

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 MINORI

OM10 – Paratia di controripa da pk 1+675km a 1+725km

Relazione Geotecnica e di Calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE				REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROC.	N. PROG.	T00OM10GETRE01A					
DPGE03	D	1701	CODICE ELAB.	T00	OM10	GETRE01	A	-
C								
B								
A	EMISSIONE			Ing. A. Mangiola	Ing. E. Mittiga	Ing. A. Micheli		
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO		

OPERA OM10

Paratia di controripa da pk 1+675 km a 1+725 km

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

Sommario

1	<i>Premessa</i>	3
2	<i>Normative</i>	4
3	<i>Bibliografia</i>	5
4	<i>Materiali utilizzati</i>	7
5	<i>Contesto geologico</i>	11
6	<i>Modello geotecnico</i>	11
7	<i>Fasi esecutive</i>	14
8	<i>Programma di calcolo utilizzato</i>	16
9	<i>Analisi dei carichi</i>	19
9.1	Carichi permanenti	19
9.2	Azione sismica	19
10	<i>Criteri di calcolo</i>	21
11	<i>Modello Geometrico</i>	25
11.1	Tiranti d'ancoraggio	25
11.2	Parametri di calcolo	26
12	<i>Verifiche</i>	27
12.1	Verifiche strutturali della paratia	27
12.2	Verifica dei tiranti	27
12.2.1	Dimensionamento della lunghezza libera del tirante	27
12.2.2	Verifica del bulbo di fondazione del tirante	28
12.2.3	Verifica dell'armatura dei tiranti	31
12.3	Verifica della trave di ripartizione	33
13	<i>Analisi di stabilità del pendio</i>	35
13.1	Analisi di stabilità globale	39
13.2	Analisi di stabilità locale	43
13.3	Verifica strutturale e geotecnica dei chiodi	48
14	<i>Allegato A: verifica paratia – Sezione I</i>	50
14.1	Sollecitazioni agenti sui pali	50
14.2	Verifica strutturale dei pali	54
14.3	Verifica degli spostamenti orizzontali	55
15	<i>Monitoraggio</i>	56

1 Premessa

La presente relazione ha per oggetto il calcolo strutturale della paratia di controripa da prog. 0+010.00 a prog. 0+090.00, nell'ambito del progetto definitivo della Variante alla S.S. 45 "Val Trebbia" Comuni di Torriglia e Montebruno dal km 31+500 (Costafontana) al km 35+600 (Montebruno) 2° Stralcio funzionale".

L'opera di sostegno è un'opera di controripa, in un tratto stradale a mezzacosta, in cui la SS 45 costeggia il fianco di un versante. L'intervento si rende necessario per aprire lo spazio sul fianco del pendio in dx dell'attuale tracciato stradale, e pertanto consentire l'alloggiamento della sede viaria prevista dal nuovo tracciato. L'opera, contenendo le decompressioni del versante, consente di evitare scavi di sbancamento del pendio che comporterebbero alte pendici artificiali insistenti sul piano viabile.

In particolare, l'opera inizia alla progressiva km 1+675.00, con un'altezza di 7.00 m, e termina al km 1+725.00, con un'altezza di 7.00 m; l'altezza massima della paratia è 7.00m. Complessivamente l'opera misura circa 61.70 m e presenta un'altezza di scavo massima di 4.40m.

È stata scelta una paratia di pali di medio diametro $\Phi 400$, passo 0.60 m, armati con profilo tubolare in acciaio, di diametro $\Phi 273$ mm, spessore 10 mm. In funzione delle altezze di sbalzo, vi sono al più un ordine di tiranti inclinati 20° sull'orizzontale, a 3 trefoli.

Per adempiere le prescrizioni della Regione di Liguria, la paratia è rivestita in fase definitiva di pietra locale a spacco, mediante il ricorso ad un riempimento in calcestruzzo privo di funzione strutturale.

