

**NUOVA S.S.291
COLLEGAMENTO SASSARI - ALGHERO - AEROPORTO**

Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas - Alghero
e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA29

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTI:

*Dott. Ing. ACHILLE DEVITOFRANCESCHI
Ordine Ing. di Roma n. 19116*

*Dott. Ing. ALESSANDRO MICHELI
Ordine Ing. di Roma n. 19654*

IL GEOLOGO

*Dott. Geol. Serena MAJETTA
Ordine Geol. Lazio n. 928*

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.

*Dott. Arch. GIOVANNI MAGARO'
Ordine Arch. di Roma n. 16183*

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. FABIO QUONDAM

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. SALVATORE FRASCA

PROTOCOLLO

DATA

**GEOLOGIA E GEOTECNICA
GEOTECNICA**

Lotto 4 - Relazione geotecnica di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

L O P L S C D 1 6 0 1

NOME FILE

T02GE00GETRE01_A.dwg

REVISIONE

**CODICE
ELAB.**

T 0 2 G E 0 0 G E T R E 0 1

A

-

D

C

B

A

Nuova emissione a seguito indirizzo MIT del 11-05-2016

SET 2017

Ing.

Ing.

Ing.

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

**S.S. 291 "DELLA NURRA" – LAVORI DI COSTRUZIONE DEL 1° LOTTO DA
MAMUNTANAS – ALGHERO E DEL 4° LOTTO DI COLLEGAMENTO CON
L'AEROPORTO DI ALGHERO
- PROGETTO DEFINITIVO -**

Relazione Geotecnica di Calcolo – Lotto 4

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI	5
2.1	Normativa e raccomandazioni tecniche	5
2.2	Riferimenti progettuali	5
2.3	Riferimenti bibliografici e progettuali	5
3	MATERIALI	6
4	LE OPERE D'ARTE DI PROGETTO	8
4.1	Viadotto Ferrovia	8
4.2	Viadotto Sassu	9
5	CRITERI DI VERIFICA	9
5.1	Fondazioni su pali	10
5.1.1	Micropali	10
5.1.2	Verifiche strutturali micropali	11
5.2	Fondazioni superficiali	11
5.3	Opere provvisionali	13
6	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	13
7	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	14
7.1	Individuazione delle stratigrafie di riferimento delle opere d'arti	14
7.1.1	Viadotto Ferrovia	14
7.1.2	Viadotto Rio Sassu	15
8	VERIFICHE GEOTECNICHE – VIADOTTO FERROVIA	17
8.1	Fondazioni spalle SP1 e SP2	17
8.2	Fondazioni Pile	20
8.2.1	Dimensionamento strutturale del pozzo	23
8.2.2	Verifica di stabilità fondo scavo	24
9	VERIFICHE GEOTECNICHE – VIADOTTO RIO SASSU	26
9.1	Fondazioni spalla SP1 e SP2	26
9.1.1	Resistenza di progetto dei micropali – Spalle Rio Sassu	28
9.1.2	Stima del cedimento della palificata – Spalle Rio Serra	34

9.2	Fondazioni pila P1 –P4	36
9.2.2	Stima del cedimento della palificata – Pila P1-P4 - Rio Sassu	40
9.3	Fondazioni Pile P2 e P3	41
9.3.1	Risultati delle verifiche allo SLU – Pile P1 e P3 –Rio Sassu	42
9.3.2	Opere di Sostegno provvisionali – Pile P2 e P3 –Rio Sassu	43
	ALLEGATO A	47
	ALLEGATO B	49

1 INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo geotecnico è parte integrante del Progetto Definitivo denominato "Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia". L'intervento è relativo al completamento del collegamento tra le città di Sassari, Alghero e l'aeroporto di Alghero. La nuova infrastruttura si innesta presso Sassari sulla SS131 ed è parzialmente già realizzata fino alla località di Olmedo (lotti 2 e 3), presso lo svincolo di Mamuntanas, dove viene attualmente collegata alla SS 127 bis. Il lotto 1° completa l'itinerario a 4 corsie da Sassari ad Alghero, ed ha una estensione di circa 4,1 km sull'asse principale e 3,2 km sulla bretella di circonvallazione dell'abitato di Alghero.

Di seguito, si illustrano le verifiche geotecniche delle opere inerenti il 4° lotto. In particolare, per il lotto in esame, le opere previste in progetto sono di seguito elencate:

- ✓ Opera d'arti maggiori:
 - Viadotto "Ferrovia";
 - Viadotto "Rio Sassu";

Tutte le verifiche sono state condotte in accordo al metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto indicato dalle NTC 2008 (doc. rif [1]) e dalla relativa circolare applicativa del 2009 (doc. rif. [2]).

A seguire, per le opere in esame, sono brevemente riassunte le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dalle opere stesse e poi esposte le verifiche geotecniche delle opere di fondazione.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

2.1 Normativa e raccomandazioni tecniche

- [1] D.M. del 14.01.2008 *“Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”* (G.U. n.29 del 04.02.2008).
- [2] Circolare del 02.02.2009 contenente le istruzioni per le l'applicazione delle *“Nuove norme tecniche per le costruzioni”* di cui al D.M. del 14.01.2008 (G.U. n.47 del 26.02.2009).

2.2 Riferimenti progettuali

- [3] T00GE00GEORE01 - *“Relazione geologica e idrogeologica”*
- [4] T00GE00GEOPU01÷9_A - *“Planimetria ubicazione indagini geognostiche”*
- [5] T00GE00GEORE02÷8_A - *“Documentazione indagini geognostiche e geofisiche”*
- [6] T00GE00GEOCG01÷12_A - *“Carta geologica”*
- [7] T00GE00GEOFG01÷12_A - *“Profilo geologico”*
- [8] T00_GE00_GET_RE01_A - *“Relazione geotecnica generale”*
- [9] T02_GE00_GET_FG01÷4_B - *“Profilo geotecnico – Lotto 4”*
- [10] T00_GE00_GET_RE02_A - *“Relazione Sismica”*
- [11] T02_VI01_STR_CP 01÷9_A *“Carpenterie Viadotto Ferrovia”*
- [12] T02_VI01_STR_DI 01÷04_A *“Planimetrie Viadotto Ferrovia”*
- [13] T02_VI02_STR_CP 01÷7_A *“Carpenterie Viadotto Rio Sassu”*
- [14] T02_VI02_STR_DI 01÷02_A *“Planimetrie Viadotto Rio Sassu”*

2.3 Riferimenti bibliografici e progettuali

- [15] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (1997) *“Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”*.
- [16] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (1994) *“Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio”*.

3 MATERIALI

I materiali che costituiscono le opere sono i seguenti:

Calcestruzzo per getto in opera fondazioni (Plinti) :

• Classe di resistenza minima	C25/30
• Resistenza cubica a compressione	$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck} \geq 24,9 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza a trazione	$f_{ctk}=1,79 \text{ N/mm}^2$
• Modulo elastico	$E_c = 31447 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,1 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$
• Classe di esposizione	XC2
• Classe di consistenza	S4
• Copriferro	45 mm

Calcestruzzo per getto in opera pali di fondazione:

• Classe di resistenza minima	C25/30
• Resistenza cubica a compressione	$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck} \geq 24,9 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza a trazione	$f_{ctk}=1,79 \text{ N/mm}^2$
• Modulo elastico	$E_c = 31447 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,1 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$
• Classe di esposizione	XC2
• Classe di consistenza	S5
• Copriferro	75 mm

Calcestruzzo per getto in opera elevazione spalle:

• Caratteristica di resistenza minima	C28/35
• Classe di esposizione	XC2
• Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}=28 \text{ MPa}$
• Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}=35 \text{ MPa}$
• Valore medio resistenza caratteristica cilindrica	$f_{cm}=37 \text{ MPa}$
• Valore medio resistenza a trazione assiale	$f_{ctm}=2,835 \text{ MPa}$
• Modulo di elasticità secante	$E_{cm}=32580 \text{ MPa}$

- Classe di consistenza S4
- Copriferro 35 mm

Calcestruzzo per getto in opera elevazione Pile:

- Caratteristica di resistenza minima C32/40
- Classe di esposizione XC4+XD1
- Classe di consistenza S4
- Copriferro 35 mm

Calcestruzzo per muri:

- Caratteristica di resistenza minima C28/35
- Classe di esposizione XC3
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck}=28$ MPa
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck}=35$ MPa
- Valore medio resistenza caratteristica cilindrica $f_{cm}=37$ MPa
- Valore medio resistenza a trazione assiale $f_{ctm}=2,835$ MPa
- Modulo di elasticità secante $E_{cm}=32580$ MPa
- Classe di consistenza S4
- Copriferro 45 mm

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate tipo B450C
- Modulo elastico $E_s=210000000$ kN/m²
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}\geq 450$ MPa
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}\geq 540$ MPa

Miscela cementizia per micropali:

- Classe di resistenza minima C25/30
- Resistenza cubica a compressione $R_{ck} \geq 30$ N/mm²
- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} \geq 24,9$ N/mm²
- Resistenza a trazione $f_{ctk}=1,79$ N/mm²
- Modulo elastico $E_c = 31447$ N/mm²
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 14,1$ N/mm²
- Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = 1,19$ N/mm²
- Classe di esposizione XC2
- Classe di consistenza S4

Tubo di armatura dei micropali:

- Acciaio in profili a sezione cava: EN 10210-1 S355 JOH+N
- Tensione di rottura $f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$

4 LE OPERE D'ARTE DI PROGETTO

4.1 Viadotto Ferrovia

Il viadotto Ferrovia è caratterizzato da uno schema statico di impalcato a trave continua a sei campate, di luci 55m e 70 m (Figura 1). L'opera è costituita da un impalcato, realizzato in struttura mista acciaio calcestruzzo, composto da travi metalliche a doppio T di altezza variabile e da una soletta in calcestruzzo armato ordinario, resa collaborante con le travi. Le pile, in cemento armato, hanno fusto circolare. Completano l'opera le spalle, di tipologia ordinaria, in cemento armato. Le fondazioni sono di tipo indiretto; in particolare le spalle sono fondate su pali di grande diametro, mentre le pile sono fondate su pozzi strutturali.

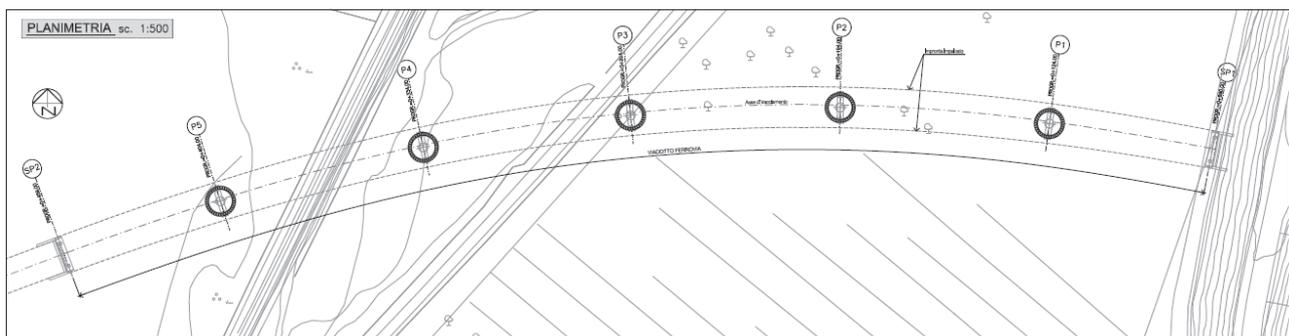


Figura 1 – Planimetria – Viadotto Ferrovia

4.2 Viadotto Sassu

Il viadotto Sassu è caratterizzato da uno schema statico di impalcato a trave continua a cinque campate, di luci 30 m e 50m (Figura 2). L'opera è costituita da un impalcato, realizzato in struttura mista acciaio calcestruzzo, composto da travi metalliche a doppio T di altezza variabile e da una soletta in calcestruzzo armato ordinario, resa collaborante con le travi. Le pile, in cemento armato, hanno fusto circolare. Completano l'opera le spalle, di tipologia ordinaria, in cemento armato. Le fondazioni sono profonde su micropali per le spalle e le pile P1 e P4, mentre sono di tipo diretto approfondito per le pile P2 e P4.

