

Variante alla S.S. 45 "Val di Trebbia"
Comuni di Torriglia e Montebruno
dal Km 31+500 (Costafontana) al Km 35+600 (Montebruno)
2° stralcio funzionale

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

Ing. Vincenzo Marzi
Ordine Ing. di Bari n. 3594

Ing. Giuseppe Danilo Malgeri
Ordine Ing. di Roma n. A34610

Geol. Serena Majetta
Ordine Geologi del Lazio n. 928

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Giancarlo Luongo

PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Ponte Trebbia – VI05

Relazione Geotecnica e di Calcolo delle Sottofondazioni

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROC. N. PROG. DPGE03 D 1701		NOME FILE T00VI05GETRE01A		REVISIONE	SCALA:
		CODICE ELAB. T00VI05GETRE01		A	-
C					
B					
A	EMISSIONE	Ing. A. Mangiola	Ing. E. Mittiga	Ing. A. Micheli
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

**RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE
SOTTOFONDAZIONI:
Ponte sul Trebbia**

Sommario

1	<i>Premessa</i>	3
2	<i>Normative</i>	4
3	<i>Bibliografia</i>	5
4	<i>Materiali utilizzati</i>	7
5	<i>Scelte Progettuali</i>	9
6	<i>Contesto geologico</i>	9
7	<i>Modello geotecnico</i>	10
8	<i>Analisi carichi</i>	11
9	<i>Criteri di calcolo</i>	13
9.1	Fondazioni su pali	15
9.1.1	Verifica dei pali alle forze verticali.....	15
9.1.2	Verifica dei pali alle forze orizzontali.....	18
9.1.3	Sollecitazioni pali.....	19
10	<i>Spalla A</i>	19
10.1	Verifica capacità portante palo	21
10.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo	23
11	<i>Spalla B</i>	25
11.1	Verifica capacità portante palo	26
11.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo	28
12	<i>Plinto pila 1</i>	30
12.1	Verifica capacità portante palo	31
12.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo	33
13	<i>Verifica opera provvisoriale Pila 1</i>	35
13.1	Verifica jet-grouting	38
14	<i>Allegato A</i>	41
14.1	Spalla A	41
14.2	Spalla B	44
14.3	Plinto Pila 1	47

1 Premessa

In questa Relazione vengono esposti i criteri di calcolo e di verifica geotecnica, con i relativi risultati, delle fondazioni del ponte sul Trebbia, nell'ambito del progetto definitivo dei lavori di "Val Trebbia" Comuni di Torriglia e Montebruno dal Km 31+500 (Costafontana) al Km 35+600 (Montebruno) 2° Stralcio funzionale".

Si riporta di seguito il profilo longitudinale del viadotto e la pianta fondazioni.

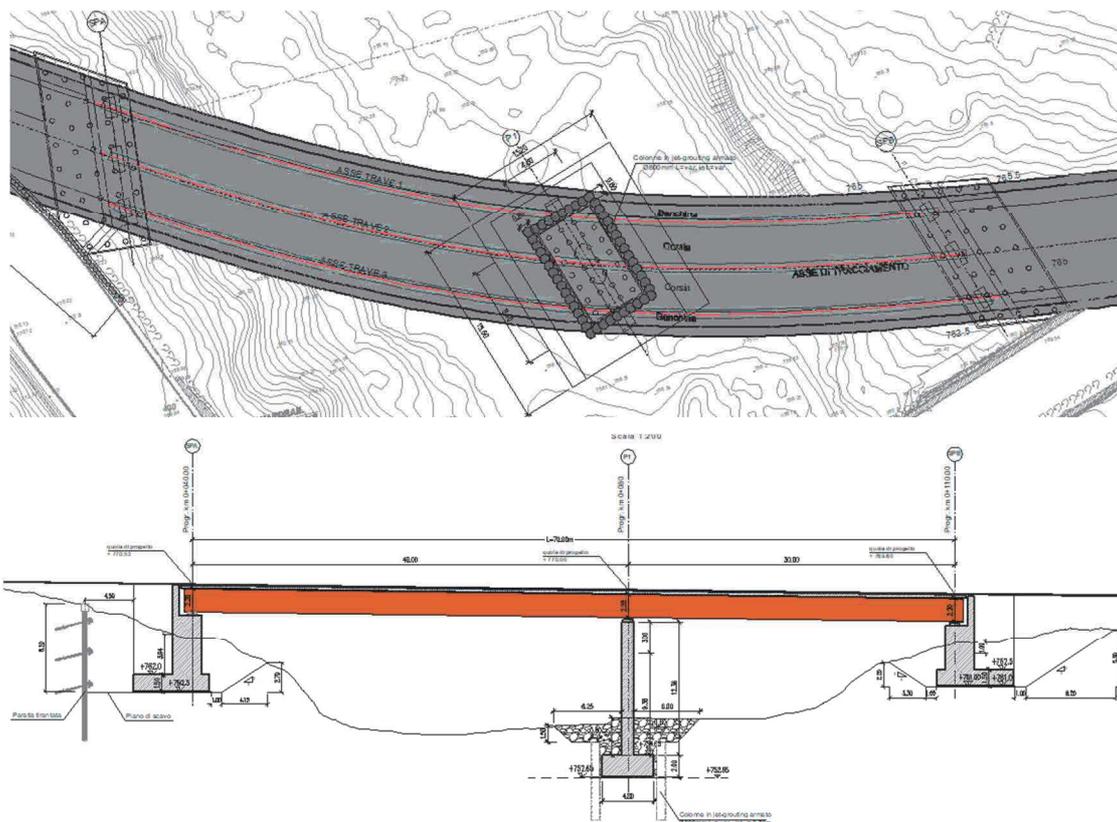


Figura 1 - Profilo longitudinale e Pianta

Il viadotto è realizzato con un impalcato a struttura mista acciaio-clc con schema statico di trave continua a 2 campate aventi luce rispettivamente di 40.00m e 30.00m (in asse tracciamento) per uno sviluppo complessivo di 70.00m. L'impalcato ha una larghezza variabile tra 11.24 e 11.74m.

La pila centrale è fondata su un plinto di spessore pari a 2m. Il plinto distribuisce le sollecitazioni su una palificata di 28 medio-pali (Φ 400).

Le spalle A e B sono fondate anche esse su fondazioni profonde. Il numero dei pali di fondazione delle spalle è 38 e 35 rispettivamente per la spalla A e la spalla B. Il diametro è pari a quello dei pali del plinto ovvero pari a 400mm.

2 Normative

Sono state osservate le seguenti norme in vigore per la valutazione delle condizioni di carico, il calcolo delle sollecitazioni, il dimensionamento delle sezioni e dei collegamenti e per le altre considerazioni progettuali in genere:

- Testo Unico: Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018;
- Circ. Min. LL. PP. N°617 del 02/02/2009 – Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008;
- Legge 5/11/1971 n°1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 14/02/1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 09/01/1996 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche";
- Circolare Min. 15/10/1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16/01/1996 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- Circolare Min. 04/07/1996 n°156AA.GG./STC. "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- D.M. 11/03/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circolare Min. LL.PP. 24 settembre 1988 n° 30483 – L. 02/02/1974, n° 64 – art. 1 D.M. 11/03/1988 "Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- UNI 9858 ENV 206 "Calcestruzzo: Prestazioni Procedure Posa in opera e Criteri di Conformità";

3 Bibliografia

Nella tabella successiva, sono riportati i principali testi consultati per la redazione della presente relazione.

Autore	Titolo	Editore	Anno
AA. VV.	Ingegneria Antisismica.	Liguori	1985
AA. VV.	Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi.	Hevelius	1997
Aicap	Dettagli costruttivi di strutture in calcestruzzo armato.	Pubblicamento	2011
Aicap	Commentario alle norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008 - Costruzioni in Calcestruzzo, Costruzioni composte in acciaio-calcestruzzo.	Pubblicamento	2011
Aicap - AGI	Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni	AGI	2012
Annunziata F. et al.	Progettazione Stradale Integrata.	Zanichelli	2004
Associazione Geotecnica Italiana	Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica.	Patron Editore	2005
Belluzzi O.	Scienza delle Costruzioni.	Zanichelli	1941
Boscolo Bielo M.	Progettazione Strutturale.	Legislazione Tecnica	2010
Bowles E. B.	Fondazioni - progetto e analisi.	McGraw-Hill	1998
Bruschi A.	Meccanica delle Rocce.	Flaccovio	2004
Capurso M.	Introduzione al calcolo automatico delle strutture.	ESAC	1986
Clayton C.R.I., Milititsky J. e Woods R.I.	La spinta delle terre e le opere di sostegno.	Hevelius	1993
Collotta T.	Prontuario Interattivo di Geotecnica.	Flaccovio	1951
Desideri A., Miliziano S. e Rampello S.	Drenaggi a gravità per la stabilizzazione dei pendii.	Hevelius	1997
Di Francesco R.	Geotecnica - guida pratica alle nuove norme	Flaccovio	2010

Autore	Titolo	Editore	Anno
	tecniche.		
<i>Ferrari P. e Giannini F.</i>	Ingegneria Stradale.	<i>ISED</i>	1979
<i>Garbin F. e Storoni Ridolfi S.</i>	Geologia e geotecnica stradale.	<i>Flaccovio</i>	2010
<i>Gherzi A.</i>	Il cemento armato.	<i>Flaccovio</i>	2010
<i>Giangreco E.</i>	Teoria e tecnica delle costruzioni.	<i>Liguori</i>	1963
<i>Lai C. G., Foti S. e Rota M.</i>	Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione.	<i>IUSS Press</i>	2009
<i>Lancellotta R.</i>	Meccanica dei Terreni e Fondazioni - Resistenza al taglio e deformabilità.	<i>Levrotto e Bella</i>	1983
<i>Lancellotta R.</i>	Geotecnica.	<i>Zanichelli</i>	1987
<i>Lancellotta R. e Cavalera J.</i>	Fondazioni.	<i>McGraw-Hill</i>	1999
<i>Leonhardt F.</i>	Calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso.	<i>ETS</i>	1977
<i>Mancina M., Nori R. e Iasiello P.</i>	Progetti e calcoli di geotecnica con excel - Vol. I e II.	<i>DEI</i>	2006
<i>Pane V. e Tamagnini C.</i>	Analisi dei diaframmi multiancorati.	<i>Hevelius</i>	2004
<i>Pasqualini E</i>	Standard Penetration Test SPT	<i>Atti delle C.G. di Torino, XI ciclo</i>	1983
<i>Perretti A., Gherzi A., Sattamino P. e Brenna A.</i>	La validazione del calcolo strutturale eseguito con il computer.	<i>Maggioli Editore</i>	2007
<i>Poulos H.G. and Davis E. H.</i>	Analisi e Progettazione di fondazioni su pali.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tamagnini C.</i>	Analisi limite in ingegneria geotecnica.	<i>Hevelius</i>	2005
<i>Tanzini M.</i>	Micropali e pali di piccolo diametro.	<i>Flaccovio</i>	2004
<i>Tanzini M.</i>	L'indagine geotecnica.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tesoriere G.</i>	Strade, Ferrovie e Aeroporti.	<i>UTET</i>	1996
<i>Viggiani C.</i>	Fondazioni.	<i>Hevelius</i>	1999
<i>William Lambe T. e Whitman V.</i>	Meccanica dei Terreni.	<i>Flaccovio</i>	1997

4 Materiali utilizzati

I calcoli statici sono stati eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali.

