



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
RAMPE C E D
OPERE PROVVISORIALI**

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

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
-	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.			
-	1	1001302	STP	PAPE	0158	--				
	SCALA: -									

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

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

SPEA Ingegneria Europea

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

**VIADOTTO RAMPE C-D
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 <i>Verifiche di sicurezza</i>	22
7.3.2 <i>Verifiche SLU geotecniche – Collasso per carico limite</i>	23
7.3.3 <i>Verifiche SLU geotecniche – Collasso per scorrimento del piano di posa</i>	25
7.3.4 <i>Verifiche SLU geotecniche – Stabilità globale</i>	25
7.3.5 <i>Verifiche SLE - Cedimenti</i>	25
7.4 FONDAZIONI SU POZZO.....	28
7.4.1 <i>Verifiche di sicurezza</i>	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	33
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 1C.....	55
8.2	AZIONI DI CALCOLO – SPALLA 2C-D.....	56
8.3	AZIONI DI CALCOLO – PILE	58
9.	FONDAZIONI DIRETTE	69
9.1	PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO.....	69
9.2	RISULTATI SPALLA 2C-D.....	69
9.2.1	Premessa	69
9.2.2	Collasso per carico limite.....	69
9.2.3	Collasso per scorrimento del piano di posa.....	71
9.2.4	Stabilità globale – risultati della verifica.....	71
9.2.5	Valutazione cedimenti - risultati.....	71
9.3	RISULTATI PILA D1-C3.....	72
9.3.1	Premessa	72
9.3.2	Collasso per carico limite.....	72
9.3.3	Collasso per scorrimento del piano di posa.....	75
9.3.4	Stabilità globale – risultati della verifica.....	75
9.3.5	Valutazione cedimenti - risultati.....	76
10.	FONDAZIONI A POZZO RAMPA C.....	77
10.1	AZIONI IN FONDAZIONE.....	77
10.2	PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO.....	85
10.3	RISULTATI PILA C1	92
10.3.1	Premessa.....	92
10.3.2	Risultati.....	93
10.3.3	Verifiche geotecniche.....	97
10.3.4	Verifica dei requisiti prestazionali delle fondazioni.....	100

10.4	RISULTATI PILA C2	102
10.4.1	Premessa.....	102
10.4.2	Risultati.....	102
10.4.3	Verifiche geotecniche.....	105
10.4.4	Verifica dei requisiti prestazionali delle fondazioni.....	108
10.5	RISULTATI SPALLA SP1	110
10.5.1	Premessa.....	110
10.5.2	Risultati.....	110
10.5.3	Verifiche geotecniche.....	113
10.5.4	Verifica dei requisiti prestazionali delle fondazioni.....	116
11.	FONDAZIONI A POZZO RAMPA D.....	118
11.1	AZIONI IN FONDAZIONE.....	118
11.2	PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO.....	126
11.3	RISULTATI PILA D3.....	131
11.3.1	Premessa.....	131
11.3.2	Risultati.....	131
11.3.3	Verifiche geotecniche.....	134
11.3.4	Verifica dei requisiti prestazionali delle fondazioni.....	137
11.4	RISULTATI PILA D4.....	139
11.4.1	Premessa.....	139
11.4.2	Risultati.....	139
11.4.3	Verifiche geotecniche.....	141
11.4.4	Verifica dei requisiti prestazionali delle fondazioni.....	144
12.	FONDAZIONI SU MICROPALI.....	146
12.1	PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE	146
12.2	RESISTENZA DEI MICROPALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	146
12.3	RISULTATI PILA D2.....	147
12.3.1	Premessa.....	147
12.3.2	Risultati.....	148
12.3.3	Verifiche geotecniche.....	148
12.3.4	Verifica del tubo di armatura	148
12.4	RISULTATI PILA D5.....	149
12.4.1	Premessa.....	149
12.4.2	Risultati.....	150
12.4.3	Verifiche geotecniche.....	151
12.4.4	Verifica del tubo di armatura	151
13.	OPERE PROVVISORIALI.....	152

13.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	153
13.2	IPOTESI E GEOMETRIA DI CALCOLO.....	156
13.3	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI.....	160
13.4	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	164
13.4.1	<i>Definizione dell'azione sismica di riferimento</i>	<i>164</i>
13.4.2	<i>Vita utile dell'opera.....</i>	<i>164</i>
13.4.3	<i>Accelerazione massima attesa su suolo rigido</i>	<i>166</i>
13.4.4	<i>Determinazione della categoria di suolo.....</i>	<i>166</i>
13.4.5	<i>Accelerazione massima attesa in sito</i>	<i>167</i>
13.4.6	<i>Accelerazione equivalente di progetto.....</i>	<i>168</i>
13.4.7	<i>Verifiche di stabilità globale.....</i>	<i>168</i>
13.5	SCAVI CHIODATI - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN CONDIZIONI STATICHE.....	170
13.6	CHIODI IN ACCIAIO - RESISTENZA STRUTTURALE DELLA SEZIONE	171
13.7	RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCAVI CHIODATI	171
13.8	SCAVI CHIODATI - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN CONDIZIONI SISMICHE	174

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

Pile 1C e 2C	
profondità	formazione
da 0 a 16÷32 m	materiale di riempimento
da 16÷32 m in poi	FAN alt
Spalla 1C	
profondità	formazione
da 0 a circa 24 m	materiale di riempimento
da circa 24 m in poi	FAN alt
Pile 3D e 4D	
profondità	formazione
da 0 a circa 25 m	materiale di riempimento
da circa 25 m in poi	FAN alt
Pila 5D	
profondità	formazione
da 0 a 2 m	materiale di copertura
da 2 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 2C-D e la pila 3C-1D sono previste fondazione dirette sul substrato roccioso, che in questo tratto risulta subaffiorante.

Per la pila 2D, la 5D, 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 :

Pila 2D	54 micropali, armati con tubolare 168.3 mm spessore 12.5 mm, diametro di perforazione 240 mm, lunghezza 15.0 m
Pila 5D	110 micropali, armati con tubolare 168.3 mm spessore 12.5 mm, diametro di perforazione 240 mm, lunghezza 21.0 m

Le pile 1C, 2C, 3D, 4D e la spalla 1C sono previste nel riempimento. Le fondazioni poggianti su pozzi caratterizzati da una parte superiore in c.a., da solidarizzare ai plinti di fondazione, e da una parte inferiore costituita da un guscio in c.a. di spessore 80 cm, gettato in opera per conci successivi sovrapposti, all'interno del quale sarà messo in opera 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 2C-D e la pila 3C-1D, infine, sono stati utilizzati fogli di calcolo Excel.

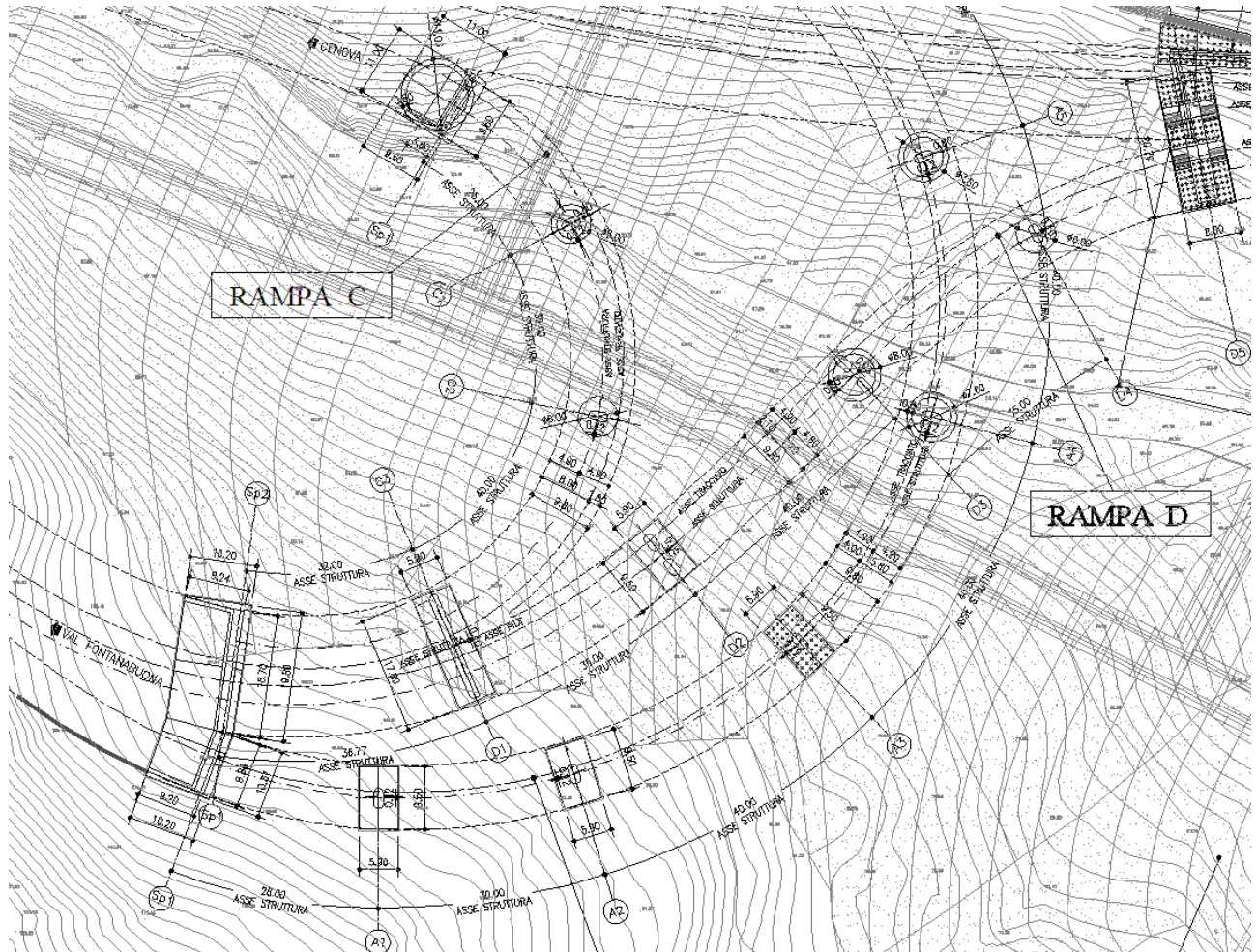


Figura 1: Stralcio planimetrico rampe C-D

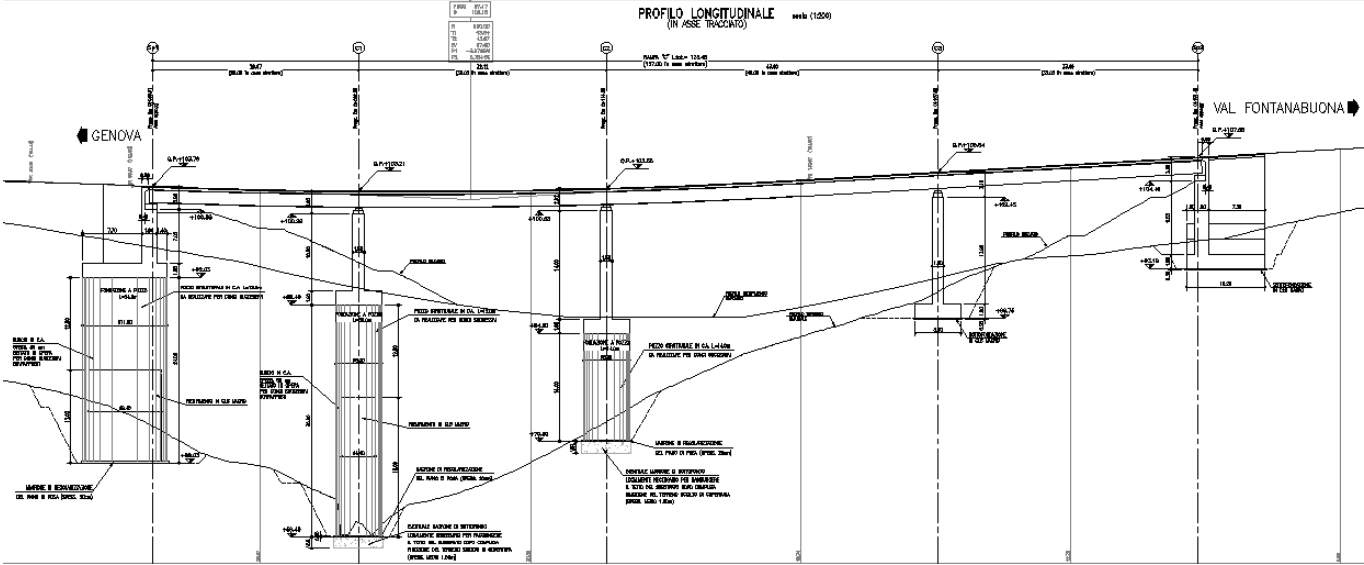


Figura 2: Profilo longitudinale viadotto rampa C

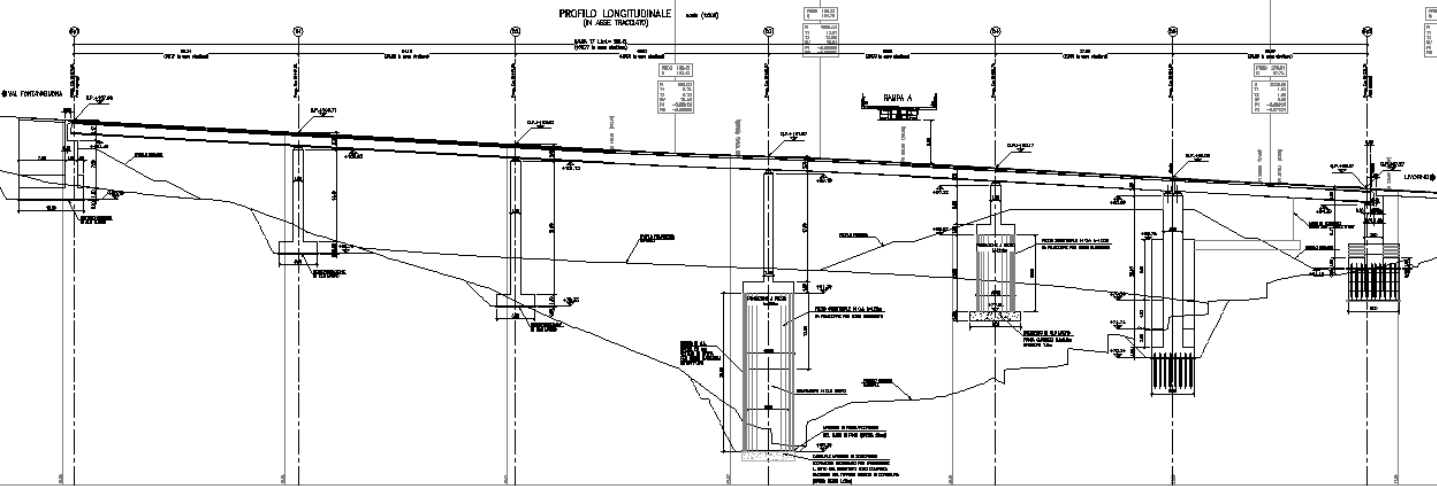


Figura 3: Profilo longitudinale viadotto rampa D

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 4.

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

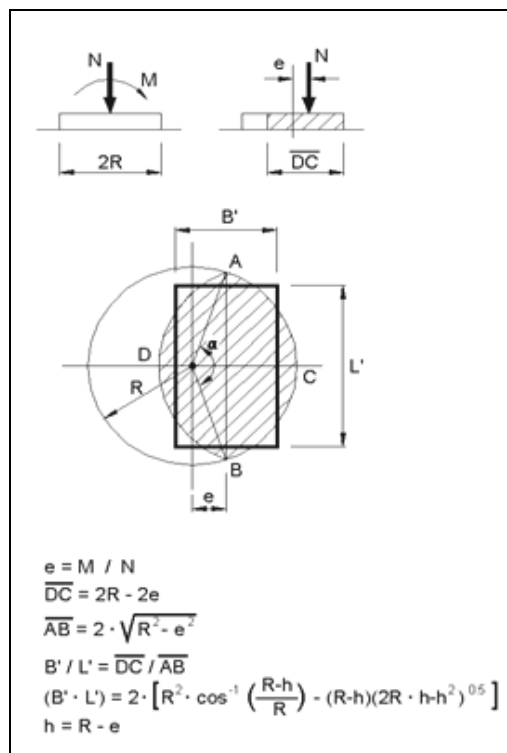


Figura 4 : Fondazione efficace equivalente (Meyerhof, 1953)

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 5 (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 $3.5 \cdot B$.

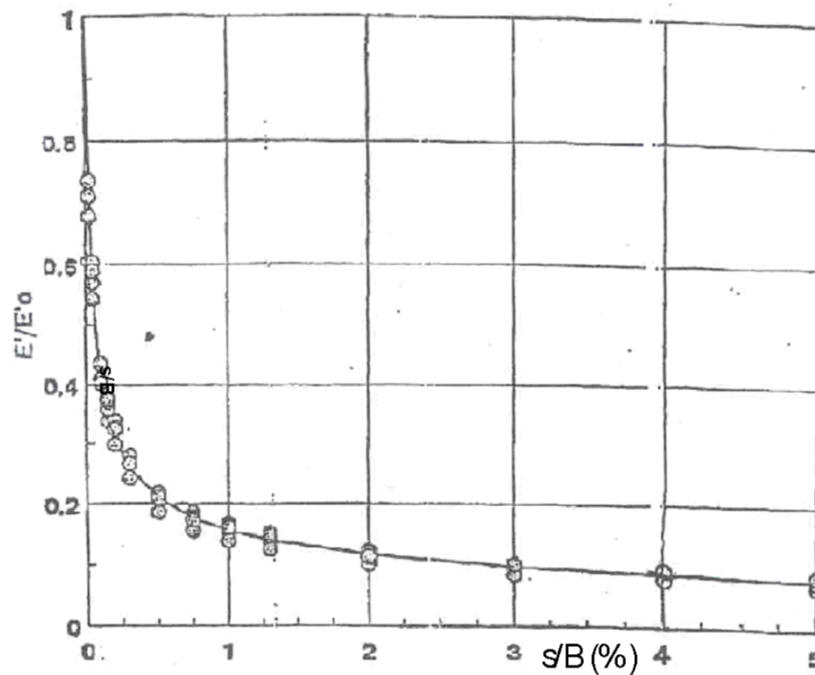


Figura 5 : Curva di decadimento del modulo di Young in funzione di s/B (Berardi, 1999)

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

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

Tabella 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 4.

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 6).

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 7.

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.

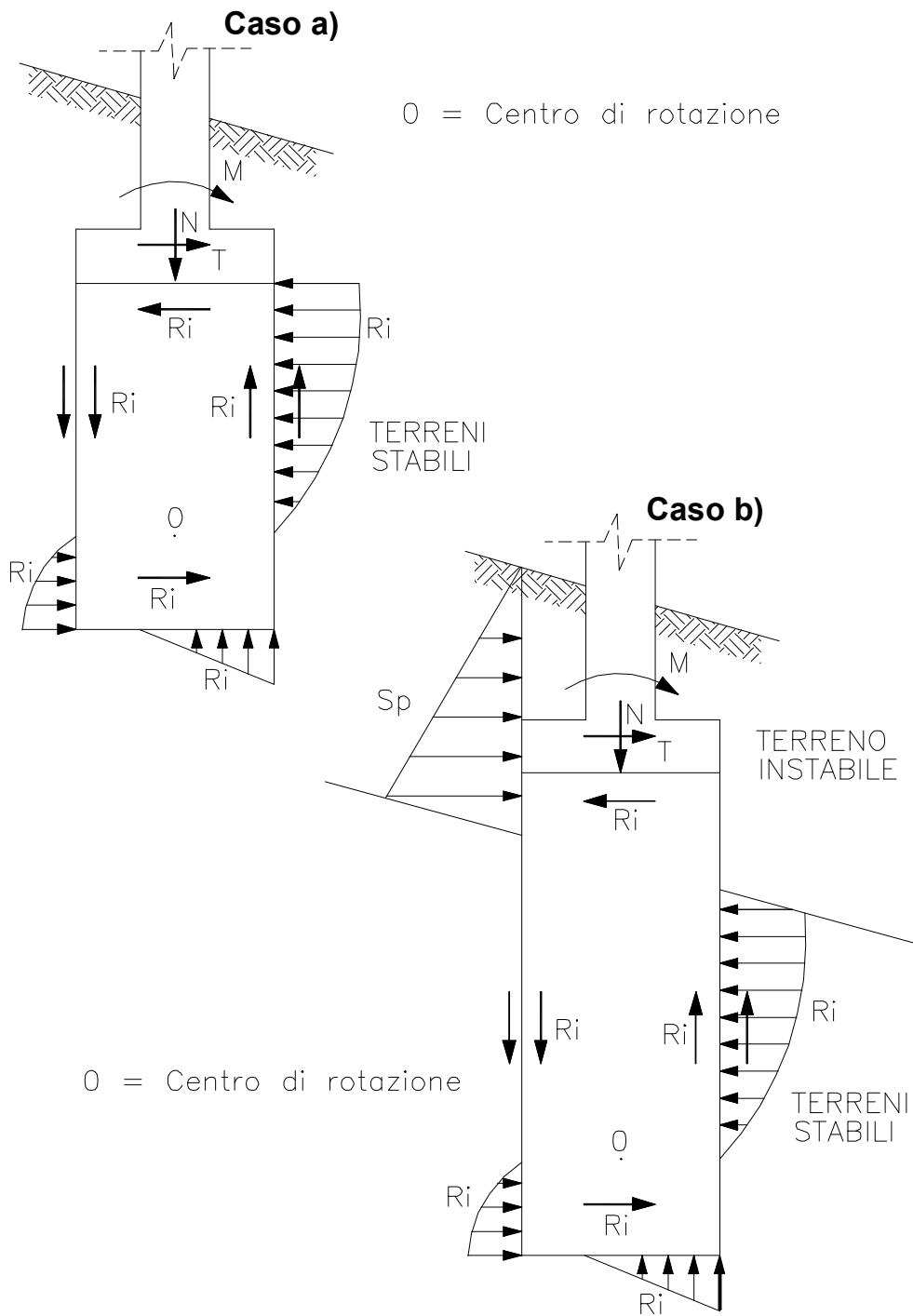


Figura 6: Azioni e reazioni agenti sui pozzi di fondazione

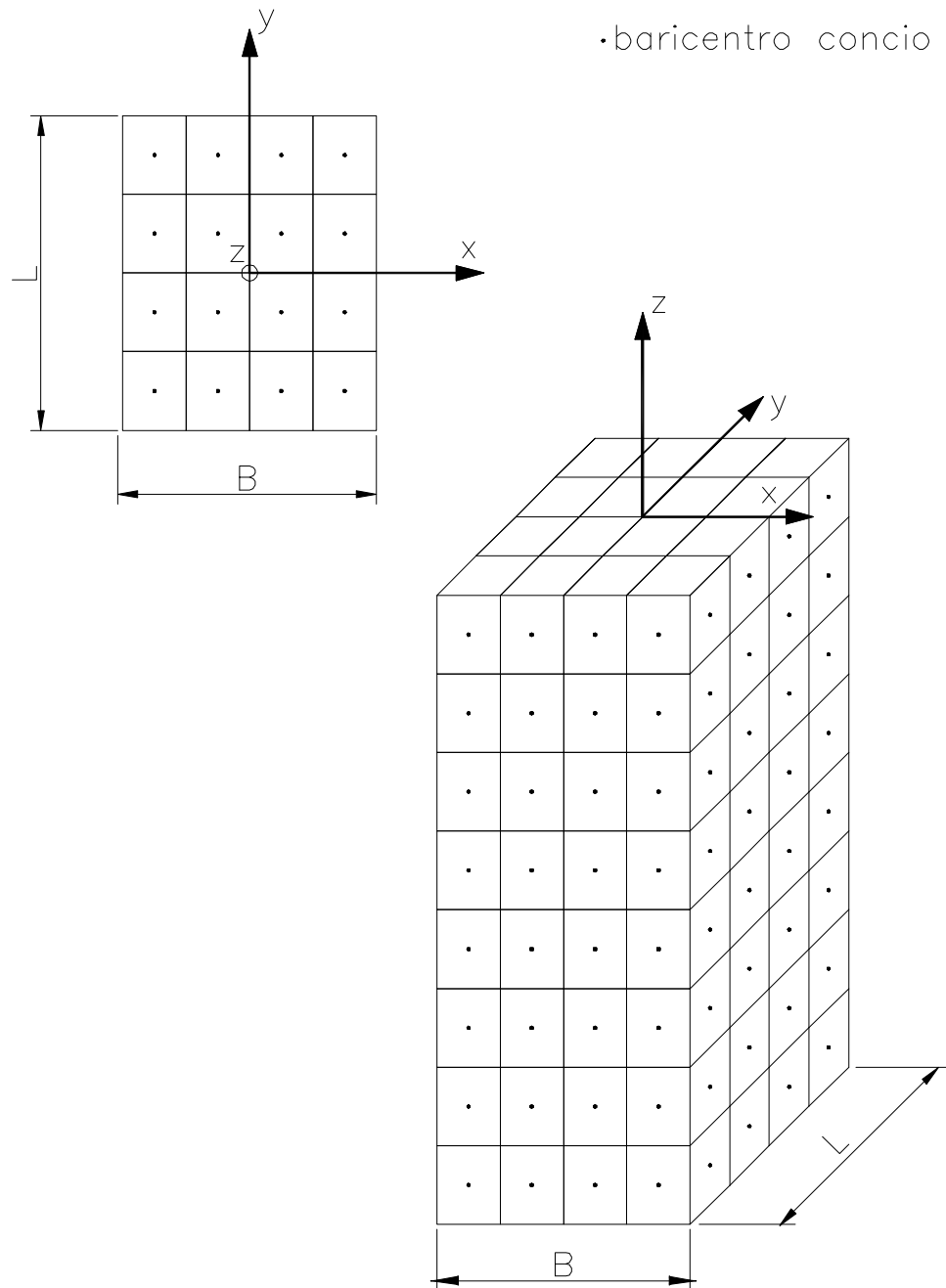


Figura 7: Schema di suddivisione in conci del pozzo

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 8÷ Figura 10.

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);

- c) 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 c_1) sono moltiplicati rispettivamente per 3 e per 2, valori questi ultimi deducibili dal confronto delle soluzioni b_1)- b_2) o c_1)- c_2). 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 c_1).