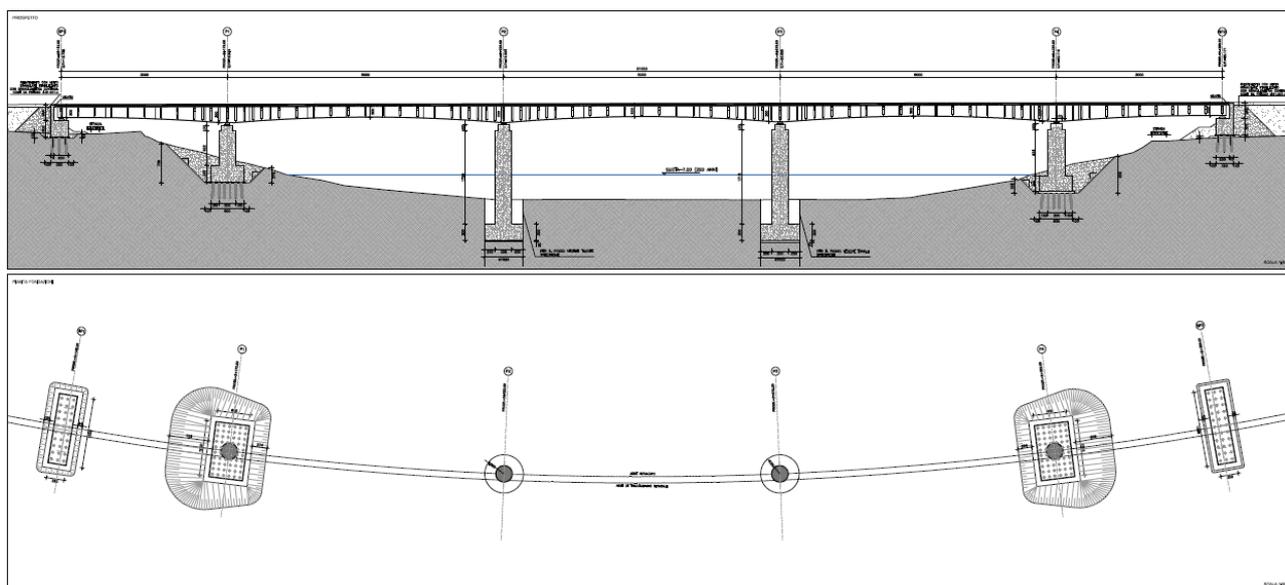


Figura 2 – Profilo longitudinale e Planimetria – Viadotto Sassu

5 CRITERI DI VERIFICA

Tutte le analisi sono state effettuate con riferimento alle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche delle costruzioni del 14/01/2008 (cfr. [1]) e alle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" pubblicate a febbraio del 2009. Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della condizione:

$$E_d < R_d$$

dove con E_d si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con R_d il valore di progetto delle resistenze. La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti rispettivamente per la azioni ($A1$ e $A2$), per i parametri geotecnici ($M1$ e $M2$) e per le resistenze ($R1$, $R2$ e $R3$).

5.1 Fondazioni su pali

Relativamente alle fondazioni su pali, ai fini della verifica di sicurezza nei riguardi delle azioni assiali, si è deciso di adottare l'approccio 2 ($A1+M1+R3$) del NTC che prevede un'unica analisi valida sia per le verifiche di tipo strutturale sia per le verifiche di tipo geotecnico. Le azioni di progetto (E_d) sono state ricavate dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV.

Le resistenze di progetto (R_d) sono ricavate a partire dai valori caratteristici delle resistenze limite globali (R_k) ridotte mediante i coefficienti parziali γ_R , i parametri di resistenza di progetto dei terreni vengono determinati utilizzando i valori caratteristici parzializzati mediante i coefficienti parziali γ_M (unitari, nel caso dell'approccio 2). Vengono, inoltre, considerati dei coefficienti riduttivi ξ (funzione del numero di verticali indagate) da applicare ai valori caratteristici di calcolo ($R_{k,cal}$).

Nelle tabelle seguenti, riportate dalle NTC08, sono indicati i valori dei coefficienti riduttivi ξ e γ_R .

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	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

Nella determinazione dei valori delle resistenze caratteristiche è stato assunto un valore di ξ pari a 1,70.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	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 in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Tab. 6.4.VI. Coefficienti parziali per le resistenze dei pali nei confronti delle azioni trasversali

Le verifiche sono state condotte con riferimento al singolo palo maggiormente caricato.

5.1.1 Micropali

Il valore caratteristico di calcolo ($R_{k,cal}$) della capacità portante dei micropali nei confronti dei carichi assiali è stato determinato considerando cautelativamente la sola resistenza mobilitata lateralmente lungo il fusto del palo (Q_L) ed utilizzando il metodo di Bustamante e Doix (1985).

$$Q_L = R_{c,k} = \sum_i (\alpha \times D_{si} \times q_{lat,i} \times L_i)$$

Risulta in particolare:

dove, con riferimento ad ogni tratto i-esimo del palo,

$D_{si} = \alpha_i \times D_p$ = il diametro del bulbo di fondazione in corrispondenza dello strato i-esimo;

D_p = diametro del micropalo (*diametro del foro*);

α_i = il coefficiente di espansione del bulbo, funzione del tipo di terreno e della modalità realizzativa dei micropali;

L_i = lunghezza del tratto i-esimo di micropalo;

$q_{lat,i}$ = resistenza laterale unitaria tra micropalo e terreno in corrispondenza dello strato i-esimo, funzione della natura del terreno e delle modalità realizzative dei micropali.

5.1.2 Verifiche strutturali micropali

Le verifiche sono state condotte, sulla base dell'involuppo delle sollecitazioni, secondo il metodo semiprobabilistico dello stato limite ultimo.

A favore di sicurezza, le verifiche statiche sono eseguite trascurando il contributo della miscela cementizia di riempimento della perforazione del micropalo. Le sollecitazioni di uscita del codice di calcolo per le paratie sono fornite per unità di sviluppo per cui, nelle verifiche tensionali, è necessario moltiplicare tali sollecitazioni per l'interasse dei micropali.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento alla seguente espressione (NTC2008, §4.2.4.1.2):

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

dove: $\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura; $\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura (nel caso in esame $\sigma_{z,Ed} = 0$); τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura. Nel caso in oggetto si ha inoltre che il coefficiente di sicurezza è $\gamma_{M0} = 1,05$.

5.2 Fondazioni superficiali

Relativamente alle fondazioni superficiali le verifiche sono state condotte con riferimento al secondo approccio che prevede un'unica combinazione:

Approccio 2): $A_1 + M_1 + R_3$

Le azioni di progetto (E_d) sono state ricavate dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV. Le resistenze di progetto (R_d) nei confronti dei meccanismi di collasso per raggiungimento del carico limite e per scorrimento lungo il piano di

posa, sono ricavate a partire dai valori caratteristici delle resistenze limite globali, R_k

Il valore caratteristico (R_k) della resistenza della fondazione diretta nei confronti del meccanismo di collasso per raggiungimento del carico limite q_{lim} , definito come il *carico verticale* uniformemente ripartito trasmesso dalla fondazione sul suo piano di posa tale da produrre la rottura del terreno (*formazione di un meccanismo di rottura*), è stato determinato mediante l'espressione di *Brinch-Hansen (1970)*, che generalizza quella di Terzaghi per tenere conto di diversi aspetti quali la geometria della fondazione, la distribuzione dei carichi, etc., mediante l'introduzione di opportuni coefficienti correttivi:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B_r \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

in termini di tensioni efficaci, e

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot h_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot + q$$

in termini di tensioni totali,

dove:

B_r = larghezza ridotta della fondazione, per tenere conto dell'eccentricità del carico lungo B;

L_r = lunghezza ridotta della fondazione, per tenere conto dell'eccentricità del carico lungo L;

N_γ, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_γ, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

i_γ, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_γ, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

d_γ, d_c, d_q = fattori che tengono conto della profondità della base della fondazione;

g_γ, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna.

Nel dettaglio, la verifica di sicurezza nei confronti del meccanismo di collasso per raggiungimento del carico limite viene quindi effettuata confrontando il valore della resistenza limite di progetto ottenuto dal valore caratteristico, $R_d = R_k / \gamma_R = q_{lim} / \gamma_R$, con il valore dell'azione di progetto $F_d = q$ rappresentata dal valore della pressione massima agente sul piano di fondazione, ovvero verificando che risulti $R_k = q_{lim} / q = F_d \geq \gamma_R = 2,3$.

Il valore caratteristico (R_k) della resistenza della fondazione diretta nei confronti del meccanismo di collasso per scorrimento lungo il piano di posa è determinato secondo l'espressione seguente:

$$R_k = S = N \cdot \tan(\varphi') + c' \cdot B_r \cdot L_r$$

dove:

B_r ed L_r = larghezza e lunghezza ridotte della fondazione (*come precedentemente sopra descritto*);

L_r = lunghezza ridotta della fondazione, per tenere conto dell'eccentricità del carico lungo L;

N = forza totale verticale agente trasmessa dalla fondazione;

φ' = angolo di attrito tra plinto e terreno in corrispondenza del piano di posa;

N = forza totale verticale agente trasmessa dalla fondazione;

c' = coesione efficace del terreno in corrispondenza del piano di posa.

Nel dettaglio, le verifiche di sicurezza nei confronti del meccanismo di collasso per scorrimento lungo il piano di posa vengono effettuate confrontando il valore della resistenza limite di progetto ottenuto dal valore caratteristico, $R_d = R_k / \gamma_R = S / \gamma_R$, con il valore dell'azione di progetto $F_d = H_d$ rappresentata dalla massima azione trasversale agente lungo il piano di fondazione, ovvero verificando che risulti $R_k = S / H_d = F_d \geq \gamma_R = 1,1$.

5.3 Opere provvisionali

Secondo le norme NTC, le opere di sostegno devono essere verificate nei confronti sia dello stato limite ultimo (SLU), sia dello stato limite di esercizio (SLE).

Le verifiche allo stato limite ultimo di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO) delle opere di sostegno si eseguono seguendo il primo approccio previsto dalle NTC 2008, in cui sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, conducendo separatamente 2 distinte analisi:

STR) A1+M1+R1

GEO) A2+M2+R1

La verifica della capacità strutturale delle opere è stata condotta considerando le massime sollecitazioni derivanti dalle analisi effettuate utilizzando la combinazione STR.

La seconda combinazione, GEO, è necessaria anche per la verifica degli stati limite di carattere geotecnico, ovvero per verificare che anche utilizzando i parametri ridotti non si sviluppino meccanismi di collasso.

Nell'ambito delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE), sono stati valutati i campi di spostamento e deformazione indotti dalla realizzazione delle opere.

6 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Nella Tabella 1 seguente si riassumono i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica per le opere studiate. Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione sismica allegata al progetto (rif.[10]).

Tabella 1 – Grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica – Lotto IV

LOTTO IV								
Opera	Stato limite	V_N (anni)	C_U	T_R (anni)	Cat. terreno	Cat. Topogr.	S	a_{max}
Viadotto "Ferrovia "	SLV	50	2,0	949	D	T1	1,8	0,108
Viadotto "Sassu "	SLV	50	2,0	949	B	T1	1,2	0,072

7 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento geotecnico generale del sito si rimanda alla relazione geotecnica (rif. [8]).

7.1 Individuazione delle stratigrafie di riferimento delle opere d'arti

In base all'esame del complesso delle indagini effettuate e delle informazioni dei dati raccolti, si descrivono le successioni stratigrafiche per le opere di progetto in esame, dal terreno più superficiale al più profondo.

7.1.1 Viadotto Ferrovia

Il viadotto Ferrovia interessa principalmente terreni costituiti da argilla limosa con livelli torbosi (Ug6) fino ad una profondità di circa 30 m dal p.c.. Al di sotto di tali depositi si riconosce la presenza di un banco di terreno costituito da argilla molto consistente. In alcuni tratti, in particolare in corrispondenza della spalla SP2, a seguito di movimenti tettonici, il terreno di sedime è costituito da piroclastiti alterati ricoperti da depositi continentali.

Premesso ciò per le strutture di fondazione delle spalle e delle pile sono state individuate le seguenti stratigrafie di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

SPALLA SP1							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	c_u [kPa]	Q_{base} [kPa]
Da 0 a - 12.0 m	Ug1	19	32	0	15	-	-
da -12.0 m a -32 m	Ug6	18	-	-	7-10	40	540
Da - 32m	Ug8	19	-	-	15	$0.25\sigma'_v$	$9 \times 1.5 \times c_u$

La spalla SP1 è fondata su 14 pali, ϕ 1500 di lunghezza 50 m. Il plinto ha dimensioni pari a 12.5x14.1x2.0 m.

SPALLA SP2							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	c_u [kPa]	Q_{base} [kPa]
Da 0 a - 13.0 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -13.0 m a -30 m	Ug5	17	35	0	20	-	-

La spalla SP2 è fondata su 14 pali, ϕ 1500 di lunghezza 27 m. Il plinto ha dimensioni pari a 12.5x14.1x2.0 m.

7.1.2 Viadotto Rio Sassu

Il viadotto Rio Sassu interessa terreni appartenenti al substrato roccioso marnoso appartenente alla formazione di Brunestica, ricoperti dai depositi olocenici e pleistocenici. In particolare per le strutture di fondazione delle spalle e delle pile sono state individuate le seguenti stratigrafie di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

SPALLA SP1							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 3.0 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -3.0 m a -6.0 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25
Da – 6 m	Ug2	25-26	55	46	700	30-35	32

La spalla SP1 è fondata su 30 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 16 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a - 7 m t.p.;

$q_{lat, min} = 250$ kPa e $\alpha=1.0$ da - 7 m t.p.;

SPALLA SP2							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 4.50 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
Da – 4.50 m	Ug2	25-26	55	46	700	30-35	32

La spalla SP2 è fondata su 33 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 15 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm.

Cautelativamente per la spalla SP2 sono stati adottati, per la stima della capacità portante, gli stessi parametri utilizzati per la spalla SP1.