Calcestruzzo Magro:

Classe di resistenza minima 12/15

Calcestruzzo per trave di testata:

Classe 28/35

- Resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} > 35 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29,05 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 16,46 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice assiale: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,83 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,98 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,32 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk} = 4,46 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1,5} = 2,97 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per armature:

B450C - ad aderenza migliorata controllato in stabilimento

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391 \frac{N}{mm^2}$

Miscela Cementizia per pali di medio diametro:

Classe 25/30

- Resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} > 30 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 14.11 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice assiale: $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.19 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2.25 \cdot f_{ctk} = 4.02 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1.5} = 2.68 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per armatura pali:S355 – Profilo a sezione cava laminato a caldo con spessore $t \leq 40$ mm

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 510 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 355 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 308.7 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per tiranti in trefoli

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{ptk} \geq 1800 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica in corrispondenza dell'1% di deformazione sotto carico:

$$f_{p(1)k} \geq 1600 \frac{N}{mm^2}$$

Acciaio per armatura chiodiBarre tipo Diwidag $\Phi 25$ mm

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{0.2k} \geq 670 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{ptk} \geq 800 \frac{N}{mm^2}$

5 Scelte Progettuali

Le fondazioni degli appoggi del nuovo ponte sono di tipo profondo; il numero, la lunghezza e l'armatura dei pali di fondazione variano in funzione delle caratteristiche geometriche delle sovrastrutture e della stratigrafia del terreno. I pali sono trivellati con asportazione di terreno.

Elemento	Diametro pali	n° pali	Lunghezza Pali	Tubo armatura
-	[mm]	-	[m]	-
Spalla A	400	38	24	273x12.5
Spalla B	400	35	24	273x12.5
Pila 1	400	28	18	273x8

6 Contesto geologico

Ai fini della redazione del presente progetto, è stata svolta una campagna d'indagine geognostica, nel 2014. I sondaggi che interessano tale stralcio sono cinque ed in particolare i sondaggi: S4_pz, S5_DH, S6_h, S7_DH, S8_DH.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda all'apposito elaborato T00GE00GETRE01A.

7 Modello geotecnico

Come illustrato nel modello geologico, il sito fondale del progetto mostra la presenza di uno strato di coltre superficiale costituita da sabbie limose e talvolta riporti, che sovrasta un substrato lapideo di marne e calcare, con grado di fratturazione che si riduce rapidamente con la profondità.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni suddetti è stata basata sui risultati sia delle prove in sito, sia delle prove di laboratorio.

Al fine di eseguire il dimensionamento della presente opera, è stata scelta la successione stratigrafica riportata nella Tabella 1, dove sono anche catalogati i parametri di resistenza al taglio identificati per ciascun litotipo:

Litotipo	Codice litotipo	Profondità Iniziale ÷ Prof. finale [m]	γ_k [kN/m ³]	φ'_k [°]	$(c')_k$ [kPa]	E_{vc} [Mpa]	E_{ur} [Mpa]
Depositi alluvionali	A	-	19	33-35	0	-	-
Coltre superficiale	e-c	0 ÷ 2.0	18	30	0	20	180
Roccia Fratturata	Rf	2.0 ÷ 5.0	26	30	44	280	840
Roccia Integra	Ri	> 5.0	26	38	55	350	1050

Tabella 1 stratigrafia di progetto e caratteristiche meccaniche dei litotipi

Dove:

γ_k rappresenta il valore del peso dell'unità di volume del terreno;

φ'_k rappresenta il valore dell'angolo di resistenza al taglio del terreno;

$(c')_k$ rappresenta il valore della coesione drenata del terreno;

E_{vc} rappresenta il valore del modulo di elasticità longitudinale in un ciclo di carico vergine;

E_{ur} rappresenta il valore del modulo di elasticità longitudinale in un ciclo di scarico ricarico.

8 Analisi carichi

Per l'analisi dei carichi si rimanda alla relazione di calcolo del ponte sul Trebbia (Elaborato: T00VI05STRRE01A).

SPALLA B		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
	perm	17006	17453	1160	5801	13
<u>SLU A1</u>	SLU1	26786	35620	777	9530	-632
	SLU2	26142	34474	-9703	9530	-632
	SLU3	26068	34343	2734	9530	-632
	SLU4	26279	34718	65	9530	-568
	SLU5	25796	33858	-7795	9530	-568
	SLU6	25740	33760	1533	9530	-568
	SLU7	20235	27725	518	7261	-543
	SLU8	19686	26748	-8410	7261	-543
	SLU9	19623	26637	2184	7261	-543
	SLU10	19800	26951	-82	7261	-488
	SLU11	19388	26219	-6778	7261	-488
	SLU12	19341	26135	1168	7261	-488
<u>SISMA</u>	long (+)	17610	32895	6547	9311	1116
	long (-)	16715	29220	1475	8554	439
	trasv (+)	17498	22135	8528	6872	2202
	trasv (-)	16715	22412	8528	6872	2202

PLINTO 1		N [kN]	Mlong [kNm]	Mtrasv [kNm]	Vlong [kN]	Vtrasv [kN]
<u>SLU A1</u>	SLU_001	19686	-802	-4952	-61	-79
	SLU_010	11969	-802	-861	-61	-79
	SLU_013	14493	-802	15603	-61	-79
	SLU_016	13414	-7820	-12230	-539	79
	SLU_021	13347	10197	12376	715	118
	SLU_022	13410	-10197	-10380	-715	-118
	SLU_021	13347	10197	12376	715	118
	SLU_022	13410	-10197	-10380	-715	-118
	SLU_004	12530	7820	2855	539	355
SLU_016	13414	-1925	-10629	-129	-183	
<u>SLV</u>	SLV_011	12640	2182	5747	299	643
	SLV_006	10126	-2182	-4572	-299	-643
	SLV_001	11349	6284	16682	922	1235
	SLV_008	11417	-6284	-15507	-922	-1235
	SLV_001	11349	6284	16682	922	1235
	SLV_002	10753	-6284	-12541	-922	-1235

SPALLA B		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
	perm	14364	6861	-1770	3772	13
SLU A1	SLU1	23035	17492	-8933	6390	-614
	SLU2	22433	16465	-11044	6390	-614
	SLU3	22509	16595	27	6390	-614
	SLU4	22599	16749	-7994	6390	-550
	SLU5	22148	15979	-9577	6390	-550
	SLU6	22205	16076	-1274	6390	-550
	SLU7	17432	13839	-7368	4885	-527
	SLU8	16919	12964	-9167	4885	-527
	SLU9	16984	13075	264	4885	-527
	SLU10	17058	13201	-6568	4885	-472
	SLU11	16673	12545	-7916	4885	-472
	SLU12	16722	12628	-843	4885	-472
SISMA	long (+)	14973	18414	2929	6668	1049
	long (-)	14105	15760	-1466	6175	328
	trasv (+)	14792	10472	4556	4652	1957
	trasv (-)	14099	10187	4556	4652	1957

9 Criteri di calcolo

Ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni del 17/01/2018, paragrafo 6.4.3.1, vengono effettuate le seguenti verifiche:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Tutte le verifiche suddette sono state eseguite secondo l'Approccio 2 previsto dalle suddette norme.

I calcoli di verifica, facendo riferimento alla normativa vigente suddetta, sono espressi adottando la seguente simbologia:

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Di seguito sono riportati i valori utilizzati per i coefficienti di partecipazione nelle diverse combinazioni previste.

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$		1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}		1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$		1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}		1,00	1,00

Coefficienti parziali per le verifiche dei pali di fondazione:

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

		R3
Punta	γ_b	1,35
Laterale compressione	γ_s	1,15
Totale compressione	γ_t	1,30
Laterale trazione	γ_{st}	1,25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

	R3
γ_T	1,30

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate	1	$\xi_3=1,70$	$\xi_4=1,70$
------------------------------	---	--------------	--------------

9.1 Fondazioni su pali

9.1.1 Verifica dei pali alle forze verticali

La portanza totale limite del palo singolo (Q_u) sottoposto a carichi assiali è data dalla seguente equazione:

$Q_u = Q_{ub} + Q_{us}$, dove:

$Q_{ub} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub}$ portata ultima di base;

$Q_{us} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz$ portata ultima per attrito laterale;

D diametro del palo;

q_{ub} pressione ultima alla base del palo;

z_b profondità della base del palo dal p.c. originario;

z_t profondità della testa del palo dal p.c. originario.

Nelle verifiche di resistenza sarà garantita la seguente condizione

$$Q_u \geq Q_p + W$$

dove:

Q_p carico di progetto proveniente dalla struttura allo Stato Limite Ultimo;

W peso proprio del palo.

La suddetta condizione è stata verificata sempre con un margine superiore all'unità.

Per il calcolo del carico limite dei pali di fondazione si è fatto riferimento al cosiddetto "Metodo AGI" riportato nelle Raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana (1988) usato comunemente nella pratica di dimensionamento dei pali.

In presenza di terreni coesivi la pressione ultima alla base è ricavabile dalla espressione:

$$q_{ub} = 9 \cdot c_u + \gamma \cdot L$$

dove:

c_u coesione non drenata del terreno alla base del palo;

L lunghezza utile del palo;

γ peso per unità di volume del terreno.

Per la resistenza laterale in terreni coesivi il valore di adesione laterale è calcolato con la relazione:

$$\tau_{us} = \alpha \cdot c_u$$

dove α è un coefficiente empirico, i cui valori, espressi in funzione della coesione non drenata, e indicati nelle Raccomandazioni AGI, 1988 sono di seguito riportati:

$\alpha = 0.9$ per $c_u \leq 25$ kPa

$\alpha = 0.8$ per $c_u = 25 \div 50$ kPa

$\alpha = 0.6$ per $c_u = 50 \div 75$ kPa

$\alpha = 0.4$ per $c_u \geq 75$ kPa

In condizioni drenate le espressioni dei due contributi sono le seguenti:

$$Q_{ub} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot N_q^* \cdot \sigma'_{vL}$$

per la resistenza alla punta:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_{z_b}^{z_t} (K \cdot \text{tg} \delta \cdot \sigma'_v) dz$$

per la resistenza laterale:

in cui:

N_q^* coefficiente adimensionale desumibile dall'abaco di figura 7 (Berezantzev, 1965) con riferimento all'insorgere delle deformazioni plastiche alla punta;

K coefficiente adimensionale che esprime il rapporto tra la tensione normale alla superficie laterale del fusto agente alla profondità z e la tensione verticale alla stessa profondità; i valori di K variano in un campo molto ampio in funzione del tipo di terreno, del tipo di palo e delle modalità esecutive. Per pali trivellati, il coefficiente K può essere assunto, come riportato nelle raccomandazioni AGI sui pali di fondazione(1984), pari a $1 - \text{sen}(\varphi')$.

δ angolo d'attrito tra il terreno e la superficie laterale del palo; per pali in calcestruzzo gettati in opera si può assumere $\delta = \varphi'$ (angolo d'attrito interno del terreno).

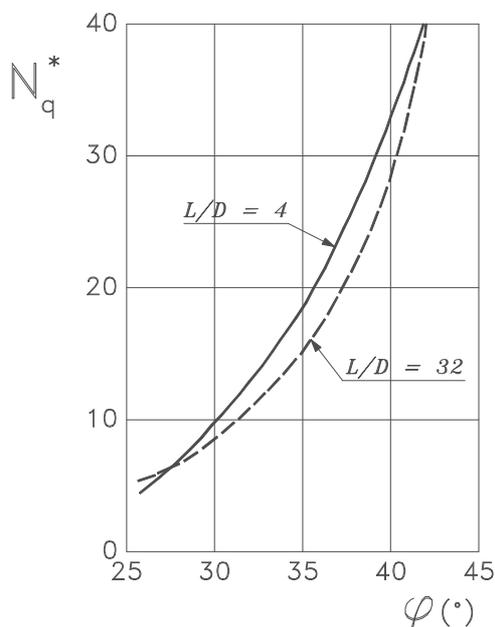


Figura 2 - Valori di N_q^* (Berezantzev, 1965)

9.1.2 Verifica dei pali alle forze orizzontali

Le sollecitazioni agenti lungo il fusto del palo saranno determinate nell'ipotesi di comportamento elastico lineare del palo e del terreno di fondazione.