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)

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

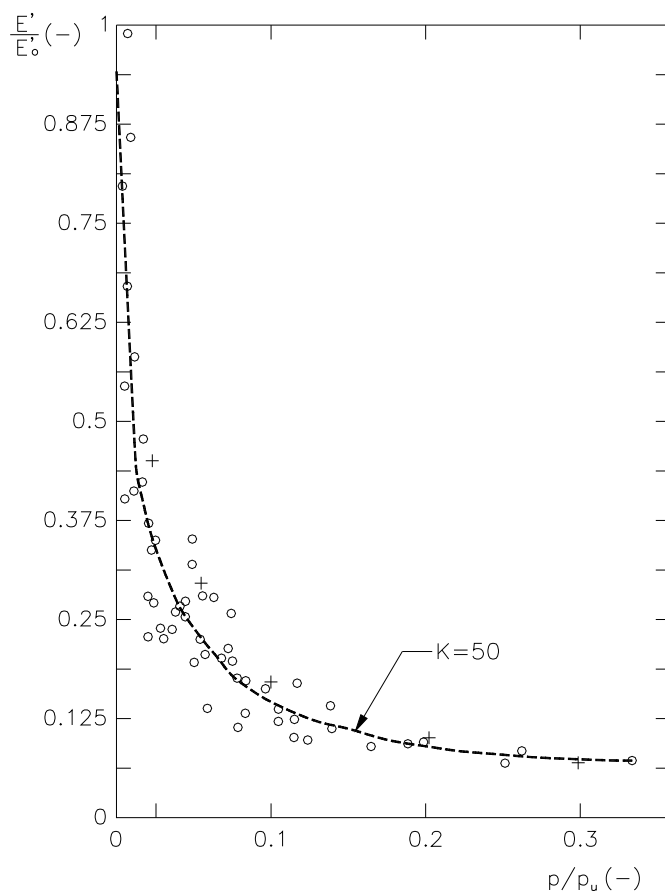


Figura 8: Variazione del modulo di elasticità in funzione del grado mobilitazione: sabbie e ghiaie sovraconsolidate

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

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

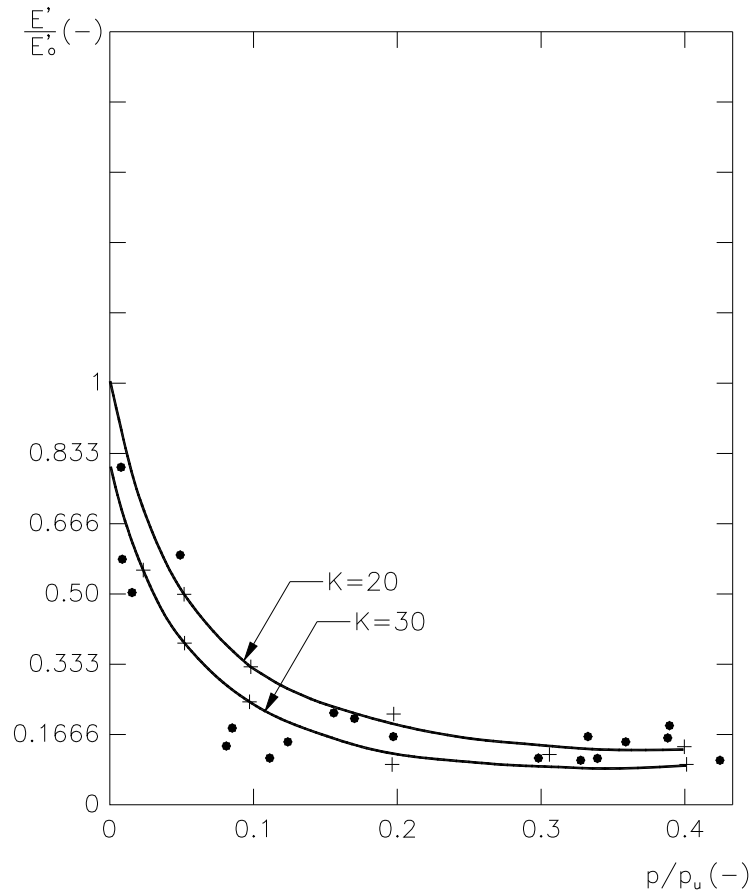


Figura 9: Variazione del modulo di elasticità in funzione del grado mobilitazione: argille sovraconsolidate

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

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

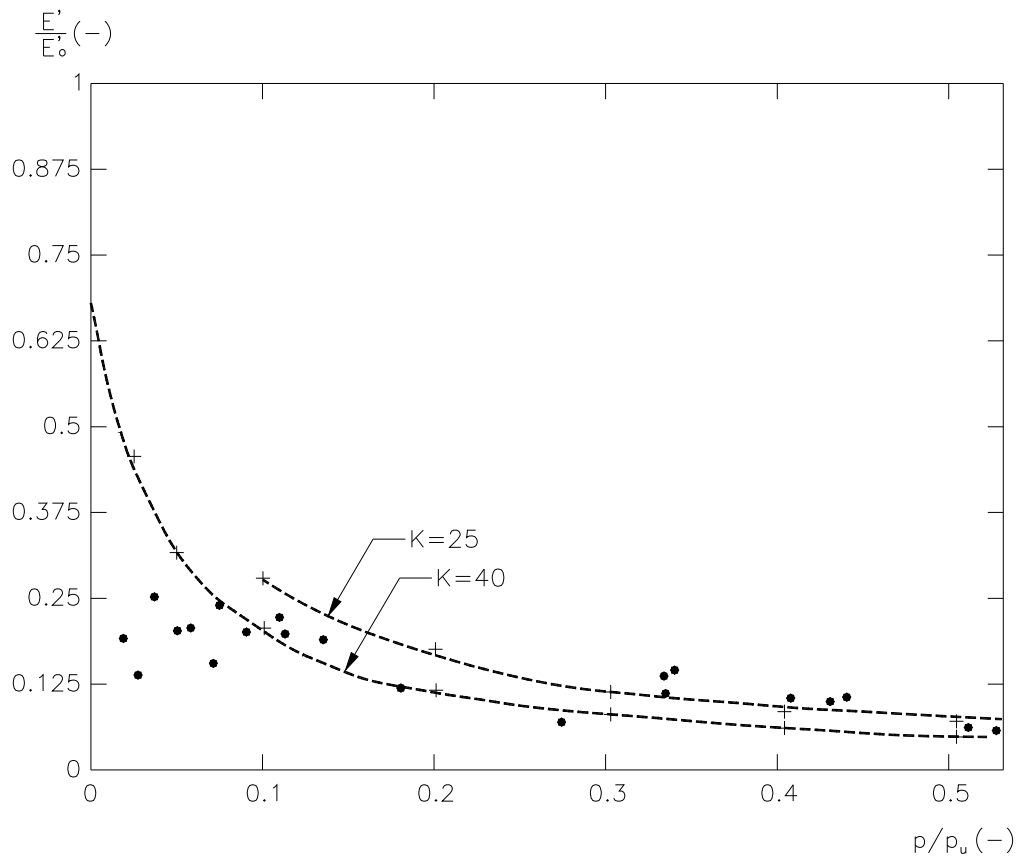


Figura 10: Variazione del modulo di elasticità in funzione del grado mobilitazione: rocce tenere (marne ed arenarie)

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 11 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.

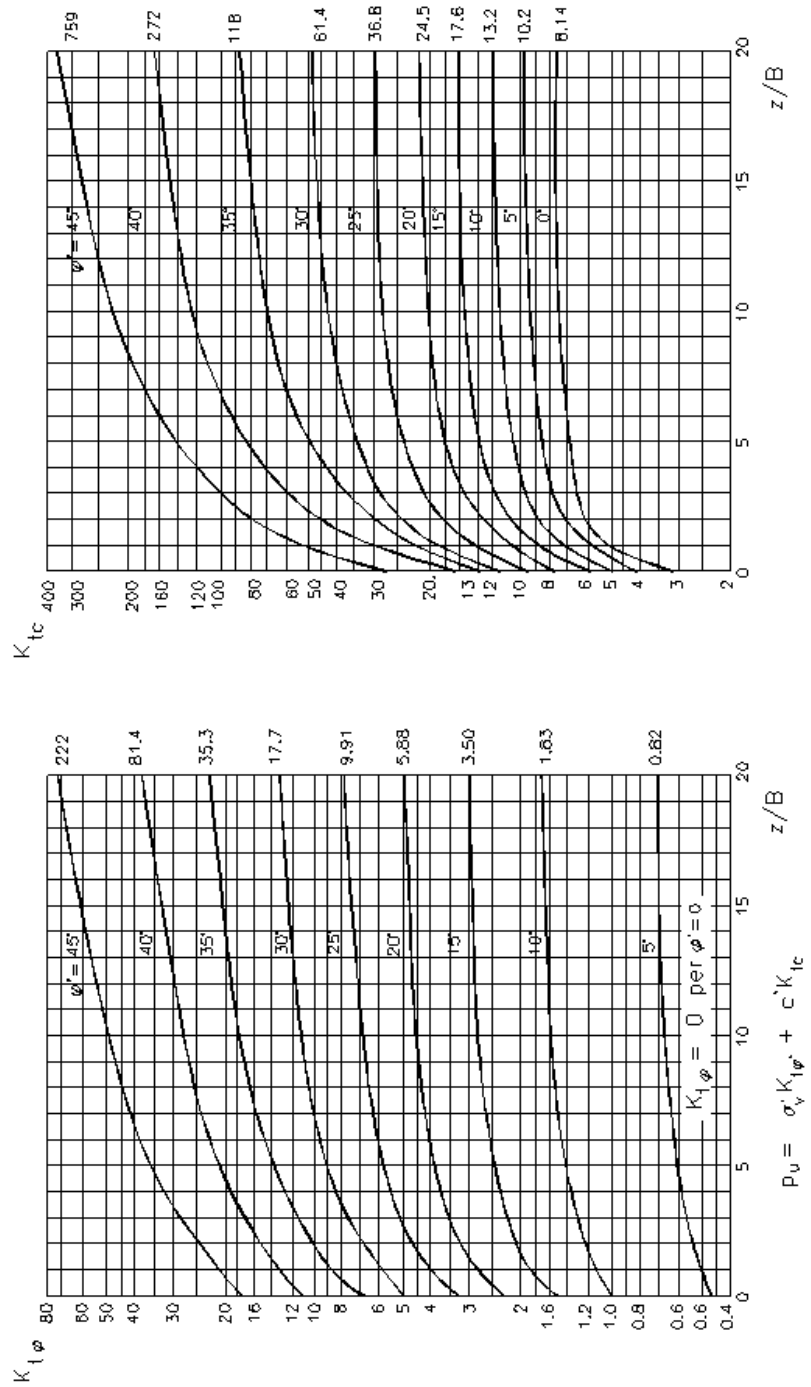


Figura 11: Valori dei coefficienti di spinta passiva tridimensionali (Brinch-Hansen 1961)

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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

(-)

$$q = \text{pressione geostatica verticale totale agente alla quota di imposta del pozzo, lato valle}$$

(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:

- a) imposizione di uno spostamento verticale e di una rotazione attorno al centro di rotazione di primo tentativo;
- b) stima degli spostamenti normali e tangenziali indotti in corrispondenza del baricentro di ogni elemento in cui è suddiviso il pozzo;
- c) 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} ;
- d) 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 12 a Figura 15, 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 .

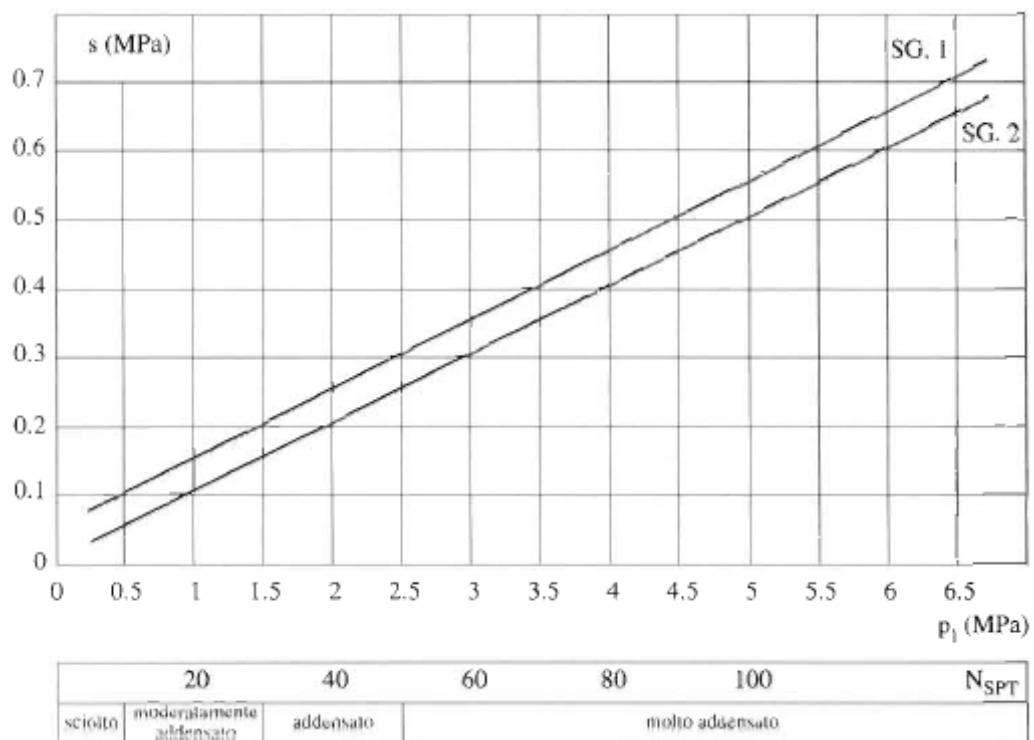


Figura 12: Abaco per il calcolo di τ - s per sabbie e ghiaie

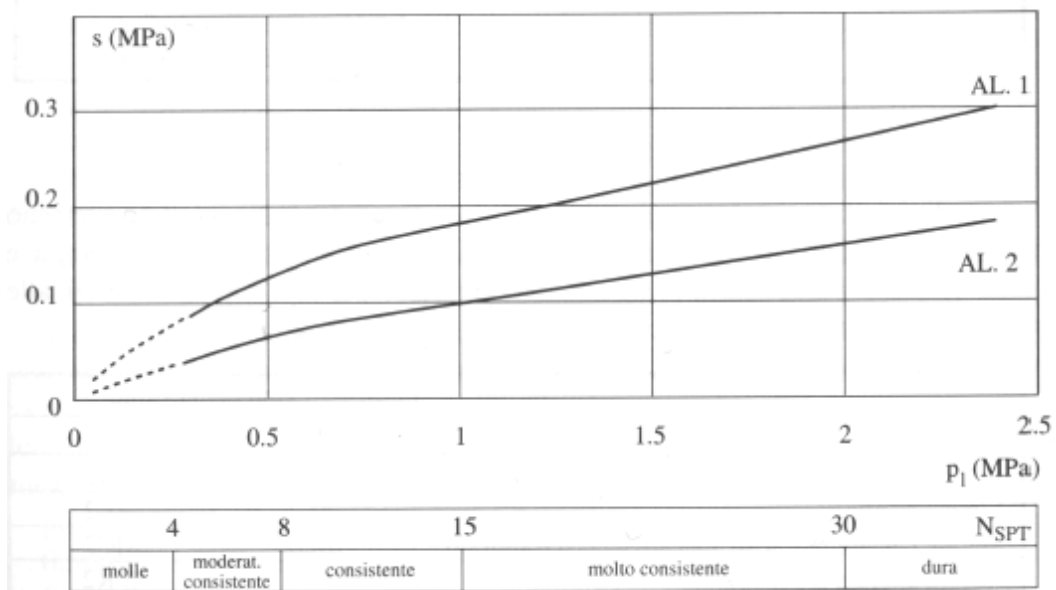


Figura 13: Abaco per il calcolo di $\tau \approx s$ per argille e limi

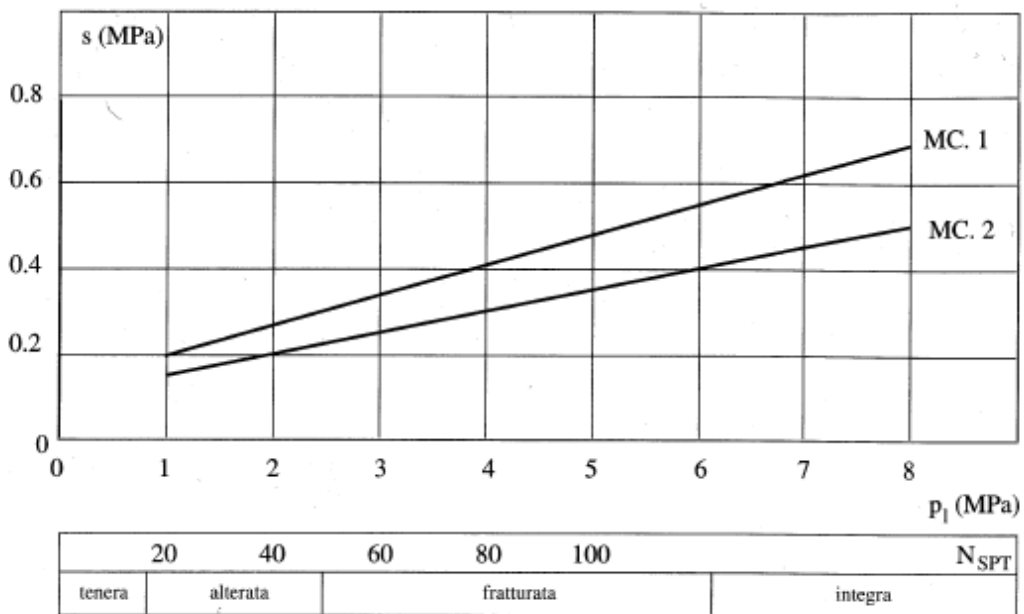


Figura 14: Abaco per il calcolo di $\tau \approx s$ per gessi, marne, marne calcaree

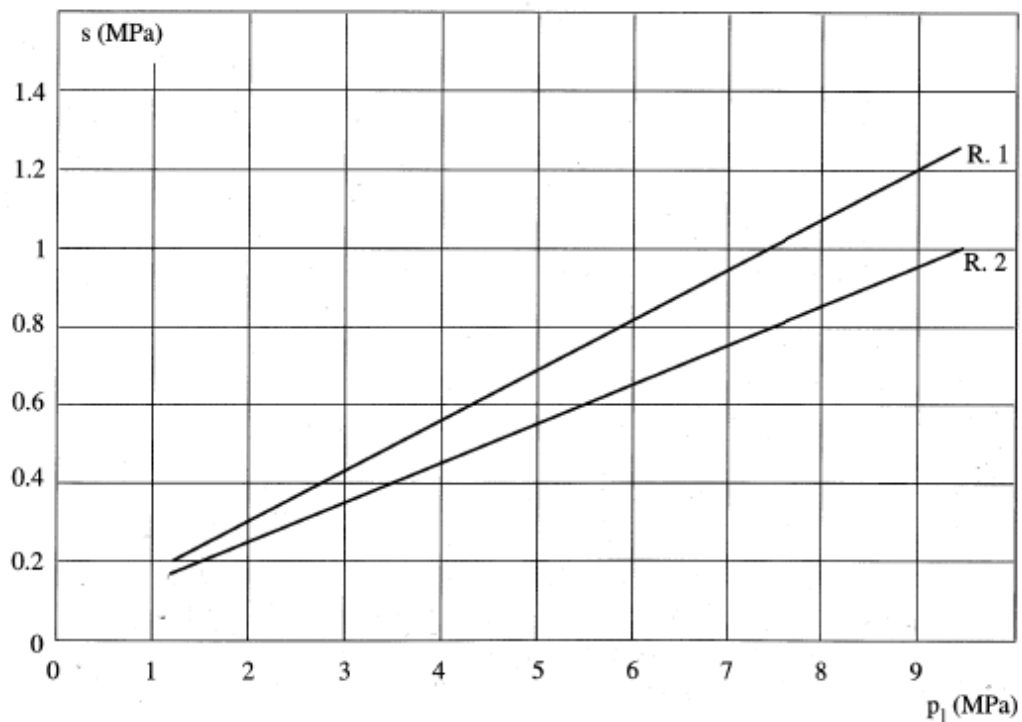


Figura 15: Abaco per il calcolo di $\tau=s$ per rocce alterate e fratturate

7.5.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali.

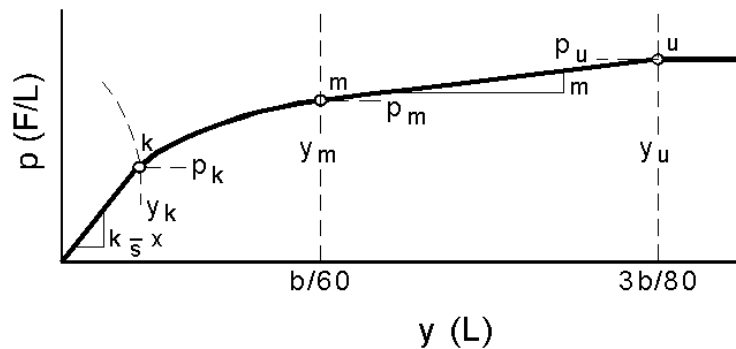
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante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

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

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

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

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

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

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

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

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

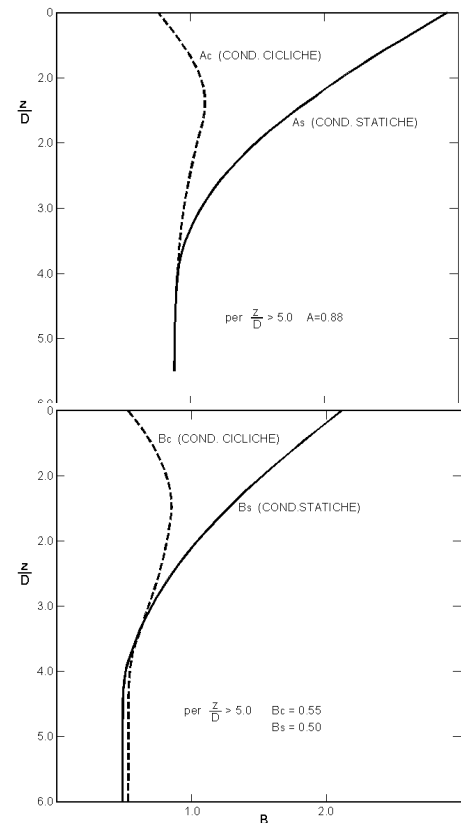
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

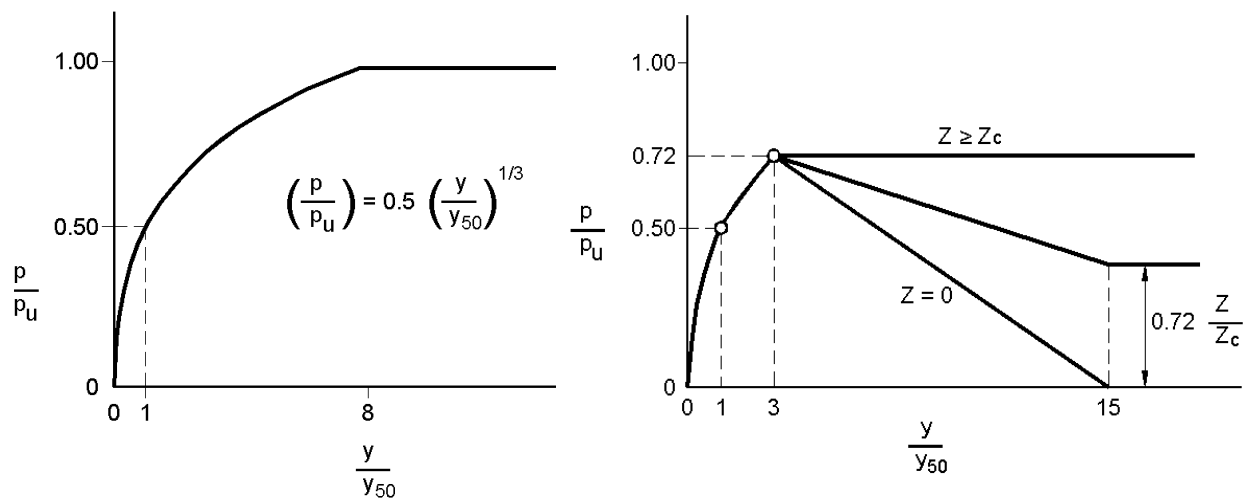
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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



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



per carichi statici

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

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

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

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

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

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

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

σ' pressione geostatica verticale efficace alla quota z

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

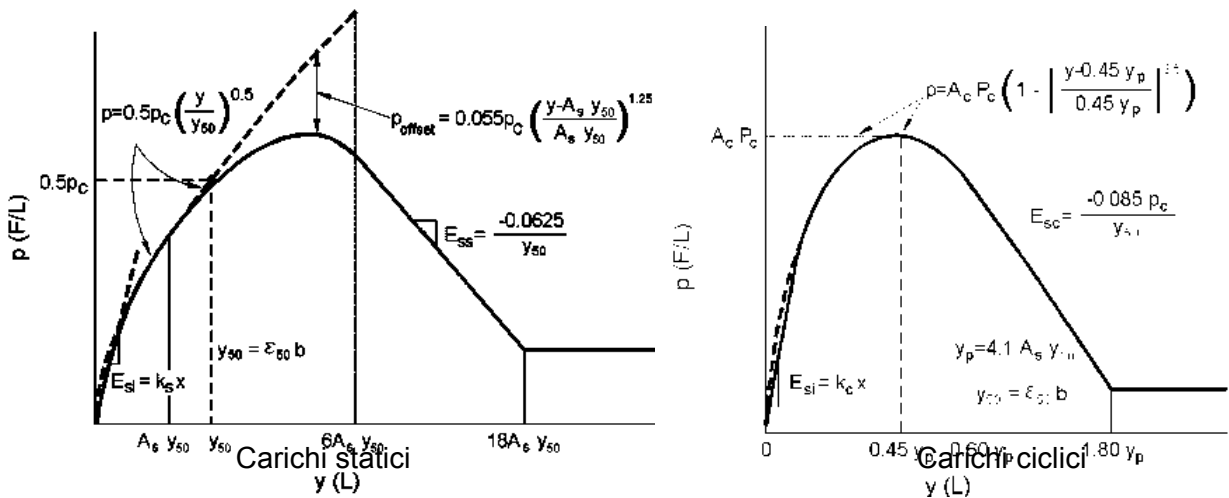
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

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

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

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

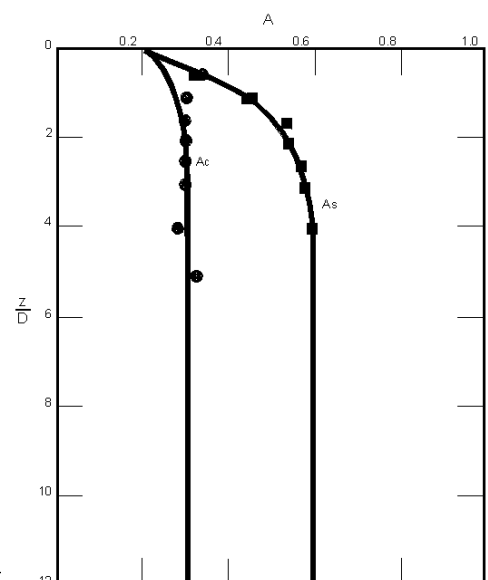
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=0.5 p_c$

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

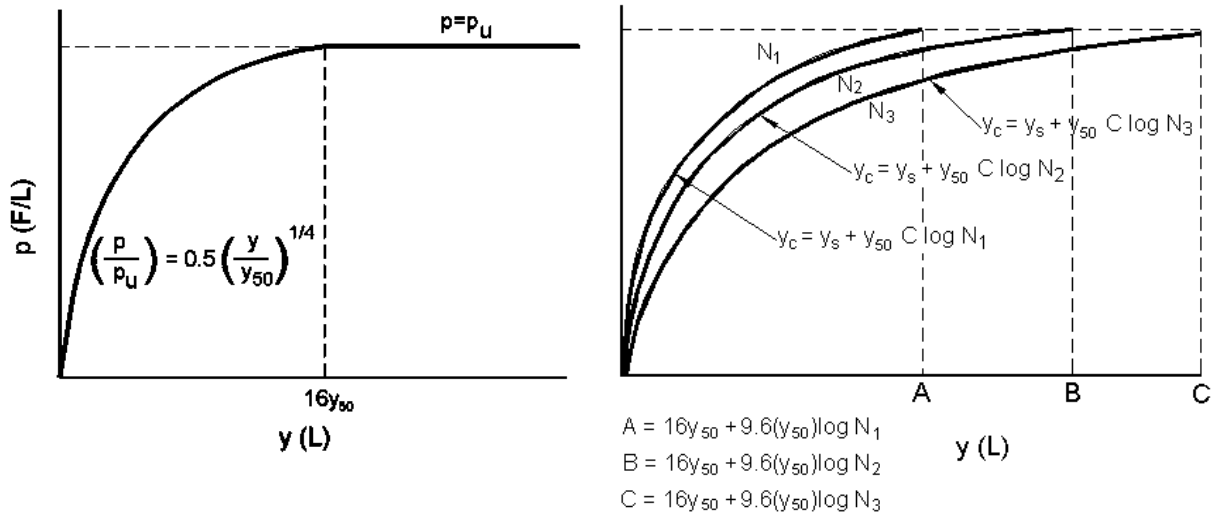
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

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 1C

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

Nmax				
Sezione 3 (spiccato fondazione)				
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (totali)				
		Vx(kN)	N(kN)	My(kNm)
totale, b=11 m	S.L.U. STR min N	10471.72963	-42049.367	36628.9822
	S.L.U. Sisma min N (q1)	13470.83449	-27681.4197	55617.487
	S.L.U. Sisma min N (q2)	14053.14533	-27681.4197	58974.509
	S.L.U. GEO min N	9679.996663	-32163.92	36916.1262
	S.L.U. (Sisma SLV) GEO min N (q1)	13205.68215	-27681.4197	56634.7995
	S.L.U. (Sisma SLV) GEO min N (q2)	14514.11434	-27681.4197	59247.2242
	S.L.E. fond. min N	7730.71147	-31147.13	26895.4744
	S.L.E. freq. min N	7163.603206	-29945.36	21239.3649
	S.L.E. q.p. min N	6403.096048	-27583.75	14699.5572
	S.L.U. (Sisma SLD) GEO min N (q1)	12836.63315	-27624.4533	53108.2794
	S.L.U. (Sisma SLD) GEO min N (q2)	14145.06534	-27624.4533	55720.7042

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

Nmin				
Sezione 3 (spiccato fondazione)				
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (totali)				
		Vx(kN)	N(kN)	My(kNm)
totale, b=11 m	S.L.U. STR min N	9738.297634	-39013.142	19097.6842
	S.L.U. Sisma min N (q1)	12257.422	-27467.6203	43927.0968
	S.L.U. Sisma min N (q2)	12839.73284	-27467.6203	47284.1188
	S.L.U. GEO min N	9905.660663	-31050.73	34939.6182
	S.L.U. (Sisma SLV) GEO min N (q1)	11992.26966	-27467.6203	44944.4092
	S.L.U. (Sisma SLV) GEO min N (q2)	13300.70185	-27467.6203	47556.8339
	S.L.E. fond. min N	7909.57147	-30174.11	25002.3424
	S.L.E. freq. min N	7261.731666	-29052.89	18909.6291
	S.L.E. q.p. min N	6425.069558	-27565.29	14830.8628
	S.L.U. (Sisma SLD) GEO min N (q1)	12342.05575	-27398.1167	47842.2711
	S.L.U. (Sisma SLD) GEO min N (q2)	13650.48794	-27398.1167	50454.6958