PILA P1- P4							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 3.7 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -3.7 m	Ug2	25-26	55	46	700	30-35	32

Le pile P1-P4 sono fondate su 60 micropali (*IRS*), $\varnothing 300$ di lunghezza 14 m e armatura tubolare $\varnothing 273$ mm di spessore 10 mm. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a - 6 m t.p.;

$q_{lat, min} = 250$ kPa e $\alpha=1.0$ da - 6 m t.p.;

<i>PILA P2- P3</i>							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a - 1.20 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -1.20 a -4.20 m	Ug7	19-20	30	0	10	-	-
da -4.20 m	Ug2	25-26	55	46	700	30-35	32

Per le pile P2-P4 sono state adottate fondazioni di tipo diretto - plinto $\varnothing 7 \times 3$ - con piano di posa posto a circa - 5.0 m dal p.c.

8 VERIFICHE GEOTECNICHE – VIADOTTO FERROVIA

Le fondazioni delle spalle (SP1 e SP2) sono di tipo profondo su pali trivellati di grande diametro, mentre le fondazioni delle pile sono di tipo profondo su pozzi strutturali.

8.1 Fondazioni spalle SP1 e SP2

La spalle del viadotto Ferrovia sono fondate su 14 pali trivellati di grande diametro, ϕ 1500 di lunghezza rispettivamente pari a 50 m per la spalla SP1 e 25 m per la spalla SP2. Entrambi i plinti di fondazione presentano una dimensione pari a 12.5 m x 14.1 m x 2.0 m. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati al presente progetto (cfr.[12]).

Per le spalle le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinto di fondazione sono riportate nella Tabella 2.

SPALLE - SCARICHI ALL'INTRADOSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE						
Combinazioni	N [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	VT [kN]	ML[kNm]	
SLE - QUASI PERMANENTE	22152,8	4.720,91	0,00	0,00	9.157,01	
SLE - FREQUENTE 01	25090,1	5.753,36	3.294,94	45,44	14.422,27	
SLE - FREQUENTE 02	24744,4	5.753,36	4.172,13	45,44	13.661,85	
SLE - CARATTERISTICA 01	26069,1	6.097,51	4.771,94	136,33	16.177,35	
SLE - CARATTERISTICA 02	25608,3	6.097,51	5.941,52	136,33	15.163,46	
SLE - CARATTERISTICA 03	25090,1	5.753,36	3.749,37	136,33	14.422,27	
SLE - CARATTERISTICA 04	24744,4	5.753,36	4.626,55	136,33	13.661,85	
SLE - CARATTERISTICA 05	25090,1	5.753,36	4.203,80	227,21	14.422,27	
SLE - CARATTERISTICA 06	24744,4	5.753,36	5.080,98	227,21	13.661,85	
SLU - STR 01	35348,1	8.263,24	6.544,37	204,49	22.244,57	
SLU - STR 02	34725,9	8.263,24	8.123,30	204,49	20.875,81	
SLU - STR 03	34026,3	7.798,64	5.163,89	204,49	19.875,20	
SLU - STR 04	33559,7	7.798,64	6.348,09	204,49	18.848,64	
SLU - STR 05	34026,3	7.798,64	5.845,54	340,82	19.875,20	
SLU - STR 06	33559,7	7.798,64	7.029,74	340,82	18.848,64	
SLU - SLV 01	22152,8	9.171,14	2.939,14	733,41	27.432,59	
SLU - SLV 02	22152,8	6.055,98	9.797,14	2.444,69	14.639,69	

Tabella 2 – Sollecitazioni intradosso plinto – Spalla SP1 – Farfalla Ferroviaria B

I momenti agenti al baricentro dell'intradosso della fondazione sono stati stimati considerando anche il contributo dovuto al taglio agente in testa ai pali:

$$M=T \lambda *0.9$$

dove λ è la lunghezza caratteristica del palo ed è stata stimata mediante la seguente relazione di Matlock e Reese:

$$\lambda=(E_{cm} J_{palo}/kD)^{0.25}$$

dove:

E_{cm} = Modulo di elasticità del calcestruzzo;

J_{palo} = Momento d'inerzia del palo;

K = coefficiente di Winkler = 10 MN/m³;

D = diametro del palo= 1.5 m

λ =lunghezza caratteristica = 5.9 m

Ne consegue che le massime sollecitazioni agenti nel baricentro e all'intradosso della fondazione sono quelle riferite alla combinazione SLU_STR01 che vengono di seguito riportate (Tabella 3):

N [kN]	V_T [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]	M_L [kNm]
35348	204.5	8263.2	7621.5	65770.07

Tabella 3 – Sollecitazioni intradosso plinto - combinazione SLU_STR04 - Galleria Artificiale – Farfalla Ferroviaria B

Una volta determinate queste ultime, nota la disposizione geometrica dei pali di fondazione (cfr.[12]), si può determinare la sollecitazione agente sul singolo palo tramite la seguente relazione per lo sforzo normale:

$$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mx \cdot dx_{max} / \sum dx_i^2 + My \cdot dy_{max} / \sum dy_i^2 \quad 8.1$$

Le massime sollecitazioni risultanti sul micropalo sono riportate nella Tabella 4

Sollecitazioni in testa al palo - Spalle		
N_{max}	N_{min}	T_{max}
[kN]	[kN]	[kNm]
4565.9	483.8	590.41

Tabella 4 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - Spalla SP1 – Viadotto Ferrovia

Note le massime sollecitazioni in testa al palo si può calcolare la lunghezza minima del palo che soddisfi i requisiti di norma.

Di seguito si riportano il diagrammi delle resistenza di progetto (Figura 3). Per la spalla SP1 il valore di progetto della resistenza del palo nei confronti dei carichi assiali, R_d , è pari a 4772 kN, mentre per la spalla SP2 R_d è pari 4589 kN. Essendo $R_d > N_{max}$ la verifica nei confronti dei carichi assiali risulta soddisfatta.

La verifica alle forze orizzontali, è stata eseguita considerando un momento di plasticizzazione del palo - di diametro 1500 mm, incidenza di circa 150 kg/m³ e calcestruzzo di classe C25/30 - pari a 4765 kNm. Il carico ammissibile sul singolo palo risulta pari a 1358 kN, ben maggiore della

massima sollecitazione tagliante sul palo pari a 590.41 kN. Pertanto, questa condizione è verificata per FS=2.30. Nell'allegato A si riporta il calcolo del momento di plasticizzazione e del carico limite sotto carichi trasversali.

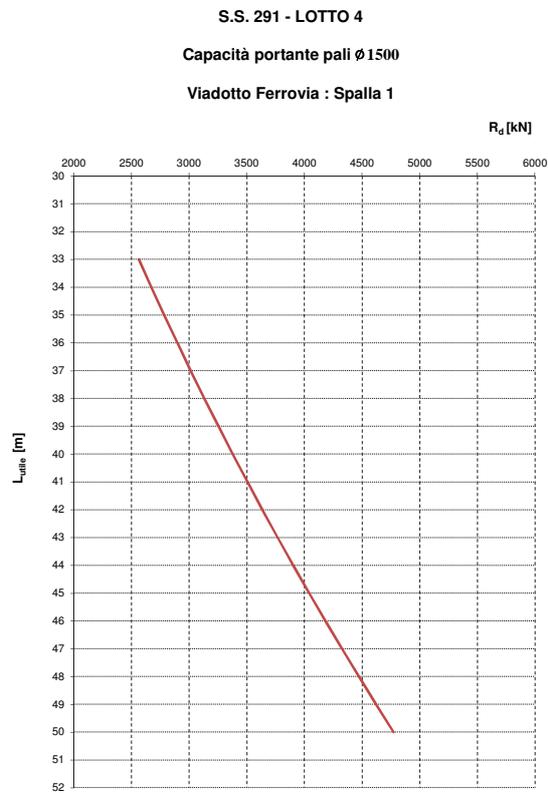


Figura 3 – Curva di capacità portante – Pali ϕ 1500 – Spalla SP1

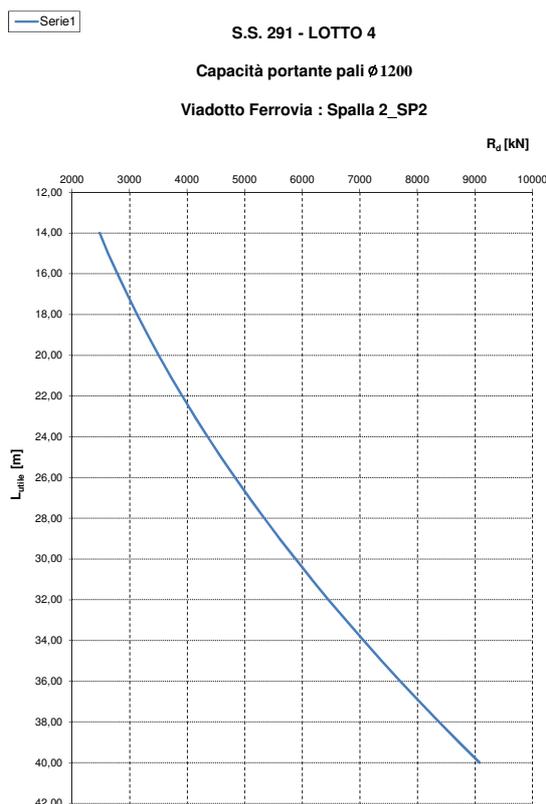


Figura 4 – Curva di capacità portante – Pali \varnothing 1500 – Spalla SP2

8.2 Fondazioni Pile

Nel presente paragrafo si illustra il dimensionamento e le verifiche condotte per le fondazioni delle pile (P1-P2-P3-P4 del viadotto Ferrovia) previste su pozzo. I pozzi sono realizzati mediante una corona perimetrale costituita da pali secanti di diametro $D = 1000$ mm, coronati da un cordolo (trave di correa) di dimensioni in sezione pari a 1.4×1.2 m. In particolare i pali “primari” sono armati con un tubo in acciaio $\varnothing 355$ e spessore 8 mm, mentre i pali “secondari” sono armati con una gabbia metallica.

Il corpo del pozzo, una volta raggiunta la profondità massima prevista in progetto, sarà quindi riempito con calcestruzzo non armato ed infine completato mediante la realizzazione di un plinto di testa armato, che inglobi il cordolo.

Il diametro del pozzo D_p (valutato in asse alla corona di pali), è pari a 9 m, mentre la lunghezza massima, valutata dalla quota di estradosso del plinto di fondazione alla quota di fondoscavo, è pari a circa 44 m. Per maggiori dettagli, sulle dimensioni dei pozzi, si rimanda all’elaborato grafico allegato alla presente progetto.

Il dimensionamento delle fondazioni a pozzo è stato condotto utilizzando le formulazioni proposte da *Pais and Kausel*, assumendo la fondazione come una struttura infinitamente rigida vincolata al terreno.

Con tale metodo, proposto da *Pais and Kausel*, è possibile valutare la rigidità rotazionale e traslazionale della fondazione, a partire ovviamente dalla geometria del pozzo, dalle caratteristiche del terreno di fondazione e dalle sollecitazioni agenti. Per il terreno di fondazione è stata calcolata una rigidità a compressione k pari a $200 \times c_u / D_p = 1500 \text{ MNm}$.

Per le pile le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e allo spiccato del fusto della pila sono riportate nella Tabella 5

PILE - SCARICHI ALLO SPICCATO DEL FUSTO							
Combinazioni	N [kN]	VL [kN]	VT [kN]	ML[kNm]	MT[kNm]	V[kN]	M[kNm]
SLE - QUASI PERMANENTE	14861,43	384,64	0,00	3127,11	0,00	384,64	3127,11
SLE - FREQUENTE 01	18363,97	384,64	0,00	3127,11	6921,87	384,64	7595,47
SLE - FREQUENTE 02	17418,02	384,64	0,00	3127,11	9528,72	384,64	10028,72
SLE - FREQUENTE 03	14861,43	384,64	155,99	3127,11	1268,19	415,07	3374,48
SLE - CARATTERISTICA 01	19531,48	384,64	467,97	3127,11	13033,74	605,76	13403,63
SLE - CARATTERISTICA 02	18270,22	384,64	467,97	3127,11	16509,53	605,76	16803,08
SLE - CARATTERISTICA 03	18363,97	1284,64	467,97	10444,11	10726,45	1367,22	14971,18
SLE - CARATTERISTICA 04	17418,02	1284,64	467,97	10444,11	13333,29	1367,22	16936,83
SLE - CARATTERISTICA 05	18363,97	384,64	779,95	3127,11	13262,83	869,64	13626,50
SLE - CARATTERISTICA 06	17418,02	384,64	779,95	3127,11	15869,67	869,64	16174,83
SLU - STR 01	26836,31	576,96	701,95	4690,66	18166,23	908,63	18762,04
SLU - STR 02	25133,60	576,96	701,95	4690,66	22858,55	908,63	23334,86
SLU - STR 03	25260,17	1926,96	701,95	15666,16	15051,39	2050,83	21724,94
SLU - STR 04	23983,14	1926,96	701,95	15666,16	18570,63	2050,83	24296,03
SLU - STR 05	25260,17	576,96	1169,92	4690,66	18855,96	1304,45	19430,63
SLU - STR 06	23983,14	576,96	1169,92	4690,66	22375,20	1304,45	22861,58
SLU - SLV 01	14861,43	3605,95	940,73	27931,18	7243,61	3726,64	28855,17
SLU - SLV 02	14861,43	1351,03	3135,76	10568,33	24145,36	3414,42	26356,93

Tabella 5 – Sollecitazioni intradosso plinto – Pile – Viadotto Ferrovia

Nelle figure seguenti si riportano in funzione dell'altezza di infissione del pozzo - valutata a partire dal contatto stratigrafico tra lo strato di torbe e le argille consistenti - la rigidità rotazionale e traslazionale dei pozzi strutturali.

