

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

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

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

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

Geol. Serena Majetta
Ordine Geologi del Lazio n. 928

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Giancarlo Luongo

PROTOCOLLO	DATA
------------	------

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Viadotto VI01

Relazione Geotecnica e di Calcolo delle Sottofondazioni

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROC. N. PROG. DPGE03 D 1701		NOME FILE T00VI01GETRE01A		REVISIONE	SCALA:
		CODICE ELAB. T00VI01GETRE01		A	-
C					
B					
A	EMISSIONE	Ing. A. Mangiola	Ing. E. Mittiga	Ing. A. Micheli
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

**RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE
SOTTOFONDAZIONI:
Viadotto V1**

Sommario

1	<i>Premessa</i>	4
2	<i>Normative</i>	5
3	<i>Bibliografia</i>	6
4	<i>Materiali utilizzati</i>	8
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	25
11	<i>Spalla B</i>	27
11.1	Verifica capacità portante palo	28
11.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo	30
12	<i>Plinto pila 1</i>	32
12.1	Verifica capacità portante palo	33
12.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo	34
13	<i>Paratia provvisoriale spalla B</i>	37
13.1	Inquadramento e caratteristiche della paratia provvisoriale	37
13.2	Modellazione numerica della paratia provvisoriale	38
13.3	Analisi dei carichi	40
13.3.1	Carichi permanenti.....	40
13.3.2	Azione sismica.....	40
13.4	Modello Geometrico della paratia provvisoriale	41
13.5	Tiranti d'ancoraggio	41
13.6	Parametri di calcolo	42
13.7	Verifiche della paratia provvisoriale	43

13.7.1	Verifiche strutturali della paratia	43
13.7.2	Verifica dei tiranti.....	43
13.7.3	Verifica della trave di ripartizione.....	47
13.8	Analisi di stabilità del pendio	49
13.8.1	Analisi di stabilità globale	53
14	Opera di sostegno scavo pila 1	57
14.1	Analisi di stabilità	58
14.2	Risultati dell'analisi di stabilità globale.....	61
14.3	Risultati dell'analisi di stabilità locale	64
14.4	Verifica strutturale e geotecnica dei chiodi.....	67
15	Allegato A.....	69
15.1	Spalla A	69
15.2	Spalla B	72
15.3	Plinto pila 1	75
16	Allegato B: verifica paratia provvisoria – Sezione I.....	78
16.1	Sollecitazioni agenti sui pali.....	78
16.2	Verifica strutturale dei pali.....	81
16.3	Verifica degli spostamenti orizzontali	82

1 Premessa

In questa Relazione vengono esposti i criteri di calcolo e di verifica geotecnica, con i relativi risultati, delle fondazioni del viadotto V1 (Pr. Pk 0+455.00 km / Pk 0+545.00 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.

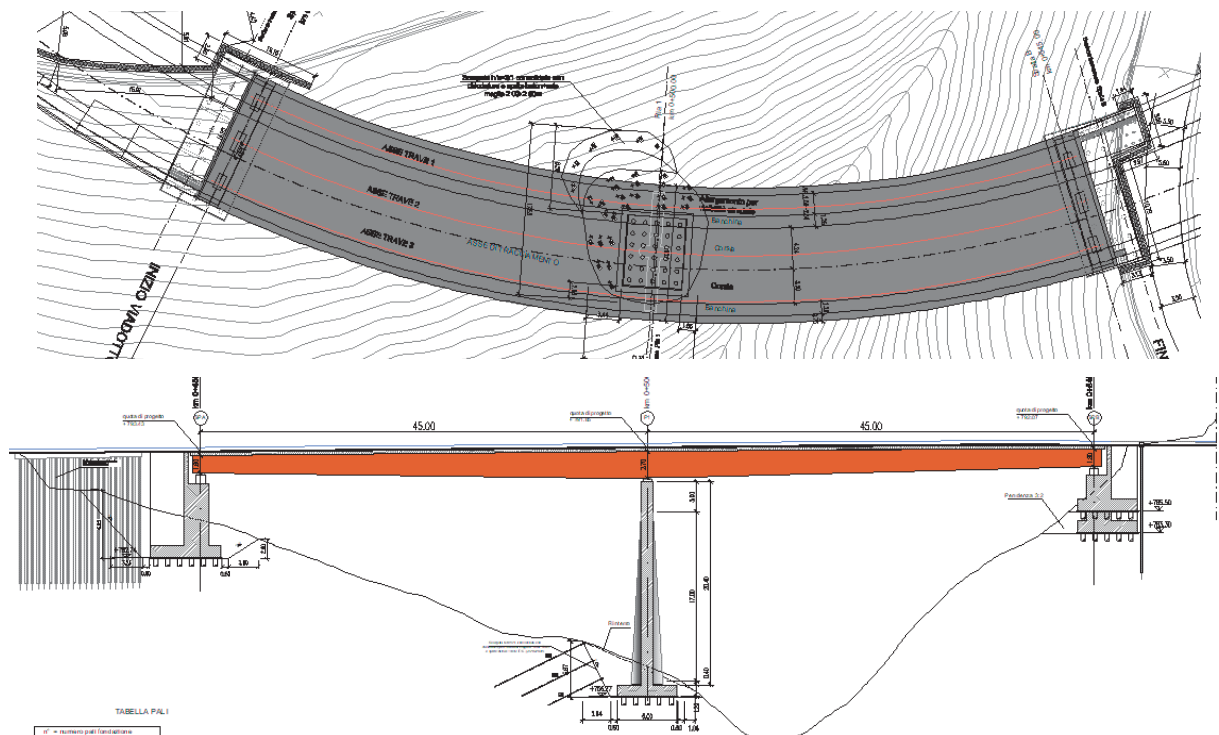


Figura 1 - Profilo longitudinale e Pianta

Il viadotto è realizzato con un impalcato a struttura mista acciaio-clc con schema statico di trave continua a 2 campate aventi luce rispettivamente di 45.00m e 45.00m (in asse tracciamento) per uno sviluppo complessivo di 90.00m. L'impalcato ha una larghezza variabile tra 13.80 e 14.40m.

La pila centrale è fondata su un plinto di spessore pari a 1.2m. Il plinto distribuisce le sollecitazioni su una palificata di 30 medio-pali (Φ 400).

Le spalle A e B sono fondate anche esse su fondazioni profonde. Il numero dei pali di fondazione delle spalle è 35 e 32 rispettivamente per la spalla A e la spalla B. Il diametro è pari a quello dei palli del plinto ovvero pari a 400mm.

2 Normative

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

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

3 Bibliografia

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

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

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	35	18	273x12.5
Spalla B	400	32	16	273x12.5
Pila 1	400	30	18	273x8

6 Contesto geologico

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

Per ulteriori approfondimenti si rimanda all'apposito elaborato T00GE00GETRE01A.

7 Modello geotecnico

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

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

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

Litotipo	Codice litotipo	Profondità Iniziale ÷ Prof. finale [m]	γ_k [kN/m ³]	φ'_k [°]	$(c')_k$ [kPa]	E_{vc} [Mpa]	E_{ur} [Mpa]
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 V1 (Elaborato: T00VI01STRRE01A).

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]	Mz [kN]
	perm	15792	9176	18447	4107	23	-7118
<u>SLU A1</u>	SLU1	25644	20693	29753	6848	-766	-10873
	SLU2	24761	19369	37628	6848	-766	-10873
	SLU3	24966	19677	19585	6848	-766	-10873
	SLU4	25063	19823	29690	6848	-713	-10873
	SLU5	24401	18829	35596	6848	-713	-10873
	SLU6	24555	19060	22064	6848	-713	-10873
	SLU7	19440	16236	22538	5233	-658	-8194
	SLU8	18688	15108	29246	5233	-658	-8194
	SLU9	18862	15370	13876	5233	-658	-8194
	SLU10	18942	15490	22477	5233	-613	-8194
	SLU11	18378	14644	27508	5233	-613	-8194
	SLU12	18509	14841	15980	5233	-613	-8194
<u>SISMA</u>	long (+)	16447	21810	14627	7700	1113	-12022
	long (-)	15459	19259	18043	7102	486	-11018
	trasv (+)	16462	13159	5571	5207	3571	-8589
	trasv (-)	15444	13268	15282	5207	1790	-8589

PLINTO 1		N [kN]	Mlong [kNm]	Mtrasv [kNm]	Vlong [kN]	Vtrasv [kN]
<u>SLU A1</u>	SLU_001	27132	-622	-8643	-58	-234
	SLU_010	16241	576	371	7	-213
	SLU_013	19797	-708	21256	-50	-213
	SLU_016	19541	617	-25702	7	-231
	SLU_004	16837	18160	-3824	821	-213
	SLU_022	19531	-16970	-13573	-807	-213
	SLU_002	25146	17705	-6954	823	-81
	SLU_022	19531	-16970	-13573	-807	-213
	SLU_021	19544	618	-20932	7	196
SLU_008	25138	-640	-2354	-58	-336	
<u>SLV</u>	SLV_005	17597	5503	3739	293	253
	SLV_006	13970	-5661	-2255	-380	-376
	SLV_003	16396	5425	9454	225	848
	SLV_004	15171	-5584	-7969	-312	-971
	SLV_001	16343	18514	3448	1073	223
	SLV_004	15171	-5584	-7969	-312	-1089

SPALLA B		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	Mz [kNm]
	perm	12852	8116	-5477	3533	23	3656
SLU A1	SLU1	21437	18535	-3206	6065	-766	5803
	SLU2	20557	17390	4681	6065	-766	5803
	SLU3	20762	17658	-13377	6065	-766	5803
	SLU4	20858	17782	-3190	6065	-714	5803
	SLU5	20197	16923	2726	6065	-714	5803
	SLU6	20352	17124	-10818	6065	-714	5803
	SLU7	16298	14566	-1957	4652	-659	4395
	SLU8	15547	13591	4762	4652	-659	4395
	SLU9	15723	13819	-10621	4652	-659	4395
	SLU10	15801	13921	-1951	4652	-614	4395
	SLU11	15238	13189	3089	4652	-614	4395
	SLU12	15370	13360	-8449	4652	-614	4395
SISMA	long (+)	13417	17590	-8326	6412	936	5820
	long (-)	12609	15147	-5441	5898	309	5302
	trasv (+)	13223	11079	-7036	4419	1199	4305
	trasv (-)	12594	10830	-7036	4419	1199	4305

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

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:

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

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 $1 - sen(\varphi')$.

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).

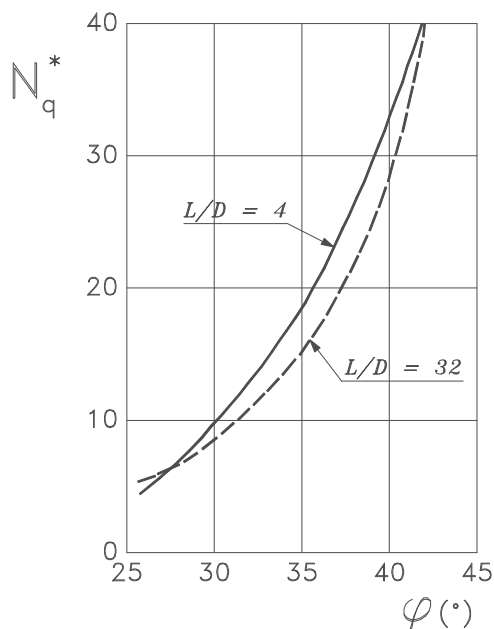


Figura 2 - Valori di N_q^* (Berezantzev, 1965)

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 35 pali ϕ 400 di lunghezza 18m posti ad un interasse di 2.40x1.50m. Si riporta nella seguente figura la sezione longitudinale e la pianta della spalla A.

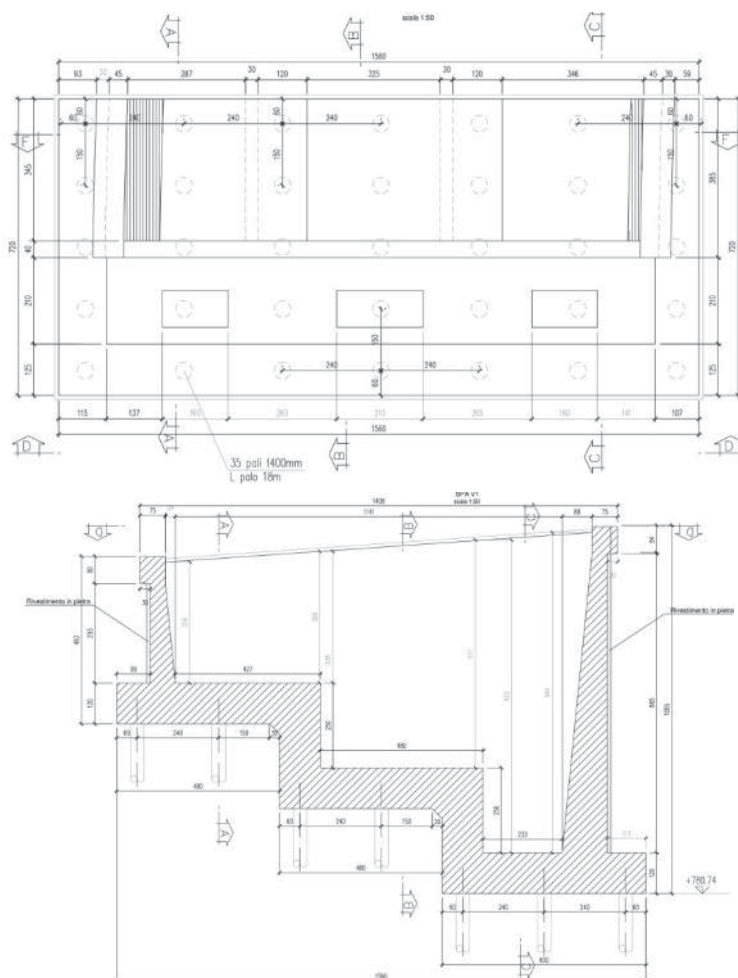


Figura 3 -Spalla A: sezione longitudinale e pianta

La spalla è caratterizzata da una gradonatura su tre livelli. La spalla in pianta ha dimensioni 15.60m X 7.20m. La zattera di fondazione ha uno spessore 1.2m. L'altezza massima complessiva della spalla è 10.92m dal piano fondazione.