Tabella 15: Valori di calcolo delle azioni della fondazione Spalla 1C - Nmin

Tmax				
Sezione 3 (spiccato fondazione)				
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (totali)				
		Vx(kN)	N(kN)	My(kNm)
totale, b=11 m	S.L.U. STR min N	9494.150634	-39742.837	19527.2632
	S.L.U. Sisma min N (q1)	13457.08704	-27557.1397	55046.352
	S.L.U. Sisma min N (q2)	14039.39788	-27557.1397	58403.374
	S.L.U. GEO min N	8834.631663	-30144.56	22038.1452
	S.L.U. (Sisma SLV) GEO min N (q1)	13191.9347	-27557.1397	56063.6644
	S.L.U. (Sisma SLV) GEO min N (q2)	14500.36689	-27557.1397	58676.0891
	S.L.E. fond. min N	7075.57247	-29523.92	15155.6674
	S.L.E. freq. min N	7067.018466	-28928.67	16710.0183
	S.L.E. q.p. min N	6389.348598	-27459.47	14128.4221
	S.L.U. (Sisma SLD) GEO min N (q1)	12876.35296	-27525.5133	53109.5737
	S.L.U. (Sisma SLD) GEO min N (q2)	14184.78515	-27525.5133	55721.9984

Tabella 16: Valori di calcolo delle azioni della fondazione Spalla 1C - Tmax

Tmin				
Sezione 3 (spiccato fondazione)				
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (totali)				
		Vx(kN)	N(kN)	My(kNm)
totale, b=11 m	S.L.U. STR min N	9660.363634	-40407.537	23416.1002
	S.L.U. Sisma min N (q1)	11994.7139	-27467.6203	41562.7239
	S.L.U. Sisma min N (q2)	12577.02474	-27467.6203	44919.7459
	S.L.U. GEO min N	8958.011663	-31050.73	26410.7772
	S.L.U. (Sisma SLV) GEO min N (q1)	11729.56156	-27467.6203	42580.0363
	S.L.U. (Sisma SLV) GEO min N (q2)	13037.99375	-27467.6203	45192.461
	S.L.E. fond. min N	7182.78747	-30174.11	18461.2864
	S.L.E. freq. min N	7082.542266	-29052.89	17296.9245
	S.L.E. q.p. min N	6378.654458	-27565.29	14413.1269
	S.L.U. (Sisma SLD) GEO min N (q1)	12292.74176	-27499.2467	47762.5132
	S.L.U. (Sisma SLD) GEO min N (q2)	13601.17395	-27499.2467	50374.9379

Tabella 17: Valori di calcolo delle azioni della fondazione Spalla 1C - Tmin

8.2 Azioni di calcolo – Spalla 2C-D

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	75767	22096	-101756
SLU STR Nmin	71261	20781	-71719
SLU STR Vmax	73215	20943	-80460
SLU STR Vmin	72294	20534	-72850
SIS STR (q1) Nmax	52756	24108	-124683
SIS STR (q1) Nmin	48729	22036	-88430
SIS STR (q1) Vmax	52811	24819	-132354
SIS STR (q1) Vmin	48729	23154	-100171
SIS STR (q2) Nmax	52756	24452	-126922
SIS STR (q2) Nmin	48729	22380	-90669
SIS STR (q2) Vmax	52811	25164	-134593
SIS STR (q2) Vmin	48729	23498	-102411
SLU GEO Nmax	57942	17161	-83522
SLU GEO Nmin	55401	17012	-72815
SLU GEO Vmax	55776	16152	-65134
SLU GEO Vmin	55401	15727	-59326
SIS GEO (q1) Nmax	52756	23858	-126210
SIS GEO (q1) Nmin	48729	21786	-89956
SIS GEO (q1) Vmax	52811	24569	-133881
SIS GEO (q1) Vmin	48729	22904	-101698
SIS GEO (q2) Nmax	52756	26923	-137170
SIS GEO (q2) Nmin	48729	24851	-100917
SIS GEO (q2) Vmax	52811	27635	-144841
SIS GEO (q2) Vmin	48729	25969	-112659

	N (kN)	T_{long} (kN)	M_{long} (kNm)
SLE Nmax	56122	16323	-74902
SLE Nmin	54362	16216	-67436
SLE Vmax	54186	15602	-60359
SLE Vmin	54362	15259	-57393
SLEfr Nmax	54408	15316	-64879
SLEfr Nmin	53304	15165	-59316
SLEfr Vmax	53055	15390	-60784
SLEfr Vmin	53304	15073	-58357
SLEqp Nmax	51043	13849	-53049
SLEqp Nmin	50887	13594	-49806
SLEqp Vmax	50652	14056	-53812
SLEqp Vmin	50887	13722	-51151

Tabella 18: Valori di calcolo delle azioni della fondazione Spalla 2C-D

Nelle verifiche si è tenuto conto di un'eccentricità dei carichi verticali, rispetto al baricentro della fondazioni pari a 0.45m.

8.3 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 D1-C3 - SLE RARA					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
283	484	25685	29241	4509	-76
-493	-217	24818	-2104	-7860	-180
53	782	24382	22278	842	-175
-207	-721	24832	2307	-3298	14
107	335	23300	7986	1706	-70
-270	-281	27670	-3061	-4314	-96
29	442	27467	41186	464	-159
-135	-445	26713	-17336	-2152	-3
283	484	25685	29241	4509	-76
-493	-217	24818	-2104	-7860	-180
-26	-540	24742	-10093	-411	70
-61	476	25506	22460	-971	-243

Pila D1-C3 - SLU GEO					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
412	600	25353	26123	6571	-47
-564	-328	25776	-4374	-8998	-188
123	963	24434	25825	1954	-187
-224	-963	25214	-7655	-3577	62
205	380	22800	2897	3278	-35
-319	-388	28900	-6875	-5085	-95
70	549	28683	45896	1124	-172
-125	-613	26661	-28613	-1991	43
412	600	25353	26123	6571	-47
-564	-328	25776	-4374	-8998	-188
-10	-707	24393	-19862	-163	120
-26	577	26473	24602	-408	-265

Pila D1-C3 - SLU STR					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
420	759	26200	38337	6693	-93
-665	-372	33500	-4505	-10604	-228
140	1121	24548	29504	2238	-212
-324	-1047	33412	240	-5165	21

178	509	23170	10860	2839	-80
-375	-444	37195	-7196	-5981	-117
75	637	36937	54424	1188	-207
-201	-639	27713	-25715	-3206	11
420	759	26200	38337	6693	-93
-665	-372	33500	-4505	-10604	-228
-64	-753	25051	-15515	-1024	103
-40	671	34334	29384	-636	-316

Pila D1-C3 - SISMA SLV

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
1879	806	24478	27114	24781	211
-2035	-739	24101	-5419	-27271	-375
1002	1347	23861	28578	12580	168
-1158	-1279	24718	-6883	-15070	-332
1099	1215	23580	24422	14121	220
-1274	-1124	25017	-2104	-16909	-394
1053	1270	24477	36030	13389	180
-1165	-1261	24188	-14110	-15174	-322
1879	806	24478	27114	24781	211
-2035	-739	24101	-5419	-27271	-375
1174	1128	23951	25038	15313	263
-1330	-1061	24628	-3343	-17803	-427

Tabella 19: Valori di calcolo delle azioni delle fondazioni pila D1-C3
Pila C2 - SLE RARA

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
154	88	7659	1287	2214	0
-113	-109	7654	-1606	-1609	0
138	99	7468	1448	1980	0
-99	-120	7890	-1757	-1399	0
-11	-49	6070	-711	-117	0
45	22	10054	314	621	0
138	99	7468	1448	1980	0
-99	-120	7890	-1757	-1399	0
154	88	7659	1287	2214	0
-113	-109	7654	-1606	-1609	0
-99	-93	7477	-1363	-1400	0
118	22	7802	321	1700	0

Pila C2 - SLU GEO

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
184	111	8206	1621	2643	0
-148	-130	7974	-1900	-2100	0
161	127	7868	1869	2296	0
-126	-145	8363	-2136	-1781	0
-27	-64	6016	-935	-350	0
54	38	11125	557	752	0
161	127	7868	1869	2296	0
-126	-145	8363	-2136	-1781	0
184	111	8206	1621	2643	0
-148	-130	7974	-1900	-2100	0
-132	-111	7761	-1625	-1865	0
137	31	8368	447	1980	0

Pila C2 - SLU STR

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
216	128	10421	1869	3097	0
-167	-153	7844	-2248	-2376	0
192	145	7701	2132	2738	0
-145	-170	10624	-2496	-2049	0
-31	-72	5811	-1049	-403	0
69	38	13577	555	964	0
192	145	7701	2132	2738	0
-145	-170	10624	-2496	-2049	0
216	128	10421	1869	3097	0
-167	-153	7844	-2248	-2376	0
-148	-131	7595	-1924	-2099	0
162	35	10611	502	2331	0

Pila C2 - SISMA SLV

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
324	149	6404	1855	4268	0
-286	-170	7291	-2171	-3700	0
186	272	6189	3415	2456	0
-148	-294	7506	-3731	-1889	0
177	262	6077	3265	2314	0
-141	-286	7611	-3620	-1785	0
186	272	6189	3415	2456	0
-148	-294	7506	-3731	-1889	0

324	149	6404	1855	4268	0
-286	-170	7291	-2171	-3700	0
277	121	6572	1449	3564	0
-238	-143	7123	-1765	-2997	0

Tabella 20: Valori di calcolo delle azioni della fondazioni pila C2

Pila C1 - SLE RARA					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
1174	1198	7379	11386	6302	-156
-1102	-1130	6852	-9588	-10826	171
918	1735	6882	13662	6884	36
-834	-1658	7547	-11798	-11671	-11
-629	-613	5518	-5767	-7169	94
650	819	9098	7573	3503	-49
1023	1521	7383	14769	4011	0
-950	-1446	6815	-12975	-8546	16
1043	1222	7088	10179	10407	-129
-966	-1181	7379	-8359	-14912	134
-597	-575	6744	-5432	-6324	198
792	343	7203	3518	3495	-241

Pila C1 - SLU GEO					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
1483	1554	7532	13486	11185	-219
-1405	-1543	6965	-13084	-13515	192
1217	2169	7324	17112	9684	17
-1125	-2148	7401	-16634	-12316	-31
-803	-908	5167	-9211	-6692	67
825	1073	9771	9562	5396	-61
1328	1935	7816	18269	6692	-21
-1248	-1915	6643	-17871	-9035	-3
1341	1574	6953	12211	15566	-190
-1258	-1594	7816	-11784	-17874	152
-764	-821	6842	-7613	-7775	219
985	488	7328	3746	7394	-312

Pila C1 - SLU STR					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
1715	1852	9880	17129	10215	-212

-1630	-1773	7123	-14963	-15628	230
1401	2521	9294	19857	11007	23
-1300	-2429	7977	-17601	-16775	9
-937	-980	5337	-8964	-10254	129
956	1241	12185	11081	6047	-72
1528	2236	8133	21263	7546	-18
-1441	-2147	8826	-19100	-12974	39
1542	1869	7436	15639	15524	-174
-1450	-1825	9885	-13443	-20911	179
-889	-940	6978	-8660	-8987	262
1140	615	9640	5816	5862	-322

Pila C1 - SISMA SLV

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
1497	1383	6402	15510	14962	720
-1431	-1301	6296	-13620	-19541	-699
622	3351	5907	32069	7810	524
-556	-3269	6791	-30179	-12389	-503
1335	1651	5838	16813	15678	832
-1281	-1539	6869	-14587	-20522	-797
684	3286	6398	32728	6052	509
-618	-3203	6299	-30838	-10631	-489
1437	1413	5997	14860	16950	735
-1371	-1331	6700	-12970	-21529	-714
1308	1715	5915	17635	14984	866
-1242	-1632	6782	-15745	-19563	-845

Tabella 21: Valori di calcolo delle azioni della fondazioni pila C1
Pila D2 - SLE RARA

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
29	130	13380	5282	768	-9
-66	-148	13243	-4517	-1773	8
1	407	12402	13183	33	-12
-10	-381	12543	-9734	-271	13
-13	-236	11863	-6229	-350	8
9	236	15355	5958	233	-7
7	397	13519	15420	186	-12
-13	-370	13171	-11901	-352	13
29	130	13380	5282	768	-9
-66	-148	13243	-4517	-1773	8

-19	-274	13420	-7927	-515	16
12	300	13114	8964	332	-15

Pila D2 - SLU GEO

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
35	376	13587	10779	935	-19
-76	-210	13766	-6393	-2029	10
4	509	12829	16064	120	-16
-12	-508	12588	-14135	-334	16
-17	-297	11793	-7963	-448	10
13	271	16238	5686	358	-10
11	497	14074	18589	300	-17
-16	-496	13350	-16580	-431	16
35	376	13587	10779	935	-19
-76	-210	13766	-6393	-2029	10
-23	-374	13552	-10910	-616	21
17	376	13692	10065	465	-20

Pila D2 - SLU STR

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
39	462	13702	14171	1057	-21
-89	-240	17879	-7264	-2382	12
5	591	12874	18631	143	-19
-16	-559	16434	-14510	-430	20
-19	-344	11661	-9285	-503	12
14	343	20715	8455	363	-11
13	576	18241	21706	341	-19
-20	-544	13422	-17492	-531	20
39	462	13702	14171	1057	-21
-89	-240	17879	-7264	-2382	12
-26	-429	13731	-12572	-704	24
18	461	17722	13435	491	-23

Pila D2 - SISMA SLV

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
575	710	12271	16361	10379	73
-583	-681	12673	-12859	-10585	-72
464	830	12198	18872	7964	72
-472	-801	12745	-15370	-8169	-71
569	714	12149	15327	10210	73
-573	-705	12795	-12229	-10328	-73

463	830	12461	19188	7936	72
-471	-801	12482	-15686	-8141	-71
575	710	12271	16361	10379	73
-583	-681	12673	-12859	-10585	-72
560	791	12352	17780	9964	75
-567	-762	12591	-14278	-10169	-74

Tabella 22: Valori di calcolo delle azioni della fondazioni pila D2

Pila D3 - SLE RARA					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
79	388	11711	8615	1484	-4
-120	-379	11507	-9731	-2260	9
30	641	10766	11691	557	-14
-33	-636	11471	-12659	-621	19
15	383	10257	6819	291	-9
-15	-363	13646	-12238	-276	13
40	626	11503	14533	759	-15
-46	-619	11707	-16990	-858	19
79	388	11711	8615	1484	-4
-120	-379	11507	-9731	-2260	9
33	-569	11293	-13167	618	28
-67	408	11361	6030	-1267	-28

Pila D3 - SLU GEO					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
81	494	11842	11002	1518	-8
-156	-500	12041	-11448	-2936	10
28	822	11179	15404	521	-20
-56	-830	11577	-15612	-1055	22
-8	481	10188	9758	-148	-16
-17	-472	14484	-15100	-321	17
17	795	11600	19209	325	-24
-48	-800	12275	-21129	-899	25
81	494	11842	11002	1518	-8
-156	-500	12041	-11448	-2936	10
32	-750	11390	-16875	595	35
-96	517	11847	8831	-1802	-37

Pila D3 - SLU STR					
Vlong	Vtrasv	N	Mtrasv	Mlong	Mtorc

[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
100	572	12043	12813	1883	-9
-158	-564	15546	-14019	-2968	15
34	951	12258	17745	635	-23
-37	-946	14008	-18684	-693	29
22	570	10119	10606	416	-15
-21	-544	18397	-17568	-394	20
52	931	11779	21601	984	-24
-58	-923	15800	-24549	-1089	29
100	572	12043	12813	1883	-9
-158	-564	15546	-14019	-2968	15
42	-863	11507	-19425	783	41
-87	610	15323	9417	-1632	-39

Pila D3 - SISMA SLV

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
641	743	10577	12689	9811	125
-642	-735	10879	-14958	-9839	-121
634	750	10579	12265	9677	126
-635	-742	10877	-14534	-9705	-121
561	711	10318	11216	8044	131
-554	-697	11136	-13401	-7925	-126
636	745	10462	12770	9722	125
-638	-737	10995	-15039	-9750	-121
641	743	10577	12689	9811	125
-642	-735	10879	-14958	-9839	-121
576	723	10424	11511	8334	133
-578	-714	11032	-13781	-8362	-129

Tabella 23: Valori di calcolo delle azioni della fondazioni pila D3
Pila D4 - SLE RARA

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
281	231	7045	1790	2182	0
-319	-236	7280	-1829	-2479	0
181	310	6964	2407	1407	0
-219	-315	7410	-2444	-1704	0
144	149	5756	1156	1117	0
-177	-122	9090	-945	-1380	0
181	310	6964	2407	1407	0
-219	-315	7410	-2444	-1704	0

281	231	7045	1790	2182	0
-319	-236	7280	-1829	-2479	0
-215	-306	6746	-2371	-1667	0
66	163	6761	1263	512	0

Pila D4 - SLU GEO

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
388	297	7380	2304	3015	0
-391	-314	7434	-2433	-3041	0
254	388	7085	3014	1975	0
-258	-405	7785	-3140	-2001	0
220	183	5564	1419	1713	0
-217	-164	9848	-1270	-1687	0
254	388	7085	3014	1975	0
-258	-405	7785	-3140	-2001	0
388	297	7380	2304	3015	0
-391	-314	7434	-2433	-3041	0
-285	-382	7160	-2964	-2212	0
141	192	6716	1489	1091	0

Pila D4 - SLU STR

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
410	354	9490	2742	3186	0
-456	-360	7666	-2789	-3548	0
289	452	7254	3505	2247	0
-336	-457	9968	-3550	-2609	0
214	225	5629	1747	1662	0
-253	-190	12229	-1467	-1965	0
289	452	7254	3505	2247	0
-336	-457	9968	-3550	-2609	0
410	354	9490	2742	3186	0
-456	-360	7666	-2789	-3548	0
-328	-444	8185	-3442	-2549	0
119	237	7870	1835	920	0

Pila D4 - SISMA SLV

Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
412	133	6011	1010	3188	0
-450	-134	6503	-1016	-3492	0
215	357	5932	2773	1662	0
-254	-357	6581	-2778	-1966	0

380	161	5891	1226	2944	0
-429	-155	6626	-1179	-3321	0
215	357	5932	2773	1662	0
-254	-357	6581	-2778	-1966	0
412	133	6011	1010	3188	0
-450	-134	6503	-1016	-3492	0
290	281	6210	2182	2247	0
-329	-282	6303	-2188	-2551	0

Tabella 24: Valori di calcolo delle azioni della fondazioni pila D4

Pila D5 - SLE RARA					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
-5854	397	39888	826	-59940	2667
-6998	-184	39363	-11675	-82625	-1887
-6177	583	40157	5175	-66584	1317
-6492	-546	38793	-19975	-72353	-917
-6107	265	38317	2630	-64558	1571
-6522	-275	42664	-25374	-73353	-1014
-6185	580	38812	9622	-65831	1308
-6498	-531	40883	-27811	-72846	-963
-5876	385	39696	198	-58622	2586
-6984	-187	40055	-14167	-83732	-1847
-5897	389	39888	664	-60851	2675
-6786	-339	39428	-17109	-78118	-2339

Pila D5 - SLU GEO					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
-5766	534	40040	3553	-58248	3197
-9066	-237	39717	-13658	-106353	-2492
-6156	753	40604	8278	-66101	1554
-8482	-686	38810	-23569	-94685	-1388
-7959	346	38256	4817	-84026	1943
-6639	-324	43493	-29010	-75700	-1623
-6163	749	38941	13882	-65287	1551
-8491	-669	41330	-33071	-95200	-1449
-5793	520	39932	2340	-56681	3097
-9048	-241	40400	-16033	-107677	-2439
-7716	524	40040	3352	-79747	3247
-6938	-442	39795	-20534	-81076	-3155

Pila D5 - SLU STR					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
-5660	613	41076	5084	-56884	3727
-9451	-305	52317	-17364	-110953	-2622
-6058	840	53363	7947	-64062	2059
-8821	-796	39627	-26204	-99236	-1568
-8222	398	38126	6390	-86392	2258
-6609	-409	57605	-35137	-75641	-1582
-6059	833	39613	16373	-63856	2090
-8839	-774	54383	-39205	-99090	-1673
-5699	599	52748	1813	-54295	3576
-9422	-310	41320	-18306	-113257	-2525
-7936	601	41075	4845	-81997	3786
-6962	-540	52408	-25321	-81344	-3381

Pila D5 - SISMA SLV					
Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	N [kN]	Mtrasv [kNm]	Mlong [kNm]	Mtorc [kNm]
-276	1872	38598	25246	25449	3943
-12405	-1847	39038	-35375	-163727	-3571
-3532	4202	38748	63105	-26041	1996
-9150	-4176	38888	-73233	-112237	-1623
-398	1908	38481	25960	22778	3564
-12252	-1940	39151	-37388	-160389	-3043
-3532	4202	38742	63116	-26044	1996
-9150	-4176	38894	-73244	-112234	-1624
-277	1873	38627	25240	25457	3941
-12404	-1848	39008	-35368	-163735	-3568
-313	1866	38598	25110	24679	3951
-12369	-1840	39038	-35238	-162956	-3578

Tabella 25: Valori di calcolo delle azioni della fondazioni pila D5

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 2C-D

9.2.1 Premessa

Il dimensionamento e la verifica delle fondazioni in oggetto sono state condotte in relazione alle caratteristiche e prestazioni della struttura in elevazione e del sottosuolo, facendo pertanto riferimento ai criteri di verifica e calcolo descritti nel capitolo 7.3 ed alle caratteristiche stratigrafico-geotecniche descritte nei capitoli precedenti.

9.2.2 Collasso per carico limite

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

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

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

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

9.2.3 Collasso per scorrimento del piano di posa

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

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

Nella seguente **Tabella 27** 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	=	57941.5	55400.9	55776.2	55400.9	52756.0	48728.5	52811.2	48728.5	52756.0	48728.5	52811.2	48728.5	52811.2	48728.5	52756.0	48728.5	52811.2	48728.5	52811.2	48728.5	kN
Momento longitudinale	M _B	=	83522.1	72814.9	65134.4	59325.6	126209.5	89956.2	133880.6	101697.9	137170.2	100916.8	144841.2	112658.5									kNm
Momento trasversale	M _L	=	26073.7	24930.4	25099.3	24930.4	23740.2	21927.8	23765.0	21927.8	23740.2	21927.8	23765.0	21927.8									kNm
Taglio longitudinale	H _B	=	17160.8	17012.1	16152.0	15727.4	23857.7	21785.9	24569.4	22904.1	26923.1	24851.2	27634.8	25969.5									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										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	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	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	°
	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	
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	°
Pressione di Esercizio	Y _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	
	Rd	=	37942.4	36278.7	36524.4	36278.7	34546.7	31909.4	34582.8	31909.4	34546.7	31909.4	34582.8	31909.4									
	Ed	=	17160.8	17012.1	16152.0	15727.4	23857.7	21785.9	24569.4	22904.1	26923.1	24851.2	27634.8	25969.5									

Tabella 27: SPALLA 2 – 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 Pila D1-C3

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.

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 27** 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	
Resultante Forze Normali	N	25353.3	25776.0	24433.8	25213.5	22800.2	28900.4	28682.6	26660.5	25353.3	25776.0	24393.0	26472.5	kN
Momento longitudinale	M _B	6570.9	-8998.4	1954.2	-3577.4	3277.6	-5084.7	1124.1	-1991.0	6570.9	-8998.4	-162.6	-408.3	kNm
Momento trasversale	M _L	26122.9	-4374.4	25825.2	-7655.4	2897.0	-6874.6	45896.1	-28612.8	26122.9	-4374.4	-19861.8	24601.8	kNm
Taglio longitudinale	H _B	412.0	-564.2	122.5	-224.3	205.5	-318.8	70.5	-124.8	412.0	-564.2	-10.2	-25.6	kN
Taglio trasversale	H _L	-600.1	328.3	-963.0	963.2	-380.1	387.7	-549.3	612.5	-600.1	328.3	706.9	-576.8	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	°
	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	
	Rd	16602.3	16879.1	16000.2	16510.8	14930.5	18925.1	18782.5	17458.3	16602.3	16879.1	15973.5	17335.2	
	Ed	727.9	652.7	970.8	989.0	432.1	501.9	553.8	625.1	727.9	652.7	706.9	577.4	

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	
Resultante Forze Normali	N	24477.7	24101.3	23861.3	24717.7	23579.6	25017.1	24477.0	24188.4	24477.7	24101.3	23951.0	24628.0	kN
Momento longitudinale	M _B	24780.8	-27270.7	12580.3	-15070.1	14121.1	-16909.3	13389.3	-15174.2	24780.8	-27270.7	15313.1	-17802.9	kNm
Momento trasversale	M _L	27114.2	-5419.0	28578.0	-8882.7	24421.6	-2103.7	36029.5	-14109.8	27114.2	-5419.0	25038.2	-3342.9	kNm
Taglio longitudinale	H _B	1879.0	-2035.1	1002.4	-1158.5	1099.0	-1273.8	1053.1	-1165.0	1879.0	-2035.1	1173.7	-1329.8	kN
Taglio trasversale	H _L	-806.5	739.1	-1346.8	1279.4	-1215.3	1124.2	-1269.7	1260.6	-806.5	739.1	-1128.2	1060.8	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	°
	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	
	Rd	16029.0	15782.5	15625.3	16186.1	15440.9	16382.2	16028.5	15839.5	16029.0	15782.5	15684.1	16127.4	
	Ed	2044.8	2165.2	1678.9	1726.0	1638.5	1698.9	1649.6	1716.5	2044.8	2165.2	1628.0	1701.1	

Tabella 30: 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 RAMPA C

10.1 Azioni in fondazione

Per quanto riguarda le azioni in fondazione, si fa rimando ai carichi, come trasmessi dal Progettista Strutturale, già riportati nel par. 8.

A partire dai carichi dell'analisi strutturale, 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 C1		
SLE RARA		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
7379.19	1676.912	13013.63
6852.06	1578.82	14461.49
6882.05	1962.357	15298.5
7547.15	1855.929	16595.4
5517.65	878.9014	9200.698
9098.28	1046.208	8343.652
7382.95	1833.353	15304.14
6814.99	1730.575	15536.25
7087.89	1606.265	14557.75
7379.06	1525.994	17095.54
6743.54	828.9367	8336.816
7202.68	863.352	4959.171

Tabella 31: Pila C1 - Combinazioni SLE - Azioni di verifica a intradosso fondazione

PILA C1		
SLU GEO		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
7532.41	2148.062	17520.86
6965.17	2087.057	18810.87
7323.87	2487.386	19662.32
7401.33	2424.658	20697.43
5167.01	1212.36	11385.6
9771.31	1353.696	10979.27
7816.11	2346.525	19456.56
6643.15	2286.006	20025.28
6952.93	2067.925	19784.23
7815.69	2030.178	21409.1
6841.79	1122.009	10881.08
7328	1098.885	8288.888
PILA C1		
SLU STR		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
9880.16	2523.956	19943.63
7123.42	2408.33	21635.65
9294.05	2883.959	22703.65
7976.75	2754.981	24314.38
5336.5	1355.836	13619.71
12184.8	1566.343	12623.17
8133.07	2708.237	22561.86
8825.54	2585.55	23089.93
7436.49	2422.609	22035.65
9885.27	2331.448	24859.23
6978.34	1293.274	12480.4
9640.46	1295.544	8257.617

Tabella 32: Pila C1 - Combinazioni SLU - Azioni di verifica a intradosso fondazione

PILA C1		
SISMA SLV		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
6401.615	2038.28	21550.55
6295.715	1934.165	23819.38
5906.534	3408.544	33006.45
6790.796	3316.133	32623.17
5837.685	2123.226	22988.63
6868.715	2002.359	25177.51
6398.144	3355.875	33283.21
6299.176	3262.39	32619.46
5997.235	2015.138	22541.38
6700.085	1910.568	25134.01
5915.465	2156.655	23141.09
6781.865	2051.357	25112.08
PILA C1		
SISMA SLD		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
6510.139	852.1403	7888.282
6187.191	751.9984	10420.52
6012.702	1486.392	14150.3
6684.628	1396.114	13720.39
5946.209	923.6528	9356.436
6760.191	801.5095	11720.95
6504.312	1432.572	14693.96
6193.008	1339.686	13614.04
6105.759	821.1988	8841.413
6591.561	718.8939	12049.91
6023.989	961.1852	9650.875
6673.341	856.5815	11474.81

Tabella 33: Pila C1 - Combinazioni SISMA - Azioni di verifica a intradosso fondazione

PILA C2		
SLE RARA		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
7659.48	177.3389	2561.024
7654.17	157.4196	2273.568
7467.54	169.87	2453.001
7890.47	155.2247	2245.519
6070.48	49.75219	721.016
10053.9	49.60282	695.2558
7467.54	169.87	2453.001
7890.47	155.2247	2245.519
7659.48	177.3389	2561.024
7654.17	157.4196	2273.568
7477.22	135.8827	1954.329
7801.82	119.6419	1730.5

Tabella 34: Pila C2 - Combinazioni SLE - Azioni di verifica a intradosso fondazione

PILA C2		
SLU GEO		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
8206.49	215.0375	3100.544
7974.35	196.4479	2832.099
7868.46	205.2667	2960.48
8363.4	192.5022	2780.443
6016.42	69.365	997.8842
11124.6	66.44391	935.7286
7868.46	205.2667	2960.48
8363.4	192.5022	2780.443
8206.49	215.0375	3100.544
7974.35	196.4479	2832.099
7761.03	172.2799	2473.561
8367.9	140.6637	2029.562
PILA C2		
SLU STR		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
10421.3	250.8508	3617.722
7843.88	226.8143	3271.055
7700.67	240.5556	3469.873
10624.4	223.5062	3229.238
5810.57	78.20218	1123.789
13577	79.03641	1112.355
7700.67	240.5556	3469.873
10624.4	223.5062	3229.238
10421.3	250.8508	3617.722
7843.88	226.8143	3271.055
7595.18	198.2719	2847.768
10611.2	165.2118	2384.833

Tabella 35: Pila C2 - Combinazioni SLU - Azioni di verifica a intradosso fondazione

PILA C2		
SISMA SLV		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
6404.15	356.8449	4653.218
7290.52	332.7872	4289.805
6188.629	330.0576	4206.58
7506.031	328.9315	4181.816
6077.199	316.316	4002.488
7611.151	319.1037	4036.327
6188.629	330.0576	4206.58
7506.031	328.9315	4181.816
6404.15	356.8449	4653.218
7290.52	332.7872	4289.805
6571.75	302.268	3847.622
7122.92	277.9413	3478.017
PILA C2		
SISMA SLD		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
6629.312	174.9692	2304.109
7065.358	151.2387	1947.655
6455.806	155.7337	2006.37
7238.854	153.1366	1957.791
6344.376	141.8296	1800.331
7343.974	143.4647	1815.088
6455.806	155.7337	2006.37
7238.854	153.1366	1957.791
6629.312	174.9692	2304.109
7065.358	151.2387	1947.655
6796.912	120.9028	1508.974
6897.758	96.70974	1141.868

Tabella 36: Pila C2 - Combinazioni SISMA - Azioni di verifica a intradosso fondazione

Combinazione	Vx(kN)	N(kN)	My(kNm)
SLE	7910	31147	26895
SLU GEO	9906	32164	36916
SLU STR	10472	42049	36629
SIS SLV	14514	27681	59247
SIS SLD	14185	27624	55722

Tabella 37: Spalla SP1 - Combinazioni SLE, SLU e SISMA - Azioni di verifica a intradosso fondazione

Nel caso della pila C1 e della spalla SP1, a tali azioni, per tenere conto del disequilibrio delle spinte dovuto all'inclinazione del rilevato di nuova realizzazione, è stata aggiunta una spinta uniformemente distribuita lungo il fusto del pozzo stesso.

