

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

Ing. Angelo Dandini
Ordine Ing. di Frosinone n. A918

Geol. Maurizio Martino
Ordine Geologi del Lazio n. 457

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Arch. Roberto Roggi

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Fabrizio Cardone

PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Viadotto VI02

Relazione Geotecnica e di Calcolo delle Sottofondazioni

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPGE03 **D** **1701**

NOME FILE

T00VI02GETRE01_B

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. **T00VI02GETRE01**

B

-

D

C

B

A

Revisione a seguito di Richiesta Integrazioni prot. CTVA 7867

Gen. 2023

EMISSIONE

.....

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

**RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE
SOTTOFONDAZIONI:
Viadotto V02**

Sommario

1	<i>Premessa</i>	4
2	<i>Normative</i>	6
3	<i>Bibliografia</i>	7
4	<i>Materiali utilizzati</i>	9
5	<i>Scelte Progettuali</i>	11
6	<i>Contesto geologico</i>	11
7	<i>Modello geotecnico</i>	12
8	<i>Analisi carichi</i>	13
9	<i>Criteri di calcolo</i>	15
9.1	Fondazioni su pali	17
9.1.1	Verifica dei pali alle forze verticali.....	17
9.1.2	Verifica dei pali alle forze orizzontali.....	20
9.1.3	Sollecitazioni pali.....	21
10	<i>Spalla A</i>	22
10.1	Verifica capacità portante palo	23
10.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo	27
11	<i>Spalla B</i>	30
11.1	Verifica capacità portante palo	31
11.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo	35
12	<i>Plinto pila 1</i>	38
12.1	Verifica capacità portante palo	39
12.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo	43
13	<i>Plinto pila 2</i>	45
13.1	Verifica capacità portante palo	46
13.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo	50
14	<i>Paratia provvisoriale Pila 2</i>	53
14.1	Modellazione numerica della paratia provvisoriale	53
14.2	Analisi dei carichi	56
14.2.1	Carichi permanenti.....	56
14.2.2	Azione sismica.....	56
14.3	Modello geometrico della paratia provvisoriale	57
14.4	Tiranti d'ancoraggio	57

14.5	Parametri di calcolo	58
14.6	Verifiche della paratia provvisoria	59
14.6.1	Verifiche strutturali della paratia	59
14.6.2	Verifica dei tiranti.....	59
14.6.3	Verifica della trave di ripartizione.....	63
14.7	Analisi di stabilità del pendio	65
14.7.1	Analisi di stabilità globale	69
15	Opera di sostegno scavo pila 1	73
15.1	Analisi di stabilità	75
15.2	Risultati dell'analisi di stabilità globale.....	79
15.3	Verifica strutturale e geotecnica dei chiodi.....	82
16	Allegato A.....	84
16.1	Spalla A	84
16.2	Spalla B	87
16.3	Plinto Pila 1	90
16.4	Plinto Pila 2	93
17	Allegato E: verifica paratia provvisoria – Sezione I	96
17.1	Sollecitazioni agenti sui pali.....	96
17.2	Verifica strutturale dei pali.....	99
17.3	Verifica degli spostamenti orizzontali	100
18	Quadro sinottico di ottemperanza alle NTC2018	101

1 Premessa

In questa Relazione vengono esposti i criteri di calcolo e di verifica geotecnica, con i relativi risultati, delle fondazioni del viadotto V02 (Pr. Pk 1+013.00 km / Pk 1+133.50 km) 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.

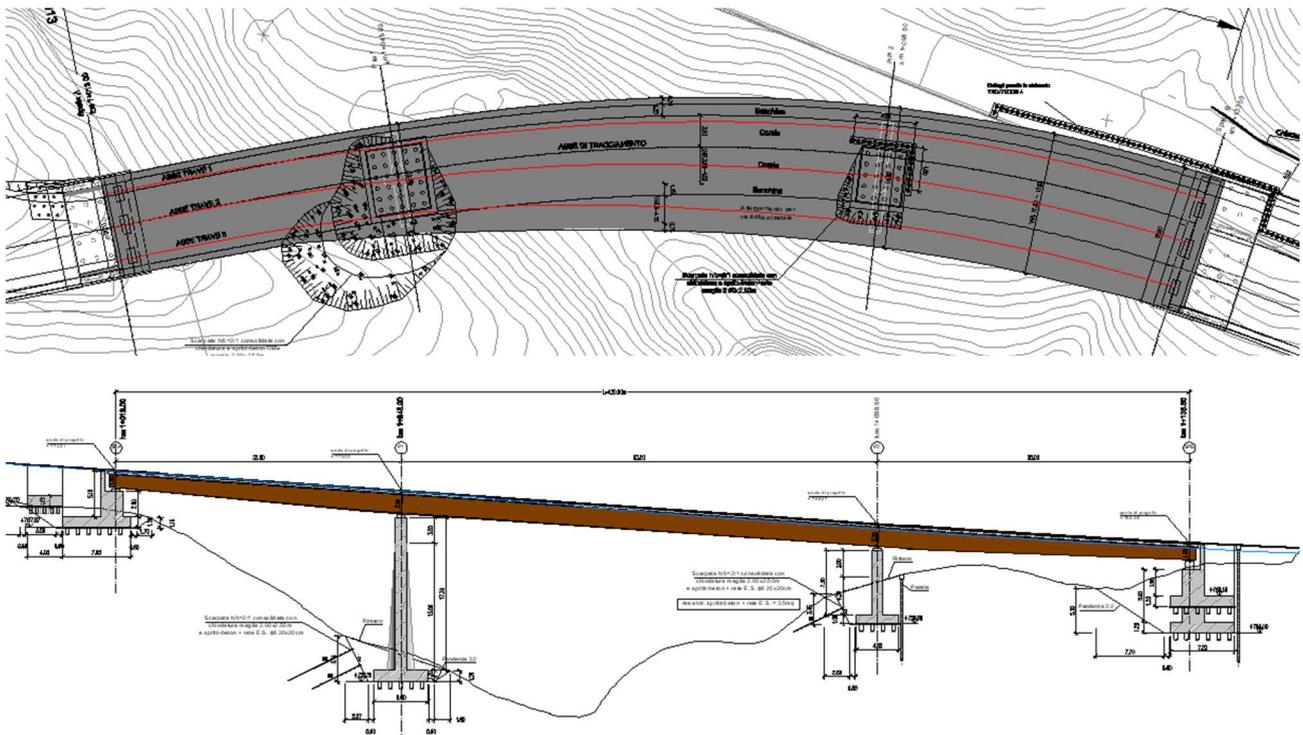


Figura 1 - Profilo longitudinale e Pianta

Il viadotto è realizzato con un impalcato a struttura mista acciaio-clc con schema statico di trave continua a 3 campate aventi luce rispettivamente di 32.00 m, 53.50 m e 35.00m (in asse tracciamento) per uno sviluppo complessivo di 120.50m. L'impalcato ha una larghezza variabile tra 11.00 e 15.65 m.

La pila 1, di altezza 18.00m dallo spiccato della fondazione, è fondata su un plinto 6.00x7.20m di spessore pari a 1.2m. Il plinto distribuisce le sollecitazioni su una palificata di 30 medio-pali (Φ 400).

La pila 2, di altezza 23.35m dallo spiccato della fondazione, è fondata su un plinto 4.80x6.00m di spessore pari a 1m. Il plinto distribuisce le sollecitazioni su una palificata di 20 medio-pali (Φ 400).

La spalle A e B sono fondate anche'esse su fondazioni profonde. Il numero dei pali di fondazione delle spalle è 30 e 35 rispettivamente per la spalla A e la spalla B. Il diametro è pari a quello dei palli dei plinti ovvero 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. 14/01/2018;
- 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.	<i>Liguori</i>	1985
AA. VV.	Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi.	<i>Hevelius</i>	1997
<i>Aicap</i>	Dettagli costruttivi di strutture in calcestruzzo armato.	<i>Pubblicamento</i>	2011
<i>Aicap</i>	Commentario alle norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008 - Costruzioni in Calcestruzzo, Costruzioni composte in acciaio-calcestruzzo.	<i>Pubblicamento</i>	2011
<i>Aicap - AGI</i>	Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni	<i>AGI</i>	2012
<i>Annunziata F. et al.</i>	Progettazione Stradale Integrata.	<i>Zanichelli</i>	2004
<i>Associazione Geotecnica Italiana</i>	Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica.	<i>Patron Editore</i>	2005
<i>Belluzzi O.</i>	Scienza delle Costruzioni.	<i>Zanichelli</i>	1941
<i>Boscolo Bielo M.</i>	Progettazione Strutturale.	<i>Legislazione Tecnica</i>	2010
<i>Bowles E. B.</i>	Fondazioni - progetto e analisi.	<i>McGraw-Hill</i>	1998
<i>Bruschi A.</i>	Meccanica delle Rocce.	<i>Flaccovio</i>	2004
<i>Capurso M.</i>	Introduzione al calcolo automatico delle strutture.	<i>ESAC</i>	1986
<i>Clayton C.R.I., Milititsky J. e Woods R.I.</i>	La spinta delle terre e le opere di sostegno.	<i>Hevelius</i>	1993
<i>Collotta T.</i>	Prontuario Interattivo di Geotecnica.	<i>Flaccovio</i>	1951
<i>Desideri A., Miliziano S. e Rampello S.</i>	Drenaggi a gravità per la stabilizzazione dei pendii.	<i>Hevelius</i>	1997

Autore	Titolo	Editore	Anno
<i>Di Francesco R.</i>	Geotecnica - guida pratica alle nuove norme tecniche.	<i>Flaccovio</i>	2010
<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	Tube armatura
-	[mm]	-	[m]	-
Spalla A	400	30	14	273x12.5
Spalla B	400	35	16	273x12.5
Pila 1	400	30	16	273x8
Pila 2	400	20	20	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]
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 viadotto V02 (Elaborato: T00VI02STRRE01A).

Si riportano le sollecitazioni combinate nel baricentro dell'intradosso delle fondazioni delle spalle e pile.

SPALLA A		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
	perm	10661	3091	94	2010	0
<u>SLU A1</u>	SLU1	18259	11357	8848	3567	-629
	SLU2	17573	9867	10082	3567	-629
	SLU3	17187	9031	-2368	3567	-629
	SLU4	17726	10199	7047	3567	-537
	SLU5	17211	9081	7973	3567	-537
	SLU6	16922	8454	-1365	3567	-537
	SLU7	13925	9169	7547	2746	-541
	SLU8	13340	7900	8598	2746	-541
	SLU9	13012	7188	-2008	2746	-541
	SLU10	13468	8178	6013	2746	-463
	SLU11	13029	7226	6802	2746	-463
	SLU12	12783	6692	-1153	2746	-463
<u>SISMA</u>	long (+)	11163	10046	-2838	4326	820
	long (-)	10401	8884	-141	4033	326
	trasv (+)	10957	5012	-1682	2718	1259
	trasv (-)	10396	5266	-1682	2718	1259

PILA 1		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU A1</u>	SLU_001	22054	2963	13070	126	-158
	SLU_010	12299	-7108	3343	-389	-169
	SLU_013	19248	2963	17546	126	190
	SLU_016	14960	-3086	-13644	-195	-115
	SLU_021	14884	24733	5696	1254	209
	SLU_022	14961	-24837	-1869	-1313	-145
	SLU_021	14884	24733	5696	1254	209
	SLU_022	14961	-24837	-1869	-1313	-145
	SLU_004	14960	-1745	-9274	-130	327
	SLU_016	12689	-8448	6889	-454	-303
<u>SLV</u>	SLV_011	13581	5080	4534	295	350
	SLV_006	11348	-5308	-3957	-414	-222
	SLV_001	12889	5898	11535	274	940
	SLV_008	12040	-6127	-10958	-392	-812
	SLV_001	12656	16279	4477	1071	406
	SLV_002	12045	-16507	-5101	-1189	-277

PILA 2		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU A1</u>	SLU_001	20372	-1844	16811	-64	-645
	SLU_010	11141	2216	5518	374	-639
	SLU_023	15043	-1899	20938	-110	-639
	SLU_014	18343	2272	-17190	421	598
	SLU_020	13765	2217	-15051	374	1018
	SLU_007	18513	-1844	15670	-64	-1060
	SLU_014	18343	2272	-17190	421	598
	SLU_013	15336	-1899	19031	-110	-639
	SLU_020	13765	2217	-15051	374	1018
SLU_007	18513	-1844	15670	-64	-1060	
<u>SLV</u>	SLV_011	12116	448	6685	220	601
	SLV_006	10303	-184	-7395	44	-672
	SLV_009	11580	589	18894	204	1894
	SLV_004	10839	-325	-19603	60	-1965
	SLV_001	11320	984	5926	401	709
	SLV_002	10844	-720	-8507	-137	-780

		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	Mz [kN]
	perm	16918	7587	16412	3584	0	-6957
<u>SLU A1</u>	SLU1	27684	19058	18465	6118	-418	-10697
	SLU2	26985	17276	13384	6118	-418	-10697
	SLU3	25087	12435	22298	6118	-418	-10697
	SLU4	27133	17654	18925	6118	-311	-10697
	SLU5	26609	16317	15114	6118	-311	-10697
	SLU6	25185	12687	21800	6118	-311	-10697
	SLU7	21016	15052	13281	4684	-358	-8068
	SLU8	20421	13534	8953	4684	-358	-8068
	SLU9	18804	9410	16547	4684	-358	-8068
	SLU10	20545	13850	13675	4684	-268	-8068
	SLU11	20098	12711	10429	4684	-268	-8068
	SLU12	18885	9619	16125	4684	-268	-8068
<u>SISMA</u>	long (+)	17569	18086	13063	6986	1071	-9772
	long (-)	16508	16741	14185	6778	828	-10126
	trasv (+)	17422	10871	8540	4619	2862	-7802
	trasv (-)	16499	10506	8540	4619	2862	-7802

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:

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

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 $1 - \operatorname{sen}(\varphi')$.

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).

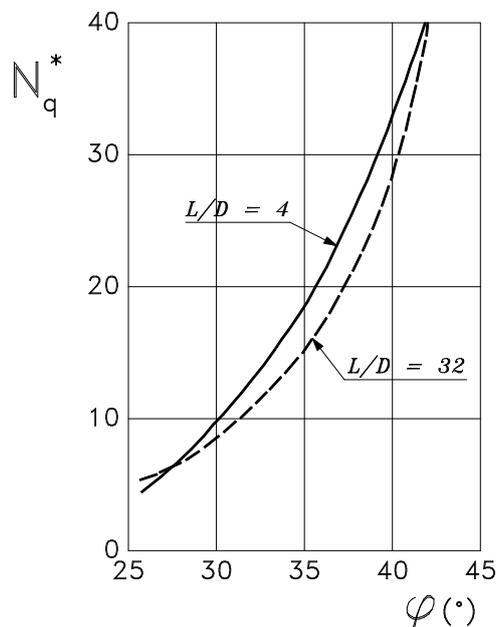


Figura 2 - Valori di N_q^* (Berezantzev, 1965)

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]
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 sommando la quota ottenuta dividendo il taglio totale agente all'intradosso della fondazione per il numero complessivo di pali, a quella generata dal momento torcente:

$$V_i = \frac{V_{tot}}{n_{pali}} + \frac{M_z}{I_z} d_i$$

dove:

$$I_z = \sum (d_{i,x}^2 + d_{i,y}^2)$$

Il momento torcente è stato tenuto in conto per il calcolo delle sollecitazioni dei pali delle spalle gradonate. Il momento torcente, generato principalmente dall'asimmetria delle spinte delle terre, genera sollecitazioni di taglio non trascurabili.

10 Spalla A

La spalla A del viadotto è fondata su 30 pali trivellati ϕ 400 di lunghezza 14m posti ad un interasse di 2.00x1.60m. Si riporta nella seguente figura la sezione longitudinale e la pianta della spalla A.

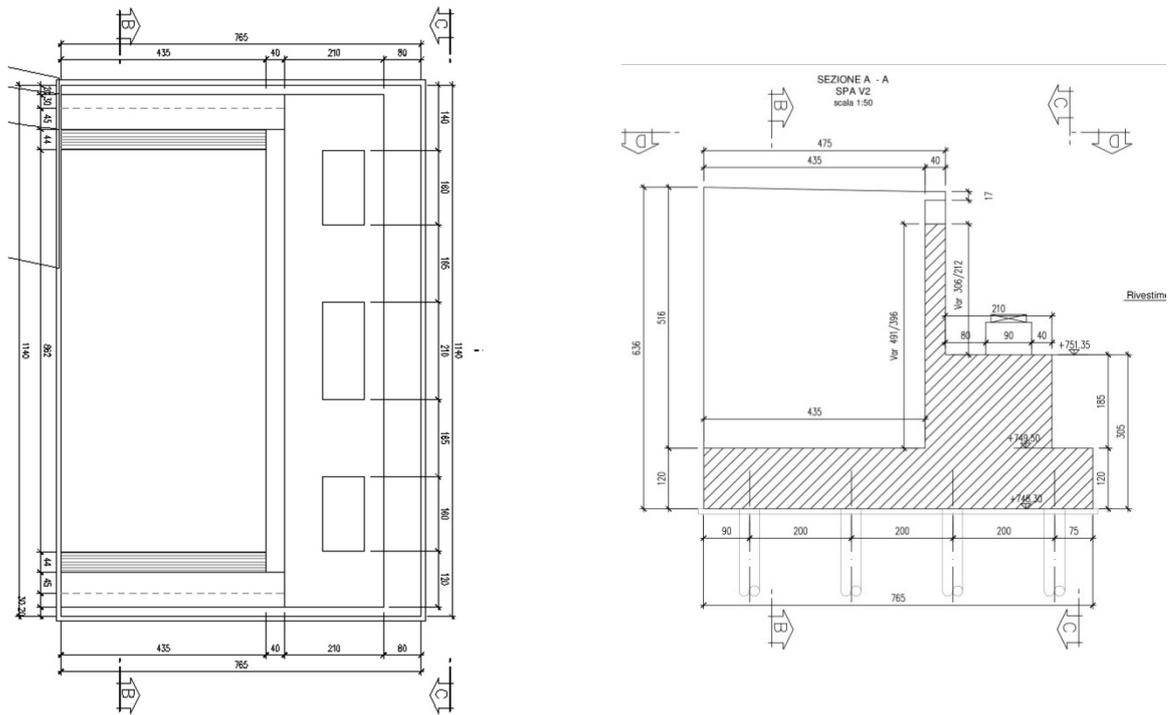


Figura 3 -Spalla A: sezione longitudinale e pianta

La spalla in pianta ha dimensioni 11.40m X 7.65m. La zattera di fondazione ha uno spessore 1.2m. L'altezza complessiva della spalla è 6.36m dal piano fondazione. 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.