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

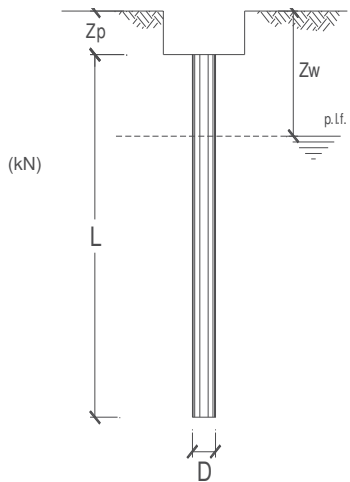
Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

	N_{max}	N_{min}	T_{max}
SLE	1045	3	211
A1	1412	-15	285
SISMA	1016	-86	320
	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 - V1_ 35 pali - interasse 2.4x2m

Diametro del Palo (D):	0.40	(m)	Area del Palo (Ap):	0.126	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	1.50	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	50.0	(m)
N _d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1]	1412	(kN)	N _{SLE} [Combinazione di carico - Statica SLE]		
N _d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2]		(kN)			
N _d [Combinazione di carico - SLV_Sismica]	1016	(kN)			
Numero di strati	2		L _{palo} =	18.00	(m)

Fattori di correlazione x per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°1 verticale

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				N _{SPT} (-)	Coefficienti di Calcolo				Risultati				
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)		k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)	τ _{lim} (kPa)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)
1	3.0	Roccia fratturata	26.00	44.0	30.0			0.50	0.58			85				
2	15.0	Roccia integra	26.00	55.0	38.0			0.38	0.78			1765.95	21.36	26.06	12261.5	1540.8

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

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{bm} = 1540.8$ (kN)
 laterale $R_{sm} = 1850.8$ (kN)
 totale $R_{cm} = 3391.7$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$Q_d = Q_{bm}/(\xi \cdot \gamma_b) + Q_{lm}/(\xi \cdot \gamma_s)$
 $Q_d = 3392$ (kN)

Peso palo 57 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)	
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	1489	1618	1.09	ok
SLV - EQK+M1+R3_sisma	1072	1618	1.51	ok

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

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

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

VERIFICA A TRAZIONE DEL PALO

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] -15 (kN)
 N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
 N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica] -86 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)	
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	-15	-871	58.20	ok
SLV - EQK+M1+R3_sisma	-86	-871	10.10	ok

10.2 Verifiche strutturali SLU e SLV palo

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

SLU

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

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

FORZE ORIZZONTALI		
Momento d'inerzia	J _{arm}	8.70E-05 [m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000 [N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40 [m]
Modulo terreno	k	400 [MN/m ³]
b	b	1.22 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	285 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	117 [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}	285 [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 4.46

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{Ed}	117 [kNm]	
M _{c,Rd}	287 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo
FS 2.45		

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE		
N _{Ed}	1412 [kN]	
N _{c,Rd}	3459 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
FS 2.45		

VERIFICHE TENSIONALI - SLU		
V _{SLU}	285 [kN]	τ 44 [MPa]
M _{SLU}	117 [kNm]	σ_M 184 [MPa]
N _{SLU}	1412 [kN]	σ_N 138 [MPa]
		σ_{TOT} 331 [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}	320	[kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	131	[kNm]

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

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO			
V _{Ed}	320	[kN]	
A _V	65.1	[cm ²]	Area a taglio
γ _{MO}	1.05		
V _{c,Rd}	1271	[kN]	Resistenza a taglio del tubo
nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione			
$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$		f _{y,red}	355 [MPa] Valore di ε FS 3.98

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE			
M _{Ed}	131	[kNm]	
M _{c,Rd}	287	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 2.19

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE			
N _{Ed}	1016	[kN]	
N _{c,Rd}	3459	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 3.40

VERIFICHE TENSIONALI - SLU			
V _{SLU}	320	[kN]	τ 49 [MPa]
M _{SLU}	131	[kNm]	σ _M 206 [MPa]
N _{SLU}	1016	[kN]	σ _N 99 [MPa]
		σ _{TOT}	317 [MPa] ok

11 Spalla B

La spalla B del viadotto è fondata su 32 pali ϕ 400 di lunghezza 16m posti ad un interasse di 2.00x1.60m.. Si riporta nella seguente figura la sezione longitudinale e la pianta della spalla B.

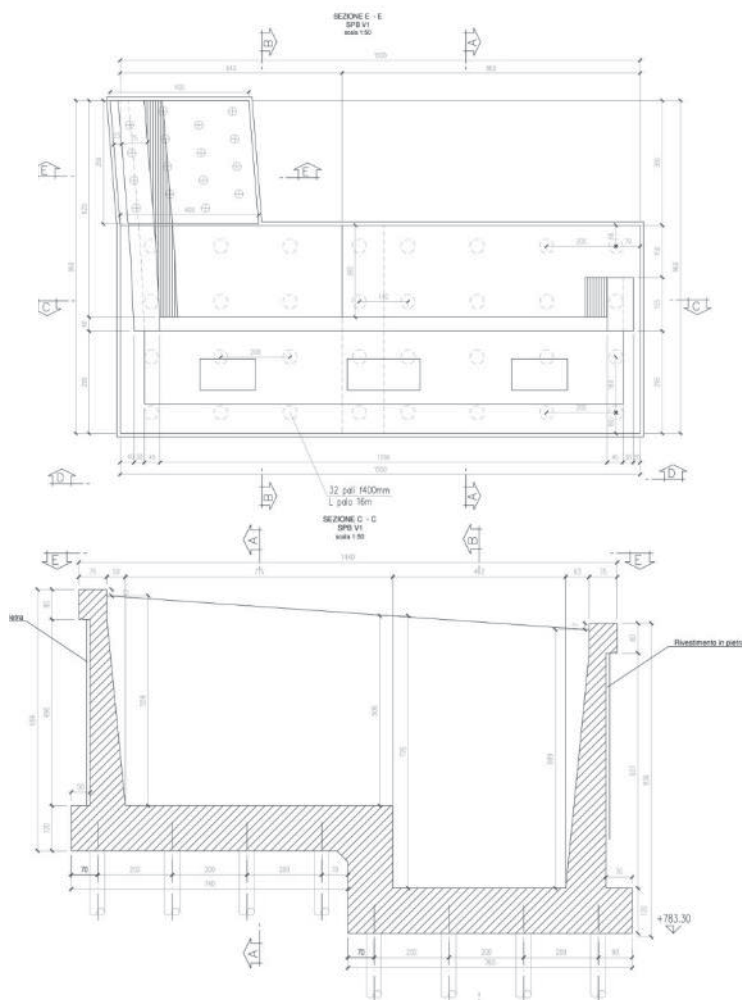


Figura 4 -Spalla B: sezione longitudinale e pianta

La spalla è caratterizzata da una gradonatura su due livelli. La spalla in pianta ha dimensioni 15.00m X 6.00m. La zattera di fondazione ha uno spessore 1.2m. L'altezza massima complessiva della spalla è 9.16m dal piano fondazione.

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

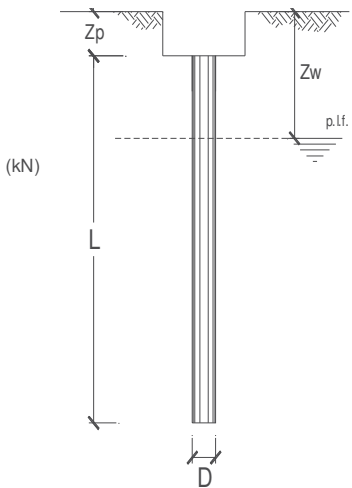
Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

	N_{max}	N_{min}	T_{max}
SLE	900	61	185
A1	1213	48	250
SISMA	925	-86	262
	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 - V1_ 32 pali - interasse 2.0x1.6m

Diametro del Palo (D):	0.40	(m)	Area del Palo (A _p):	0.126	(m ²)
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]	1213	(kN)	N _{SLE} [Combinazione di carico - Statica SLE]		
N _d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2]		(kN)			
N _d [Combinazione di carico - SLV_Sismica]	925	(kN)			
Numero di strati	2		L _{palo} =	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
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°1 verticale

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			N _{SPT}	Coefficienti di Calcolo				Risultati					
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)		c _u (kPa)	k	μ	a	α	τ _{lim} (kPa)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)
1	2.3	Roccia fratturata	26.00	44.0	30.0		0.50	0.58			57					
2	13.7	Roccia integra	26.00	55.0	38.0		0.38	0.78			1431.45	21.36	26.06	11150.9	1401.3	

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

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{bm} = 1401.3$ (kN)
 laterale $R_{sm} = 1488.9$ (kN)
 totale $R_{cm} = 2890.2$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$Q_d = Q_{bm}/(\xi \cdot \gamma_b) + Q_{lm}/(\xi \cdot \gamma_s)$
 $Q_d = 2890$ (kN)

Peso palo (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)	
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	1280	1372	1.07	ok $\frac{R_d}{E_d} \geq 1$
SLV - EQK+M1+R3_sisma	975	1372	1.41	ok

	$N_{SLE/SLD}$ (kN)	$R_{c,cal,lat}$ (kN)	F_s (-)	
SLE				$R_{c,cal,lat} / 1.25 > N_{SLE/SLD}$

VERIFICA A TRAZIONE DEL PALO

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] 0 (kN)
 N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
 N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica] -86 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)	
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3				
SLV - EQK+M1+R3_sisma	-86	-701	8.12	ok

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}	250 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	103 [kNm]

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

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO		
V _{Ed}	250 [kN]	
A _V	65.1 [cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	1.05	
V _{c,Rd}	1271 [kN]	Resistenza a taglio del tubo
nessuna riduzione delle tensione di snervamento per la verifica a flessione		
$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$		
f _{y,red}	355 [MPa]	Valore di : FS 5.08

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{Ed}	103 [kNm]	
M _{c,Rd}	287 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo
FS 2.79		

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE		
N _{Ed}	1213 [kN]	
N _{c,Rd}	3459 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
FS 2.85		

VERIFICHE TENSIONALI - SLU		
V _{SLU}	250 [kN]	τ 38 [MPa]
M _{SLU}	103 [kNm]	σ _M 161 [MPa]
N _{SLU}	1213 [kN]	σ _N 119 [MPa]
		σ _{TOT} 288 [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}	262 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	108 [kNm]

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

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO		
V _{Ed}	262 [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		
ρ = $\left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$	= 0.00	f _{y,red} 355 [MPa] Valore di : FS 4.86

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{Ed}	108 [kNm]	
M _{c,Rd}	287 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 2.67

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE		
N _{Ed}	925 [kN]	
N _{c,Rd}	3459 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 3.74

VERIFICHE TENSIONALI - SLU		
V _{SLU}	262 [kN]	τ 40 [MPa]
M _{SLU}	108 [kNm]	σ _M 169 [MPa]
N _{SLU}	925 [kN]	σ _N 90 [MPa]
		σ _{TOT} 268 [MPa] ok

12 Plinto pila 1

Il plinto della pila 1 del viadotto è fondato su 30 pali trivellati ϕ 400 di lunghezza 18m posti ad un interasse di 1.20x1.20m. Si riportano nella seguente figura la vista frontale e trasversale e la pianta della fondazione della pila 1.