Le condizioni geometriche di riferimento per la pila C1 sono riportate nella Figura seguente:

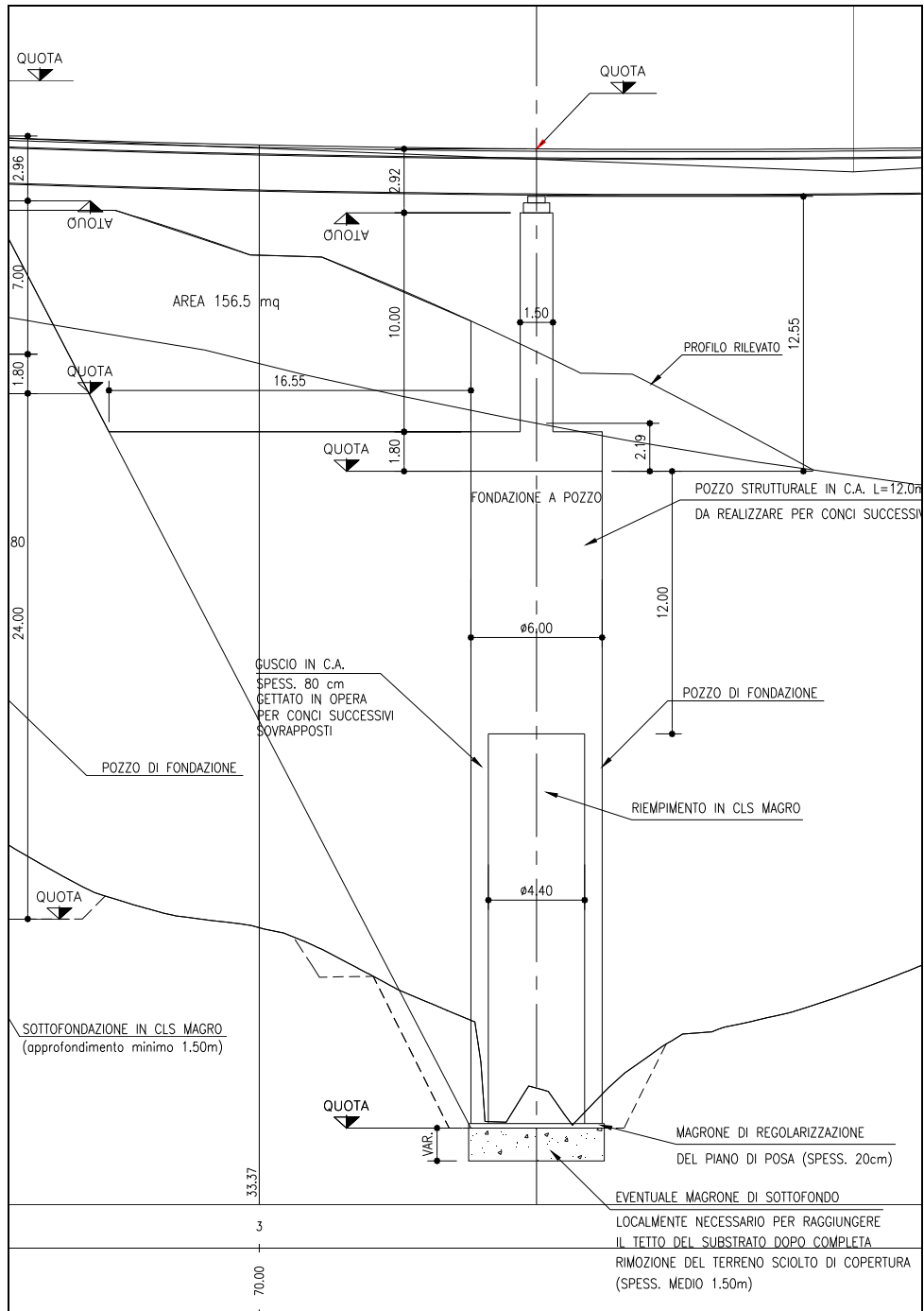


Figura 16: Schema geometrico del pozzo Pila C1

I valori della spinta aggiuntiva da inserire nelle diverse combinazioni di carico, sempre per la pila C1, sono riportate nello schema seguente:

Impronta carico L	16.55	m
Area carico A	156.5	mq
Sovraccarico q	189.12	kPa
Diametro pozzo D	6.00	m
Hsommità	0	m
Hbase	30	m
Ka STR-SLE	0.2710	
Ka STR SIS	0.4268	
Ka GEO	0.3434	
Ka GEO SIS	0.5248	
Ka GEO SIS-SLD	0.4161	
SLE	307.5	kN/m
	307.5	kN/m
GEO	389.7	kN/m
	389.7	kN/m
STR	399.8	kN/m
	399.8	kN/m
GEO SIS-SLD	472.2	kN/m
	472.2	kN/m
GEO SIS-SLV	595.5	kN/m
	595.5	kN/m

Tabella 38: Pila C1 - Spinte aggiuntive dovute alla dissimmetria del carico

Le condizioni geometriche di riferimento per la spalla SP1 sono riportate nella Figura seguente:

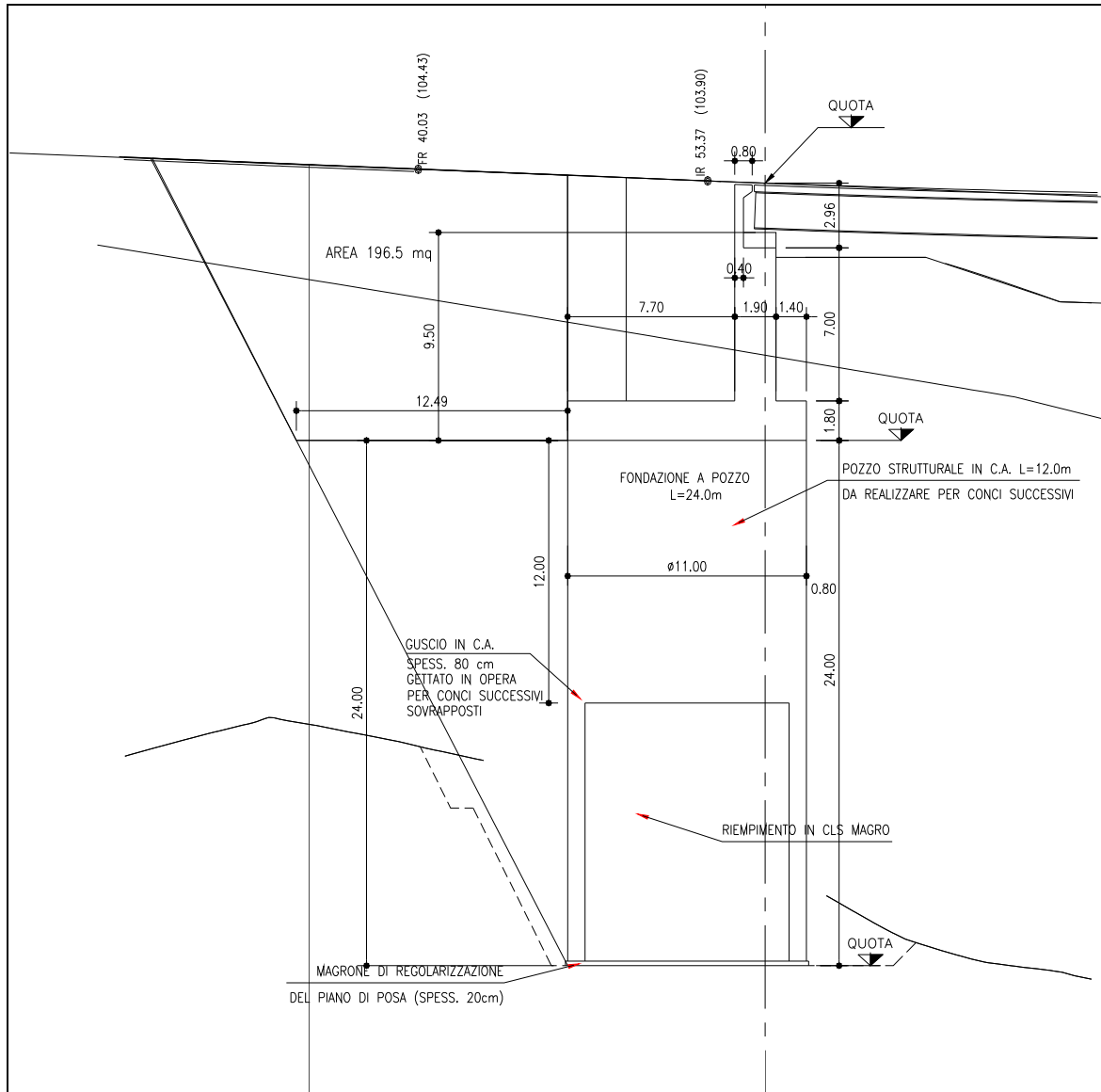


Figura 17: Schema geometrico del pozzo Spalla SP1

Impronta carico L	12.5	m
Area carico A	196.5	mq
Sovraccarico q	314.40	kPa
Diametro pozzo D	11.00	m
Hsommità	0	m
Hbase	24	m
Ka STR-SLE	0.2710	
Ka STR SIS	0.4268	
Ka GEO	0.3434	
Ka GEO SIS	0.5248	
Ka GEO SIS-SLD	0.4161	
SLE	937.2	kN/m
	937.2	kN/m
GEO	1187.8	kN/m
	1187.8	kN/m
STR	1218.3	kN/m
	1218.3	kN/m
GEO SIS-SLD	1439.0	kN/m
	1439.0	kN/m
GEO SIS-SLV	1814.8	kN/m
	1814.8	kN/m

Tabella 39: Spalla SP1 - Spinte aggiuntive dovute alla dissimmetria del carico

Nel caso della pila C2 non sussiste la necessità di tenere conto di spinte dissimmetriche.

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 40: 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 il pozzo.

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	V_s	E_0	$\tau_{lim\ gran}$
(m)	(m/s)	(MPa)	(kPa)
1.88	165	144	11.3
5.63	195	202	34.0
9.38	225	268	56.6
13.13	255	345	59.4
16.88	285	431	59.4
20.63	315	526	59.4
24.38	345	631	59.4
28.13	375	745	59.4

Tabella 41: Codice Pozzi-j - Dati di input – Modulo iniziale e attrito unitario limite Pila C1

Z	V_s	E_0	$\tau_{lim\ gran}$
(m)	(m/s)	(MPa)	(kPa)
0.9	157	131	5.3
2.6	171	155	15.9
4.4	185	181	26.4
6.1	199	210	37.0
7.9	213	240	47.6
9.6	227	273	58.1
11.4	241	308	59.4
13.1	255	345	59.4

Tabella 42: Codice Pozzi-j - Dati di input – Modulo iniziale e attrito unitario limite Pila C2

Z (m)	Vs (m/s)	E ₀ (MPa)	τ _{lim gran} (kPa)
1.5	162	139	9.1
4.5	186	183	27.2
7.5	210	234	45.3
10.5	234	290	59.4
13.5	258	353	59.4
16.5	282	422	59.4
19.5	306	496	59.4
22.5	330	577	59.4

Tabella 43: Codice Pozzi-j - Dati di input – Modulo iniziale e attrito unitario limite Spalla SP1

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 44: 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	30.00	0.0	30.0	0.0	0.0	4.8	0	7.0	0	0.00	0
	0.94	0.16			18.8				5.0	91	8.8	0	0.94	91
	1.88	0.31			37.5				5.2	190	10.5	0	1.88	190
	2.81	0.47			56.3				5.4	296	12.1	0	2.81	296
	3.75	0.63			75.0				5.6	408	13.6	0	3.75	408
D	3.75	0.63	20.0	30.00	75.0	30.0	0.0	0.0	5.6	408	13.6	0	3.75	408
	4.69	0.78			93.8				5.7	528	15.0	0	4.69	528
	5.63	0.94			112.5				5.9	653	16.3	0	5.63	653
	6.56	1.09			131.3				6.1	784	17.6	0	6.56	784
	7.50	1.25			150.0				6.3	921	18.8	0	7.50	921
D	7.50	1.25	20.0	30.00	150.0	30.0	0.0	0.0	6.3	921	18.8	0	7.50	921
	8.44	1.41			168.8				6.4	1,064	19.9	0	8.44	1,064
	9.38	1.56			187.5				6.6	1,211	21.0	0	9.38	1,211
	10.31	1.72			206.3				6.7	1,364	22.0	0	10.31	1,364
	11.25	1.88			225.0				6.9	1,521	23.0	0	11.25	1,521
D	11.25	1.88	20.0	30.00	225.0	30.0	0.0	0.0	6.9	1,521	23.0	0	11.25	1,521
	12.19	2.03			243.8				7.0	1,683	23.9	0	12.19	1,683
	13.13	2.19			262.5				7.2	1,850	24.8	0	13.13	1,850
	14.06	2.34			281.3				7.3	2,020	25.6	0	14.06	2,020
	15.00	2.50			300.0				7.5	2,195	26.4	0	15.00	2,195
D	15.00	2.50	20.0	30.00	300.0	30.0	0.0	0.0	7.5	2,195	26.4	0	15.00	2,195
	15.94	2.66			318.8				7.6	2,373	27.1	0	15.94	2,373
	16.88	2.81			337.5				7.7	2,555	27.9	0	16.88	2,555
	17.81	2.97			356.3				7.9	2,741	28.6	0	17.81	2,741
	18.75	3.13			375.0				8.0	2,930	29.2	0	18.75	2,930
D	18.75	3.13	20.0	30.00	375.0	30.0	0.0	0.0	8.0	2,930	29.2	0	18.75	2,930
	19.69	3.28			393.8				8.1	3,123	29.9	0	19.69	3,123
	20.63	3.44			412.5				8.2	3,319	30.5	0	20.63	3,319
	21.56	3.59			431.3				8.3	3,518	31.1	0	21.56	3,518
	22.50	3.75			450.0				8.4	3,720	31.7	0	22.50	3,720
D	22.50	3.75	20.0	30.00	450.0	30.0	0.0	0.0	8.4	3,720	31.7	0	22.50	3,720
	23.44	3.91			468.8				8.5	3,925	32.2	0	23.44	3,925
	24.38	4.06			487.5				8.6	4,132	32.8	0	24.38	4,132
	25.31	4.22			506.3				8.8	4,343	33.3	0	25.31	4,343
	26.25	4.38			525.0				8.9	4,556	33.8	0	26.25	4,556
D	26.25	4.38	20.0	30.00	525.0	30.0	0.0	0.0	8.9	4,556	33.8	0	26.25	4,556
	27.19	4.53			543.8				9.0	4,771	34.2	0	27.19	4,771
	28.13	4.69			562.5				9.1	4,989	34.7	0	28.13	4,989
	29.06	4.84			581.3				9.1	5,209	35.1	0	29.06	5,209
	30.00	5.00			600.0				9.2	5,432	35.6	0	30.00	5,432

Tabella 45: Reazioni limite Plim del terreno - Pila C1

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	14.00	0.0	30.0	0.0	0.0	4.8	0	7.0	0	0.00	0
	0.44	0.07			8.8				4.9	42	7.8	0	0.44	42
	0.88	0.15			17.5				5.0	85	8.7	0	0.88	85
	1.31	0.22			26.3				5.0	130	9.5	0	1.31	130
	1.75	0.29			35.0				5.1	176	10.3	0	1.75	176
D	1.75	0.29	20.0	14.00	35.0	30.0	0.0	0.0	5.1	176	10.3	0	1.75	176
	2.19	0.36			43.8				5.2	224	11.0	0	2.19	224
	2.63	0.44			52.5				5.3	274	11.8	0	2.63	274
	3.06	0.51			61.3				5.4	325	12.5	0	3.06	325
	3.50	0.58			70.0				5.5	378	13.2	0	3.50	378
D	3.50	0.58	20.0	14.00	70.0	30.0	0.0	0.0	5.5	378	13.2	0	3.50	378
	3.94	0.66			78.8				5.6	432	13.9	0	3.94	432
	4.38	0.73			87.5				5.7	487	14.6	0	4.38	487
	4.81	0.80			96.3				5.8	544	15.2	0	4.81	544
	5.25	0.88			105.0				5.9	602	15.8	0	5.25	602
D	5.25	0.88	20.0	14.00	105.0	30.0	0.0	0.0	5.9	602	15.8	0	5.25	602
	5.69	0.95			113.8				5.9	662	16.4	0	5.69	662
	6.13	1.02			122.5				6.0	722	17.0	0	6.13	722
	6.56	1.09			131.3				6.1	784	17.6	0	6.56	784
	7.00	1.17			140.0				6.2	848	18.2	0	7.00	848
D	7.00	1.17	20.0	14.00	140.0	30.0	0.0	0.0	6.2	848	18.2	0	7.00	848
	7.44	1.24			148.8				6.3	912	18.7	0	7.44	912
	7.88	1.31			157.5				6.3	978	19.2	0	7.88	978
	8.31	1.39			166.3				6.4	1,044	19.8	0	8.31	1,044
	8.75	1.46			175.0				6.5	1,112	20.3	0	8.75	1,112
D	8.75	1.46	20.0	14.00	175.0	30.0	0.0	0.0	6.5	1,112	20.3	0	8.75	1,112
	9.19	1.53			183.8				6.6	1,181	20.8	0	9.19	1,181
	9.63	1.60			192.5				6.6	1,252	21.3	0	9.63	1,252
	10.06	1.68			201.3				6.7	1,323	21.7	0	10.06	1,323
	10.50	1.75			210.0				6.8	1,395	22.2	0	10.50	1,395
D	10.50	1.75	20.0	14.00	210.0	30.0	0.0	0.0	6.8	1,395	22.2	0	10.50	1,395
	10.94	1.82			218.8				6.8	1,468	22.6	0	10.94	1,468
	11.38	1.90			227.5				6.9	1,543	23.1	0	11.38	1,543
	11.81	1.97			236.3				7.0	1,618	23.5	0	11.81	1,618
	12.25	2.04			245.0				7.1	1,694	23.9	0	12.25	1,694
D	12.25	2.04	20.0	14.00	245.0	30.0	0.0	0.0	7.1	1,694	23.9	0	12.25	1,694
	12.69	2.11			253.8				7.1	1,771	24.3	0	12.69	1,771
	13.13	2.19			262.5				7.2	1,850	24.8	0	13.13	1,850
	13.56	2.26			271.3				7.3	1,929	25.1	0	13.56	1,929
	14.00	2.33			280.0				7.3	2,009	25.5	0	14.00	2,009

Tabella 46: Reazioni limite Plim del terreno - Pila C2

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	24.00	0.0	30.0	0.0	0.0	4.8	0	7.0	0	0.00	0
	0.75	0.07			15.0				4.8	71	7.8	0	0.75	71
	1.50	0.14			30.0				4.9	145	8.6	0	1.50	145
	2.25	0.20			45.0				5.0	222	9.3	0	2.25	222
	3.00	0.27			60.0				5.1	301	10.1	0	3.00	301
D	3.00	0.27	20.0	24.00	60.0	30.0	0.0	0.0	5.1	301	10.1	0	3.00	301
	3.75	0.34			75.0				5.2	383	10.8	0	3.75	383
	4.50	0.41			90.0				5.3	467	11.5	0	4.50	467
	5.25	0.48			105.0				5.4	553	12.2	0	5.25	553
	6.00	0.55			120.0				5.5	642	12.8	0	6.00	642
D	6.00	0.55	20.0	24.00	120.0	30.0	0.0	0.0	5.5	642	12.8	0	6.00	642
	6.75	0.61			135.0				5.5	733	13.5	0	6.75	733
	7.50	0.68			150.0				5.6	827	14.1	0	7.50	827
	8.25	0.75			165.0				5.7	923	14.7	0	8.25	923
	9.00	0.82			180.0				5.8	1,021	15.3	0	9.00	1,021
D	9.00	0.82	20.0	24.00	180.0	30.0	0.0	0.0	5.8	1,021	15.3	0	9.00	1,021
	9.75	0.89			195.0				5.9	1,121	15.9	0	9.75	1,121
	10.50	0.95			210.0				5.9	1,223	16.5	0	10.50	1,223
	11.25	1.02			225.0				6.0	1,327	17.0	0	11.25	1,327
	12.00	1.09			240.0				6.1	1,433	17.6	0	12.00	1,433
D	12.00	1.09	20.0	24.00	240.0	30.0	0.0	0.0	6.1	1,433	17.6	0	12.00	1,433
	12.75	1.16			255.0				6.2	1,542	18.1	0	12.75	1,542
	13.50	1.23			270.0				6.2	1,652	18.6	0	13.50	1,652
	14.25	1.30			285.0				6.3	1,764	19.1	0	14.25	1,764
	15.00	1.36			300.0				6.4	1,878	19.6	0	15.00	1,878
D	15.00	1.36	20.0	24.00	300.0	30.0	0.0	0.0	6.4	1,878	19.6	0	15.00	1,878
	15.75	1.43			315.0				6.5	1,994	20.1	0	15.75	1,994
	16.50	1.50			330.0				6.5	2,111	20.6	0	16.50	2,111
	17.25	1.57			345.0				6.6	2,231	21.0	0	17.25	2,231
	18.00	1.64			360.0				6.7	2,352	21.5	0	18.00	2,352
D	18.00	1.64	20.0	24.00	360.0	30.0	0.0	0.0	6.7	2,352	21.5	0	18.00	2,352
	18.75	1.70			375.0				6.7	2,475	21.9	0	18.75	2,475
	19.50	1.77			390.0				6.8	2,599	22.3	0	19.50	2,599
	20.25	1.84			405.0				6.9	2,725	22.8	0	20.25	2,725
	21.00	1.91			420.0				6.9	2,853	23.2	0	21.00	2,853
D	21.00	1.91	20.0	24.00	420.0	30.0	0.0	0.0	6.9	2,853	23.2	0	21.00	2,853
	21.75	1.98			435.0				7.0	2,982	23.6	0	21.75	2,982
	22.50	2.05			450.0				7.1	3,113	24.0	0	22.50	3,113
	23.25	2.11			465.0				7.1	3,246	24.3	0	23.25	3,246
	24.00	2.18			480.0				7.2	3,380	24.7	0	24.00	3,380

Tabella 47: Reazioni limite P_{lim} del terreno - Spalla SP1

Nel valutare le reazioni del terreno si è tenuto conto dei seguenti aspetti:

- eventuale inclinazione del terreno di valle, qualora questo non sia orizzontale;
- in condizioni sismiche la resistenza del terreno 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 fondazione, alla base dei pozzi, sono stati fattorizzati con i seguenti coefficienti parziali:

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

Il terreno di fondazione dei pozzi è costituito dal substrato FAN, inoltre sulle Tavole di Progetto è stata inserita la prescrizione di realizzare un'eventuale sottofondazione in cls magro in maniera tale da asportare l'eventuale coltre allentata e garantire l'appoggio sulla formazione rocciosa.

Tenendo conto del fatto che le verifiche di capacità portante, seppure vengano allegate per completezza, non sono dimensionanti per questo tipo di opere, per il terreno di fondazione sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici caratteristici cautelativi:

$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ peso di volume

$\varphi = 30^\circ$ angolo d'attrito

10.3 Risultati Pila C1

10.3.1 Premessa

La geometria di calcolo del pozzo di fondazione è illustrata nella seguente Figura 18.