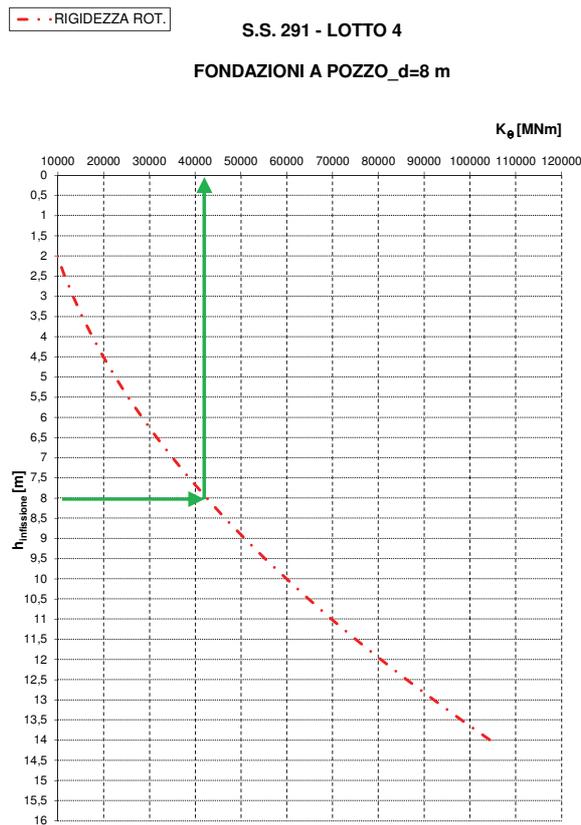


Figura 5 – Curva rigidezza rotazionale – Pozzi $\varnothing 8000$ – Pile Viadotto Ferrovia

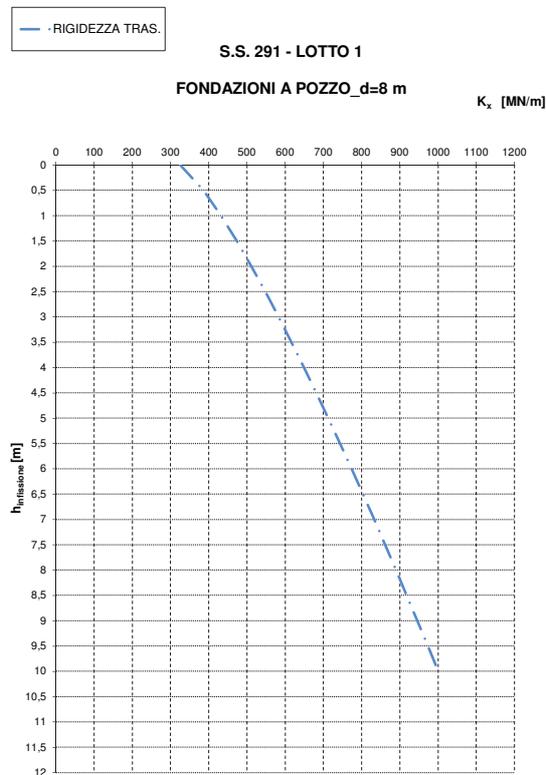


Figura 6 – Curva rigidezza rotazionale – Pozzi $\varnothing 8000$ – Pile Viadotto Ferrovia

Ipotizzando uno spostamento ammissibile in testa alla pila pari a 5 cm è stata calcolata una rigidezza rotazionale pari a circa 42300 MNm, a partire dalle sollecitazioni e dalla geometria della

pila. In particolare è stata assunta un'altezza L_p della pila pari a 7.7 m e il punto di rotazione del pozzo è stato ipotizzato in corrispondenza del passaggio stratigrafico tra lo strato di torbe e le argille consistenti (circa 30 m dal p.c.). Ne deriva che l'altezza minima di infissione, nello strato di argille consistenti, è pari a circa 8 m.

8.2.1 Dimensionamento strutturale del pozzo

Data la particolare geometria del pozzo (condizione di simmetria assiale), per valutare l'azione di compressione agente sulla paratia di pali (σ), si è utilizzata la formula di *Mariotte*, di seguito riportata:

$$\sigma = p_{\max} D_p / 2s$$

dove:

p_{\max} è la pressione massima del terreno agente sull'anello;

D_p è il diametro del pozzo;

s è lo spessore della paratia;

Nel caso in esame considerando un anello di spessore (s) 1 m si ha :

$p_{\max} = \gamma_w * z + 5.14 * c_u \approx 800$ kPa (con $c_u = 80$ kPa alla profondità $z=38$ m);

$D_p = 9$ m diametro del pozzo valutato in asse pali

$N = p_{\max} * D_p = 7200$ kN/m sforzo normale di compressione

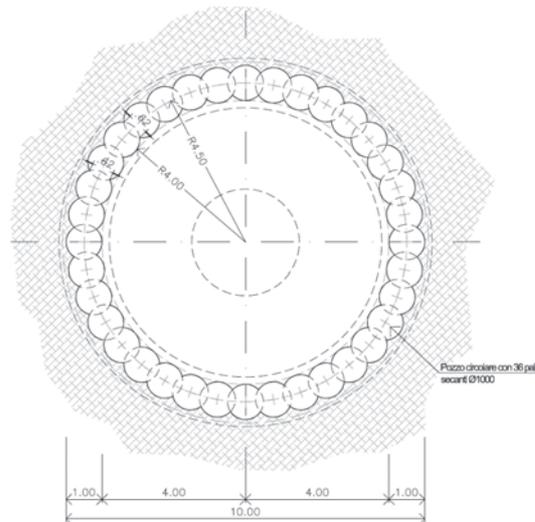
$\sigma_c = 0.5 f_{ck} = 0.5 * 25 = 12.5$ MPa Tensione massima di compressione del calcestruzzo.

$b =$ spessore del pozzo

Alla luce di tali valori, si ricava che lo spessore minimo del pozzo deve essere pari a 0.576 m.

$$b = N / (s * \sigma_c) = 0.576 \text{ m}$$

Nel caso specifico è stata considerata uno spessore pari 0.62 m, avendo considerato pali secanti di diametro $\emptyset 1000$ mm.

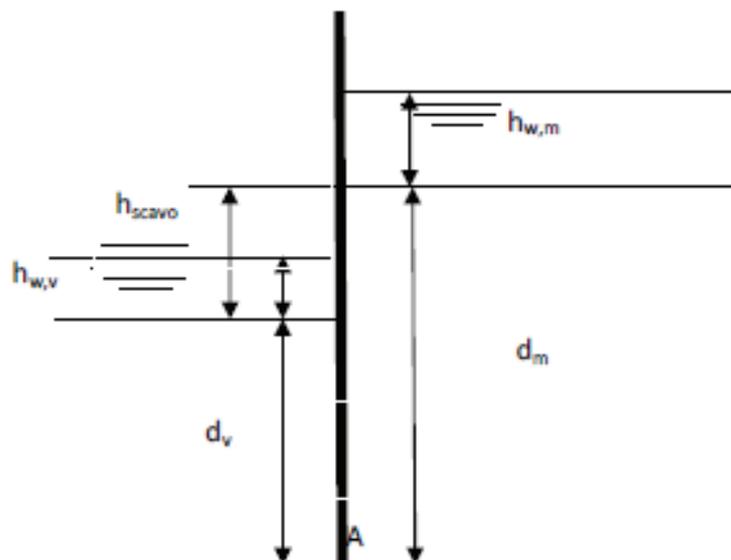


8.2.2 Verifica di stabilità fondo scavo

Il controllo della stabilità del fondo scavo si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ($u_{inst,d}$) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ($\sigma_{stb,d}$), tenendo conto dei coefficienti parziali della Tab. 6.2.IV (NTC2008) :

$$u_{inst,d} < \sigma_{stb,d}$$

Assumendo il seguente schema di calcolo:



$h_{w,m}$ = battente idrico a monte (positivo se sopra il piano campagna);

$h_{w,v}$ = battente idrico a valle (positivo se sopra il piano campagna);

h_{scavo} = altezza di scavo;

d_m =lunghezza pozzo;

Con riferimento al punto A avremo :

perdita di carico: $\Delta h = (d_{w,m} + h_{w,m}) - (d_{w,v} + h_{w,v})$

lunghezza di infissione : $L = (d_{w,m} + d_{w,v})$

Gradiente idraulico : $i = \Delta h / L$

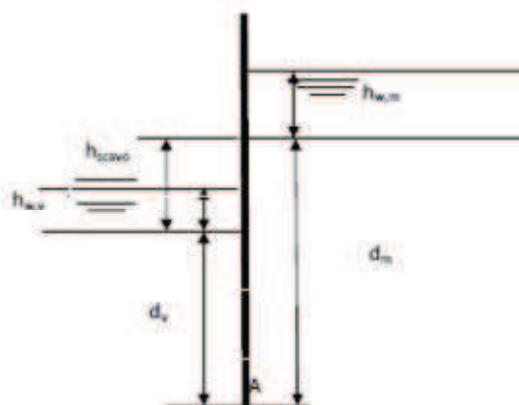
pressione interstiziale instabilizzante caratteristica : $u_{inst,k} = \gamma_w [h_{w,v} + d_v(1+i)]$

valore caratteristico della tensione totale geostatica stabilizzante $\sigma_{stb,k} = \gamma_{sat} * d_v$

I valori di progetto utilizzati nella verifica sono poi fattorizzati secondo la tabella 6.2.IV delle NTC2008.

La verifica è riportata di seguito in forma tabellare.

D_p	8 m	diametro interno pozzo
c_u	80 kPa	resistenza a taglio non drenata a z=44 m
γ_w	10 kN/m ³	
γ_{sat}	18 kN/m ³	
$h_{w,m}$	0 m	positiva se sopra il p.c.
d_m	44 m	
$h_{w,v}$	0 m	
d_v	5 m	
h_{scavo}	39	
Δh	39 m	perdita di carico
L	49 m	lunghezza di filtrazione minima
i	0,796	gradiente idraulico
$u_{inst,k}$	89,80 kPa	valore caratteristico della pressione instabilizzante
$\sigma_{stb,k}$	90 kPa	valore caratteristico della tensione geostatica stabilizzante
$\tau_{stb,k}$	5027 kPa	attrito di fondo sulle farette del pozzo
$u_{inst,d}$	116,7 kPa	valore caratteristico della pressione instabilizzante
$\sigma_{stb,d}$	4604,89 kPa	valore di progetto della tensione geostatica stabilizzante



Verifica Soddisfatta : SI

$\gamma_{G1, sfav}$	1,3	coefficiente parziale permanenti sfavorevoli
$\gamma_{G1, fav}$	0,9	coefficiente parziale permanenti favorevoli

9 VERIFICHE GEOTECNICHE – VIADOTTO RIO SASSU

Le fondazioni delle spalle (SP1 e SP2) e delle pile P1 e P4 sono di tipo profondo su micropali, mentre quelle delle pile P2-P3 sono di tipo diretto approfondite.

9.1 Fondazioni spalla SP1 e SP2

Le spalle SP1 e SP2 sono rispettivamente fondate su 30 micropali (*IRS*), $\varnothing 300$ di lunghezza 16 m e 33 micropali (*IRS*), $\varnothing 300$ di lunghezza 15 m. I micropali sono costituiti da armatura tubolare 273 mm di spessore 10 mm. Nella tabella seguente si riportano le dimensioni in pianta dei plinti di fondazione e la relativa quota di posa del plinto (q.p.p.) rispetto al p.c. Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole strutturali allegate al presente progetto (*cf. [14]*).

Struttura	FONDAZIONE	
	Dim. Plinto [mxm]	q.p.p. [m]
Spalla SP1	12.66x3.20	-1.0
Spalla SP2	13.68 x3.20	+0.35

Di seguito si riportano le verifiche di capacità portate e le verifiche alle forze orizzontali dei micropali di fondazione.

Per le spalle le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinto di fondazione sono riportate in Tabella 6.