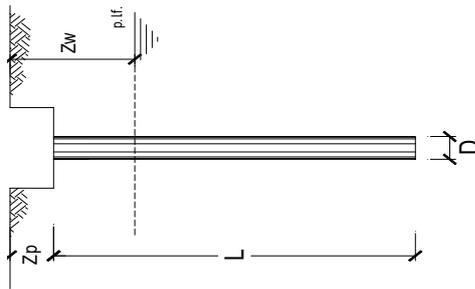
	N_{max}	N_{min}	T_{max}
SLE	717	89	89
A1	972	157	121
SISMA	622	100	147

kN	kN	kN
----	----	----

Tabella 3 - Spalla A: sollecitazioni massime pali

10.1 Verifica capacità portante palo

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



OPERA: SPALLA A - V2_30 pali - interasse 2.0x1.6m

Diametro del Palo (D): 0.40 (m) Area del Palo (Ap): 0.126 (m²)

Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 1.50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 50.0 (m)

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] 972 (kN) N_{SLE} [Combinazione di carico - Statica SLE] (kN)

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

N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica] 622 (kN)

Numero di strati 2 Lpalo = 14.00 (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
33	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
34	1.70	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°1 verticale

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				Risultati			
		c' (kN/m ²)	c _u (kPa)	φ' (°)	N _{SPT} (-)	k (-)	a (-)	Q _{s1} (kN)	N _q (-)	Q _{b1} (kPa)	Q _{bm} (kN)		
1	2.3	26.00	44.0	30.0		0.50	0.58	57					
2	11.7	26.00	55.0	38.0		0.38	0.78	1107.69	21.36	26.06	10040.3	1261.7	

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

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

Peso palo (kN)

$Q_d = Q_{b,mf} + Q_{l,mf}$ (kN)
 $Q_d = 2427$ (kN)

$R_{qm} = 1261.7$ (kN)
 $R_{sm} = 1165.2$ (kN)
 $R_{tm} = 2426.9$ (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
LLU - Approccio 2: A1+M1+R3	1031	1146	1.11
LV - EQK+M1+R3_sisma	666	1146	1.72

$R_{d,cal} / E_d \geq 1$

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

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

VERIFICA A TRAZIONE DEL PALO

F_{d1} [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] 0 (kN)
 F_{d2} [Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
 F_{d3} [Combinazione di carico - SLV_Sismica] 0 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
LLU - Approccio 2: A1+M1+R3			

LV - EQK+M1+R3_sisma

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	400 [MN/m ³]
b	b	1.22 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	121 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	50 [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}	121 [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 10.53

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	50 [kNm]	
M _{c,Rd}	287 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo
		FS 5.78

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	972 [kN]	
N _{c,Rd}	3459 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
		FS 3.56

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLU}	121 [kN]	τ	19 [MPa]	
M _{SLU}	50 [kNm]	σ _M	78 [MPa]	
N _{SLU}	972 [kN]	σ _N	95 [MPa]	
		σ _{OT}	176 [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	400 [MN/m ³]
b	b	1.22 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	147 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	60 [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}	147 [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 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	8.66
--------------------	-----------	-------------	----	------

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	60 [kNm]		
M _{c,Rd}	287 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo	
		FS	4.76

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	622 [kN]		
N _{c,Rd}	3459 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo	
		FS	5.56

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLU}	147 [kN]	τ	23 [MPa]	
M _{SLU}	60 [kNm]	σ _M	95 [MPa]	
N _{SLU}	622 [kN]	σ _N	61 [MPa]	
		σ _{TOT}	160 [MPa]	ok

11 Spalla B

La spalla B del viadotto è fondata su 35 pali ϕ 400 di lunghezza 16m posti ad un interasse di 2.40x1.80m.. Si riporta nella seguente figura la sezione longitudinale e la pianta della spalla B.

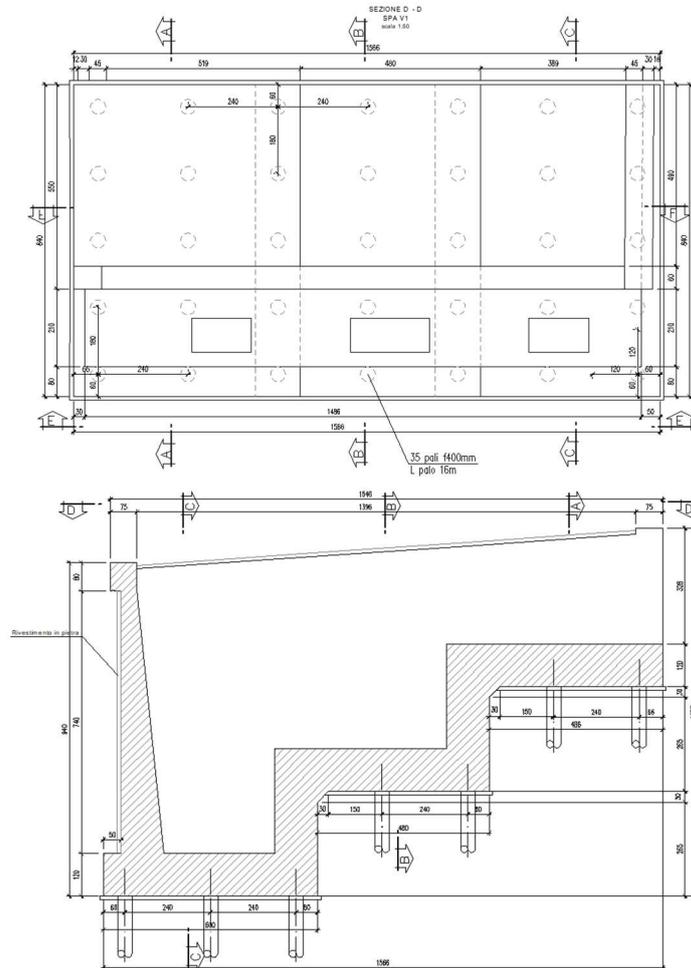


Figura 4 -Spalla B: sezione longitudinale e pianta

La spalla è caratterizzata da una gradonatura su tre livelli. La spalla in pianta ha dimensioni 15.66m X6.40m. La zattera di fondazione ha uno spessore 1.2m. L'altezza massima complessiva della spalla è 10.38m dal piano fondazione.

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

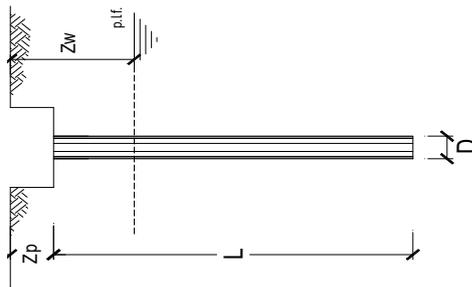
Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

	N_{max}	N_{min}	T_{max}
SLE	931	191	192
A1	1258	240	259
SISMA	906	79	278
	kN	kN	kN

Tabella 4 - Spalla B: sollecitazioni massime pali

11.1 Verifica capacità portante palo

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



OPERA: SPALLA B - V2_35 pali - interasse 2.4x1.8m

Diametro del Palo (D): 0.40 (m) Area del Palo (Ap): 0.126 (m²)

Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 1.50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 50.0 (m)

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] 1258 (kN) N_{sLE} [Combinazione di carico - Statica SLE] (kN)

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

N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica] 906 (kN)

Numero di strati 2 Lpalo = 16.00 (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
ξ3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ4	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			
			c' (kPa)	c _v (kPa)	φ _v (°)	N _{SPR} (-)	k (-)	a (-)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	
1	2.0	Roccia fratturata	26.00	44.0	30.0	>	0.50	0.58	47	21.36	26.06	11150.9	1401.3	
2	14.0	Roccia integra	26.00	55.0	38.0	>	0.38	0.78	1442.19	21.36	26.06	11150.9	1401.3	

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

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

Peso palo (kN)

$Q_d = Q_{b,mf} + Q_{l,mf}$ (kN)

$Q_d = 2891$ (kN)

CITA' PORTANTE MEDIA

$R_{b,m} = 1401.3$ (kN)

$R_{s,m} = 1489.4$ (kN)

$R_{c,m} = 2890.6$ (kN)

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

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
Approccio 2: A1+M1+R3	1326	1372	1.03
EOK+M1+R3_sistma	956	1372	1.44

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

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

ICA A TRAZIONE DEL PALO

- combinazione di carico - Statica SLU_A1] 0 (kN)
- combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
- combinazione di carico - SLV_Sismica] 0 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
Approccio 2: A1+M1+R3			
EOK+M1+R3_sistma			

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	400 [MN/m ³]
b	b	1.22 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	259 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	106 [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 [-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	259 [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 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 s FS 4.92

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	106 [kNm]	
M _{c,Rd}	287 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 2.70

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	1258 [kN]	
N _{c,Rd}	3459 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 2.75

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLU}	259 [kN]	τ	40 [MPa]	
M _{SLU}	106 [kNm]	σ _M	167 [MPa]	
N _{SLU}	1258 [kN]	σ _N	123 [MPa]	
		σ _{OT}	298 [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	400	[MN/m ³]
b	b	1.22	[1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	278	[kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	114	[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}	278	[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 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 ρ FS 4.57

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	114	[kNm]	
M _{c,Rd}	287	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 2.51

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	906	[kN]	
N _{c,Rd}	3459	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 3.82

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLU}	278	[kN]	τ	43	[MPa]	
M _{SLU}	114	[kNm]	σ _M	179	[MPa]	
N _{SLU}	906	[kN]	σ _N	89	[MPa]	
			σ _{TOT}	278	[MPa]	ok

12 Plinto pila 1

Il plinto della pila 1 del viadotto è fondato su 30 pali trivellati ϕ 400 di lunghezza 16m 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 2.

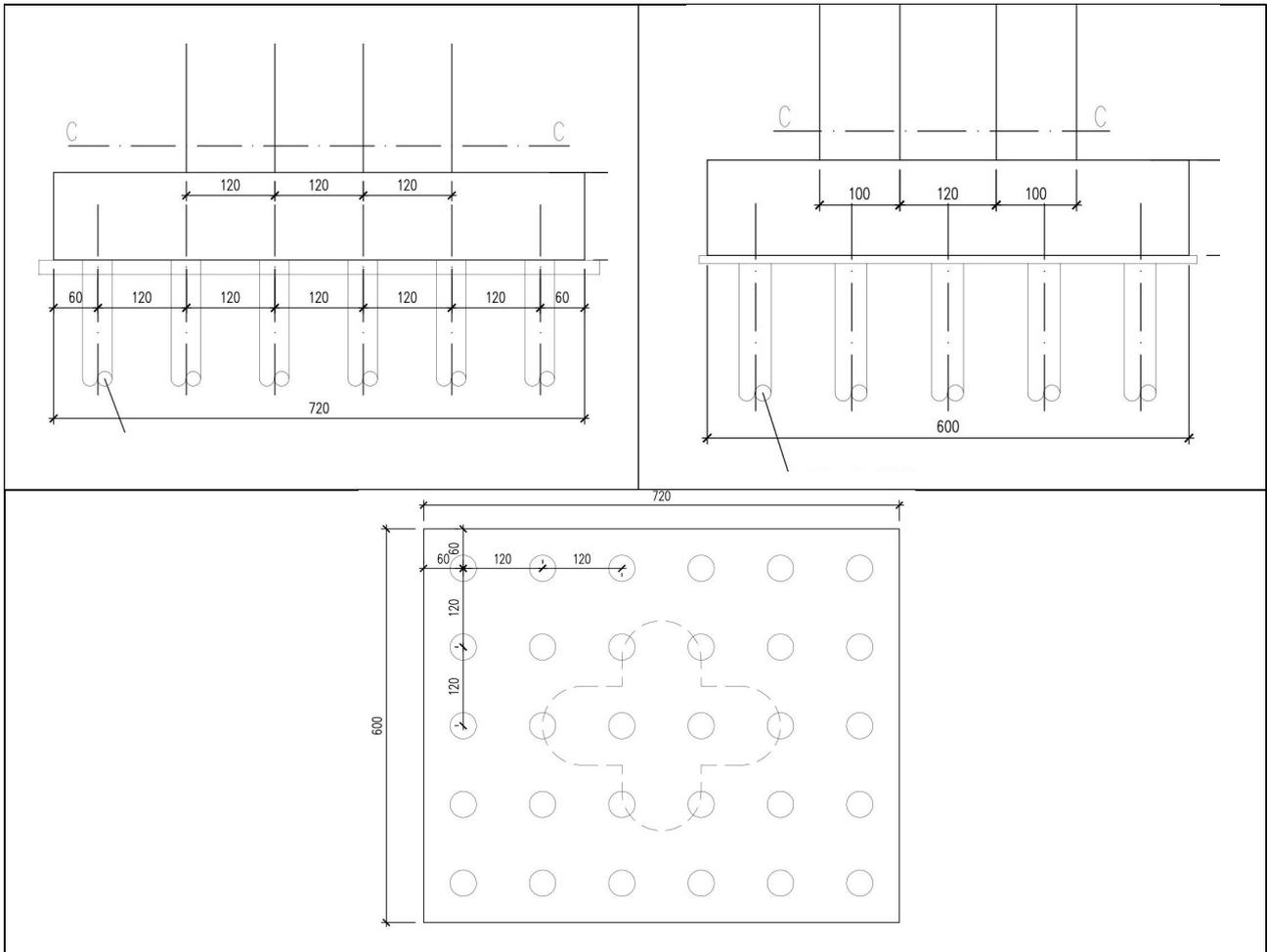


Figura 5 - Plinto pila 1: vista frontale, vista laterale e pianta

Il plinto ha una dimensione in pianta di 6.00x7.20m ed uno spessore di 1.2m.

I pali sono disposti a formare 5 file da 6 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	1319	-326	44
SISMA	868	-30	33
	kN	kN	kN

Tabella 5 - Plinto 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 integra. Le verifiche e le caratteristiche geotecniche sono riportate nella seguente figura.

OPERA: PILA 1 - V2_30 pali - interasse 1.2x1.2m

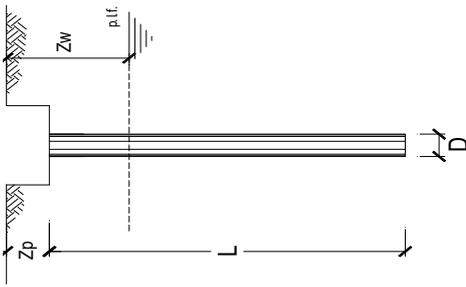
Diametro del Palo (D): 0.40 (m) Area del Palo (Ap): 0.126 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 3.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_f): 50.0 (m)
 N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] 13.19 (kN) N_{SLE} [Combinazione di carico - Statica SLE]
 N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
 N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica] 868 (kN)

Numero di strati Lpalo = 16.00 (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
3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
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)	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				Risultati			
		c' (kN/m ²)	c _v (kPa)	φ ^o	N _{per} (-)	k (-)	a (-)	α (-)	β (-)	Qs _i (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)
1	16.0	26.00	55.0	38.0	0.38	0.78			1727	21.36	26.06	11983.8	1505.9
		Tipo di terreno											
		Roccia integra											

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

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

50 (kN)

▼

Peso palo

$Q_d = Q_{b,m} + Q_{lim}$
 $Q_d = 3233$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,m} = 1505.9$ (kN)
 ale $R_{s,m} = 1726.7$ (kN)
 e $R_{c,m} = 3232.6$ (kN)

E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
1387	1539	1.11

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

ok

ok

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

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

SLE

VERIFICA A TRAZIONE DEL PALO

combinazione di carico - Statica SLU_A1] -326 (kN)
 combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
 combinazione di carico - SLV_Sismica] -30 (kN)

E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
-326	-813	2.49

ok

ok

-30	-813	27.31
-----	------	-------

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	550 [MN/m ³]
b	b	1.45 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	44 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	15 [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	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}	44 [kN]	
A _v	42.4 [cm ²]	Area a taglio
γ _{MO}	1.05	
V _{c,Rd}	828 [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 18.80

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{Ed}	15 [kNm]	
M _{c,Rd}	190 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 12.56

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE		
N _{Ed}	1319 [kN]	
N _{c,Rd}	2252 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 1.71

VERIFICHE TENSIONALI - SLU				
V _{SLU}	44 [kN]	τ	10 [MPa]	
M _{SLU}	15 [kNm]	σ _M	35 [MPa]	
N _{SLU}	1319 [kN]	σ _N	198 [MPa]	
		σ _{OT}	234 [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	550	[MN/m ³]
b	b	1.45	[1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	33	[kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	11	[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	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}	33	[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 tensioni di snervamento per la verifica a flessione

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00 \quad f_{y,red} = 355 \text{ [MPa]} \quad \text{Valore di } \epsilon \text{ FS} = 25.35$$

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	11	[kNm]	
M _{c,Rd}	190	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS = 16.93

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	868	[kN]	
N _{c,Rd}	2252	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS = 2.59

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLE}	33	[kN]	τ	8	[MPa]	
M _{SLE}	11	[kNm]	σ _M	26	[MPa]	
N _{SLE}	868	[kN]	σ _N	130	[MPa]	
			σ _{TOT}	157	[MPa]	ok

13 Plinto pila 2

Il plinto della pila 2 del viadotto è fondato su 20 pali trivellati ϕ 400 di lunghezza 20m 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 2.