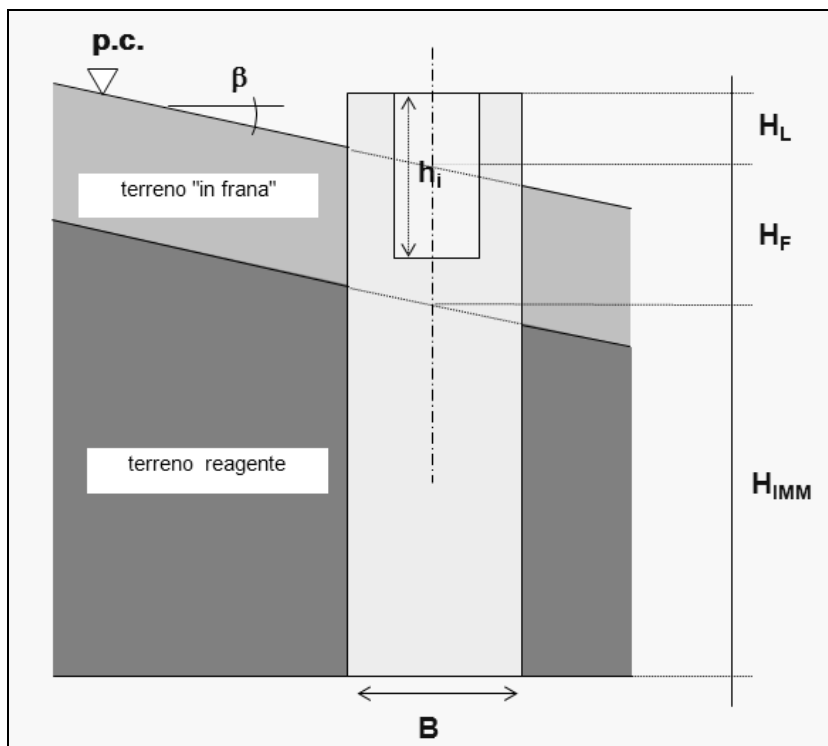


Figura 18: Schema geometrico del pozzo

Nel caso in esame si ha:

D diametro del pozzo circolare	6.0 m
H _L distanza testa pozzo dal piano campagna	0.0 m
H _F spessore terreno "in frana"	0.0 m
H _{IM} altezza di immorsamento del pozzo	30.0m
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	1,962	17,096	9,098
1.00	1	2,049	19,091	9,676
2.00	1	2,140	21,176	10,254
3.00	1	2,236	23,354	10,832
3.75	1	2,311	25,051	11,266
4.00	2	2,277	25,617	11,346
5.00	2	2,148	27,801	11,666
6.00	2	2,032	29,861	11,986
7.00	2	1,927	31,811	12,306
7.50	2	1,879	32,748	12,466
8.00	3	1,724	33,624	12,497
9.00	3	1,430	35,152	12,559
10.00	3	1,155	36,395	12,621
11.00	3	902	37,375	12,684
11.25	3	842	37,581	12,699
12.00	4	519	38,053	12,722
13.00	4	116	38,319	12,753
14.00	4	-256	38,198	12,783
15.00	4	-595	37,721	12,814
16.00	5	-1,081	36,832	12,844
17.00	5	-1,520	35,481	12,875
18.00	5	-1,911	33,714	12,906
18.75	5	-2,169	32,145	12,928
19.00	6	-2,288	31,575	12,936
20.00	6	-2,717	29,022	12,967
21.00	6	-3,071	26,077	12,997
22.00	6	-3,342	22,819	13,028
22.50	6	-3,444	21,096	13,043
23.00	7	-3,571	19,317	13,058
24.00	7	-3,724	15,619	13,089
25.00	7	-3,715	11,848	13,120
25.65	7	-3,589	9,433	13,139
26.00	7	-3,459	8,189	13,150
26.25	7	-3,343	7,326	13,158
27.00	8	-2,876	4,956	13,181
28.00	8	-2,072	2,430	13,211
29.00	8	-1,105	790	13,242
30.00	8	1	187	13,272

Tabella 48: Risultati Pozzi-j - Pila C1 - Comb SLE

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	2,487	21,409	9,771
1.00	1	2,602	23,939	10,344
2.00	1	2,722	26,587	10,917
3.00	1	2,849	29,358	11,489
3.75	1	2,948	31,520	11,919
4.00	2	2,906	32,241	11,995
5.00	2	2,749	35,024	12,299
6.00	2	2,606	37,657	12,604
7.00	2	2,478	40,155	12,908
7.50	2	2,419	41,357	13,060
8.00	3	2,226	42,482	13,078
9.00	3	1,857	44,450	13,114
10.00	3	1,513	46,062	13,150
11.00	3	1,196	47,343	13,187
11.25	3	1,121	47,614	13,196
12.00	4	715	48,245	13,198
13.00	4	207	48,628	13,201
14.00	4	-262	48,524	13,204
15.00	4	-689	47,971	13,207
16.00	5	-1,305	46,897	13,210
17.00	5	-1,862	45,237	13,213
18.00	5	-2,359	43,049	13,216
18.75	5	-2,689	41,098	13,219
19.00	6	-2,841	40,388	13,220
20.00	6	-3,391	37,194	13,223
21.00	6	-3,849	33,497	13,226
22.00	6	-4,204	29,393	13,229
22.50	6	-4,340	27,219	13,230
23.00	7	-4,509	24,968	13,232
24.00	7	-4,723	20,275	13,235
25.00	7	-4,735	15,469	13,238
25.67	7	-4,581	12,283	13,240
26.00	7	-4,425	10,784	13,241
26.25	7	-4,276	9,677	13,242
27.00	8	-3,671	6,639	13,245
28.00	8	-2,636	3,409	13,248
29.00	8	-1,396	1,316	13,251
30.00	8	18	550	13,254

Tabella 49: Risultati Pozzi-j - Pila C1 - Comb SLU GEO

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	2,884	24,859	12,185
1.00	1	2,986	27,777	12,745
2.00	1	3,095	30,801	13,305
3.00	1	3,210	33,936	13,865
3.75	1	3,301	36,365	14,285
4.00	2	3,251	37,171	14,351
5.00	2	3,061	40,276	14,618
6.00	2	2,886	43,198	14,884
7.00	2	2,728	45,954	15,151
7.50	2	2,655	47,275	15,284
8.00	3	2,436	48,505	15,270
9.00	3	2,018	50,647	15,243
10.00	3	1,628	52,385	15,215
11.00	3	1,265	53,747	15,188
11.25	3	1,179	54,031	15,181
12.00	4	727	54,679	15,134
13.00	4	161	55,034	15,070
14.00	4	-363	54,844	15,007
15.00	4	-843	54,151	14,944
16.00	5	-1,524	52,879	14,880
17.00	5	-2,142	50,956	14,817
18.00	5	-2,694	48,449	14,753
18.75	5	-3,062	46,224	14,706
19.00	6	-3,228	45,415	14,690
20.00	6	-3,835	41,794	14,627
21.00	6	-4,340	37,617	14,563
22.00	6	-4,733	32,991	14,500
22.50	6	-4,883	30,542	14,468
23.00	7	-5,066	28,010	14,437
24.00	7	-5,295	22,740	14,373
25.00	7	-5,292	17,358	14,310
25.49	7	-5,165	14,743	14,279
26.00	7	-4,888	12,143	14,247
26.25	7	-4,715	10,920	14,231
27.00	8	-4,027	7,574	14,183
28.00	8	-2,876	4,033	14,120
29.00	8	-1,511	1,750	14,057
30.00	8	38	924	13,993

Tabella 50: Risultati Pozzi-j - Pila C1 - Comb SLU STR

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	3,409	33,283	6,869
1.00	1	3,616	36,757	7,456
2.00	1	3,830	40,442	8,044
3.00	1	4,053	44,345	8,632
3.75	1	4,224	47,420	9,072
4.00	2	4,171	48,440	9,160
5.00	2	3,969	52,395	9,509
6.00	2	3,789	56,159	9,858
7.00	2	3,629	59,753	10,207
7.50	2	3,558	61,492	10,382
8.00	3	3,285	63,107	10,437
9.00	3	2,765	65,941	10,548
10.00	3	2,282	68,273	10,659
11.00	3	1,837	70,141	10,770
11.25	3	1,732	70,539	10,798
12.00	4	1,155	71,470	10,859
13.00	4	433	72,063	10,941
14.00	4	-232	71,963	11,023
15.00	4	-840	71,225	11,104
16.00	5	-1,724	69,741	11,186
17.00	5	-2,527	67,414	11,268
18.00	5	-3,245	64,327	11,350
18.75	5	-3,725	61,562	11,411
19.00	6	-3,947	60,552	11,431
20.00	6	-4,760	55,998	11,513
21.00	6	-5,444	50,694	11,595
22.00	6	-5,988	44,777	11,677
22.50	6	-6,202	41,629	11,718
23.00	7	-6,475	38,360	11,759
24.00	7	-6,852	31,495	11,841
25.00	7	-6,955	24,391	11,923
25.82	7	-6,743	18,615	11,990
26.00	7	-6,615	17,371	12,005
26.25	7	-6,397	15,694	12,026
27.00	8	-5,487	11,087	12,087
28.00	8	-3,930	6,177	12,169
29.00	8	-2,074	2,974	12,251
30.00	8	28	1,750	12,333

Tabella 51: Risultati Pozzi-j - Pila C1 - Comb SIS SLV

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	1,486	14,694	6,760
1.00	1	1,699	16,269	7,348
2.00	1	1,916	18,060	7,936
3.00	1	2,140	20,070	8,523
3.75	1	2,310	21,726	8,964
4.00	2	2,296	22,289	9,052
5.00	2	2,245	24,507	9,401
6.00	2	2,207	26,681	9,750
7.00	2	2,183	28,824	10,100
7.50	2	2,176	29,888	10,275
8.00	3	2,038	30,898	10,330
9.00	3	1,778	32,719	10,442
10.00	3	1,541	34,291	10,553
11.00	3	1,327	35,639	10,664
11.25	3	1,277	35,942	10,692
12.00	4	954	36,711	10,753
13.00	4	552	37,373	10,835
14.00	4	185	37,650	10,917
15.00	4	-145	37,580	10,999
16.00	5	-664	37,084	11,081
17.00	5	-1,132	36,096	11,163
18.00	5	-1,546	34,666	11,245
18.75	5	-1,820	33,336	11,307
19.00	6	-1,954	32,841	11,327
20.00	6	-2,444	30,551	11,409
21.00	6	-2,855	27,810	11,491
22.00	6	-3,179	24,703	11,573
22.50	6	-3,306	23,036	11,614
23.00	7	-3,481	21,294	11,655
24.00	7	-3,731	17,597	11,737
25.00	7	-3,830	13,725	11,819
26.00	7	-3,737	9,851	11,901
26.25	7	-3,672	8,902	11,922
26.59	8	-3,552	7,660	11,949
27.00	8	-3,299	6,202	11,983
28.00	8	-2,424	3,249	12,065
29.00	8	-1,307	1,293	12,147
30.00	8	-3	547	12,229

Tabella 52: Risultati Pozzi-j - Pila C1 - 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)	
20	24.79	0.433	0.00	30.00	
B (m)	L (m)	e_B (m)	e_L (m)	B' (m)	L' (m)
5.32	5.32	0.04	0	5.23	5.32
H_B (kN)	H_L (kN)	N (kN)			
18.46	0	13253.95			
N_γ (-)	N_q (-)	N_c (-)			
10.56	10.43	20.42			
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 :			
$(i_\gamma)_B =$	0.995	$(i_\gamma)_L =$	1.000
$(i_q)_B =$	0.997	$(i_q)_L =$	1.000
$(i_c)_B =$	0.996	$(i_c)_L =$	1.000
$(s_\gamma)_B =$	0.608	$(s_\gamma)_L =$	0.600
$(s_q)_B =$	1.411	$(s_q)_L =$	1.426
$(s_c)_B =$	1.455	$(s_c)_L =$	1.471
$d_\gamma =$	1	$d_\gamma =$	1
$(d_q)_B =$	1.435	$(d_q)_L =$	1.435
$(d_c)_B =$	1.482	$(d_c)_L =$	1.481
$(b_\gamma)_B =$	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	$q_{lim} =$	13137.71	kPa	$\sigma_m =$	476.20	kPa
---------------	-------------	----------	-----	--------------	--------	-----

$Fs = q_{lim}/\sigma_m = 27.589 \quad \geq \quad 1.80$

Tabella 53: Verifiche di capacità portante alla base del pozzo – SLU-GEO

DATI ^(*) :						
γ' (kN/m ³)	ϕ' (gradi)	ϕ' (rad)	c' (kPa)	h (m)		
20	24.79	0.433	0.00	30.00		
B (m)	L (m)	e_B (m)	e_L (m)	B' (m)	L' (m)	
5.32	5.32	0.14	0	5.03	5.32	
H_B (kN)	H_L (kN)	N (kN)				
28.42	0	12333.44				
N_γ (-)	N_q (-)	N_c (-)				
10.56	10.43	20.42				
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 :			
$(i_\gamma)_B =$	0.992	$(i_\gamma)_L =$	1.000
$(i_q)_B =$	0.994	$(i_q)_L =$	1.000
$(i_c)_B =$	0.994	$(i_c)_L =$	1.000
$(s_\gamma)_B =$	0.624	$(s_\gamma)_L =$	0.600
$(s_q)_B =$	1.395	$(s_q)_L =$	1.443
$(s_c)_B =$	1.437	$(s_c)_L =$	1.490
$d_\gamma =$	1	$d_\gamma =$	1
$(d_q)_B =$	1.438	$(d_q)_L =$	1.435
$(d_c)_B =$	1.484	$(d_c)_L =$	1.481
$(b_\gamma)_B =$	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	$q_{lim} =$	13284.95	kPa	$\sigma_m =$	460.80	kPa
---------------	-------------	----------	-----	--------------	--------	-----

$Fs = q_{lim}/\sigma_m = 28.830 \quad \geq \quad 1.80$

Tabella 54: 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 = 26
PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.		25.65 (m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO		0.0132 (°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'		0.5889 (cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO		
	lato monte	1.0096 (cm)
	lato valle	1.1317 (cm)
	mezzeria	1.0706 (cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE		5.32 (m)

Tabella 55: Risultati Pozzi-j - Pila C1 - Comb SLE – Spostamenti in fondazione

CONVERGENZA RAGGIUNTA

ITERAZIONI ESEGUITE = 34

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. **26.59** (m)

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO **0.0233** (°)

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' **1.0818** (cm)

ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO

lato monte **0.8812** (cm)

lato valle **1.0975** (cm)

mezzeria **0.9893** (cm)

TRATTO REAGENTE ALLA BASE **5.32** (m)

Tabella 56: Risultati Pozzi-j - Pila C1 - Comb SIS SLD – Spostamenti in fondazione

Hpila (m)	12.55		SLE	SIS-SLD	
			D=6.0m	D=6.0m	
	spostam. orizzontale		0.59	1.08	cm
	rotazione		0.01	0.02	(°)
	spostamento totale		0.009	0.016	m

Tabella 57: Risultati Pozzi-j - Pila C1 - Comb SLE-SIS SLD - Spostamento orizzontale totale agli appoggi

10.4 Risultati Pila C2**10.4.1 Premessa**

La geometria di calcolo del pozzo di fondazione è illustrata nella Figura 18.

Nel caso in esame si ha:

D diametro del pozzo circolare	6.0 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	14.0m
β inclinazione del piano campagna	0°

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	1	177	2,561	10,054
1.00	1	134	2,715	10,667
1.75	1	103	2,803	11,127
2.00	2	84	2,826	11,234
3.00	2	14	2,872	11,660
3.50	2	-19	2,869	11,873
4.00	3	-62	2,846	11,993
5.00	3	-142	2,738	12,232
5.25	3	-160	2,699	12,292
6.00	4	-224	2,549	12,332
7.00	4	-297	2,281	12,384
8.00	5	-364	1,940	12,249
8.75	5	-397	1,647	12,148
9.00	6	-406	1,544	12,068
9.62	6	-416	1,282	11,869
10.00	6	-412	1,119	11,746
10.50	6	-397	910	11,586
11.00	7	-369	713	11,414
12.00	7	-286	372	11,069
12.25	7	-261	300	10,983
13.00	8	-161	133	10,725
14.00	8	-2	39	10,381

Tabella 58: Risultati Pozzi-j - Pila C2 - Comb SLE

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	215	3,101	11,125
1.00	1	164	3,288	11,730
1.75	1	127	3,397	12,185
2.00	2	105	3,425	12,286
3.00	2	22	3,484	12,690
3.50	2	-18	3,482	12,892
4.00	3	-70	3,457	12,992
5.00	3	-166	3,331	13,194
5.25	3	-188	3,285	13,245
6.00	4	-266	3,107	13,244
7.00	4	-355	2,786	13,244
8.00	5	-439	2,375	13,042
8.75	5	-482	2,019	12,890
9.00	6	-493	1,893	12,789
9.65	6	-508	1,556	12,526
10.00	6	-503	1,374	12,385
10.50	6	-485	1,118	12,183
11.00	7	-450	876	11,968
12.00	7	-349	459	11,540
12.25	7	-317	372	11,433
13.00	8	-195	167	11,111
14.00	8	-1	51	10,683

Tabella 59: Risultati Pozzi-j - Pila C2 - Comb SLU GEO

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	251	3,618	13,577
1.00	1	190	3,838	14,171
1.75	1	147	3,965	14,617
2.00	2	121	3,998	14,710
3.00	2	22	4,070	15,079
3.50	2	-24	4,069	15,264
4.00	3	-86	4,042	15,337
5.00	3	-200	3,898	15,482
5.25	3	-227	3,845	15,518
6.00	4	-321	3,640	15,458
7.00	4	-429	3,265	15,378
8.00	5	-531	2,785	15,073
8.75	5	-584	2,367	14,845
9.00	6	-599	2,219	14,713
9.66	6	-617	1,820	14,366
10.00	6	-612	1,609	14,183
10.50	6	-588	1,309	13,918
11.00	7	-545	1,025	13,640
12.00	7	-420	542	13,084
12.25	7	-382	442	12,944
13.00	8	-233	212	12,527
14.00	8	2	97	11,970

Tabella 60: Risultati Pozzi-j - Pila C2 - Comb SLU STR

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	357	4,653	7,611
1.00	1	285	4,970	8,239
1.75	1	234	5,162	8,710
2.00	2	202	5,213	8,827
3.00	2	79	5,342	9,297
3.50	2	22	5,362	9,531
4.00	3	-57	5,343	9,687
5.00	3	-202	5,194	9,998
5.25	3	-236	5,135	10,076
6.00	4	-359	4,891	10,191
7.00	4	-502	4,434	10,344
8.00	5	-643	3,826	10,338
8.75	5	-722	3,288	10,334
9.00	6	-745	3,094	10,294
9.80	6	-787	2,445	10,162
10.00	6	-783	2,282	10,130
10.50	6	-755	1,876	10,048
11.00	7	-700	1,490	9,957
12.00	7	-539	827	9,774
12.25	7	-490	688	9,729
13.00	8	-299	360	9,592
14.00	8	1	168	9,409

Tabella 61: Risultati Pozzi-j - Pila C2 - Comb SIS SLV

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	175	2,304	7,344
1.00	1	136	2,458	7,973
1.75	1	108	2,549	8,445
2.00	2	92	2,573	8,563
3.00	2	28	2,629	9,037
3.50	2	-2	2,634	9,273
4.00	3	-42	2,619	9,432
5.00	3	-116	2,534	9,750
5.25	3	-133	2,501	9,829
6.00	4	-194	2,372	9,951
7.00	4	-263	2,134	10,113
8.00	5	-329	1,827	10,120
8.75	5	-364	1,559	10,124
9.00	6	-373	1,463	10,087
9.71	6	-386	1,185	9,981
10.00	6	-384	1,069	9,938
10.50	6	-370	874	9,863
11.00	7	-344	688	9,780
12.00	7	-266	369	9,612
12.25	7	-242	302	9,570
13.00	8	-149	145	9,444
14.00	8	-1	56	9,276

Tabella 62: Risultati Pozzi-j - Pila C2 - 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):

DATI ^(*) :					
γ' (kN/m ³)	ϕ' (gradi)	ϕ' (rad)	c' (kPa)	h (m)	
20	24.79	0.433	0.00	14.00	
B (m)	L (m)	e_B (m)	e_L (m)	B' (m)	L' (m)
5.32	5.32	0.005	0.00	5.31	5.32
H_B (kN)	H_L (kN)	N (kN)			
1.13	0	10682.54			
N_γ (-)	N_q (-)	N_c (-)			
10.56	10.43	20.42			
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 :			
$(i_\gamma)_B =$	1.000	$(i_\gamma)_L =$	1.000
$(i_q)_B =$	1.000	$(i_q)_L =$	1.000
$(i_c)_B =$	1.000	$(i_c)_L =$	1.000
$(s_\gamma)_B =$	0.601	$(s_\gamma)_L =$	0.600
$(s_q)_B =$	1.418	$(s_q)_L =$	1.420
$(s_c)_B =$	1.463	$(s_c)_L =$	1.465
$d_\gamma =$	1	$d_\gamma =$	1
$(d_q)_B =$	1.376	$(d_q)_L =$	1.376
$(d_c)_B =$	1.416	$(d_c)_L =$	1.416
$(b_\gamma)_B =$	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	$q_{lim} =$	6044.49	kPa	$\sigma_m =$	378.50	kPa
---------------	-------------	---------	-----	--------------	--------	-----

$Fs = q_{lim}/\sigma_m = 15.969 \quad \geq \quad 1.80$

Tabella 63: Verifiche di capacità portante alla base del pozzo - Pila C2 - SLU-GEO

DATI ^(*) :					
γ' (kN/m ³)	ϕ' (gradi)	ϕ' (rad)	c' (kPa)	h (m)	
20	24.79	0.433	0.00	14.00	
B (m)	L (m)	e_B (m)	e_L (m)	B' (m)	L' (m)
5.32	5.32	0.02	0	5.28	5.32
H_B (kN)	H_L (kN)	N (kN)			
1.471	0	9409.147			
N_γ (-)	N_q (-)	N_c (-)			
10.56	10.43	20.42			
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		
$(i_q)_B =$	1.000	$(i_q)_L =$	1.000		
$(i_c)_B =$	1.000	$(i_c)_L =$	1.000		
$(s_\gamma)_B =$	0.603	$(s_\gamma)_L =$	0.600		
$(s_q)_B =$	1.416	$(s_q)_L =$	1.422		
$(s_c)_B =$	1.460	$(s_c)_L =$	1.467		
$d_\gamma =$	1	$d_\gamma =$	1		
$(d_q)_B =$	1.377	$(d_q)_L =$	1.376		
$(d_c)_B =$	1.417	$(d_c)_L =$	1.416		
$(b_\gamma)_B =$	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 $q_{lim} = 6052.22$ kPa $\sigma_m = 335.02$ kPa

$Fs = q_{lim}/\sigma_m = 18.065 \geq 1.80$

Tabella 64: Verifiche di capacità portante alla base del pozzo - Pila C2 - 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 = 12
PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.		9.62 (m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO		0.0033 (°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'		0.0549 (cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO		
	lato monte	1.6486 (cm)
	lato valle	1.6790 (cm)
	mezzeria	1.6638 (cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE		5.32 (m)

Tabella 65: Risultati Pozzi-j - Pila C2 - Comb SLE – Spostamenti in fondazione

CONVERGENZA RAGGIUNTA

ITERAZIONI ESEGUITE = 12

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. **9.70** (m)

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO **0.0036** (°)

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' **0.0604** (cm)

ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO

lato monte **1.3682** (cm)

lato valle **1.4013** (cm)

mezzeria **1.3848** (cm)

TRATTO REAGENTE ALLA BASE **5.32** (m)

Tabella 66: Risultati Pozzi-j - Pila C2 - Comb SIS SLD – Spostamenti in fondazione

Hpila (m)	16.55		SLE	SIS-SLD	
			D=6.0m	D=6.0m	
	s postam. orizzontale		0.05	0.06	cm
	rotazione		0.00	0.00	(°)
	spostamento totale		0.001	0.002	m

Tabella 67: Risultati Pozzi-j - Pila C2 - Comb SLE-SIS SLD – Spostamento orizzontale totale agli appoggi

10.5 Risultati Spalla SP1

10.5.1 Premessa

La geometria di calcolo del pozzo di fondazione è illustrata nella Figura 18.

Nel caso in esame si ha:

D diametro del pozzo circolare	11.0 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	0°

10.5.2 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	7,910	26,895	31,147
1.00	1	8,051	34,859	33,173
2.00	1	8,212	42,974	35,199
3.00	1	8,393	51,260	37,225
4.00	2	7,793	59,303	38,552
5.00	2	7,238	66,770	39,879
6.00	2	6,729	73,704	41,205
7.00	3	5,557	79,764	41,833
8.00	3	4,459	84,690	42,460
9.00	3	3,438	88,555	43,087
10.00	4	1,847	91,088	43,170
11.00	4	369	92,086	43,253
12.00	4	-967	91,677	43,336
13.00	5	-2,690	89,738	43,419
14.00	5	-4,218	86,173	43,503
15.00	5	-5,537	81,185	43,586
16.00	6	-7,076	74,768	43,669
17.00	6	-8,315	66,961	43,753
18.00	6	-9,217	58,083	43,836
19.00	7	-10,000	48,363	43,919
20.00	7	-10,164	38,169	44,003
20.39	7	-9,959	34,211	44,036
21.00	7	-9,044	28,337	44,087
22.00	8	-6,627	20,388	44,170
23.00	8	-3,535	15,194	44,254
24.00	8	88	13,357	44,338

Tabella 68: Risultati Pozzi-j - Spalla SP1 - Comb SLE

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	9,906	36,916	32,164
1.00	1	10,119	46,822	34,212
2.00	1	10,357	56,953	36,260
3.00	1	10,619	67,334	38,309
4.00	2	9,936	77,291	39,702
5.00	2	9,306	86,591	41,095
6.00	2	8,733	95,289	42,488
7.00	3	7,356	102,797	43,226
8.00	3	6,068	108,971	43,965
9.00	3	4,874	113,905	44,703
10.00	4	2,982	117,127	44,932
11.00	4	1,229	118,526	45,161
12.00	4	-381	118,244	45,390
13.00	5	-2,508	116,092	45,620
14.00	5	-4,427	111,917	45,849
15.00	5	-6,102	105,943	46,079
16.00	6	-8,060	98,153	46,309
17.00	6	-9,650	88,589	46,539
18.00	6	-10,829	77,639	46,769
19.00	7	-11,891	65,567	47,000
20.00	7	-12,223	52,798	47,230
20.52	7	-11,942	46,083	47,351
21.00	7	-11,087	40,273	47,461
22.00	8	-8,168	29,932	47,692
23.00	8	-4,379	22,945	47,923
24.00	8	85	20,083	48,154

Tabella 69: Risultati Pozzi-j - Spalla SP1 - Comb SLU GEO

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	10,472	36,629	42,049
1.00	1	10,644	47,187	44,072
2.00	1	10,842	57,930	46,094
3.00	1	11,067	68,885	48,117
4.00	2	10,280	79,558	49,433
5.00	2	9,550	89,473	50,749
6.00	2	8,881	98,688	52,065
7.00	3	7,349	106,803	52,675
8.00	3	5,915	113,435	53,285
9.00	3	4,583	118,685	53,894
10.00	4	2,505	122,229	53,954
11.00	4	577	123,770	54,013
12.00	4	-1,193	123,462	54,073
13.00	5	-3,516	121,107	54,133
14.00	5	-5,611	116,544	54,192
15.00	5	-7,461	110,008	54,252
16.00	6	-9,608	101,473	54,311
17.00	6	-11,348	90,995	54,371
18.00	6	-12,629	79,006	54,431
19.00	7	-13,746	65,819	54,490
20.00	7	-14,021	51,935	54,550
20.35	7	-13,785	47,003	54,571
21.00	7	-12,468	38,533	54,609
22.00	8	-9,168	27,715	54,669
23.00	8	-4,973	20,645	54,729
24.00	8	-67	18,125	54,788

Tabella 70: Risultati Pozzi-j - Spalla SP1 - Comb SLU STR

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	14,514	59,247	27,681
1.00	1	15,303	73,759	29,803
2.00	1	16,092	89,060	31,925
3.00	1	16,881	105,149	34,047
4.00	2	16,044	120,415	35,663
5.00	2	15,282	134,880	37,280
6.00	2	14,598	148,619	38,897
7.00	3	12,777	160,301	40,010
8.00	3	11,079	170,221	41,124
9.00	3	9,508	178,501	42,239
10.00	4	6,924	184,072	42,963
11.00	4	4,531	187,150	43,688
12.00	4	2,337	187,928	44,415
13.00	5	-644	186,114	45,143
14.00	5	-3,338	181,457	45,873
15.00	5	-5,726	174,254	46,605
16.00	6	-8,634	164,398	47,338
17.00	6	-11,092	151,853	48,073
18.00	6	-13,045	137,098	48,809
19.00	7	-15,008	120,380	49,546
20.00	7	-16,001	102,179	50,286
20.92	7	-15,682	85,082	50,968
21.00	7	-15,523	83,654	51,026
22.00	8	-11,733	67,320	51,768
23.00	8	-6,427	55,527	52,512
24.00	8	-54	49,569	53,258

Tabella 71: Risultati Pozzi-j - Pila Spalla SP1- Comb SIS SLV

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	14,185	55,722	27,624
1.00	1	13,756	69,541	29,686
2.00	1	13,351	82,942	31,747
3.00	1	12,971	95,952	33,809
4.00	2	11,713	107,838	35,243
5.00	2	10,509	118,493	36,676
6.00	2	9,361	127,971	38,110
7.00	3	7,478	135,630	38,916
8.00	3	5,687	141,452	39,722
9.00	3	3,991	145,529	40,528
10.00	4	1,675	147,362	40,846
11.00	4	-499	146,950	41,164
12.00	4	-2,523	144,438	41,481
13.00	5	-4,961	139,694	41,799
14.00	5	-7,145	132,639	42,118
15.00	5	-9,055	123,537	42,436
16.00	6	-11,121	112,446	42,754
17.00	6	-12,774	99,495	43,073
18.00	6	-13,934	85,136	43,392
19.00	7	-14,621	69,854	43,711
19.21	7	-14,587	66,650	43,777
20.00	7	-13,556	54,668	44,030
21.00	7	-11,407	41,181	44,350
22.00	8	-8,209	30,366	44,669
23.00	8	-4,399	23,055	44,989
24.00	8	-60	19,818	45,309

Tabella 72: Risultati Pozzi-j - Pila C2 - Comb SIS SLD

10.5.3 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)		
20	24.79	0.433	0.00	24.00		
B (m)	L (m)	e_B (m)	e_L (m)	B' (m)	L' (m)	
9.75	9.75	0.42	0	8.91	9.75	
H_B (kN)	H_L (kN)	N (kN)				
84.82	0	48154.32				
N_γ (-)	N_q (-)	N_c (-)				
10.56	10.43	20.42				
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 :			
$(i_\gamma)_B =$	0.994	$(i_\gamma)_L =$	1.000
$(i_q)_B =$	0.996	$(i_q)_L =$	1.000
$(i_c)_B =$	0.995	$(i_c)_L =$	1.000
$(s_\gamma)_B =$	0.636	$(s_\gamma)_L =$	0.600
$(s_q)_B =$	1.382	$(s_q)_L =$	1.459
$(s_c)_B =$	1.422	$(s_c)_L =$	1.507
$d_\gamma =$	1	$d_\gamma =$	1
$(d_q)_B =$	1.379	$(d_q)_L =$	1.369
$(d_c)_B =$	1.419	$(d_c)_L =$	1.408
$(b_\gamma)_B =$	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	$q_{lim} =$	10593.45	kPa	$\sigma_m =$	554.12	kPa
---------------	-------------	----------	-----	--------------	--------	-----