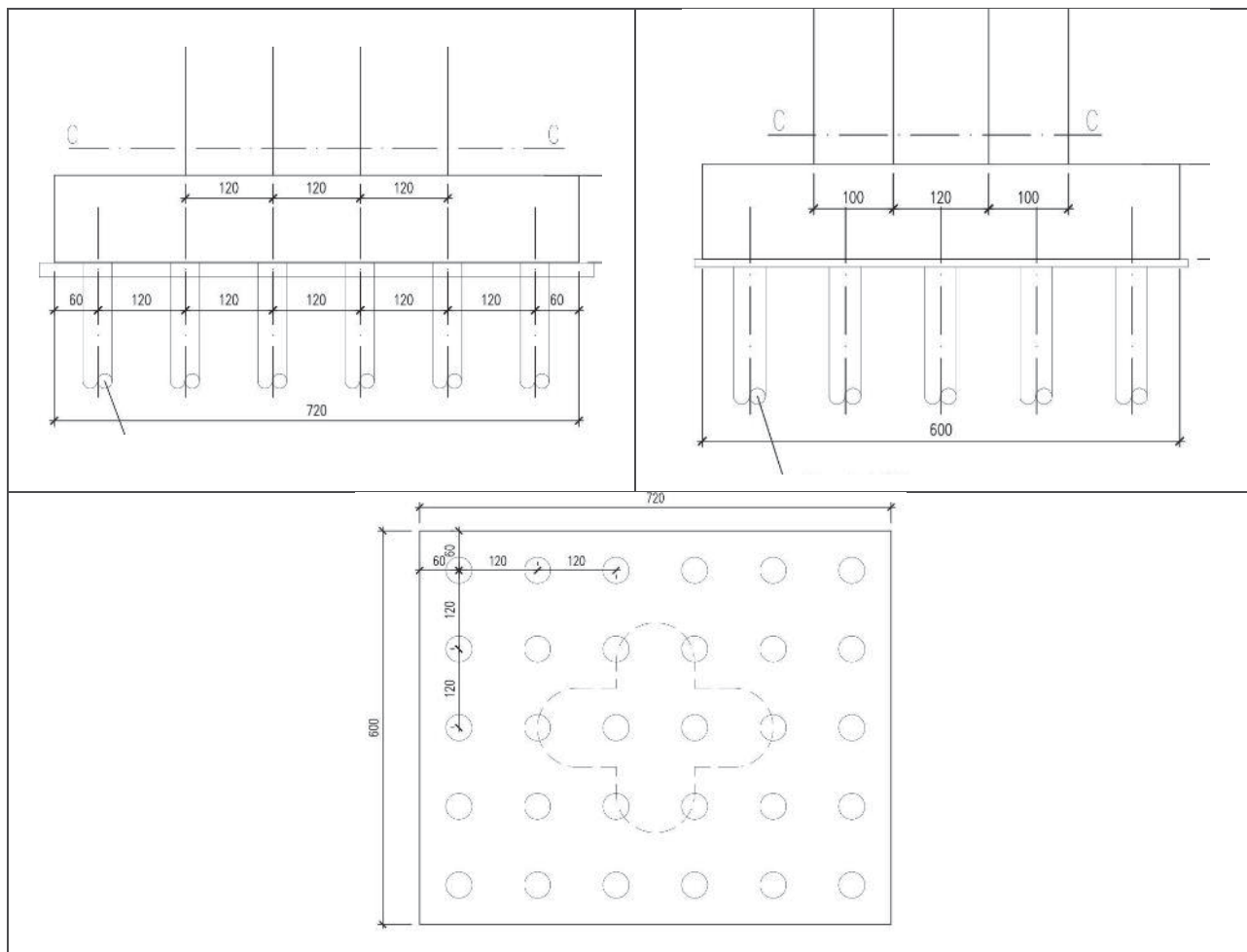


Figura 5 - Plinto pila 1: vista frontale, vista laterale e pianta

Il plinto ha una dimensione in pianta di 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.

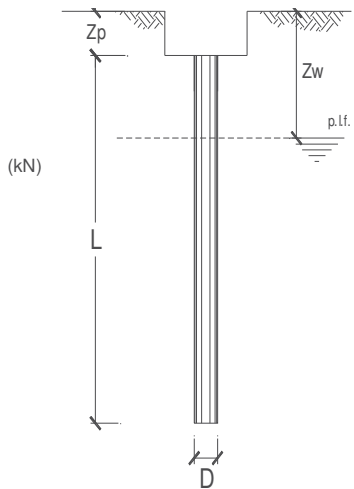
Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

	N_{max}	N_{min}	T_{max}
A1	1496	-144	28
SISMA	922	13	34
	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 frattura. Le verifiche e le caratteristiche geotecniche sono riportate nella seguente figura.



OPERA: PILA 1 - V1 _ 30 pali - interasse 1.2x1.2m

Diametro del Palo (D):	0.40	(m)	Area del Palo (Ap):	0.126	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	3.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	50.0	(m)
N _d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1]	1496	(kN)	N _{SLE} [Combinazione di carico - Statica SLE]		
N _d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2]		(kN)			
N _d [Combinazione di carico - SLV_Sismica]	922	(kN)			
Numero di strati	2		L _{palo} =	18.00	(m)

Fattori di correlazione x per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°1 verticale

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				N _{SPT} (-)	Coefficienti di Calcolo				Risultati						
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)		k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)	τ _{lim} (kPa)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	
1	3.6	Roccia fratturata	26.00	44.0	30.0			0.50	0.58					163				
2	14.4	Roccia Integra	26.00	55.0	38.0			0.38	0.78					1950	21	26	13094	1645.5

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

Peso palo (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$Q_d = Q_{bm}/(\xi \cdot \gamma_b) + Q_{im}/(\xi \cdot \gamma_s)$
 $Q_d = 3758 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{bm} = 1645.5 \text{ (kN)}$
 laterale $R_{sm} = 2112.6 \text{ (kN)}$
 totale $R_{cm} = 3758.1 \text{ (kN)}$

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)	
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	1572	1798	1.14	ok
SLV - EQK+M1+R3_sisma	979	1798	1.84	ok

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

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

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

VERIFICA A TRAZIONE DEL PALO

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] -144 (kN)
 N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
 N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica] 0 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)	
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	-144	-994	6.93	ok
SLV - EQK+M1+R3_sisma				

12.2 Verifiche strutturali SLU e SLV palo

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

SLU

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

CARATTERISTICHE MECCANICHE

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

FORZE ORIZZONTALI

Momento d'inerzia	J _{arm}	5.85E-05	[m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000	[N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40	[m]
Modulo terreno	k	400	[MN/m ³]
b	b	1.34	[1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	28	[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}	28	[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	29.28
--------------------	-----	-------	-------------	----	-------

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	11	[kNm]	
M _{c,Rd}	190	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo
		FS	18.06

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	1496	[kN]	
N _{c,Rd}	2252	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
		FS	1.51

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLU}	28	[kN]	τ	7	[MPa]	
M _{SLU}	11	[kNm]	σ _M	25	[MPa]	
N _{SLU}	1496	[kN]	σ _N	225	[MPa]	
		σ _{TOT}	249	[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}	34 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	13 [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 [-]
<i>Classificazione della sezione</i>		CLASSE 2

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	34 [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 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	24.34
--------------------	-----------	-------------	----	-------

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	13 [kNm]		
M _{c,Rd}	190 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo	
		FS	15.01

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	922 [kN]		
N _{c,Rd}	2252 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo	
		FS	2.44

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLU}	34 [kN]	τ	8 [MPa]
M _{SLU}	13 [kNm]	σ _M	30 [MPa]
N _{SLU}	922 [kN]	σ _N	138 [MPa]
		σ _{TOT}	169 [MPa] ok

13 Paratia provvisoria spalla B

13.1 Inquadramento e caratteristiche della paratia provvisoria

La paratia in questione viene realizzata per consentire l'esecuzione dell'opera di sostegno in presenza di circolazione sulla S.S. 45. Viene realizzata una paratia di mediopali multitirantata, che consente di operare gli scavi di sbancamento fino a quota del piano di posa della fondazione della spalla proteggendo l'attuale corpo stradale.

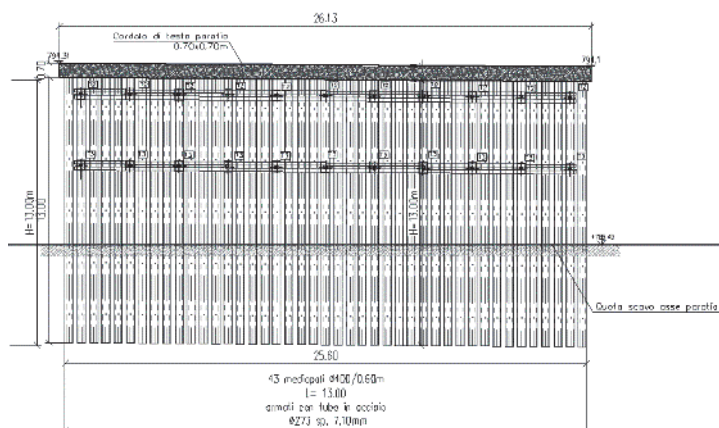


Figura 6 - sviluppata paratia provvisoria

L'opera provvisoria è eseguita mediante mediopali $\Phi 400$, passo 0.60 m, armati con armatura tubolare in acciaio, di diametro $\Phi 273$ mm, spessore 7.10 mm. I pali sono lunghi fino a 13.00 m. Vi sono al più due ordini di tiranti inclinati 20° sull'orizzontale, a n. 3 trefoli.



Figura 7 - Planimetria d'intervento

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

13.2 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 $K_0 = 1 - \tan^2 \phi'$;
- 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 6 Fasi di calcolo è riportata la successione tipica delle fasi di modellazione eseguita per l'analisi delle strutture di sostegno:

FASE	DESCRIZIONE
0	Condizione iniziale geostatica
1	Realizzazione paratia
2	I fase di scavo
3*	Applicazione del I ordine di tiranti/puntoni
4*	II fase di scavo
5*	Applicazione del II ordine di tiranti/puntoni
6*	Ultima fase di scavo
7	Applicazione delle azioni sismiche

Tabella 6 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).

13.3 Analisi dei carichi

13.3.1 Carichi permanenti

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

13.3.2 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

13.4 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 $\Phi 400$, passo 0.60 m, armati con profilo tubolare in acciaio, di diametro $\Phi 273$ mm, spessore 10 mm.

Sezioni di Calcolo	udm	Sezione I
Progressiva	[m]	0
Numero tiranti	[-]	2
Altezza totale paratia	[m]	13.00
Lunghezza del tratto fuori terra	[m]	8.00
Lunghezza del tratto di infissione di calcolo	[m]	5.00

Tabella 7 Caratteristiche delle sezioni di calcolo

13.5 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	240.07	7.00	6.00	13.00
-4.0	20	3	240.0	312.10	240.07	240.10	6.00	6.00	12.00

Tabella 8: caratteristiche tiranti Sezione I

13.7 Verifiche della paratia provvisoria

13.7.1 Verifiche strutturali della paratia

Nell'allegato "Allegato B: verifica paratia provvisoria – Sezione I" 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.

13.7.2 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.

13.7.2.1 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	8.00	20	38	5.00	1.5	6.68	7.02	7.00
2	8.00	20	38	5.00	5.0	5.14	5.42	6.00

Tabella 10 Calcolo della Lunghezza libera dei tiranti sezione I

13.7.2.2 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 (*trefolo-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.

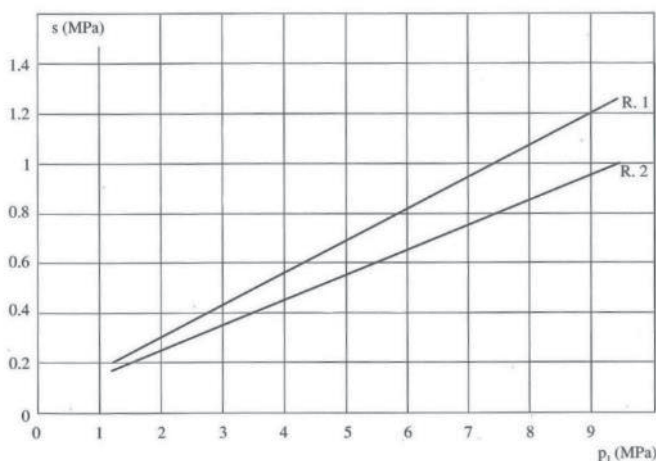


Figura 9 - Diagramma di Bustamante e Doix per rocce

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 13.5 "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 11 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 11 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.

13.7.2.3 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 11);

γ_{rd} rappresenta il coefficiente di sovraresistenza 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 12 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 12 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.

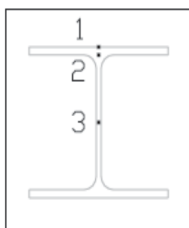
13.7.3 Verifica della trave di ripartizione

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 13 Determinazione della Resistenza di Calcolo per Acciaio di qualità S235

Nella Tabella 14 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_1	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 14 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.

13.8 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").

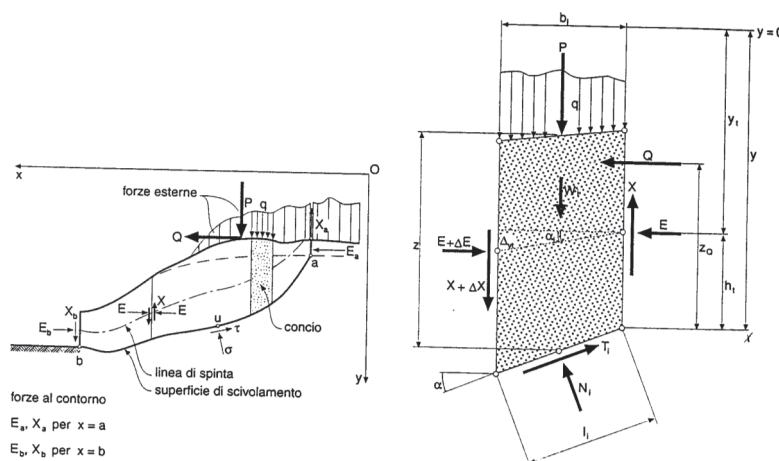


Figura 10 Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

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 15 richiama la Tabella 9: 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 15 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.