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

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

4 Materiali utilizzati

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

Calcestruzzo Magro:

Classe di resistenza minima 12/15

Calcestruzzo per trave di testata:

Classe 28/35

- Resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} > 35 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 16.46 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice assiale: $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.83 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.98 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.32 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2.25 \cdot f_{ctk} = 4.46 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1.5} = 2.97 \frac{N}{mm^2}$

Calcestruzzo 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: $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.558 \frac{N}{mm^2}$
- 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: $f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk} = 4,03 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1,5} = 2,69 \frac{N}{mm^2}$

Calcestruzzo per fondazione ed elevazione elementi di rivestimento:

Classe 20/25

- Resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} > 25 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 20,75 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 11,76 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice assiale: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,27 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,59 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,06 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk} = 3,57 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1,5} = 2,38 \frac{N}{mm^2}$

Calcestruzzo proiettato:

- Resistenza media a compressione a 48 ore:

$$f_{cm} \geq 13 \text{ MPa};$$

- Resistenza media a compressione a 28gg:

$$f_{cm} \geq 20 \text{ MPa}.$$

Malta cementizia per iniezione tiranti

Classe 20/25

- Resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} > 25 \frac{N}{mm^2}$

-
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 20.75 \frac{N}{mm^2}$
 - Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 11.76 \frac{N}{mm^2}$
 - Resistenza media a trazione semplice assiale: $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.27 \frac{N}{mm^2}$
 - Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.59 \frac{N}{mm^2}$
 - Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.06 \frac{N}{mm^2}$
 - Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2.25 \cdot f_{ctk} = 3.57 \frac{N}{mm^2}$
 - Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1.5} = 2.38 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per armatura trave di testata e rete elettrosaldata:

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: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 391 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per armatura pali di medio diametro e travi di ripartizione:

S235H – Profilo a sezione cava laminato a caldo con spessore $t \leq 40$ mm

UNI EN 10025 – 2

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 360 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 235 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 204 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per tiranti in trefoli

$$f_{ptk} \geq 1800 \frac{N}{mm^2}$$

-Tensione caratteristica di rottura:

-Tensione caratteristica in corrispondenza dell'1% di deformazione sotto carico:

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

Copriferro trave di testata e pannello di rivestimento 5 cm

Copriferro Pali di medio diametro 6 cm

Acciaio per armatura chiodi

Barre tipo Diwidag $\Phi 25\text{mm}$

-Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{0.2k} \geq 670 \frac{N}{mm^2}$$

-Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{ptk} \geq 800 \frac{N}{mm^2}$$

Miscela cementizia per chiodi

- Cemento tipo: 42.5

- Rapporto A/C ≤ 0.5

5 Contesto geologico

Le opere oggetto della presente relazione s'inseriscono in un tratto stradale a mezzacosta in cui la SS 45 costeggia il fianco di un versante.

Per la progettazione definitiva degli interventi è stata programmata ed eseguita una specifica campagna di indagini, in sito e in laboratorio, che è consistita in 5 sondaggi: S4_pz, S5_DH, S6_h, S7_DH, S8_DH, le cui ubicazioni cartografiche, stratigrafie, foto, risultati delle prove in sito ed i certificati di laboratorio geotecnico sono allegati nell'elaborato cod.: T00GE00GEORE01A Rapporto indagini geognostiche e geofisiche anno 2014.

6 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 Intera	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.

Per ogni strato il valore del modulo di Poisson è scelto pari a 0.3.

Per quanto riguarda i coefficienti di spinta del terreno sono stati adottati i seguenti criteri:

- il coefficiente di spinta a riposo, dipende dall'OCR. Nel caso in essere, terreno normal consolidato, è stato valutato mediante la formula di Jaky (1944);
- il coefficiente di spinta attiva dipende dall'angolo di resistenza al taglio del terreno, dall'angolo di attrito muro terreno, ed all'inclinazione del terreno a tergo della paratia. Sono state utilizzate le formule di Coulomb, che ipotizzano una superficie di rottura piana;
- il coefficiente di spinta passiva dipende anch'esso dall'angolo di resistenza al taglio del terreno, dall'angolo di attrito muro terreno e dall'inclinazione del pendio. Il valore scelto è stato determinato mediante le relazioni proposte da Caquot – Kerisel. In tal caso la superficie di rottura ipotizzata è curvilinea.

In tutti i casi l'angolo di attrito terreno–paratia è assunto pari al 50% dell'angolo di resistenza al taglio del terreno, per ciascun litotipo.