$Fs = q_{lim}/\sigma_m = 19.118 \quad \geq \quad 1.80$

Tabella 73: Verifiche di capacità portante alla base del pozzo - Spalla SP1 - SLU-GEO

DATI ^(*) :						
γ' (kN/m ³)	ϕ' (gradi)	ϕ' (rad)	c' (kPa)	h (m)		
20	24.79	0.433	0.00	24.00		
B (m)	L (m)	e_B (m)	e_L (m)	B' (m)	L' (m)	
9.75	9.75	0.93	0	7.89	9.75	
H_B (kN)	H_L (kN)	N (kN)				
53.84	0	53257.53				
N_γ (-)	N_q (-)	N_c (-)				
10.56	10.43	20.42				
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 :			
$(i_\gamma)_B =$	0.996	$(i_\gamma)_L =$	1.000
$(i_q)_B =$	0.997	$(i_q)_L =$	1.000
$(i_c)_B =$	0.997	$(i_c)_L =$	1.000
$(s_\gamma)_B =$	0.678	$(s_\gamma)_L =$	0.600
$(s_q)_B =$	1.338	$(s_q)_L =$	1.518
$(s_c)_B =$	1.374	$(s_c)_L =$	1.573
$d_\gamma =$	1	$d_\gamma =$	1
$(d_q)_B =$	1.390	$(d_q)_L =$	1.369
$(d_c)_B =$	1.432	$(d_c)_L =$	1.408
$(b_\gamma)_B =$	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	$q_{lim} =$	10969.72	kPa	$\sigma_m =$	692.68	kPa
---------------	-------------	----------	-----	--------------	--------	-----

$Fs = q_{lim}/\sigma_m = 15.837 \quad \geq \quad 1.80$

Tabella 74: Verifiche di capacità portante alla base del pozzo - Spalla SP1 - SLU SIS

10.5.4 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 = 44
PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.		20.39 (m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO		0.1161 (°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'		4.1317 (cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO		
	lato monte	1.9244 (cm)
	lato valle	3.8999 (cm)
	mezzeria	2.9121 (cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE		9.75 (m)

Tabella 75: Risultati Pozzi-j - Spalla SP1 - Comb SLE – Spostamenti in fondazione

CONVERGENZA RAGGIUNTA

ITERAZIONI ESEGUITE = 37

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.	19.21	(m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO	0.1614	(°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'	5.4090	(cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO		
lato monte	1.2955	(cm)
lato valle	4.0410	(cm)
mezzeria	2.6683	(cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE	9.75	(m)

Tabella 76: Risultati Pozzi-j - Spalla SP1 - Comb SIS SLD – Spostamenti in fondazione

Hpila (m)	9.50	SLE	SIS-SLD	
		D=11.0m	D=11.0m	
	spostam. orizzontale	4.13	5.41	cm
	rotazione	0.12	0.16	(°)
	spostamento totale	0.061	0.081	m

Tabella 77: Risultati Pozzi-j - Spalla SP1 - Comb SLE-SIS SLD – Spostamento orizzontale totale agli appoggi

11.FONDAZIONI A POZZO RAMPA D

11.1 Azioni in fondazione

Per i carichi in fondazione delle strutture con fondazione a pozzo, ovvero le due pile D3 e D4, si fa rimando a quanto già riportato nel par. 8, come fornito dal Progettista Strutturale:

A partire dai carichi ottenuti mediante l'analisi strutturale, 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 D3		
SLE		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
11711.1	395.4821	8741.952
11507	398.0244	9989.959
10766	641.5266	11703.96
11471	637.2647	12674.34
10257.3	383.6244	6825.616
13645.6	363.2263	12241.41
11502.5	627.1447	14553.1
11706.6	620.9328	17011.53
11711.1	395.4821	8741.952
11507	398.0244	9989.959
11292.7	569.5696	13181.21
11360.6	413.9859	6162.014

Tabella 78: Pila D3 - Combinazioni SLE - Azioni di verifica a intradosso fondazione

PILA D3		
SLU GEO		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
11842.1	500.7288	11105.74
12040.5	523.4195	11818.17
11179	822.7216	15412.32
11577.3	831.9824	15647.94
10188.4	481.4087	9758.988
14484.1	472.0093	15103.42
11599.5	794.8915	19211.46
12274.8	801.4865	21147.91
11842.1	500.7288	11105.74
12040.5	523.4195	11818.17
11390	750.3577	16885.17
11846.7	525.3838	9012.513
PILA D3		
SLU STR		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
12042.5	581.0103	12950.97
15546.1	585.7336	14329.74
12258.4	951.7407	17756.24
14007.7	946.7643	18696.56
10118.5	569.9712	10613.75
18397	544.1848	17572.42
11778.6	932.9547	21623.12
15799.8	925.2972	24572.76
12042.5	581.0103	12950.97
15546.1	585.7336	14329.74
11506.8	864.0535	19440.28
15323	616.0809	9557.053

Tabella 79: Pila D3 - Combinazioni SLU - Azioni di verifica a intradosso fondazione

PILA D3		
SISMA SLV		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
10577.23	981.0405	16039.45
10879.17	975.7132	17904.29
10579.33	982.0323	15622.42
10876.97	976.6361	17476.51
10318.11	905.1886	13802.49
11136.49	890.9556	15568.71
10461.63	979.6765	16049.55
10994.77	974.3152	17923.47
10577.23	981.0405	16039.45
10879.17	975.7132	17904.29
10424.21	924.3283	14211.56
11032.19	918.751	16119.58
PILA D3		
SISMA SLD		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
10705.81	433.0731	6646.094
10750.59	427.9376	8481.139
10707.91	433.8835	6244.209
10748.39	428.5883	8050.948
10460.62	391.133	5189.757
10993.98	376.9394	6903.483
10590.21	431.6028	6647.466
10866.19	426.3888	8503.575
10705.81	433.0731	6646.094
10750.59	427.9376	8481.139
10566.72	410.3276	5603.438
10889.68	404.8771	7451.444

Tabella 80: Pila D3 - Combinazioni SISMA - Azioni di verifica a intradosso fondazione

PILA D4		
SLE		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
7045.11	363.4949	2821.974
7280.41	396.6546	3080.899
6964.29	359.2866	2788.167
7410.14	383.8212	2979.6
5755.78	207.0721	1606.882
9090.23	215.4313	1672.694
6964.29	359.2866	2788.167
7410.14	383.8212	2979.6
7045.11	363.4949	2821.974
7280.41	396.6546	3080.899
6746.08	373.4283	2898.543
6761.29	175.8066	1362.788

Tabella 81: Pila D4 - Combinazioni SLE - Azioni di verifica a intradosso fondazione

PILA D4		
SLU GEO		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
7380.1	488.6785	3794.656
7433.97	501.4918	3894.449
7084.9	464.3202	3603.191
7785.42	479.7116	3723.228
5563.55	286.5094	2224.398
9848.37	272.0164	2111.543
7084.9	464.3202	3603.191
7785.42	479.7116	3723.228
7380.1	488.6785	3794.656
7433.97	501.4918	3894.449
7160.3	476.5181	3698.452
6716.03	238.0015	1845.364
PILA D4		
SLU STR		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
9490.12	541.5251	4203.785
7666.15	581.1624	4513.302
7253.94	536.5844	4163.986
9968.38	567.4959	4405.219
5629.07	310.7815	2411.649
12229.2	315.8962	2452.256
7253.94	536.5844	4163.986
9968.38	567.4959	4405.219
9490.12	541.5251	4203.785
7666.15	581.1624	4513.302
8185.08	551.8656	4283.314
7869.84	264.8079	2052.671

Tabella 82: Pila D4 - Combinazioni SLU - Azioni di verifica a intradosso fondazione

PILA D4		
SISMA SLV		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
6010.759	432.4719	3343.888
6502.561	469.9077	3636.349
5932.304	416.7203	3232.949
6581.016	438.6829	3403.613
5891.299	412.7845	3188.789
6626.021	455.6185	3523.811
5932.304	416.7203	3232.949
6581.016	438.6829	3403.613
6010.759	432.4719	3343.888
6502.561	469.9077	3636.349
6210.434	403.9994	3131.95
6302.876	433.2898	3360.179
PILA D4		
SISMA SLD		
N	H	M
[kN]	[kN]	[kNm]
6127.26	183.8552	1421.394
6386.061	222.3056	1721.635
6037.706	172.9339	1341.98
6475.614	188.9537	1465.862
6007.8	162.1515	1250.257
6509.521	205.65	1590.548
6037.706	172.9339	1341.98
6475.614	188.9537	1465.862
6127.26	183.8552	1421.394
6386.061	222.3056	1721.635
6315.836	155.1244	1200.748
6197.474	188.6756	1462.431

Tabella 83: Pila D4 - 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, è stata aggiunta una spinta uniformemente distribuita lungo il fusto del pozzo stesso.

Le condizioni geometriche di riferimento per la pila D3 sono riportate nella Figura seguente:

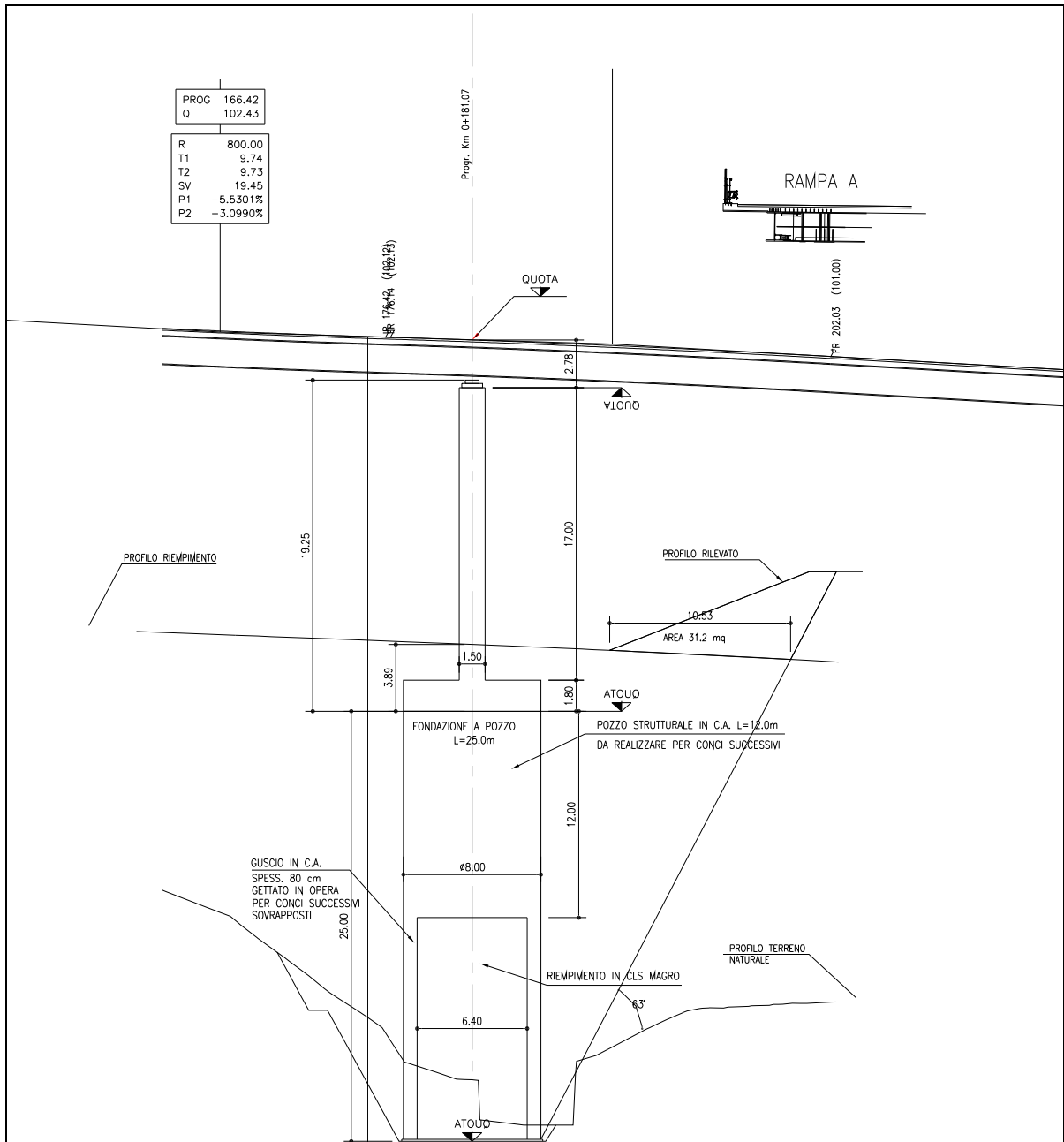


Figura 19: Schema geometrico del pozzo Pila D3

I valori della spinta aggiuntiva da inserire nelle diverse combinazioni di carico, sempre per la pila C1, sono riportati nello schema seguente:

Impronta carico L	10.53	m
Area carico A	31.2	m ²
Sovraccarico q	59.26	kPa
Diametro pozzo D	8.00	m
Hsommità	0	m
Hbase	30	m
Ka STR-SLE	0.2710	
Ka STR SIS	0.4268	
Ka GEO	0.3434	
Ka GEO SIS	0.5248	
Ka GEO SIS-SLD	0.4161	
SLE	128.5	kN/m
	128.5	kN/m
GEO	162.8	kN/m
	162.8	kN/m
STR	167.0	kN/m
	167.0	kN/m
GEO SIS-SLD	197.3	kN/m
	197.3	kN/m
GEO SIS-SLV	248.8	kN/m
	248.8	kN/m

Tabella 84: Pila D3 - Spinte aggiuntive dovute alla dissimmetria del carico

Le condizioni geometriche di riferimento per la pila D4 sono riportate nella Figura seguente:

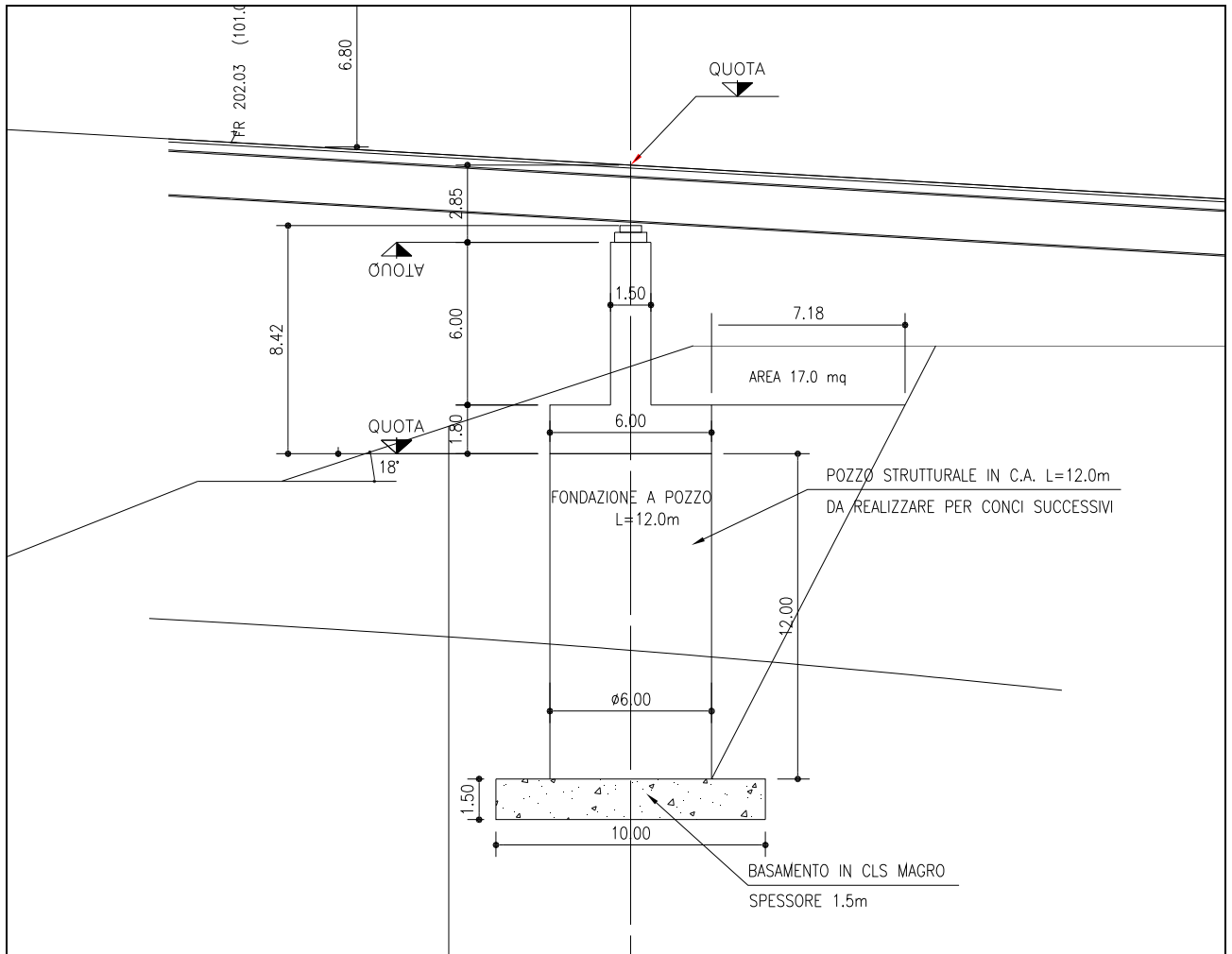


Figura 20: Schema geometrico del pozzo pila D4

Impronta carico L	7.18	m
Area carico A	17	mq
Sovraccarico q	47.35	kPa
Diametro pozzo D	6.00	m
Hsommità	0	m
Hbase	30	m
Ka STR-SLE	0.2710	
Ka STR SIS	0.4268	
Ka GEO	0.3434	
Ka GEO SIS	0.5248	
Ka GEO SIS-SLD	0.4161	
SLE	77.0	kN/m
	77.0	kN/m
GEO	97.6	kN/m
	97.6	kN/m
STR	100.1	kN/m
	100.1	kN/m
GEO SIS-SLD	118.2	kN/m
	118.2	kN/m
GEO SIS-SLV	149.1	kN/m
	149.1	kN/m

Tabella 85: Pila D4 - Spinte aggiuntive dovute alla dissimmetria del carico

11.2 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 25m	1	20	35	0.0

Tabella 86: 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 il pozzo.

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	V_s	E_0	$\tau_{lim\ gran}$
(m)	(m/s)	(MPa)	(kPa)
1.5	150	119	9.06
4.5	180	172	27.18
7.5	210	234	45.29
10.5	240	305	59.40
13.5	270	386	59.40
16.5	300	477	59.40
19.5	330	577	59.40
22.25	360	687	59.40

Tabella 87: Codice Pozzi-j - Dati di input – Modulo iniziale e attrito unitario limite pila D3

Z	V_s	E_0	$\tau_{lim\ gran}$
(m)	(m/s)	(MPa)	(kPa)
1.0	150	119	6.0
3.0	165	144	18.1
5.0	180	172	30.2
7.0	195	202	42.3
8.5	210	234	51.3
9.5	225	268	57.4
10.5	240	305	59.4
11.5	255	345	59.4

Tabella 88: Codice Pozzi-j - Dati di input – Modulo iniziale e attrito unitario limite pila D4

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 89: 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)	z_w (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	25.00	0.0	30.0	0.0	0.0	4.8	0	7.0	0	0.00	0
	0.75	0.09			15.0				4.9	72	8.1	0	0.75	72
	1.50	0.19			30.0				5.0	147	9.1	0	1.50	147
	2.25	0.28			45.0				5.1	226	10.2	0	2.25	226
D	3.00	0.38	20.0	25.00	60.0	30.0	0.0	0.0	5.2	309	11.2	0	3.00	309
	3.75	0.47			75.0				5.4	394	12.1	0	3.75	394
	4.50	0.56			90.0				5.5	483	13.0	0	4.50	483
	5.25	0.66			105.0				5.6	576	13.9	0	5.25	576
D	6.00	0.75	20.0	25.00	120.0	30.0	0.0	0.0	5.7	671	14.7	0	6.00	671
	6.75	0.84			135.0				5.8	769	15.6	0	6.75	769
	7.50	0.94			150.0				5.9	871	16.3	0	7.50	871
	8.25	1.03			165.0				6.0	975	17.1	0	8.25	975
D	9.00	1.13	20.0	25.00	180.0	30.0	0.0	0.0	6.1	1,082	17.8	0	9.00	1,082
	9.75	1.22			195.0				6.2	1,191	18.6	0	9.75	1,191
	10.50	1.31			210.0				6.3	1,304	19.2	0	10.50	1,304
	11.25	1.41			225.0				6.4	1,418	19.9	0	11.25	1,418
D	12.00	1.50	20.0	25.00	240.0	30.0	0.0	0.0	6.5	1,536	20.6	0	12.00	1,536
	12.75	1.59			255.0				6.6	1,655	21.2	0	12.75	1,655
	13.50	1.69			270.0				6.7	1,777	21.8	0	13.50	1,777
	14.25	1.78			285.0				6.8	1,902	22.4	0	14.25	1,902
D	15.00	1.88	20.0	25.00	300.0	30.0	0.0	0.0	6.9	2,028	23.0	0	15.00	2,028
	15.75	1.97			315.0				7.0	2,157	23.5	0	15.75	2,157
	16.50	2.06			330.0				7.1	2,288	24.1	0	16.50	2,288
	17.25	2.16			345.0				7.2	2,421	24.6	0	17.25	2,421
D	18.00	2.25	20.0	25.00	360.0	30.0	0.0	0.0	7.2	2,556	25.1	0	18.00	2,556
	18.75	2.34			375.0				7.3	2,693	25.6	0	18.75	2,693
	19.50	2.44			390.0				7.4	2,832	26.1	0	19.50	2,832
	20.25	2.53			405.0				7.5	2,973	26.5	0	20.25	2,973
D	21.00	2.63	20.0	25.00	420.0	30.0	0.0	0.0	7.6	3,116	27.0	0	21.00	3,116
	22.00	2.75			440.0				7.7	3,309	27.6	0	22.00	3,309
	23.00	2.88			460.0				7.8	3,506	28.2	0	23.00	3,506
	24.00	3.00			480.0				7.9	3,705	28.7	0	24.00	3,705
	25.00	3.13			500.0			8.0	3,907	29.2	0	25.00	3,907	

Tabella 90: Reazioni limite Plim del terreno - Pila D3

Condizioni	z (m)	z/B (-)	γ (kN/m ³)	z_w (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	12.00	0.0	30.0	0.0	0.0	4.8	0	7.0	0	0.00	0	
	0.50	0.08			10.0				4.9	25		8.0	0	0.50	25
	1.00	0.17			20.0				5.0	52		8.9	0	1.00	52
	1.50	0.25			30.0				5.1	79		9.8	0	1.50	79
D	2.00	0.33	20.0	12.00	40.0	30.0	0.0	0.0	5.2	108	10.7	0	2.00	108	
	2.50	0.42			50.0				5.3	138		11.6	0	2.50	138
	3.00	0.50			60.0				5.4	169		12.4	0	3.00	169
	3.50	0.58			70.0				5.5	200		13.2	0	3.50	200
D	4.00	0.67	20.0	12.00	80.0	30.0	0.0	0.0	5.6	233	14.0	0	4.00	233	
	4.50	0.75			90.0				5.7	267		14.7	0	4.50	267
	5.00	0.83			100.0				5.8	302		15.5	0	5.00	302
	5.50	0.92			110.0				5.9	337		16.2	0	5.50	337
D	6.00	1.00	20.0	12.00	120.0	30.0	0.0	0.0	6.0	374	16.9	0	6.00	374	
	6.50	1.08			130.0				6.1	411		17.5	0	6.50	411
	7.00	1.17			140.0				6.2	450		18.2	0	7.00	450
	7.50	1.25			150.0				6.3	489		18.8	0	7.50	489
D	8.00	1.33	20.0	12.00	160.0	30.0	0.0	0.0	6.4	529	19.4	0	8.00	529	
	8.25	1.38			165.0				6.4	549		19.7	0	8.25	549
	8.50	1.42			170.0				6.4	570		20.0	0	8.50	570
	8.75	1.46			175.0				6.5	590		20.3	0	8.75	590
D	9.00	1.50	20.0	12.00	180.0	30.0	0.0	0.0	6.5	611	20.6	0	9.00	611	
	9.25	1.54			185.0				6.6	632		20.8	0	9.25	632
	9.50	1.58			190.0				6.6	653		21.1	0	9.50	653
	9.75	1.63			195.0				6.7	675		21.4	0	9.75	675
D	10.00	1.67	20.0	12.00	200.0	30.0	0.0	0.0	6.7	696	21.7	0	10.00	696	
	10.25	1.71			205.0				6.7	718		21.9	0	10.25	718
	10.50	1.75			210.0				6.8	740		22.2	0	10.50	740
	10.75	1.79			215.0				6.8	762		22.5	0	10.75	762
D	11.00	1.83	20.0	12.00	220.0	30.0	0.0	0.0	6.9	785	22.7	0	11.00	785	
	11.25	1.88			225.0				6.9	807		23.0	0	11.25	807
	11.50	1.92			230.0				6.9	830		23.2	0	11.50	830
	11.75	1.96			235.0				7.0	853		23.5	0	11.75	853
	12.00	2.00			240.0				7.0	876	23.7	0	12.00	876	

Tabella 91: Reazioni limite Plim del terreno - Pila D4

Nel valutare le reazioni del terreno si è operato nel modo seguente:

- si è tenuto conto di un angolo di inclinazione del terreno lato vale, qualora questo non sia orizzontale;
- in condizioni sismiche la resistenza del terreno 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_{cu}	=	1,40
---------------	---	------	------------	---	------	---------------	---	------

Il terreno di fondazione dei pozzi è costituito dal substrato FAN, inoltre sulle Tavole di Progetto è stata inserita la prescrizione di realizzare un'eventuale sottofondazione in cls magro in maniera tale da asportare l'eventuale coltre allentata e garantire l'appoggio sulla formazione rocciosa.

Tenendo conto del fatto che le verifiche di capacità portante, seppure vengano allegate per completezza, non sono dimensionanti per questo tipo di opere, per il terreno di fondazione sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici caratteristici cautelativi:

$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ peso di volume

$\varphi = 30^\circ$ angolo d'attrito

11.3 Risultati Pila D3**11.3.1 Premessa**

La geometria di calcolo del pozzo di fondazione è illustrata nella seguente Figura 18.