SPALLE - SCARICHI ALL'INTRADOSSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE						
Combinazioni	N [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	VT [kN]	ML[kNm]	
SLE - QUASI PERMANENTE	6188,9	2.145,60	0,00	0,00	5540,63	
SLE - FREQUENTE 01	7664,2	2.145,60	3343,76	18,26	6044,91	
SLE - FREQUENTE 02	7394,9	2.145,60	3865,18	18,26	5937,19	
SLE - CARATTERISTICA 01	8155,9	2.145,60	4549,65	54,78	6213,01	
SLE - CARATTERISTICA 02	7796,8	2.145,60	5244,88	54,78	6069,38	
SLE - CARATTERISTICA 03	7664,2	2.145,60	3453,33	54,78	6044,91	
SLE - CARATTERISTICA 04	7394,9	2.145,60	3974,75	54,78	5937,19	
SLE - CARATTERISTICA 05	7664,2	2.145,60	3562,89	91,31	6044,91	
SLE - CARATTERISTICA 06	7394,9	2.145,60	4084,31	91,31	5937,19	
SLU - STR 01	11081,1	2.904,78	6166,68	82,17	8439,19	
SLU - STR 02	10596,4	2.904,78	7105,24	82,17	8245,29	
SLU - STR 03	10417,3	2.904,78	4686,64	82,17	8212,26	
SLU - STR 04	10053,7	2.904,78	5390,56	82,17	8066,84	
SLU - STR 05	10417,3	2.904,78	4850,99	136,96	8212,26	
SLU - STR 06	10053,7	2.904,78	5554,91	136,96	8066,84	
SLU - SLV 01	6188,9	3.398,96	380,23	151,73	8741,47	
SLU - SLV 02	6188,9	2.521,61	1267,45	505,77	6500,88	

Tabella 6 – Sollecitazioni intradosso plinto spalle – Rio Sassu

I momenti agenti al baricentro dell'intradosso della fondazione sono stati stimati considerando anche il contributo dovuto al taglio agente in testa ai pali:

$$M = T \lambda * 0.9$$

dove λ è la lunghezza caratteristica del micropalo ed è stata stimata mediante la seguente relazione:

$$\lambda = \sqrt{\frac{4E_{arm}J_{arm}}{kD}} \approx 1,1 \text{ m}$$

e:

A_{arm} = Modulo di elasticità dell'armatura del micropalo;

J_{arm} = Momento d'inerzia dell'armatura del micropalo;

K = coefficiente di Winkler = 109 MN/m³;

D = diametro armatura del micropalo = 0,273 m

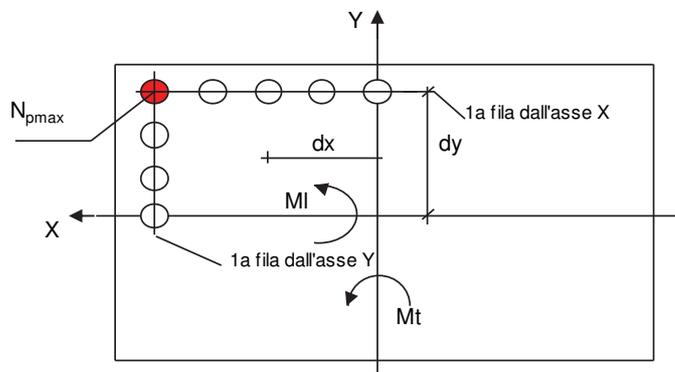
Ne consegue che le massime sollecitazioni agenti nel baricentro e all'intradosso della fondazione sono quelle riferite alla combinazione SLU_STR01 che vengono di seguito riportate:

N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
11081.11	2904.8	82.17	11549.36	6254.67

Tabella 7 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - Spalle – Rio Sassu

Una volta determinate queste ultime, nota la disposizione geometrica dei pali di fondazione, (cfr. [12]), si può determinare la sollecitazione agente sul singolo micropalo tramite la seguente relazione:

$$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mt * dx_{max} / \sum dx_i^2 + Ml * dy_{max} / \sum dy_i^2 \quad [\text{rel } 8.1]$$



Le massime sollecitazioni risultanti sul micropalo sono riportate in Tabella 8 per la spalla SP1 e in Tabella 9:

Sollecitazioni in testa al palo – Spalla SP1		
N_max	N_min	T_max
[kN]	kN]	[kNm]
970.16	-231.41	96.86

Tabella 8 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - Spalla SP1 – Rio Sassu

Sollecitazioni in testa al palo – Spalla SP2		
N_max	N_min	T_max
[kN]	kN]	[kNm]
888.85	-217.27	88.06

Tabella 9 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - Spalla SP2 – Rio Sassu

Di seguito si riporta il calcolo della capacità portate del micropalo più sollecitato e la stima dei coefficiente di sicurezza.

9.1.1 Resistenza di progetto dei micropali – Spalle Rio Sassu

Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a - 7 m t.p.;

$q_{lat, min} = 250$ kPa e $\alpha = 1.0$ da - 7 m t.p.;

Di seguito, si riportano i calcoli svolti per la stima del carico limite assiale e trasversale. Inoltre, si riporta anche la verifica strutturale del micropalo.

SPALLA SP1

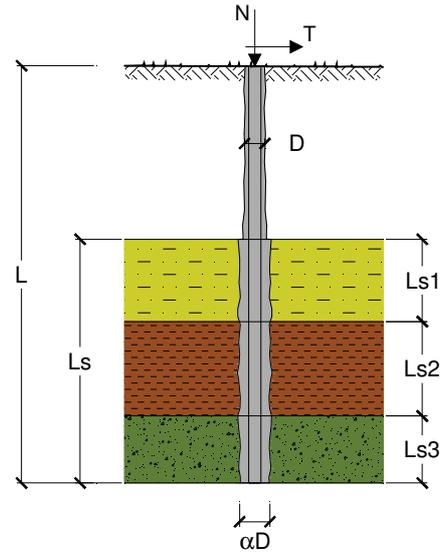
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: SPALLA

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	971,00	0,00	971,00
T (kN)	97,00	0,00	97,00



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
SLU	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88		1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		1,00	1,00	1,15	1,25

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>							
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,80
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 16,00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø273,0 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 8262 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 7,154E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 524.109 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 36,6 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * l_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l_{s_i} (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7,00	1,10	0,33	0,000	0,000	0,000	0,00
Ug4	9,00	1,00	0,30	0,250	0,250	0,128	1084,69
		1,00	0,30	0,000	0,000	0,000	0,00

$L_s = 16,00$ (m) $Ql = 1084,69$ (kN)

Capacità portante di punta

$Qp = \%Punta * Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 0\%$ $Qp = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 1084,69$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1,12$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) (β = k*D_{arm}): 9,99 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 24504,10$ (MN) $\eta = 25,24$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$M = T / (2 \cdot b)$

$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$

$b = 0,654$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 74,18$ (kNm)

SPALLA SP2

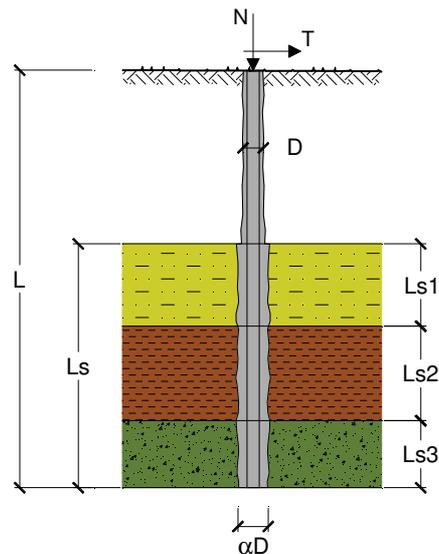
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: SPALLA SP2

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	888,85	0,00	888,85
T (kN)	88,06	0,00	88,06



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
		γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88		1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		1,00	1,00	1,15	1,25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_s	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,80
ξ_t	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)
 Lunghezza del micropalo (L): 15,00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø273,0 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 8262 (mm²)
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 7,154E+07 (mm⁴)
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 524.109 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1,05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 36,6 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot l_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l _{s_i} (m)	α (-)	Ds _i = α * D (m)	s _i media (MPa)	s _i minima (MPa)	s _i calcolo (MPa)	Qs _i (kN)
Ug1	7,00	1,10	0,33	0,000	0,000	0,000	0,00
Ug4	8,00	1,00	0,30	0,250	0,250	0,128	964,17
		1,00	0,30	0,000	0,000	0,000	0,00

L_s = 15,00 (m) QI = 964,17 (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot QI$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

0%

Qp = 0,00 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + QI$$

Qlim = 964,17 (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

Fs = 1,08

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) (β = k*D_{arm}): 9,99 (N/mm²)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0,5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

Pk = 24504,10 (MN)

η = 27,57

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 0,654 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 67,35 (kN m)

9.1.1.1 Verifica strutturale del micropalo

S.S. 291 VIADOTTO RIO SASSU_SPALLA SP1					
Verifica Micropalo ϕ 273x 10 mm					
Riepilogo proprietà del materiale					
ACCIAIO	S	355		γ_{acc}	78,5 kN/m3
γ_M	1,05			E_{acc}	206000000 kN/m2
σ_d	338	MPa		p.p.	0,65 kN/m
τ_d	195	MPa		rapporto max: "d/t _{max} "	
ϵ^2	0,66			classe 1	classe 2
				33,1	46,3
					59,6
Sollecitazioni agenti e geometria profilato (per la verifica)					
N _{Ed_palo}	970,155	kN			
V _{Ed_palo}		kN/m			
V _{Ed_palo}	96,86	kN			
M _{Ed_palo}		kNm/m			
M _{Ed_palo}	103,67	kNm			
(valori allo S.L.U.)					
Caratteristiche sezione del Tubo					
Armatura Micropalo: d =	273	mm			
Spessore: t =	10,00	mm			
A _{armatura}	83	cmq			
d / t	27		-->	classe 1	
J	7,154E-05	m4		7154	cm4
W _{el}	5,241E-04	m3		524	cm3
ρ	0,093	m			
Verifiche (metodo elastico)					
			Calcolo capacità portante		
τ_{max}	18,4	MPa	M.E.	M_Rd	177,2 kNm
σ_{max} (N)	117,4	MPa		W.pl = [D^3 -(D-2s)^3]/6	
σ_{max} (M)	197,8	MPa		W.pl =	0,0006920 m3
σ_{max_id}	316,8	MPa	M.P.	M_Rd	234,0 kNm
< s _{amm} --> verifica				(verificare che sia di classe 1 e 2)	
				59%	
Determinazione influenza del taglio sulla capacità portante a flessione					
A _{resist} a taglio	53	cmq		VEd	< 0.5 Vc,Rd
Vc,Rd	1233	kN		ρ	0

S.S. 291 VIADOTTO RIO SASSU_SPALLA SP2						
Verifica Micropalo ϕ 273x 10 mm						
Riepilogo proprietà del materiale						
ACCIAIO	S	355			γ_{acc}	78,5 kN/m3
γ_M	1,05				E_{acc}	206000000 kN/m2
σ_d	338	MPa			p.p.	0,65 kN/m
τ_d	195	MPa			rapporto max: "d/t _{max} "	
ϵ^2	0,66				classe 1	classe 2
					33,1	46,3
					classe 3	59,6
Sollecitazioni agenti e geometria profilato (per la verifica)						
N_{Ed_palo}	888,851	kN				
V_{Ed_palo}		kN/m				
V_{Ed_palo}	88,06	kN				
M_{Ed_palo}		kNm/m				
M_{Ed_palo}	94,25	kNm				
(valori allo S.L.U.)						
Caratteristiche sezione del Tubo						
Armatura Micropalo: d =	273	mm				
Spessore: t =	10,00	mm				
A _{armatura}	83	cmq				
d / t	27		--->	classe 1		
J	7,154E-05	m4		7154	cm4	
W _{el}	5,241E-04	m3		524	cm3	
ρ	0,093	m				
Verifiche (metodo elastico)						
Calcolo capacità portante						
τ_{max}	16,7	MPa		M.E.	M_{Rd}	177,2 kNm
σ_{max} (N)	107,6	MPa			$W_{pl} = [D^3 - (D-2s)^3]/6$	
σ_{max} (M)	179,8	MPa			$W_{pl} =$	0,0006920 m3
σ_{max_id}	288,9	MPa		M.P.	M_{Rd}	234,0 kNm
< s _{amm} --> verifica		0,86			(verificare che sia di classe 1 e 2)	
53%						
Determinazione influenza del taglio sulla capacità portante a flessione						
A _{resist} a taglio	53	cmq			V_{Ed}	< 0.5 V _{c,Rd}
V _{c,Rd}	1233	kN			ρ	0

9.1.2 Stima del cedimento della palificata – Spalle Rio Serra

Al fine di valutare il cedimento della palificata si è proceduto al calcolo del cedimento del singolo micropalo considerato isolato e sottoposto alle sollecitazioni assiali trasmesse dalle strutture in condizioni di esercizio, estendendo poi il calcolo al gruppo di pali costituenti la fondazione.

Il cedimento del palo singolo (δ_i) è valutato con la seguente espressione [Poulos e Davis, 1981]:

$$\delta_i = \frac{\beta \cdot N}{E \cdot L_u}$$

dove

D_p = diametro del palo;

L_u = lunghezza utile del micropalo (*lunghezza all'interno dello strato più resistente*);

$$\beta = 0.5 + \log(L_u / D_p)$$

E = modulo di deformabilità dello strato di terreno nel quale si considera ammorsato il micropalo;

N = carico verticale di calcolo (*comb. SLE*) = 696 kN

Nel caso specifico, la lunghezza utile del palo coincide con la lunghezza del tratto del palo al di sotto della porzione superficiale costituita dalle alluvioni e dalla porzione maggiormente alterata dei depositi vulcanici.

A partire dal cedimento del palo singolo (δ_{i-med}) valutato con riferimento al valore medio dell'azione assiale agente sui micropali in condizioni di SLE (N_{med}) è possibile determinare il cedimento della palificata mediante la seguente espressione:

$$\delta_{tot} = \delta_i \cdot R_s = \delta_i \cdot n_p \cdot R_g$$

dove:

δ_{tot} = cedimento della palificata;

n_p = numero di pali;

$$R_g = \frac{0.5}{\sqrt{\frac{n_p \cdot i_p}{L_u}}} + \frac{0.13}{\frac{n_p \cdot i_p}{L_u}} = \text{coefficiente di riduzione del gruppo (Viggiani 1999);}$$

i_p = interasse dei pali (*nel caso specifico è stato considerato un valore medio dell'interasse, $i_{p med}$*).