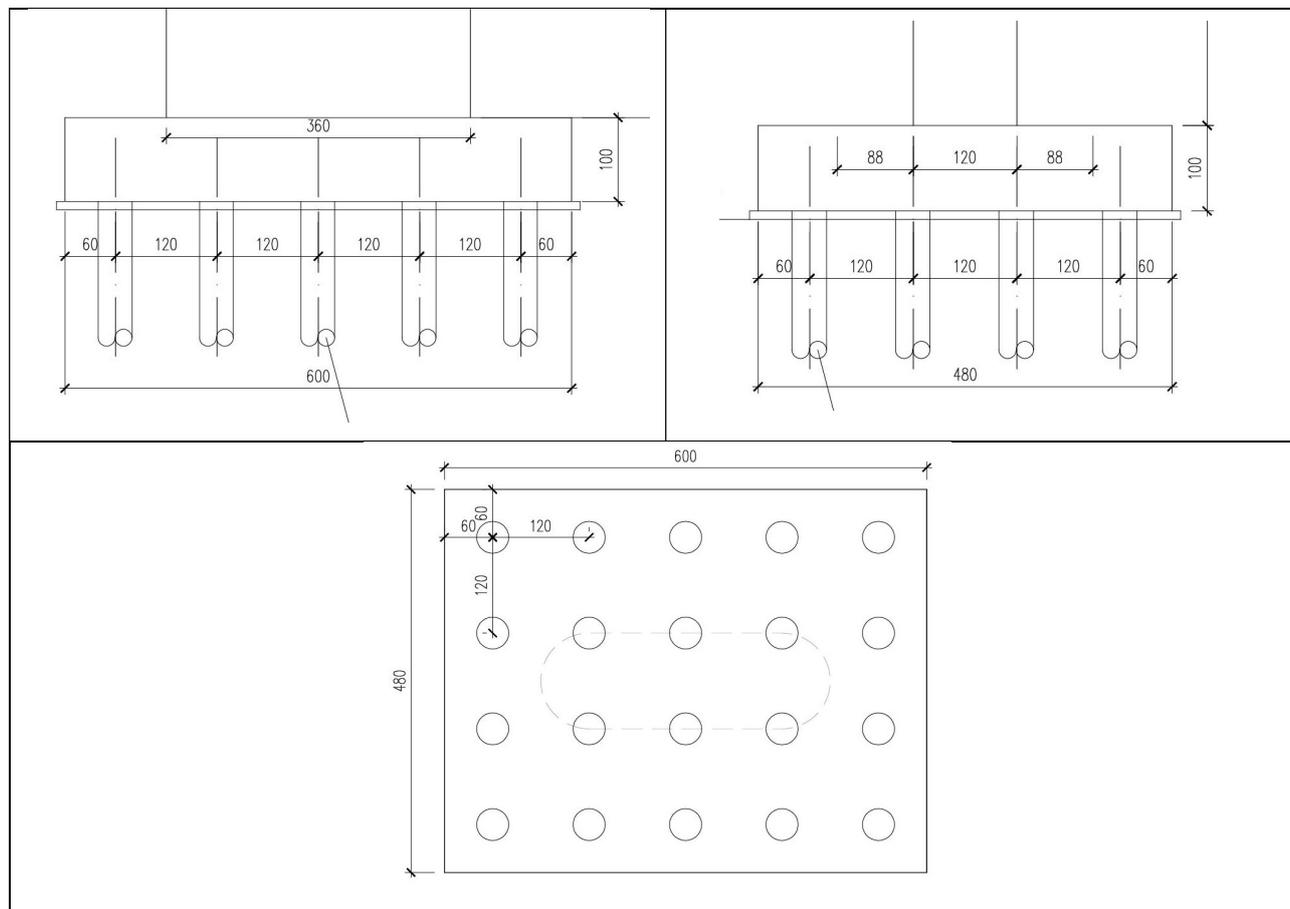


Figura 6 - Plinto pila 2: vista frontale, vista laterale e pianta

Il plinto ha una dimensione in pianta di 4.80x6.00m ed uno spessore di 1.0m.

I pali sono disposti a formare 4 file da 5 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	1811	-215	54
SISMA	1396	-291	98
	kN	kN	kN

Tabella 6 - Plinto 2: sollecitazioni massime pali

13.1 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.

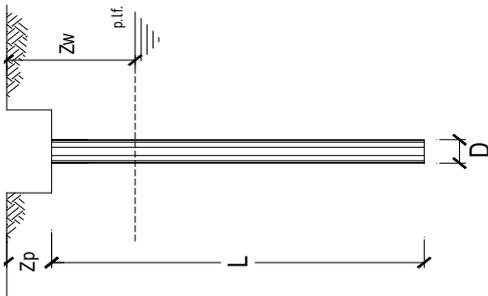
OPERA: PILA 2 - V2_20 pali - interasse 1.2x1.2m

Diametro del Palo (D): 0.40 (m) Area del Palo (Ap): 0.126 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 4.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 50.0 (m)
 N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] 1811 (kN) N_{SLE} [Combinazione di carico - Statica SLE]
 N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
 N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica] 1396 (kN)

Numero di strati L_palo = 20.00 (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



CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Parametri del terreno					Coefficienti di Calcolo					Risultati			
		c' (kPa)	c _u (kPa)	φ (°)	N _{spt} (-)	k (-)	a (-)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{brn} (kN)			
1	1.2	26.00	44.0	30.0		0.50	0.58	52	21	26	14760	1854.8			
2	18.8	26.00	55.0	38.0		0.38	0.78	2693							

(nb.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del pilino)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$Q_d = Q_{b,mf} + Q_{im}$ (kN) **63** (kN)

$Q_d = 4600$ (kN)

Peso palo

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$R_{b,m} = 1854.8$ (kN)

$R_{s,m} = 2744.9$ (kN)

$R_{c,m} = 4599.8$ (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	1896	2212	1.17
SLV - EQK+M1+R3_sisma	1459	2212	1.52

$\frac{R_{d,i}}{E_d} \geq 1$

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

SLE

VERIFICA A TRAZIONE DEL PALO

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] -215 (kN)

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

N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica] -291 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	-215	-1292	6.00
SLV - EQK+M1+R3_sisma	-291	-1292	4.44

13.2 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}	54	[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	[-]
Classificazione			
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}	54	[kN]	
A _v	42.4	[cm ²]	Area a taglio
γ _{MO}	1.05		
V _{c,Rd}	828	[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 15.25

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE			
M _{Ed}	20	[kNm]	
M _{c,Rd}	190	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 9.41

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE			
N _{Ed}	1811	[kN]	
N _{c,Rd}	2252	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 1.24

VERIFICHE TENSIONALI - SLU			
V _{SLU}	54	[kN]	τ 13 [MPa]
M _{SLU}	20	[kNm]	σ _M 47 [MPa]
N _{SLU}	1811	[kN]	σ _N 272 [MPa]
			σ _{tot} 320 [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}	98	[kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	37	[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	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}	98	[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 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 s FS 8.42

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	37	[kNm]		
M _{c,Rd}	190	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo	FS 5.19

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	1396	[kN]		
N _{c,Rd}	2252	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo	FS 1.61

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLU}	98	[kN]	τ	23	[MPa]	
M _{SLU}	37	[kNm]	σ _M	85	[MPa]	
N _{SLU}	1396	[kN]	σ _N	210	[MPa]	
			σ _{TOT}	298	[MPa]	ok

14 Paratia provvisoria Pila 2

Per consentire l'esecuzione della pila 2, in presenza di circolazione sulla S.S. 45, dove necessario, è realizzata una paratia di mediopali multitirantata, che consente di operare gli scavi di sbancamento fino a quota del piano di posa della fondazione della pila.

L'opera provvisoria è eseguita mediante mediopali $\varnothing 400$, passo 0.60 m, armati con armatura tubolare in acciaio, di diametro $\varnothing 273$ mm, spessore 7.10 mm. I pali sono lunghi 10.00 m. Vi è un ordine di tiranti inclinati 20° sull'orizzontale, a n. 3 trefoli.

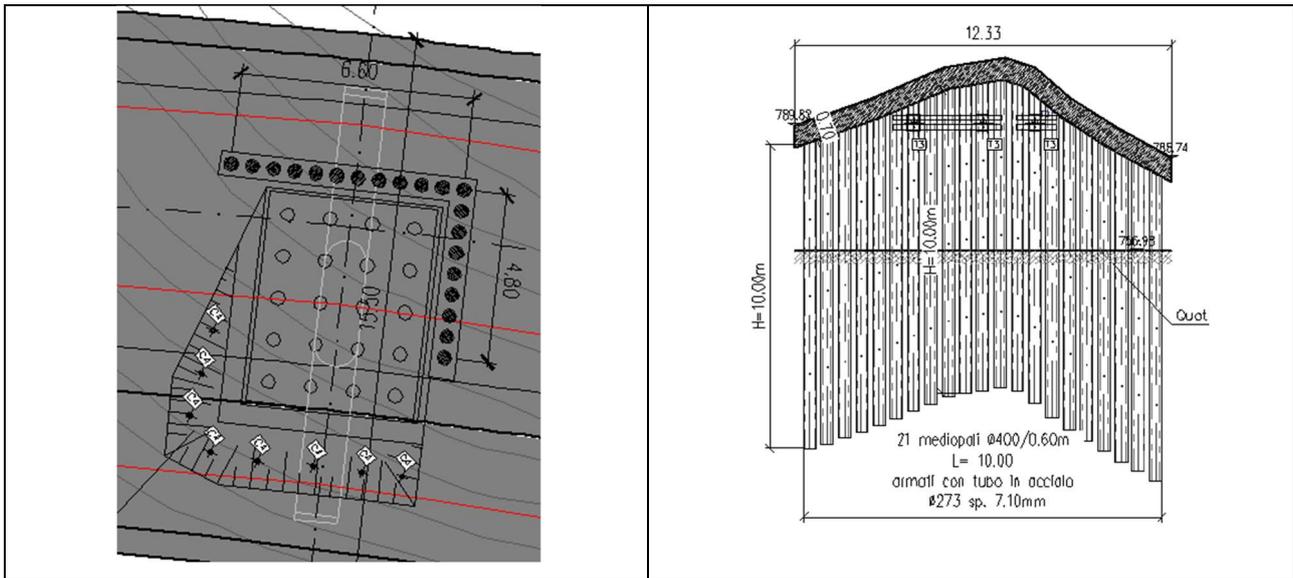


Figura 7 - Pianta e sviluppo paratia

Per quanto riguarda le travi di ripartizione è previsto l'impiego di 2HEB 160.

14.1 Modellazione numerica della paratia provvisoria

Le analisi per la valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo *Paratie Plus 2011* (v. 8.191).

In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra paratia e terreno avviene considerando:

- la paratia 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 paratia 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 $K_0 = 1 - \tan^2 \varphi'$;
- 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 paratia 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 della paratia 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 7 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 paratia
2	I fase di scavo
3*	Applicazione del I ordine di tiranti/puntoni
4*	II fase di scavo
5	Applicazione delle azioni sismiche

Tabella 7 Fasi di calcolo (* fasi presenti solo se previste in funzione del numero di tiranti della paratia)

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).

14.2 Analisi dei carichi

14.2.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti sono rappresentati dai pesi propri definiti nei paragrafi relativi per i terreni.

14.2.2 Azione sismica

Essendo un'opera provvisoria, a favore di sicurezza, è stato valutato un sisma ridotto a 2 anni secondo le formulazioni riportate nella norma EN 1998 parte 2 – Annesso A:

$$\frac{a_{gc}}{a_{g,R}} = \left(\frac{T_{RC}}{T_{NCR}} \right)^k$$

Ponendo:

$$t_c = 2 \text{ anni}$$

$$T_{RC} = t_c / p = 2 / 0.1 = 20 \text{ anni}$$

$$T_{NCR} = 475 \text{ anni}$$

$$a_{g,R} = 0.096$$

risulta: $a_{gc} = 0.037$

I parametri scelti per la definizione dell'azione sismica sono di seguito riportati:

Opera sita in località		Torriglia (GE)
Categoria del suolo di fondazione		B
Condizione topografiche		T2
Categoria opera – Classe d'uso		III
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$	1.08
Tempo di ritorno	$T_R =$	20 anni

14.3 Modello geometrico della paratia provvisoria

Nella tabella sottostante sono riportate le sezioni di calcolo relative l'opera oggetto della presente relazione. Per ogni sezione i pali hanno diametro $\varnothing 400$, passo 0.60 m, armati con profilo tubolare in acciaio, di diametro $\varnothing 273$ mm, spessore 7.1 mm.

Sezioni di Calcolo	udm	Sezione I
Progressiva	[m]	6.2
Numero tiranti	[-]	1
Altezza totale paratia	[m]	10.00
Lunghezza del tratto fuori terra	[m]	5.50
Lunghezza del tratto di infissione di calcolo	[m]	4.50

Tabella 8 Caratteristiche delle sezioni di calcolo

14.4 Tiranti d'ancoraggio

Si riportano le caratteristiche geometriche e meccaniche dei tiranti di ancoraggio adottati per gli schemi di calcolo considerati. Per tutta l'estensione della paratia, questi sono disposti con un interasse di 2.4 m.

Quota di infissione	Inclinazione verticale	Numero Trefoli	Tiro iniziale	Tiro max in esercizio (comb. A1+M1+R3)	Tiro in esercizio in cond. statiche (SLE)	Tiro in cond. sismiche (SLV)	Lunghezza Libera	Lunghezza fondazione	Lunghezza totale
[m]	[°]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
-1.5	20	3	240.0	312.0	240.0	240.0	5.00	6.00	11.00

Tabella 9: caratteristiche tiranti Sezione I

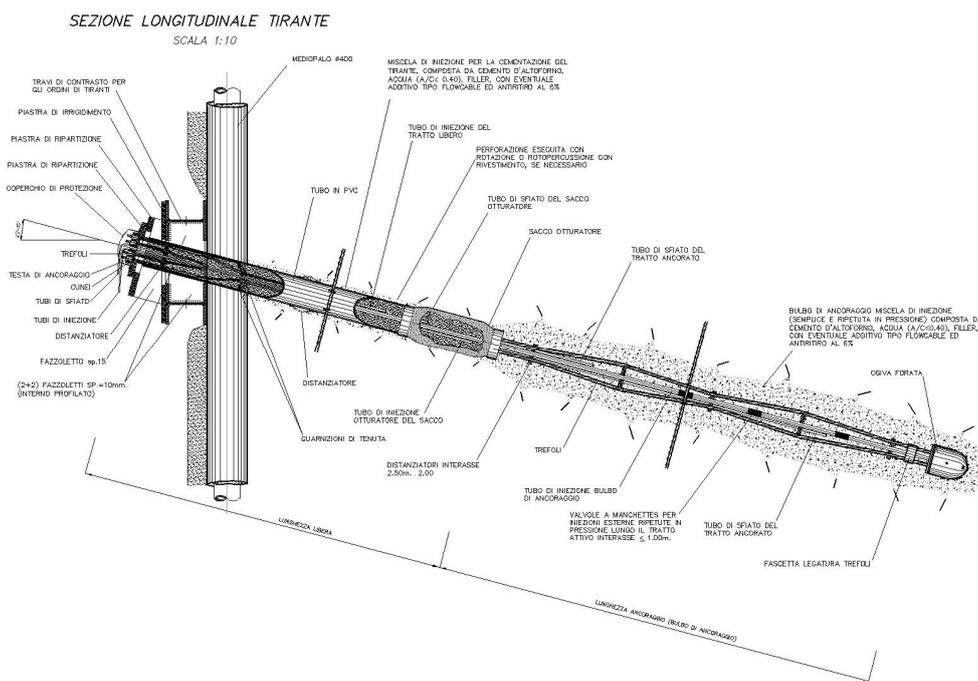


Figura 8: Sezione longitudinale tirante

14.5 Parametri di calcolo

Nella modellazione è stata riprodotta la stratificazione delle formazioni in sito, con le seguenti caratteristiche di resistenza e deformabilità:

Litotipo	γ	ϕ'	c'	E_{cv}	E_{ur}	k_A	k_P
	(kN/m ³)	(deg)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)
Coltre superficiale	18	30	0	20	180	0.291	4.622
Roccia Fratturata	26	30	44	280	840	0.291	4.622
Roccia	26	38	55	350	1050	0.205	8.273

Tabella 10 Caratteristiche meccaniche dei litotipi utilizzati nel modello di calcolo

14.6 Verifiche della paratia provvisoria

14.6.1 Verifiche strutturali della paratia

Nell'allegato E sono riportati i risultati integrali dell'analisi condotta con il programma di calcolo, corredati d'informazioni numeriche e diagrammi. Di seguito, invece, sono riportate le principali verifiche dei tiranti e della trave di ripartizione.

14.6.2 Verifica dei tiranti

I tiranti attivi sono stati verificati nei riguardi del dimensionamento della lunghezza libera, della lunghezza della fondazione e della verifica strutturale dell'armatura.

14.6.2.1 Dimensionamento della lunghezza libera del tirante

La lunghezza libera dei tiranti (L_{libera}) è stata definita dall'intersezione del tirante con un piano, inclinato di $(45^\circ + \phi/2)$ rispetto alla verticale, passante per un punto (punto C) posto a una distanza di $0,20h$ al disopra della punta della paratia. Valgono le seguenti espressioni:

$$L_{libera_statica} = h' + d$$

$$h' = 0,20h / \cos(45^\circ - \alpha - \phi/2)$$

$$d = (h + t - h_i) \sin(45^\circ - \phi/2) / \sin(45^\circ + \alpha + \phi/2)$$

dove: h = altezza fuori terra della paratia

α = inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale

t = infissione della paratia

h_i = profondità del tirante

Considerando la stratigrafia di progetto, l'angolo di attrito scelto per il dimensionamento in essere è determinato mediante media pesata in funzione dello spessore delle varie formazioni interessate.

Ai sensi del paragrafo 7.11.6.4 delle NTC18, Sistemi di Vincolo, la L_{libera} va incrementata per un coefficiente secondo la seguente espressione:

$$L_{libera \text{ cond. sismica}} = L_{libera \text{ cond. statica}} (1 + 1.5 \cdot a_{max}/g)$$

dove, nel caso in essere, a_{max}/g è pari a 0.185 allo SLV.