In Tabella 2 si riportano i valori dei coefficienti di spinta attiva (formulazione di Coulomb assumendo $\delta=2\cdot\varphi'/3$) e passiva (formulazione di Caquot-Kerisel assumendo $\delta=2\cdot\varphi'/3$) utilizzati nel modello di calcolo.

Litotipo	k_{Ah}	k_{ph}
Coltre superficiale	0.291	4.622
Roccia Fratturata	0.291	4.622
Roccia Intera	0.205	8.273

Tabella 2 Coefficienti di Spinta attiva e passiva per ciascun litotipo, utilizzati nel modello di calcolo.

7 Fasi esecutive

L'intervento previsto è finalizzato a contenere le decompressioni del versante, una volta che questo è decurtato di alcuni volumi di terreno, ubicati alla base del pendio che si innalza a partire dal piano viabile dell'attuale sede stradale in dx (lato monte), per far spazio al nuovo tracciato stradale.

Di seguito sono elencati gli interventi necessari per la corretta realizzazione dell'opera:

- a. Scavo di sbancamento della parete successivamente consolidata con i chiodi, ubicata sopra il cordolo di coronamento della paratia, e successiva esecuzione delle chiodature come da elaborato grafico, seguendo la disposizione su maglia regolare 2x2m e utilizzando chiodi di lunghezza variabile (per ulteriori dettagli si rimanda al capitolo delle verifiche delle chiodature);
- b. esecuzione dell'opera di contenimento mediante pali di medio diametro (DN 0.40m), orientata ortogonalmente alle linee di massima pendenza, seguendo lo sviluppo planimetrico riportato negli elaborati grafici, prima di operare qualunque sbancamento, anche preliminare, a valle, secondo le geometrie previste negli elaborati grafici;
- c. Scavo di sbancamento fino alla quota prevista sull'elaborato grafico di prospetto, e contestuale realizzazione dei diversi ordini di tiranti .

Le fasi di realizzazione della paratia di pali di medio diametro, di cui al punto b, sono le seguenti:

1. esecuzione di una fila di pali verticali, di diametro $\varnothing 400$ mm, ad interasse $i=0.60$ m, armati con profili tubolari metallici tipo $\varnothing 273$ mm, sp. 10 mm.
2. realizzazione della trave di testata in c.a.;
3. scavo a valle della paratia a campioni di 2÷4m di profondità, con immediata realizzazione di uno strato di spritz-beton armato con rete elettrosaldata $\varnothing 6$ mm maglia 15x15 cm, per uno spessore $s = 10$ cm min.;
4. esecuzione del 1° ordine di tiranti, realizzati con trefoli da 0,6" ($f_{ptk} > 1860$ MPa; $f_{p(1)k} > 1670$ MPa), che trasmettono l'azione di tiro alla paratia mediante travi di ripartizione realizzate con 2 profilati tipo HEB160 accoppiati, secondo le indicazioni contenute nelle tavole di progetto;
5. prosecuzione degli scavi con immediata realizzazione di uno strato di spritz-beton armato con rete elettrosaldata $\varnothing 6$ mm maglia 15x15 cm, per uno spessore sp. = 10 cm min., ad ogni scavo di ribasso;
6. ripetizione delle fasi 4 e 5 per il secondo e terzo ordine di tiranti;
7. esecuzione drenaggi profondi o superficiali sulla paratia secondo la geometria di progetto;
8. rivestimento della paratia mediante un volume di calcestruzzo non strutturale, rivestito mediante pietra locale, posta in opera in modo da lasciare ispezionabili le piastre di ancoraggio dei tiranti.

La paratia ha uno sviluppo totale pari a circa 160 m. Di seguito si mostra il prospetto e la pianta dell'opera.