Nelle tabelle seguenti sono riepilogati i dati assunti per i calcoli ed i corrispondenti risultati relativi alla spalla SP1 e SP2.

Fondazione	Dati di input						Risultati			
	D_p (m)	N_{max} (kN)	L_u (m)	n_p	$i_{p med}$	E (MPa)	R_g	β	δ_{i-max} (mm)	δ_{tot} (mm)
Spalla-SP1	0.30	714	9.0	30	1.10	265	0.29	1.98	0.63	5.24

Tabella 10 – Sintesi calcoli cedimenti dei micropali - spalla – SP1 – Rio Sassu

Fondazione	Dati di input						Risultati			
	D_p (m)	N_{max} (kN)	L_u (m)	n_p	$i_{p med}$	E (MPa)	R_g	β	δ_{i-max} (mm)	δ_{tot} (mm)
Spalla-SP2	0.30	654	8.0	33	1.10	265	0.26	1.93	0.59	5.12

Tabella 11 – Sintesi calcoli cedimenti dei micropali - spalla – SP2 – Rio Sassu

9.2 Fondazioni pila P1 –P4

Le pile P1 e P4 sono fondate su 60 micropali (*IRS*), ϕ 300 di lunghezza 14 m e armatura tubolare 273 mm di spessore 10 mm. Nella tabella seguente si riportano le dimensioni in pianta dei plinti di fondazione e la relativa quota di posa del plinto (q.p.p.) rispetto al p.c. Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole strutturali allegate al presente progetto (*cf.* [12]).

Struttura	FONDAZIONE	
	Dim. Plinto [mxm]	q.p.p. [m]
PILA P1	6.0x10.0	-4.25
PILA P4	6.0x10.0	-4.50

Di seguito si riportano le verifiche di capacità portate e le verifiche alle forze orizzontali dei micropali di fondazione.

Per le spalle le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinto di fondazione sono riportate in Tabella 12

PILE - SCARICHI ALL'INTRADOSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE					
Combinazioni	N [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	VT [kN]	ML[kNm]
SLE - QUASI PERMANENTE	18384,9	292,47	0,00	0,00	6723,84
SLE - FREQUENTE 01	21253,6	292,47	6275,50	0,00	6723,84
SLE - FREQUENTE 02	20452,5	292,47	8392,42	0,00	6723,84
SLE - FREQUENTE 03	18384,9	292,47	2289,29	99,58	6723,84
SLE - CARATTERISTICA 01	22209,9	292,47	15235,20	298,73	6723,84
SLE - CARATTERISTICA 02	21141,7	292,47	18057,76	298,73	6723,84
SLE - CARATTERISTICA 03	21253,6	292,47	13143,37	298,73	6723,84
SLE - CARATTERISTICA 04	20452,5	292,47	15260,29	298,73	6723,84
SLE - CARATTERISTICA 05	21253,6	292,47	17721,95	497,89	6723,84
SLE - CARATTERISTICA 06	20452,5	292,47	19838,87	497,89	6723,84
SLU - STR 01	28767,2	438,70	21597,71	448,10	10085,77
SLU - STR 02	27325,1	438,70	25408,16	448,10	10085,77
SLU - STR 03	27476,3	438,70	18773,73	448,10	10085,77
SLU - STR 04	26394,7	438,70	21631,57	448,10	10085,77
SLU - STR 05	27476,3	438,70	25641,60	746,83	10085,77
SLU - STR 06	26394,7	438,70	28499,44	746,83	10085,77
SLU - SLV 01	18384,9	912,87	7705,81	341,57	20720,07
SLU - SLV 02	18384,9	478,59	25686,03	1.138,57	10922,71

Tabella 12 – Sollecitazioni intradosso plinto Pila P2 – Rio Serra

Le massime sollecitazioni agenti nel baricentro e all'intradosso della fondazione, considerando anche il contributo dovuto al taglio agente in testa ai pali (*cf.* 8.1), sono quelle riferite alla combinazione SLU_STR06 che vengono di seguito riportate:

N [kN]	VL[kN]	VT[kN]	ML [kNm]	MT[kNm]
26394.7	438.70	746.83	10532.47	29259.90

Una volta determinate queste ultime, nota la disposizione geometrica dei pali di fondazione, (cfr.[14]), si può determinare la sollecitazione agente sul singolo micropalo tramite la relazione 8.1.

Le massime sollecitazioni risultanti sul micropalo sono riportate in Tabella 13

Sollecitazioni in testa al palo - Spalle		
N_max	N_min	T_max
[kN]	kN]	[kNm]
856.38	23.45	14.44

Tabella 13 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - Pila P1-P4 – Rio SASSU

Di seguito si riporta il calcolo della capacità portate del micropalo più sollecitato e la stima dei coefficiente di sicurezza.

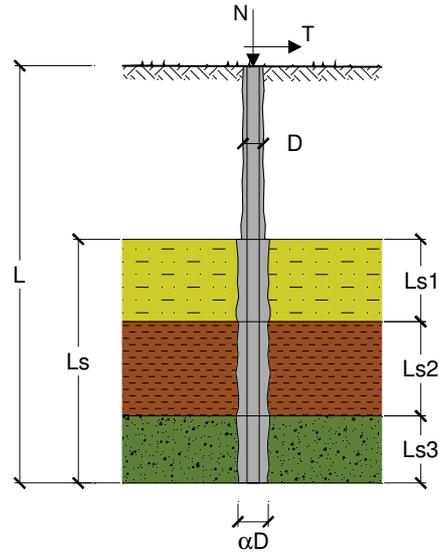
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: PILE P1-P4 RIO SASSU

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	856,38	0,00	856,38
T (kN)	14,44	0,00	14,44



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_S	$\gamma_{S\text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88		1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		1,00	1,00	1,15	1,25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,80
ξ_t	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 14,00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø273,0 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 8262 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 7,154E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 524.109 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 36,6 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot D s_i \cdot s_i \cdot l s_i$$

Tipo di Terreno	Spessore l s _i (m)	α (-)	D s _i = α · D (m)	s _i media (MPa)	s _i minima (MPa)	s _i calcolo (MPa)	Q s _i (kN)
Ug1	6,00	1,10	0,33	0,000	0,000	0,000	0,00
Ug2	8,00	1,00	0,30	0,250	0,250	0,128	964,17
	0,00	1,00	0,30	0,000	0,000	0,000	0,00

Ls = 14,00 (m) QI = 964,17 (kN)

Capacità portante di punta

Q_p = %Punta · QI (consigliato 10-15%)

% Punta 0% Q_p = 0,00 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALLO

$$Q_{lim} = Q_b + QI$$

Q_{lim} = 964,17 (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$F_s = Q_{lim} / N \quad (F_s > 1)$$

F_s = 1,13

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) (β = k · D_{am}): 9,99 (N/mm²)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5} \quad \eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

Pk = 24504,10 (MN) η = 28,61

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 0,654 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 11,04 (kNm)

9.2.1.1 Verifica strutturale del micropalo –Pila P1-P4

S.S. 291 VIADOTTO RIO SASSU_PILA P1-P4									
Verifica Micropalo ϕ 273x 10 mm									
Riepilogo proprietà del materiale									
ACCIAIO	S	355				γ_{acc}	78,5	kN/m3	
γ_M	1,05					E_{acc}	206000000	kN/m2	
σ_d	338	MPa				p.p.	0,65	kN/m	
τ_d	195	MPa				rapporto max: "d/t _{max} "			
ϵ^2	0,66					classe 1	classe 2	classe 3	
						33,1	46,3	59,6	
Sollecitazioni agenti e geometria profilato (per la verifica)									
N_{Ed_palo}	856,375	kN							
V_{Ed_palo}		kN/m							
V_{Ed_palo}	14,44	kN							
M_{Ed_palo}		kNm/m							
M_{Ed_palo}	12,67	kNm							
(valori allo S.L.U.)									
Caratteristiche sezione del Tubo									
Armatura Micropalo: d =	273	mm							
Spessore: t =	10,00	mm							
A _{armatura}	83	cmq							
d / t	27		---			classe 1			
J	7,154E-05	m4				7154	cm4		
W _{el}	5,241E-04	m3				524	cm3		
ρ	0,093	m							
Verifiche (metodo elastico)					Calcolo capacità portante				
τ_{max}	2,7	MPa			M.E.	M _{Rd}	177,2	kNm	
σ_{max} (N)	103,6	MPa				W.pl = $[D^3 - (D-2s)^3]/6$			
σ_{max} (M)	24,2	MPa				W.pl =	0,0006920	m3	
σ_{max_id}	127,9	MPa			M.P.	M _{Rd}	234,0	kNm	
< s _{amm} --> verifica						(verificare che sia di classe 1 e 2)			
						7%			
Determinazione influenza del taglio sulla capacità portante a flessione									
A _{resist} a taglio	53	cmq				VEd	< 0.5 Vc,Rd		
Vc,Rd	1233	kN				ρ	0		

9.2.2 Stima del cedimento della palificata – Pila P1-P4 - Rio Sassu

Nella tabella seguente sono riepilogati i dati assunti per il calcolo dei cedimenti (cfr.9.1.2) ed i corrispondenti risultati.

Fondazione	Dati di input						Risultati			
	D _p (m)	N _{max} (kN)	L _u (m)	n _p	i _{p med}	E (MPa)	R _g	β	δ_{i-max} (mm)	δ_{tot} (mm)
Pile P1-P4	0.30	611.7	8.0	60	1.0	265	0.20	1.93	0.59	7.07

Tabella 14 – Sintesi calcoli cedimenti dei micropali - Pile P1-P4 – Rio Sassu

9.3 Fondazioni Pile P2 e P3

Le fondazioni delle pile P1 e P3 sono di tipo diretto approfondite di forma circolare e diametro pari a 7.0 m. Nella tabella seguente si riportano le dimensioni in pianta dei plinti di fondazione e la relativa quota di posa del plinto (q.p.p.) rispetto al p.c. Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole strutturali allegate al presente progetto (cfr.[14]).

Struttura	FONDAZIONE	
	Dim. Plinto [m]	q.p.p. [m]
PILA P2	Ø 7.00	-7.70
PILA P3	Ø 7.00	-7.70

Per le pile P2 e P3 le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del pinto di fondazione, sono di seguito riportate:

PILA P2 - SCARICHI ALL'INTRADOSSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE							
Combinazioni	N [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	VT [kN]	ML[kNm]	V[kN]	M[kNm]
SLE - QUASI PERMANENTE	16.771,28	292,47	0,00	0,00	6.723,84	292,47	6.723,84
SLE - FREQUENTE 01	19.639,97	292,47	6.275,50	0,00	6.723,84	292,47	9.197,39
SLE - FREQUENTE 02	18.838,83	292,47	8.392,42	0,00	6.723,84	292,47	10.753,73
SLE - FREQUENTE 03	16.771,28	292,47	2.289,29	99,58	6.723,84	308,96	7.102,88
SLE - CARATTERISTICA 01	20.596,21	292,47	15.235,20	298,73	6.723,84	418,07	16.652,97
SLE - CARATTERISTICA 02	19.528,02	292,47	18.057,76	298,73	6.723,84	418,07	19.268,96
SLE - CARATTERISTICA 03	19.639,97	292,47	13.143,37	298,73	6.723,84	418,07	14.763,41
SLE - CARATTERISTICA 04	18.838,83	292,47	15.260,29	298,73	6.723,84	418,07	16.675,93
SLE - CARATTERISTICA 05	19.639,97	292,47	17.721,95	497,89	6.723,84	577,43	18.954,62
SLE - CARATTERISTICA 06	18.838,83	292,47	19.838,87	497,89	6.723,84	577,43	20.947,33
SLU - STR 01	27.153,51	438,70	21.597,71	448,10	10.085,77	627,10	23.836,60
SLU - STR 02	25.711,46	438,70	25.408,16	448,10	10.085,77	627,10	27.336,74
SLU - STR 03	25.862,60	438,70	18.773,73	448,10	10.085,77	627,10	21.311,40
SLU - STR 04	24.781,06	438,70	21.631,57	448,10	10.085,77	627,10	23.867,29
SLU - STR 05	25.862,60	438,70	25.641,60	746,83	10.085,77	866,15	27.553,84
SLU - STR 06	24.781,06	438,70	28.499,44	746,83	10.085,77	866,15	30.231,45
SLU - SLV 01	16.771,28	912,87	7.705,81	341,57	20.720,07	974,68	22.106,58
SLU - SLV 02	16.771,28	478,59	25.686,03	1.138,57	10.922,71	1.235,06	27.911,96