13.8.1 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 16 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 II
STABILITA' GLOBALE	
SLU Statica (A2+M2+R2)	1.29
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.26
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.26

Tabella 16 Coefficienti di sicurezza minimi risultati dalle analisi di stabilità eseguite

Sezione I

1.29

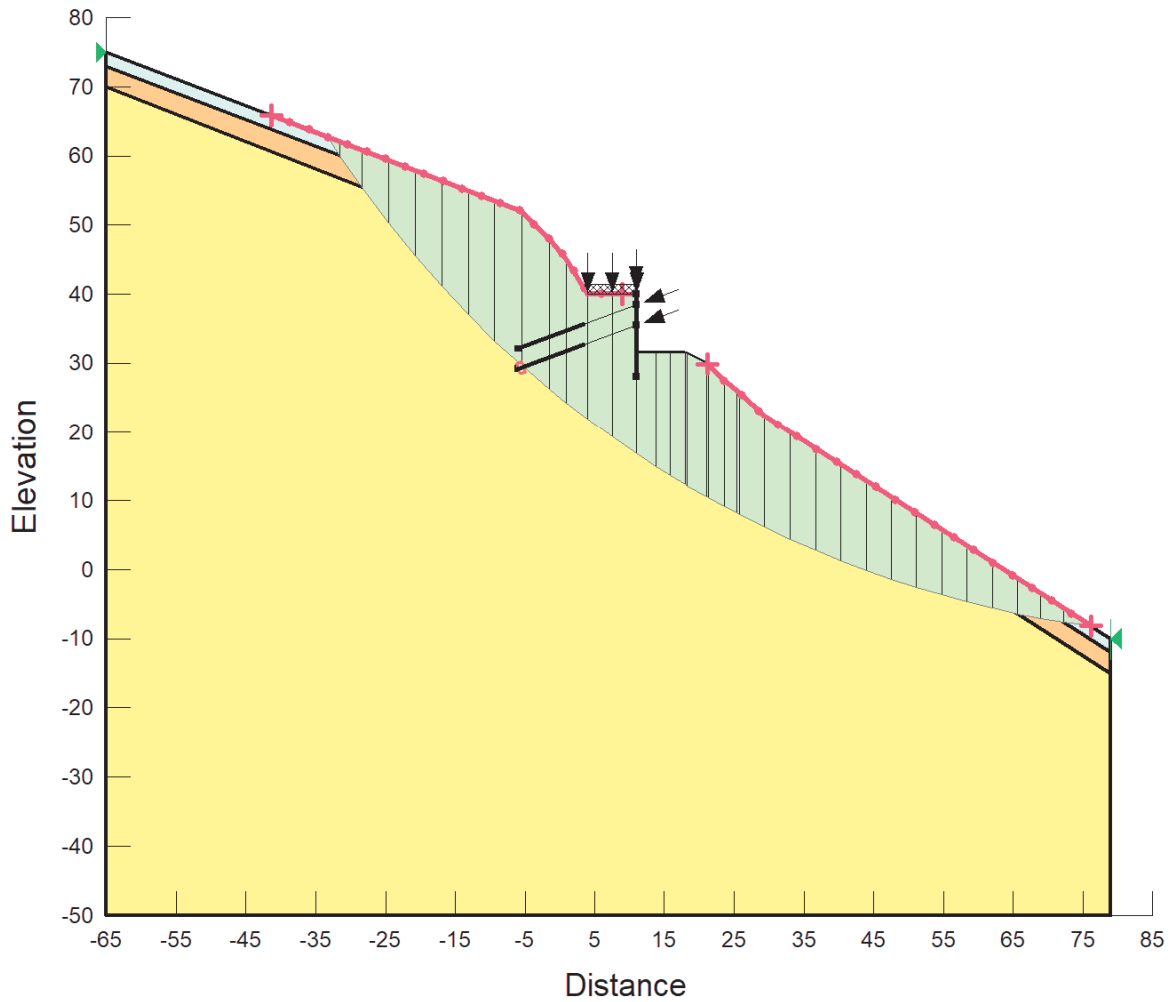


Figura 11 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni statiche (A2+M2)

1.26

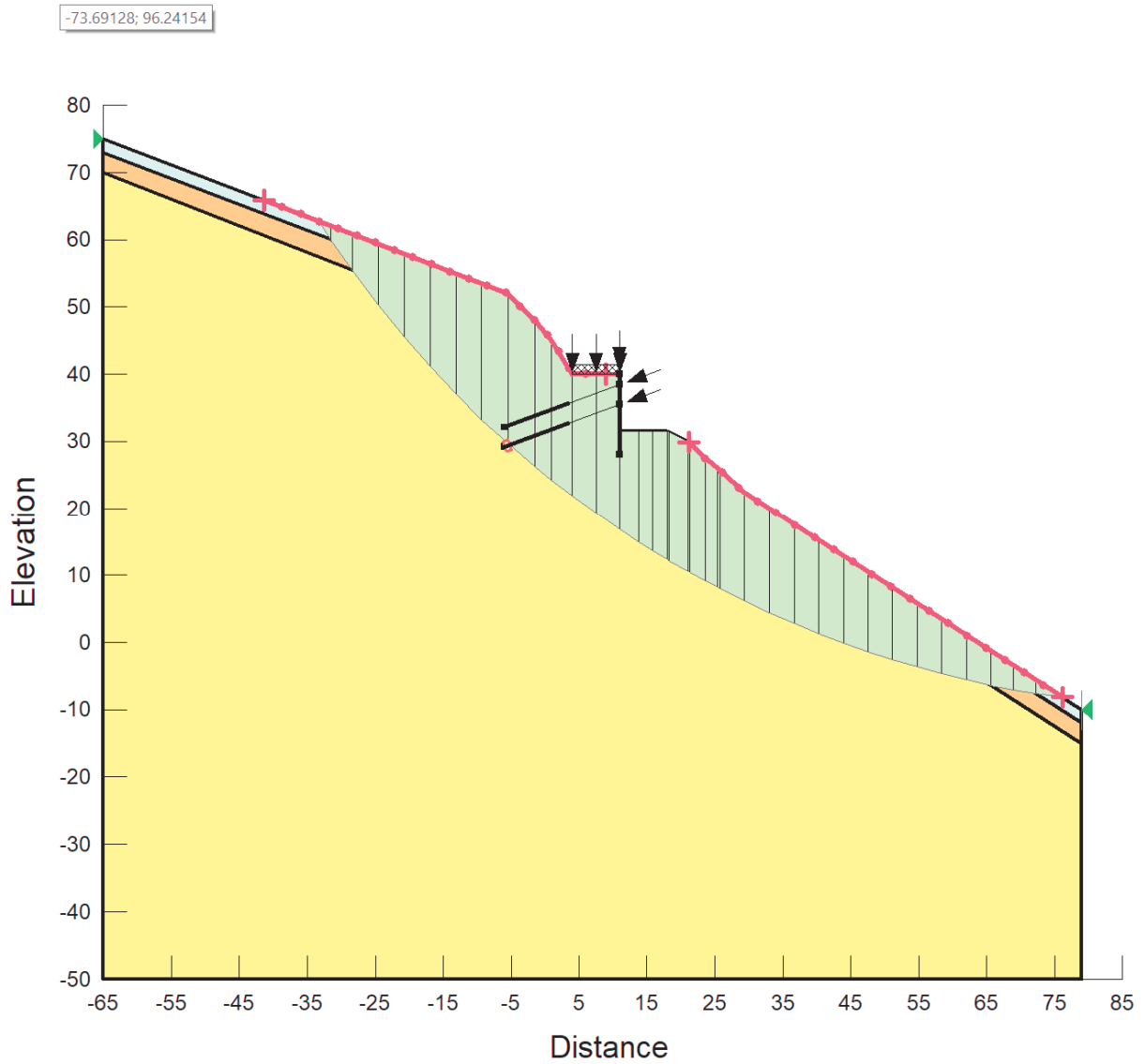


Figura 12 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

1.26

-82.22819; 100.83214

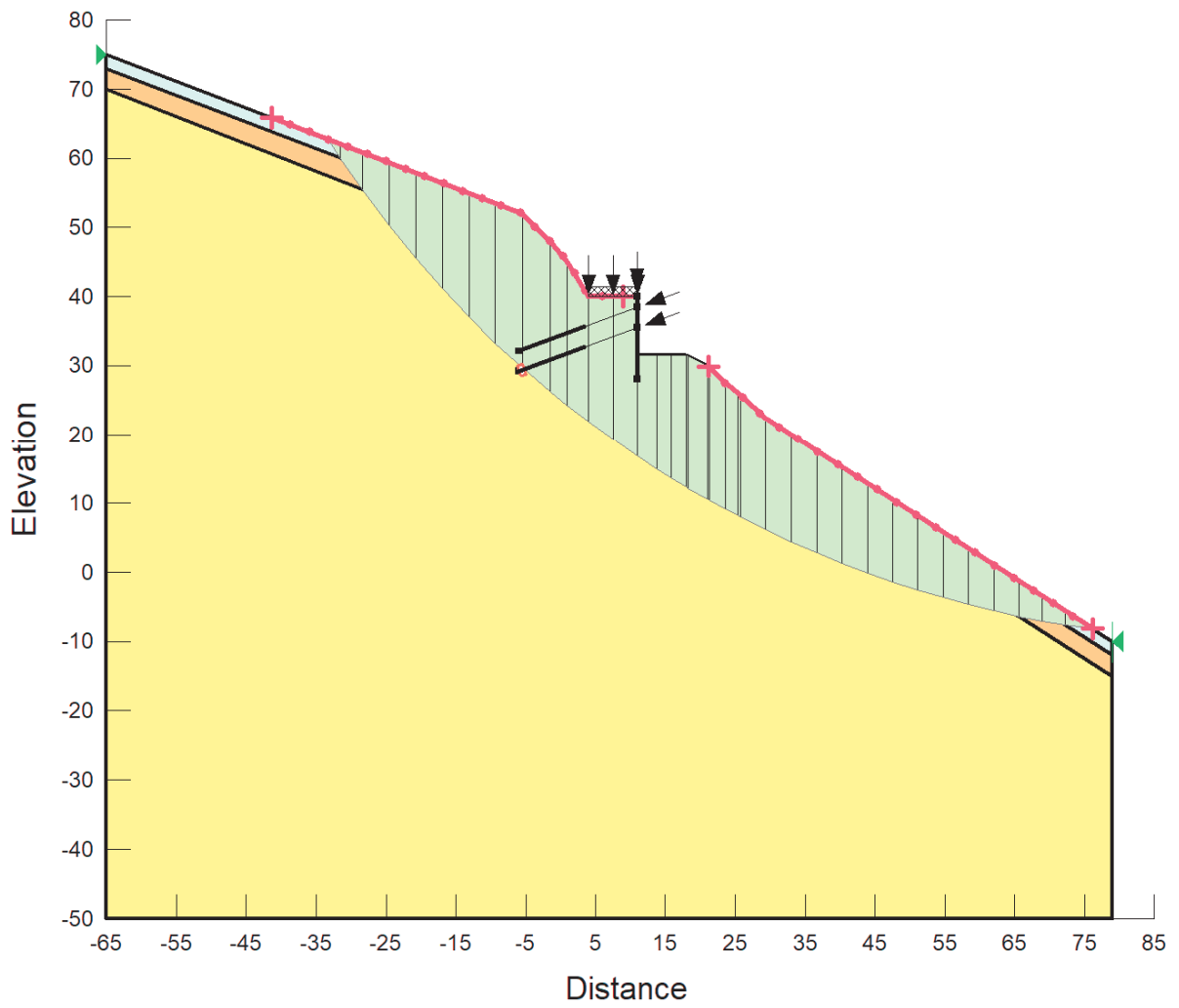


Figura 13 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

14 Opera di sostegno scavo pila 1

Per la realizzazione della pila 1 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 14 è riportata la pianta dello scavo.

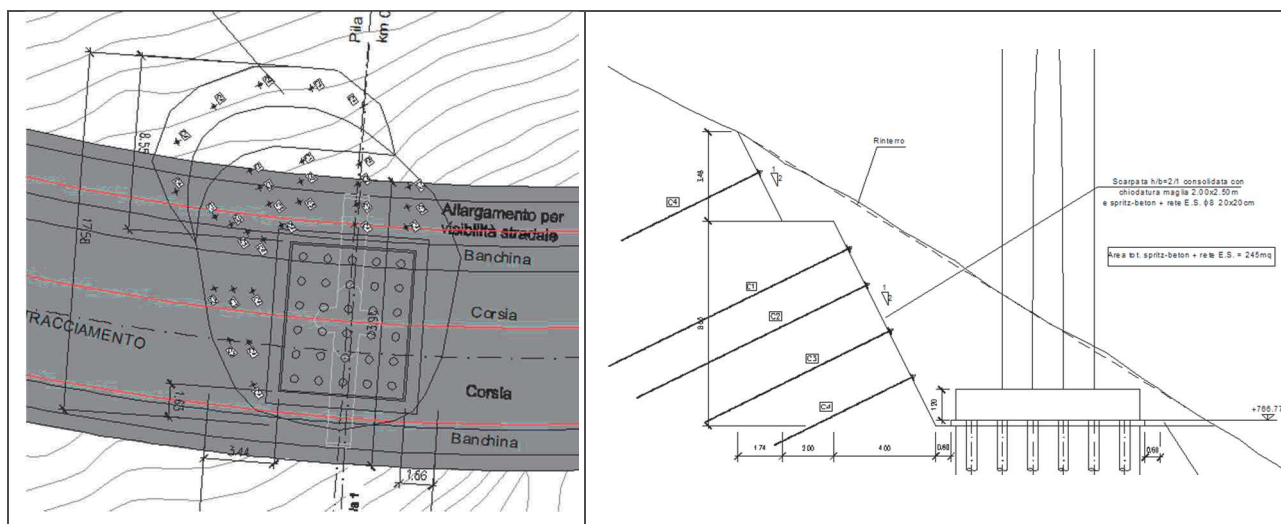


Figura 14 - Pianta e sezione parete chiodata

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.

	Barre Dywidag
Diametro nominale Ø (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 17: Caratteristiche barre di armatura per l'opera di chiodatura

In Figura 14 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 della pila.

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.

14.1 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").

