka STR SIS	0.4268			
Ka GEO	0.3434			
Ka GEO SIS-SLV	0.5248			
Ka GEO SIS-SLD	0.4161			
SLE	238.3	kN/m	sommità	
	238.3	kN/m	base	
GEO	302.1	kN/m	sommità	
	302.1	kN/m	base	
STR	309.8	kN/m	sommità	
	309.8	kN/m	base	
GEO SIS-SLD	366.0	kN/m	sommità	
	366.0	kN/m	base	
GEO SIS-SLV	461.5	kN/m	sommità	
	461.5	kN/m	base	

Tabella 42: Pila A4 – Spinte aggiuntive dovute alla dissimmetria del carico

Le condizioni geometriche di riferimento per la Pila A5 sono riportate nella Figura seguente:

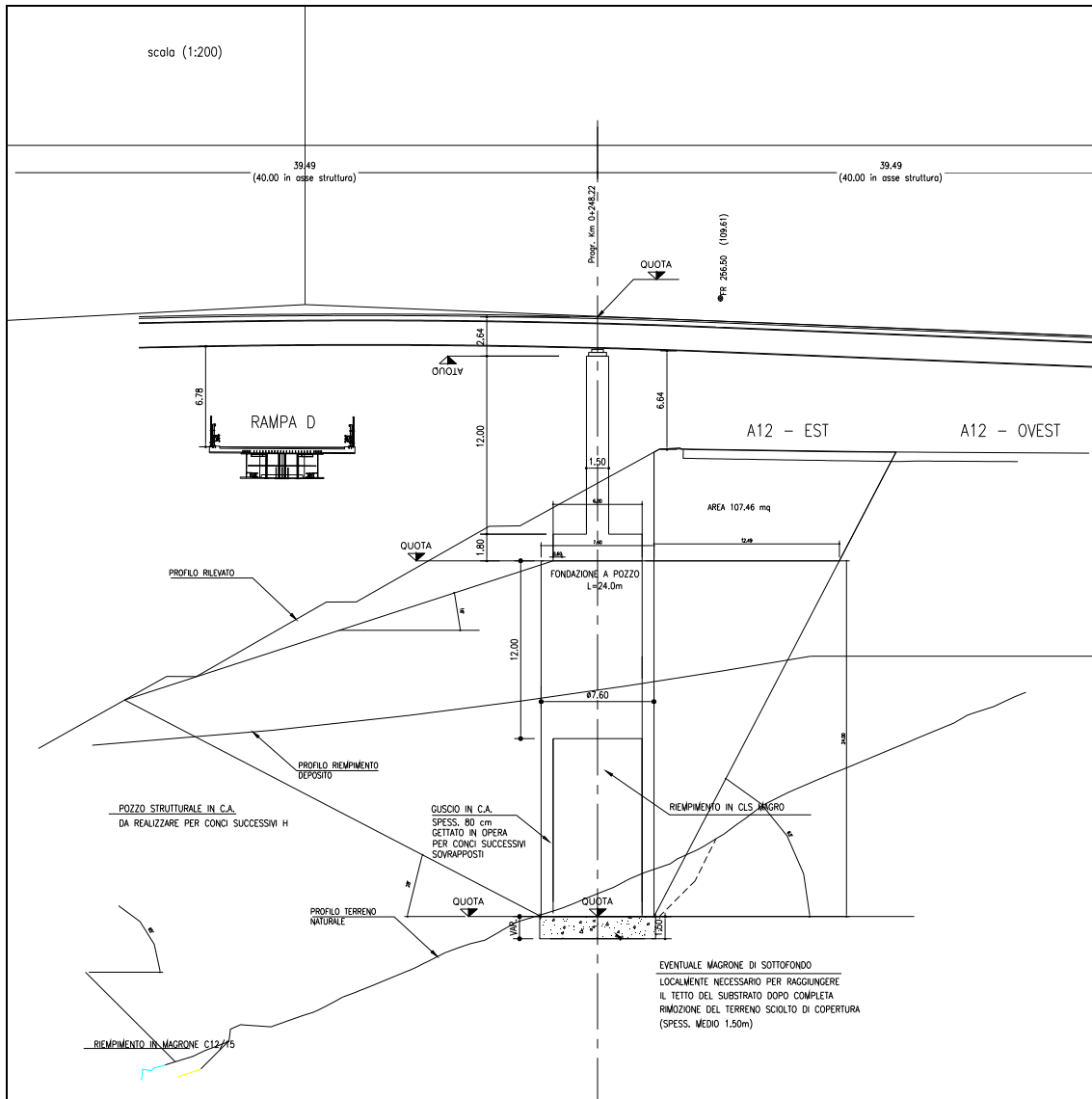


Figura 16: Schema geometrico del pozzo Pila A5

I valori della spinta aggiuntiva da inserire nelle diverse combinazioni di carico, sempre per la Pila A5, sono riportate nello schema seguente:

Impronta carico L	12.49	m
Area carico A	107.46	m ²
Sovraccarico q	172.07	kPa
Diametro pozzo D	7.6	m
Hsommità	3.0	m
Hbase	24.0	m
Ka STR-SLE	0.2710	
Ka STR SIS	0.4268	
Ka GEO	0.3434	
Ka GEO SIS-SLV	0.5248	
Ka GEO SIS-SLD	0.4161	
SLE	354.4	kN/m
	354.4	kN/m
GEO	449.1	kN/m
	449.1	kN/m
STR	460.7	kN/m
	460.7	kN/m
GEO SIS-SLD	544.2	kN/m
	544.2	kN/m
GEO SIS-SLV	686.3	kN/m
	686.3	kN/m

Tabella 43: Pila A5 – Spinte aggiuntive dovute alla dissimmetria del carico

10.2 Parametri del modello geotecnico

I parametri caratteristici relativi al materiale del riempimento che verrà realizzato intorno alla struttura del pozzo sono i seguenti:

UNITA' GEOTECNICA	profondità	n.° strato in Pozzi-j	γ	φ'	c'
	(m)		(kN/m ³)	(°)	kPa
Terreno di riempimento	da 0 a 23m	1	20	35	0.0

Tabella 44: Parametri geotecnici riempimento

con:

γ peso di volume;
 φ' angolo di resistenza al taglio;
 c' coesione efficace.

Di fatto poi in sede di verifica del pozzo, si utilizza un valore dell'angolo di attrito pari a 2/3 di quello ipotizzato (23.3°), per tenere conto che si tratta di un'interfaccia cls / terreno, dove il terreno non è in posto, ma viene steso e compattato contro.

Per quanto riguarda i valori del modulo iniziale di Young (E_0) e dell'attrito unitario limite (τ_{lim}), si sono considerati i seguenti andamenti con la profondità, a partire da un andamento ipotizzato della velocità delle onde di taglio con la profondità, come segue:

Z (m)	Vs (m/s)	$\tau_{lim\ gran}$ (kPa)	E_0 (MPa)
1.0	150	6.0	119
3.5	180	21.1	172
6.5	210	39.3	234
9.5	240	57.4	305
12.5	270	59.4	386
15.5	300	59.4	477
18.5	330	59.4	577
21.5	360	59.4	687

Tabella 45: Codice Pozzi-j - Dati di input – Modulo iniziale e attrito unitario limite Pila A4

Z (m)	Vs (m/s)	$\tau_{lim\ gran}$ (kPa)	E_0 (MPa)
1.5	150	9.1	119
4.5	180	27.2	172
7.5	210	45.3	234
10.5	240	59.4	305
13.5	270	59.4	386
16.5	300	59.4	477
19.5	330	59.4	577
22.5	360	59.4	687

Tabella 46: Codice Pozzi-j - Dati di input – Modulo iniziale e attrito unitario limite Pila A5

Per la portata di base unitaria, si è assunto un valore $Q_{LIM} = 3.6$ MPa, stimato a partire dalla resistenza del magrone, inferiore a quella della roccia, secondo il criterio di seguito riportato:

σ_c	12	MPa	resistenza magrone
Q_{amm}	$0.10 \times \sigma_c$		Canadian Manual
Q_{lim}	$3 \times Q_{amm} =$	3.6	MPa

Tabella 47: Codice Pozzi-j - Dati di input - Stima della portata di base

Le reazioni limite di calcolo lungo il fusto del pozzo, che è in grado di offrire il terreno sono riportate nelle Tabelle seguenti:

Condizioni	z (m)	z/B (-)	γ (kN/m ³)	zw (m)	σ'_v (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	cu (kPa)	$K_{tdr,f}$ (-)	$P_{lim,\phi}$ (kPa)	$K_{tdr,c}$ (-)	$P_{lim,c}$ (kPa)	z (m)	$P_{lim,tot}$ (kPa)
D	0.00	0.00	20.0	23.00	0.0	30.0	0.0	0.0	4.8	0	7.0	0	0.00	0
	0.50	0.07			10.0				4.8	47	7.8	0	0.50	47
	1.00	0.13			20.0				4.9	97	8.5	0	1.00	97
	1.50	0.20			30.0				5.0	148	9.3	0	1.50	148
	2.00	0.26			40.0				5.1	200	10.0	0	2.00	200
D	2.00	0.26	20.0	23.00	40.0	30.0	0.0	0.0	5.1	200	10.0	0	2.00	200
	2.75	0.36			55.0				5.2	282	11.0	0	2.75	282
	3.50	0.46			70.0				5.4	367	12.0	0	3.50	367
	4.25	0.56			85.0				5.5	456	13.0	0	4.25	456
	5.00	0.66			100.0				5.6	548	13.9	0	5.00	548
D	5.00	0.66	20.0	23.00	100.0	30.0	0.0	0.0	5.6	548	13.9	0	5.00	548
	5.75	0.76			115.0				5.7	644	14.8	0	5.75	644
	6.50	0.86			130.0				5.8	743	15.7	0	6.50	743
	7.25	0.95			145.0				5.9	844	16.5	0	7.25	844
	8.00	1.05			160.0				6.1	949	17.3	0	8.00	949
D	8.00	1.05	20.0	23.00	160.0	30.0	0.0	0.0	6.1	949	17.3	0	8.00	949
	8.75	1.15			175.0				6.2	1,057	18.0	0	8.75	1,057
	9.50	1.25			190.0				6.3	1,167	18.8	0	9.50	1,167
	10.25	1.35			205.0				6.4	1,280	19.5	0	10.25	1,280
	11.00	1.45			220.0				6.5	1,396	20.2	0	11.00	1,396
D	11.00	1.45	20.0	23.00	220.0	30.0	0.0	0.0	6.5	1,396	20.2	0	11.00	1,396
	11.75	1.55			235.0				6.6	1,514	20.9	0	11.75	1,514
	12.50	1.64			250.0				6.7	1,635	21.5	0	12.50	1,635
	13.25	1.74			265.0				6.8	1,759	22.2	0	13.25	1,759
	14.00	1.84			280.0				6.9	1,885	22.8	0	14.00	1,885
D	14.00	1.84	20.0	23.00	280.0	30.0	0.0	0.0	6.9	1,885	22.8	0	14.00	1,885
	14.75	1.94			295.0				7.0	2,013	23.4	0	14.75	2,013
	15.50	2.04			310.0				7.1	2,143	23.9	0	15.50	2,143
	16.25	2.14			325.0				7.1	2,276	24.5	0	16.25	2,276
	17.00	2.24			340.0				7.2	2,410	25.0	0	17.00	2,410
D	17.00	2.24	20.0	23.00	340.0	30.0	0.0	0.0	7.2	2,410	25.0	0	17.00	2,410
	17.75	2.34			355.0				7.3	2,547	25.5	0	17.75	2,547
	18.50	2.43			370.0				7.4	2,686	26.1	0	18.50	2,686
	19.25	2.53			385.0				7.5	2,827	26.5	0	19.25	2,827
	20.00	2.63			400.0				7.6	2,970	27.0	0	20.00	2,970
D	20.00	2.63	20.0	23.00	400.0	30.0	0.0	0.0	7.6	2,970	27.0	0	20.00	2,970
	20.75	2.73			415.0				7.7	3,115	27.5	0	20.75	3,115
	21.50	2.83			430.0				7.7	3,261	28.0	0	21.50	3,261
	22.25	2.93			445.0				7.8	3,410	28.4	0	22.25	3,410
	23.00	3.03			460.0				7.9	3,560	28.8	0	23.00	3,560