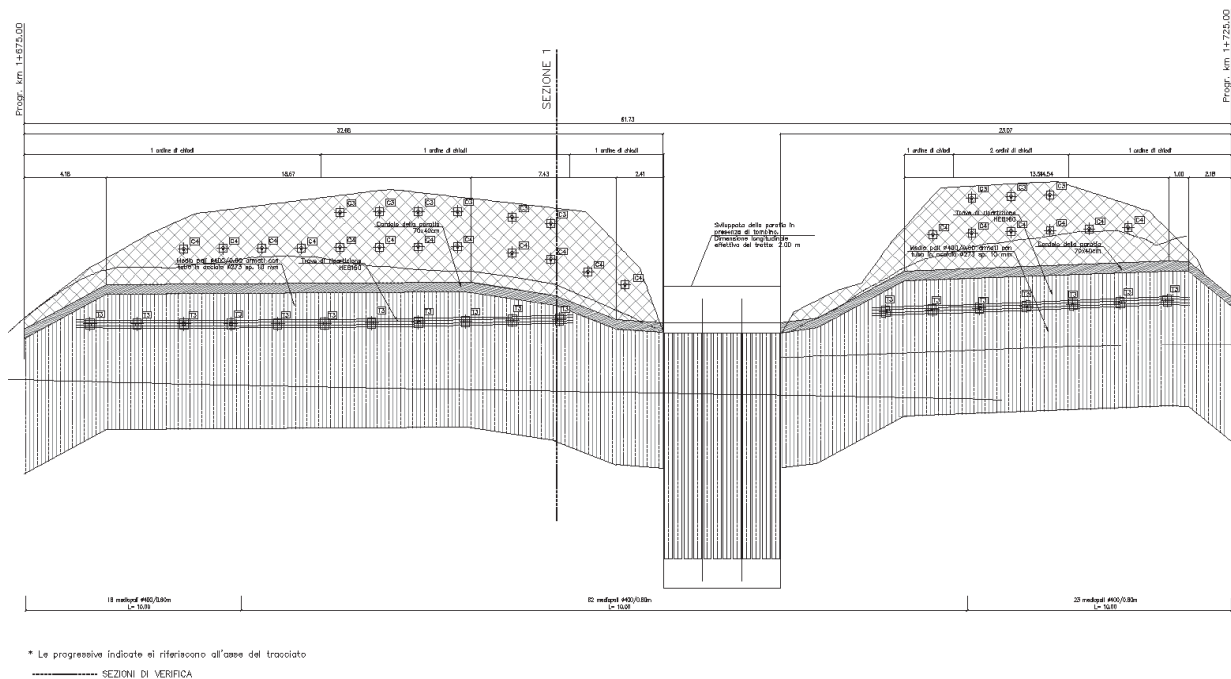


Figura 1 Sviluppata della paratia OM08

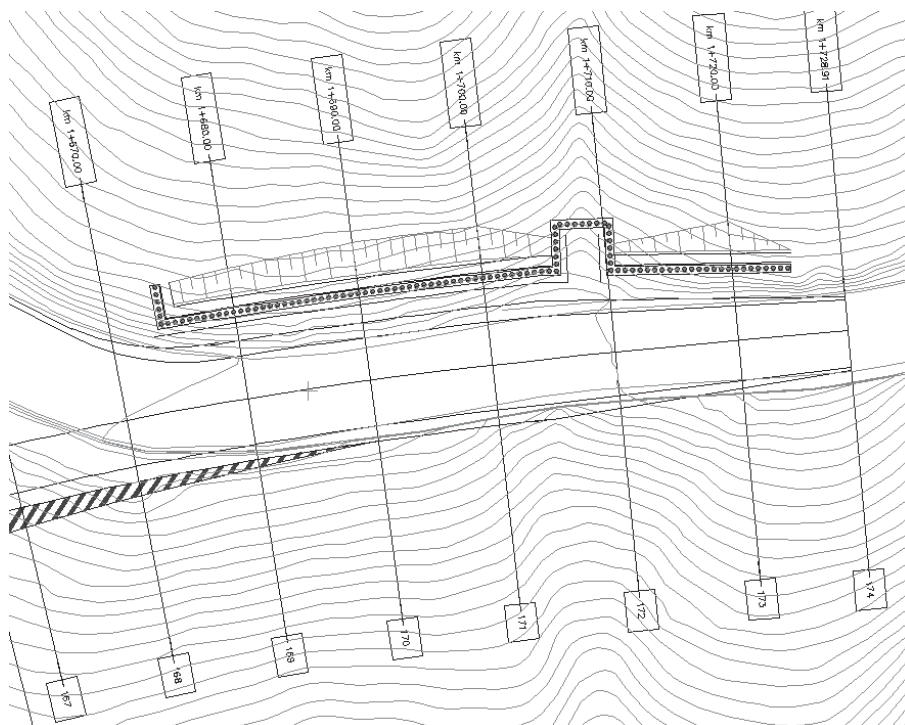


Figura 2 Planimetria d'intervento della paratia OM10

8 Programma di calcolo utilizzato

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

I parametri di deformabilità del terreno sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidità in fase di carico vergine