I valori in tal modo calcolati di lunghezza libera, sono approssimati per eccesso, e riportati

nelle tabelle sottostanti:

Tirante	H	α	ϕ	t	h_i	L _{libera} cond. statica	L _{libera} cond. sismica	L _{libera} di progetto
	(m)	(°)	(°)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	6.0	20	38	4.0	5.0	3.41	3.60	6.00

Tabella 11 Calcolo della Lunghezza libera dei tiranti sezione I

14.6.2.2 Verifica del bulbo di fondazione del tirante

La lunghezza della fondazione del tirante (L_{fond}) è stata valutata considerando due distinti meccanismi di rottura per sfilamento (*trefoil-fondazione* e *fondazione-terreno*). In tutti i casi esaminati, il meccanismo di rottura critico è rappresentato dallo sfilamento fondazione-terreno, del quale si riportano i risultati.

Per il calcolo del carico limite di sfilamento si è fatto riferimento al metodo proposto da Bustamante e Doix (1985), relativo a micropali/tiranti iniettati ad alta pressione tramite sacco otturatore, applicando quindi il metodo dell'iniezione ripetuta e selettiva – IRS. Nel caso in esame, la resistenza allo sfilamento di calcolo ($R_{a,c}$) si può esprimere tramite l'espressione:

$$R_{a,c} = \pi D_s L_{fond} q_s \quad (\text{AICAP, 2012})$$

dove: $D_s = \alpha D_d$ = diametro effettivo della fondazione del tirante

α = coefficiente maggiorativo funzione del tipo di terreno

D = diametro della perforazione = 0.15 m

L_{fond} = lunghezza della fondazione del tirante = 5.00 m

q_s = resistenza tangenziale all'interfaccia fondazione-terreno

ed α è un coefficiente ($\alpha > 1$) che dipende sostanzialmente dal tipo di terreno e dalla tecnica di iniezione. Per il caso in esame e sulla base dei valori indicati nella tabella che segue, si è assunto cautelativamente:

$$\alpha = 1.1$$

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

Analogamente, i valori della resistenza tangenziale (q_s) all'interfaccia fondazione-terreno dipendono dalla natura e dalle caratteristiche meccaniche del terreno, e dalla tecnologia esecutiva. Per il caso in essere, considerando le caratteristiche dei terreni di fondazione, è stato assunto il valore $q_s = 250$ kPa. Considerando il diagramma di Bustamante e Doix per rocce, il valore scelto appare cautelativo. Ciò nonostante la tensione di aderenza di progetto verrà verificata sperimentalmente con i tiranti preliminari di prova, secondo quanto previsto dalle norme tecniche.

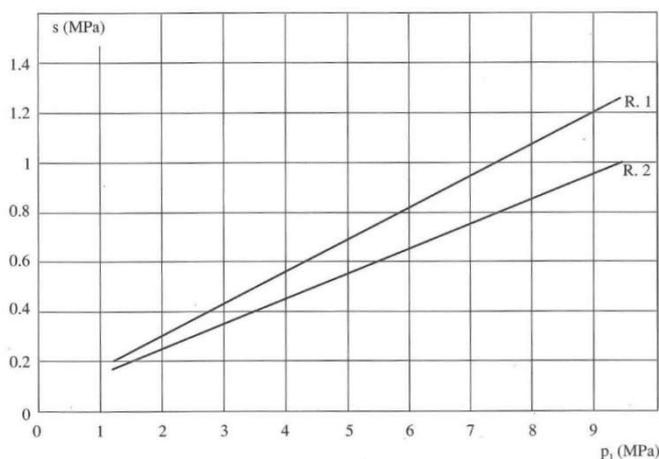


Figura 9 - Diagramma di Bustamante e Doix per rocce

Ai sensi delle NTC18 paragrafo 6.6.2, in questa sede il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio si determina con metodi analitici. Considerando

che il numero di verticali indagate è pari a 1, si ha che il valore della Resistenza caratteristica allo sfilamento $R_{a,k}$ è pari a:

$$R_{a,k} = R_{a,c} / 1.80$$

dove, si precisa, che il valore della $R_{a,c}$ è già quello minimo.

Le paratie oggetto della presente relazione sono paratie provvisorie, per cui il fattore di sicurezza parziale γ_{Ra} è pari a 1.1.

La resistenza di progetto dell'ancoraggio $R_{a,d}$ è definita dalla relazione seguente:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_{Ra}$$

Ricordando che nel paragrafo 14.4 "Tiranti d'ancoraggio" è stato riportato il valore del massimo tiro in esercizio 312.10 kN (Sezione II – 2° ordine), per la combinazione A1+M1+R3, nella Tabella 12 sono riportati i valori numerici risultati dalle relazioni sopra descritte.

α	d	s	L_f	$R_{a,c}$	ξ_{a3}	$R_{a,k}$	γ_{Ra}	$R_{a,d}$	P_d
(-)	(m)	(kPa)	(m)	(kN)	(-)	(kN)	(-)	(kN)	(kN)
1.1	0.15	250	6.00	777.5	1.8	432.0	1.1	392.7	312.1

Tabella 12 Verifica della Lunghezza del Bulbo di fondazione

Essendo $R_{a,d} > P_d$ la verifica della lunghezza del bulbo di fondazione allo sfilamento dell'ancoraggio è soddisfatta.

14.6.2.3 Verifica dell'armatura dei tiranti

Secondo la metodologia progettuale, prevista dalla norma, della gerarchia delle resistenze, la rottura a sfilamento della fondazione deve sempre precedere la rottura dell'armatura, se questa può dar luogo a rotture di tipo fragile. La verifica viene eseguita nella combinazione A1+M1+R3.

A tale scopo, secondo le Norme AICAP 2012, paragrafo 6.4.3 deve essere:

$$R_{td} > \gamma_{rd} R_{ak,max}$$

dove:

$R_{ak,max}$ rappresenta il valore massimo della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio, pari

a 327 kN (vedi Tabella 12);

γ_{rd} rappresenta il coefficiente di sovreresistenza dell'ancoraggio, nel caso in esame è pari ad 1;

R_{td} rappresenta la resistenza di progetto del materiale che costituisce l'armatura dell'ancoraggio, il cui valore è dato dalla seguente espressione:

$$R_{td} = A_s f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

A_s è l'area della sezione di armatura, nel caso in essere 1.39 cm² per ogni singolo trefolo;

γ_s è il fattore parziale di sicurezza per la definizione della resistenza di calcolo, pari a 1.15 secondo il paragrafo 4.3.3 delle NTC2018;

f_{yk} coincide con la tensione convenzionale di snervamento per l'acciaio in trefoli, che risulta essere pari alla tensione caratteristica all'1% di deformazione totale $f_{p(1)k} = 1670$ MPa.

Nella Tabella 13 è riportato il calcolo di R_{td} per i tiranti a 3 trefoli scelti per il seguente progetto:

γ_s	$f_{p(1)k}$	A_s	N_{trefoli}	R_{td}		$R_{ak,max}$
[-]	[Mpa]	[cm ²]	[-]	[kN]		[kN]
1.15	1670	1.39	3	605.6	>	392.7

Tabella 13 Determinazione della resistenza di progetto dei tiranti utilizzati

Essendo il valore della resistenza di progetto $R_{td} = 605.6$ kN determinato, superiore al valore massimo calcolato della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio $R_{ak,max} = 480.0$ kN, la verifica dell'armatura è soddisfatta.

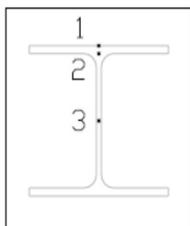
14.6.3 Verifica della trave di ripartizione

Il calcolo e le verifiche strutturali relative alla trave di ripartizione vengono presentate considerando uno schema statico appoggio - appoggio, soggetto a un carico per unità di lunghezza pari al tiro ammissibile sui tiranti diviso per il loro interasse (p).

Il momento più gravoso viene valutato con la relazione $M = pL^2/10$, cui viene associata un'azione assiale nulla.

La massima sollecitazione di taglio risulta, in prossimità degli appoggi, pari al valore di $T_{max} = pL/2$.

Le tensioni sono calcolate nei punti della sezione trave più sollecitati, riportati nella figura seguente:



Ai sensi del paragrafo 4.2.4.1.1 della NTC 18, la tensione di snervamento dell'acciaio viene divisa per il coefficiente $\gamma_{M2} = 1.25$ al fine di determinare il valore della resistenza di calcolo. Pertanto nel caso di acciaio S235, si ha:

f_{yk} - S235	γ_{M2}	$R_d = f_{yk} / \gamma_{M2}$
[Mpa]	[-]	[Mpa]
235	1.25	188

Tabella 14 Determinazione della Resistenza di Calcolo per Acciaio di qualità S235

Nella Tabella 15 sono riportati i calcoli di verifica della sezione:

Interasse Tiranti	Numero trefoli	Tiro ammissibile tirante in condizioni statiche	Carico Distribuito q	M_max	T_max	Profilato	W Modulo Resistenza Doppio Profilato	σ_1	τ_3	σ_2	τ_2	σ_{2id}	σ_{3id}	σ_{max_id}
[m]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm]	[kN]	HEB	[cm ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
2.40	3	130.04	130.04	75	156	160	623	120	67	101	60	144	116	144

Tabella 15 Verifica della trave di ripartizione

La tensione ideale è la massima tra σ_1 , σ_{2id} e σ_{3id} .

La verifica risulta soddisfatta, in quanto le travi di ripartizione, 2 profilati HEB160 accoppiati, di acciaio S235, hanno una tensione di lavoro massima σ_{id_max} 144 MPa, valore inferiore a quello previsto dalla norma di 188 MPa.

14.7 Analisi di stabilità del pendio

Le analisi di stabilità del versante (verifiche di stabilità globale e locale) sono state condotte secondo quanto previsto nelle NTC2018 (D.M. 17/01/2018) sia per la fase statica che per la fase sismica.

Per le analisi è stato utilizzato il codice di calcolo SLOPE/W della GEOSLOPE International Inc., applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop.

La verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale. Le ipotesi del metodo in questione sono:

- ✓ il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- ✓ la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- ✓ il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- ✓ la resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tale metodo di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia ("Metodo delle strisce").

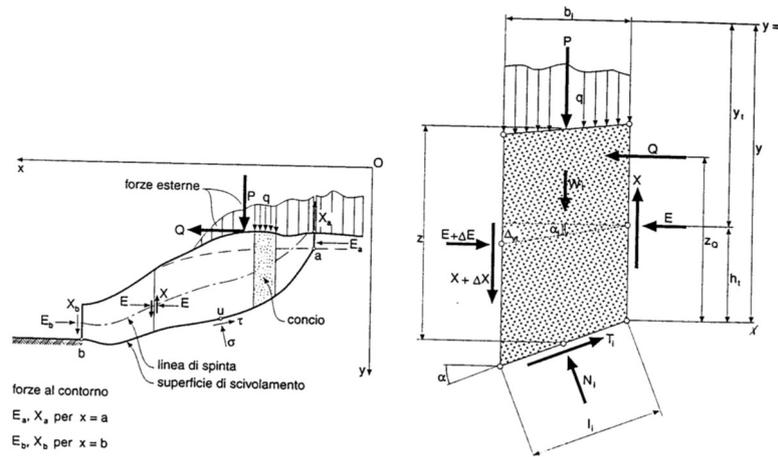


Figura 10 Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

- ✓ n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- ✓ $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)
- ✓ $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- ✓ n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- ✓ 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a secondo del metodo che si considera; nel presente caso sono state adottate quelle proposte da Bishop.

Secondo le NTC 2018, il livello di sicurezza di un versante è espresso come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento:

$$F_s = \tau_s / \tau_m$$

dove τ_s è la resistenza al taglio disponibile, valutata con parametri caratteristici, e τ_m lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento sotto l'azione dei carichi. Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

Ai sensi del paragrafo 6.8.2 delle NTC2018 le analisi di stabilità vengono svolte secondo la combinazione di carico A2+M2+R2. In tali verifiche:

- i coefficienti moltiplicativi tipo A, incrementali delle azioni, si considerano unitari, ai sensi del paragrafo 7.11.1 (NTC2018);
- i coefficienti moltiplicativi tipo M, riduttivi delle resistenze, sono riportati nel capitolo 8;
- i coefficienti R2 definiti ai sensi della tabella 6.8.I delle NTC non sono considerati nell'analisi perché non si considera l'effetto dei tiranti.

La Tabella 16 richiama la Tabella 10: vi sono riportati valori di calcolo dei parametri assunti per le analisi di stabilità svolte.

	γ	ϕ	c'_k
	(kN/m ³)	(deg)	(kPa)
Coltre superficiale	18	30	0
Roccia fratturata	26	30	44
Roccia integra	26	38	55

Tabella 16 Caratteristiche dei terreni per le verifiche di stabilità

Ai sensi delle NTC 2018 paragrafo 7.11.3.5.2, l'analisi può venire svolta con metodi pseudo statici. Per cui l'accelerazione massima attesa al sito è definita come:

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

L'accelerazione così determinata definisce i coefficienti sismici orizzontale e verticale, k_h e k_v , mediante le relazioni, che si svolgono per il caso in essere:

$$k_h = \beta_s a_g/g S_S S_T = 0.24 * 0.037 * 1.2 * 1.08 = 0.0115$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0.0058$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ($\beta_s=0.24$ da Tab. 7.11.I del DM18);

g = accelerazione di gravità.

Per la verifica allo stato limite ultimo le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica sono espresse a loro volta in funzione dei coefficienti sismici secondo la relazione:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

dove W rappresenta il volume di terreno potenzialmente instabile.

L'analisi di stabilità è eseguita applicando l'azione del sisma nelle direzioni sia orizzontale sia verticale.

Sono state eseguite le analisi della sezione di calcolo I.

14.7.1 Analisi di stabilità globale

Si riporta di seguito la verifica di stabilità globale del versante interessato dalle opere in progetto.

Nell'analisi è stato considerato un sovraccarico accidentale di origine stradale pari a 20 kPa in fase statica, ridotto cautelativamente a 10 kPa in fase sismica. Tale sovraccarico è stato applicato su tutta la larghezza della nuova sede stradale di progetto.

L'esito delle analisi eseguite, sia in condizioni statiche che sismiche, è sintetizzato nella Tabella 17 e riportato nelle immagini sottostanti in cui vengono rappresentate le superfici di scorrimento critiche corrispondenti al fattore di sicurezza minimo.

Il coefficiente di sicurezza minimo è sempre maggiore di 1.1, pertanto le verifiche di stabilità sono soddisfatte.

Come si osserva, l'estensione della superficie di scorrimento rappresentata coinvolge volumi di terreno molto significativi, che induce a pensare che l'opera di controripa sia pressoché irrilevante sulla stabilità del versante.

FS	Sezione I
STABILITA' GLOBALE	
SLU Statica (A2+M2+R2)	1.32
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.22
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.23

Tabella 17 Coefficienti di sicurezza minimi risultati dalle analisi di stabilità eseguite

Sezione I

1.32

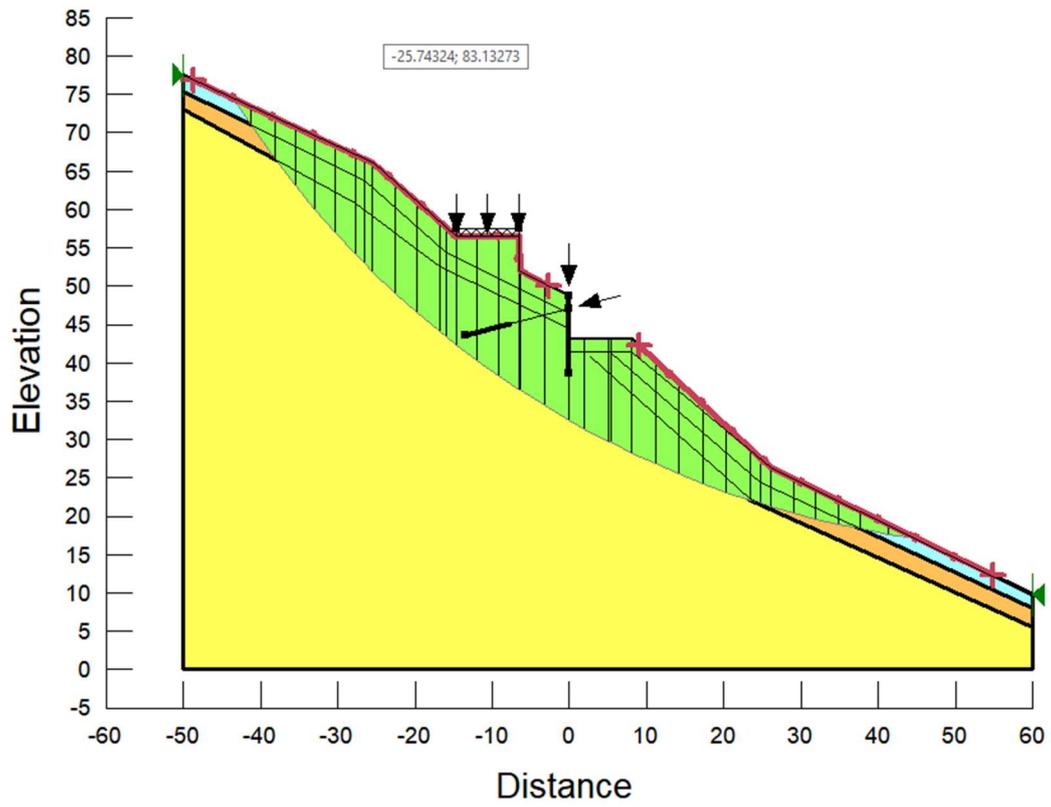


Figura 11 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni statiche (A2+M2)