Tabella 48: Reazioni limite Plim del terreno - Pila A4

Condizioni	z (m)	z/B (-)	γ (kN/m ³)	z_w (m)	σ'_v (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	$K_{tdr,f}$ (-)	$P_{lim,\phi}$ (kPa)	$K_{tdr,c}$ (-)	$P_{lim,c}$ (kPa)	z (m)	$P_{lim,tot}$ (kPa)
D	0.00	0.00	20.0	24.00	0.0	30.0	0.0	0.0	4.8	0	7.0	0	0.00	0
	0.75	0.10			15.0				4.9	38	8.1	0	0.75	38
	1.50	0.20			30.0				5.0	78	9.3	0	1.50	78
	2.25	0.30			45.0				5.1	120	10.3	0	2.25	120
D	3.00	0.39	20.0	24.00	60.0	30.0	0.0	0.0	5.3	165	11.4	0	3.00	165
	3.75	0.49			75.0				5.4	210	12.3	0	3.75	210
	4.50	0.59			90.0				5.5	258	13.3	0	4.50	258
	5.25	0.69			105.0				5.6	308	14.2	0	5.25	308
D	6.00	0.79	20.0	24.00	120.0	30.0	0.0	0.0	5.8	359	15.1	0	6.00	359
	6.75	0.89			135.0				5.9	412	15.9	0	6.75	412
	7.50	0.99			150.0				6.0	466	16.7	0	7.50	466
	8.25	1.09			165.0				6.1	522	17.5	0	8.25	522
D	9.00	1.18	20.0	24.00	180.0	30.0	0.0	0.0	6.2	580	18.3	0	9.00	580
	9.75	1.28			195.0				6.3	639	19.0	0	9.75	639
	10.50	1.38			210.0				6.4	700	19.7	0	10.50	700
	11.25	1.48			225.0				6.5	762	20.4	0	11.25	762
D	12.00	1.58	20.0	24.00	240.0	30.0	0.0	0.0	6.6	825	21.1	0	12.00	825
	12.75	1.68			255.0				6.7	889	21.7	0	12.75	889
	13.50	1.78			270.0				6.8	955	22.4	0	13.50	955
	14.25	1.88			285.0				6.9	1,022	23.0	0	14.25	1,022
D	15.00	1.97	20.0	24.00	300.0	30.0	0.0	0.0	7.0	1,091	23.5	0	15.00	1,091
	15.75	2.07			315.0				7.1	1,160	24.1	0	15.75	1,160
	16.50	2.17			330.0				7.2	1,231	24.7	0	16.50	1,231
	17.25	2.27			345.0				7.3	1,303	25.2	0	17.25	1,303
D	18.00	2.37	20.0	24.00	360.0	30.0	0.0	0.0	7.4	1,376	25.7	0	18.00	1,376
	18.75	2.47			375.0				7.4	1,450	26.2	0	18.75	1,450
	19.50	2.57			390.0				7.5	1,525	26.7	0	19.50	1,525
	20.25	2.66			405.0				7.6	1,601	27.2	0	20.25	1,601
D	21.00	2.76	20.0	24.00	420.0	30.0	0.0	0.0	7.7	1,679	27.7	0	21.00	1,679
	21.75	2.86			435.0				7.8	1,757	28.1	0	21.75	1,757
	22.50	2.96			450.0				7.8	1,836	28.5	0	22.50	1,836
	23.25	3.06			465.0				7.9	1,916	29.0	0	23.25	1,916
	24.00	3.16			480.0			8.0	1,997	29.4	0	24.00	1,997	

Tabella 49: Reazioni limite P_{lim} del terreno - Pila A5

Nel valutare le reazioni del terreno per la pila A5 si è tenuto conto di un'inclinazione del terreno letto valle di 18°. In condizioni sismiche la resistenza del terreno per entrambe le pile è stata abbattuta in funzione di un coefficiente pari a 0.70.

Per la valutazione della resistenza R_k di fondazione, i parametri caratteristici del terreno di posa, alle profondità di 23.0/24.0 m dal p.c., sono stati fattorizzati con i seguenti coefficienti parziali:

γ_ϕ	=	1,25	γ_c	=	1,25	γ_{c_u}	=	1,40
---------------	---	------	------------	---	------	----------------	---	------

Per il terreno di fondazione sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici di calcolo:

$$\gamma_d = 26 \text{ KN/m}^3 \text{ peso di volume}$$

$$\phi_d = 33.8^\circ \text{ angolo d'attrito}$$

10.3 Risultati Pila A4

10.3.1 Premessa

La geometria di calcolo del pozzo di fondazione è illustrata nella seguente Figura 17.

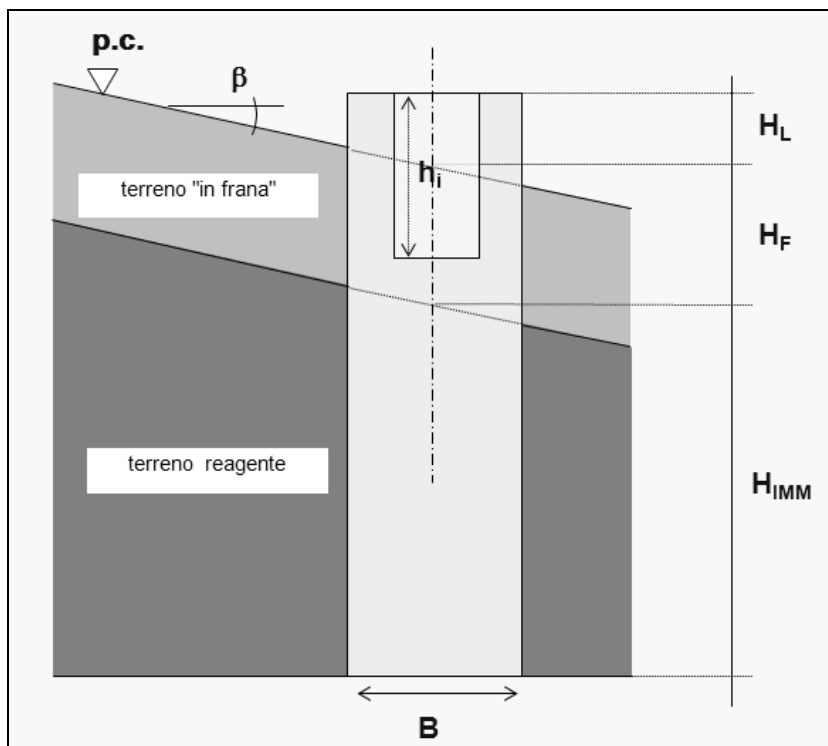


Figura 17: Schema geometrico del pozzo

Nel caso in esame si ha:

D diametro del pozzo circolare	7.60 m
HL distanza testa pozzo dal piano campagna	0.0 m
HF spessore terreno "in frana"	0.0 m
HIM altezza di immorsamento del pozzo	23.0m
β inclinazione del piano campagna	0°

10.3.2 Risultati

Il comportamento a pozzo del sistema fondazione è stato analizzato mediante il codice di calcolo Pozzi-j. Nelle successive Tabelle sono riportate, per ciascuna combinazione di carico rappresentativa dello stato considerato (limite, di esercizio, ecc. ...) le azioni assiali, di taglio e di momento trasmesse alla base del pozzo.

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	357	10,080	12,662
1.00	1	481	10,492	13,685
2.00	1	609	11,031	14,708
3.00	2	601	11,614	15,453
4.00	2	601	12,193	16,198
5.00	2	609	12,776	16,943
6.00	3	486	13,283	17,355
7.00	3	378	13,675	17,767
8.00	3	284	13,966	18,179
9.00	4	76	14,087	18,257
10.00	4	-110	14,011	18,336
11.00	4	-271	13,762	18,414
12.00	5	-524	13,304	18,455
13.00	5	-741	12,611	18,497
14.00	5	-922	11,718	18,538
15.00	6	-1,159	10,617	18,579
16.00	6	-1,341	9,306	18,620
17.00	6	-1,463	7,843	18,661
18.00	7	-1,579	6,262	18,702
19.00	7	-1,594	4,614	18,743
20.00	7	-1,478	3,017	18,785
20.10	8	-1,455	2,859	18,789
21.00	8	-1,139	1,642	18,826
22.00	8	-627	698	18,867
23.00	8	13	330	18,908

Tabella 50: Risultati Pozzi-j - Pila A4 - Comb SLE

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	425	12,008	13,570
1.00	1	589	12,507	14,591
2.00	1	757	13,171	15,612
3.00	2	757	13,897	16,350
4.00	2	767	14,628	17,088
5.00	2	787	15,373	17,825
6.00	3	643	16,030	18,224
7.00	3	518	16,553	18,622
8.00	3	410	16,960	19,020
9.00	4	158	17,159	19,079
10.00	4	-66	17,121	19,137
11.00	4	-261	16,873	19,196
12.00	5	-572	16,369	19,216
13.00	5	-840	15,575	19,237
14.00	5	-1,063	14,536	19,258
15.00	6	-1,361	13,237	19,278
16.00	6	-1,593	11,672	19,299
17.00	6	-1,751	9,913	19,319
18.00	7	-1,910	7,995	19,340
19.00	7	-1,948	5,978	19,360
20.00	7	-1,827	4,004	19,381
20.20	8	-1,774	3,621	19,385
21.00	8	-1,423	2,277	19,402
22.00	8	-783	1,087	19,422
23.00	8	15	616	19,443

Tabella 51: Risultati Pozzi-j - Pila A4 - Comb SLU GEO

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	497	14,042	17,077
1.00	1	661	14,611	18,084
2.00	1	828	15,345	19,092
3.00	2	818	16,134	19,782
4.00	2	817	16,916	20,473
5.00	2	827	17,703	21,163
6.00	3	664	18,384	21,474
7.00	3	519	18,911	21,784
8.00	3	394	19,302	22,094
9.00	4	115	19,462	22,025
10.00	4	-134	19,357	21,955
11.00	4	-352	19,019	21,885
12.00	5	-692	18,398	21,772
13.00	5	-986	17,461	21,660
14.00	5	-1,232	16,253	21,547
15.00	6	-1,556	14,760	21,435
16.00	6	-1,809	12,980	21,322
17.00	6	-1,981	10,986	21,210
18.00	7	-2,151	8,822	21,098
19.00	7	-2,186	6,555	20,985
20.00	7	-2,039	4,345	20,873
20.05	8	-2,025	4,243	20,867
21.00	8	-1,563	2,441	20,760
22.00	8	-857	1,133	20,648
23.00	8	13	612	20,535

Tabella 52: Risultati Pozzi-j - Pila A4 - Comb SLU STR

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	690	18,163	9,842
1.00	1	953	18,961	10,876
2.00	1	1,221	20,025	11,909
3.00	2	1,240	21,172	12,692
4.00	2	1,273	22,346	13,474
5.00	2	1,321	23,560	14,256
6.00	3	1,120	24,627	14,737
7.00	3	945	25,505	15,217
8.00	3	796	26,222	15,698
9.00	4	425	26,607	15,877
10.00	4	93	26,640	16,056
11.00	4	-196	26,364	16,235
12.00	5	-663	25,701	16,380
13.00	5	-1,070	24,601	16,526
14.00	5	-1,412	23,127	16,671
15.00	6	-1,878	21,249	16,816
16.00	6	-2,250	18,951	16,962
17.00	6	-2,521	16,332	17,107
18.00	7	-2,812	13,433	17,252
19.00	7	-2,936	10,325	17,398
20.00	7	-2,838	7,205	17,543
20.35	8	-2,728	6,143	17,594
21.00	8	-2,282	4,369	17,688
22.00	8	-1,298	2,346	17,834
23.00	8	-73	1,427	17,979

Tabella 53: Risultati Pozzi-j - Pila A4 - Comb SIS SLV

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	337	8,949	9,729
1.00	1	558	9,384	10,765
2.00	1	783	10,042	11,800
3.00	2	829	10,803	12,589
4.00	2	884	11,614	13,377
5.00	2	949	12,485	14,166
6.00	3	836	13,293	14,658
7.00	3	741	13,998	15,151
8.00	3	665	14,617	15,643
9.00	4	428	15,040	15,840
10.00	4	220	15,242	16,036
11.00	4	41	15,249	16,233
12.00	5	-268	15,009	16,396
13.00	5	-534	14,481	16,559
14.00	5	-755	13,710	16,722
15.00	6	-1,068	12,672	16,885
16.00	6	-1,315	11,354	17,049
17.00	6	-1,490	9,824	17,212
18.00	7	-1,689	8,108	17,375
19.00	7	-1,772	6,250	17,538
20.00	7	-1,713	4,381	17,702
20.71	8	-1,565	3,132	17,817
21.00	8	-1,435	2,655	17,865
22.00	8	-790	1,416	18,028
23.00	8	50	920	18,191

Tabella 54: Risultati Pozzi-j - Pila A4 - Comb SIS SLD

10.3.3 Verifiche geotecniche

Le determinazioni delle pressioni limite del pozzo di fondazione, e successive verifiche, sono state valutate seguendo i criteri di rottura di una fondazione superficiale considerando una profondità di posa pari all'altezza del pozzo.

Le analisi sono state condotte in condizioni drenate.

Le verifiche sono soddisfatte (si vedano le Tabelle di seguito riportate).