oppure di scarico e ricarica. In particolare il modulo di ricarica è assunto pari al doppio del modulo vergine.

Nella Tabella 3 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 e consolidamento scarpata con chiodatura
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*	III fase di scavo
7*	Applicazione del III ordine di tiranti/puntoni
8*	Ultima fase di scavo
9	Applicazione delle azioni sismiche

Tabella 3 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).

9 Analisi dei carichi

9.1 Carichi permanenti

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

9.2 Azione sismica

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
Vita nominale dell'opera	$V_N =$	≥ 100 anni
Coefficiente d'uso	$C_U =$	1.5
Periodo di riferimento	$V_R =$	150 anni
Tempo di ritorno	$T_R =$	1988 anni

Utilizzando il foglio di calcolo della Normativa vigente, sono stati determinati i seguenti parametri sismici allo SLE ed allo SLU utilizzati per il calcolo.

SLU	SLE
$a_g = 0.143$ [g]	$a_g = 0.60$ [g]
$F_0 = 2.465$	$F_0 = 2.527$
$T_C^* = 0.289$	$T_C^* = 0.264$

Tabella 4 Parametri dell'azione sismica di progetto

Il rivestimento di calcestruzzo posto a diretto contatto con la paratia, dove è posto in opera il rivestimento in pietra locale, è simulato mediante una Forza F_a , derivata applicando l'analisi pseudo statica al rivestimento, ai sensi del paragrafo 7.2.3 "Criteri di progettazione di elementi strutturali secondari e elementi non strutturali" delle NTC 2018.

Tale forza ha direzione orizzontale, verso uscente dal pendio a tergo della paratia, ed intensità definita secondo il paragrafo normativo suddetto, come di seguito riportato:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

dove:

F_a rappresenta la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

S_a rappresenta l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento subisce durante il sisma;

W_a rappresenta il peso dell'elemento;

q_a rappresenta il fattore di struttura dell'elemento, in tal caso scelto pari ad 1.

Si riportano di seguito i valori delle forze e dei relativi momenti rispetto al fondo scavo da considerare nelle analisi sismiche dell'opera di sostegno.

Parametro	Sezione di calcolo	Sezione 1 tirante
S_a	Accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità (-)	0.185
γ_{cls}	Peso specifico cls (kN/m ³)	25.00
V	Volume di un metro lineare di rivestimento (m ³)	2.2
W_a	Peso di un metro lineare di rivestimento (kN)	55.0
q_a	Fattore di struttura (-)	1
F_a	Forza sismica (kN)	10.2
B	Braccio rispetto al cordolo della paratia (m)	2.2
M_{riv}	Momento rispetto alla paratia (kNm)	22.4

Stante le dimensioni relative tra la paratia ed il rivestimento, la forza verticale dovuta al peso del rivestimento agente sulla paratia, si considera influente ai fini del calcolo delle sollecitazioni e delle deformazioni sulla paratia stessa.

10 Criteri di calcolo

Ai fini del dimensionamento strutturale ai sensi del DM2018 si devono considerare almeno i seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)*
 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità globale dell'insieme terreno opera.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza di uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Le verifiche nei riguardi degli stati limite devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti parziali:

- Combinazione 1: ($A1 + M1 + R1$)
- Combinazione 2: ($A2 + M2 + R1$)

Altresì, devono essere considerate le verifiche nei confronti dei seguenti stati limite ultimi:

- EQK: GEO
- EQK: STR

Infine, nelle condizioni di esercizio (SLE) devono essere valutati gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera.