Il momento massimo sarà valutato con la formula classica del palo con testa impedita di ruotare immerso in un terreno alla Winkler:

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

dove:

$\lambda = [4 \cdot E_p \cdot J_p / (k_s \cdot D)]^{-1/4}$ lunghezza elastica del palo (k costante con la profondità)

E_p = modulo di elasticità del palo;

J_p = momento d'inerzia del palo;

k_s = costante di reazione orizzontale del terreno;

D = diametro del palo;

Per la valutazione del coefficiente di reazione orizzontale k_s del terreno si è fatto riferimento a due diverse formulazioni:

1. $k_{s,1} = E_{Terreno} / (1.5 \cdot d_{palo})$
2. $k_{s,2} = 0.7 \cdot E_{Terreno} / (1.5 \cdot d_{palo})$ (Vesic 1961)

Il diametro del palo è stato moltiplicato per 1.5 al fine di tener conto della diffusione dei carichi all'interno del terreno.

Il valore utilizzato nelle analisi, $k_{s,d}$, è il valor medio dei valori ottenuti dalle formulazioni prima riportate.

Terreno	$E_{Terreno}$	d_{palo}	$k_{s,1}$	$k_{s,2}$	$k_{s,d}$
	[MN/m ²]	[m]	[MN/m ³]	[MN/m ³]	[MN/m ³]
Alluvioni attuali	20	0.4	33	-	33
Roccia Integra	280	0.4	467	327	400
Roccia Fratturata	350	0.4	583	408	500

Tabella 2 - Costante di reazione orizzontale del terreno

9.1.3 Sollecitazioni pali

I valori degli sforzi assiali agenti in testa ai singoli pali di fondazione per le diverse combinazioni di carico, sono stati ottenuti dalla relazione che segue nelle ipotesi di:

- zattera infinitamente rigida;
- pali tutti ugualmente deformabili;
- reazione di ciascun palo puntuale;

$$N_{palo} = \frac{N_{tot}}{n^{\circ} pali} + \frac{Ml}{Wl} + \frac{Mt}{Wt}$$

dove:

$$Wl = \frac{\sum x_i^2}{x_i} \quad Wt = \frac{\sum y_i^2}{y_i}$$

con x e y le coordinate, rispetto al baricentro della palificata, dei singoli pali in direzione trasversale e longitudinale. Si precisa che il taglio agente in testa al singolo palo è stato valutato dividendo il taglio totale agente all'intradosso della fondazione per il numero complessivo di pali.

10 Spalla A

La spalla A del viadotto è fondata su 38 pali ϕ 400 di lunghezza 24m posti ad un interasse di 2.00x1.50m. Si riporta nella seguente figura la sezione longitudinale e la pianta della spalla A.

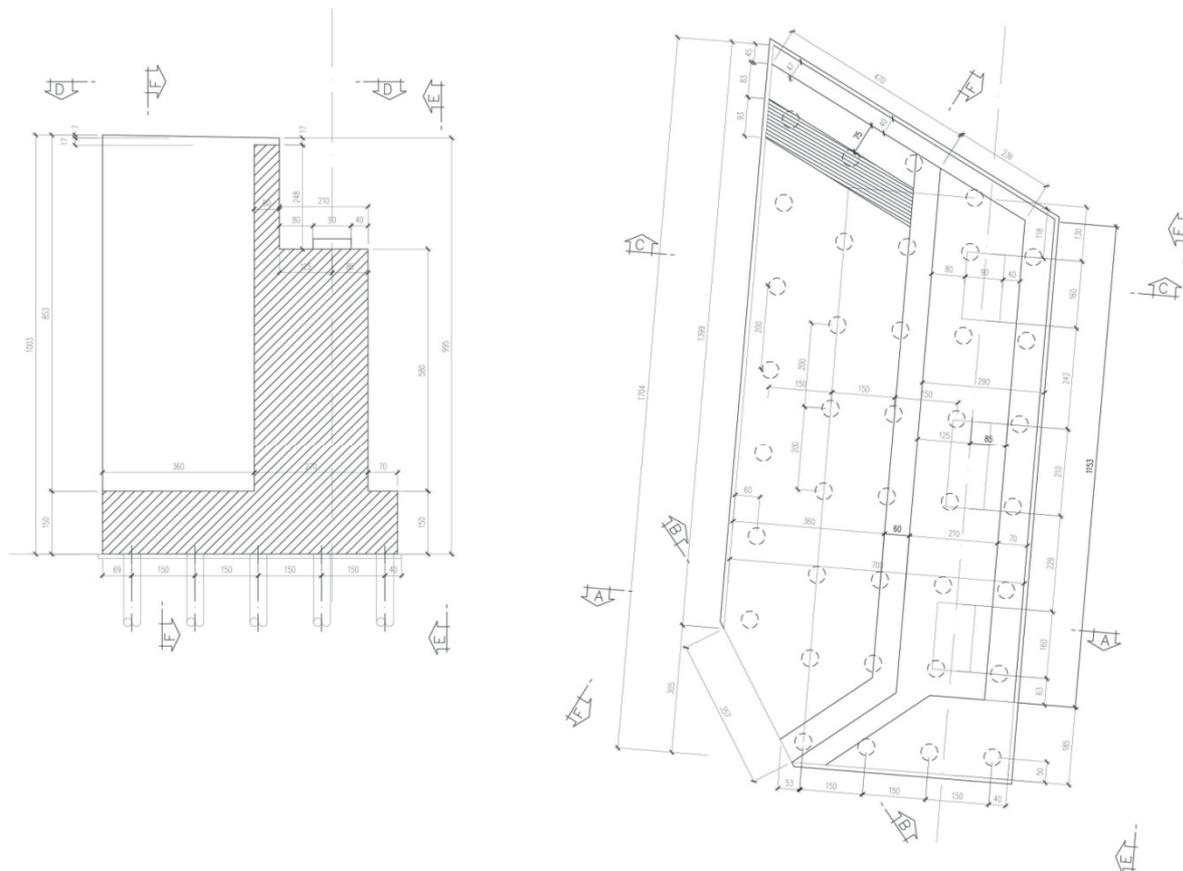


Figura 3 -Spalla A: sezione longitudinale e pianta

La spalla in pianta ha una forma irregolare riconducibile ad un rettangolo di dimensioni 17.04m X 7.10m. La zattera di fondazione ha uno spessore 1.5m.

Le sollecitazioni dei singoli pali sono riportati nell'allegato A del presente documento. Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

	N_{max}	N_{min}	T_{max}
SLE	1038	-46	186
A1	1403	-74	251
SISMA	1096	-201	247
	kN	kN	kN

Tabella 3 - Spalla A: sollecitazioni massime pali

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{bm} = 1395.9$ (kN)
 laterale $R_{sm} = 2346.7$ (kN)
 totale $R_{cm} = 3742.6$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$Q_d = Q_{bm}/(\xi \cdot \gamma_b) + Q_{lm}/(\xi \cdot \gamma_s)$
 $Q_d = 3743$ (kN)

Peso palo (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)	
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	1505	1809	1.20	ok
SLV - EQK+M1+R3_sisma	1172	1809	1.54	ok

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

	$N_{SLE/SLD}$ (kN)	$R_{c,cal,lat}$ (kN)	F_s (-)
SLE			

$$R_{c,cal,lat} / 1.25 > N_{SLE/SLD}$$

VERIFICA A TRAZIONE DEL PALO

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] -74 (kN)
 N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
 N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica] -201 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)	
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	-74	-1104	14.95	ok
SLV - EQK+M1+R3_sisma	-201	-1104	5.50	ok

10.2 Verifiche strutturali SLU e SLV palo

Le verifiche sono state condotte assumendo che la resistenza venga sviluppata solamente dal tubo in acciaio ϕ 273mm di spessore 12.5mm. Si considera agenti lo sforzo normale massimo e quello di taglio massimo contemporaneamente.

SLU

Diametro esterno nominale	D	273.00 [mm]
Spessore nominale	t	12.50 [mm]
Diametro interno nominale	d	248.00 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE		
Area della sezione trasversale	A	102.3 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	8697 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.22 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	637 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	849 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	17395 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	1274 [cm ³]

FORZE ORIZZONTALI		
Momento d'inerzia	J _{arm}	8.70E-05 [m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000 [N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40 [m]
Modulo terreno	k	550 [MN/m ³]
b	b	1.32 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	251 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	95 [kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355 [MPa]
Coefficiente e	ε	0.81 [-]
<u>Classificazione</u>		
Diametro	d	273.00 [mm]
Spessore	t	12.50 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	21.84 [-]
Classificazione della sezione	CLASSE 1	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO		
V _{Ed}	251 [kN]	
A _V	65.1 [cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	1.05	
V _{c,Rd}	1271 [kN]	Resistenza a taglio del tubo
nessuna riduzione delle tensione di snervamento per la verifica a flessione		
$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$		
f _{y,red}	355 [MPa]	Valore di : FS 5.06

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{Ed}	95 [kNm]	
M _{c,Rd}	287 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo
FS 3.01		

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE		
N _{Ed}	1403 [kN]	
N _{c,Rd}	3459 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
FS 2.47		

VERIFICHE TENSIONALI - SLU				
V _{SLE}	251 [kN]	τ	39 [MPa]	
M _{SLE}	95 [kNm]	σ _M	150 [MPa]	
N _{SLE}	1403 [kN]	σ _N	137 [MPa]	
		σ _{TOT}	295 [MPa]	ok

SLV

Diametro esterno nominale	D	273.00	[mm]
Spessore nominale	t	12.50	[mm]
Diametro interno nominale	d	248.00	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	102.3	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	8697	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.22	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	637	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	849	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	17395	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	1274	[cm ³]

FORZE ORIZZONTALI

Momento d'inerzia	J _{arm}	8.70E-05	[m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000	[N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40	[m]
Modulo terreno	k	550	[MN/m ³]
b	b	1.32	[1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	247	[kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	94	[kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355	[MPa]
Coefficiente ε	ε	0.81	[-]
<u>Classificazione</u>			
Diametro	d	273.00	[mm]
Spessore	t	12.50	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	21.84	[-]
<i>Classificazione della sezione</i>		CLASSE 1	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	247	[kN]	
A _v	65.1	[cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	1.05		
V _{c,Rd}	1271	[kN]	Resistenza a taglio del tubo

nessuna riduzione delle tensione di snervamento per la verifica a flessione

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$$

f_{y,red} 355 [MPa] Valore di ε FS 5.15

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	94	[kNm]	
M _{c,Rd}	287	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo
			FS 3.06

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	1096	[kN]	
N _{c,Rd}	3459	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
			FS 3.16

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLE}	247	[kN]	τ	38	[MPa]	
M _{SLE}	94	[kNm]	σ _M	147	[MPa]	
N _{SLE}	1096	[kN]	σ _N	107	[MPa]	
			σ _{TOT}	262	[MPa]	ok

11 Spalla B

La spalla B del viadotto è fondata su 35 pali ϕ 400 di lunghezza 24m posti ad un interasse di 2.00x1.50m.. Si riporta nella seguente figura la sezione longitudinale e la pianta della spalla B.