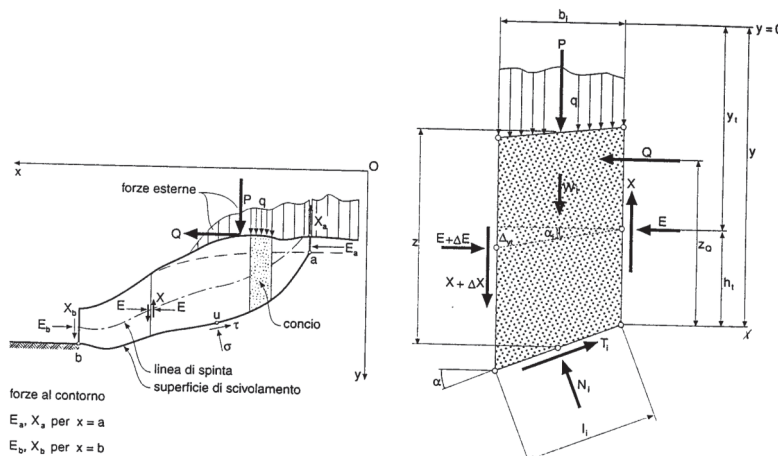


Figura 15 Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

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 6.8.1 delle NTC non sono considerati nell'analisi perché non si considera l'effetto dei tiranti.

In Tabella 15 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 18 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:

$$k_h = \beta_s a_g / g \quad S_s \quad S_T = 0.24 \cdot 0.143 \cdot 1.2 \cdot 1.08 = 0.0445$$

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

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.

14.2 Risultati dell'analisi di stabilità globale

Le pareti di scavo prevedono la seguente chiodatura:

	Lato sx
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 19: 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)	1.52
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.38
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.39

Tabella 20: 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.

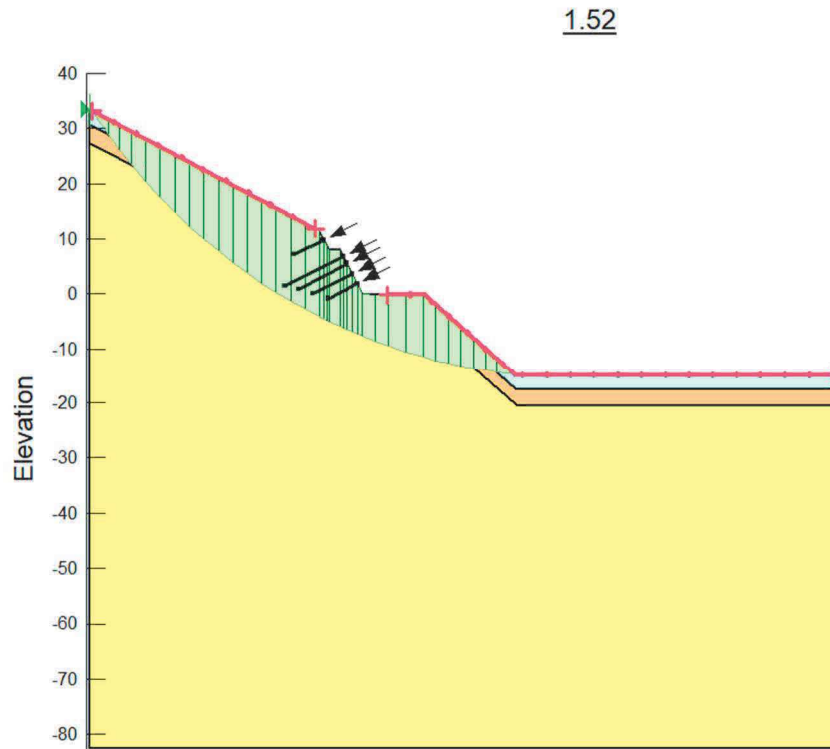


Figura 16: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni statiche (A2+M2)

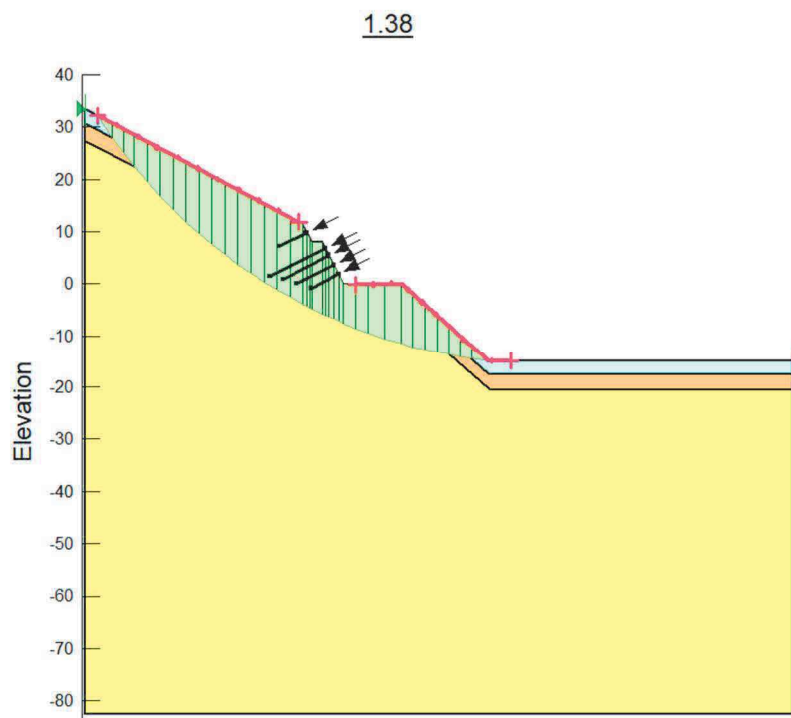


Figura 17: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

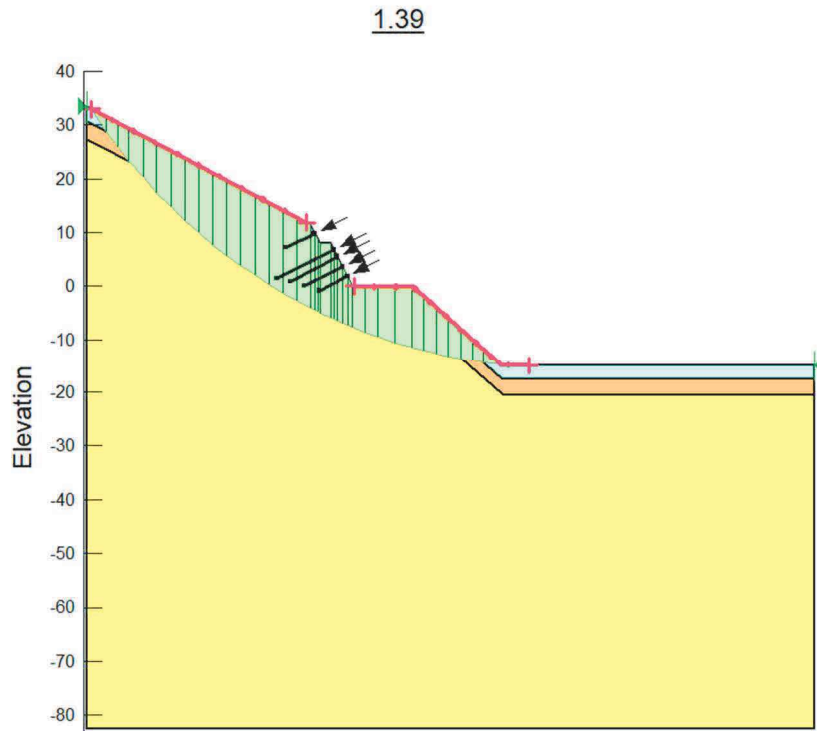


Figura 18: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

14.3 Risultati dell'analisi di stabilità locale

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)	1.69
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.56
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.56

Tabella 21: Fattori di sicurezza per la stabilità locale 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.

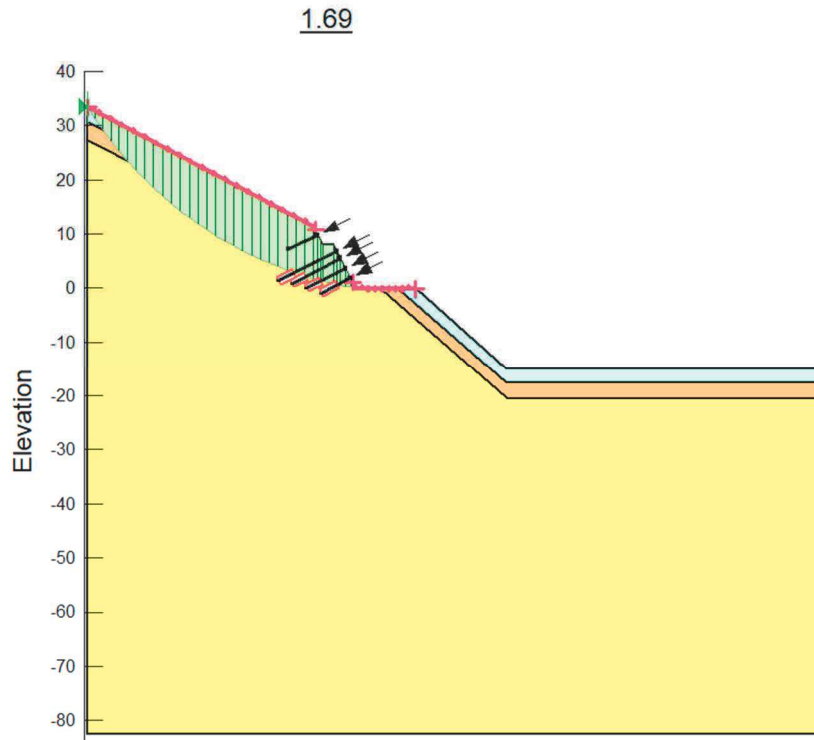


Figura 19: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni statiche (A2+M2)

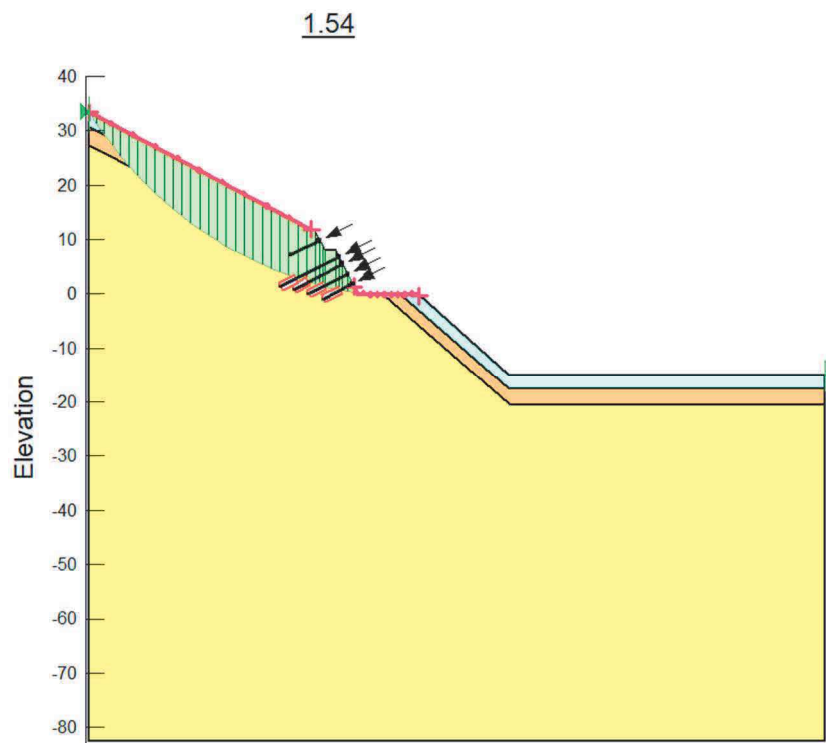


Figura 20: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

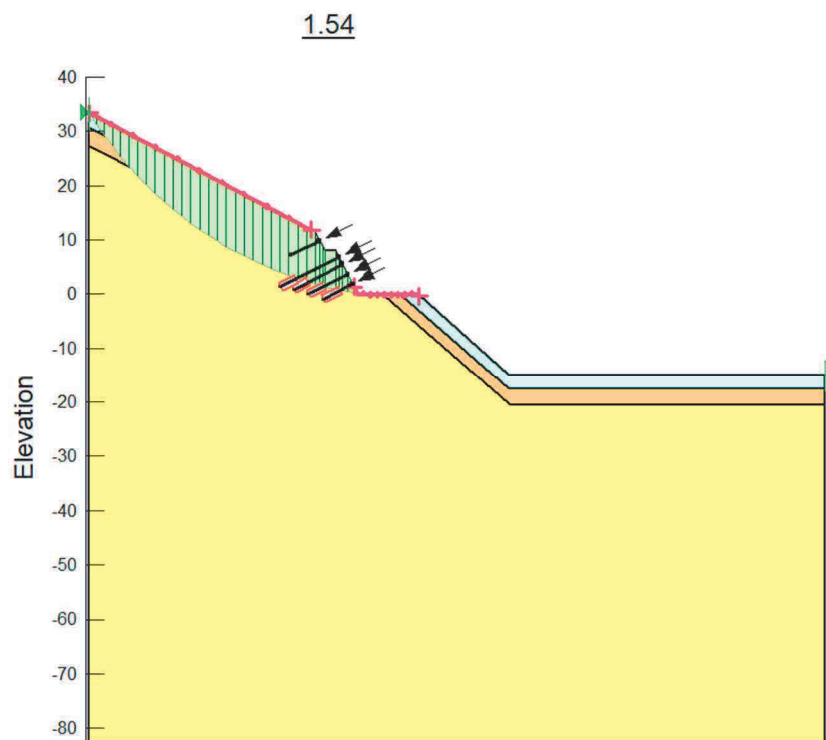


Figura 21: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

14.4 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:

$$FPR = \frac{\tau_{\text{sfil}} \cdot (\text{Suplaterale al metro})}{RRF \cdot (\text{intyrasse chiodi})} = \frac{100 \text{ kPa} \cdot (\pi \cdot D_{\text{perf}})}{1.5 \cdot 2.5\text{m}} = 12.57 \text{ kN/m}$$