Nel presente caso, così come previsto dalla Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 §C6.5.3.1.2, il collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera, inteso come uno stato limite in cui si raggiungano le condizioni di equilibrio limite del terreno interagente con l'opera e che sia cinematicamente possibile un atto di moto rigido intorno alla paratia, non può verificarsi in quanto presenti più livelli di vincolo. Dunque saranno verificati esclusivamente gli stati limite riguardanti lo sfilamento degli ancoraggi e la stabilità globale dell'insieme terreno-opera (valutata secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 [$A2+M2+R2$]).

L'elaborazione è stata eseguita utilizzando il programma di calcolo *Paratie Plus 2011* edito da CeAS, specifico per questo tipo di analisi.

Le verifiche allo SLU sono state eseguite considerando le combinazioni di coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti:

- in Tabella 5 sono riportati i coefficienti moltiplicativi A, incrementali delle azioni, definiti in base ai paragrafi 6.2.3.1.1 (tab. 6.2.II) delle NTC18 e 7.11.6.3 della circolare del 02/02/09 n. 617/C.S.LL.PP;
- in Tabella 6 sono riportati i coefficienti moltiplicativi M, riduttivi delle resistenze, definiti in base ai paragrafi 6.2.3.1.1 (tab. 6.2.II) delle NTC18 e 7.11.6.3 della circolare del 02/02/09 n. 617/C.S.LL.PP.

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale	Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
			A1 (STR)	A2 (GEO)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.00	1.00	1.00	1.00
	Sfavorevole		1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0.00	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.50	1.30	1.00	1.00

Tabella 5 Coefficienti moltiplicativi incrementali delle azioni utilizzati nelle verifiche di calcolo allo SLU

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente Parziale γ_M	Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
			M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_{\kappa}$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_{κ}	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$c_{u\kappa}$	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	q_u	γ_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ	γ_Y	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 6: Coefficienti moltiplicativi riduttivi delle resistenze utilizzati nelle verifiche di calcolo allo SLU - I coefficienti moltiplicativi di tipo M, riduttivi delle resistenze, sono applicati nel calcolo in essere, anche al coefficiente di spinta passiva k_p così come previsto dall'Eurocodice 7, paragrafo A.3.3.5.

Nella combinazione A1+M1+R3 (specificata per i tiranti), per ciò che riguarda i coefficienti parziali, riduttivi delle resistenze degli ancoraggi, considerando che si tratta tiranti definitivi,

ai sensi del paragrafo 6.6.2 delle NTC2018 tab. 6.6.I, è stato utilizzato il valore del coefficiente $\gamma_R = 1.20$.

Ai sensi del paragrafo 6.5.3.2 della circolare del 02/02/09 n. 617/C.S.LL.PP, le verifiche allo SLE sono state eseguite considerando i valori dei coefficienti parziali, sia tipo A sia tipo M, tutti pari ad 1.00.

Per quanto riguarda le analisi in condizioni sismiche i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono stati valutati mediante l'espressione (DM 14/01/2018, paragrafo 7.11.6.3.1):

$$a_h = k_h * g = \alpha * \beta * a_{max}$$

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = $S * a_g = S_S * S_T * a_g$

α = coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti; deve essere ricavato dal diagramma che segue. Nel presente caso è stato valutato direttamente dal software pari a 1.

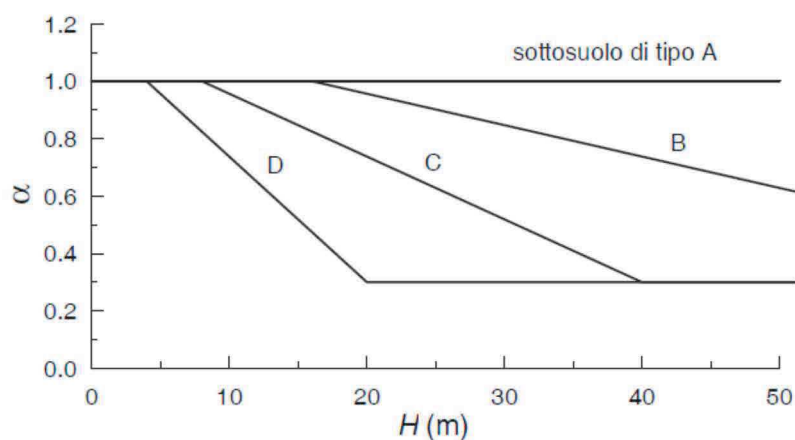


Figura 3: Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

β = coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza; deve essere ricavato dal diagramma che segue. Nel presente caso è stato valutato direttamente dal software utilizzato pari a 0.599.