Nel caso in esame si ha:

D diametro del pozzo circolare	8.0 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	25.0m
β inclinazione del piano campagna	0°

11.3.2 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	642	17,012	13,646
1.00	1	652	17,651	14,723
2.00	1	666	18,302	15,800
3.00	1	683	18,970	16,877
4.00	2	587	19,582	17,595
5.00	2	498	20,102	18,313
6.00	2	418	20,537	19,031
7.00	3	238	20,828	19,390
8.00	3	72	20,946	19,749
9.00	3	-80	20,904	20,108
10.00	4	-317	20,657	20,188
11.00	4	-534	20,182	20,267
12.00	4	-729	19,501	20,346
13.00	5	-988	18,593	20,426
14.00	5	-1,216	17,442	20,505
15.00	5	-1,409	16,080	20,585
16.00	6	-1,637	14,507	20,664
17.00	6	-1,813	12,733	20,744
18.00	6	-1,931	10,812	20,823
19.00	7	-2,023	8,786	20,902
20.00	7	-2,013	6,719	20,982
20.34	7	-1,980	6,028	21,009
21.00	7	-1,859	4,724	21,061
22.00	8	-1,545	2,973	21,141
23.00	8	-1,119	1,592	21,220
24.00	8	-600	683	21,300
25.00	8	0	334	21,379

Tabella 92: Risultati Pozzi-j - Pila D3 - Comb SLE

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	832	21,148	14,484
1.00	1	850	21,978	15,558
2.00	1	872	22,828	16,631
3.00	1	898	23,702	17,705
4.00	2	780	24,508	18,413
5.00	2	671	25,201	19,121
6.00	2	572	25,789	19,828
7.00	3	347	26,193	20,170
8.00	3	139	26,381	20,512
9.00	3	-52	26,369	20,854
10.00	4	-354	26,093	20,911
11.00	4	-629	25,529	20,968
12.00	4	-877	24,704	21,025
13.00	5	-1,209	23,589	21,082
14.00	5	-1,502	22,161	21,139
15.00	5	-1,752	20,462	21,196
16.00	6	-2,049	18,489	21,252
17.00	6	-2,282	16,251	21,309
18.00	6	-2,444	13,816	21,366
19.00	7	-2,577	11,233	21,423
20.00	7	-2,582	8,581	21,480
20.38	7	-2,538	7,585	21,502
21.00	7	-2,392	6,008	21,537
22.00	8	-1,986	3,746	21,594
23.00	8	-1,437	1,962	21,651
24.00	8	-770	786	21,708
25.00	8	-3	327	21,765

Tabella 93: Risultati Pozzi-j - Pila D3 - Comb SLU GEO

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	952	24,573	18,397
1.00	1	961	25,517	19,452
2.00	1	974	26,471	20,506
3.00	1	992	27,442	21,561
4.00	2	854	28,326	22,212
5.00	2	726	29,077	22,863
6.00	2	608	29,705	23,514
7.00	3	354	30,122	23,761
8.00	3	118	30,294	24,008
9.00	3	-99	30,239	24,256
10.00	4	-436	29,887	24,188
11.00	4	-744	29,212	24,121
12.00	4	-1,023	28,243	24,054
13.00	5	-1,393	26,950	23,987
14.00	5	-1,720	25,308	23,919
15.00	5	-2,001	23,363	23,852
16.00	6	-2,330	21,113	23,785
17.00	6	-2,590	18,568	23,718
18.00	6	-2,771	15,803	23,650
19.00	7	-2,914	12,876	23,583
20.00	7	-2,910	9,879	23,516
20.22	7	-2,880	9,213	23,501
21.00	7	-2,674	6,991	23,449
22.00	8	-2,206	4,466	23,381
23.00	8	-1,587	2,485	23,314
24.00	8	-844	1,184	23,247
25.00	8	7	681	23,180

Tabella 94: Risultati Pozzi-j - Pila D3 - Comb SLU STR

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	982	17,923	11,136
1.00	1	1,062	18,926	12,227
2.00	1	1,146	20,011	13,317
3.00	1	1,235	21,183	14,407
4.00	2	1,148	22,317	15,164
5.00	2	1,071	23,369	15,921
6.00	2	1,005	24,349	16,679
7.00	3	783	25,147	17,103
8.00	3	579	25,732	17,527
9.00	3	394	26,123	17,951
10.00	4	70	26,229	18,116
11.00	4	-226	26,026	18,281
12.00	4	-492	25,541	18,446
13.00	5	-870	24,735	18,611
14.00	5	-1,204	23,572	18,776
15.00	5	-1,494	22,098	18,941
16.00	6	-1,857	20,297	19,106
17.00	6	-2,153	18,166	19,271
18.00	6	-2,376	15,776	19,436
19.00	7	-2,600	13,163	19,601
20.00	7	-2,701	10,386	19,766
21.00	7	-2,640	7,590	19,931
21.16	8	-2,606	7,150	19,958
22.00	8	-2,262	5,000	20,096
23.00	8	-1,647	2,920	20,261
24.00	8	-872	1,535	20,426
25.00	8	32	989	20,591

Tabella 95: Risultati Pozzi-j - Pila D3 - Comb SIS SLV

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	1	434	8,504	10,994
1.00	1	550	8,984	12,084
2.00	1	670	9,583	13,174
3.00	1	794	10,303	14,264
4.00	2	781	11,055	15,022
5.00	2	776	11,799	15,779
6.00	2	779	12,541	16,536
7.00	3	661	13,203	16,960
8.00	3	556	13,753	17,385
9.00	3	466	14,206	17,809
10.00	4	265	14,495	17,974
11.00	4	85	14,594	18,139
12.00	4	-72	14,525	18,304
13.00	5	-321	14,252	18,469
14.00	5	-538	13,747	18,634
15.00	5	-722	13,040	18,799
16.00	6	-972	12,117	18,964
17.00	6	-1,174	10,969	19,129
18.00	6	-1,325	9,643	19,294
19.00	7	-1,494	8,158	19,459
20.00	7	-1,584	6,543	19,624
21.00	7	-1,581	4,884	19,789
22.00	8	-1,478	3,278	19,954
22.11	8	-1,452	3,108	19,972
23.00	8	-1,130	1,892	20,119
24.00	8	-613	944	20,284
25.00	8	23	573	20,449

Tabella 96: Risultati Pozzi-j - Pila D3 - Comb SIS SLD

11.3.3 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).

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)		
20	24.79	0.433	0.00	25.00		
B (m)	L (m)	e_B (m)	e_L (m)	B' (m)	L' (m)	
7.09	7.09	0.02	0	7.06	7.09	
H_B (kN)	H_L (kN)	N (kN)				
2.93	0	21764.86				
N_γ (-)	N_q (-)	N_c (-)				
10.56	10.43	20.42				
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 :

$(i_\gamma)_B = 1.000$	$(i_\gamma)_L = 1.000$
$(i_q)_B = 1.000$	$(i_q)_L = 1.000$
$(i_c)_B = 1.000$	$(i_c)_L = 1.000$
$(s_\gamma)_B = 0.602$	$(s_\gamma)_L = 0.600$
$(s_q)_B = 1.417$	$(s_q)_L = 1.421$
$(s_c)_B = 1.462$	$(s_c)_L = 1.466$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$
$(d_q)_B = 1.404$	$(d_q)_L = 1.403$
$(d_c)_B = 1.446$	$(d_c)_L = 1.446$
$(b_\gamma)_B = 1.000$	$(b_\gamma)_L = 1.000$
$(b_q)_B = 1.000$	$(b_q)_L = 1.000$
$(b_c)_B = 1.000$	$(b_c)_L = 1.000$
$(g_\gamma)_B = 1.000$	$(g_\gamma)_L = 1.000$
$(g_q)_B = 1.000$	$(g_q)_L = 1.000$
$(g_c)_B = 1.000$	$(g_c)_L = 1.000$

→ $q_{lim} = 10848.45 \text{ kPa}$ $\sigma_m = 434.84 \text{ kPa}$

$F_s = q_{lim}/\sigma_m = 24.948 \geq 1.80$

Tabella 97: Verifiche di capacità portante alla base del pozzo - Pila D3 - 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)		
20	24.79	0.433	0.00	25.00		
B (m)	L (m)	e_B (m)	e_L (m)	B' (m)	L' (m)	
7.09	7.09	0.05	0	6.99	7.09	
H_B (kN)	H_L (kN)	N (kN)				
32.30	0	20591.28				
N_γ (-)	N_q (-)	N_c (-)				
10.56	10.43	20.42				
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 :

$(i_\gamma)_B = 0.995$	$(i_\gamma)_L = 1.000$
$(i_q)_B = 0.996$	$(i_q)_L = 1.000$
$(i_c)_B = 0.996$	$(i_c)_L = 1.000$
$(s_\gamma)_B = 0.608$	$(s_\gamma)_L = 0.600$
$(s_q)_B = 1.412$	$(s_q)_L = 1.425$
$(s_c)_B = 1.456$	$(s_c)_L = 1.470$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$
$(d_q)_B = 1.404$	$(d_q)_L = 1.403$
$(d_c)_B = 1.447$	$(d_c)_L = 1.446$
$(b_\gamma)_B = 1.000$	$(b_\gamma)_L = 1.000$
$(b_q)_B = 1.000$	$(b_q)_L = 1.000$
$(b_c)_B = 1.000$	$(b_c)_L = 1.000$
$(g_\gamma)_B = 1.000$	$(g_\gamma)_L = 1.000$
$(g_q)_B = 1.000$	$(g_q)_L = 1.000$
$(g_c)_B = 1.000$	$(g_c)_L = 1.000$

→ $q_{lim} = 10875.30 \text{ kPa}$ $\sigma_m = 415.28 \text{ kPa}$

$F_s = q_{lim}/\sigma_m = 26.188 \geq 1.80$

Tabella 98: Verifiche di capacità portante alla base del pozzo - Pila D3 - SLU SIS

11.3.4 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 = 15
PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.		20.34 (m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO		0.0053 (°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'		0.1894 (cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO		
	lato monte	1.3647 (cm)
	lato valle	1.4307 (cm)
	mezzeria	1.3977 (cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE		7.09 (m)

Tabella 99: Risultati Pozzi-j - Pila D3 - Comb SLE – Spostamenti in fondazione

CONVERGENZA RAGGIUNTA		ITERAZIONI ESEGUITE = 22
PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.		22.11 (m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO		0.0082 (°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'		0.3182 (cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO		
	lato monte	1.2451 (cm)
	lato valle	1.3471 (cm)
	mezzeria	1.2961 (cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE		7.09 (m)

Tabella 100: Risultati Pozzi-j - Pila D3 - Comb SIS SLD – Spostamenti in fondazione

Hpila (m)	19.25		SLE	SIS-SLD	
			D=8.0m	D=8.0m	
	spostam. orizzontale		0.19	0.32	cm
	rotazione		0.01	0.01	(°)
	spostamento totale		0.004	0.006	m

Tabella 101: Risultati Pozzi-j - Pila D3 - Comb SLE-SIS SLD - Spostamento orizzontale totale agli appoggi

11.4 Risultati Pila D4**11.4.1 Premessa**

La geometria di calcolo del pozzo di fondazione è illustrata nella Figura 18.

Nel caso in esame si ha:

D diametro del pozzo circolare	6.0 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	12.0m
β inclinazione del piano campagna	0°

11.4.2 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	397	3,081	9,090
0.86	NON REAGENTE	397	3,424	9,701
1.00	1	390	3,476	9,782
2.00	1	347	3,830	10,382
3.00	2	200	4,060	10,769
4.00	2	71	4,153	11,156
5.00	3	-124	4,055	11,329
6.00	3	-289	3,777	11,502
7.00	4	-485	3,290	11,462
8.00	4	-629	2,632	11,422
9.00	5	-739	1,827	11,222
9.68	6	-756	1,230	11,014
10.00	6	-710	948	10,915
11.00	7	-435	234	10,572
12.00	8	-6	-128	10,229

Tabella 102: Risultati Pozzi-j - Pila D4 - Comb SLE

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	NON REAGENTE	501	3,894	9,848
0.86	NON REAGENTE	501	4,328	10,459
1.00	1	494	4,393	10,540
2.00	1	445	4,841	11,134
3.00	2	266	5,133	11,503
4.00	2	108	5,257	11,872
5.00	3	-133	5,140	12,015
6.00	3	-337	4,799	12,159
7.00	4	-581	4,193	12,077
8.00	4	-762	3,375	11,995
9.00	5	-902	2,364	11,745
9.70	6	-927	1,578	11,489
10.00	6	-876	1,253	11,381
11.00	7	-534	341	10,980
12.00	8	0	-133	10,579

Tabella 103: Risultati Pozzi-j - Pila D4 - Comb SLU GEO

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	NON REAGENTE	581	4,513	12,229
0.86	NON REAGENTE	581	5,015	12,840
1.00	1	570	5,092	12,919
2.00	1	493	5,616	13,501
3.00	2	261	5,972	13,832
4.00	2	55	6,108	14,164
5.00	3	-250	5,974	14,246
6.00	3	-509	5,558	14,327
7.00	4	-814	4,846	14,159
8.00	4	-1,038	3,869	13,990
9.00	5	-1,204	2,686	13,634
9.52	6	-1,224	2,016	13,383
10.00	6	-1,114	1,424	13,153
11.00	7	-674	458	12,630
12.00	8	-9	45	12,107

Tabella 104: Risultati Pozzi-j - Pila D4 - Comb SLU STR

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	NON REAGENTE	470	3,636	6,626
0.86	NON REAGENTE	470	4,042	7,237
1.00	1	468	4,102	7,321
2.00	1	461	4,537	7,941
3.00	2	318	4,836	8,388
4.00	2	196	5,003	8,834
5.00	3	-21	4,939	9,107
6.00	3	-201	4,678	9,380
7.00	4	-432	4,150	9,480
8.00	4	-603	3,421	9,579
9.00	5	-752	2,487	9,549
10.00	6	-808	1,420	9,431
10.17	7	-794	1,236	9,407
11.00	7	-523	441	9,285
12.00	8	10	-112	9,139

Tabella 105: Risultati Pozzi-j - Pila D4 - Comb SIS SLV

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	NON REAGENTE	222	1,722	6,510
0.86	NON REAGENTE	222	1,914	7,120
1.00	1	224	1,942	7,205
2.00	1	238	2,159	7,826
3.00	2	161	2,318	8,277
4.00	2	97	2,406	8,728
5.00	3	-28	2,372	9,009
6.00	3	-129	2,224	9,289
7.00	4	-267	1,930	9,399
8.00	4	-365	1,518	9,509
9.00	5	-453	992	9,491
10.00	6	-489	390	9,387
10.39	7	-470	149	9,336
11.00	7	-342	-181	9,255
12.00	8	-1	-488	9,123

Tabella 106: Risultati Pozzi-j - Pila D4 - Comb SIS SLD

11.4.3 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)		
20	24.79	0.433	0.00	12.00		
B (m)	L (m)	e_B (m)	e_L (m)	B' (m)	L' (m)	
5.32	5.32	0.01	0	5.29	5.32	
H_B (kN)	H_L (kN)	N (kN)				
0.37	0	10579				
N_γ (-)	N_q (-)	N_c (-)				
10.56	10.43	20.42				
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 :

$(i_\gamma)_B = 1.000$	$(i_\gamma)_L = 1.000$
$(i_q)_B = 1.000$	$(i_q)_L = 1.000$
$(i_c)_B = 1.000$	$(i_c)_L = 1.000$
$(s_\gamma)_B = 0.602$	$(s_\gamma)_L = 0.600$
$(s_q)_B = 1.417$	$(s_q)_L = 1.421$
$(s_c)_B = 1.462$	$(s_c)_L = 1.466$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$
$(d_q)_B = 1.360$	$(d_q)_L = 1.359$
$(d_c)_B = 1.398$	$(d_c)_L = 1.397$
$(b_\gamma)_B = 1.000$	$(b_\gamma)_L = 1.000$
$(b_q)_B = 1.000$	$(b_q)_L = 1.000$
$(b_c)_B = 1.000$	$(b_c)_L = 1.000$
$(g_\gamma)_B = 1.000$	$(g_\gamma)_L = 1.000$
$(g_q)_B = 1.000$	$(g_q)_L = 1.000$
$(g_c)_B = 1.000$	$(g_c)_L = 1.000$

→ $q_{lim} = 5173.05 \text{ kPa}$ $\sigma_m = 375.94 \text{ kPa}$

$Fs = q_{lim}/\sigma_m = 13.760 \geq 1.80$

Tabella 107: Verifiche di capacità portante alla base del pozzo - Pila D4 - 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)		
20	24.79	0.433	0.00	12.00		
B (m)	L (m)	e_B (m)	e_L (m)	B' (m)	L' (m)	
5.32	5.32	0.01	0	5.29	5.32	
H_B (kN)	H_L (kN)	N (kN)				
10.06	0	9139				
N_γ (-)	N_q (-)	N_c (-)				
10.56	10.43	20.42				
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 :

$(i_\gamma)_B = 0.996$	$(i_\gamma)_L = 1.000$
$(i_q)_B = 0.997$	$(i_q)_L = 1.000$
$(i_c)_B = 0.997$	$(i_c)_L = 1.000$
$(s_\gamma)_B = 0.603$	$(s_\gamma)_L = 0.600$
$(s_q)_B = 1.416$	$(s_q)_L = 1.421$
$(s_c)_B = 1.460$	$(s_c)_L = 1.466$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$
$(d_q)_B = 1.360$	$(d_q)_L = 1.359$
$(d_c)_B = 1.398$	$(d_c)_L = 1.397$
$(b_\gamma)_B = 1.000$	$(b_\gamma)_L = 1.000$
$(b_q)_B = 1.000$	$(b_q)_L = 1.000$
$(b_c)_B = 1.000$	$(b_c)_L = 1.000$
$(g_\gamma)_B = 1.000$	$(g_\gamma)_L = 1.000$
$(g_q)_B = 1.000$	$(g_q)_L = 1.000$
$(g_c)_B = 1.000$	$(g_c)_L = 1.000$

→ $q_{lim} = 5172.45 \text{ kPa}$ $\sigma_m = 324.71 \text{ kPa}$

$F_s = q_{lim}/\sigma_m = 15.929 \geq 1.80$

Tabella 108: Verifiche di capacità portante alla base del pozzo - Pila D4 - SLU SIS

11.4.4 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 = 28
PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.		9.68 (m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO		0.0362 (°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'		0.6112 (cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO		
	lato monte	1.4939 (cm)
	lato valle	1.8298 (cm)
	mezzeria	1.6619 (cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE		5.32 (m)

Tabella 109: Risultati Pozzi-j - Pila D4 - Comb SLE – Spostamenti in fondazione

CONVERGENZA RAGGIUNTA		ITERAZIONI ESEGUITE = 30
PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.		10.39 (m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO		0.0348 (°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'		0.6306 (cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO		
	lato monte	1.1668 (cm)
	lato valle	1.4895 (cm)
	mezzeria	1.3281 (cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE		5.32 (m)

Tabella 110: Risultati Pozzi-j - Pila D4 - Comb SIS SLD – Spostamenti in fondazione

Hpila (m)	8.42		SLE	SIS-SLD	
			D=6.0m	D=6.0m	
	spostam. orizzontale		0.61	0.63	cm
	rotazione		0.04	0.03	(°)
	spostamento totale		0.011	0.011	m

Tabella 111: Risultati Pozzi-j - Pila D4 - Comb SLE-SIS SLD – Spostamento orizzontale totale agli appoggi

12.FONDAZIONI SU MICROPALI

12.1 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:

Pile D2 e D5					
profondità	γ	τ_{lim}	ϕ	q_b	K
da 0 a 2 m	20	100	35	2000	15000
da 2 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)

12.2 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	$q_{\text{base}} = 4000-4500 \text{ kPa}$	

12.3 Risultati Pila D2

12.3.1 Premessa

Nella Figura 21 è illustrato lo schema della palificata, con il sistema di riferimento globale e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

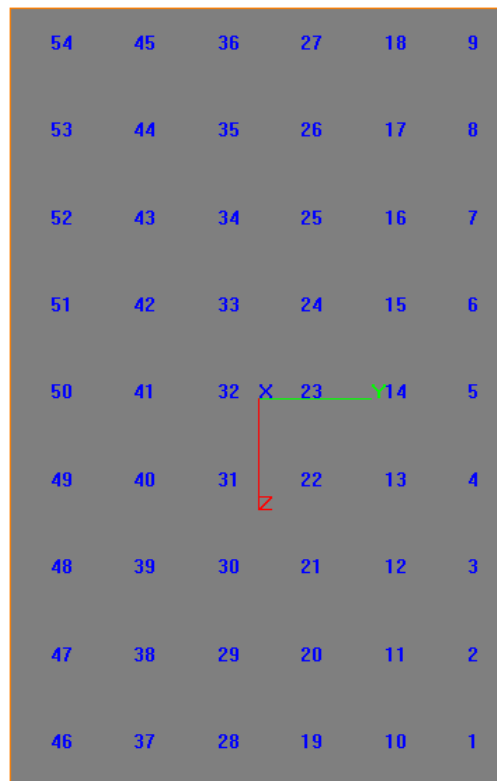


Figura 21: Schema pila

12.3.2 Risultati

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

PILA	SLU GEO	SLU STR	SISMA	SLE
N_{max}	457	567	575	413
N_{min}	63.8	44.8	-118	87.7
M_{max}	-	11.10	20.33	6.95
T_{max}	-	12.30	20.18	8.51

Tabella 112: Massime sollecitazioni di calcolo - Pila D2

12.3.3 Verifiche geotecniche

Le resistenze di progetto R_d , per un micropalo con $D_{perf} = 240\text{mm}$, $L = 15\text{ m}$ (5 + 10) risultano:

Resistenza a compressione (M2): 697 kN

Resistenza a trazione (M2): 575 kn

Le verifiche pertanto risultano soddisfatte

12.3.4 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	567.00	575.00			
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mo}	1.05 -	Taglio	v_s kN/m	12.30	20.18			
Tensione di snervamento	f_{yk}	355 MPa	Momento	m_s kNm/m	11.10	20.33			
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	567.00	575.00	0	0	0
Momento d'inerzia	I	2.99E-04 m ⁴	Taglio	V_{sd} kN	12.30	20.18	0	0	0
Area sezione trasversale	A	6.12E-03 m ²	Momento	M_{sd} kNm	11.10	20.33	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 -	0.274	0.278	0.000	0.000	0.000
A^*_v/A	a_v	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$ kN-m	93	93	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.

12.4 Risultati pila D5

12.4.1 Premessa

Nella Figura 22 è illustrato lo schema della palificata, con il sistema di riferimento globale e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

170	153	136	119	102	85	68	51	34	17
169	152	135	118	101	84	67	50	33	16
168	151	134	117	100	83	66	49	32	15
167	150	133	116	99	82	65	48	31	14
166	149	132	115	98	81	64	47	30	13
165	148	131	114	97	80	63	46	29	12
164	147	130	113	96	79	62	45	28	11
163	146	129	112	95	78	61	44	27	10
162	145	128	111	94	77	60	43	26	9
161	144	127	110	93	76	59	42	25	8
160	143	126	109	92	75	58	41	24	7
159	142	125	108	91	74	57	40	23	6
158	141	124	107	90	73	56	39	22	5
157	140	123	106	89	72	55	38	21	4
156	139	122	105	88	71	54	37	20	3
155	138	121	104	87	70	53	36	19	2
154	137	120	103	86	69	52	35	18	1

Figura 22: Schema pila

12.4.2 Risultati

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

PILA	SLU GEO	SLU STR	SISMA	SLE
N_{max}	987	1190	1210	892
N_{min}	-167	-135	-410	-59.5
M_{max}	-	15.48	20.83	11.46
T_{max}	-	70.85	93.29	52.33

Tabella 113: Massime sollecitazioni di calcolo - Pila D5

12.4.3 Verifiche geotecniche

Le resistenze di progetto R_d , per un micropalo con $D_{perf} = 240\text{mm}$, $L = 21\text{ m}$ (5 + 16) risultano:

Resistenza a compressione (M2): 1331 kN

Resistenza a trazione (M2): 1143 kn

Le verifiche pertanto risultano soddisfatte

12.4.4 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	1190.00	1210.00			
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mo}	1.05 -	Taglio	v_s	kN/m	70.85	93.29			
Tensione di snervamento	f_{yk}	355 MPa	Momento	m_s	kNm/m	15.48	20.83			
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	1190.00	1210.00	0	0	0
Momento d'inerzia	I	1.87E-05 m ⁴	Taglio	V_{sd}	kN	70.85	93.29	0	0	0
Area sezione trasversale	A	6.12E-03 m ²	Momento	M_{sd}	kNm	15.48	20.83	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	$A_w = 2A/\pi$	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	-	0.575	0.585	0.000	0.000	0.000
A^*_v/A	a_v	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$	kN·m	64	62	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.

13.OPERE PROVVISORIALI

L'oggetto del presente paragrafo è il dimensionamento delle opere provvisionali previste a sostegno degli scavi provvisori delle Rampe C e D.

Le opere in oggetto sono costituite da pareti chiodate.

Per maggiori dettagli si fa rimando agli elaborati grafici di Progetto, mentre le planimetrie generali con la posizione di questi scavi sono riportate nelle due Figure seguenti.

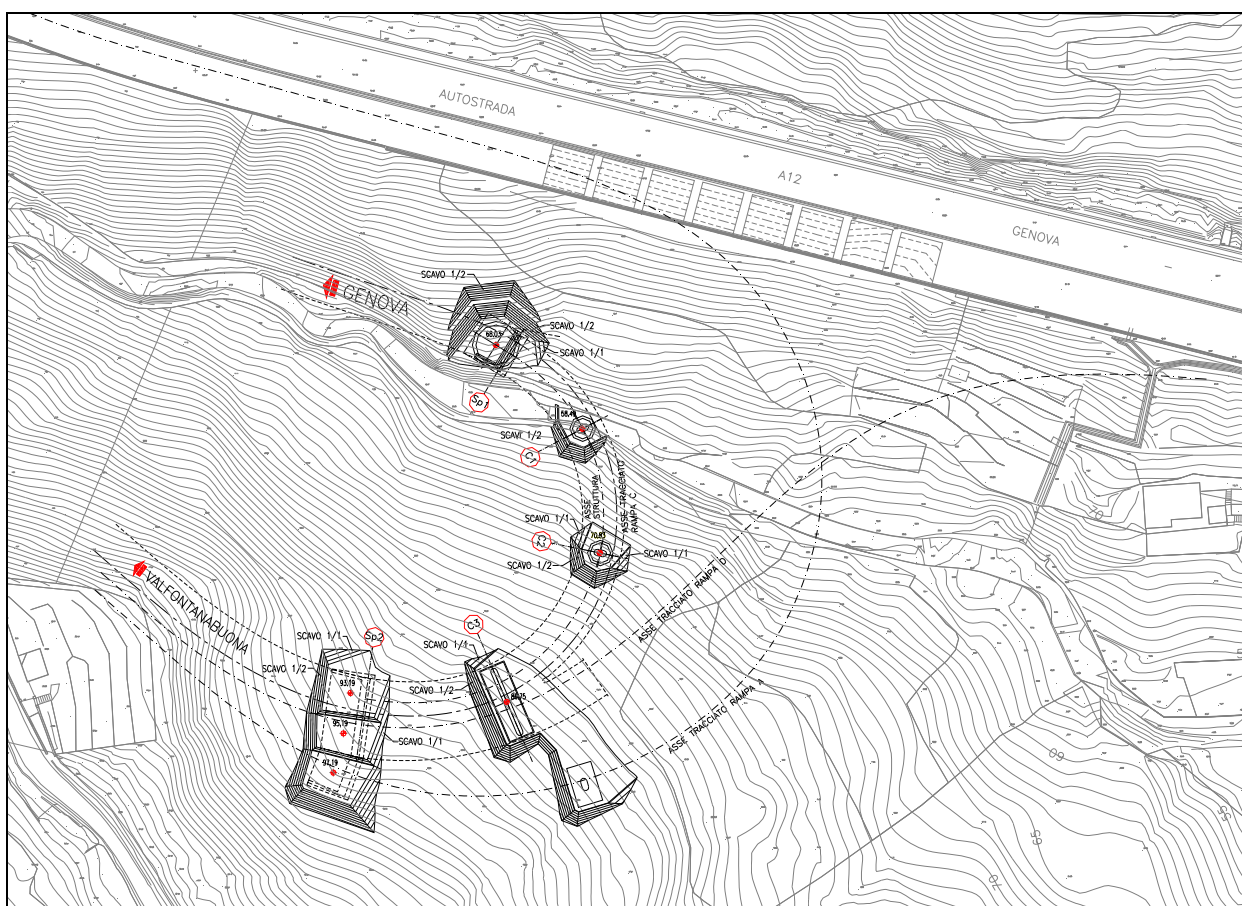


Figura 23: Planimetria generale scavi Rampa C

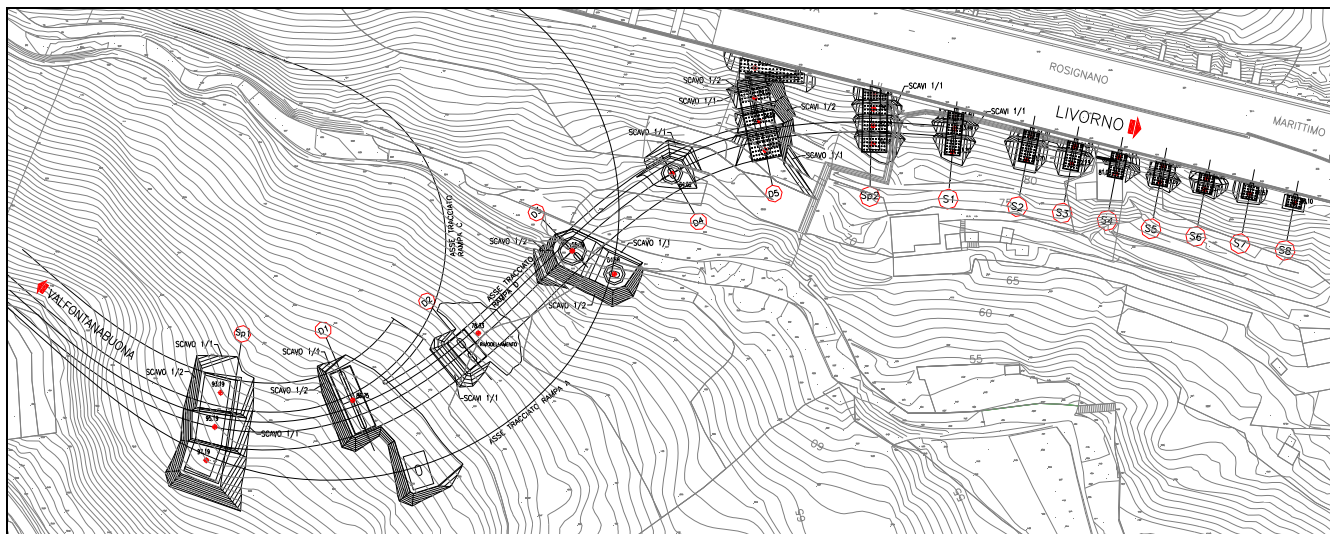


Figura 24: Planimetria generale scavi Rampa D

Si richiama il fatto che, pur trattandosi di opere provvisorie, sono state eseguite cautelativamente anche le verifiche sismiche, tenendo conto anche del fatto che in alcuni casi le sistemazioni finali, in presenza di scarpate ripide, potrebbero non comportare il totale ricoprimento con terreno degli scavi.