1.22

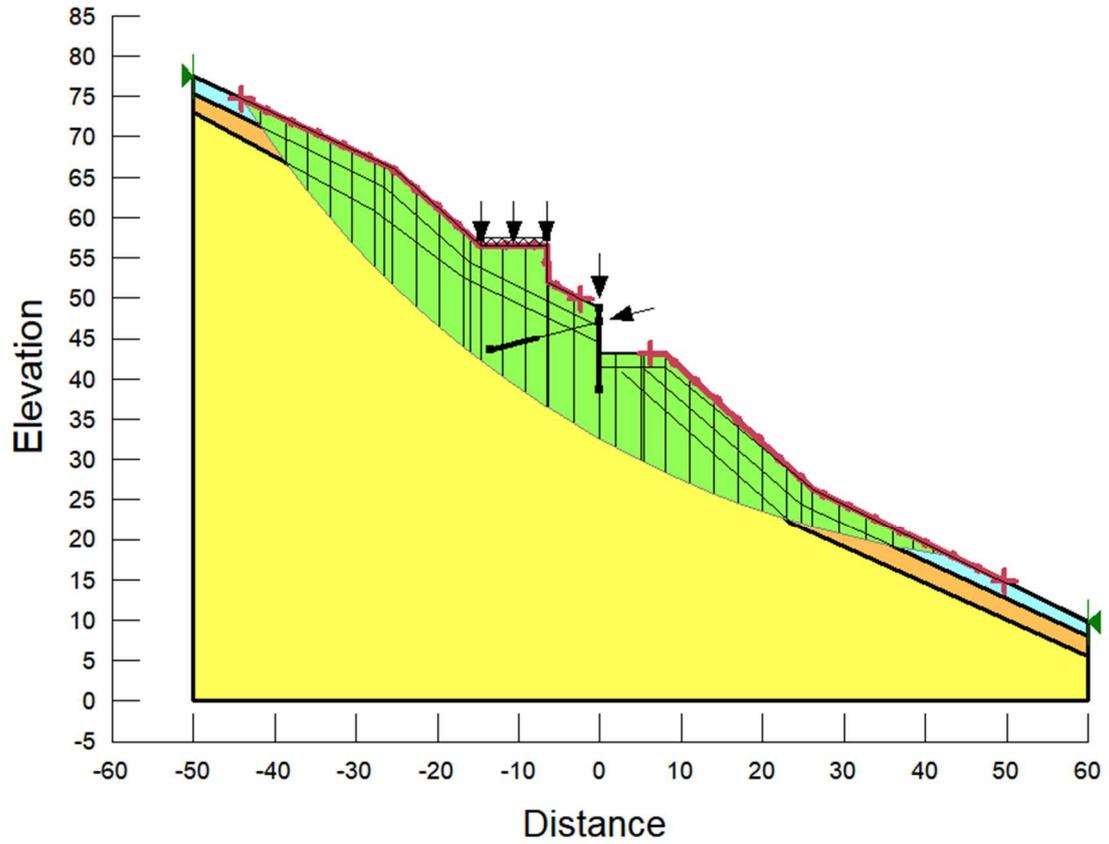


Figura 12 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

1.23

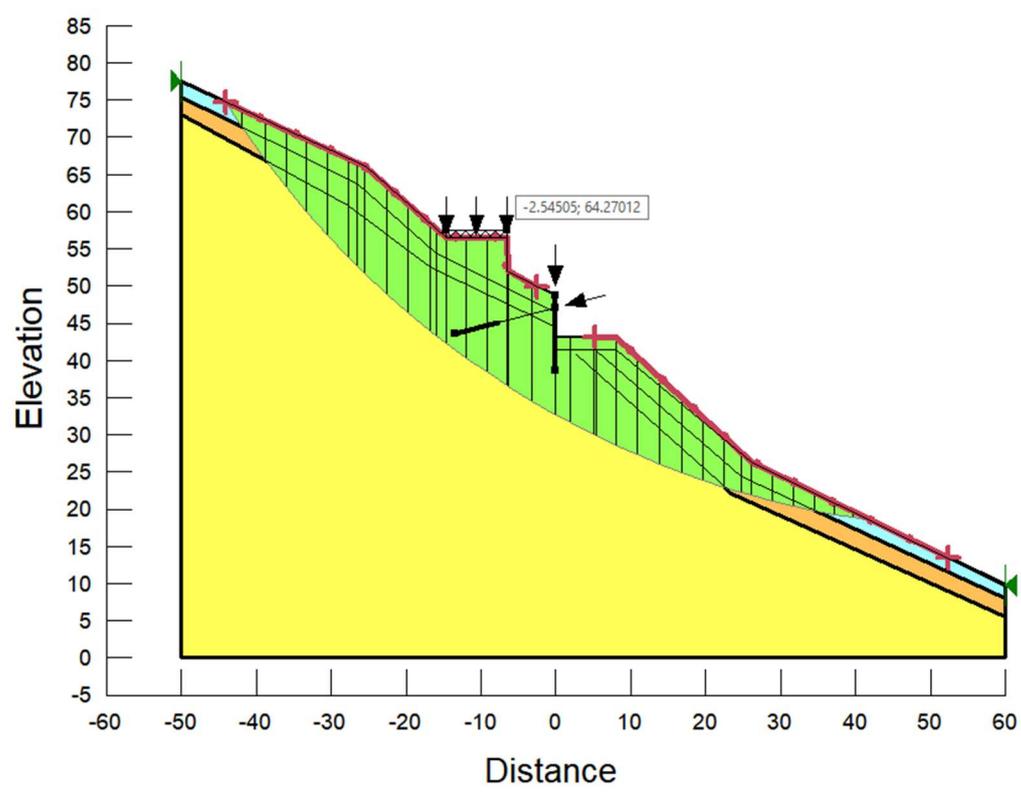


Figura 13 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

15 Opera di sostegno scavo pila 1

Per la realizzazione della pile si prevede di effettuare uno scavo con parete inclinata secondo un angolo di 27° circa sulla verticale (H/B=2/1), consolidata attraverso spritz-beton armato con rete elettrosaldata e chiodatura passiva disposta con maglia regolare 2.0x2.5m. In figura 13 sono riportate le piante degli scavi.

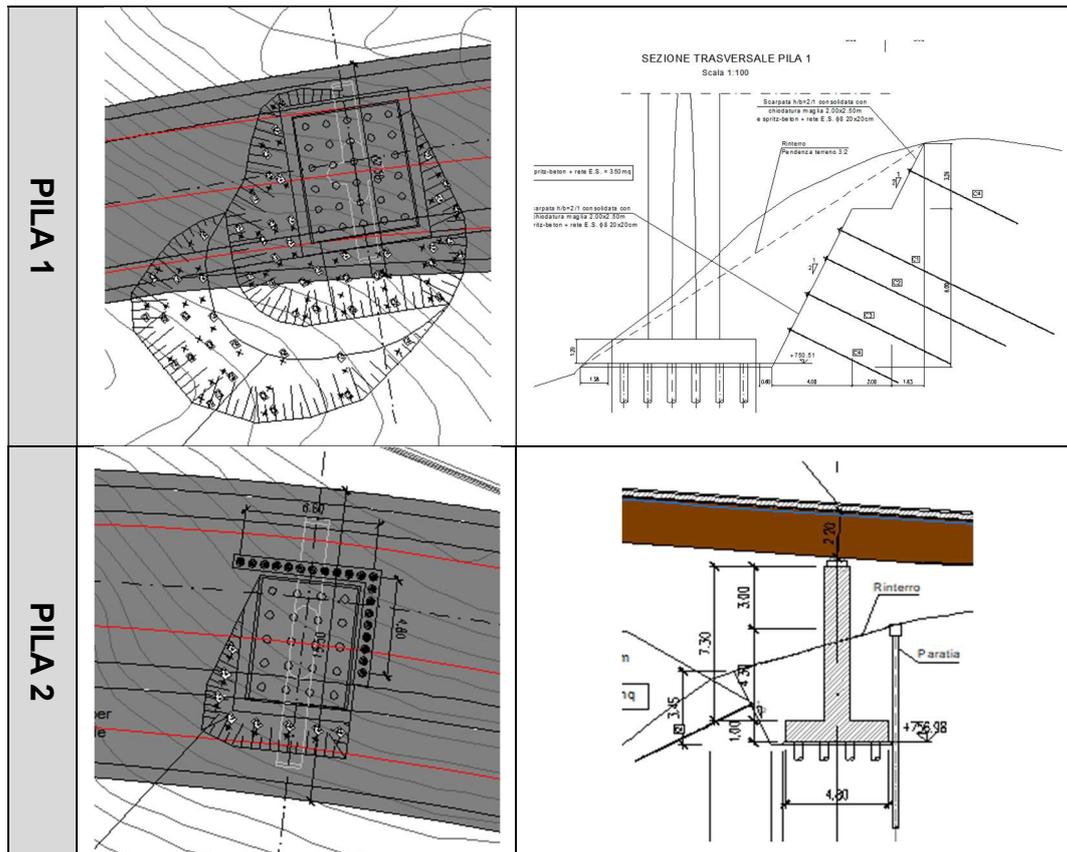


Figura 14 - Pianta e sezioni scavi con parete chiodata

L'intervento di chiodatura sarà realizzato attraverso barre tipo Dywidag con le seguenti caratteristiche, iniettati con malta per micropali Classe 20/25 messa in opera con il metodo di iniezione globale unica (IGU). L'inclinazione dei chiodi risulta sempre pari 27° circa sull'orizzontale e la loro lunghezza pari a 12.0m, 10.0m, 8.0m, 6.0m, rispettivamente per il primo, secondo, terzo e quarto ordine partendo dalla cima della riprofilatura.

In Figura 13 (Pila 1) è riportata la sezione per la quale è stata effettuata la verifica. La sezione di verifica presenta 5 ordini di chiodi per cui risulta essere la più critica dell'intera opera di sostegno dello scavo della pila.

	Barre Dywidag
Diametro nominale \varnothing (mm)	25
Tensione di snervamento $f_{0,2k}$ (MPa)	670
Tensione di rottura f_{tk} (MPa)	800
Sezione trasversale A (mm ²)	491
Carico di snervamento F_{yk} (kN)	329
Carico ultimo F_{tk} (kN)	393
Peso P (kg/ml)	3.85

Tabella 18: Caratteristiche barre di armatura per l'opera di chiodatura

Per la resistenza tangenziale (q_s) all'interfaccia fondazione-terreno si assume cautelativamente un valore $q_s = 100$ kPa, in quanto l'intervento interessa anche la parte alterata della formazione rocciosa.

Ai fini della valutazione della stabilità locale del profilo di scavo, si considerano le analisi di stabilità con il contributo dei chiodi.

15.1 *Analisi di stabilità*

Le analisi di stabilità della parete di scavo sono state condotte secondo quanto previsto nelle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018) sia per la fase statica che per la fase sismica.

Per le analisi è stato utilizzato il codice di calcolo SLOPE/W della GEOSLOPE International Inc., applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop.

La verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, viene suddivisa in conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale. Le ipotesi del metodo in questione sono:

- ✓ il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- ✓ la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- ✓ il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- ✓ la resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tale metodo di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia ("Metodo delle strisce").

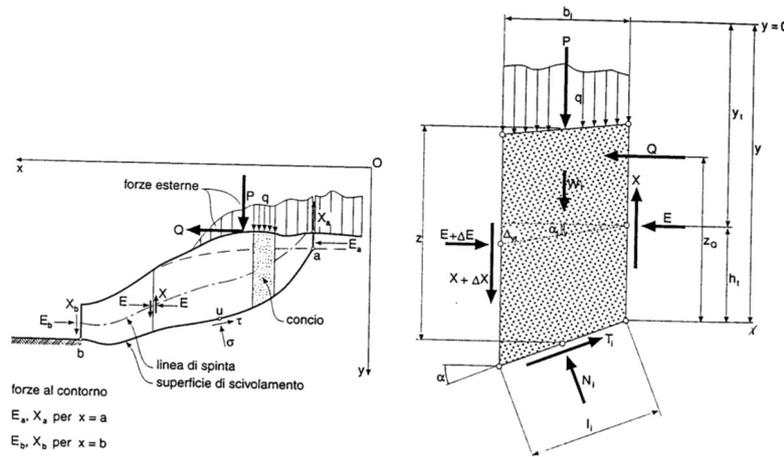


Figura 15 Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

- ✓ n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- ✓ $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)
- ✓ $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- ✓ n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- ✓ 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si abbiano $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le

altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a seconda del metodo che si considera; nel presente caso sono state adottate quelle proposte da Bishop.

Secondo le NTC 2018, il livello di sicurezza di un versante è espresso come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento:

$$F_s = \tau_s / \tau_m$$

dove τ_s è la resistenza al taglio disponibile, valutata con parametri caratteristici, e τ_m lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento sotto l'azione dei carichi. Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

Ai sensi del paragrafo 6.8.2 delle NTC2018 le analisi di stabilità vengono svolte secondo la combinazione di carico A2+M2+R2. In tali verifiche:

- i coefficienti moltiplicativi tipo A, incrementali delle azioni, si considerano unitari, ai sensi del paragrafo 7.11.1 (NTC2018);
- i coefficienti moltiplicativi tipo M, riduttivi delle resistenze, sono riportati nel capitolo 8.
- i coefficienti R2 definiti ai sensi della tabella 6.8.I delle NTC non sono considerati nell'analisi perché non si considera l'effetto dei tiranti.

In Tabella 16 sono riportati valori di calcolo dei parametri assunti per le analisi di stabilità svolte.

	γ	ϕ	c'_k
	(kN/m ³)	(deg)	(kPa)
Coltre superficiale	18	30	0
Roccia fratturata	26	30	44
Roccia integra	26	38	55

Tabella 19 Caratteristiche dei terreni per le verifiche di stabilità

Ai sensi delle NTC 2018 paragrafo 7.11.3.5.2, l'analisi può venire svolta con metodi pseudo statici. Per cui l'accelerazione massima attesa al sito è definita come:

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

L'accelerazione così determinata definisce i coefficienti sismici orizzontale e verticale, k_h e k_v , mediante le relazioni, che si svolgono per il caso in essere:

$$k_h = \beta_s a_g/g S_S S_T = 0.24 * 0.143 * 1.2 * 1.08 = 0.0445$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0.0222$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ($\beta_s=0.24$ da Tab. 7.11.I del DM18);

g = accelerazione di gravità.

Per la verifica allo stato limite ultimo le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica sono espresse a loro volta in funzione dei coefficienti sismici secondo la relazione:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

dove W rappresenta il volume di terreno potenzialmente instabile.

L'analisi di stabilità è eseguita applicando l'azione del sisma nelle direzioni sia orizzontale sia verticale.

15.2 Risultati dell'analisi di stabilità globale

Le pareti di scavo prevedono la seguente chiodatura:

Prima fascia	
1° ordine	12 m
2° ordine	10 m
3° ordine	8 m
4° ordine	6 m
Seconda fascia	
4° ordine	6 m

Tabella 20: Disposizione chiodi sulla parete di scavo

È stata eseguita la verifica per la sezione più critica. I risultati, in termini di coefficiente di sicurezza minimo, sono riportati nella tabella seguente per le combinazioni di carico statiche e sismiche.

Come si osserva il coefficiente di sicurezza minimo per ogni analisi non è mai inferiore al valore di 1.1.

SLU Statica (A2+M2+R2)	2.13
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	2.11
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	2.03

Tabella 21: Fattori di sicurezza per la stabilità dello scavo

In tutte le verifiche svolte, per la superficie avente coefficiente di sicurezza minimo, il meccanismo di lavoro dei chiodi è quello di sfilamento. Secondo la gerarchia delle resistenze, infatti, la resistenza di pull out (sfilamento) massima ha come limite superiore quella di trazione della barra di armatura.

Per quanto detto, il profilo di scavo, consolidato dall'opera di chiodatura suddetta, può essere considerato ottemperante ai requisiti di norma.