DATI (*) :					
γ' (kN/m ³)	ϕ' (gradi)	ϕ' (rad)	c' (kPa)	h (m)	
26	33.87	0.591	0.00	23.00	
B (m)	L (m)	e_B (m)	e_L (m)	B' (m)	L' (m)
6.74	6.74	0.03	0	6.67	6.74
H_B (kN)	H_L (kN)	N (kN)			
15	0	19443			
N_γ (-)	N_q (-)	N_c (-)			
40.26	28.99	41.69			
α_B (gradi)	α_L (gradi)	ω_B (gradi)	ω_L (gradi)		
0	0.0	0	0.0		
α_B (rad)	α_L (rad)	ω_B (rad)	ω_L (rad)		
0	0.000	0	0.000		

(*) (i dati da inserire sono quelli delle celle retinate)

ELABORAZIONE :			
$(i_\gamma)_B =$	0.997	$(i_\gamma)_L =$	1.000
$(i_q)_B =$	0.998	$(i_q)_L =$	1.000
$(i_c)_B =$	0.998	$(i_c)_L =$	1.000
$(s_\gamma)_B =$	0.605	$(s_\gamma)_L =$	0.600
$(s_q)_B =$	1.551	$(s_q)_L =$	1.563
$(s_c)_B =$	1.571	$(s_c)_L =$	1.583
$d_\gamma =$	1	$d_\gamma =$	1
$(d_q)_B =$	1.339	$(d_q)_L =$	1.338
$(d_c)_B =$	1.351	$(d_c)_L =$	1.350
$(b_\gamma)_B =$	1.000	$(b_\gamma)_L =$	1.000
$(b_q)_B =$	1.000	$(b_q)_L =$	1.000
$(b_c)_B =$	1.000	$(b_c)_L =$	1.000
$(g_\gamma)_B =$	1.000	$(g_\gamma)_L =$	1.000
$(g_q)_B =$	1.000	$(g_q)_L =$	1.000
$(g_c)_B =$	1.000	$(g_c)_L =$	1.000

\rightarrow $q_{lim} = 35151.89$ kPa $\sigma_m = 432.66$ kPa

$Fs = q_{lim}/\sigma_m = 81.245 \geq 1.80$

Tabella 55: Verifiche di capacità portante alla base del pozzo – SLU-GEO

DATI (*) :

γ' (kN/m ³)	ϕ' (gradi)	ϕ' (rad)	c' (kPa)	h (m)	
26	33.87	0.591	0.00	23.00	
B (m)	L (m)	e_B (m)	e_L (m)	B' (m)	L' (m)
6.74	6.74	0.08	0	6.58	6.74
H_B (kN)	H_L (kN)	N (kN)			
73	0	17979			
N_y (-)	N_q (-)	N_c (-)			
40.26	28.99	41.69			
α_B (gradi)	α_L (gradi)	ω_B (gradi)	ω_L (gradi)		
0	0.0	0	0.0		
α_B (rad)	α_L (rad)	ω_B (rad)	ω_L (rad)		
0	0.000	0	0.000		

(*) (i dati da inserire sono quelli delle celle retinate)

ELABORAZIONE :

$(i_\gamma)_B = 0.986$	$(i_\gamma)_L = 1.000$
$(i_q)_B = 0.990$	$(i_q)_L = 1.000$
$(i_c)_B = 0.990$	$(i_c)_L = 1.000$
$(s_\gamma)_B = 0.615$	$(s_\gamma)_L = 0.600$
$(s_q)_B = 1.539$	$(s_q)_L = 1.571$
$(s_c)_B = 1.558$	$(s_c)_L = 1.591$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$
$(d_q)_B = 1.340$	$(d_q)_L = 1.338$
$(d_c)_B = 1.352$	$(d_c)_L = 1.350$
$(b_\gamma)_B = 1.000$	$(b_\gamma)_L = 1.000$
$(b_q)_B = 1.000$	$(b_q)_L = 1.000$
$(b_c)_B = 1.000$	$(b_c)_L = 1.000$
$(g_\gamma)_B = 1.000$	$(g_\gamma)_L = 1.000$
$(g_q)_B = 1.000$	$(g_q)_L = 1.000$
$(g_c)_B = 1.000$	$(g_c)_L = 1.000$

→ $q_{lim} = 34624.41 \text{ kPa}$ $\sigma_m = 405.89 \text{ kPa}$

$Fs = q_{lim}/\sigma_m = 85.305 \geq 1.80$

Tabella 56: Verifiche di capacità portante alla base del pozzo – SLU SIS

10.3.4 Verifica dei requisiti prestazionali delle fondazioni

La verifica dei requisiti prestazionali delle fondazioni a pozzo, sono state eseguite nelle condizioni statiche SLE e sismiche SIS-SLD. Gli spostamenti orizzontali e le rotazioni in fondazione e gli spostamenti orizzontali totali agli appoggi sono risultate contenuti (si vedano le Tabelle seguenti); alla luce di tali valori, le distorsioni sono da ritenersi compatibili con le prestazioni della struttura.

CONVERGENZA RAGGIUNTA		ITERAZIONI ESEGUITE = 20
PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.		20.10 (m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO		0.0077 (°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'		0.2693 (cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO		
	lato monte	1.3208 (cm)
	lato valle	1.4111 (cm)
	mezzeria	1.3660 (cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE		6.74 (m)

Tabella 57: Risultati Pozzi-j - Pila A4 - Comb SLE – Spostamenti in fondazione

CONVERGENZA RAGGIUNTA

ITERAZIONI ESEGUITE = 32

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. 20.71 (m)

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO 0.0160 (°)

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' 0.5793 (cm)

ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO

lato monte 1.1192 (cm)

lato valle 1.3076 (cm)

mezzeria 1.2134 (cm)

TRATTO REAGENTE ALLA BASE 6.74 (m)

Tabella 58: Risultati Pozzi-j - Pila A4 - Comb SIS SLD – Spostamenti in fondazione

Hpila (m)	29.83		SLE	SIS-SLD	
			D=7.6m	D=7.6m	
	spostam. orizzontale		0.27	0.58	cm
	rotazione		0.01	0.02	(°)
	spostamento totale		0.007	0.014	m

Tabella 59: Risultati Pozzi-j - Pila A4 - Comb SLE-SIS SLD - Spostamento orizzontale totale agli appoggi

10.4 Risultati Pila A5

10.4.1 Premessa

La geometria di calcolo del pozzo di fondazione è illustrata nella seguente Figura 17.

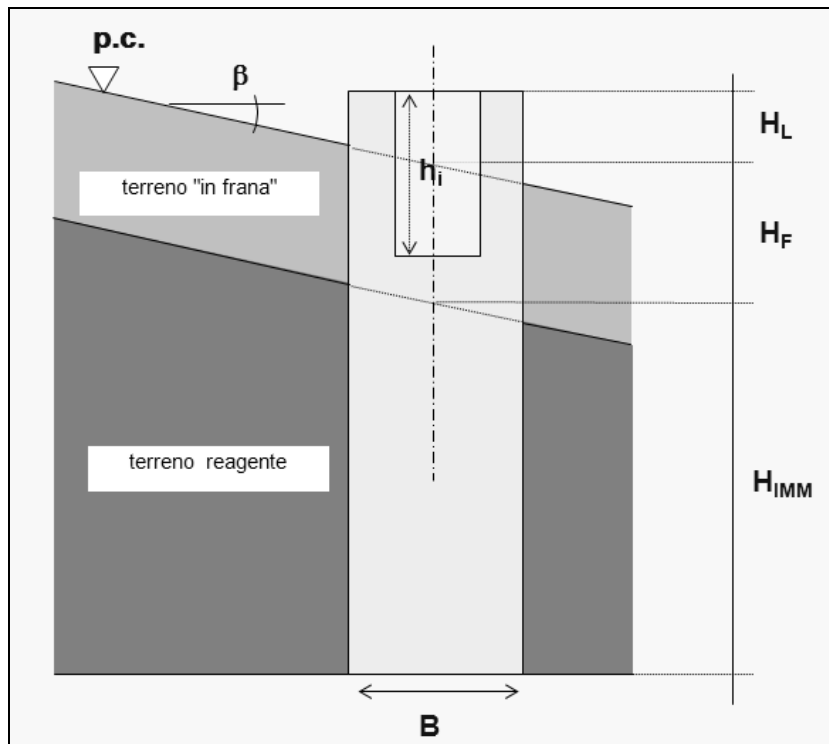


Figura 18: Schema geometrico del pozzo

Nel caso in esame si ha:

D diametro del pozzo circolare	7.60 m
HL distanza testa pozzo dal piano campagna	0.0 m
HF spessore terreno "in frana"	0.0 m
HIM altezza di immorsamento del pozzo	24.0m
β inclinazione del piano campagna	18°

10.4.2 Risultati

Il comportamento a pozzo del sistema fondazione è stato analizzato mediante il codice di calcolo Pozzi-j. Nelle successive Tabelle sono riportate, per ciascuna combinazione di carico rappresentativa dello stato considerato (limite, di esercizio, ecc. ...) le azioni assiali, di taglio e di momento trasmesse alla base del pozzo.

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	NON REAGENTE	612	8,439	11,476
1.00	NON REAGENTE	612	9,050	12,610
1.09	NON REAGENTE	612	9,108	12,717
2.00	1	738	9,689	13,566
3.00	1	883	10,466	14,504
4.00	2	825	11,218	15,049
5.00	2	780	11,919	15,594
6.00	2	748	12,582	16,139
7.00	3	557	13,065	16,292
8.00	3	387	13,368	16,445
9.00	3	238	13,511	16,597
10.00	4	-39	13,388	16,444
11.00	4	-285	13,004	16,291
12.00	4	-499	12,389	16,138
13.00	5	-804	11,516	15,985
14.00	5	-1,065	10,359	15,832
15.00	5	-1,280	8,965	15,679
16.00	6	-1,548	7,328	15,526
17.00	6	-1,753	5,455	15,373
18.00	6	-1,887	3,413	15,220
19.00	7	-2,012	1,241	15,067
20.00	7	-2,027	-1,000	14,914
21.00	7	-1,897	-3,184	14,761
21.36	8	-1,800	-3,919	14,706
22.00	8	-1,487	-5,122	14,608
23.00	8	-817	-6,497	14,455
24.00	8	4	-7,125	14,302

Tabella 60: Risultati Pozzi-j - Pila A5 - Comb SLE

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	NON REAGENTE	761	10,475	12,470
1.00	NON REAGENTE	761	11,237	13,604
1.09	NON REAGENTE	761	11,308	13,711
2.00	1	927	12,027	14,558
3.00	1	1,117	12,999	15,493
4.00	2	1,051	13,933	16,029
5.00	2	1,002	14,810	16,565
6.00	2	970	15,646	17,101
7.00	3	736	16,248	17,238
8.00	3	528	16,630	17,375
9.00	3	348	16,818	17,512
10.00	4	6	16,667	17,339
11.00	4	-298	16,193	17,166
12.00	4	-561	15,435	16,993
13.00	5	-938	14,357	16,820
14.00	5	-1,260	12,930	16,646
15.00	5	-1,526	11,209	16,473
16.00	6	-1,859	9,188	16,300
17.00	6	-2,114	6,873	16,127
18.00	6	-2,282	4,347	15,954
19.00	7	-2,443	1,656	15,781
20.00	7	-2,468	-1,128	15,608
21.00	7	-2,317	-3,849	15,435
21.40	8	-2,187	-4,872	15,367
22.00	8	-1,817	-6,278	15,262
23.00	8	-974	-8,001	15,089
24.00	8	60	-8,786	14,916

Tabella 61: Risultati Pozzi-j - Pila A5 - Comb SLU GEO

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	NON REAGENTE	886	12,201	15,479
1.00	NON REAGENTE	886	13,087	16,613
1.09	NON REAGENTE	886	13,171	16,720
2.00	1	1,049	14,004	17,550
3.00	1	1,235	15,099	18,466
4.00	2	1,150	16,149	18,946
5.00	2	1,082	17,122	19,426
6.00	2	1,031	18,036	19,906
7.00	3	767	18,698	19,950
8.00	3	530	19,109	19,993
9.00	3	324	19,298	20,037
10.00	4	-55	19,121	19,742
11.00	4	-392	18,585	19,446
12.00	4	-686	17,734	19,151
13.00	5	-1,098	16,531	18,855
14.00	5	-1,452	14,944	18,559
15.00	5	-1,745	13,033	18,264
16.00	6	-2,107	10,796	17,968
17.00	6	-2,384	8,239	17,673
18.00	6	-2,567	5,451	17,377
19.00	7	-2,737	2,488	17,082
20.00	7	-2,757	-571	16,787
21.00	7	-2,578	-3,550	16,491
21.23	8	-2,492	-4,203	16,423
22.00	8	-1,972	-6,163	16,196
23.00	8	-1,049	-7,986	15,900
24.00	8	68	-8,787	15,605

Tabella 62: Risultati Pozzi-j - Pila A5 - Comb SLU STR

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	NON REAGENTE	1,181	16,109	8,623
1.00	NON REAGENTE	1,181	17,290	9,757
1.09	NON REAGENTE	1,181	17,401	9,864
2.00	1	1,467	18,490	10,733
3.00	1	1,791	19,998	11,692
4.00	2	1,757	21,409	12,300
5.00	2	1,741	22,794	12,909
6.00	2	1,743	24,172	13,518
7.00	3	1,439	25,156	13,777
8.00	3	1,164	25,850	14,036
9.00	3	920	26,285	14,295
10.00	4	421	26,160	14,282
11.00	4	-35	25,556	14,269
12.00	4	-439	24,523	14,256
13.00	5	-1,005	23,005	14,243
14.00	5	-1,490	20,960	14,230
15.00	5	-1,891	18,473	14,217
16.00	6	-2,395	15,532	14,204
17.00	6	-2,786	12,145	14,192
18.00	6	-3,053	8,428	14,179
19.00	7	-3,322	4,443	14,167
20.00	7	-3,405	282	14,155
21.00	7	-3,254	-3,845	14,142
21.64	8	-2,998	-6,370	14,135
22.00	8	-2,681	-7,666	14,130
23.00	8	-1,464	-10,536	14,118
24.00	8	48	-12,042	14,107

Tabella 63: Risultati Pozzi-j - Pila A5 - Comb SIS SLV

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	NON REAGENTE	569	7,758	8,514
1.00	NON REAGENTE	569	8,327	9,648
1.09	NON REAGENTE	569	8,381	9,755
2.00	1	797	8,946	10,620
3.00	1	1,056	9,815	11,576
4.00	2	1,033	10,686	12,174
5.00	2	1,028	11,542	12,773
6.00	2	1,040	12,402	13,371
7.00	3	828	13,047	13,613
8.00	3	644	13,494	13,854
9.00	3	490	13,771	14,095
10.00	4	153	13,713	14,059
11.00	4	-142	13,339	14,022
12.00	4	-394	12,692	13,986
13.00	5	-774	11,728	13,949
14.00	5	-1,098	10,413	13,913
15.00	5	-1,361	8,804	13,877
16.00	6	-1,707	6,891	13,840
17.00	6	-1,971	4,672	13,804
18.00	6	-2,146	2,234	13,768
19.00	7	-2,329	-383	13,731
20.00	7	-2,379	-3,117	13,695
21.00	7	-2,264	-5,818	13,659
21.89	8	-1,992	-8,053	13,627
22.00	8	-1,928	-8,307	13,623
23.00	8	-1,089	-10,196	13,586
24.00	8	-2	-11,121	13,550

Tabella 64: Risultati Pozzi-j - Pila A5 - Comb SIS SLD

10.4.3 Verifiche geotecniche

Le determinazioni delle pressioni limite del pozzo di fondazione, e successive verifiche, sono state valutate seguendo i criteri di rottura di una fondazione superficiale considerando una profondità di posa pari all'altezza del pozzo.