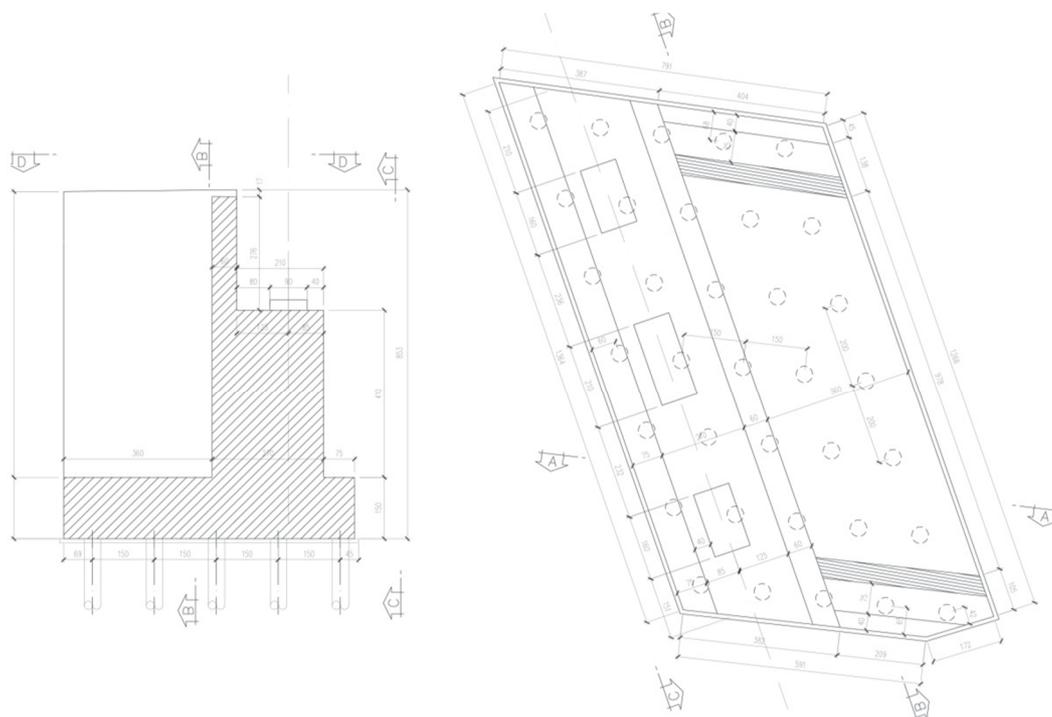


Figura 4 -Spalla B: sezione longitudinale e pianta

La spalla in pianta ha una forma irregolare riconducibile ad un rettangolo di dimensioni 13.64m X 7.05m. La zattera di fondazione ha uno spessore 1.5m.

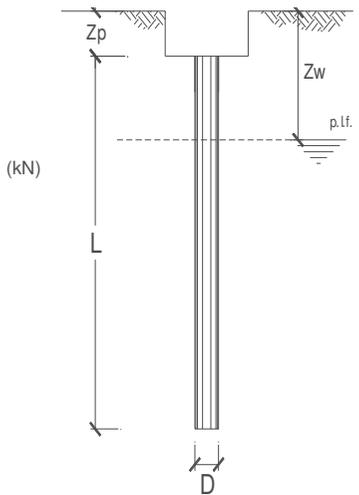
Le sollecitazioni dei singoli pali sono riportati nell'allegato A del presente documento. Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

	N_{max}	N_{min}	T_{max}
SLE	841	117	136
A1	1138	96	183
SISMA	840	16	193
	kN	kN	kN

Tabella 4 - Spalla B: sollecitazioni massime pali

1.1.1 Verifica capacità portante palo

La verifica della capacità portante è stata condotta sul palo maggiormente sollecitato. La fondazione è poggiata su terreni alluvionali. Le verifiche e le caratteristiche geotecniche sono riportate nella seguente figura.



OPERA: SPALLA B - Trebbia_ 35 pali - interasse 2x1.5m

Diametro del Palo (D):	0.40	(m)	Area del Palo (Ap):	0.126	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	1.50	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	4.5	(m)
N _o [Combinazione di carico - Statica SLU_A1]	1138	(kN)	N _{SLE} [Combinazione di carico - Statica SLE]		
N _o [Combinazione di carico - Statica SLU_A2]		(kN)			
N _o [Combinazione di carico - SLV_Sismica]	840	(kN)			

Numero di strati Lpalo = 24.00 (m)

Fattori di correlazione x 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	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°1 verticale

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				Risultati					
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)	N _{SPT} (-)	k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)	τ _{lim} (kPa)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)
1	3.8	Alluvioni attuali	18.00	0.0	35.0		0.43	0.70			86					
2	2.6	Roccia fratturata	26.00	44.0	30.0		0.50	0.58			102					
3	17.6	Roccia Integra	26.00	55.0	38.0		0.38	0.78			1791.79	21.36	26.06	10202.6	1282.1	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{bm} = 1282.1$ (kN)
 laterale $R_{sm} = 1979.9$ (kN)
 totale $R_{cm} = 3262.0$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$Q_d = Q_{bm}/(\xi \cdot \gamma_b) + Q_{lm}/(\xi \cdot \gamma_s)$
 $Q_d = 3262$ (kN)

Peso palo (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	1240	1571	1.27
SLV - EQK+M1+R3_sisma	915	1571	1.72

ok $\frac{R_d}{E_d} \geq 1$

	$N_{SLE/SLD}$ (kN)	$R_{c,cal,lat}$ (kN)	F_s (-)
SLE			

$R_{c,cal,lat} / 1.25 > N_{SLE/SLD}$

VERIFICA A TRAZIONE DEL PALO

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] 0 (kN)
 N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
 N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica] 0 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3			
SLV - EQK+M1+R3_sisma			

11.2 Verifiche strutturali SLU e SLV palo

Le verifiche sono state condotte assumendo che la resistenza venga sviluppata solamente dal tubo in acciaio ϕ 273mm di spessore 12.5mm. Si considera agenti lo sforzo normale massimo e quello di taglio massimo contemporaneamente.

SLU

Diametro esterno nominale	D	273.00 [mm]
Spessore nominale	t	12.50 [mm]
Diametro interno nominale	d	248.00 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE		
Area della sezione trasversale	A	102.3 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	8697 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.22 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	637 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	849 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	17395 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	1274 [cm ³]

FORZE ORIZZONTALI		
Momento d'inerzia	J _{arm}	8.70E-05 [m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000 [N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40 [m]
Modulo terreno	k	33 [MN/m ³]
b	b	0.65 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	183 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	141 [kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355 [MPa]
Coefficiente e	ε	0.81 [-]
Classificazione		
Diametro	d	273.00 [mm]
Spessore	t	12.50 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	21.84 [-]
Classificazione della sezione	CLASSE 1	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO		
V _{Ed}	183 [kN]	
A _v	65.1 [cm ²]	Area a taglio
γ _{MO}	1.05	
V _{c,Rd}	1271 [kN]	Resistenza a taglio del tubo
nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione		
$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$		
f _{y,red}	355 [MPa]	Valore di ε FS 6.93

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{Ed}	141 [kNm]	
M _{c,Rd}	287 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 2.04

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE		
N _{Ed}	1138 [kN]	
N _{c,Rd}	3459 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 3.04

VERIFICHE TENSIONALI - SLU				
V _{SLE}	183 [kN]	τ	28 [MPa]	
M _{SLE}	141 [kNm]	σ _M	221 [MPa]	
N _{SLE}	1138 [kN]	σ _N	111 [MPa]	
		σ _{TOT}	336 [MPa]	ok

SLV

Diametro esterno nominale	D	273.00 [mm]
Spessore nominale	t	12.50 [mm]
Diametro interno nominale	d	248.00 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	102.3 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	8697 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.22 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	637 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	849 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	17395 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	1274 [cm ³]

FORZE ORIZZONTALI

Momento d'inerzia	J _{arm}	8.70E-05 [m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000 [N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40 [m]
Modulo terreno	k	33 [MN/m ³]
b	b	0.65 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	193 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	148 [kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355 [MPa]
Coefficiente ε	ε	0.81 [-]
Classificazione		
Diametro	d	273.00 [mm]
Spessore	t	12.50 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	21.84 [-]
<i>Classificazione della sezione</i>		CLASSE 1

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	193 [kN]	
A _v	65.1 [cm ²]	Area a taglio
γ _{MO}	1.05	
V _{c,Rd}	1271 [kN]	Resistenza a taglio del tubo

nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$$

f_{y,red} 355 [MPa] Valore di FS 6.59

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	148 [kNm]	
M _{c,Rd}	287 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo
		FS 1.94

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	840 [kN]	
N _{c,Rd}	3459 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
		FS 4.12

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLE}	193 [kN]	τ	30 [MPa]	
M _{SLE}	148 [kNm]	σ _M	232 [MPa]	
N _{SLE}	840 [kN]	σ _N	82 [MPa]	
		σ _{TOT}	318 [MPa]	ok

12 Plinto pila 1

Il plinto della pia 1 del viadotto è fondato su 28 pali ϕ 400 di lunghezza 18m posti ad un interasse di 1.20x1.20m. Si riportano nella seguente figura la vista frontale e trasversale e la pianta della fondazione della pila 1.

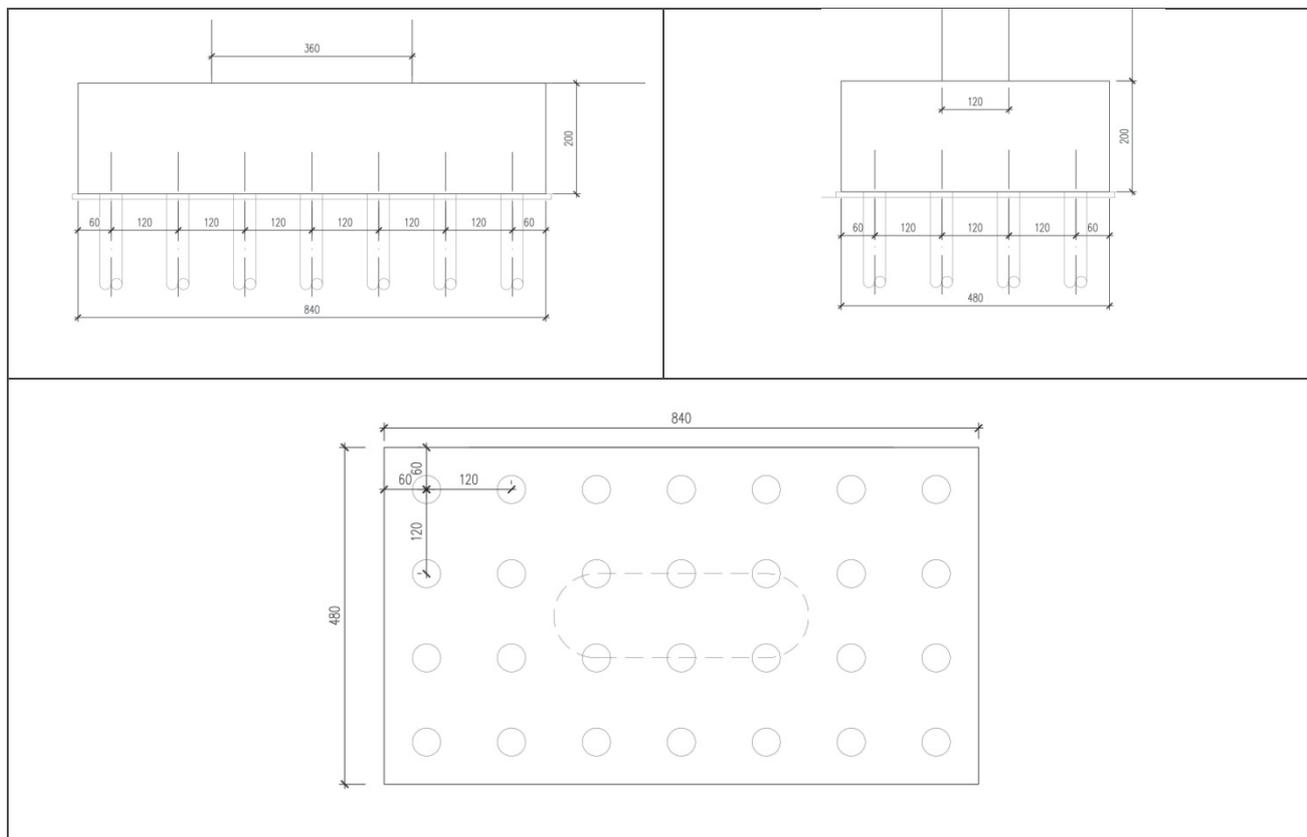


Figura 5 - Plinto pila 1: vista frontale, vista laterale e pianta

Il plinto ha una dimensione in pianta di 4.80x8.40m ed uno spessore di 2.0m.