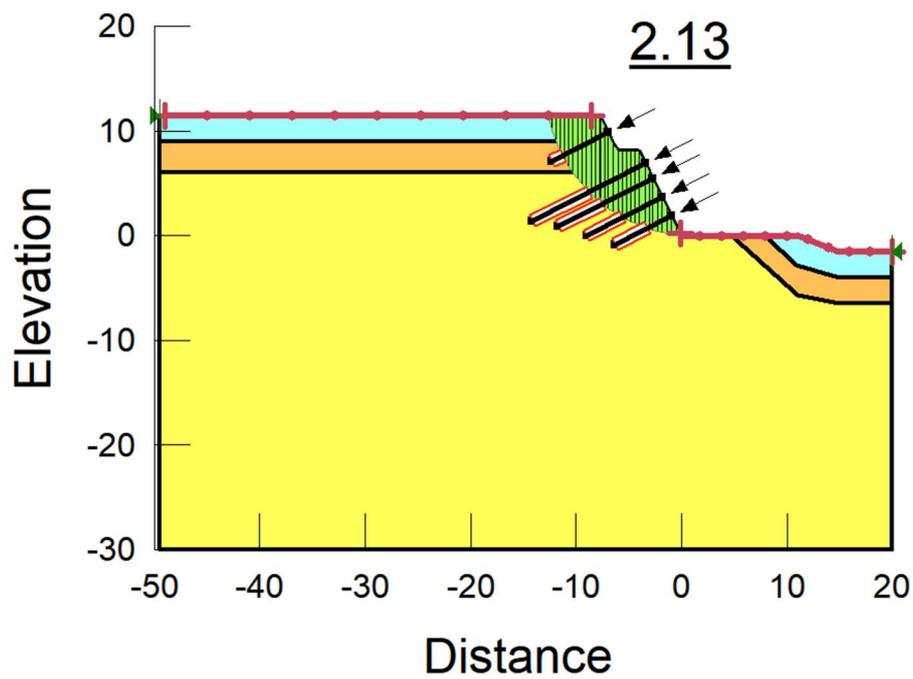


Figura 16: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni statiche (A2+M2)

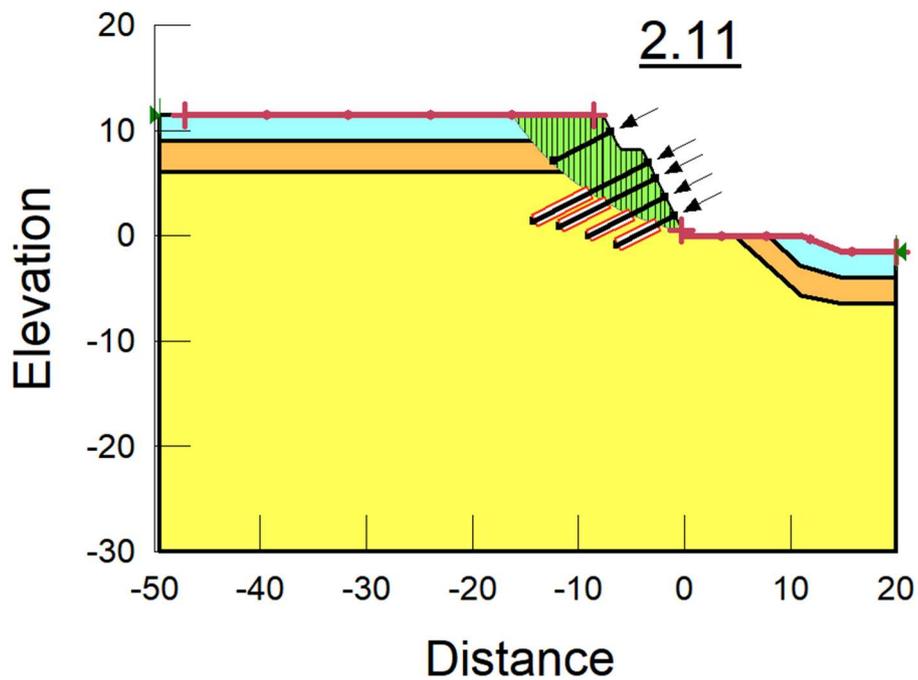


Figura 17: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

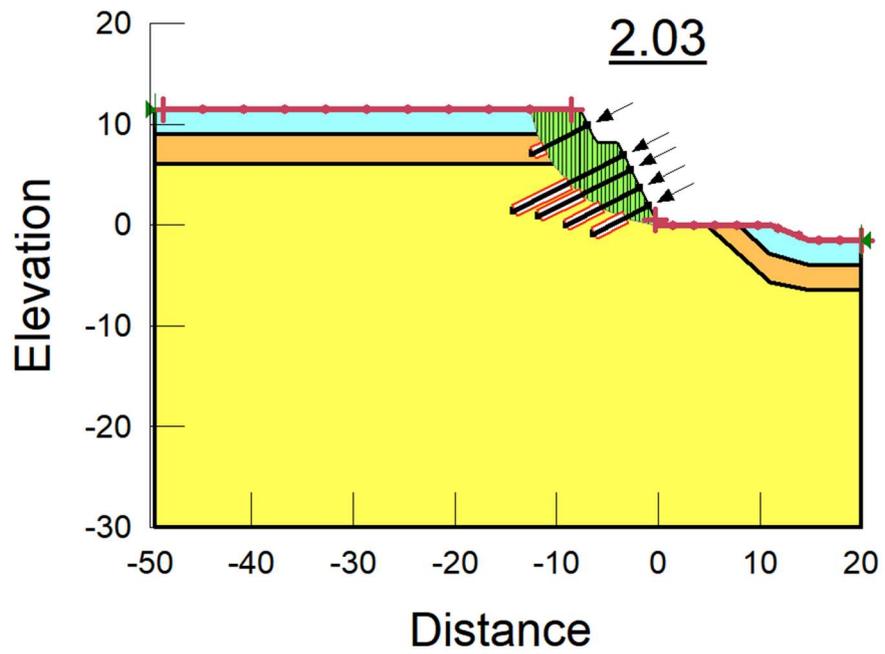


Figura 18: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

15.3 Verifica strutturale e geotecnica dei chiodi

La resistenza a trazione fattorizzata, Factored Tensile Capacity (FTC), è data dalla resistenza a trazione della barra di armatura, diviso per un coefficiente di sicurezza RF (Reduction Factor) e l'interasse dei chiodi. Essendo il diametro della barra di armatura $\varnothing 25\text{mm}$, la tensione caratteristica di snervamento delle barre tipo Dywidag di acciaio pari a 670 Mpa ed il diametro di perforazione pari a $D_{\text{perf}}=150\text{mm}$, si ha:

$$FTC = \frac{TC}{RF \cdot (\text{interasse chiodi})} = \frac{329 \text{ kN}}{1.5 \cdot 2.5\text{m}} = 87.7 \text{ kN}$$

La resistenza allo sfilamento fattorizzata, Factored Pull out Resistance (FPR), rappresenta la forza che può essere mobilitata per unità di lunghezza del chiodo, ed è pari a:

$$FPR = \frac{\tau_{\text{sfil}} \cdot (\text{Sup}_{\text{laterale_al_metro}})}{RRF \cdot (\text{intyrasse chiodi})} = \frac{100 \text{ kPa} \cdot (\pi \cdot D_{\text{perf}})}{1.5 \cdot 2\text{m}} = 12.57 \text{ kN/m}$$

Dove $RRF=1.5$ (Resistance Reduction Factor) rappresenta un coefficiente di sicurezza che tiene in conto gli effetti di danneggiamento durante l'installazione che possono ridurre la capacità del chiodo.

Da quanto sopra detto, considerando le due quantità sopra riportate si ottiene la lunghezza massima di ancoraggio del chiodo pari a $L_{\text{fond_max}}=FTC/FPR=6.98 \text{ m}$

La forza di sfilamento massima, Max Pull out Force (MPF), agente sul chiodo, non può superare la resistenza a trazione fattorizzata; pertanto la forza di sfilamento massima, Max Pull out Force risulta:

$$MPF = FPR \cdot L_{\text{fond_max}} = 87.7 \text{ kN}$$

Nella tabella seguente sono sintetizzati i valori ottenuti dall'analisi in termini di Pull out Force (forza di sfilamento) per ogni singolo chiodo nelle combinazioni A2+M2 e EQK+M2.

In tutti i casi, essendo $L_{\text{fond_max}} > L_{\text{fond}}$, il comportamento del chiodo è governato dall'attrito laterale. Inoltre le tensioni nell'acciaio di armatura risultano sempre verificate, in

quanto sono proprio queste che determinano la massima forza di sfilamento del chiodo sul terreno, come sopra riportato.

Superficie inferiore		1° ORDINE	2° ORDINE	3° ORDINE	4° ORDINE
Pullout Force (kN)	A2+M2	76	58	48	43
	EQK+M2 (+)	74	61	55	53
	EQK+M2 (-)	76	59	48	43
Required Length (m) Available length (m)	A2+M2	6.0	4.7	3.8	3.4
	EQK+M2 (+)	5.9	4.9	4.4	4.2
	EQK+M2 (-)	6.1	4.7	3.8	3.4

Factored Tensile Capacity (kN)	FTC	87.7
Factored Pull out Resistance (kN/m)	FPR	12.6
Lunghezza massima di ancoraggio (m)	L _{fond_MAX}	6.98

Superficie inferiore		4° ORDINE
Pullout Force (kN)	A2+M2	14
	EQK+M2 (+)	-
	EQK+M2 (-)	15
Required Length (m) Available length (m)	A2+M2	1.1
	EQK+M2 (+)	-
	EQK+M2 (-)	1.2

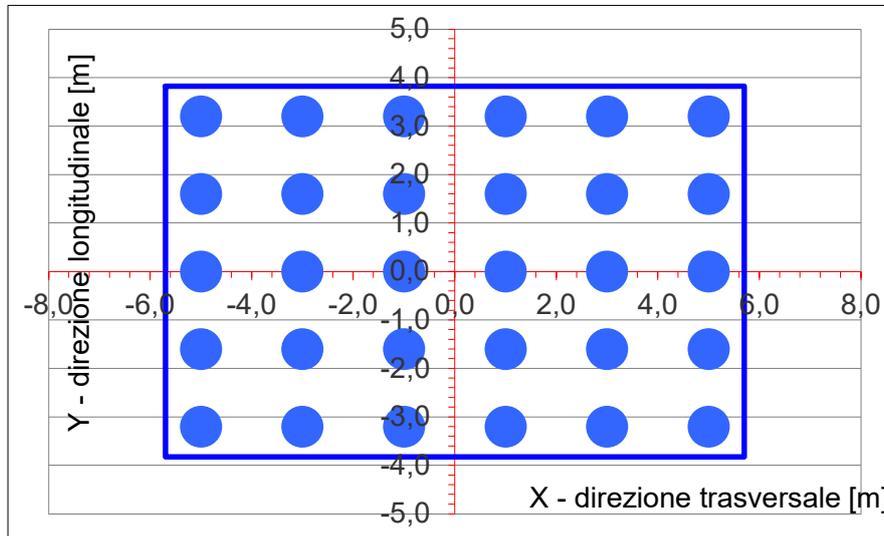
Factored Tensile Capacity (kN)	FTC	87.7
Factored Pull out Resistance (kN/m)	FPR	12.6
Lunghezza massima di ancoraggio (m)	L _{fond_MAX}	6.98

Con riferimento alla verifica di aderenza acciaio malta cementizia, considerando che la malta ha una resistenza caratteristica a compressione R_{ck} 25/30 (Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza pari a 2.69 MPa), il diametro della barra di armatura $\varnothing 25$ mm, la forza di sfilamento malta acciaio è pari a 211 kN per unità di lunghezza di armatura. Questo valore, considerando il massimo ammorsamento pari a 6.98 m nel terreno produce una forza massima di sfilamento acciaio-malta di 1475 kN nettamente superiore a 87.7 kN, massima forza di sfilamento malta-terreno. Pertanto, il criterio della gerarchia delle resistenze risulta in tal modo rispettato.

16 Allegato A

16.1 Spalla A

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali



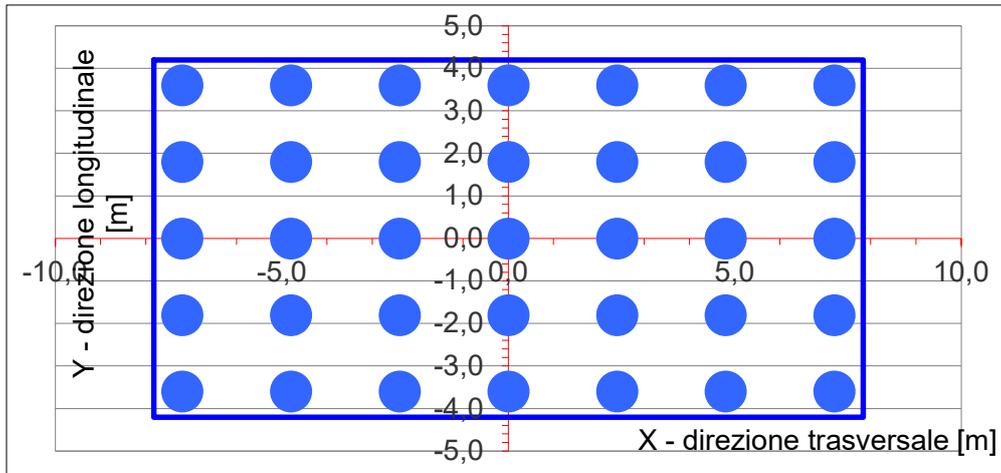
num.	X (trasv) m	Y (long) m
1	5.00	-3.20
2	5.00	-1.60
3	5.00	0.00
4	5.00	1.60
5	5.00	3.20
6	3.00	-3.20
7	3.00	-1.60
8	3.00	0.00
9	3.00	1.60
10	3.00	3.20
11	1.00	-3.20
12	1.00	-1.60
13	1.00	0.00
14	1.00	1.60
15	1.00	3.20
16	-1.00	-3.20
17	-1.00	-1.60
18	-1.00	0.00
19	-1.00	1.60
20	-1.00	3.20
21	-3.00	-3.20
22	-3.00	-1.60
23	-3.00	0.00
24	-3.00	1.60
25	-3.00	3.20
26	-5.00	-3.20
27	-5.00	-1.60
28	-5.00	0.00
29	-5.00	1.60
30	-5.00	3.20

A1								SLE										perm					
SLU8	SLU7	SLU6	SLU5	SLU4	SLU3	SLU2	SLU1	SLE6	SLE5	SLE4	SLE3	SLE2	SLE1										
403	381	368	498	479	351	524	498	271	367	353	258	386	367	1	Palo	292							
485	476	456	593	585	445	627	617	336	437	431	327	462	455	2	Palo	325							
567	572	545	688	692	539	730	735	401	507	510	397	538	542	3	Palo	357							
650	667	633	782	798	633	833	853	467	578	589	467	614	630	4	Palo	389							
732	763	721	877	904	727	935	972	532	648	668	536	690	717	5	Palo	421							
354	338	376	453	439	364	467	448	277	334	324	269	344	330	6	Palo	292							
436	433	464	547	545	459	569	566	343	404	402	338	420	418	7	Palo	324							
518	529	552	642	651	553	672	684	408	474	481	408	496	506	8	Palo	356							
601	624	640	737	757	647	775	803	473	545	560	478	573	593	9	Palo	388							
683	720	728	831	864	741	878	921	539	615	639	547	649	681	10	Palo	421							
305	295	384	407	399	378	409	397	284	301	295	280	302	294	11	Palo	291							
387	390	472	502	505	472	512	516	349	371	373	349	379	381	12	Palo	323							
469	486	560	596	611	566	615	634	415	442	452	419	455	469	13	Palo	356							
552	581	648	691	717	660	717	752	480	512	531	488	531	556	14	Palo	388							
634	677	736	786	823	754	820	871	545	582	610	558	607	644	15	Palo	420							
256	252	392	362	358	392	351	347	290	268	266	290	261	257	16	Palo	291							
338	347	480	456	464	486	454	465	356	338	344	360	337	345	17	Palo	323							
420	443	568	551	571	580	557	583	421	409	423	430	413	432	18	Palo	355							
502	538	656	646	677	674	660	702	487	479	502	499	489	520	19	Palo	387							
585	634	744	740	783	768	763	820	552	549	581	569	565	607	20	Palo	419							
206	208	400	316	318	405	294	296	297	235	237	301	219	221	21	Palo	290							
289	304	488	411	424	499	397	415	362	305	315	371	295	308	22	Palo	322							
371	399	576	505	530	593	499	533	428	376	394	440	371	396	23	Palo	355							
453	495	664	600	637	687	602	651	493	446	473	510	447	483	24	Palo	387							
536	591	752	695	743	781	705	769	559	516	552	580	523	571	25	Palo	419							
157	165	407	271	278	419	236	246	304	202	208	312	177	184	26	Palo	290							
240	261	495	365	384	513	339	364	369	273	286	382	253	271	27	Palo	322							
322	356	584	460	490	607	442	482	434	343	365	451	329	359	28	Palo	354							
404	452	672	554	596	701	545	601	500	413	444	521	405	447	29	Palo	386							
486	547	760	649	703	795	647	719	565	483	523	590	481	534	30	Palo	418							

SISMA									
trasv (-)	trasv (+)	long (-)	long (+)	SLU12	SLU11	SLU10	SLU9		
213	237	160	122	270	381	364	255		
268	289	252	227	340	456	450	330		
323	341	345	332	410	531	535	405		
377	393	437	436	479	607	620	480		
432	446	530	541	549	682	705	555		
222	246	160	138	277	342	330	267		
277	299	253	243	347	417	415	342		
332	351	345	348	416	493	500	417		
387	403	438	452	486	568	586	491		
442	455	531	557	556	643	671	566		
232	256	161	155	283	303	296	278		
287	308	254	259	353	378	381	353		
342	360	346	364	423	454	466	428		
397	413	439	469	493	529	551	503		
451	465	531	573	562	604	636	578		
242	266	162	171	290	264	261	290		
296	318	255	276	360	340	347	365		
351	370	347	380	429	415	432	439		
406	422	440	485	499	490	517	514		
461	474	532	589	569	565	602	589		
251	275	163	187	297	225	227	301		
306	327	255	292	366	301	312	376		
361	380	348	396	436	376	397	451		
416	432	440	501	506	451	483	526		
471	484	533	606	575	527	568	601		
261	285	164	203	303	187	193	313		
316	337	256	308	373	262	278	388		
371	389	349	413	443	337	363	462		
425	441	441	517	512	412	448	537		
480	494	534	622	582	488	533	612		

16.2 Spalla B

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali



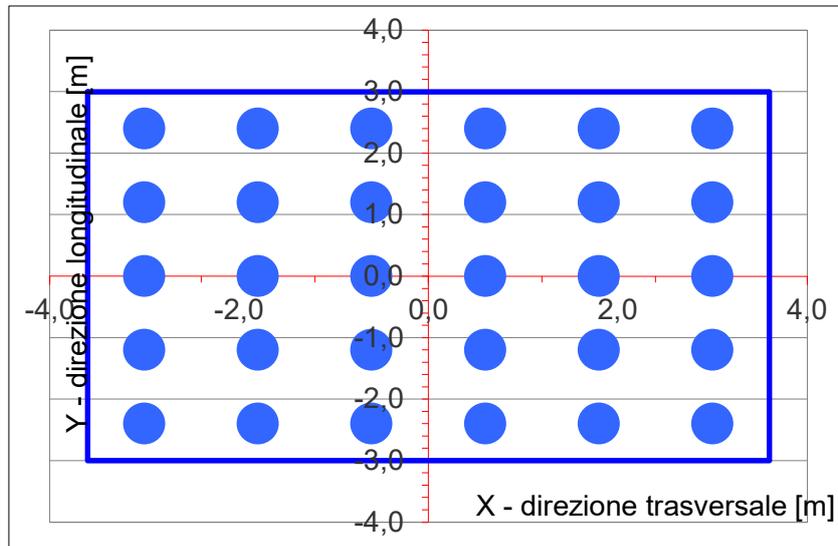
num.	X (trasv)	Y (long)
	m	m
1	7.20	-3.60
2	7.20	-1.80
3	7.20	0.00
4	7.20	1.80
5	7.20	3.60
6	4.80	-3.60
7	4.80	-1.80
8	4.80	0.00
9	4.80	1.80
10	4.80	3.60
11	2.40	-3.60
12	2.40	-1.80
13	2.40	0.00
14	2.40	1.80
15	2.40	3.60
16	0.00	-3.60
17	0.00	-1.80
18	0.00	0.00
19	0.00	1.80
20	0.00	3.60
21	-2.40	-3.60
22	-2.40	-1.80
23	-2.40	0.00
24	-2.40	1.80
25	-2.40	3.60
26	-4.80	-3.60
27	-4.80	-1.80
28	-4.80	0.00
29	-4.80	1.80
30	-4.80	3.60
31	-7.20	-3.60
32	-7.20	-1.80
33	-7.20	0.00
34	-7.20	1.80
35	-7.20	3.60