Le analisi sono state condotte in condizioni drenate.

Le verifiche sono soddisfatte (si vedano le Tabelle di seguito riportate).

Soluzione di Brinch-Hansen (1970) per la verifica della capacità portante delle fondazioni superficiali.

DATI (*) :

γ' (kN/m ³)	ϕ' (gradi)	ϕ' (rad)	c' (kPa)	h (m)	
26	33.87	0.591	0.00	24.00	
B (m)	L (m)	e_B (m)	e_L (m)	B' (m)	L' (m)
6.74	6.74	0.50	0	5.74	6.74
H_B (kN)	H_L (kN)	N (kN)			
4.4	0	14301.6			
N_γ (-)	N_q (-)	N_c (-)			
40.26	28.99	41.69			
α_B (gradi)	α_L (gradi)	ω_B (gradi)	ω_L (gradi)		
0	0.0	0	0.0		
α_B (rad)	α_L (rad)	ω_B (rad)	ω_L (rad)		
0	0.000	0	0.000		

(*) (i dati da inserire sono quelli delle celle retinate)

ELABORAZIONE :

$(i_\gamma)_B =$	0.999	$(i_\gamma)_L =$	1.000
$(i_q)_B =$	0.999	$(i_q)_L =$	1.000
$(i_c)_B =$	0.999	$(i_c)_L =$	1.000
$(s_\gamma)_B =$	0.660	$(s_\gamma)_L =$	0.600
$(s_q)_B =$	1.475	$(s_q)_L =$	1.654
$(s_c)_B =$	1.491	$(s_c)_L =$	1.677
$d_\gamma =$	1	$d_\gamma =$	1
$(d_q)_B =$	1.351	$(d_q)_L =$	1.341
$(d_c)_B =$	1.364	$(d_c)_L =$	1.353
$(b_\gamma)_B =$	1.000	$(b_\gamma)_L =$	1.000
$(b_q)_B =$	1.000	$(b_q)_L =$	1.000
$(b_c)_B =$	1.000	$(b_c)_L =$	1.000
$(g_\gamma)_B =$	1.000	$(g_\gamma)_L =$	1.000
$(g_q)_B =$	1.000	$(g_q)_L =$	1.000
$(g_c)_B =$	1.000	$(g_c)_L =$	1.000

→ $q_{lim} = 21834.68 \text{ kPa}$ $\sigma_m = 370.00 \text{ kPa}$

$F_s = q_{lim}/\sigma_m = 59.013 \geq 1.80$

Tabella 65: Verifiche di capacità portante alla base del pozzo - Pila A5 - SLU-GEO

Soluzione di Brinch-Hansen (1970) per la verifica della capacità portante delle fondazioni superficiali.

DATI (*) :

γ' (kN/m ³)	ϕ' (gradi)	ϕ' (rad)	c' (kPa)	h (m)		
26	33.87	0.591	0.00	24.00		
B (m)	L (m)	e_B (m)	e_L (m)	B' (m)	L' (m)	
6.74	6.74	0.56	0	5.61	6.74	
H_B (kN)	H_L (kN)	N (kN)				
68.5	0	15604.9				
N_γ (-)	N_q (-)	N_c (-)				
40.26	28.99	41.69				
α_B (gradi)	α_L (gradi)	ω_B (gradi)	ω_L (gradi)			
0	0.0	0	0.0			
α_B (rad)	α_L (rad)	ω_B (rad)	ω_L (rad)			
0	0.000	0	0.000			

(*) (i dati da inserire sono quelli delle celle retinate)

ELABORAZIONE :

$(i_\gamma)_B =$	0.985	$(i_\gamma)_L =$	1.000
$(i_q)_B =$	0.989	$(i_q)_L =$	1.000
$(i_c)_B =$	0.989	$(i_c)_L =$	1.000
$(s_\gamma)_B =$	0.672	$(s_\gamma)_L =$	0.600
$(s_q)_B =$	1.459	$(s_q)_L =$	1.669
$(s_c)_B =$	1.475	$(s_c)_L =$	1.693
$d_\gamma =$	1	$d_\gamma =$	1
$(d_q)_B =$	1.353	$(d_q)_L =$	1.341
$(d_c)_B =$	1.365	$(d_c)_L =$	1.353
$(b_\gamma)_B =$	1.000	$(b_\gamma)_L =$	1.000
$(b_q)_B =$	1.000	$(b_q)_L =$	1.000
$(b_c)_B =$	1.000	$(b_c)_L =$	1.000
$(g_\gamma)_B =$	1.000	$(g_\gamma)_L =$	1.000
$(g_q)_B =$	1.000	$(g_q)_L =$	1.000
$(g_c)_B =$	1.000	$(g_c)_L =$	1.000

→ $q_{lim} = 21410.18 \text{ kPa}$ $\sigma_m = 413.06 \text{ kPa}$

$F_s = q_{lim}/\sigma_m = 51.833 \geq 1.80$

Tabella 66: Verifiche di capacità portante alla base del pozzo - Pila A5 - SLU SIS

10.4.4 Verifica dei requisiti prestazionali delle fondazioni

La verifica dei requisiti prestazionali delle fondazioni a pozzo, sono state eseguite nelle condizioni statiche SLE e sismiche SIS-SLD. Gli spostamenti orizzontali e le rotazioni in fondazione e gli spostamenti orizzontali totali agli appoggi sono risultate contenuti (si vedano le Tabelle seguenti); alla luce di tali valori, le distorsioni sono da ritenersi compatibili con le prestazioni della struttura.

CONVERGENZA RAGGIUNTA		ITERAZIONI ESEGUITE = 38
PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.		21.36 (m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO		0.0281 (°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'		1.0461 (cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO		
	lato monte	1.4439 (cm)
	lato valle	1.7738 (cm)
	mezzeria	1.6088 (cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE		6.74 (m)

Tabella 67: Risultati Pozzi-j - Pila A5 - Comb SLE – Spostamenti in fondazione

CONVERGENZA RAGGIUNTA

ITERAZIONI ESEGUITE = 38

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.	21.89	(m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO	0.0479	(°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'	1.8320	(cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO		
lato monte	1.1815	(cm)
lato valle	1.7452	(cm)
mezzeria	1.4634	(cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE	6.74	(m)

Tabella 68: Risultati Pozzi-j - Pila A5 - Comb SIS SLD – Spostamenti in fondazione

Hpila (m)	14.25		SLE	SIS-SLD	
			D=7.6m	D=7.6m	
	spostam. orizzontale		1.05	1.83	cm
	rotazione		0.03	0.05	(°)
	spostamento totale		0.017	0.030	m

Tabella 69: Risultati Pozzi-j - Pila A5 - Comb SLE-SIS SLD – Spostamento orizzontale totale agli appoggi

11.FONDAZIONI SU MICROPALI

11.1 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:

Pila e Spalla 2					
profondità	γ	τ_{lim}	ϕ	q_b	K
da 0 a 7 m	20	100	35	2000	15000
da 7 a 9 m	20	100	35	2000	30000
da 9 in poi	26	200	42	4500	339000

γ	⇒	Peso di volume (kN/m ³)
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/m ³)

11.2 Resistenza dei micropali 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. 7.5.2.1 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. 7.5.2 adottando i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi a n.1 verticale di indagine 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 le combinazioni GEO e sismiche.

In particolare sono stati adottate i seguenti parametri per la resistenza a capacità portante dei micropali:

Micropali D240:

tratto libero	$\tau = 0.7 \times \tan(\phi') \times \sigma_v'$	iniezione a gravità
peso di volume naturale	$\gamma_n = 20 \text{ N/m}^3$	
coesione efficace	$c' = 0.0 \text{ kPa}$	
angolo d'attrito efficace	$\phi' = 35^\circ$	
tratto di bulbo	aderenza limite palo-terreno complessiva ($\alpha \chi \tau$):	
	$\alpha \chi \tau = 100-120 \text{ kPa}$	per iniezione a pressione uniforme (I.G.U.)
	$\alpha \chi \tau = 200-220 \text{ kPa}$	per iniezione ripetuta in pressione (I.R.S.)
portata di base limite	$q_{\text{base}} = 4000-4500 \text{ kPa}$	

11.3 Risultati Pile

11.3.1 Premessa

Nella Figura 19 è illustrato lo schema della palificata, con il sistema di riferimento globale e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

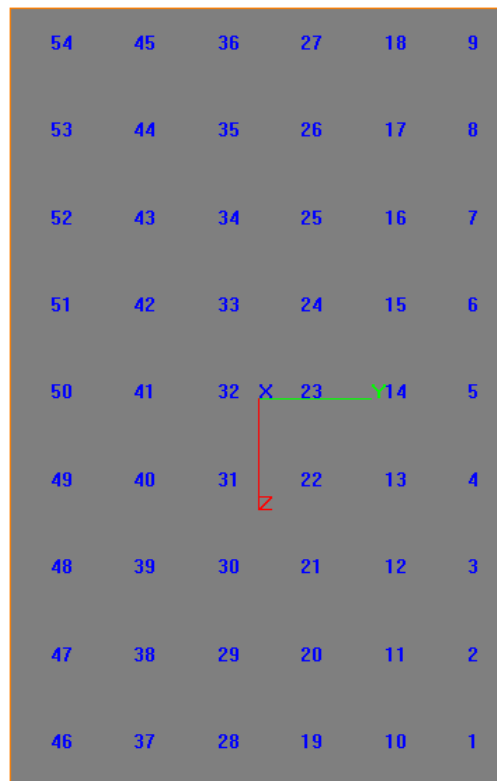


Figura 19: Schema pila

11.3.2 Risultati

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

PILA	SLU GEO	SLU STR	SISMA	SLE
N_{max}	353	437	444	322
N_{min}	90	77.6	-61.4	102
M_{max}	-	9.02	12.89	5.99
T_{max}	-	10.42	13.84	7.52

Tabella 70: Massime sollecitazioni di calcolo - Pila 3

11.3.3 Verifiche geotecniche

Le resistenze di progetto R_d , per un micropalo con $D_{perf} = 240\text{mm}$, $L = 12\text{ m}$ (5 + 7) risultano:

Resistenza a compressione (M2): 514 kN

Resistenza a trazione (M2): 409 kn

Le verifiche pertanto risultano soddisfatte

11.3.4 Verifica del tubo di armatura

Si riportano le verifiche del tubo di armatura dei micropali sulla base delle massime azioni ricavate dall'analisi con GROUP.