I pali sono disposti a formare 4 file da 7 pali.

Le sollecitazioni dei singoli pali sono riportati nell'allegato A del presente documento.

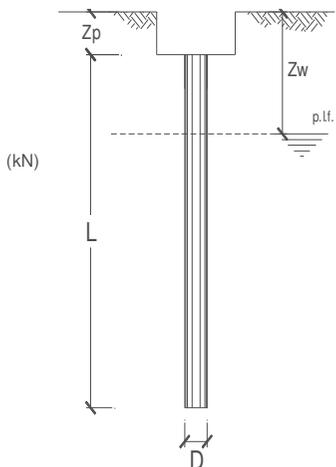
Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

	N_{max}	N_{min}	T_{max}
A1	1117	-164	26
SISMA	1002	-191	55
	kN	kN	kN

Tabella 5 - Pila 1: sollecitazioni massime pali

12.1 Verifica capacità portante palo

La verifica della capacità portante è stata condotta sul palo maggiormente sollecitato. La fondazione è poggiata sulla roccia frattura. Le verifiche e le caratteristiche geotecniche sono riportate nella seguente figura.



OPERA: PILA 1 - V0 _ 28 pali - interasse 1.2x1.2m

Diametro del Palo (D):	0.40	(m)	Area del Palo (Ap):	0.126	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	5.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	0.0	(m)
N _d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1]	1117	(kN)	N _{SLE} [Combinazione di carico - Statica SLE]		
N _d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2]		(kN)			
N _d [Combinazione di carico - SLV_Sismica]	1002	(kN)			
Numero di strati	2		Lpalo =	18.00	(m)

Fattori di correlazione x 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	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°1 verticale

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				Risultati								
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)	N _{SPT} (-)	k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)	τ _{lim} (kPa)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)		
1	3.0	Roccia fratturata	26.00	44.0	30.0			0.50	0.58						113				
2	15.0	Roccia Intgra	26.00	55.0	38.0			0.38	0.78					1404	21	26	9293	1167.8	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{bm} = 1167.8$ (kN)
 laterale $R_{sm} = 1516.9$ (kN)
 totale $R_{cm} = 2684.6$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$Q_d = Q_{bm}/(\xi \cdot \gamma_b) + Q_{lm}/(\xi \cdot \gamma_s)$
 $Q_d = 2685$ (kN)

Peso palo 57 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)	
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	1193	1285	1.08	ok
SLV - EQK+M1+R3_sisma	1059	1285	1.21	ok

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

	$N_{SLE/SLD}$ (kN)	$R_{c,cal,lat}$ (kN)	F_s (-)
SLE			

$$R_{c,cal,lat} / 1.25 > N_{SLE/SLD}$$

VERIFICA A TRAZIONE DEL PALO

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] -164 (kN)
 N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
 N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica] -191 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)	
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	-164	-714	4.36	ok
SLV - EQK+M1+R3_sisma	-191	-714	3.73	ok

12.2 Verifiche strutturali SLU e SLV palo

Le verifiche sono state condotte assumendo che la resistenza venga sviluppata solamente dal tubo in acciaio ϕ 273mm di spessore 8.0mm. Si considera agenti lo sforzo normale massimo e quello di taglio massimo contemporaneamente.

SLU

Diametro esterno nominale	D	273.00 [mm]
Spessore nominale	t	8.00 [mm]
Diametro interno nominale	d	257.00 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE		
Area della sezione trasversale	A	66.6 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	5852 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.37 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	429 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	562 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	11703 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	857 [cm ³]

FORZE ORIZZONTALI		
Momento d'inerzia	J _{arm}	5.85E-05 [m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000 [N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40 [m]
Modulo terreno	k	400 [MN/m ³]
b	b	1.34 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	26 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	10 [kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355 [MPa]
Coefficiente ϵ	ϵ	0.81 [-]
<u>Classificazione</u>		
Diametro	d	273.00 [mm]
Spessore	t	8.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	34.13 [-]
Classificazione della sezione	CLASSE 2	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO		
V _{Ed}	26 [kN]	
A _v	42.4 [cm ²]	Area a taglio
γ_{M0}	1.05	
V _{c,Rd}	828 [kN]	Resistenza a taglio del tubo
nessuna riduzione delle tensione di snervamento per la verifica a flessione		
$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$	f _{y,red}	355 [MPa] Valore di : FS 31.96

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{Ed}	10 [kNm]	
M _{c,Rd}	190 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 19.71

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE		
N _{Ed}	1117 [kN]	
N _{c,Rd}	2252 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 2.02

VERIFICHE TENSIONALI - SLU		
V _{SLE}	26 [kN]	τ 6 [MPa]
M _{SLE}	10 [kNm]	σ_M 22 [MPa]
N _{SLE}	1117 [kN]	σ_N 168 [MPa]
		σ_{TOT} 191 [MPa] ok

SLV

Diametro esterno nominale	D	273.00 [mm]
Spessore nominale	t	8.00 [mm]
Diametro interno nominale	d	257.00 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE		
Area della sezione trasversale	A	66.6 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	5852 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.37 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	429 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	562 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	11703 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	857 [cm ³]

FORZE ORIZZONTALI		
Momento d'inerzia	J _{arm}	5.85E-05 [m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000 [N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40 [m]
Modulo terreno	k	400 [MN/m ³]
b	b	1.34 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	55 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	20 [kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355 [MPa]
Coefficiente e	ε	0.81 [-]
<u>Classificazione</u>		
Diametro	d	273.00 [mm]
Spessore	t	8.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	34.13 [-]
Classificazione della sezione	CLASSE 2	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO		
V _{Ed}	55 [kN]	
A _v	42.4 [cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	1.05	
V _{c,Rd}	828 [kN]	Resistenza a taglio del tubo
nessuna riduzione delle tensione di snervamento per la verifica a flessione		
$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$	f _{y,red}	355 [MPa] Valore di ρ FS 15.04

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{Ed}	20 [kNm]	
M _{c,Rd}	190 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 9.27

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE		
N _{Ed}	1002 [kN]	
N _{c,Rd}	2252 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 2.25

VERIFICHE TENSIONALI - SLU		
V _{SLU}	55 [kN]	τ 13 [MPa]
M _{SLU}	20 [kNm]	σ _M 48 [MPa]
N _{SLU}	1002 [kN]	σ _N 150 [MPa]
		σ _{TOT} 200 [MPa] ok

13 Verifica opera provvisoria Pila 1

La pila centrale del Ponte sul trebbia è posizionata all'interno dell'alveo del fiume trebbia, al fine di evitare problemi legati allo scalzamento il piano di fondazione è stato approfondito di circa 5m rispetto al piano campagna.

Per la realizzazione della fondazione della pila è necessario realizzare il Jet-Grouting, formato da pali di diametro 800mm armati con profili HEM400.

Le colonne di jet-grouting attraversano uno strato di depositi alluvionali di 5m, uno strato di roccia fratturata di 2m, ed infine sono infisse per una lunghezza di 2m all'interno della roccia integra.

Per la realizzazione della tura si rimanda alla relazione idraulica T00ID00IDRRE02A.

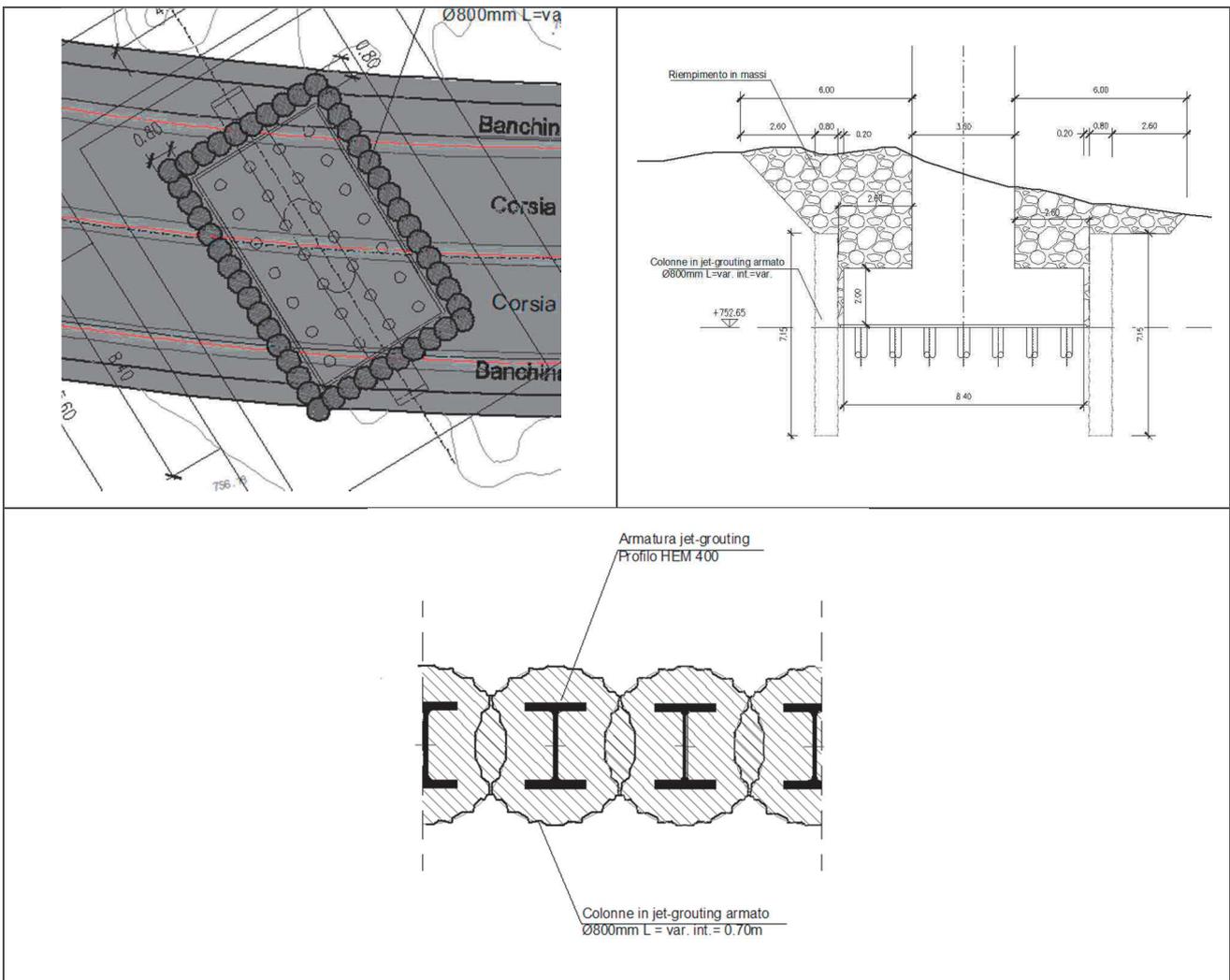


Figura 6 - Dettaglio jet-grouting

L'opera provvisoria è stata modellata con il software *Paratie Plus 2011* (v. 8.191).

In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra opera di sostegno e terreno avviene considerando:

- L'opera come una serie di elementi il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidità flessionale EJ ,
- il terreno come una serie di molle di tipo elasto-plastico connesse ai nodi della paratia.

Questo modello numerico consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio. Nel caso in esame, in una generica fase di calcolo dell'analisi d'interazione tra opera e terreno la soluzione viene a dipendere dal percorso tensio-deformativo seguito dagli elementi schematizzanti il terreno nelle fasi precedenti; dalle variazioni di spinta o reazione del terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti, dalle variazioni delle condizioni idrostatiche e di sovraccarico, etc.