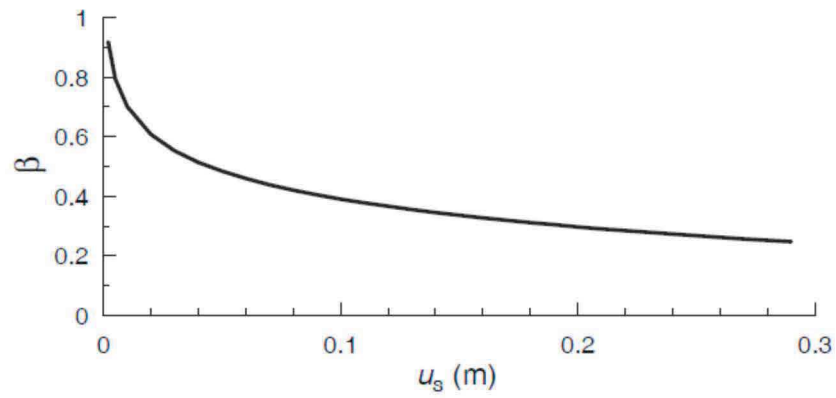


Figura 4: Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β

La verifica di stabilità globale è riportata nel paragrafo 13 Analisi di stabilità.

11 Modello Geometrico

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]	1204.00
Numero tiranti	[-]	1
Altezza totale paratia	[m]	7.0
Lunghezza del tratto fuori terra	[m]	4.4
Lunghezza del tratto di infissione di calcolo	[m]	2.6

Tabella 7 Caratteristiche delle sezioni di calcolo

11.1 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	240.5	5.00	8.00	13.00

Tabella 8: caratteristiche tiranti Sezione I

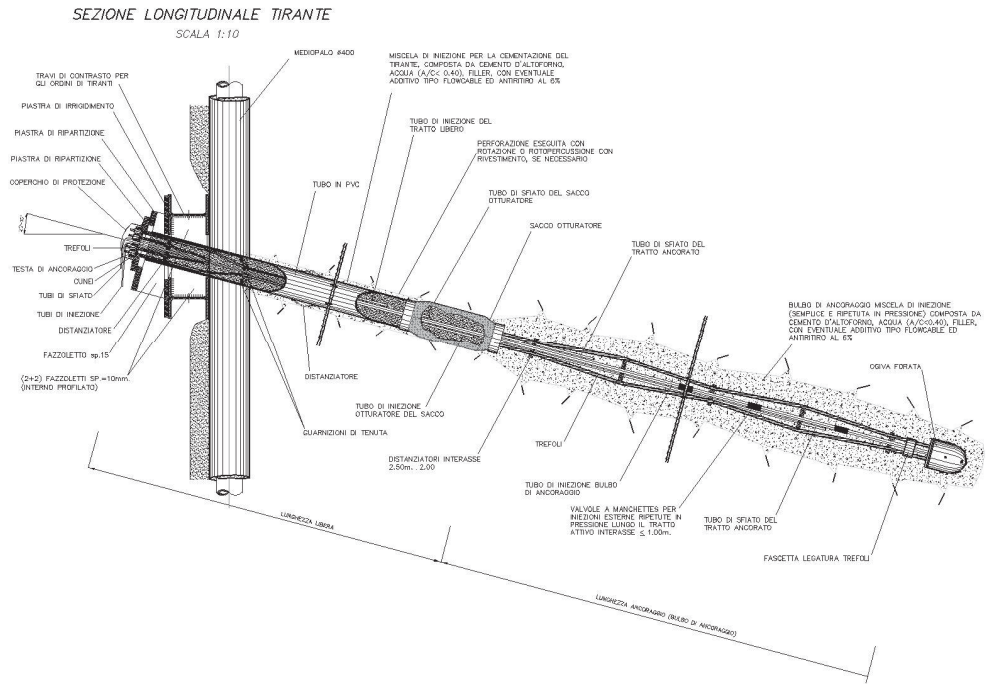


Figura 5: Sezione longitudinale tirante

11.2 Parametri di calcolo

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

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

Tabella 9 Caratteristiche meccaniche dei litotipi utilizzati nel modello di calcolo

12 Verifiche

12.1 Verifiche strutturali della paratia

Negli allegati A, B e C 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.