Tenendo conto di tubo di armatura 168.3 sp 12.5, le verifiche risultano soddisfatte:

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO

Materiale			Azioni di calcolo		A1-M1-R1	SISMA			
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	n_s kN/m	437.00	444.00			
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mo}	1.05 -	Taglio	v_s kN/m	10.42	13.84			
Tensione di snervamento	f_{yk}	355 MPa	Momento	m_s kNm/m	9.02	12.89			
Tensione di calcolo	f_{yd}	338 MPa	Combinazioni di carico		A1-M1-R1	SISMA			
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	γ -	1	1	1	1	
Diametro esterno	D	168.3 mm	Interasse	i m	1	1	1	1	
Spessore (s <= 40 mm)	s	12.5 mm	Azioni di progetto		A1-M1-R1	SISMA			
Diametro interno	d	143.3 mm	Azione assiale	N_{sd} kN	437.00	444.00	0	0	0
Momento d'inerzia	I	2.99E-04 m ⁴	Taglio	V_{sd} kN	10.42	13.84	0	0	0
Area sezione trasversale	A	6.12E-03 m ²	Momento	M_{sd} kNm	9.02	12.89	0	0	0
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	3.04E-04 m ³	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)		A1-M1-R1	SISMA			
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	3.90E-03 m ²	$[(2 \cdot V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$	ρ -	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Area resistente a taglio	$A^*_v = A$	6.12E-03 m ²	$N_{sd}/[A \cdot (1 - \rho \cdot a_v) \cdot f_{yd}]$	n -	0.211	0.215	0.000	0.000	0.000
A^*_v/A	a_v	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$ kN-m	97	97	103	103	103
Azioni resistenti elementari			Verifiche		A1-M1-R1	SISMA			
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	2069 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	760 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	103 kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

11.4 Risultati Spalla 2

11.4.1 Premessa

Nella Figura 20 è illustrato lo schema della palificata, con il sistema di riferimento globale e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

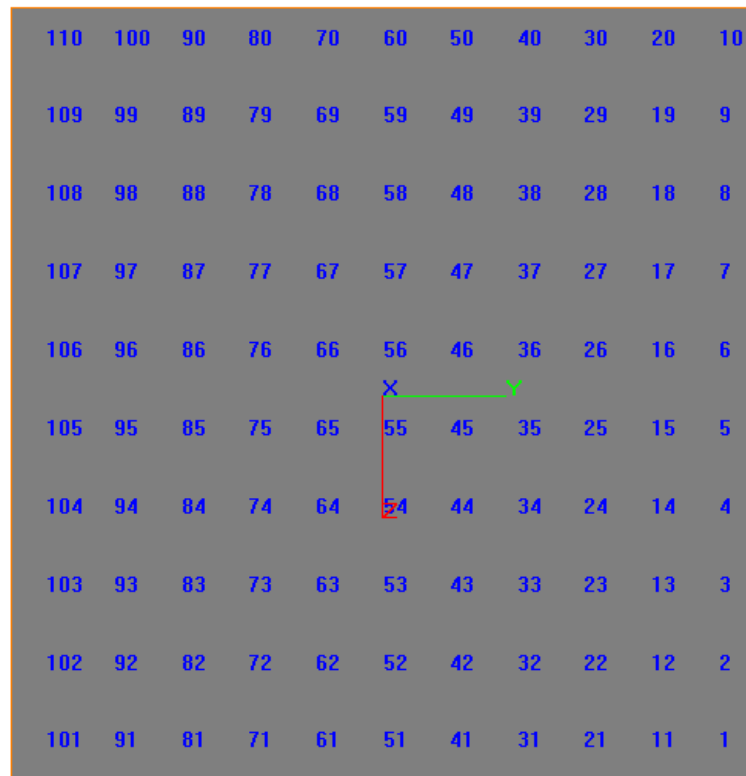


Figura 20: Schema spalla

11.4.2 Risultati

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

SPALLA 2	SLU GEO	SISMA GEO	SLU STR	SISMA STR	SLE
N_{max}	286	302	362	290	266
N_{min}	96.1	2.75	132	15.1	101
M_{max}	-	-	55.9	75.4	39.7
T_{max}	-	-	54.5	70.0	41.1

Tabella 71: Massime sollecitazioni di calcolo - Spalla 2

11.4.3 Verifiche geotecniche

Le resistenze di progetto R_d , per un micropalo con $D_{perf} = 240\text{mm}$, $L = 15\text{ m}$ (8 + 7) risultano:

Resistenza a compressione (M2): 561 kN

Resistenza a trazione (M2): 451 kn

Le verifiche pertanto risultano soddisfatte

11.4.4 Verifica del tubo di armatura

Si riportano le verifiche del tubo di armatura dei micropali sulla base delle massime azioni ricavate dall'analisi con GROUP.

Tenendo conto di tubo di armatura 168.3 sp 12.5, le verifiche risultano soddisfatte:

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO										
Materiale			Azioni di calcolo			A1-M1-R1	SISMA			
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	n_s	kN/m	362.00	290.00			
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mo}	1.05 -	Taglio	v_s	kN/m	54.50	70.00			
Tensione di snervamento	f_{yk}	355 MPa	Momento	m_s	kNm/m	55.90	75.40			
Tensione di calcolo	f_{yd}	338 MPa	Combinazioni di carico			A1-M1-R1	SISMA			
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	γ	-	1	1	1	1	
Diametro esterno	D	168.3 mm	Interasse	i	m	1	1	1	1	
Spessore (s <= 40 mm)	s	12.5 mm	Azioni di progetto			A1-M1-R1	SISMA			
Diametro interno	d	143.3 mm	Azione assiale	N_{sd}	kN	362.00	290.00	0	0	0
Momento d'inerzia	I	2.99E-04 m ⁴	Taglio	V_{sd}	kN	54.50	70.00	0	0	0
Area sezione trasversale	A	6.12E-03 m ²	Momento	M_{sd}	kNm	55.90	75.40	0	0	0
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	3.04E-04 m ³	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)			A1-M1-R1	SISMA			
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	3.90E-03 m ²	$[(2 \cdot V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$	ρ	-	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Area resistente a taglio	$A^*_v = A$	6.12E-03 m ²	$N_{sd}/[A \cdot (1 - \rho \cdot a_v) \cdot f_{yd}]$	n	-	0.175	0.140	0.000	0.000	0.000
A^*_v/A	a_v	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$	kN-m	99	100	103	103	103
Azioni resistenti elementari			Verifiche			A1-M1-R1	SISMA			
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	2069 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	760 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	103 kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

12. OPERE PROVVISORIALI RAMPA A

L'oggetto del presente paragrafo è il dimensionamento delle opere provvisorie previste a sostegno degli scavi provvisori della Rampa A.

Le opere in oggetto sono costituite da pareti chiodate.

Per maggiori dettagli si fa rimando agli elaborati grafici di progetto, mentre la planimetria generale con la posizione di questi scavi è riportata nella Figura 21.

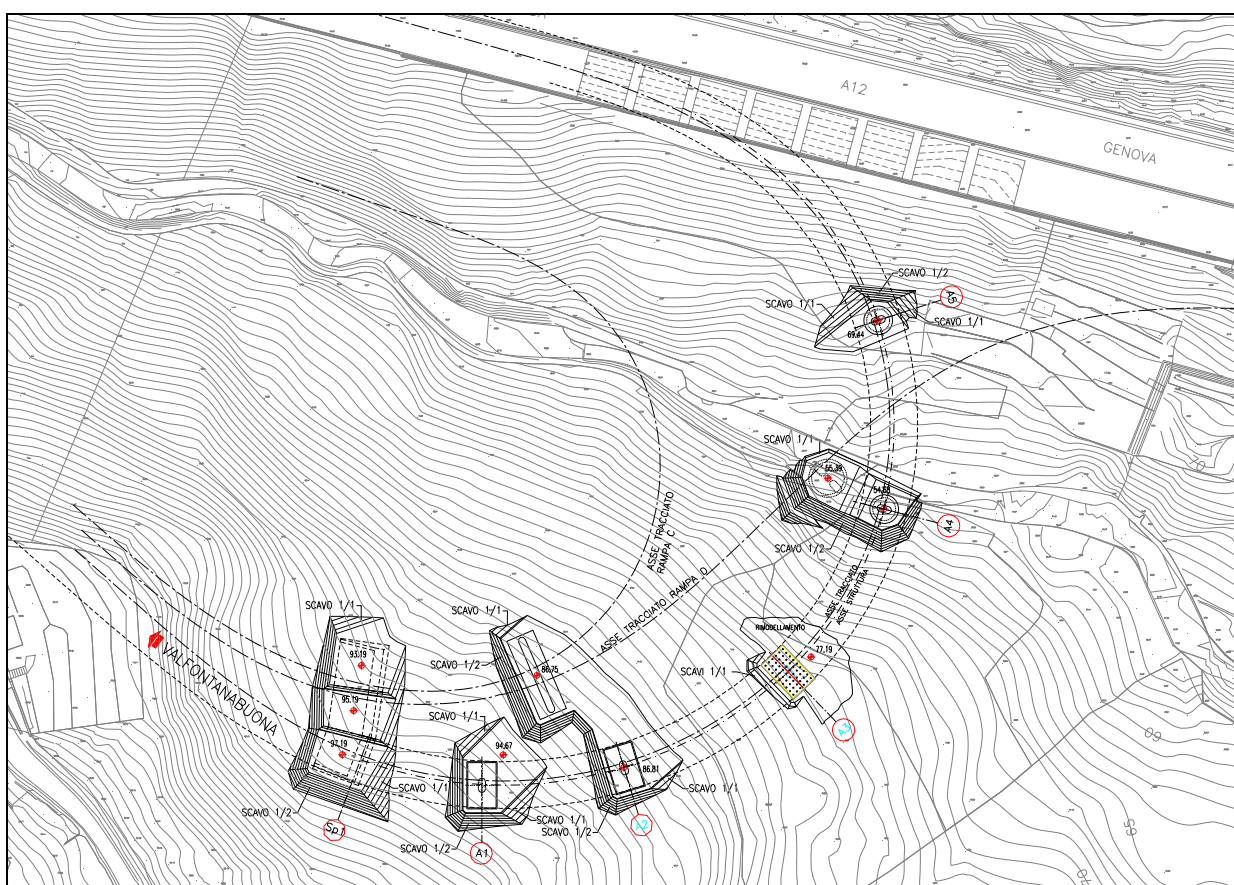


Figura 21: Planimetria generale scavi Rampa A

12.1 Descrizione delle opere

Sulle pareti in scavo aventi pendenza 1H:2V, sono previste delle chiodature con le seguenti caratteristiche:

- barre tipo Gewi o equivalenti diametro 32 mm;
- diametro di perforazione 100 mm;
- lunghezza 6.0 m per Hscavo \leq 7.0 m;
- lunghezza 8.0 m per Hscavo $>$ 7.0 m;
- disposizione a quinconce 1.80 m (spaziatura misurata sul piano di scavo) x 2.00 m (spaziatura misurata in orizzontale);
- inclinazione 10° sull'orizzontale;
- iniezione a pressione uniforme tipo I.G.U.;
- piastre di ancoraggio 200 x 200 x 20 mm;
- dado di fissaggio esagonale per barra diametro 32 mm;
- spritz-beton spessore 25 cm. armato con doppia rete;
- rete metallica elettrosaldata ϕ 8 maglia 15 x 15 cm.

Per quanto riguarda il materiale che costituisce i chiodi si ha:

- Qualità acciaio 500/550 N/mm²
- Carico di snervamento \geq 402 kN;
- Carico ultimo \geq 442 kN

Nelle Figure seguenti sono riportate le Sezioni-tipo ed il Prospetto delle chiodature:

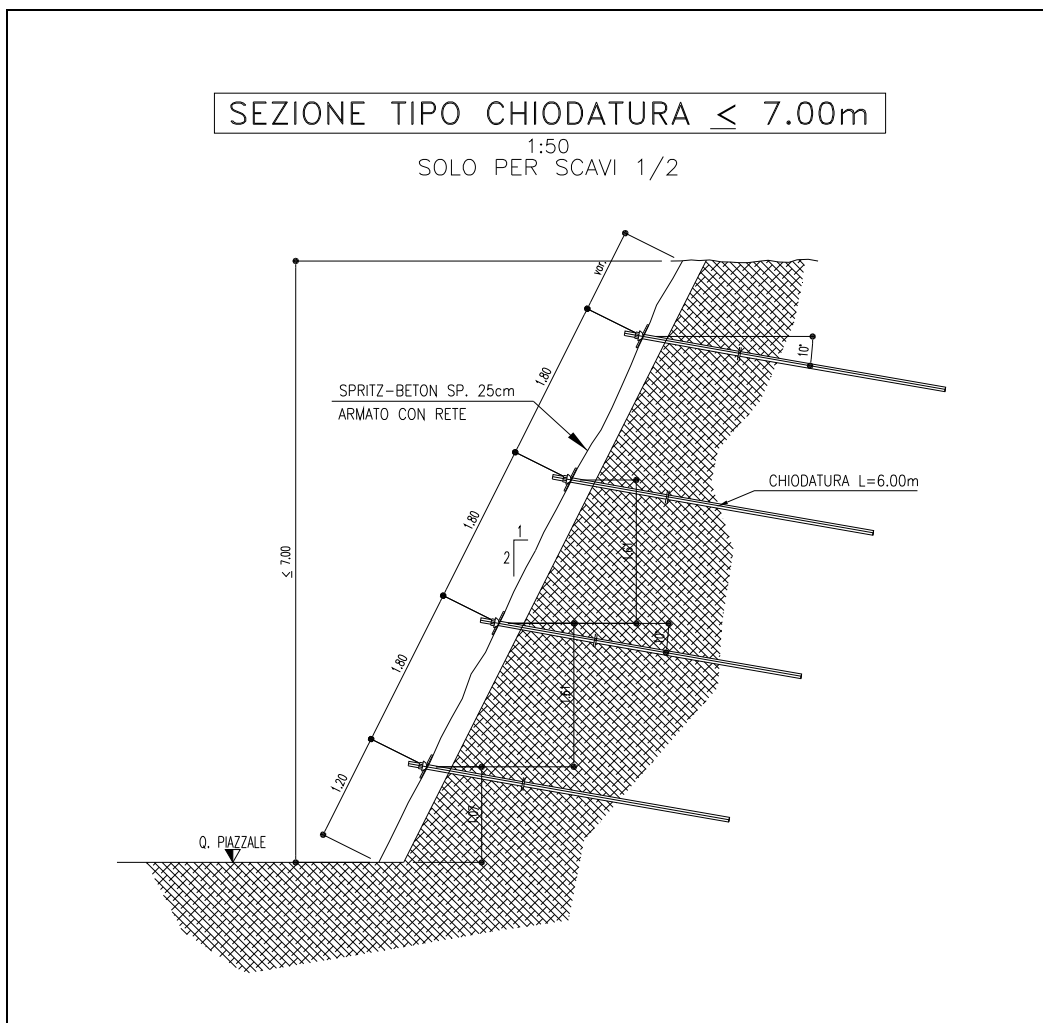


Figura 22: Sezione-tipo per Hscavo $\leq 7.0\text{ m}$

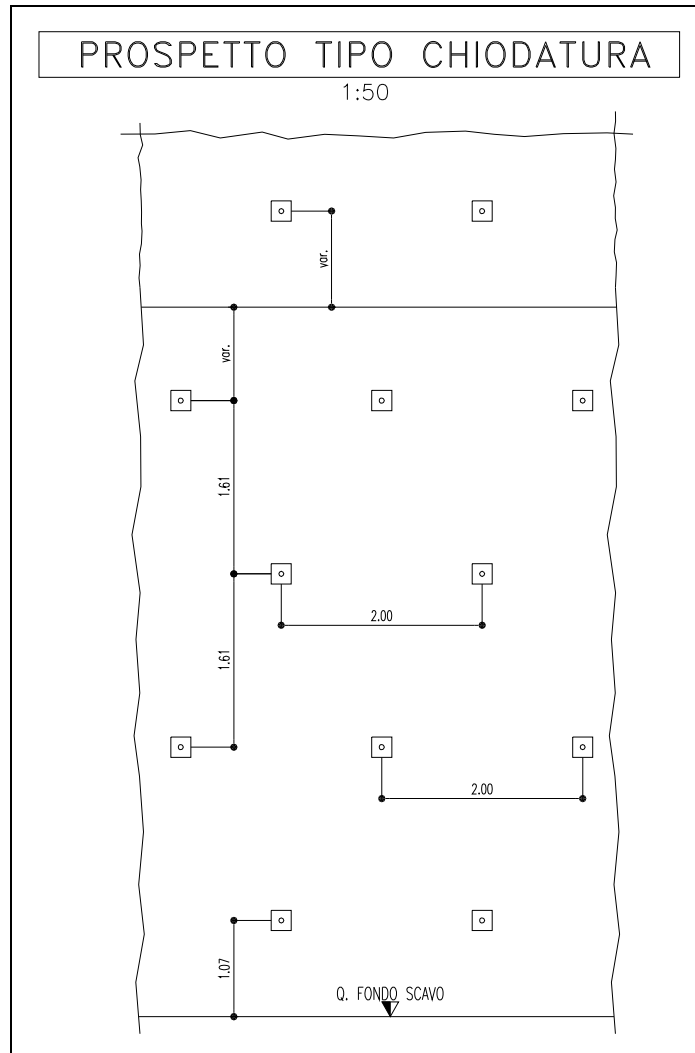


Figura 24: Prospetto-tipo chiodatura

Si fa presente che sugli scavi con pendenza 1H:1V non verranno realizzate delle chiodature.

Per ulteriori dettagli circa la geometrizzazione puntuale delle opere si fa rimando all'elaborato grafico di riferimento (APE0152).

12.2 Ipotesi e geometria di calcolo

Per eseguire il dimensionamento delle chiodature sono state prese in esame come sezioni di calcolo le due sezioni-tipo riportate nel par. precedente, considerando:

- Sezione-tipo $H_{\text{scavo}} = 7.0$ m;
- Sezione-tipo $H_{\text{scavo}} > 7.0$ m, pari a circa 10.0 m (altezza massima di scavo)

Per entrambe le sezioni considerate, l'inclinazione del terreno a tergo è stata desunta dall'andamento delle curve di livello sul rilievo topografico.

12.3 Scavi chiodati – criteri di progettazione agli stati limite

Stati limite ultimi (SLU) L'opera in oggetto è costituita da una parete di scavo stabilizzata attraverso elementi di rinforzo (chiodatura dei terreni). La Normativa (Par.6.8.6.2 del Doc.Rif. N.T.C. 2008) stabilisce che le verifiche di sicurezza agli SLU di fronti di scavo debbono essere condotte con modalità analoghe a quelle indicate per i manufatti in terreni sciolti (Par.6.8.2 del Doc.Rif. N.T.C. 2008). Inoltre, qualora gli scavi siano realizzati su pendio, deve essere verificata l'influenza dello scavo sulle condizioni di stabilità generale del pendio stesso. Nel Par.6.8.2 del Doc.Rif. N.T.C. 2008, riguardante i manufatti in materiali sciolti, è specificato che la stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive; inoltre è anche previsto che siano eseguite verifiche agli SLU locali che devono essere estese agli elementi di rinforzo eventualmente presenti all'interno del manufatto.

Complessivamente, quindi, per le pareti di scavo in oggetto le verifiche di sicurezza agli SLU previste dalla Normativa (Doc.Rif. N.T.C. 2008) possono essere così riassunte:

- a) Verifiche di stabilità globale del pendio nelle condizioni iniziali;
- b) Verifiche di stabilità globale della parete chiodata durante le fasi costruttive e nella situazione finale determinatasi a seguito della realizzazione dell'opera;
- c) Verifiche di stabilità locali riguardanti l'integrità (rottura) e la funzionalità (sfilamento) dei rinforzi.

Con riferimento alle verifiche di sfilamento dei rinforzi, questi ultimi sono stati considerati come degli ancoraggi passivi e quindi sono stati trattati secondo quanto descritto nel Par.6.6.2 del Doc.Rif. N.T.C. 2008. In tale paragrafo è specificato che le verifiche di sicurezza di tiranti di ancoraggio debbono riguardare i meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza allo sfilamento e dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno (Par.6.8.2 del Doc.Rif. N.T.C. 2008) deve essere svolta secondo l'Approccio 1

- Combinazione 2: • A2 + M2 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali già riportati nelle seguenti Tabella 72, Tabella 73 e Tabella 74:

Tabella 72: Coefficienti parziali sulle azioni (A1 ed A2)

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 73: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)

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 74: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2)

Coefficiente parziale	(R2)
γ_R	1.1

Tale verifica, come definito al Par.6.8.2 del Doc.Rif. N.T.C. 2008, si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni E_d e delle resistenze R_d . La verifica viene svolta determinando, come per il caso delle paratie, la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici. Il coefficiente riduttivo R2, definito in **Tabella 74**, come descritto nel Par. C.6.8.6.2 del Doc. Rif. N.T.C. 2008, va applicato sulla resistenza globale del sistema.

Pertanto, definendo $R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R$, con R la resistenza globale del sistema, la verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} = \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare almeno 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. N.T.C. 2008).

L'azione sismica di progetto, così come i parametri del terreno di progetto da considerare, devono essere valutati sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare.

Pertanto, per l'opera in oggetto, nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi, relative sia alle verifiche di stabilità globale che alla stabilità dell'opera, l'accelerazione equivalente di progetto è quella associata allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**), mentre per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio si farà riferimento allo Stato Limite di Danno (**SLD**). Tutte le verifiche riportate nel presente documento, come ammesso dalla Normativa, sono state svolte simulando l'azione sismica di progetto mediante l'uso di metodi pseudostatici.

12.4 Stratigrafia e parametri geotecnici

Le condizioni stratigrafiche di progetto sono state desunte a partire dalle risultanze delle indagini eseguite in corrispondenza dell'imbocco, unitamente alle indicazioni fornite dal Profilo Geotecnico di interesse, come segue:

- da p.c. a 1.0÷3.0 m da p.c. – *Terreno di copertura* del substrato roccioso: depositi costituiti principalmente da sabbie limose con presenza di ciottoli.
- al di sotto di 1.0÷3.0 m da p.c. – *Substrato*: Formazione del Monte Antola, costituita da una sequenza di torbiditi carbonatiche, in prevalenza calcareo – marnose (FAN).

Per quanto concerne la falda, pur tenendo conto delle letture dei piezometri SV5 e SV6, ubicati in prossimità dell'opera (superficie freatica a 14.0 m dal p.c.), è stata fatta cautelativamente l'ipotesi di una quota superiore considerando l'eventualità di possibili locali sovrappressioni presenti in corrispondenza di fratture nell'ammasso roccioso.

Si segnala che i parametri di resistenza dei diversi materiali sono stati desunti dalla Relazione Geotecnica, oltreché dai risultati di una back-analysis per quanto riguarda la coltre di copertura.

Infatti, poiché all'interno della coltre non è stato possibile prelevare campioni indisturbati sui quali eseguire delle prove triassiali / di taglio diretto e comunque l'interpretazione delle prove in sito (SPT) è ascrivibile ai soli livelli granulari, per una stima della resistenza più rappresentativa, che tenga conto anche della presenza di passaggi coesivi, si è fatto riferimento ai risultati di una back-analysis. Nella Figura seguente sono riportati i risultati dell'analisi eseguita:

Si ottiene $\phi' = 29^\circ$ e $c' = 0.0$ kPa (con γ_t pari a 20 kN/m³):

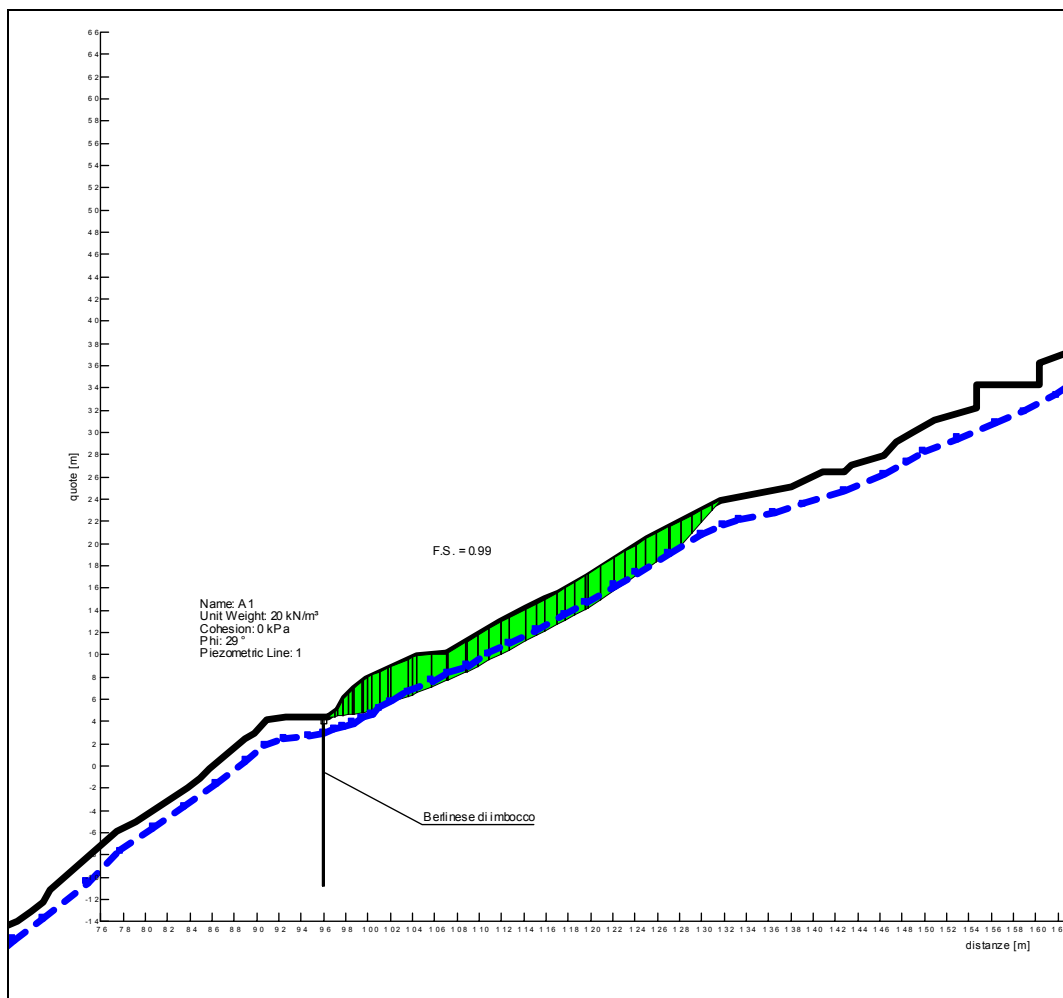


Figura 25: Copertura su FAN - Risultati back-analysis

Nella seguente Tabella sono riassunti i parametri geotecnici caratteristici adottati nel dimensionamento delle opere.