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto-plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta del terreno sono:

- il coefficiente di spinta a riposo K_0 , corrispondente alla condizione iniziale indeformata per terreni normalconsolidati, calcolato mediante l'espressione $K_0 = 1 - \tan \varphi'$;
- i coefficienti di spinta attiva K_A e passiva K_P , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb e Caquot e Kerisel, tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e opera pari a 0,5 dell'angolo di attrito del terreno stesso. Il coefficiente di spinta passiva non è ridotto in ingresso mediante coefficienti di sicurezza, ma la parte infissa dell'opera viene dimensionata in tutti i casi in modo da garantire che il valore di spinta passiva mobilitata a valle della stessa non superi il 60 % del valore totale di spinta mobilitabile.

I parametri di deformabilità del terreno sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidità in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico. In particolare il modulo di ricarico è assunto pari al doppio del modulo vergine.

Nella Tabella 6 Fasi di calcolo è riportata la successione tipica delle fasi di modellazione eseguita per l'analisi delle strutture di sostegno:

FASE	DESCRIZIONE
0	Condizione iniziale geostatica
1	Realizzazione jet-groutnig
2	fase di scavo

Tabella 6 Fasi di calcolo

Nelle verifiche sismiche le azioni generate dal sisma ed agenti in direzione orizzontale sulla struttura sono considerate come un incremento di spinta dovuto al terreno a tergo della berlinese $\Delta F = F_s - F$, dove:

– F rappresenta la spinta esercitata dal terreno in condizioni statiche, calcolata come integrale, sull'altezza di scavo, della tensione orizzontale esercitata dal terreno in condizioni di equilibrio limite attivo e fornita dall'espressione:

$$\sigma_h = K_a \sigma_{v0} - 2 c (K_a)^{0.5}$$

– F_s rappresenta la spinta esercitata dal terreno in condizioni sismiche, calcolata come integrale, sull'altezza di scavo, della tensione orizzontale esercitata dal terreno in condizioni sismiche e fornita dall'espressione:

$$\sigma_{hs} = K_{as} \sigma_{v0} - 2 c (K_{as})^{0.5}$$

Nelle due espressioni i simboli rappresentano:

$\sigma_{v0} = \gamma z$ = tensione verticale

c = coesione

K_a, K_{as} = rispettivamente coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche (calcolato con il metodo di Coulomb) e sismico (calcolato con il metodo di Mononobe-Okabe).

Nelle verifiche effettuate, l'incremento di spinta ΔF così calcolato è applicato a tergo della paratia come una pressione orizzontale con andamento uniforme sull'altezza della paratia (a vantaggio di sicurezza).

13.1 Verifica jet-grouting

Il modello è il seguente:

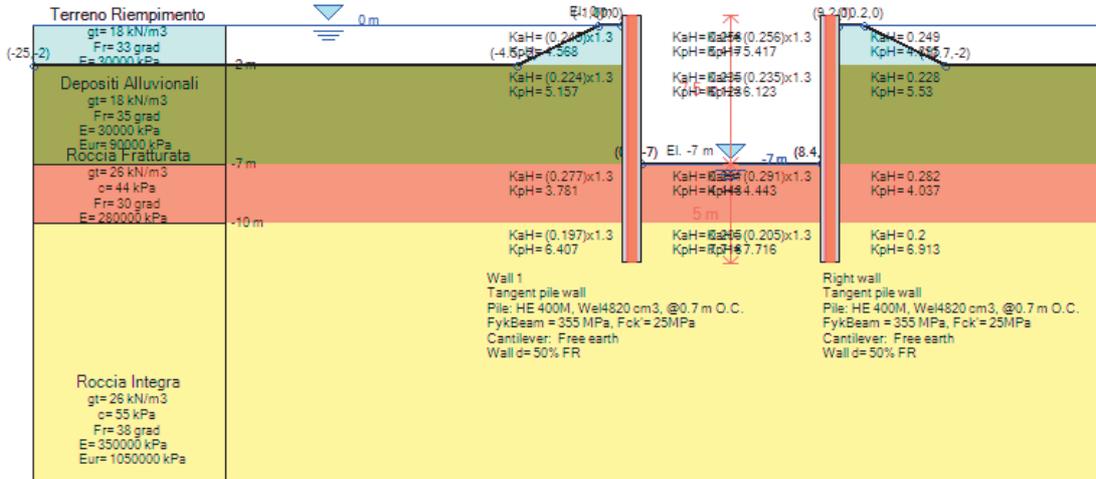
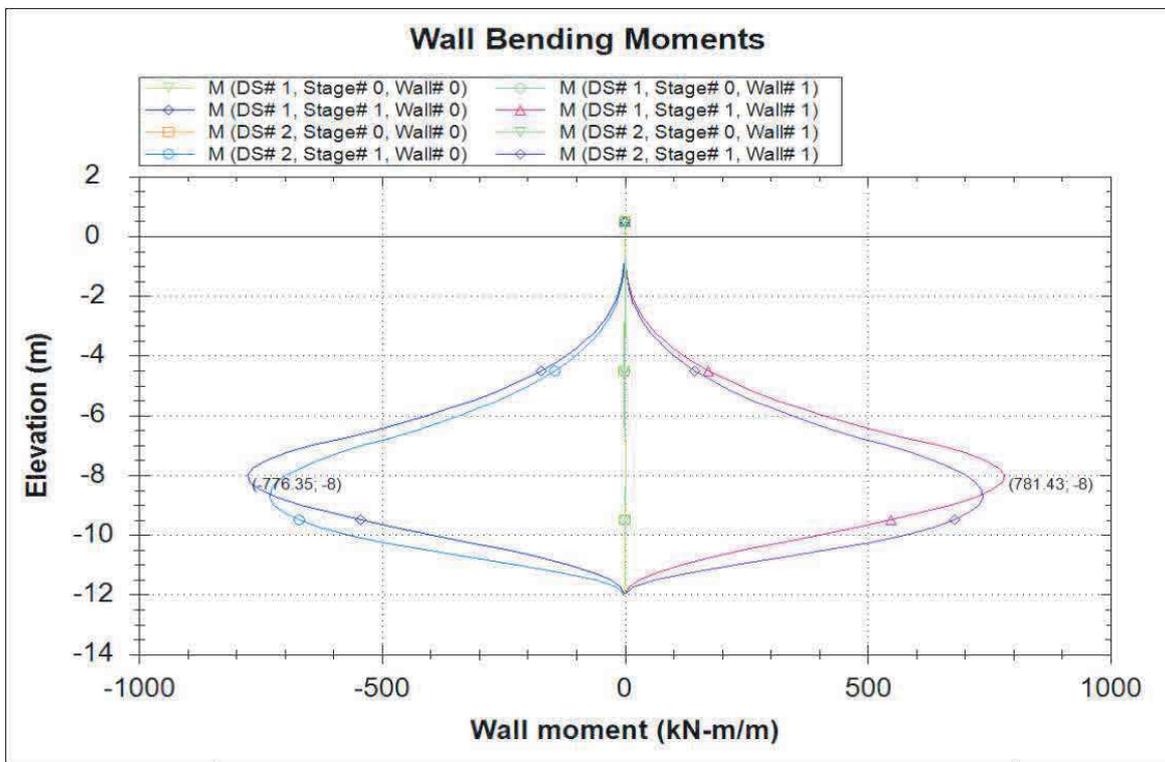
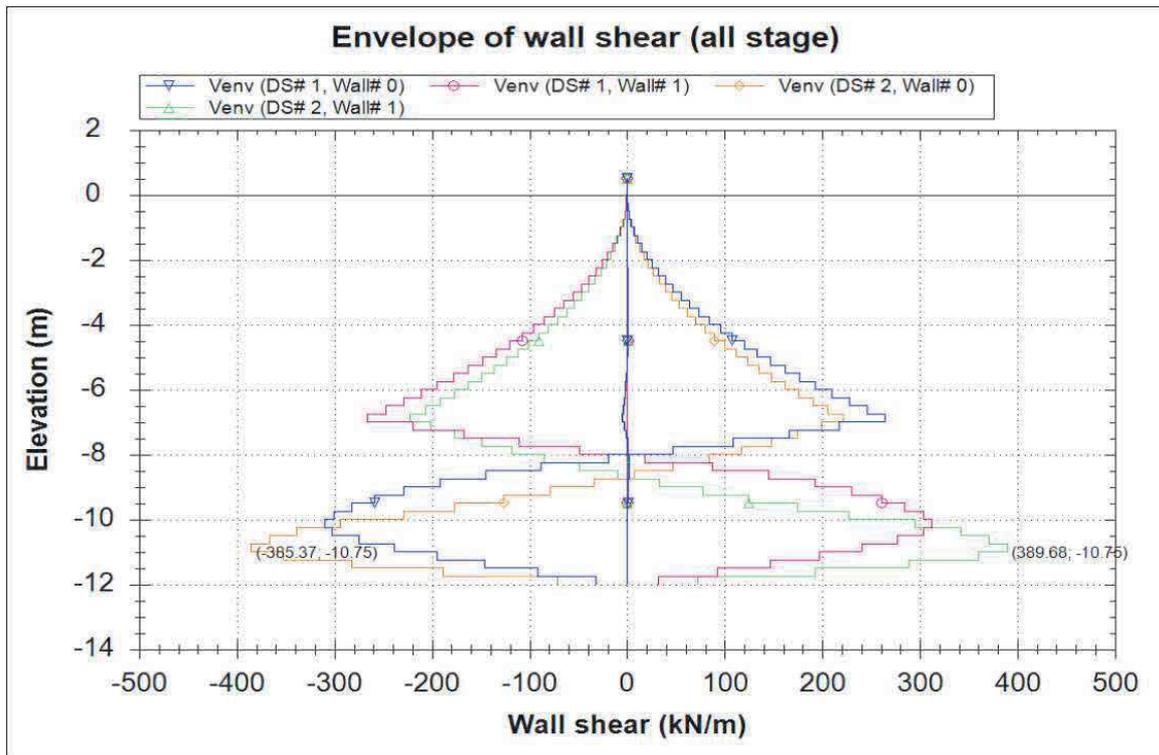
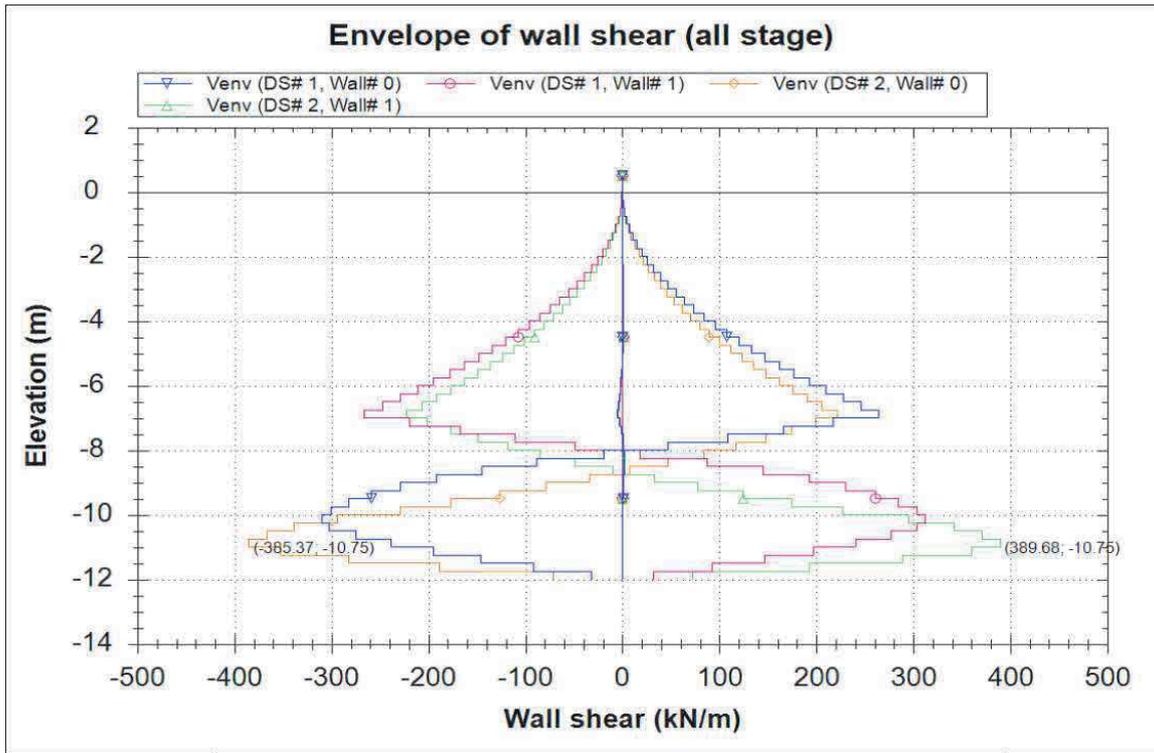


Figura 7 - Modello di calcolo

Di seguito si riportano gli Output estratti dal software di calcolo relativi agli spostamenti ed alle sollecitazioni interne.