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	40	35	37	41
	EQK+M2 (+)	40	35	38	42
	EQK+M2 (-)	39	34	37	41
Required Length (m) Available length (m)	A2+M2	3.2	2.7	2.9	3.3
	EQK+M2 (+)	3.2	2.8	3.0	3.4
	EQK+M2 (-)	3.1	2.7	2.9	3.3

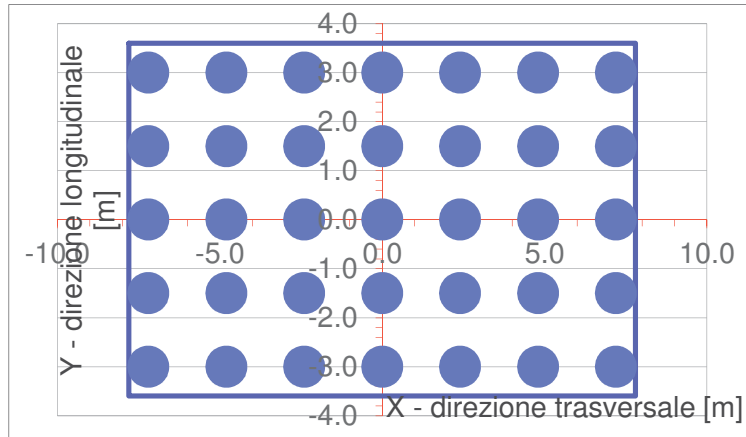
Factored Tensile Capacity (kN)	FTC	87.7
Factored Pull out Resistance (kN/m)	FPR	12.6
Lunghezza massima di ancoraggio (m)	L _{fond_MAX}	6.98

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.

15 Allegato A

15.1 Spalla A

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali



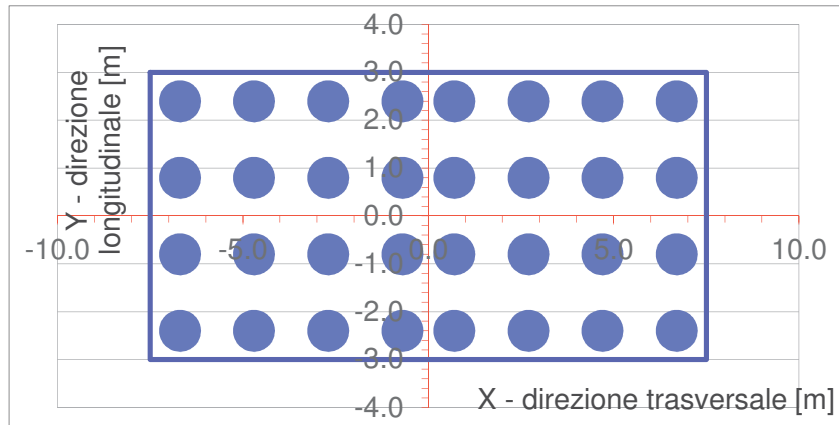
num.	X (trav) m	Y (long) m
1	7.20	-3.00
2	7.20	-1.50
3	7.20	0.00
4	7.20	1.50
5	7.20	3.00
6	4.80	-3.00
7	4.80	-1.50
8	4.80	0.00
9	4.80	1.50
10	4.80	3.00
11	2.40	-3.00
12	2.40	-1.50
13	2.40	0.00
14	2.40	1.50
15	2.40	3.00
16	0.00	-3.00
17	0.00	-1.50
18	0.00	0.00
19	0.00	1.50
20	0.00	3.00
21	-2.40	-3.00
22	-2.40	-1.50
23	-2.40	0.00
24	-2.40	1.50
25	-2.40	3.00
26	-4.80	-3.00
27	-4.80	-1.50
28	-4.80	0.00
29	-4.80	1.50
30	-4.80	3.00
31	-7.20	-3.00
32	-7.20	-1.50
33	-7.20	0.00
34	-7.20	1.50
35	-7.20	3.00

A1						SLE						perm		
SLU6	SLU5	SLU4	SLU3	SLU2	SLU1	SLE6	SLE5	SLE4	SLE3	SLE2	SLE1			
536	656	604	513	674	604	395	485	446	378	498	446	441	1	Palo
717	836	792	701	859	801	530	618	586	517	635	592	529	2	Palo
899	1015	981	888	1043	998	665	751	726	656	771	738	616	3	Palo
1080	1194	1170	1076	1228	1195	799	884	866	795	908	884	703	4	Palo
1262	1374	1359	1263	1412	1392	934	1017	1006	934	1045	1030	791	5	Palo
470	550	515	455	562	516	347	407	381	336	415	381	386	6	Palo
651	730	704	642	747	713	482	540	521	475	552	527	474	7	Palo
833	909	893	830	931	910	616	673	661	614	689	673	561	8	Palo
1014	1088	1082	1017	1116	1107	751	806	801	752	825	819	648	9	Palo
1196	1268	1270	1205	1300	1304	886	939	941	891	962	965	736	10	Palo
404	444	427	397	450	427	299	329	316	293	333	316	331	11	Palo
586	624	616	584	635	624	433	462	456	432	470	462	419	12	Palo
767	803	804	772	819	821	568	595	596	571	606	608	506	13	Palo
949	982	993	959	1004	1018	703	728	736	710	743	754	594	14	Palo
1130	1162	1182	1146	1188	1215	838	861	876	849	880	900	681	15	Palo
339	339	339	339	339	339	250	250	250	250	250	250	276	16	Palo
520	518	527	526	523	536	385	384	391	389	387	397	364	17	Palo
702	697	716	713	707	733	520	517	531	528	524	543	451	18	Palo
883	876	905	901	892	930	655	650	671	667	661	689	539	19	Palo
1065	1056	1094	1088	1076	1127	789	783	811	806	797	835	626	20	Palo
273	233	250	280	227	250	202	172	185	208	168	185	222	21	Palo
454	412	439	468	411	447	337	305	326	347	305	331	309	22	Palo
636	591	628	655	595	644	472	439	466	486	441	477	396	23	Palo
817	771	817	842	780	841	606	572	606	624	578	623	484	24	Palo
999	950	1005	1030	964	1038	741	705	746	763	715	770	571	25	Palo
207	127	162	222	115	161	154	94	120	165	86	120	167	26	Palo
389	306	351	409	299	358	289	227	260	304	222	266	254	27	Palo
570	485	539	597	483	556	423	360	401	443	359	412	341	28	Palo
752	665	728	784	668	753	558	494	541	582	496	558	429	29	Palo
933	844	917	972	852	950	693	627	681	721	632	704	516	30	Palo
110	91	79	104	9	79	100	10	55	100	9	55	110	31	Palo

	SISMA				SLU12	SLU11	SLU10	SLU9	SLU8	SLU7
	trasv (-)	trasv (+)	long (-)	long (+)						
kN	325	269	236	185	389	492	447	370	507	447
kN	451	395	419	393	530	631	594	516	651	602
kN	578	520	603	601	672	771	742	663	795	757
kN	704	645	786	808	813	910	889	809	939	911
kN	830	771	970	1016	954	1050	1037	956	1083	1066
kN	279	253	182	142	341	410	380	329	420	380
kN	406	378	366	349	483	549	527	475	564	535
kN	532	504	549	557	624	689	675	622	708	690
kN	659	629	733	765	765	828	823	768	852	844
kN	785	754	916	972	907	968	970	914	996	999
kN	234	236	129	98	294	328	313	287	333	313
kN	360	362	312	306	435	467	461	434	477	468
kN	487	487	495	513	576	607	608	580	621	622
kN	613	612	679	721	718	746	756	727	765	777
kN	739	738	862	929	859	886	903	873	909	932
kN	189	220	75	54	246	246	246	246	246	246
kN	315	345	258	262	387	386	394	393	390	401
kN	441	470	442	470	529	525	541	539	534	555
kN	568	596	625	678	670	665	689	685	678	710
kN	694	721	809	885	812	804	836	832	822	865
kN	143	203	21	11	199	164	179	205	159	179
kN	269	328	205	219	340	304	327	351	303	334
kN	396	454	388	426	481	443	474	498	447	488
kN	522	579	571	634	623	583	622	644	591	643
kN	648	704	755	842	764	722	769	790	735	798
kN	98	187	-33	-33	151	82	112	164	72	112
kN	224	312	151	175	292	222	260	310	216	267
kN	350	437	334	383	434	361	407	456	360	421
kN	477	563	518	591	575	501	555	603	504	576
kN	603	688	701	798	716	640	702	749	648	731
kN	52	172	22	72	122	4	45	122	15	45

15.2 Spalla B

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali



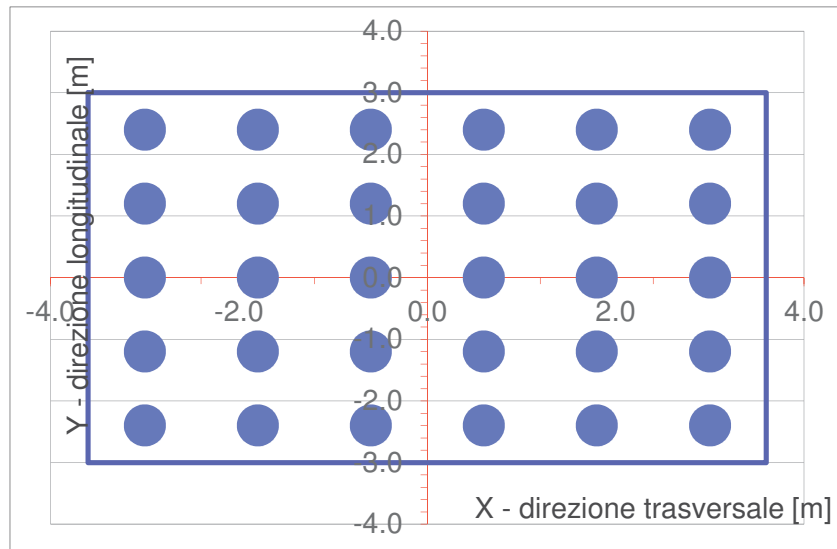
num.	X (trasm)	Y (long)
	m	m
1	6.70	-2.40
2	6.70	-0.80
3	6.70	0.80
4	6.70	2.40
5	4.70	-2.40
6	4.70	-0.80
7	4.70	0.80
8	4.70	2.40
9	2.70	-2.40
10	2.70	-0.80
11	2.70	0.80
12	2.70	2.40
13	0.70	-2.40
14	0.70	-0.80
15	0.70	0.80
16	0.70	2.40
17	-0.70	-2.40
18	-0.70	-0.80
19	-0.70	0.80
20	-0.70	2.40
21	-2.70	-2.40
22	-2.70	-0.80
23	-2.70	0.80
24	-2.70	2.40
25	-4.70	-2.40
26	-4.70	-0.80
27	-4.70	0.80
28	-4.70	2.40
29	-6.70	-2.40
30	-6.70	-0.80
31	-6.70	0.80
32	-6.70	2.40

A1					SLE						perm		
SLU5	SLU4	SLU3	SLU2	SLU1	SLE6	SLE5	SLE4	SLE3	SLE2	SLE1			
265	199	85	287	200	82	195	146	61	211	146	150	1	Palo
529	477	361	559	489	281	391	352	266	412	360	277	2	Palo
794	755	637	831	779	480	587	558	470	614	575	404	3	Palo
1058	1033	913	1102	1068	678	784	765	674	815	790	530	4	Palo
256	210	130	272	210	110	188	154	95	200	154	168	5	Palo
520	488	406	543	500	308	385	361	299	401	369	295	6	Palo
785	766	682	815	790	507	581	567	504	602	584	422	7	Palo
1049	1044	958	1087	1079	705	777	773	708	804	798	549	8	Palo
247	221	175	256	221	137	182	163	128	189	163	187	9	Palo
511	498	450	528	511	335	378	369	333	390	377	314	10	Palo
776	776	726	799	800	534	575	575	537	591	592	440	11	Palo
1040	1054	1002	1071	1090	733	771	781	742	793	807	567	12	Palo
238	231	219	240	232	164	176	171	162	177	171	205	13	Palo
502	509	495	512	521	363	372	377	366	379	386	332	14	Palo
767	787	771	784	811	561	568	583	571	580	600	459	15	Palo
1031	1065	1047	1055	1101	760	764	789	775	782	815	585	16	Palo
231	239	251	229	239	183	171	177	185	170	177	218	17	Palo
496	517	527	501	529	382	367	383	390	371	392	345	18	Palo
760	794	802	773	818	580	564	589	594	572	606	471	19	Palo
1025	1072	1078	1044	1108	779	760	795	799	774	821	598	20	Palo
222	249	295	214	250	210	165	185	219	159	185	236	21	Palo
487	527	571	485	540	409	361	391	424	360	400	363	22	Palo
751	805	847	757	829	607	557	597	628	561	615	490	23	Palo
1016	1083	1123	1029	1119	806	754	804	833	763	829	617	24	Palo
213	260	340	198	261	237	158	193	253	148	194	254	25	Palo
478	538	616	470	550	436	355	399	457	349	409	381	26	Palo
742	816	892	741	840	634	551	606	662	550	623	508	27	Palo
1006	1094	1168	1013	1130	833	747	812	866	752	838	635	28	Palo
204	271	385	182	271	264	152	201	286	136	202	273	29	Palo
468	549	661	454	561	463	348	408	491	338	417	400	30	Palo
733	822	927	733	851	633	545	611	675	562	635	516	31	Palo