Tabella 75: Parametri geotecnici caratteristici

STRATO	Peso di volume γ_k	Angolo di resistenza al taglio ϕ_k	Coesione efficace c'_k	Modulo di Young primo carico E_{VC}	Modulo di Young di scarico/ricarico E_{UR}
	kN/m ³	°	kPa	MPa	MPa
Copertura su FAN	20.0	29	0	10	10
Substrato FAN fessurato/alterato	26.0	42	80	800	800
Substrato FAN compatto	26.0	40	200	800	800

Nella seguente Tabella 76 sono invece riassunti i parametri geotecnici di progetto considerati nei calcoli, fattorizzati secondo le condizioni M1 e M2 come descritto nei capitoli precedenti (in particolare Tabella 73).

Tabella 76: Parametri geotecnici di progetto

STRATO	Peso di volume γ_k	M1 Angolo di resistenza al taglio ϕ_d	M1 Coesione efficace c'_d	M2 Angolo di resistenza al taglio ϕ_d	M2 Coesione efficace c'_d
	kN/m ³	°	kPa	°	kPa
Copertura su FAN	20.0	29	0	29 ^(*)	0
Substrato FAN fessurato/alterato	26.0	42	80	35.8	64
Substrato FAN compatto	26.0	40	200	33.9	160

(*) parametro non fattorizzato, in quanto ottenuto da back-analysis

Di fatto nelle verifiche cautelative sono stati utilizzati soltanto i parametri del substrato fessurato / alterato.

Come potenziali superfici di scorrimento vengono considerati i diedri che si vengono a creare in funzione della geometria delle discontinuità presenti, individuata sulla base del rilievo geomeccanico *RG10* eseguito in corrispondenza dell'imbocco (per maggiori dettagli si veda la Relazione). In base a tale rilievo sono presenti due famiglie di discontinuità, di cui la prima avente inclinazione pari a circa 26° sull'orizzontale e la seconda pari a circa 80° (75°+83°). Con JRC (rugosità del giunto) pari a 4, si può stimare una resistenza sulla discontinuità data dai seguenti parametri caratteristici:

ϕ' = angolo d'attrito efficace = 35°

c' = coesione efficace = 20 kPa

12.5 Azione sismica di progetto

Per quanto concerne la definizione dell'azione sismica di progetto deve essere fatto riferimento alle Norme Tecniche (Doc. Rif. N.T.C. 2008), di cui è parte integrante la definizione dei valori di pericolosità sismica da adottare nelle verifiche.

12.5.1 Definizione dell'azione sismica di riferimento

Al sito dell'opera in oggetto corrispondono le seguenti coordinate geografiche:

- Longitudine: 9.18484;
- Latitudine: 44.36380.

Nella Tabella 1 allegata alla citata Normativa Doc. Rif. N.T.C. 2008, in funzione delle coordinate geografiche, sono assegnati i valori dei seguenti parametri, rispetto ad una griglia di punti prefissati sul territorio:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

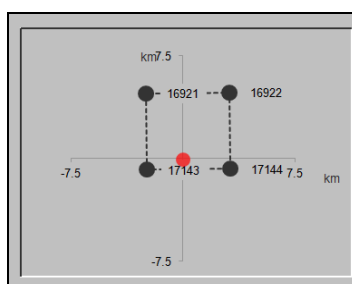


Figura 26: Punti della griglia di nodi prefissati nell'intorno del interesse sito di progetto (tratto da Spettri di risposta – V. 1.0.3.xls)

12.5.2 Vita utile dell'opera

Poiché, per via delle condizioni stratigrafiche con presenza di roccia sub-affiorante e delle caratteristiche dei materiali, la condizione sismica di fatto non è dimensionante per l'opera, si è comunque fatto riferimento alla stessa Vita Nominale ed alla stessa Classe d'Uso delle opere definitive.

Pertanto la Vita Nominale dell'opera, in accordo al punto 2.4.1 delle NTC 2008 ed alle informazioni allo stato attuale disponibili, è assunta pari a $V_n = 50$ anni.

La Classe d'Uso utilizzabile per le verifiche oggetto del presente studio è definita in accordo al punto 2.4.2 della Normativa (Doc. Rif. N.T.C. 2008) ed è posta pari a II (coefficiente d'uso $C_u = 2$).

Di conseguenza, il periodo di riferimento per l'azione sismica, definito in accordo al par 2.4.3 della Normativa (Doc. Rif. N.T.C. 2008), risulta pari a:

$$V_r = V_n * C_u = 50 \text{ anni}$$

12.5.3 Periodo di ritorno dell'azione sismica TR

Definita la vita di riferimento dell'opera, in funzione della probabilità di superamento P_{Vr} nel periodo di riferimento considerato, si ottengono i valori del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R riportati in Tabella 77.

Tabella 77: Valori delle probabilità di superamento P_{Vr} e dei periodi di ritorno T_R al variare dello Stato Limite considerato.

Stati Limite		P_{Vr} (%)	T_R (anni)
Stati Limite di Esercizio SLE	SLO	81	60
	SLD	63	101
Stati Limite Ultimi SLU	SLV	10	949
	SLC	5	1950

12.5.4 Accelerazione massima attesa su suolo rigido

Per lo stato limite di verifica considerato - Stato Limite Ultimo: **SLV** – Stato Limite di Salvaguardia della Vita - si ottiene la seguente accelerazione massima attesa su suolo rigido (Tabella 78).

Tabella 78: Valore del parametro a_g , per suolo rigido in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica. Valore desunto dal foglio di calcolo "Spettri di risposta – V. 1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

STATO LIMITE	T_R	a_g
	[anni]	[g]
SLV	949	0.108

12.5.5 Determinazione della categoria di suolo

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa (Doc. Rif. N.T.C. 2008), è basata sulla stima dei valori di velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{s,30}$ o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ entro i primi 30 m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30 m di profondità $C_{u,30}$ (per terreni a grana fina).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 delle NTC 2008, l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria E**.

12.5.6 Accelerazione massima attesa in sito

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} è definita attraverso la seguente relazione:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui

a_g = Accelerazione massima su sito rigido;

S_S = Coefficiente d'amplificazione stratigrafica;

S_T = Coefficiente d'amplificazione topografica.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s (per suolo di Cat. E) è calcolato come

$$S_s = 2.0 - 1.1 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g}$$

con $1 \leq S_s \leq 1.6$ (vedi par. 3.2.3.2.1 e tabella 3.2.V delle NTC 2008).

In Tabella 79 si riporta il valore di S_s definito per lo stato limite oggetto di verifica, assumendo i valori di F_0 definiti nell'Allegato B della Normativa (Doc. Rif. N.T.C. 2008) per il sito di progetto.

Tabella 79: Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s

STATO LIMITE	T_R	S_s
	[anni]	[-]
SLV	949	1.6

Il coefficiente di amplificazione topografica S_T per il sito in esame è assunto pari a 1.2, valore assegnato per siti con categoria topografica T2, riferito a pendii con inclinazione media superiore a 15°.

Sulla base di quanto sopra, in Tabella 80 si riportano i valori di accelerazione massima attesa al sito per lo stato limite oggetto di verifica.

Tabella 80: Valori di accelerazione massima attesa al sito

STATO LIMITE	T_R	a_{max}
	[anni]	[g]
SLV	949	0.207

12.5.7 Accelerazione equivalente di progetto

Come definito in normativa, a meno di specifiche analisi dinamiche, è possibile svolgere le verifiche di sicurezza per l'opera di sostegno mediante analisi pseudostatiche o analisi agli spostamenti.

Nello specifico, la valutazione dell'impatto dell'azione sismica sull'opera di sostegno è stata condotta mediante analisi pseudostatica come definito nel Paragrafo 7.11.6.3 della Normativa (Doc. Rif. N.T.C. 2008).

12.5.8 Stabilità nei confronti della liquefazione

Data le condizioni stratigrafiche e le caratteristiche dei materiali, il sito in esame non è suscettibile a liquefazione (Par.7.11.3.4.2 del Doc. Rif. N.T.C. 2008).

12.5.9 Verifiche di stabilità globale

Come descritto nell'esempio di calcolo riportato al Par. C7.11.4 del Doc. Rif. N.T.C. 2008, la verifica di stabilità globale va condotta mediante il metodo di analisi definito al Par. 7.11.3.5 del Doc. Rif. N.T.C. 2008, inerente alla stabilità dei pendii.

Sulla base di quanto definito al Par.7.11.3.5.2 del Doc. Rif. N.T.C. 2008, i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max}$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0.24 (Tabella 81)

Tabella 81: Coefficiente β_s

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g \text{ (g)} < 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g \text{ (g)} < 0.2$	0.27	0.24
$a_g \text{ (g)} < 0.1$	0.20	0.20

La verifica di stabilità globale costituisce una verifica di Salvaguardia della Vita (SLV), pertanto i coefficienti sismici riportati nella Tabella seguente sono relativi ad un evento con tempo di ritorno pari a 949 anni.

Tabella 82: Valori dell'accelerazione equivalente di progetto k_h per le verifiche di stabilità globale

STATO LIMITE	T_R	k_h	k_v
	[anni]	[g]	[g]
SLV	949	0.0498	± 0.0249

12.6 scavi chiodati - verifiche agli stati limite ultimi in condizioni statiche

Le verifiche sono condotte utilizzando il programma Slope/W. Infatti nelle verifiche di stabilità globale, il programma Slope/W consente di introdurre le azioni stabilizzanti esercitate dagli ancoraggi. Le azioni degli ancoraggi passivi sono considerate come reazioni mobilitate dagli spostamenti del blocco instabile del terreno; esse pertanto entrano nel calcolo come resistenze di progetto.

Come valori di resistenza dei rinforzi da prendere in conto nelle analisi di stabilità si adotta il valore più piccolo tra la resistenza a rottura e quello di sfilamento; questa operazione è eseguita in maniera automatica dal software SLOPE/W ed è ripetuta per ciascuno dei rinforzi presenti, in relazione all'andamento della superficie di scorrimento analizzata. Questo modo di operare, accoppiato all'impiego di valori di progetto delle resistenze dei rinforzi, presenta il vantaggio di non rendere più necessarie le verifiche locali dei rinforzi nei confronti della rottura e dello sfilamento.

Nei paragrafi seguenti si riportano le determinazioni delle resistenze a sfilamento e strutturali delle due tipologie di barre presenti (in acciaio e in VTR) ed i risultati delle analisi di stabilità eseguite.

12.6.1 Chiodi in acciaio - Resistenza di progetto a sfilamento

La resistenza di calcolo a sfilamento R_{ac} di ogni ordine di ancoraggi è stata determinata in accordo con quanto proposto da Bustamante e Doix (Doc.Rif. [7]), avendo assunto:

$\alpha = 1.0 \cdot D = 0.10 \text{ m}$ – diametro nominale di perforazione

$q_s = 150 \text{ kPa}$ – resistenza laterale unitaria ancoraggio-terreno

La resistenza di calcolo R_{ac} , valutata a metro lineare di ancoraggio [14], risulta:

$$\bullet R_{ac} = \pi \cdot (\alpha \cdot D) \cdot q_s = \pi \cdot (1 \cdot 0.10) \cdot 150 = 47.1 \text{ kN/m}$$

La resistenza caratteristica a sfilamento R_{ak} , valutata per metro lineare di ancoraggio, risulta:

$$\bullet R_{ak} = R_{ac} / \xi_3 = 47.1 / 1.80 = 26.2 \text{ kN/m}$$

avendo considerato rappresentativo un unico profilo d'indagine ($\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.8$).

La resistenza di progetto a sfilamento R_{ad} , valutata per metro lineare di ancoraggio, risulta:

$$\bullet R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{Ra,p} = 26.2 / 1.1 = 23.8 \text{ kN/m (ipotesi di ancoraggi provvisori)}$$

Tenendo conto dell'interasse fuori piano dei tiranti risulta: $\bullet R_{ad}/\text{ml} = 23.8 / 2.0 = 11.9 \text{ kN/m/ml}$.

12.6.2 Chiodi in acciaio - Resistenza strutturale della sezione

La resistenza di progetto a trazione $R_{t,Rd}$ della sezione della barra risulta pari a:

$$R_{t,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 402 / 1.05 = 382.9 \text{ kN}$$

essendo: A = area netta della sezione della barra

f_{yk} = tensione a snervamento dell'acciaio

γ_{M0} = fattore parziale sulla resistenza dell'acciaio (=1.05)

12.7 Risultati analisi di stabilità scavi chiodati

Nelle Figure seguenti sono riportati i risultati delle analisi di stabilità dei cinematismi possibili, eseguite in condizioni statiche per le pareti di scavo delle due Sezioni-tipo esaminate. Il fattore di sicurezza minimo risulta in entrambi i casi superiore al minimo richiesto (1.10). La verifiche sono pertanto soddisfatte.