Le verifiche del profilo metallico (HEM 400) sono riportate di seguito

M [kNm/m]	int. [m]	M _{ed} [kNm]	W _{pl} [cm ³]	f _{yk} [MPa]	γ _{M0}	M _{Rd} [kNm]	M _{ed} <M _{Rd}
781	0.7	547	1934	355	1.05	654	OK

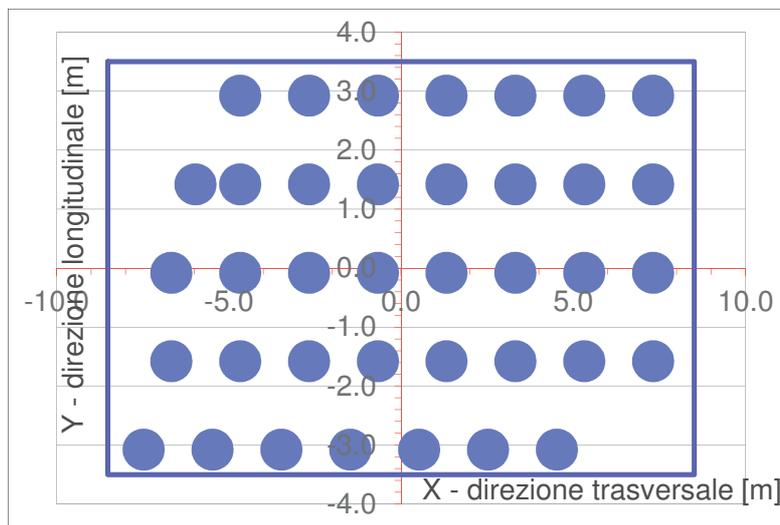
V [kN/m]	int. [m]	V _{ed} [kN]	A _v [mm ²]	f _{yk} [MPa]	γ _{M0}	V _{Rd} [kN]	V _{ed} <0.5 V _{Rd}
390	0.7	273	7392	355	1.05	1443	OK

14 Allegato A

14.1 Spalla A

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali.

num.	X (trasv) m	Y (long) m
1	7.32	-1.58
2	7.32	-0.08
3	7.32	1.42
4	7.32	2.92
5	5.32	-1.58
6	5.32	-0.08
7	5.32	1.42
8	5.32	2.92
9	3.32	-1.58
10	3.32	-0.08
11	3.32	1.42
12	3.32	2.92
13	1.32	-1.58
14	1.32	-0.08
15	1.32	1.42
16	1.32	2.92
17	-0.68	-1.58
18	-0.68	-0.08
19	-0.68	1.42
20	-0.68	2.92
21	-2.68	-1.58
22	-2.68	-0.08
23	-2.68	1.42
24	-2.68	2.92
25	-4.68	-1.58
26	-4.68	-0.08
27	-4.68	1.42
28	-4.68	2.92
29	-6.68	-1.58
30	-6.68	-0.08
31	4.52	-3.08
32	2.52	-3.08
33	0.52	-3.08
34	-1.48	-3.08
35	-3.48	-3.08
36	-5.48	-3.08
37	-7.48	-3.08
38	-5.98	1.42

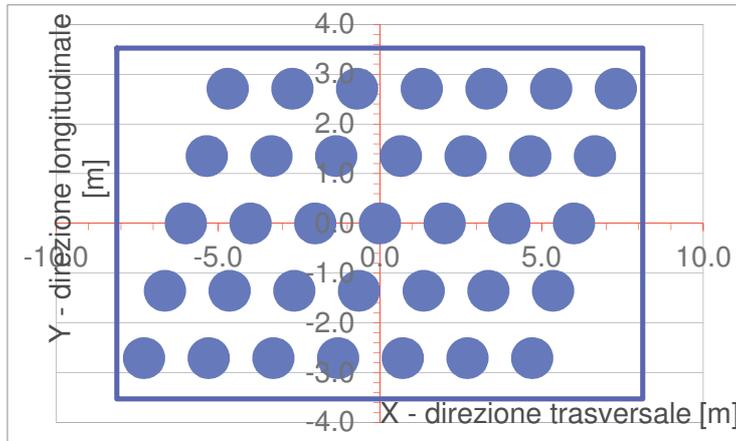


A1									SLE						perm		
SLU9	SLU8	SLU7	SLU6	SLU5	SLU4	SLU3	SLU2	SLU1	SLE6	SLE5	SLE4	SLE3	SLE2	SLE1			
235	340	257	333	425	353	325	447	350	246	314	260	239	329	258	266	1	Palo
482	587	514	646	738	674	642	766	679	477	546	498	474	565	502	427	2	Palo
728	834	770	958	1051	995	960	1084	1009	709	778	736	709	802	746	589	3	Palo
974	1081	1026	1270	1364	1315	1277	1403	1338	940	1010	974	945	1038	990	750	4	Palo
241	317	259	338	404	353	332	421	352	249	298	260	244	310	260	269	5	Palo
488	564	515	650	717	674	649	740	682	481	531	498	480	547	504	431	6	Palo
734	812	771	962	1030	995	967	1058	1011	712	763	737	715	783	748	592	7	Palo
980	1059	1028	1274	1343	1316	1284	1377	1340	944	995	975	950	1019	992	753	8	Palo
247	295	260	342	383	353	339	395	354	252	283	261	250	292	262	272	9	Palo
493	542	516	654	696	674	657	714	684	484	516	499	486	528	506	434	10	Palo
740	789	773	966	1009	995	974	1032	1013	715	748	737	721	764	750	595	11	Palo
986	1037	1029	1278	1323	1316	1292	1351	1342	947	980	975	956	1000	994	756	12	Palo
253	272	261	346	363	353	347	369	356	256	268	261	256	273	264	275	13	Palo
499	520	518	658	676	674	664	688	686	487	501	499	491	509	508	437	14	Palo
745	767	774	970	989	995	982	1007	1015	719	733	737	727	745	752	598	15	Palo
992	1014	1030	1282	1302	1316	1299	1325	1344	950	965	976	962	982	996	759	16	Palo
259	250	263	350	342	353	354	343	358	259	253	262	262	254	265	278	17	Palo
505	497	519	662	655	674	671	662	688	491	485	500	497	490	510	440	18	Palo
751	744	775	974	968	995	989	981	1017	722	718	738	733	727	754	601	19	Palo
998	992	1032	1286	1281	1316	1306	1299	1346	954	950	976	968	963	998	763	20	Palo
265	227	264	354	321	353	361	317	361	262	238	262	268	235	267	282	21	Palo
511	475	520	666	634	674	679	636	690	494	470	500	503	472	512	443	22	Palo
757	722	777	978	947	995	996	955	1019	726	703	738	738	708	756	604	23	Palo
1003	969	1033	1290	1260	1316	1314	1273	1348	957	935	977	974	944	1000	766	24	Palo
270	205	266	358	300	354	368	291	363	266	223	263	274	217	269	285	25	Palo
517	452	522	670	613	675	686	610	692	497	455	501	509	453	513	446	26	Palo
763	699	778	982	926	996	1003	929	1021	729	688	739	744	689	758	607	27	Palo
1009	947	1034	1294	1239	1317	1321	1248	1351	961	920	977	980	925	1002	769	28	Palo
276	182	267	362	279	354	376	266	365	269	208	263	280	198	271	288	29	Palo
523	430	523	674	592	675	693	584	694	501	440	501	515	434	515	449	30	Palo
-3	61	3	27	83	32	17	92	24	19	60	22	12	67	16	109	31	Palo
3	38	4	31	62	32	25	66	26	22	45	23	17	48	18	112	32	Palo
9	16	6	35	41	32	32	40	28	26	30	23	23	29	20	115	33	Palo
15	-6	7	39	20	32	39	14	30	29	15	24	29	10	22	118	34	Palo
21	-29	8	43	0	33	47	-12	32	32	0	24	35	-8	24	121	35	Palo
27	-51	10	47	-21	33	54	-38	34	36	-15	25	41	-27	26	125	36	Palo
32	-74	11	52	-42	33	61	-64	36	39	-30	25	47	-46	28	128	37	Palo
767	685	779	985	913	996	1008	912	1023	731	678	739	748	677	759	609	38	Palo

	SISMA						SLU1 0	SLU1 1	SLU1 2
	0	0	trasv (Δ)	trasv (Δ)	long (Δ)	long (Δ)			
kN	98	0	138	161	141	79	243	321	259
kN	98	0	345	366	411	383	485	563	508
kN	98	0	553	571	681	687	726	806	758
kN	98	0	760	775	951	991	968	1048	1007
kN	71	0	161	184	145	96	246	303	259
kN	71	0	368	389	415	400	488	545	508
kN	71	0	575	593	685	705	729	788	757
kN	71	0	782	798	955	1009	971	1030	1006
kN	44	0	184	207	149	114	249	285	259
kN	44	0	391	412	419	418	491	527	508
kN	44	0	598	616	689	722	732	770	757
kN	44	0	805	821	959	1026	974	1012	1006
kN	18	0	206	230	153	131	252	267	259
kN	18	0	414	434	423	435	494	509	508
kN	18	0	621	639	693	740	735	751	757
kN	18	0	828	844	963	1044	977	994	1006
kN	-9	0	229	252	156	149	255	249	258
kN	-9	0	436	457	427	453	497	491	508
kN	-9	0	644	662	697	757	739	733	757
kN	-9	0	851	866	967	1061	980	976	1006
kN	-36	0	252	275	160	166	258	230	258
kN	-36	0	459	480	431	470	500	473	507
kN	-36	0	666	685	701	775	742	715	756
kN	-36	0	874	889	971	1079	983	958	1006
kN	-62	0	275	298	164	184	262	212	258
kN	-62	0	482	503	434	488	503	455	507
kN	-62	0	689	707	705	792	745	697	756
kN	-62	0	896	912	975	1096	986	940	1005
kN	-89	0	298	321	168	201	265	194	258
kN	-89	0	505	525	438	505	506	437	507
kN	60	0	-37	-11	-124	-201	6	53	10
kN	34	0	-14	11	-120	-183	9	35	10
kN	7	0	8	34	-116	-166	12	17	9
kN	-20	0	31	57	-112	-148	15	-1	9
kN	-46	0	54	80	-108	-131	18	-19	9
kN	-73	0	77	102	-104	-113	21	-37	9
kN	-100	0	99	125	-100	-96	24	-55	8
kN	-80	0	704	722	707	803	747	685	756

14.2 Spalla B

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali.