	SISMA				SLU12	SLU11	SLU10	SLU9	SLU8	SLU7	SLU6
	trasv (-)	trasv (+)	long (-)	long (+)							
kN	61	75	-22	-86	73	202	146	48	221	146	113
kN	230	248	215	189	281	408	363	264	433	374	381
kN	399	421	451	463	490	614	581	480	645	601	649
kN	569	594	688	738	699	820	798	696	858	829	916
kN	84	98	-4	-58	101	191	152	84	205	153	150
kN	254	271	233	216	310	397	370	300	417	380	417
kN	423	444	470	491	518	604	587	516	629	608	685
kN	592	618	706	766	727	810	805	732	842	835	952
kN	108	122	14	-31	129	181	159	120	189	159	186
kN	277	295	251	244	338	387	376	335	401	387	453
kN	446	468	488	519	547	593	594	551	614	614	721
kN	616	641	724	794	755	799	811	767	826	842	989
kN	132	145	33	-3	157	171	165	155	173	166	222
kN	301	318	269	272	366	377	383	371	385	393	490
kN	470	492	506	547	575	583	600	587	598	621	757
kN	639	665	743	822	784	789	818	803	810	848	1025
kN	148	162	45	17	177	163	170	180	162	170	247
kN	317	335	282	292	386	370	387	396	374	398	515
kN	486	508	519	566	595	576	605	612	586	625	782
kN	656	681	755	841	803	782	822	828	799	853	1050
kN	172	185	64	45	205	153	176	215	146	177	283
kN	341	358	300	319	414	359	394	431	358	404	551
kN	510	532	537	594	623	565	611	647	571	632	819
kN	679	705	774	869	832	771	829	863	783	860	1086
kN	195	209	82	72	234	143	183	251	130	183	320
kN	364	382	318	347	442	349	400	467	342	411	587
kN	533	555	555	622	651	555	618	683	555	638	855
kN	703	728	792	897	860	761	835	899	767	866	1122
kN	219	232	100	100	262	132	189	286	114	190	356
kN	388	405	337	375	471	339	407	502	326	417	623
kN	557	579	579	659	679	545	624	719	599	645	824

15.3 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

A1												
SLU11	SLU10	SLU9	SLU8	SLU7	SLU6	SLU5	SLU4	SLU3	SLU2	SLU1		
0	912	1133	1446	512	1446	148	1246	173	517	1127	1	Palo
0	903	1141	1210	758	1210	400	1255	164	525	1119	2	Palo
0	894	1150	974	1004	974	652	1263	154	533	1110	3	Palo
0	885	1158	739	1250	739	905	1272	144	541	1102	4	Palo
0	876	1167	503	1496	503	1157	1280	134	549	1093	5	Palo
0	889	933	1316	446	1316	111	1001	376	520	1045	6	Palo
0	880	942	1081	692	1081	364	1010	366	528	1036	7	Palo
0	872	951	845	938	845	616	1019	356	536	1028	8	Palo
0	863	959	609	1183	609	868	1027	346	544	1019	9	Palo
0	854	968	374	1429	374	1120	1036	337	552	1011	10	Palo
0	867	734	1187	380	1187	75	757	578	524	963	11	Palo
0	858	743	951	625	951	327	765	569	532	954	12	Palo
0	849	751	716	871	716	579	774	559	540	946	13	Palo
0	840	760	480	1117	480	832	782	549	548	937	14	Palo
0	831	768	244	1363	244	1084	791	539	556	928	15	Palo
0	844	535	1058	313	1058	39	512	781	527	881	16	Palo
0	836	543	822	559	822	291	520	771	535	872	17	Palo
0	827	552	586	805	586	543	529	761	543	863	18	Palo
0	818	560	351	1051	351	795	538	751	551	855	19	Palo
0	809	569	115	1297	115	1047	546	741	559	846	20	Palo
0	822	335	929	247	929	2	267	983	531	798	21	Palo
0	813	344	693	493	693	254	276	973	539	790	22	Palo
0	804	352	457	739	457	507	284	964	547	781	23	Palo
0	795	361	221	985	221	759	293	954	555	772	24	Palo
0	787	370	-14	1231	-14	1011	301	944	563	764	25	Palo
0	800	136	799	181	799	-34	22	1186	534	716	26	Palo
0	791	145	564	427	564	218	31	1176	542	707	27	Palo
0	782	153	328	673	328	470	39	1166	550	699	28	Palo
0	773	162	92	919	92	722	48	1156	558	690	29	Palo
0	764	170	-144	1164	-144	975	57	1146	566	681	30	Palo

	SISMA						SLU12
	vert (-)	vert (+)	trasv (-)	trasv (+)	long (-)	long (+)	
kN	851	-52	851	171	677	345	0
kN	773	206	773	246	598	421	0
kN	695	463	695	321	519	498	0
kN	618	720	618	397	441	574	0
kN	540	977	540	472	362	650	0
kN	775	-19	775	261	655	380	0
kN	697	238	697	336	577	457	0
kN	620	496	620	411	498	533	0
kN	542	753	542	487	419	610	0
kN	464	1010	464	562	341	686	0
kN	699	14	699	351	634	416	0
kN	621	271	621	426	555	492	0
kN	544	528	544	502	476	569	0
kN	466	786	466	577	398	645	0
kN	389	1043	389	652	319	722	0
kN	623	47	623	441	612	452	0
kN	545	304	545	516	534	528	0
kN	468	561	468	592	455	604	0
kN	390	818	390	667	376	681	0
kN	313	1075	313	742	298	757	0
kN	547	80	547	531	591	487	0
kN	469	337	469	606	512	564	0
kN	392	594	392	682	433	640	0
kN	314	851	314	757	355	716	0
kN	237	1108	237	832	276	793	0
kN	471	113	471	621	569	523	0
kN	394	370	394	696	491	599	0
kN	316	627	316	772	412	676	0
kN	238	884	238	847	333	752	0
kN	161	1141	161	922	255	828	0

16 Allegato B: verifica paratia provvisoria – Sezione I

16.1 Sollecitazioni agenti sui pali

Si riportano le sollecitazioni allo SLU e SLV utilizzate successivamente per le verifiche strutturali degli elementi.

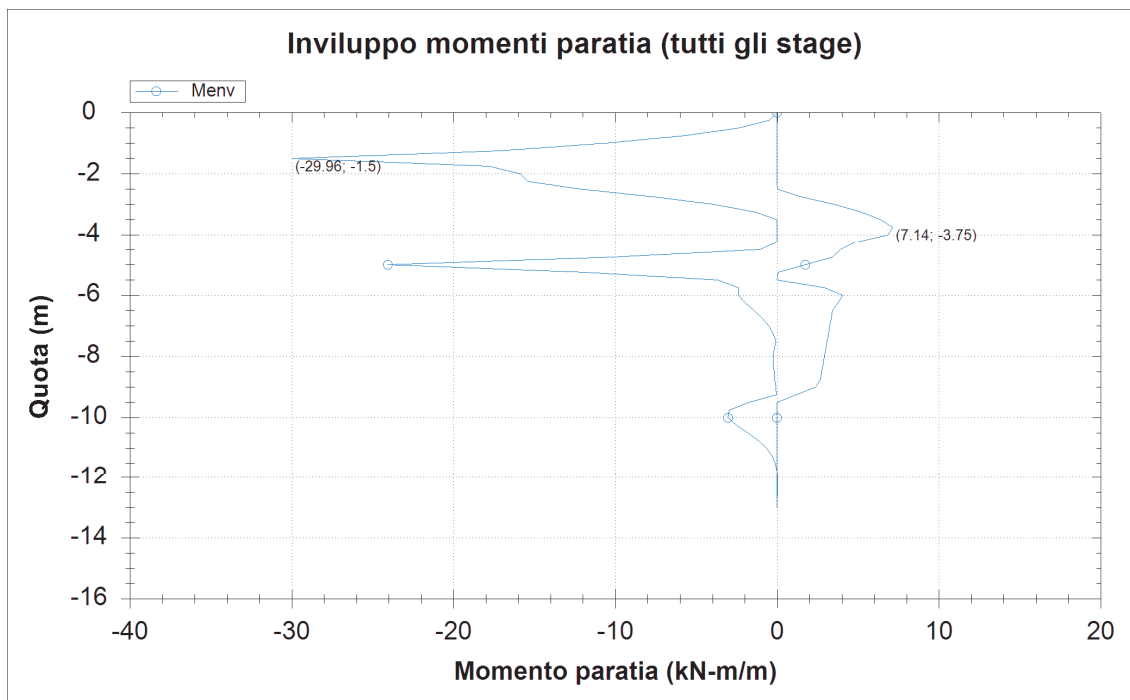


Figura 22: Diagramma dei momenti flettenti (A1+M1+R1)

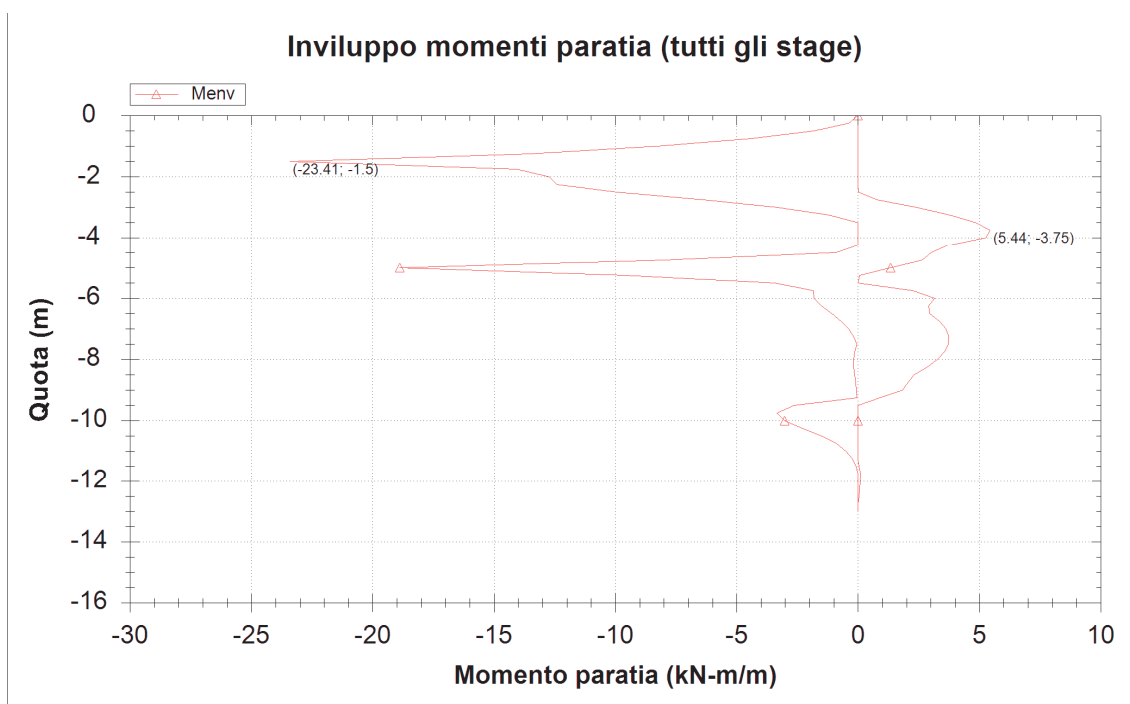


Figura 23: Diagramma dei momenti flettenti (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	M [kNm/m]	i_{pali} [m]	M_{palo} [kNm]
SLU (A1+M1+R1)	30.0	0.6	18
SLV (EQK+M1+R1)	23.4	0.6	14

Tabella 22: Valori dei momenti flettenti sulla paratia

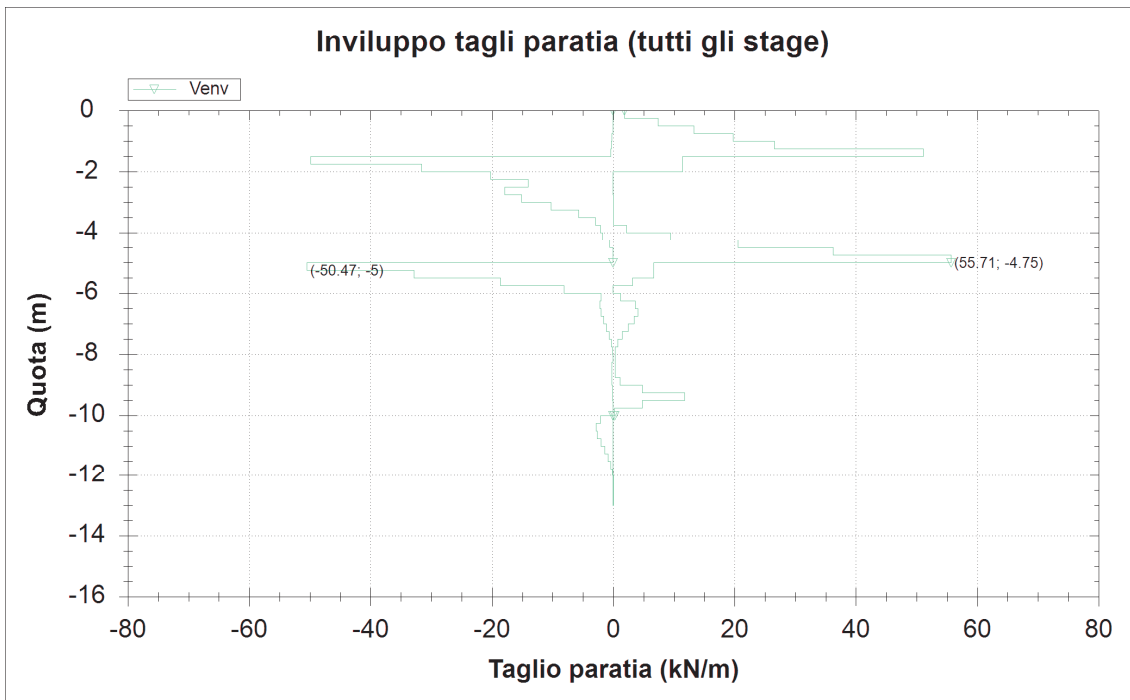


Figura 24: Diagramma del taglio (A1+M1+R1)