A1								SLE								perm
SLU8	SLU7	SLU6	SLU5	SLU4	SLU3	SLU2	SLU1	SLE6	SLE5	SLE4	SLE3	SLE2	SLE1	perm		
449	480	713	636	664	718	616	653	527	470	491	532	456	483	509		
556	600	814	766	804	817	753	805	602	566	595	605	557	595	570		
663	719	914	895	944	916	891	956	677	663	699	678	659	707	630		
771	838	1015	1025	1084	1015	1028	1107	751	759	803	751	760	819	690		
878	958	1116	1154	1224	1113	1165	1258	826	855	907	824	862	931	750		
422	441	648	591	608	652	576	598	479	437	449	483	427	443	461		
529	560	749	721	748	751	714	750	554	533	553	556	528	555	521		
637	680	849	850	888	849	851	901	629	629	657	629	630	667	581		
744	799	950	980	1028	948	988	1052	704	726	761	702	731	779	641		
852	918	1051	1109	1168	1047	1125	1203	778	822	865	775	833	891	701		
395	401	583	546	551	586	537	543	431	404	408	434	397	402	412		
503	521	684	676	691	684	674	695	506	500	512	507	499	514	472		
610	640	784	805	832	783	811	846	581	596	616	580	600	626	532		
718	759	885	935	972	882	948	997	656	692	720	653	702	738	592		
825	879	986	1064	1112	981	1085	1148	730	789	824	726	803	850	653		
369	362	518	501	495	519	497	488	384	371	366	385	368	362	363		
476	481	619	631	635	618	634	640	458	467	470	458	469	474	423		
583	600	720	760	775	717	771	791	533	563	574	531	571	586	483		
691	720	820	890	915	815	908	942	608	659	678	604	672	698	544		
798	839	921	1019	1055	914	1045	1093	683	755	782	677	774	810	604		
342	322	453	456	439	453	457	434	336	338	325	336	339	321	314		
449	441	554	586	579	552	594	585	411	434	429	409	440	433	374		
557	561	655	715	719	650	731	736	485	530	533	482	542	545	435		
664	680	755	845	859	749	868	887	560	626	637	555	643	657	495		
772	800	856	974	999	848	1005	1039	635	722	741	628	745	769	555		
315	282	388	411	382	387	417	379	288	305	283	287	309	281	265		
423	402	489	541	522	485	554	530	363	401	387	360	411	393	325		
530	521	590	670	663	584	691	681	437	497	491	433	512	505	386		
638	641	691	800	803	683	828	832	512	593	595	506	614	617	446		
745	760	791	929	943	781	966	984	587	689	699	579	715	729	506		

	SISMA							
	trasv (-)	trasv (+)	long (-)	long (+)	SLU12	SLU11	SLU10	SLU9
KN	381	401	333	332	531	466	489	536
KN	464	488	465	475	607	566	599	610
KN	548	574	598	619	684	667	709	685
KN	631	660	731	762	760	768	819	760
KN	714	747	864	906	836	869	929	834
KN	355	376	290	293	483	435	449	486
KN	439	462	423	436	559	535	558	561
KN	522	549	556	580	636	636	668	636
KN	606	635	689	723	712	737	778	710
KN	689	721	822	867	788	838	888	785
KN	330	351	248	254	435	404	408	437
KN	413	437	381	397	511	504	518	512
KN	497	523	514	541	588	605	628	586
KN	580	609	647	684	664	706	738	661
KN	664	696	780	828	740	807	848	736
KN	305	325	206	215	387	372	367	388
KN	388	411	339	358	463	473	477	463
KN	471	498	472	502	540	574	587	537
KN	555	584	605	646	616	675	697	612
KN	638	670	737	789	692	776	807	687
KN	279	300	164	176	339	341	326	339
KN	363	386	297	320	415	442	436	413
KN	446	472	429	463	492	543	546	488
KN	529	559	562	607	568	644	656	563
KN	613	645	695	750	644	745	766	637
KN	254	274	121	137	291	310	286	289
KN	337	361	254	281	367	411	396	364
KN	421	447	387	424	444	512	506	439
KN	504	533	520	568	520	613	616	513
KN	587	619	653	711	596	714	725	588

16.3 Plinto Pila 1

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali



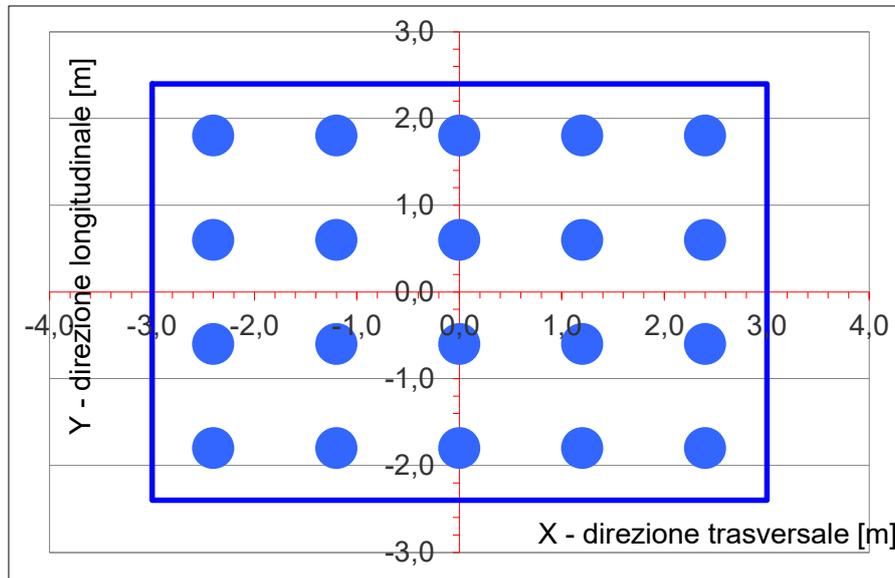
num.	X (trasv) m	Y (long) m
1	-3.00	-2.40
2	-3.00	-1.20
3	-3.00	0.00
4	-3.00	1.20
5	-3.00	2.40
6	-1.80	-2.40
7	-1.80	-1.20
8	-1.80	0.00
9	-1.80	1.20
10	-1.80	2.40
11	-0.60	-2.40
12	-0.60	-1.20
13	-0.60	0.00
14	-0.60	1.20
15	-0.60	2.40
16	0.60	-2.40
17	0.60	-1.20
18	0.60	0.00
19	0.60	1.20
20	0.60	2.40
21	1.80	-2.40
22	1.80	-1.20
23	1.80	0.00
24	1.80	1.20
25	1.80	2.40
26	3.00	-2.40
27	3.00	-1.20
28	3.00	0.00
29	3.00	1.20
30	3.00	2.40

SISMA										A1										
trasv (-)	trasv (+)	long (-)	long (+)	SLU10	SLU9	SLU8	SLU7	SLU6	SLU5	SLU4	SLU3	SLU2	SLU1							
832	-9	620	204	494	768	1233	-326	1233	-326	909	142	528	342	1	Palo					
747	73	546	274	376	744	888	17	888	17	866	183	429	383	2	Palo					
662	155	472	345	259	719	543	361	543	361	824	224	330	424	3	Palo					
577	237	399	415	142	695	198	704	198	704	781	265	232	465	4	Palo					
492	319	325	486	24	671	-147	1048	-147	1048	738	306	133	506	5	Palo					
728	101	582	247	559	680	1215	-272	1215	-272	779	309	560	466	6	Palo					
643	183	509	317	442	655	870	71	870	71	736	350	461	507	7	Palo					
558	265	435	388	325	631	525	415	525	415	694	391	362	548	8	Palo					
473	347	361	458	207	607	180	758	180	758	651	432	263	590	9	Palo					
388	429	287	529	90	583	-165	1102	-165	1102	608	473	165	631	10	Palo					
624	211	545	290	625	591	1198	-218	1198	-218	649	476	591	591	11	Palo					
539	293	471	361	507	567	853	126	853	126	606	517	493	632	12	Palo					
454	375	397	431	390	543	508	469	508	469	564	558	394	673	13	Palo					
368	457	323	502	273	519	163	813	163	813	521	599	295	714	14	Palo					
283	539	250	572	155	494	-182	1156	-182	1156	478	640	197	755	15	Palo					
519	321	507	333	690	503	1180	-164	1180	-164	519	643	623	715	16	Palo					
434	403	433	404	573	479	835	180	835	180	477	684	525	756	17	Palo					
349	485	359	474	456	454	490	523	490	523	434	725	426	797	18	Palo					
264	566	286	545	338	430	145	867	145	867	391	766	327	839	19	Palo					
179	648	212	615	221	406	-200	1210	-200	1210	348	807	228	880	20	Palo					
415	431	469	376	756	415	1162	-110	1162	-110	389	810	655	840	21	Palo					
330	513	395	447	639	390	817	234	817	234	347	851	556	881	22	Palo					
245	594	322	517	521	366	472	578	472	578	304	892	458	922	23	Palo					
160	676	248	588	404	342	127	921	127	921	261	933	359	963	24	Palo					
75	758	174	659	287	318	-218	1265	-218	1265	218	975	260	1004	25	Palo					
311	540	431	420	822	326	1144	-55	1144	-55	260	977	687	964	26	Palo					
226	622	358	490	704	302	799	288	799	288	217	1018	588	1005	27	Palo					
140	704	284	561	587	278	454	632	454	632	174	1059	490	1046	28	Palo					
55	786	210	631	470	254	109	975	109	975	131	1101	391	1087	29	Palo					
-30	868	137	702	352	229	-236	1319	-236	1319	88	1142	292	1129	30	Palo					

	vert (-)	vert (+)
kN	982	-137
kN	752	89
kN	523	315
kN	294	541
kN	64	767
kN	933	-94
kN	704	132
kN	474	358
kN	245	584
kN	16	810
kN	884	-52
kN	655	174
kN	426	401
kN	197	627
kN	-33	853
kN	836	-9
kN	606	217
kN	377	443
kN	148	669
kN	-81	895
kN	787	34
kN	558	260
kN	329	486
kN	99	712
kN	-130	938
kN	739	76
kN	509	302
kN	280	528
kN	51	755
kN	-178	981

16.4 Plinto Pila 2

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali



num.	X (trasm)	Y (long)
	m	m
1	-2.40	-1.80
2	-2.40	-0.60
3	-2.40	0.60
4	-2.40	1.80
5	-1.20	-1.80
6	-1.20	-0.60
7	-1.20	0.60
8	-1.20	1.80
9	0.00	-1.80
10	0.00	-0.60
11	0.00	0.60
12	0.00	1.80
13	1.20	-1.80
14	1.20	-0.60
15	1.20	0.60
16	1.20	1.80
17	2.40	-1.80
18	2.40	-0.60
19	2.40	0.60
20	2.40	1.80

SISMA										A1									
trasv (-)	trasv (+)	long (-)	long (+)	SLU10	SLU9	SLU8	SLU7	SLU6	SLU5	SLU4	SLU3	SLU2	SLU1						
1375	-238	832	305	365	1205	69	1520	365	1205	1520	-25	216	410	1	Palo				
1364	-218	826	320	303	1278	6	1596	303	1278	1596	-89	290	349	2	Palo				
1353	-198	820	335	242	1352	-58	1671	242	1352	1671	-152	364	287	3	Palo				
1342	-179	814	350	181	1426	-121	1747	181	1426	1747	-215	438	226	4	Palo				
967	156	678	444	691	891	465	1162	691	891	1162	411	331	761	5	Palo				
956	176	672	459	630	965	402	1237	630	965	1237	348	405	699	6	Palo				
945	195	666	474	568	1039	339	1313	568	1039	1313	284	479	638	7	Palo				
934	215	660	489	507	1113	275	1389	507	1113	1389	221	553	576	8	Palo				
558	550	524	583	1018	577	862	804	1018	577	804	847	446	1111	9	Palo				
547	569	518	598	956	651	798	879	956	651	879	784	520	1049	10	Palo				
537	589	512	613	895	725	735	955	895	725	955	720	594	988	11	Palo				
526	608	506	628	833	799	672	1031	833	799	1031	657	668	926	12	Palo				
150	943	370	723	1344	264	1258	445	1344	264	445	1283	561	1461	13	Palo				
139	963	364	738	1283	338	1195	521	1283	338	521	1220	635	1400	14	Palo				
128	982	358	753	1221	412	1132	597	1221	412	597	1157	709	1338	15	Palo				
117	1002	352	767	1160	486	1068	673	1160	486	673	1093	783	1277	16	Palo				
-259	1337	216	862	1671	-50	1655	87	1671	-50	87	1719	676	1811	17	Palo				
-269	1356	210	877	1609	24	1591	163	1609	24	163	1656	750	1750	18	Palo				
-280	1376	204	892	1548	98	1528	239	1548	98	239	1593	824	1688	19	Palo				
-291	1396	198	907	1486	172	1465	314	1486	172	314	1530	898	1627	20	Palo				

	vert	
	(-)	(+)
kN	933	270
kN	909	303
kN	885	336
kN	861	368
kN	755	393
kN	731	426
kN	707	459
kN	683	492
kN	578	517
kN	554	550
kN	530	582
kN	506	615
kN	401	640
kN	377	673
kN	353	706
kN	329	739
kN	224	764
kN	200	797
kN	176	829
kN	152	862

17 Allegato E: verifica paratia provvisoria – Sezione I

17.1 Sollecitazioni agenti sui pali

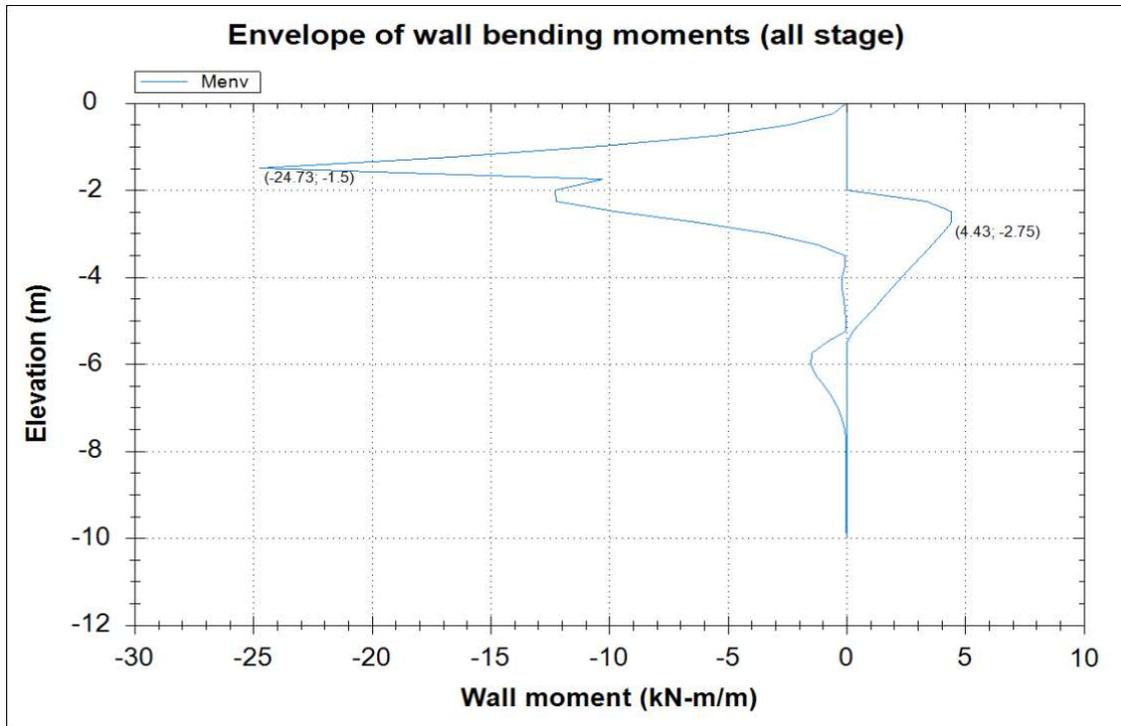


Figura 19: Diagramma dei momenti flettenti (A1+M1+R1)

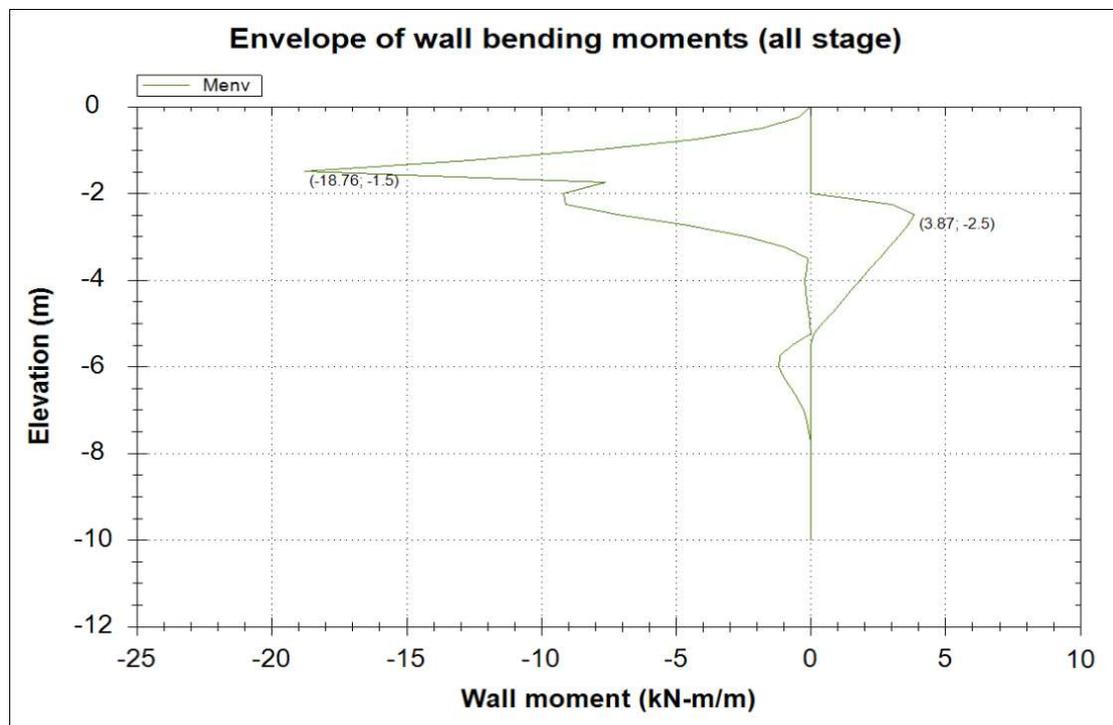


Figura 20: Diagramma dei momenti flettenti (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	M [kNm/m]	i_{pali} [m]	M_{palo} [kNm]
SLU (A1+M1+R1)	24.7	0.6	14.8
SLV (EQK+M1+R1)	18.8	0.6	11.3