Tabella 15 – Sollecitazioni intradosso plinto Pila P2 – Rio Sassu

PILA P3 - SCARICHI ALL'INTRADOSSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE							
Combinazioni	N [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	VT [kN]	ML[kNm]	V[kN]	M[kNm]
SLE - QUASI PERMANENTE	17.637,18	292,47	0,00	0,00	6.723,84	292,47	6.723,84
SLE - FREQUENTE 01	20.505,88	292,47	6.275,50	0,00	6.723,84	292,47	9.197,39
SLE - FREQUENTE 02	19.704,74	292,47	8.392,42	0,00	6.723,84	292,47	10.753,73
SLE - FREQUENTE 03	17.637,18	292,47	2.289,29	99,58	6.723,84	308,96	7.102,88
SLE - CARATTERISTICA 01	21.462,11	292,47	15.235,20	298,73	6.723,84	418,07	16.652,97
SLE - CARATTERISTICA 02	20.393,92	292,47	18.057,76	298,73	6.723,84	418,07	19.268,96
SLE - CARATTERISTICA 03	20.505,88	1.192,47	13.143,37	298,73	27.414,84	1.229,32	30.402,66
SLE - CARATTERISTICA 04	19.704,74	1.192,47	15.260,29	298,73	27.414,84	1.229,32	31.375,95
SLE - CARATTERISTICA 05	20.505,88	292,47	17.721,95	497,89	6.723,84	577,43	18.954,62
SLE - CARATTERISTICA 06	19.704,74	292,47	19.838,87	497,89	6.723,84	577,43	20.947,33
SLU - STR 01	28.019,41	438,70	21.597,71	448,10	10.085,77	627,10	23.836,60
SLU - STR 02	26.577,36	438,70	25.408,16	448,10	10.085,77	627,10	27.336,74
SLU - STR 03	26.728,50	1.788,70	18.773,73	448,10	41.122,27	1.843,98	45.205,02
SLU - STR 04	25.646,96	1.788,70	21.631,57	448,10	41.122,27	1.843,98	46.464,67
SLU - STR 05	26.728,50	438,70	25.641,60	746,83	10.085,77	866,15	27.553,84
SLU - STR 06	25.646,96	438,70	28.499,44	746,83	10.085,77	866,15	30.231,45
SLU - SLV 01	17.637,18	2.348,86	7.705,81	341,57	53.116,03	2.373,57	53.672,08
SLU - SLV 02	17.637,18	909,39	25.686,03	1.138,57	20.641,50	1.457,16	32.952,14

Tabella 16 – Sollecitazioni intradosso plinto Pila P3 – Rio Sassu

9.3.1 Risultati delle verifiche allo SLU – Pile P1 e P3 –Rio Sassu

Per la procedura di calcolo si rimanda al paragrafo 5.2. Nelle Tabella 17 e Tabella 18 si riportano i risultati delle verifiche sia nei confronti del collasso per carico limite e sia nei confronti dello scorrimento.

Pila P2– verifiche nei confronti del meccanismo di collasso per raggiungimento del carico limite									
Geometria			Sollecitazioni agenti				Risultati		
Raggio	H	D	Comb.	N	M	T	$R_k = q_{lim}$	$F_d = q$	R_k/F_d
(m)	(m)	(m)	(-)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kPa)	(kPa)	(-)
3,5	3	3,0	SLU _STR06	24781,06	30231,45	866,15	5241,33	1138,95	4,60 (> 2.3)

Tabella 17 –Sintesi dei calcoli di verifica nei confronti del collasso per carico limite - Pila P2 – Rio Sassu

Pila P2– verifiche nei confronti del meccanismo di collasso per scorrimento lungo il piano di posa									
Geometria			Sollecitazioni agenti				Risultati		
Raggio	H	D	Comb.	N	M	T	$R_k = S$	$F_d = T$	R_k/F_d
(m)	(m)	(m)	(-)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kPa)	(kPa)	(-)
3,5	3	3,0	SLU _STR06	24781,06	30231,45	866,15	16963,32	866,15	19,6 (> 1.1)

Tabella 18 – Sintesi dei calcoli di verifica nei confronti del collasso per scorrimento - Pila P2 – Rio Sassu

Pila P3– verifiche nei confronti del meccanismo di collasso per raggiungimento del carico limite									
Geometria			Sollecitazioni agenti				Risultati		
Raggio	H	D	Comb.	N	M	T	$R_k = q_{lim}$	$F_d = q$	R_k/F_d
(m)	(m)	(m)	(-)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kPa)	(kPa)	(-)
3,5	3	3,0	SLU _SLV01	17637,18	53672,08	2373,57	19685,81	8258,52	2,38 (> 2.3)

Tabella 19 –Sintesi dei calcoli di verifica nei confronti del collasso per carico limite - Pila P3 – Rio Sassu

Pila P3 – verifiche nei confronti del meccanismo di collasso per scorrimento lungo il piano di posa									
Geometria			Sollecitazioni agenti				Risultati		
Raggio	H	D	Comb.	N	M	T	$R_k = S$	$F_d = T$	R_k / F_d
(m)	(m)	(m)	(-)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kPa)	(kPa)	(-)
3,5	3	3,0	SLU _SLV01	17637,18	53672,08	2373,57	18381,30	2373,57	7,7 (> 1.1)

Tabella 20 – Sintesi dei calcoli di verifica nei confronti del collasso per scorrimento - Pila P3 – Rio Sassu

Gli output completi dei fogli di calcolo con i quali sono state condotte le verifiche sono riportati in Allegato B.

9.3.2 Opere di Sostegno provvisionali – Pile P2 e P3 –Rio Sassu

Per l'apertura in sicurezza degli scavi per l'esecuzione delle strutture di fondazione delle pile P2 e P3 è necessaria la realizzazione di un'opera di presidio provvisoria costituita da una paratia di micropali di diametro di perforazione pari a 240 mm, armatura con tubi in acciaio di diametro $\varnothing 177.8$ mm (spessore 8.8 mm) posti ad interasse di 25 cm e di lunghezza totale pari a 8 m; la massima altezza di scavo è pari a 3.49 m per la pila P3 e 3.20m per la pila P2. Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato grafico allegato al presente progetto (cfr.[14]).

In considerazione del carattere provvisorio dell'opera, non vengono prese in conto condizioni di calcolo sismiche. Il calcolo è stato svolto con l'ausilio del codice di calcolo automatico PARATIE Plus.

Modello di calcolo

L'analisi numerica è stata organizzata in 7 successive fasi di calcolo (Fasi 0÷6) che consentono la descrizione dei vari interventi costruttivi.

Fase 0 (fase 0): Condizioni iniziali geostatiche.

Fase 1 (fase 1): Esecuzione della coronella di micropali.

Fase 2 (fase 2): Scavo di sbancamento fino a -1.50 m da p.c.

Fase 3 (fase 3): 1ª Centina di contrasto HEB 180 A

Fase 4 (fase 4): Scavo di sbancamento fino a -2.50 m da p.c.

Fase 5 (fase 5): 2ª Centina di contrasto HEB 180 A

Fase 6 (fase 6): Scavo di sbancamento fino a -3.4.9 m da p.c.

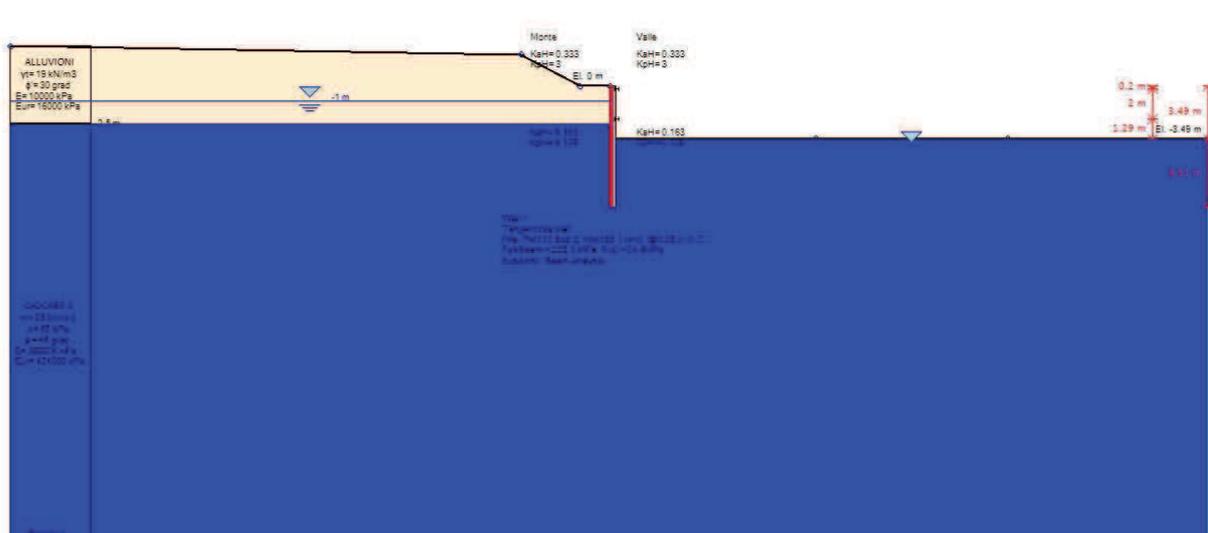


Figura 7 – Modello di calcolo-Pila P2-P3

Analisi tenso-deformativa della paratia: risultati

Di seguito si riporta, per la combinazione di carico più sfavorevole, la verifica strutturale della paratia provvisoria e la verifica in condizioni di esercizio.

Nella Tabella 21, con riferimento alla sezione di calcolo considerata ed alla combinazione SLE (rara), si riporta lo spostamento massimo della paratia.

Sezione di calcolo	Quota da t.p. [m]	Fase di calcolo n°	Spostamento Max [cm]
1	-2.8	8	0.50

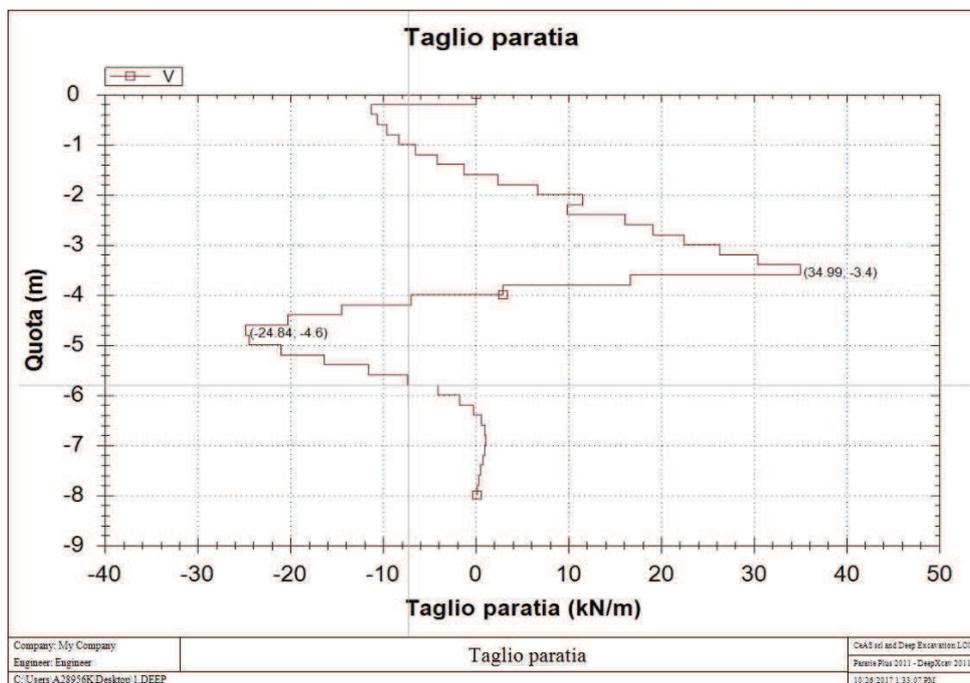
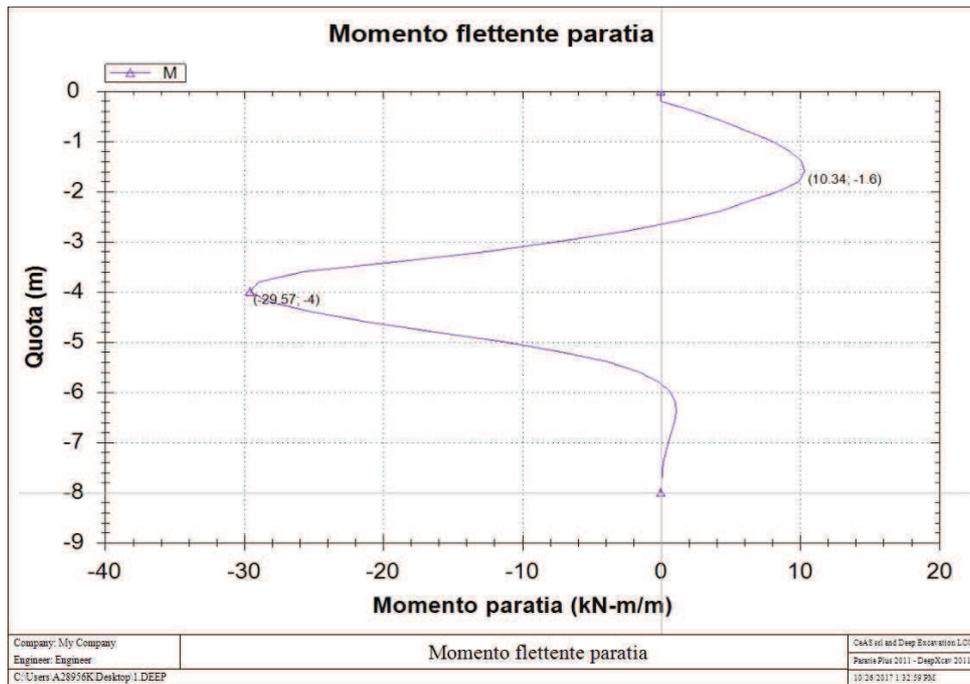
Tabella 21 – Spostamenti della paratia provvisoria –Pila P2 –P3- Rio SASSU