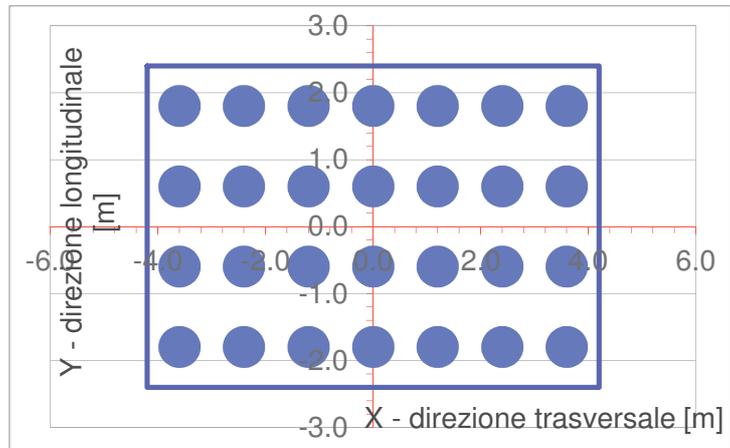
num.	X (trasv) m	Y (long) m
1	4.71	-2.71
2	2.71	-2.71
3	0.71	-2.71
4	-1.29	-2.71
5	-3.29	-2.71
6	-5.29	-2.71
7	-7.29	-2.71
8	5.35	-1.35
9	3.35	-1.35
10	1.35	-1.35
11	-0.65	-1.35
12	-2.65	-1.35
13	-4.65	-1.35
14	-6.65	-1.35
15	6.00	0.00
16	4.00	0.00
17	2.00	0.00
18	0.00	0.00
19	-2.00	0.00
20	-4.00	0.00
21	-6.00	0.00
22	6.65	1.35
23	4.65	1.35
24	2.65	1.35
25	0.65	1.35
26	-1.35	1.35
27	-3.35	1.35
28	-5.35	1.35
29	7.29	2.71
30	5.29	2.71
31	3.29	2.71
32	1.29	2.71
33	-0.71	2.71
34	-2.71	2.71
35	-4.71	2.71

A1									SLE						perm		
SLU9	SLU8	SLU7	SLU6	SLU5	SLU4	SLU3	SLU2	SLU1	SLE6	SLE5	SLE4	SLE3	SLE2	SLE1			
207	283	265	305	372	356	293	382	360	225	274	263	216	282	266	80	1	Palo
208	252	240	301	339	329	293	344	330	222	251	243	216	254	244	46	2	Palo
209	221	215	297	307	302	293	307	300	219	227	223	217	227	222	12	3	Palo
210	190	190	292	274	275	293	269	269	216	203	203	217	199	200	-22	4	Palo
211	159	165	288	242	247	293	232	239	214	180	184	217	172	177	-56	5	Palo
212	127	140	284	209	220	293	194	209	211	156	164	218	145	155	-90	6	Palo
213	96	115	279	177	193	293	157	178	208	132	144	218	117	133	-124	7	Palo
345	430	419	476	551	542	468	567	555	352	407	400	345	419	410	91	8	Palo
346	399	394	472	519	514	468	530	524	349	384	380	346	392	388	57	9	Palo
347	368	369	468	486	487	468	493	494	346	360	361	346	364	366	23	10	Palo
348	337	344	463	454	460	468	455	464	343	336	341	347	337	343	-11	11	Palo
348	305	319	459	421	433	468	418	433	341	312	321	347	310	321	-45	12	Palo
349	274	294	455	389	406	468	380	403	338	289	302	348	282	299	-79	13	Palo
350	243	269	450	356	379	468	343	373	335	265	282	348	255	277	-113	14	Palo
483	577	573	647	730	727	643	753	749	479	540	538	475	557	554	102	15	Palo
483	546	548	643	698	700	643	716	719	476	516	518	475	529	532	68	16	Palo
484	515	523	639	665	673	643	678	688	473	493	498	476	502	509	34	17	Palo
485	483	498	634	633	646	643	641	658	470	469	479	476	475	487	0	18	Palo
486	452	473	630	600	619	643	603	628	467	445	459	477	447	465	-34	19	Palo
487	421	448	626	568	591	643	566	597	465	422	439	477	420	443	-68	20	Palo
488	390	423	621	535	564	643	528	567	462	398	419	478	393	421	-102	21	Palo
620	724	727	818	909	913	818	939	944	606	673	675	605	694	698	113	22	Palo
621	693	702	814	877	886	818	902	913	603	649	656	605	667	675	79	23	Palo
622	661	677	810	844	858	818	864	883	600	626	636	605	640	653	45	24	Palo
623	630	652	806	812	831	818	827	853	597	602	616	606	612	631	11	25	Palo
624	599	627	801	779	804	818	789	822	594	578	597	606	585	609	-23	26	Palo
625	568	602	797	747	777	818	752	792	592	555	577	607	558	587	-57	27	Palo
626	537	577	793	714	750	819	714	762	589	531	557	607	530	565	-91	28	Palo
758	871	881	990	1089	1098	993	1125	1138	733	806	813	734	832	841	124	29	Palo
759	839	856	985	1056	1071	993	1088	1108	730	782	793	735	805	819	90	30	Palo
760	808	831	981	1024	1044	993	1050	1077	727	759	774	735	777	797	56	31	Palo
761	777	806	977	991	1017	993	1013	1047	724	735	754	736	750	775	22	32	Palo
762	746	781	972	959	990	993	975	1017	721	711	734	736	723	753	-12	33	Palo
762	715	756	968	926	963	994	938	986	718	687	714	736	695	731	-46	34	Palo
763	684	731	964	894	935	994	900	956	716	664	695	737	668	709	-80	35	Palo

	SISMA						SLU1 ₀	SLU1 ₁	SLU1 ₀
	0	0	trasv (Δ)	trasv (Δ)	long (Δ)	long (Δ)			
kN	0	0	151	165	82	16	218	275	261
kN	0	0	167	181	77	26	215	248	239
kN	0	0	182	196	72	36	212	221	217
kN	0	0	198	212	67	46	209	194	194
kN	0	0	213	227	62	55	206	167	172
kN	0	0	229	242	57	65	204	140	150
kN	0	0	244	258	52	75	201	114	127
kN	0	0	254	271	250	207	352	416	408
kN	0	0	269	286	245	217	349	389	385
kN	0	0	285	302	240	227	346	362	363
kN	0	0	300	317	235	237	344	335	341
kN	0	0	316	333	230	247	341	308	319
kN	0	0	331	348	225	257	338	282	296
kN	0	0	347	363	220	266	335	255	274
kN	0	0	356	376	418	398	486	557	554
kN	0	0	372	392	413	408	483	530	532
kN	0	0	387	407	408	418	481	503	510
kN	0	0	403	423	403	428	478	476	487
kN	0	0	418	438	398	438	475	450	465
kN	0	0	434	454	393	448	472	423	443
kN	0	0	449	469	388	458	469	396	420
kN	0	0	459	482	586	589	621	698	701
kN	0	0	474	497	581	599	618	671	678
kN	0	0	490	513	576	609	615	644	656
kN	0	0	505	528	571	619	612	617	634
kN	0	0	521	544	566	629	609	591	612
kN	0	0	536	559	561	639	606	564	589
kN	0	0	552	575	556	649	603	537	567
kN	0	0	561	587	754	780	755	839	847
kN	0	0	577	603	749	790	752	812	825
kN	0	0	592	618	744	800	749	785	803
kN	0	0	608	634	739	810	746	759	780
kN	0	0	623	649	734	820	743	732	758
kN	0	0	639	665	729	830	740	705	736
kN	0	0	654	680	724	840	738	678	714

14.3Plinto Pila 1

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali.



num.	X (trasm)	Y (long)
	m	m
1	-3.60	-1.80
2	-3.60	-0.60
3	-3.60	0.60
4	-3.60	1.80
5	-2.40	-1.80
6	-2.40	-0.60
7	-2.40	0.60
8	-2.40	1.80
9	-1.20	-1.80
10	-1.20	-0.60
11	-1.20	0.60
12	-1.20	1.80
13	0.00	-1.80
14	0.00	-0.60
15	0.00	0.60
16	0.00	1.80
17	1.20	-1.80
18	1.20	-0.60
19	1.20	0.60
20	1.20	1.80
21	2.40	-1.80
22	2.40	-0.60
23	2.40	0.60
24	2.40	1.80
25	3.60	-1.80
26	3.60	-0.60
27	3.60	0.60
28	3.60	1.80

A1										
SLU10	SLU9	SLU8	SLU7	SLU6	SLU5	SLU4	SLU3	SLU2	SLU1	
785	104	1075	-164	1075	-164	1031	198	475	842	1 Palo
739	291	832	79	832	79	845	179	456	823	2 Palo
693	477	589	322	589	322	659	160	437	804	3 Palo
648	663	346	565	346	565	473	141	418	785	4 Palo
706	126	998	-72	998	-72	940	314	469	805	5 Palo
660	312	755	171	755	171	754	295	450	786	6 Palo
614	498	512	414	512	414	568	276	431	767	7 Palo
568	684	269	657	269	657	382	257	412	748	8 Palo
627	147	920	20	920	20	849	430	463	769	9 Palo
581	333	678	263	678	263	663	411	443	749	10 Palo
535	519	435	506	435	506	477	392	424	730	11 Palo
489	706	192	749	192	749	291	373	405	711	12 Palo
548	168	843	112	843	112	758	546	456	732	13 Palo
502	354	600	355	600	355	572	527	437	713	14 Palo
456	541	358	598	358	598	386	508	418	694	15 Palo
410	727	115	841	115	841	200	489	399	674	16 Palo
469	189	766	205	766	205	667	662	450	695	17 Palo
423	376	523	447	523	447	481	643	431	676	18 Palo
377	562	280	690	280	690	295	624	412	657	19 Palo
331	748	37	933	37	933	109	605	392	638	20 Palo
390	211	689	297	689	297	576	778	443	658	21 Palo
344	397	446	539	446	539	390	759	424	639	22 Palo
298	583	203	782	203	782	204	740	405	620	23 Palo
252	769	-40	1025	-40	1025	18	721	386	601	24 Palo
311	232	611	389	611	389	485	895	437	621	25 Palo
265	418	369	632	369	632	299	875	418	602	26 Palo
219	604	126	874	126	874	113	856	399	583	27 Palo
173	791	-117	1117	-117	1117	-73	837	380	564	28 Palo

	SISMA						SLU12	SLU11
	vert (-)	vert (+)	trasm (-)	trasm (+)	long (-)	long (+)		
kN	888	-191	978	-191	542	245	0	0
kN	739	-42	829	-42	490	297	0	0
kN	589	108	679	108	438	349	0	0
kN	440	257	529	257	386	401	0	0
kN	795	-67	863	-67	508	288	0	0
kN	645	82	713	82	456	340	0	0
kN	496	232	564	232	404	392	0	0
kN	346	382	414	382	352	444	0	0
kN	702	57	748	57	474	331	0	0
kN	552	206	598	206	422	383	0	0
kN	403	356	448	356	370	435	0	0
kN	253	506	299	506	318	487	0	0
kN	608	181	632	181	440	373	0	0
kN	459	331	483	331	388	425	0	0
kN	309	480	333	480	336	477	0	0
kN	160	630	183	630	284	529	0	0
kN	515	305	517	305	406	416	0	0
kN	366	455	367	455	354	468	0	0
kN	216	604	218	604	302	520	0	0
kN	66	754	68	754	250	572	0	0
kN	422	429	401	429	372	459	0	0
kN	272	579	252	579	320	511	0	0
kN	123	728	102	728	268	563	0	0
kN	-27	878	-47	878	216	615	0	0
kN	329	553	286	553	338	502	0	0
kN	179	703	136	703	286	554	0	0
kN	29	853	-13	853	234	606	0	0
kN	-120	1002	-163	1002	182	658	0	0