Tabella 22: Valori dei momenti flettenti sulla paratia

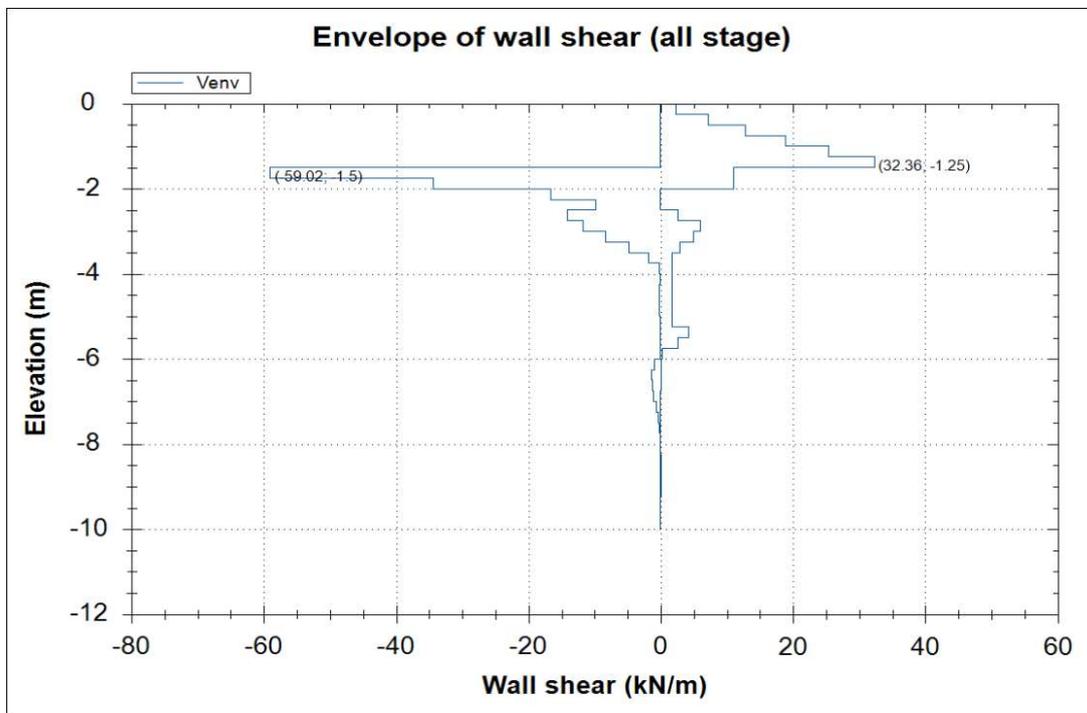


Figura 21: Diagramma del taglio (A1+M1+R1)

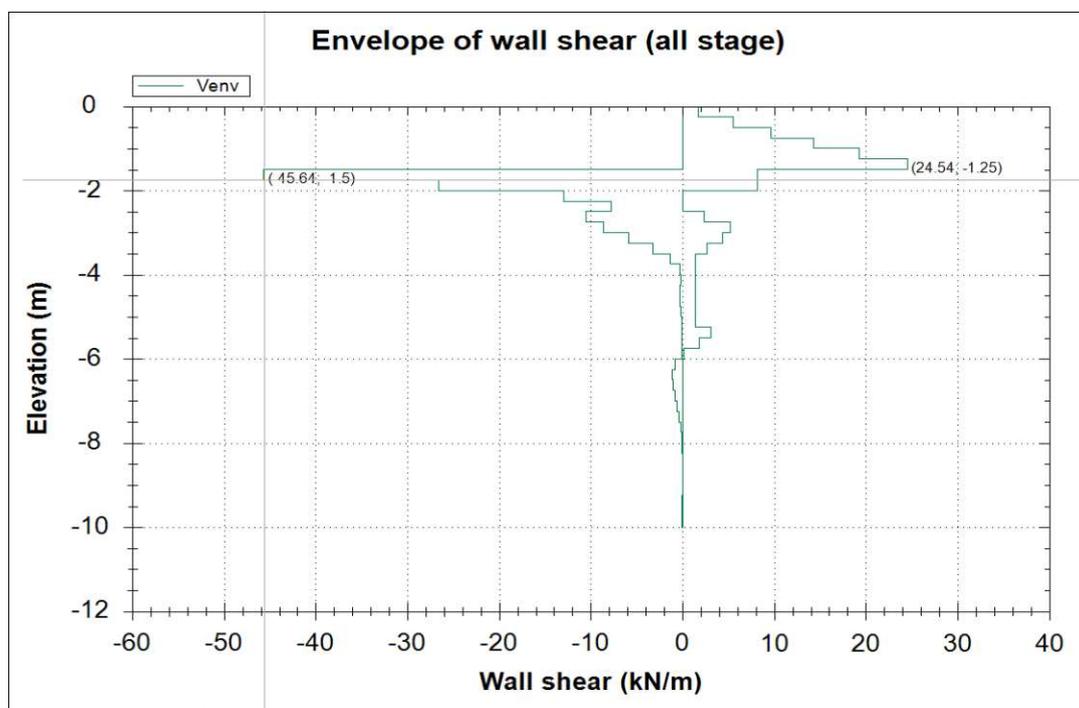


Figura 22: Diagramma del taglio (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	T [kN/m]	i_{pali} [m]	Tpalo [kN]
SLU (A1+M1+R1)	59.2	0.6	35.5
SLV (EQK+M1+R1)	45.7	0.6	27.4

Tabella 23: Valori del taglio sulla paratia

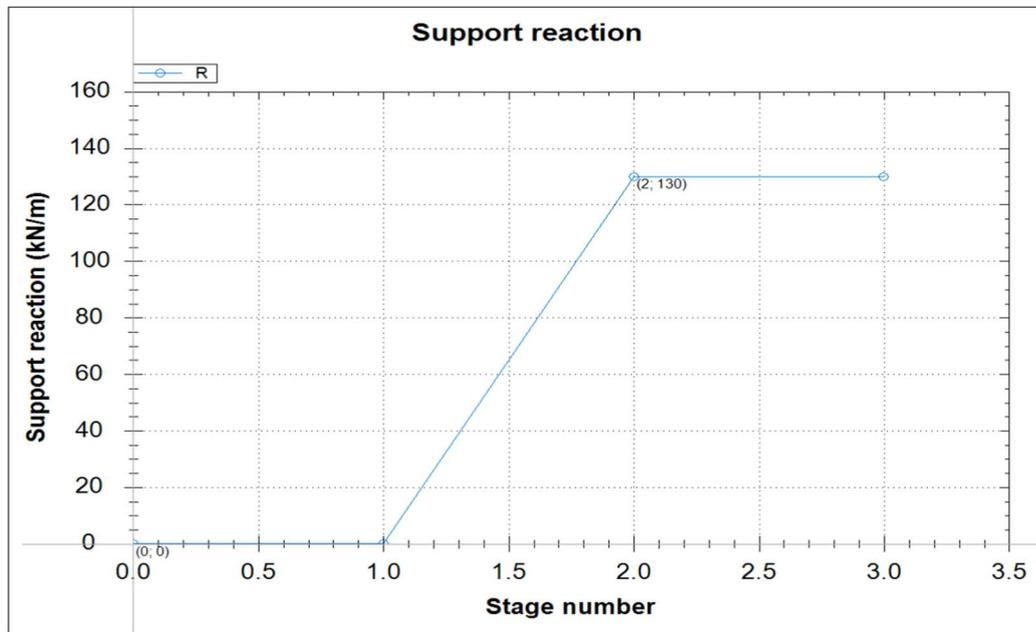


Figura 23: Reazioni tiranti (A1+M1+R1)

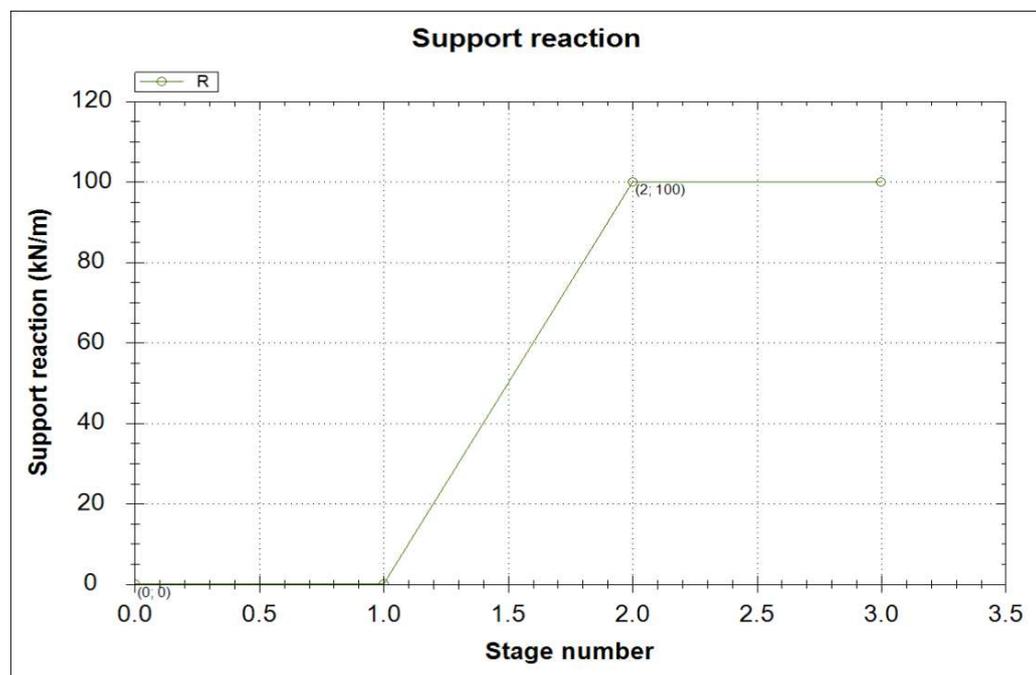


Figura 24: Reazioni tiranti (EQK+M1+R1)

17.2 Verifica strutturale dei pali

L'armatura longitudinale è costituita da un tubo in acciaio ϕ 273 e spessore 7.1 mm.

Si riporta la verifica allo SLU/SLV.

Diametro esterno nominale	D	273.00	[mm]
Spessore nominale	t	7.10	[mm]
Diametro interno nominale	d	258.80	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
Area della sezione trasversale	A	59.3	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	5245	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.40	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	384	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	502	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	10491	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	769	[cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE			
Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	275	[MPa]
Coefficiente e	ε	0.92	[-]
Classificazione			
Diametro	d	273.00	[mm]
Spessore	t	7.10	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	38.45	[-]
Classificazione della sezione	CLASSE 1		

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO			
V _{Ed}	36	[kN]	
A _v	37.8	[cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	1.05		
V _{c,Rd}	571	[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}	275 [MPa] Valore di : FS 16.08

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE			
M _{Ed}	15	[kNm]	
M _{c,Rd}	132	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo
		FS	8.89

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE			
N _{Ed}	0	[kN]	
N _{c,Rd}	1553	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
		FS	#DIV/0!

VERIFICHE TENSIONALI - SLU			
V _{SLU}	36	[kN]	τ 9 [MPa]
M _{SLU}	15	[kNm]	σ _M 39 [MPa]
N _{SLU}	0	[kN]	σ _N 0 [MPa]
		σ _{TOT}	42 [MPa] ok

17.3 Verifica degli spostamenti orizzontali

Allo SLE, analizzando tutte le fasi di calcolo, si individuano deformazioni massime lungo lo sviluppo della paratia che risultano inferiori al mm.

Nelle figure che seguono si mostrano i diagrammi degli spostamenti orizzontali. Tali spostamenti risultano compatibili con l'opera.

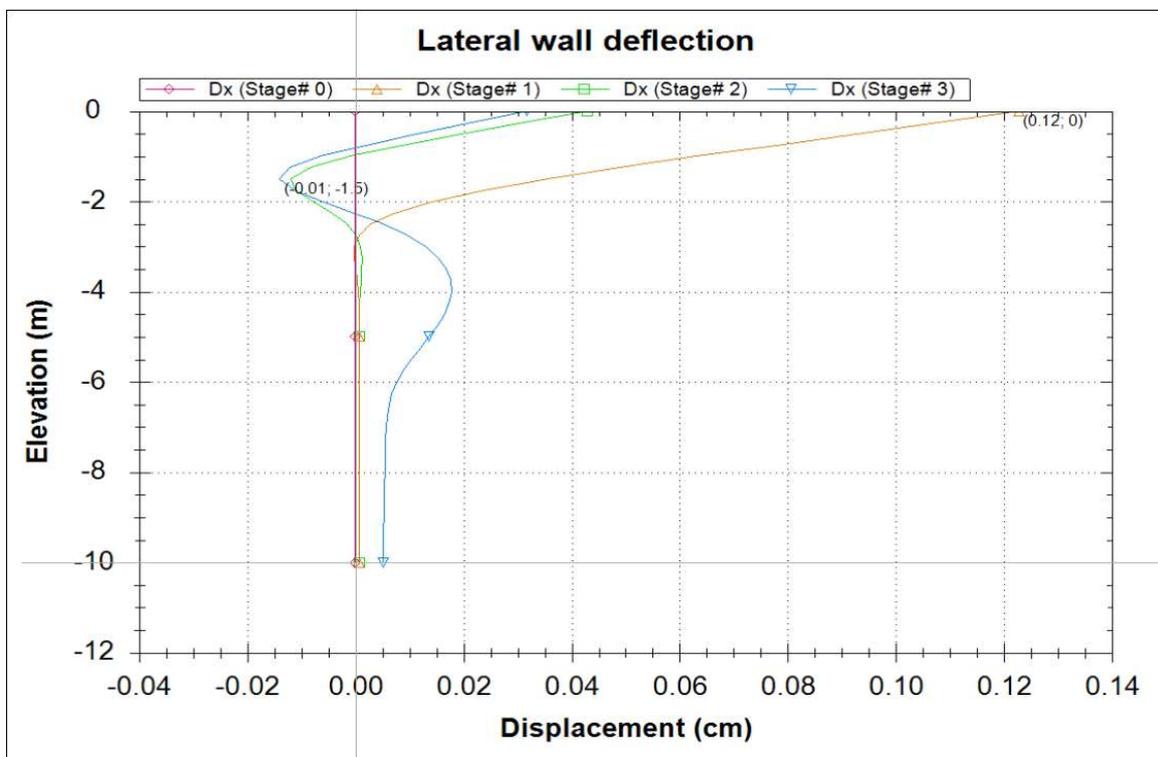


Figura 25: Diagramma degli spostamenti orizzontali (SLE)

18 Quadro sinottico di ottemperanza alle NTC2018

Nel presente paragrafo si riporta il quadro sinottico, in Tabella 24, fra i requisiti della NTC2018 per i viadotti (terza colonna) e i rispettivi paragrafi della presente relazione in cui sono soddisfatti (seconda colonna).

Oggetto	Paragrafo del presente elaborato	Paragrafo NTC2018
Materiali utilizzati	4	4.1.2.1 4.2.1
Contesto geologico	6	6.2.1
Modello geotecnico	7	6.2.2
Analisi dei carichi	8	6.5.2 3.2 7.11.6
Criteri di calcolo	9	6.4.3.1 6.2.4.1 7.11.6.3.1
Spalla A	10	
Spalla B	11	6.4.3.1
Plinto pila 1	12	4.1.2.3
Plinto pila 2	13	
Paratia provvisoriale pila 2 – Inquadramento e caratteristiche della paratia provvisoriale	14.1	6.5.1 4.2.4
Paratia provvisoriale pila 2 – Analisi dei carichi	14.2	6.5.2
Paratia provvisoriale pila 2 – Modello geometrico	14.3 14.4	6.6.1
Paratia provvisoriale pila 2 – Verifiche della paratia provvisoriale	14.6	4.1.2.3 7.11.6.4 6.6.2 6.2.4.1

Oggetto	Paragrafo del presente elaborato	Paragrafo NTC2018
		7.2.2 4.3.3 4.2.4
Paratia provvisoria pila 2 – Analisi di stabilità del pendio	14.7	6.3 6.8 7.1.3.5.2
Opera di sostegno scavo pila 1	15	6.5.3.1.2 6.3.4 6.8 7.11.1 7.11.3.5.2 6.3.5 6.6.2 4.1.6.1.4
Allegato A	16	2.5.3
Sollecitazioni agenti sui pali	17.1	6.5.2 2.5.3
Verifica strutturale dei pali	17.2	4.2.3 4.2.4 6.5.3.1.2
Verifica degli spostamenti orizzontali	17.3	6.5.3.2

Tabella 24: Quadro sinottico di ottemperanza alle Norme Tecniche Vigenti.

I requisiti di norma, relativi al monitoraggio di cui § 6.2.6 delle NTC2018, sono soddisfatti in progetto nel capitolo dedicato dell’Elenco Elaborati, oltre che negli elaborati grafici, cui si rimanda.