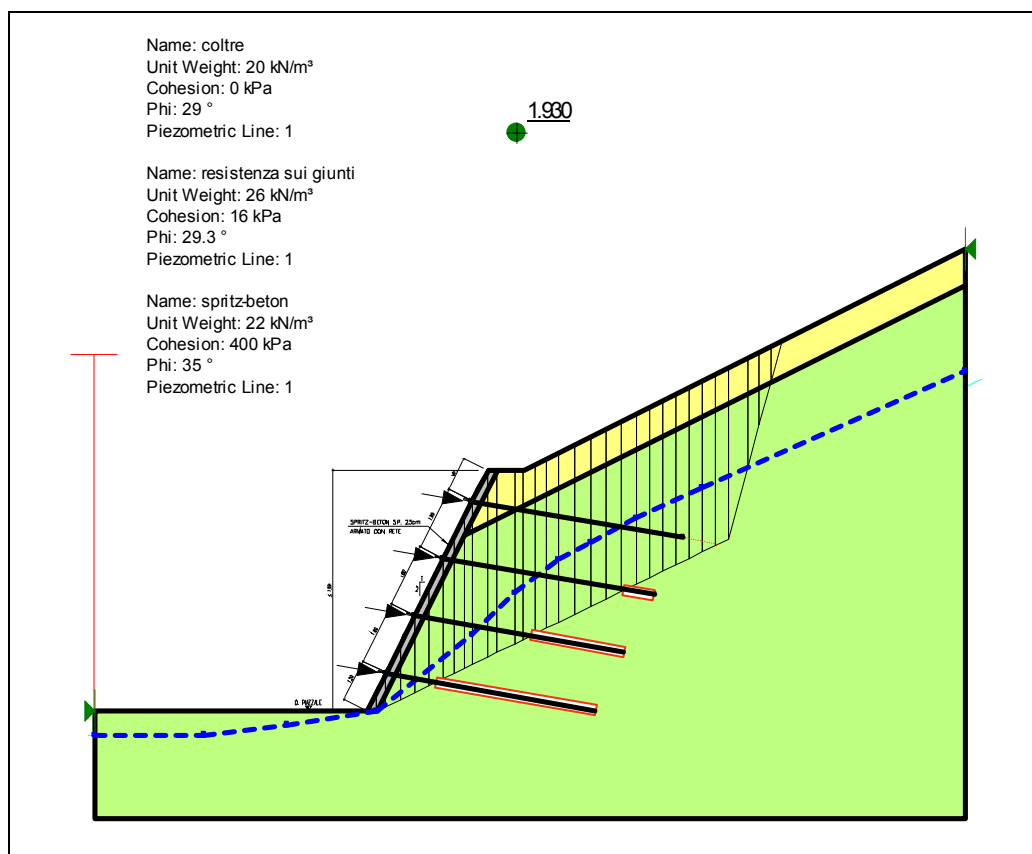


Figura 27: Risultati analisi di stabilità - Altezza di scavo ≤ 7.0 m - Condizioni statiche

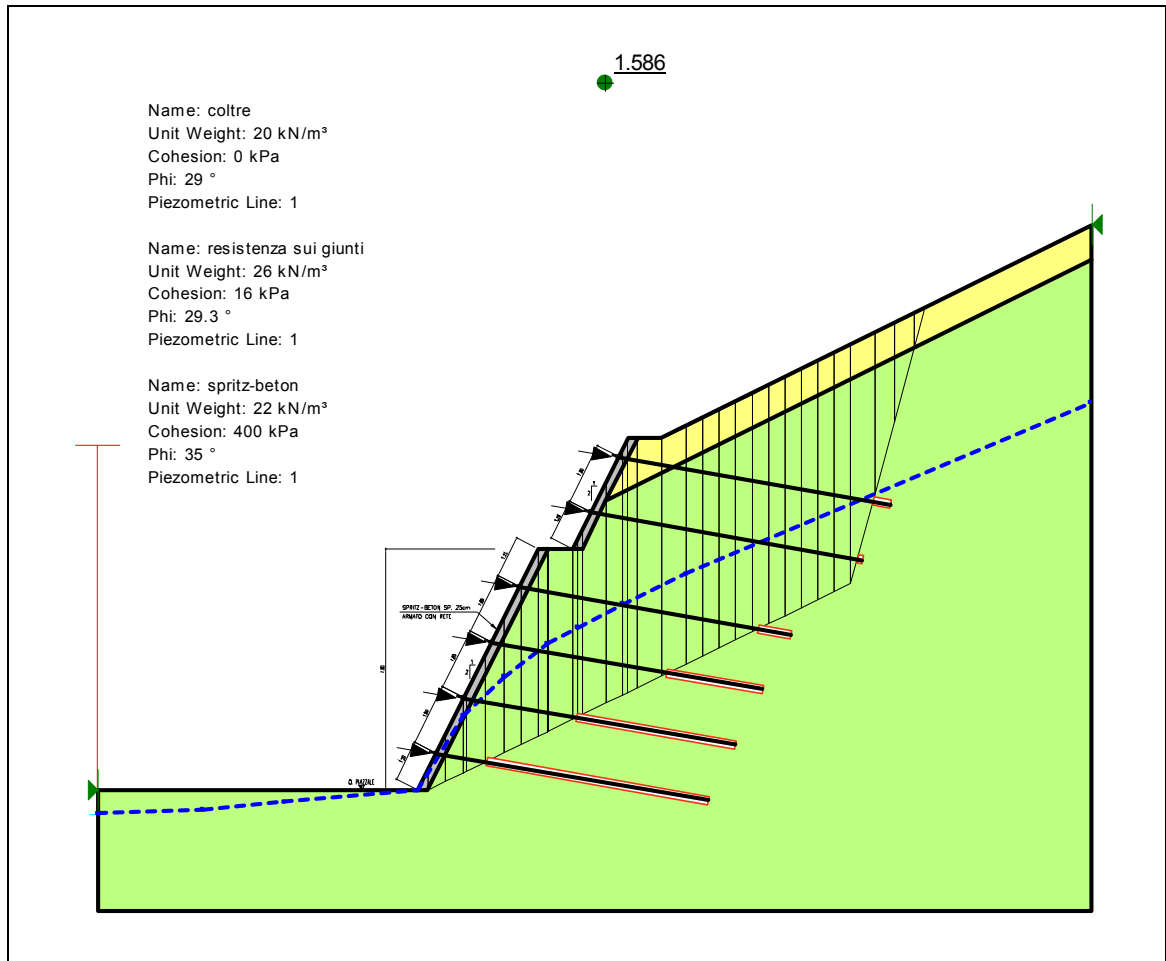


Figura 28: Risultati analisi di stabilità - Altezza di scavo > 7.0 m - Condizioni statiche

12.8 scavi chiodati - verifiche agli stati limite ultimi in condizioni sismiche

Le analisi in condizioni sismiche vengono eseguite seguendo gli stessi criteri già esplicitati per il caso statico, tenendo conto dei seguenti coefficienti sismici:

- $k_h = 0.0498$
- $k_v = \pm 0.0249$

Nelle Figure seguenti sono riportati i risultati delle analisi di stabilità dei cinematismi possibili, eseguite in condizioni statiche per le pareti di scavo delle due Sezioni-tipo esaminate. Il fattore di sicurezza minimo risulta in entrambi i casi superiore al minimo richiesto (1.10). La verifiche sono pertanto soddisfatte:

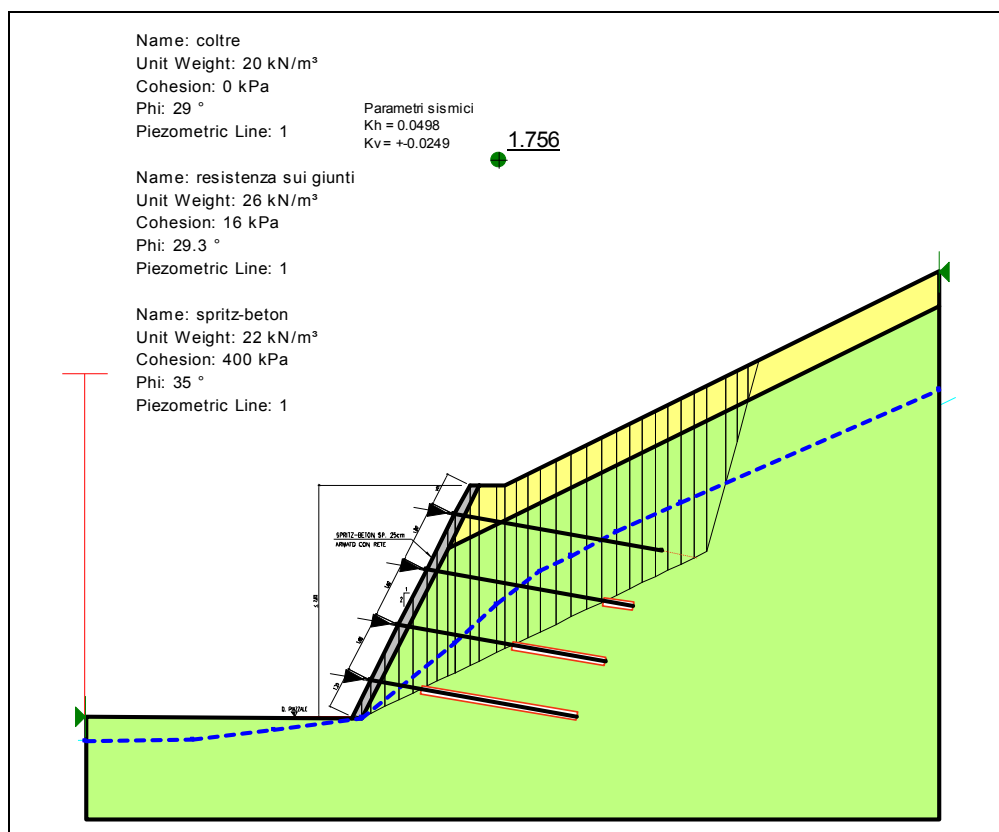


Figura 29: Risultati analisi di stabilità scavi chiodati - Altezza di scavo ≤ 7.0 m -Condizioni sismiche

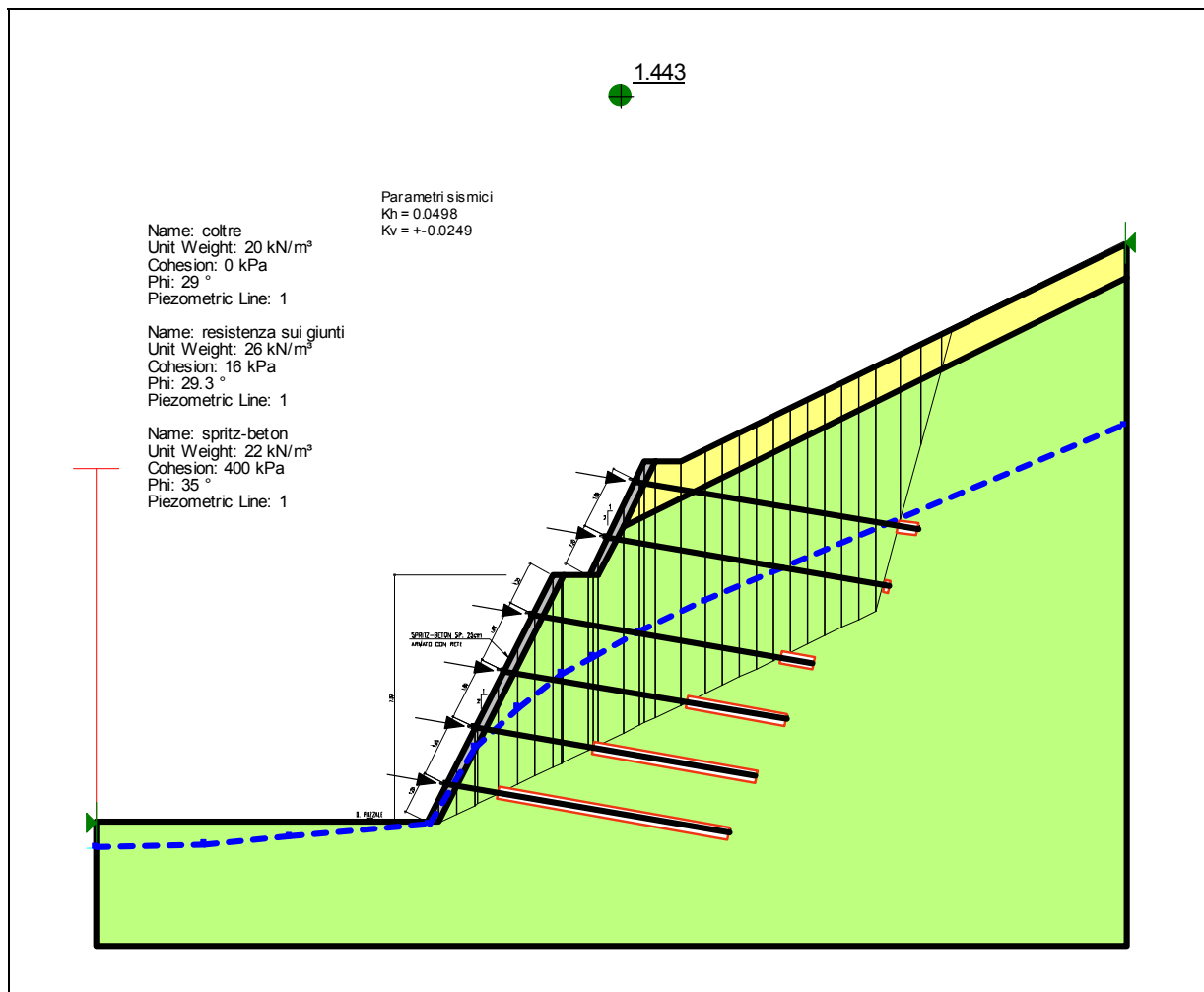


Figura 30: Risultati analisi di stabilità scavi chiodati - Altezza di scavo > 7.0 m -Condizioni sismiche