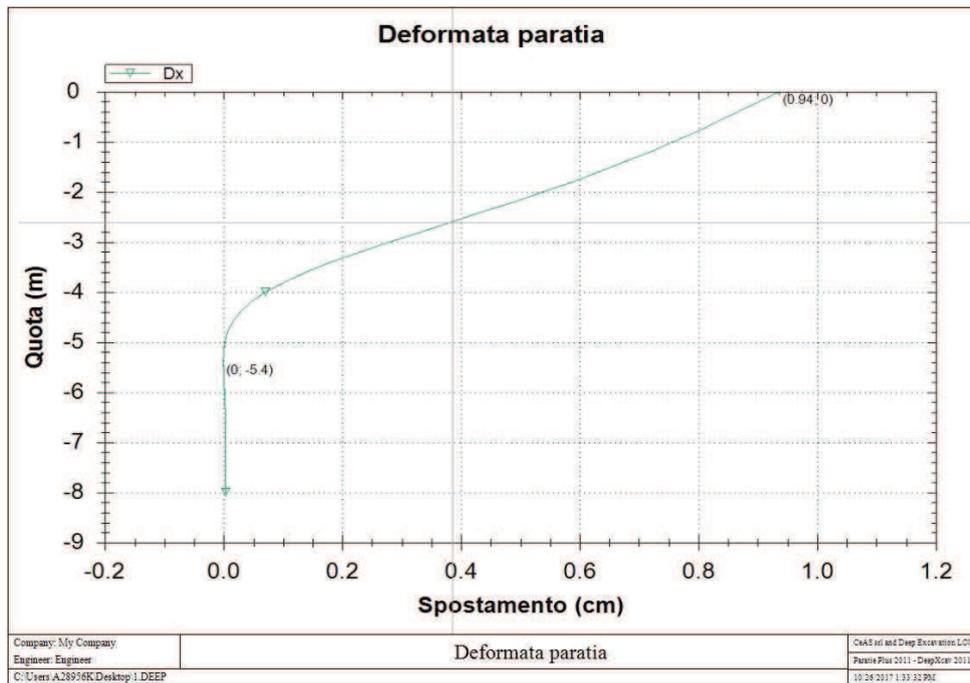
Nella Tabella 22, con riferimento alla sezione di calcolo considerata e alla combinazione di carico A1+M1+R3, si riporta le verifiche strutturali della paratia provvisoria.

Sezione di calcolo	Quota da t.p. [m]	M _{max} [kNm/m]	T [kN/m]	M _{palo} [kNm/palo]	T _{palo} [kN/palo]	σ _{ideale} [MPa]	σ _{ideale} /f _{yd} [-]	Verifica
1	-4.0	29.57	34.99	7.39	8.75	40	0.12	✓

Tabella 22 – Valori delle sollecitazioni massime e verifiche strutturali –Pila P2-P3- Rio SASSU

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi del momento flettente, delle azioni di taglio e degli spostamenti agenti sulla paratia di micropali (le azioni sono espresse per metro lineare).





ALLEGATO A

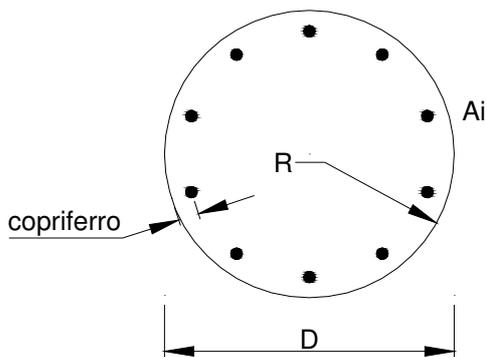
Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1500 (mm)
Raggio = 750 (mm)
Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 (N/mm²)
 $\gamma_{m,c}$ = 1,9
 α = 0,8
 $f_{cd} = R_{ck} / \gamma_c = 15,79$ (N/mm²)



Acciaio

tipo di acciaio: B450C
 $f_{yk} = 450$ (N/mm²)
 $\gamma_E = 1,00$
 $\gamma_S = 1,15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S / \gamma_E = 391,3$ (N/mm²)
 $E_s = 206000$ (N/mm²)
 $\epsilon_{ys} = 0,190\%$
 $\epsilon_{uk} = 1,000\%$
 $\epsilon_{ud} = 0,900\%$
 $\alpha = 0,9$

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
40	φ 26	21237,17	50
0	φ 18	0,00	70
1	φ 8	50,27	30

calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 4765,7 (kN m)

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI
PALI LIBERI DI RUOTARE IN TESTA**

OPERA: viadotto ferrovia

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

e = altezza della forza dal p.c.

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

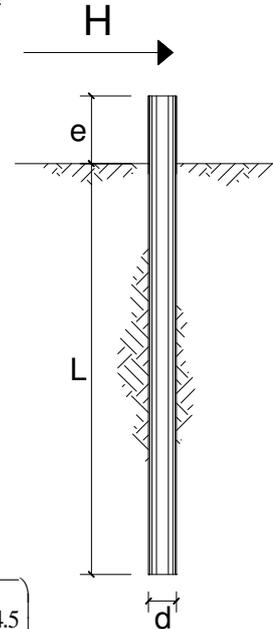
My = momento di plasticizzazione della sezione

Fs = coefficiente di sicurezza

c_u = resistenza al taglio non-drenata

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(- \left(1.5 + \frac{L}{d} + 2 \frac{e}{d} \right) + 9 \sqrt{ 2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + 4 \left(\frac{e}{d} \right)^2 + 4 \frac{L e}{d d} + 6 \frac{e}{d} + 4.5 } \right)$$

Palo lungo:
$$H = -9 \left(\frac{e}{d} + 1.5 \right) c_u d^2 + 9 c_u d^2 \sqrt{ \left(\frac{e}{d} \right)^2 + 3 \left(\frac{e}{d} \right) + \frac{2 M_y}{9 c_u d^3} + 2.25 }$$



DATI DI INPUT:

L =	50,00	(m)
d =	1,50	(m)
e =	0,00	(m)
My =	4765,66	(kN m)
Fs =	2,50	(-)
c _u =	40,00	(kN/m ²)

Palo corto:

H1 =	10007,41	(kN)	H1/FS	4002,96	(kN)
------	----------	------	-------	---------	------

Palo lungo:

H2 =	1358,55	(kN)	H2/FS	543,42	(kN)
------	---------	------	-------	--------	------

H lim = min(H1, H2) = 1358,55 (kN) palo lungo

H amm = H lim / FS = 543,42 (kN)

ALLEGATO B

Pila P2

Fondazioni Dirette Circolari Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma s} \gamma_d \gamma_i \gamma_b \gamma_g$$

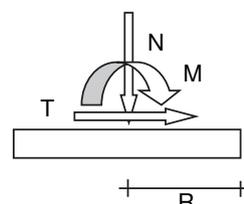
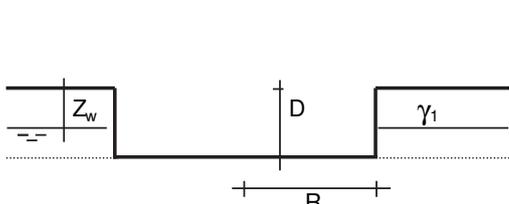
D = Profondità del piano di appoggio

e = Eccentricità in direzione B (e = M/N)

B* = Larghezza fittizia della fondazione equivalente

L* = Lunghezza fittizia della fondazione equivalente

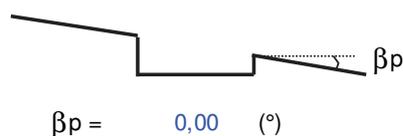
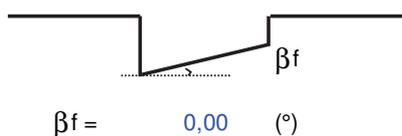
Metodo di calcolo		coefficienti parziali					
		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	q _{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili		1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista		1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10



γ, c', φ'

Raggio fondazione R = 3,50 (m)

Profondità piano di posa D = 3,00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	24781,06	0,00	24781,06
M [kNm]	30231,45	0,00	30231,45
T [kN]	866,15	0,00	866,15

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 25,00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 25,00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 40,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 33,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 40,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 33,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$DC = 2(R - e)$$

$$AB = \sqrt{R^2 - e^2}$$

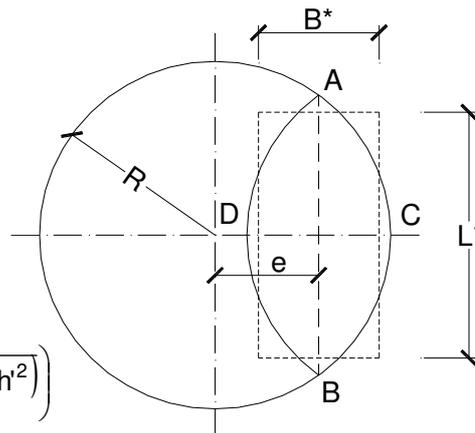
$$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$$

$$h' = R - e$$

$$B^* \cdot L^* = A^* = 2 \left(R^2 \cos^{-1} \left(\frac{R-h'}{R} \right) - (R-h') \sqrt{2Rh'-h'^2} \right)$$

$$e = 1,22 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} B^* &= 3,89 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 5,60 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$



q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 45,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 15,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 26,09$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 38,64$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 35,19$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,47$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1,45$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0,72$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1,59$$

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cot \varphi'))^m$$

$$i_q = 0,95$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0,95$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cot \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,92$$

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B$$

$$\text{per } D/B > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B)$$

$$d_q = 1,21$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,22$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0,00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 5241,33 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 1138,95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 2278,84 \geq q = 1138,95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 866,15 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 16963,32 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 15421,2 \geq H_d = 866,15 \quad (\text{kN})$$

Pila P3

Fondazioni Dirette Circolari
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

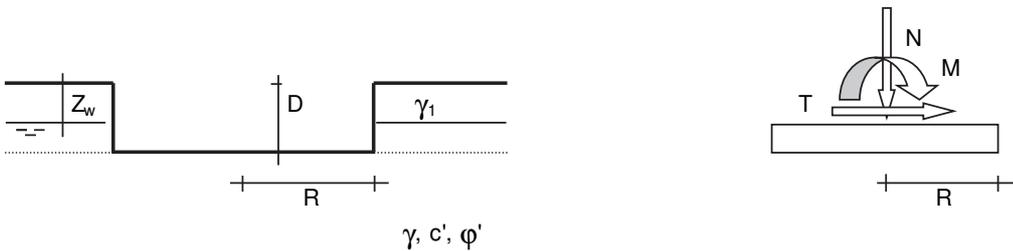
D = Profondità del piano di appoggio

e = Eccentricità in direzione B (e = M/N)

B* = Larghezza fittizia della fondazione equivalente

L* = Lunghezza fittizia della fondazione equivalente

Metodo di calcolo		coefficienti parziali					
		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	q _{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili		1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista		1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10



Raggio fondazione R = 3,50 (m)

Profondità piano di posa D = 3,00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	17637,18	0,00	17637,18
M [kNm]	53672,08	0,00	53672,08
T [kN]	2373,57	0,00	2373,57

Peso unità di volume del terreno

γ1 = 25,00 (kN/mc)

γ = 25,00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 55,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 46,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 55,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 46,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$DC = 2(R - e)$$

$$AB = \sqrt{R^2 - e^2}$$

$$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$$

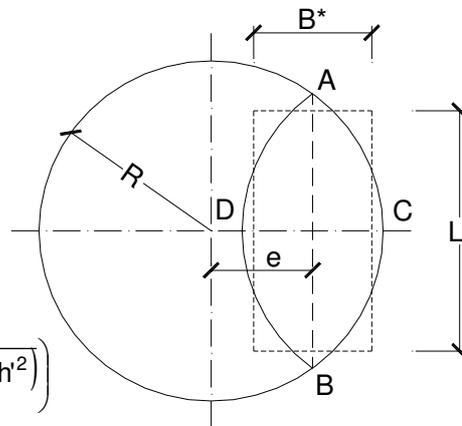
$$h' = R - e$$

$$B^* \cdot L^* = A^* = 2 \left(R^2 \cos^{-1} \left(\frac{R - h'}{R} \right) - (R - h') \sqrt{2Rh' - h'^2} \right)$$

$$e = 3,04 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 0,75 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 2,84 \quad (\text{m})$$



q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 45,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 15,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 158,50$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 152,10$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 330,34$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1,28$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,27$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,89$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,79$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg\varphi'))^m$$

$$i_q = 0,77$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 0,77$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,67$$

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,22$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1,22$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 19685,81 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B * L^*$$

$$q = 8258,52 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 8559,05 \geq q = 8258,52 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$Hd = 2373,57 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$Sd = N \tan(\varphi) + c' B * L^*$$

$$Sd = 18381,30 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$Sd / \gamma_R = 16710,27 \geq Hd = 2373,57 \quad (\text{kN})$$