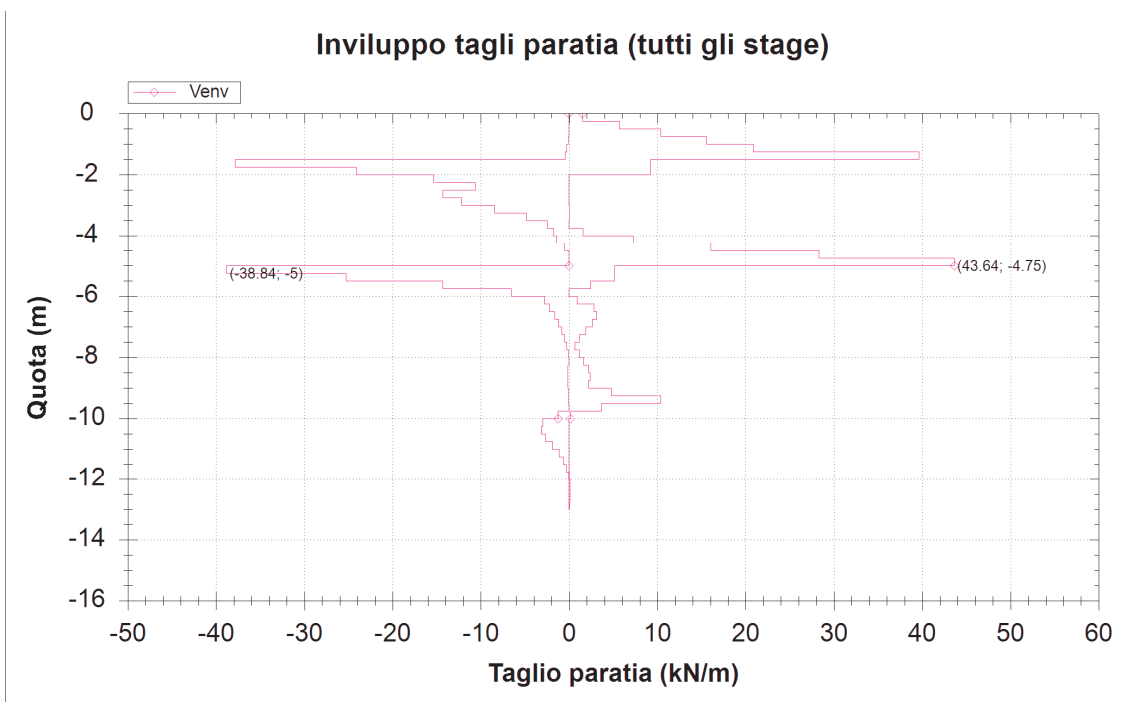


Figura 25: Diagramma del taglio (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	T [kN/m]	i_{pali} [m]	Tpalo [kN]
SLU (A1+M1+R1)	55.7	0.6	33.4
SLV (EQK+M1+R1)	43.6	0.6	26.2

Tabella 23: Valori del taglio sulla paratia

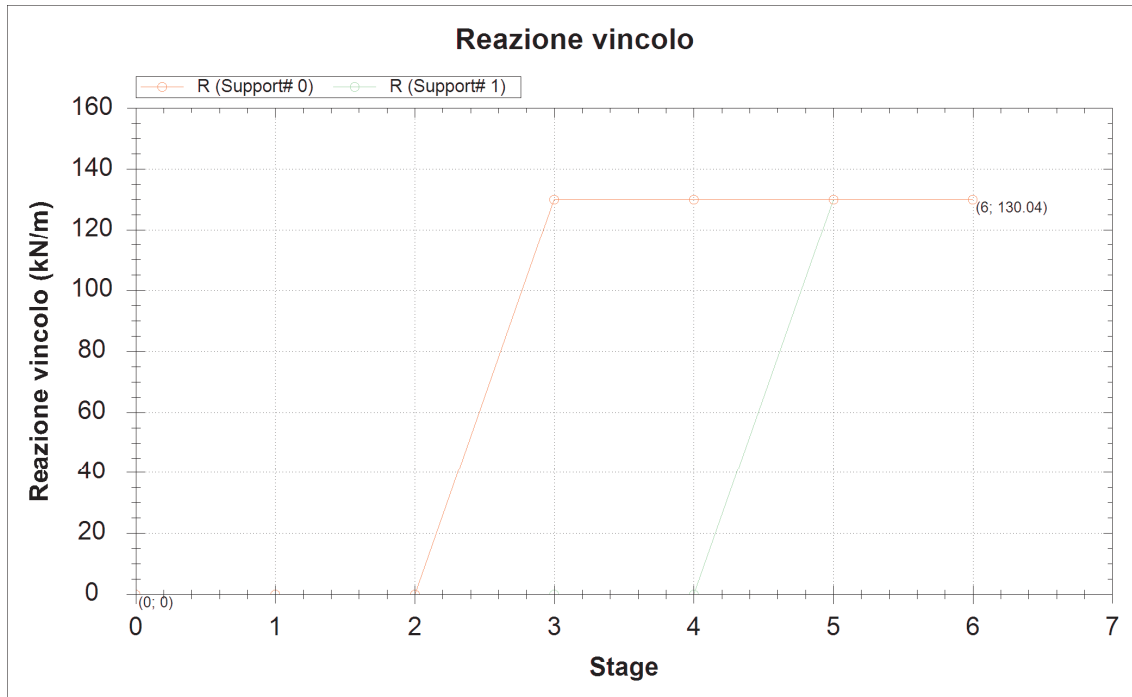


Figura 26: Reazioni tiranti (A1+M1+R1)

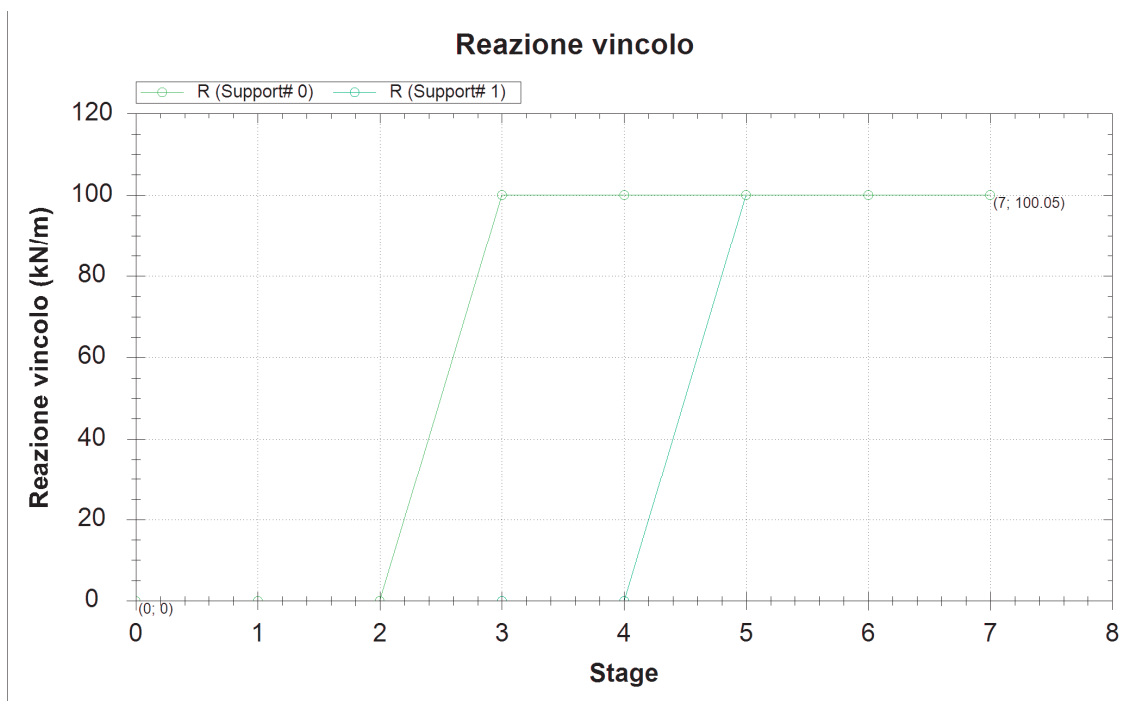


Figura 27: Reazioni tiranti (EQK+M1+R1)

16.2 Verifica strutturale dei pali

L'armatura longitudinale è costituita da un tubo in acciaio ϕ 273 e spessore 10 mm.
Si riporta la verifica allo SLU/SLV.

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari e verifica secondo DM 2008

Diametro esterno nominale	D	273.00	[mm]
Spessore nominale	t	10.00	[mm]
Diametro interno nominale	d	253.00	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	82.6	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	7154	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.31	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	524	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	692	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	14308	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	1048	[cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	275	[MPa]
Coefficiente ϵ	ϵ	0.92	[-]
Classificazione			
Diametro	d	273.00	[mm]
Spessore	t	10.00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	27.30	[-]
<i>Classificazione della sezione</i>		CLASSE 1	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	33.4	[kN]	
A _V	52.6	[cm ²]	Area a taglio
γ_{MO}	1.05		
V _{c,Rd}	795	[kN]	Resistenza a taglio del tubo

nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = - \quad f_{y,red} = - \quad [\text{MPa}] \quad \text{FS} \quad 23.8$$

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	18.0	[kNm]	
M _{c,Rd}	181	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo
			FS 10.1

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V_{SLE}	33.4 [kN]	τ	6 [MPa]		
M_{SLE}	18.0 [kNm]	σ_M	34 [MPa]		
N_{SLE}	0 [kN]	σ_N	0 [MPa]		
		σ_{TOT}	36 [MPa]	ok	FS 7.3

VERIFICHE TENSIONALI - SLE

V_{SLE}	24.7 [kN]	τ	5 [MPa]		
M_{SLE}	13.3 [kNm]	σ_M	25 [MPa]		
N_{SLE}	0 [kN]	σ_N	0 [MPa]		
		σ_{TOT}	27 [MPa]	ok	
coeff.	1.35	FS	9.8		

16.3 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.

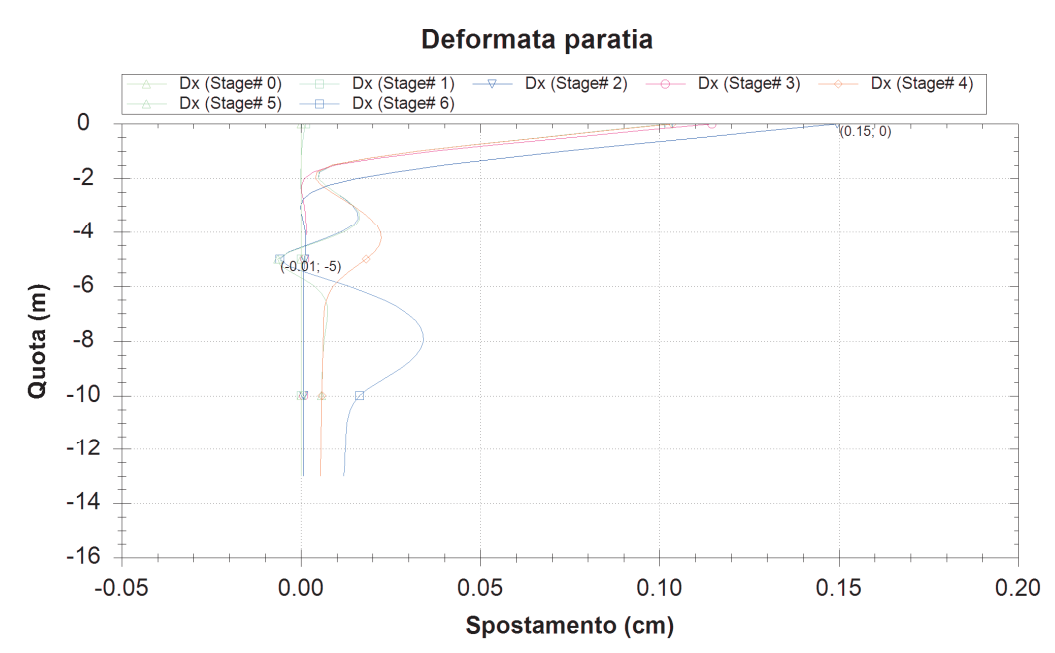


Figura 28: Diagramma degli spostamenti orizzontali (SLE)