13.1 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 ≥ 402 kN;
- Carico ultimo ≥ 442 kN

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

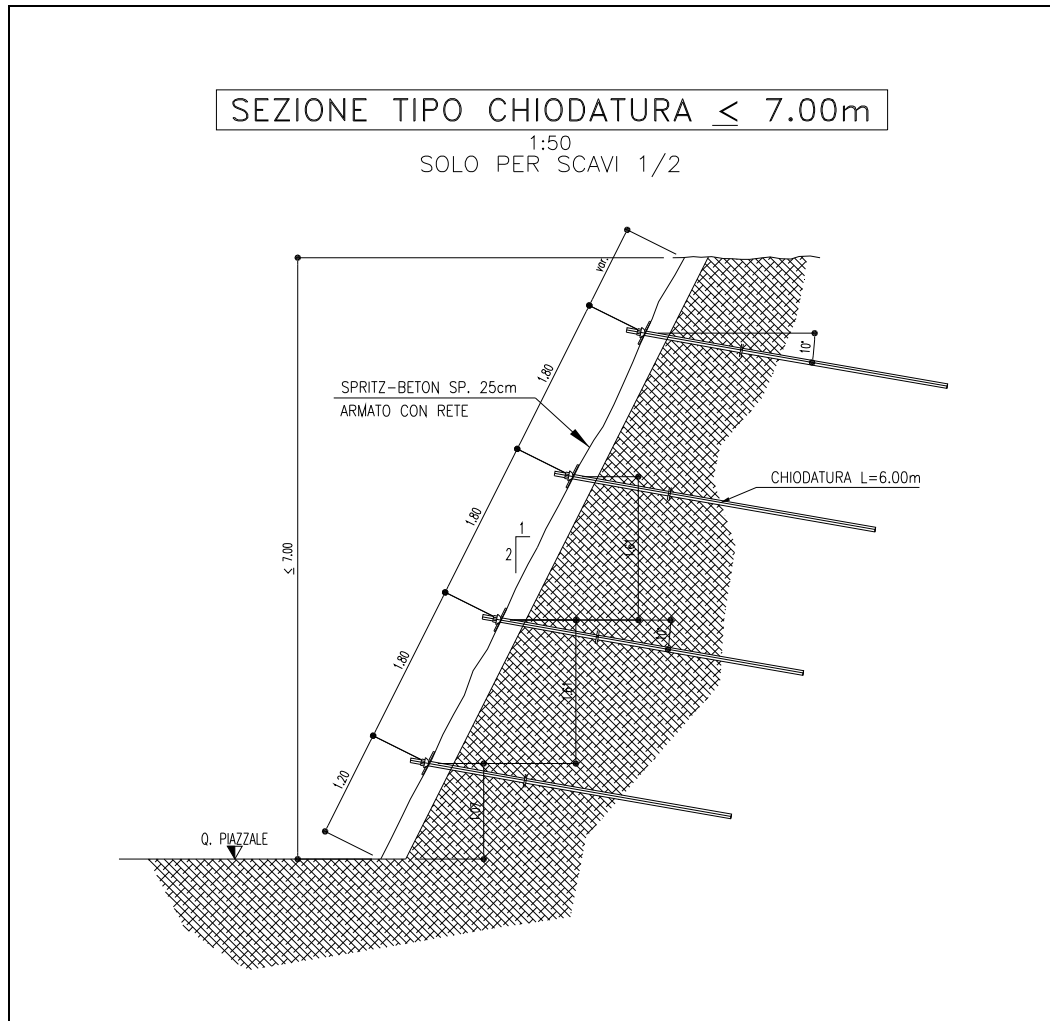


Figura 25: Sezione-tipo per Hscavo ≤ 7.0 m

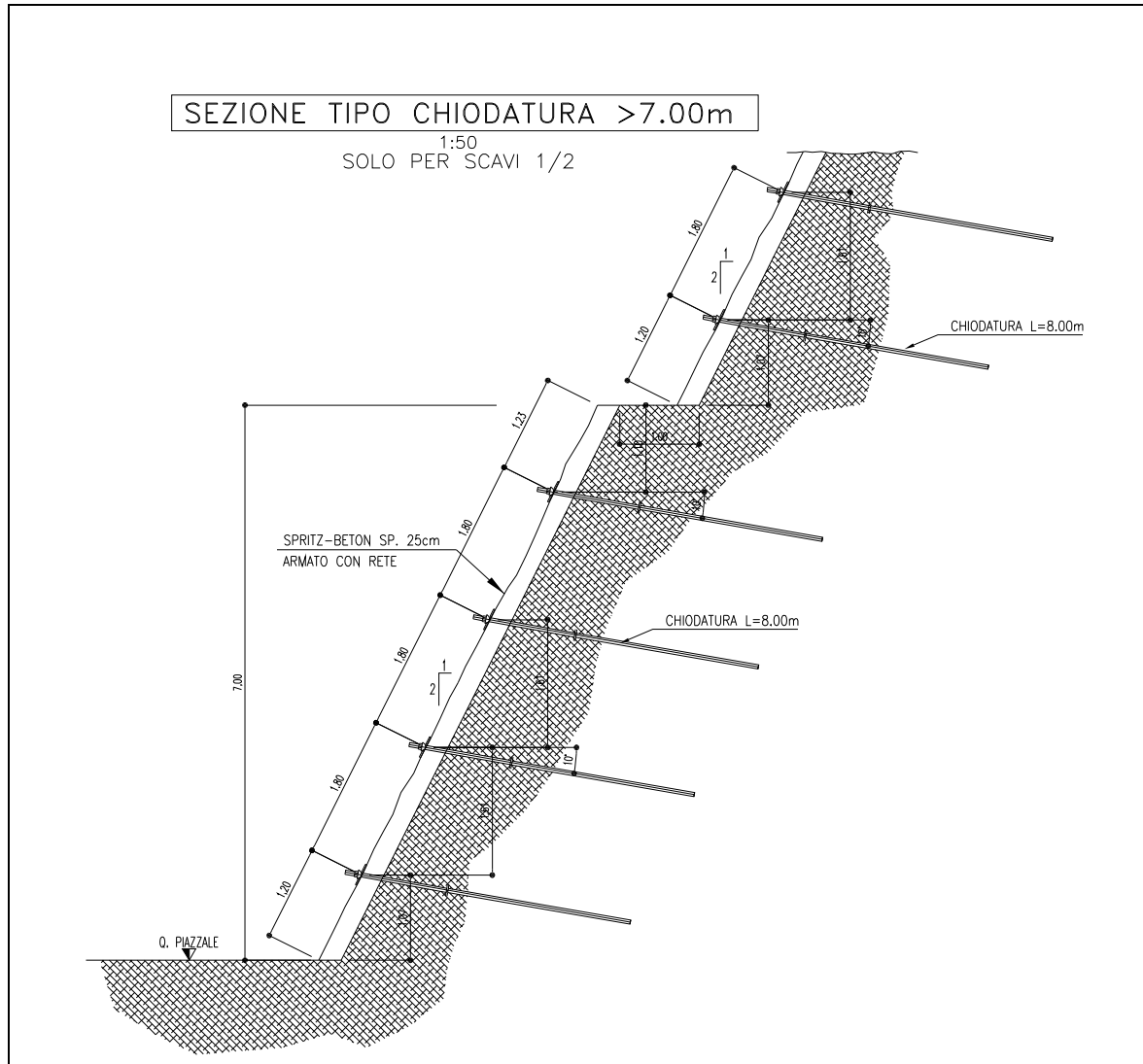


Figura 26: Sezione-tipo per Hscavo > 7.0 m

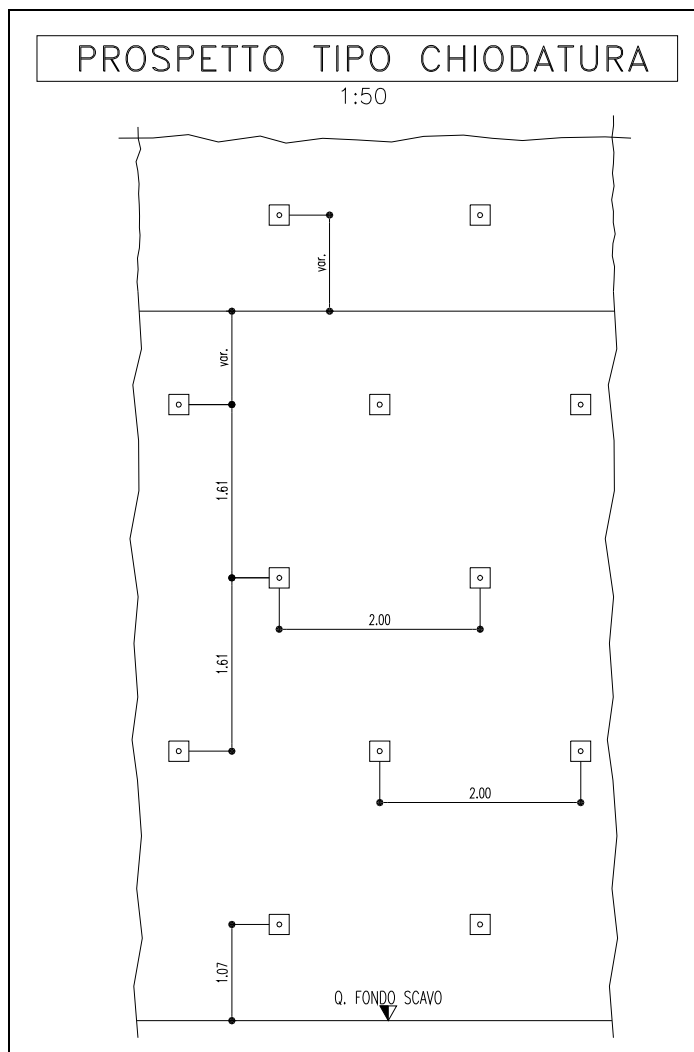


Figura 27: Prospetto-tipo chiodatura

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 (APE0153 e APE154 per Rampa C e APE0155 per Rampa D).

Per ulteriori dettagli circa la geometrizzazione puntuale delle opere si fa rimando agli elaborati grafici di riferimento

13.2 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 Hscavo = 7.0 m;

- Sezione-tipo Hscavo > 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.

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 114,

Tabella 5: *Coefficienti parziali sulle azioni*

e Tabella 116:

Tabella 114: 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 115: 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 116: 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 Ed e delle resistenze Rd. La verifica viene svolta determinando, come per il caso delle paratie, la condizione di minimo per il rapporto Rd/Ed, applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici. Il coefficiente riduttivo R2, definito in Tabella 116, 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:

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

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.

13.3 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 pari a 20 kN/m³):

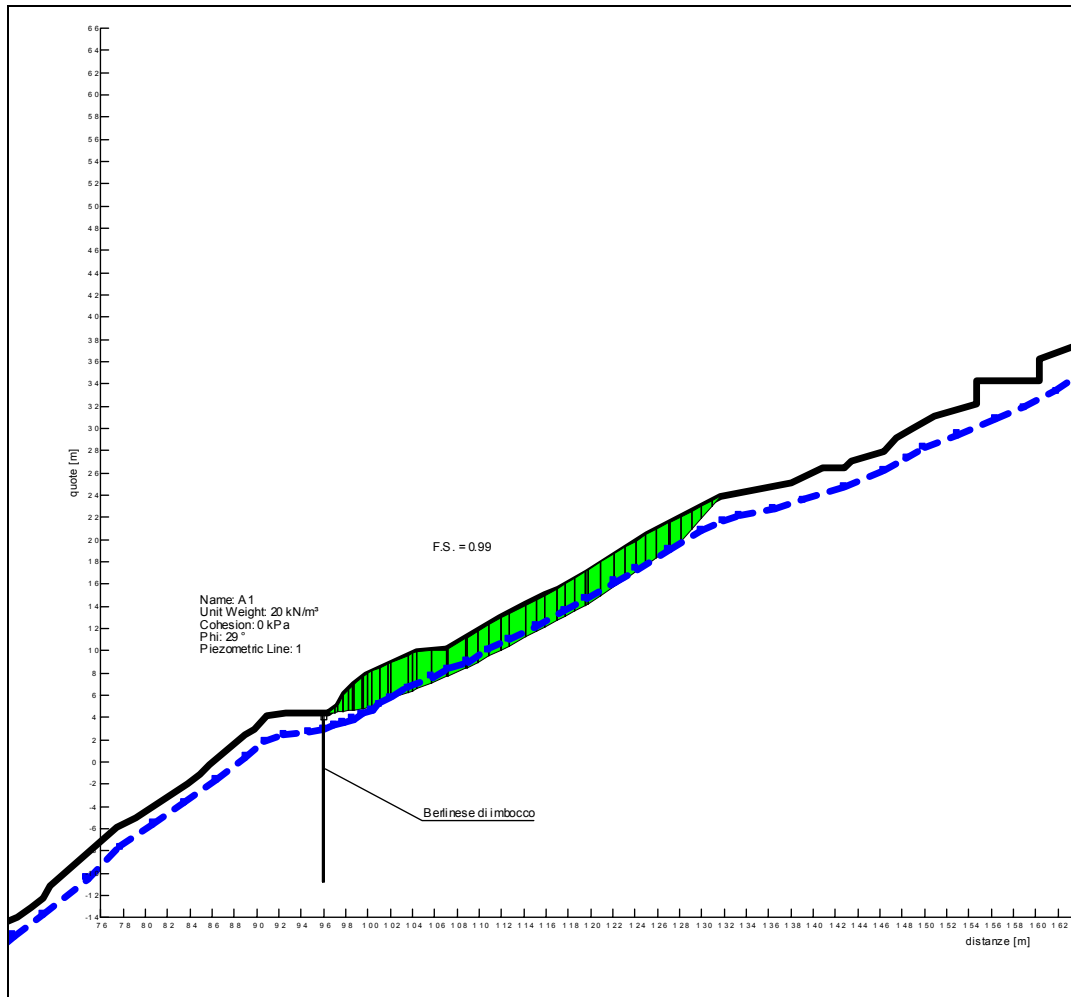


Figura 13.28 - Copertura su FAN - Risultati back-analysis

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

Tabella 117: Parametri geotecnici caratteristici

STRATO	Peso di volume γ_k	Angolo di resistenza al taglio ϕ_k	Coesione efficace $c'k$	Modulo di Young di primo carico EVC	Modulo di Young di scarico/ricarico EUR
	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 118 sono invece riassunti i parametri geotecnici di progetto considerati nei calcoli, fattorizzati secondo le condizioni M1 e M2 come descritto nei capitoli precedenti:

Tabella 118: 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 cautelativamente 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

13.4 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.

13.4.1 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.

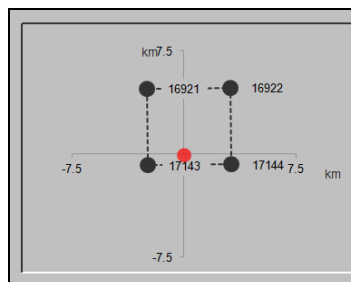


Figura 29: Punti della griglia di nodi prefissati nell'intorno del interesse sito di progetto (tratto da Spettri di risposta – V. 1.0.3.xls)

13.4.2 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:

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

Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R

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 119.

Tabella 119: 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

13.4.3 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 120).

Tabella 120: 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

13.4.4 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.

13.4.5 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 121 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 121: 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 122 si riportano i valori di accelerazione massima attesa al sito per lo stato limite oggetto di verifica.

Tabella 122: Valori di accelerazione massima attesa al sito

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

13.4.6 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).

13.4.7 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 123)

Tabella 123: Coefficiente β_s

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g (g) < 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g (g) < 0.2$	0.27	0.24
$a_g (g) < 0.1$	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 124: 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

13.5 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.

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:

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

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

13.6 Chiodi in acciaio - Resistenza strutturale della sezione

La resistenza di progetto a trazione R_t, R_d della sezione della barra risulta pari a:

$$R_t, R_d = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 402 / 1.05 = 382.9 \text{ kN}$$

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)

13.7 Risultati analisi di stabilita' scavi chiodati

Nelle Figure seguenti sono riportati i risultati delle analisi di stabilita' 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). Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

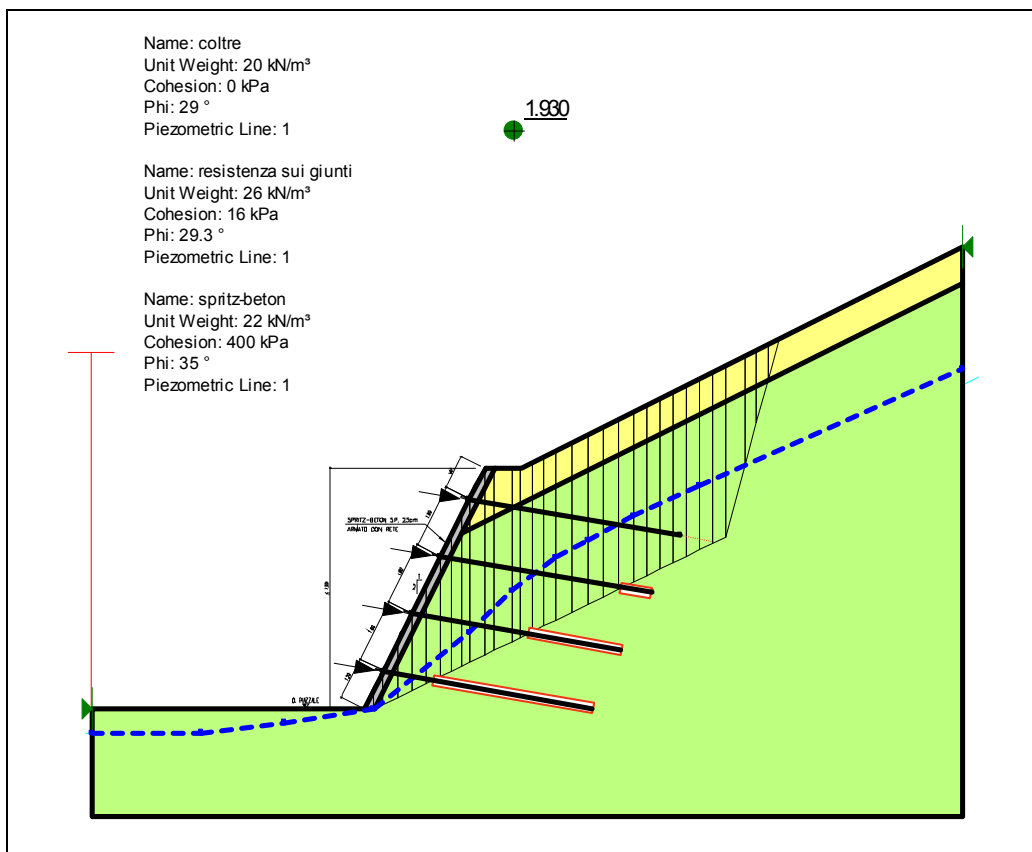


Figura 30: Risultati analisi di stabilità - Altezza di scavo ≤ 7.0 m - Condizioni statiche

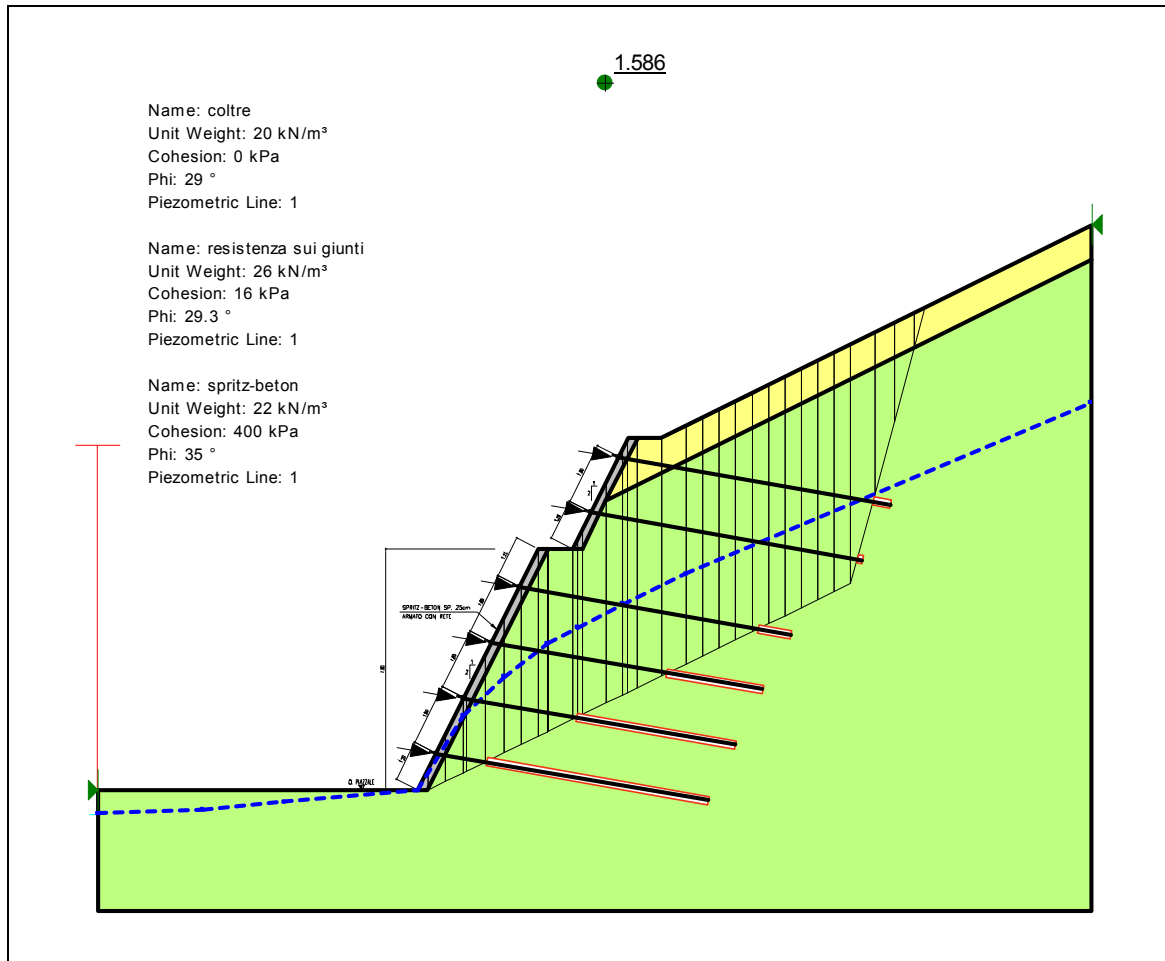


Figura 31: Risultati analisi di stabilità - Altezza di scavo > 7.0 m - Condizioni statiche

13.8 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 cinatismi 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:

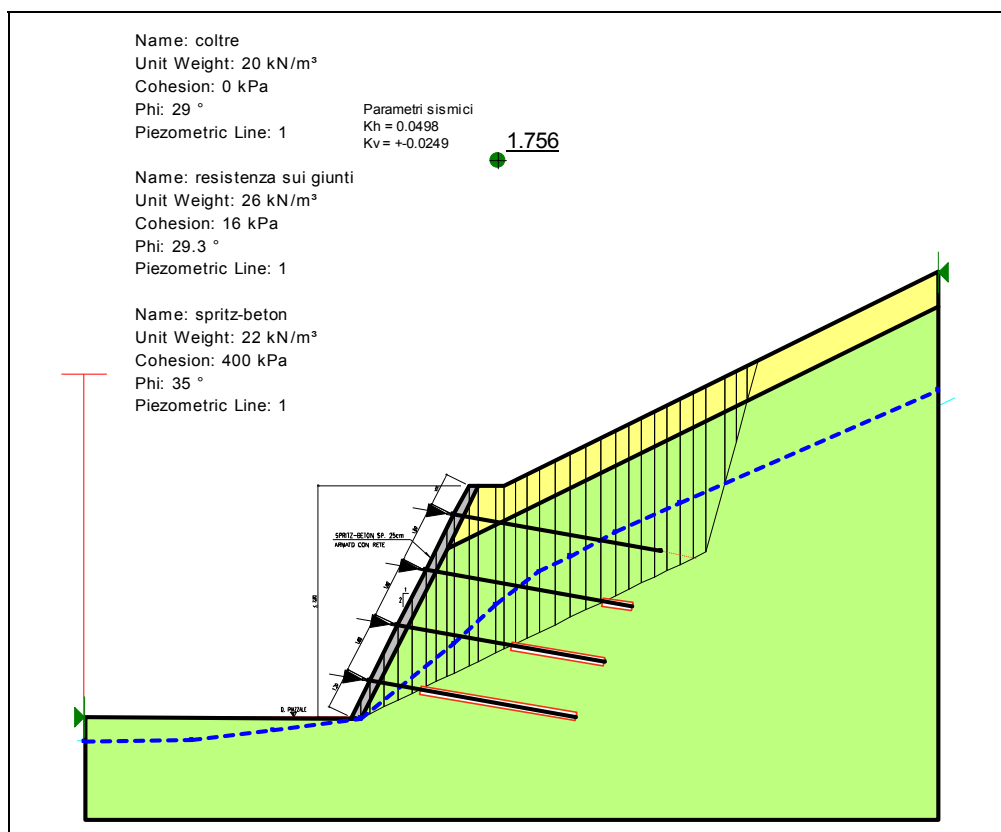


Figura 32: Risultati analisi di stabilità scavi chiodati - Altezza di scavo ≤ 7.0 m - Condizioni sismiche

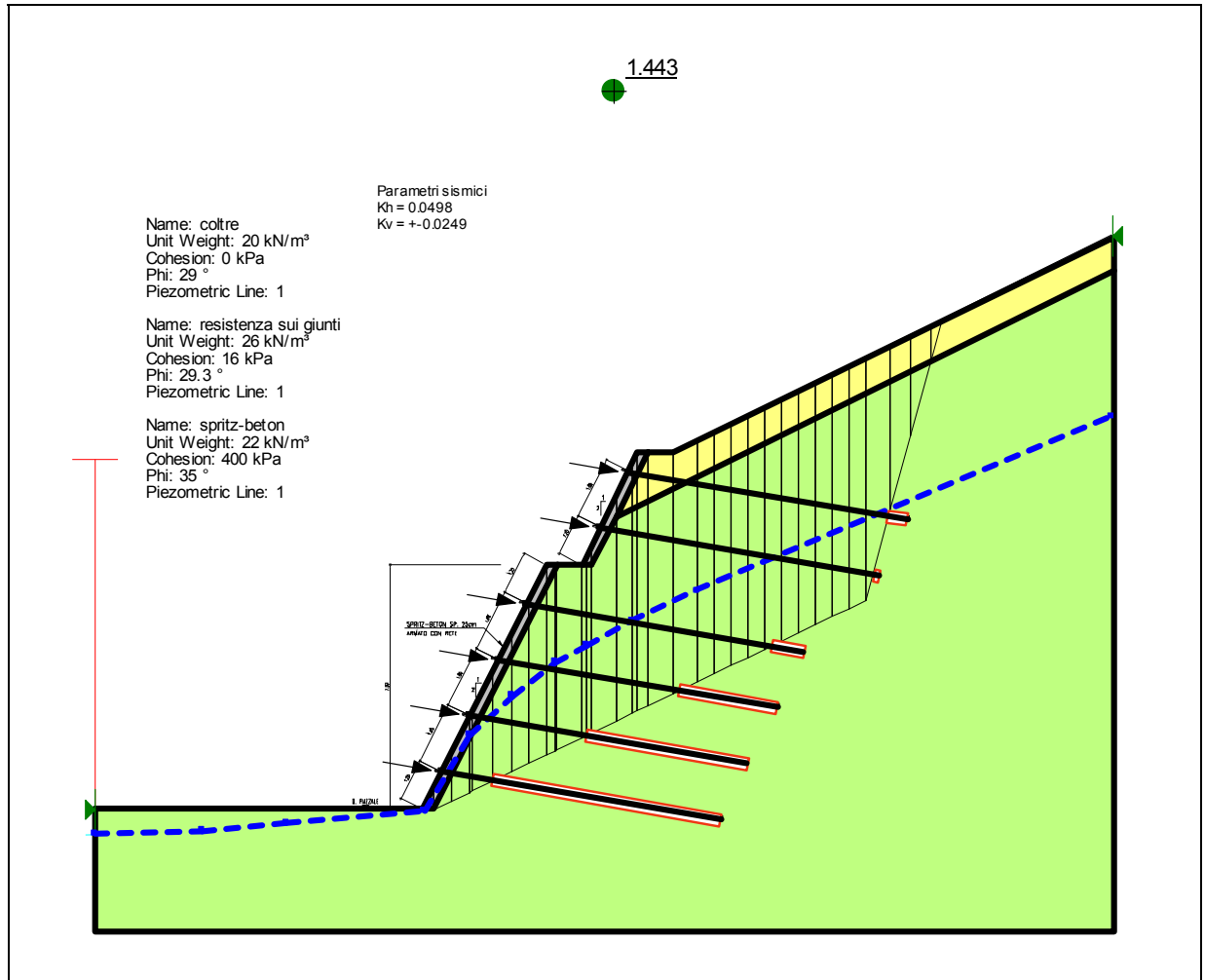


Figura 33: Risultati analisi di stabilità scavi chiodati - Altezza di scavo > 7.0 m -Condizioni sismiche