12.2 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.

12.2.1 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:

$$\begin{aligned} L_{libera_statica} &= h' + d \\ h' &= 0,20h / \cos(45^\circ - \alpha - \phi/2) \\ d &= (h + t - h_i) \sin(45^\circ - \phi/2) / \sin(45^\circ + \alpha + \phi/2) \end{aligned}$$

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 nella tabella sottostante:

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	4.50	20	38	2.50	1.5	3.33	4.25	5.00

Tabella 10 Calcolo della Lunghezza libera dei tiranti sezione I

12.2.2 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.

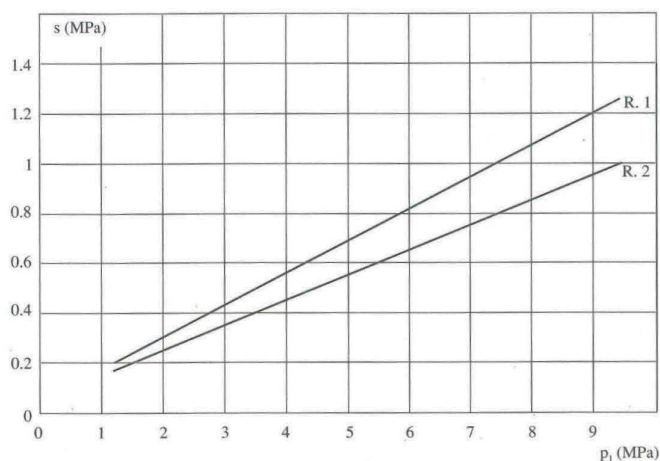


Figura 6 - Diagramma di Bustamante e Doix per rocce

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 definitive, per cui il fattore di sicurezza parziale γ_{Ra} è pari a 1.2.

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 11.1 "Tiranti d'ancoraggio" è stato riportato il valore del massimo tiro in esercizio (Sezione III – 3° 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	8.00	1036.7	1.8	576.0	1.2	480.0	312.0

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.

12.2.3 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 sovrarresistenza 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	>	480.0

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.

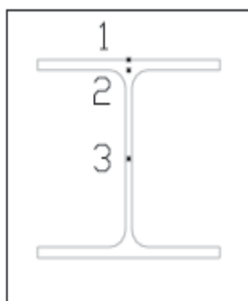
12.3 Verifica della trave di ripartizione

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_3	σ_2	τ_2	σ_{2id}	σ_{3id}	σ_{max_id}
[m]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm]	[kN]	HEB	[cm ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
2.40	3	129.99	129.99	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 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").

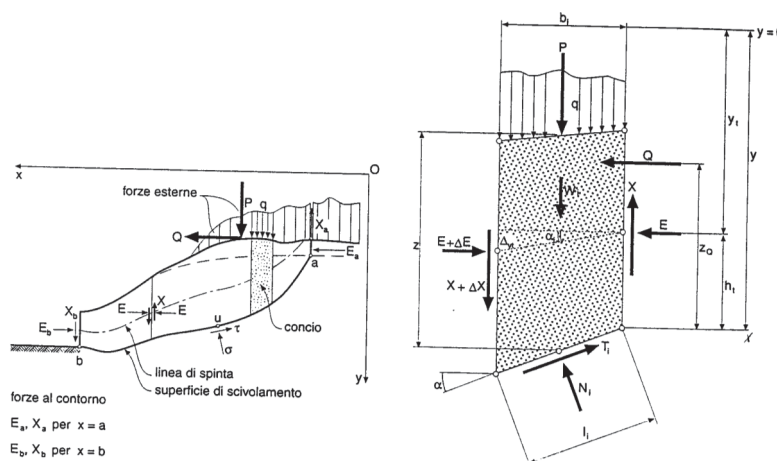


Figura 7 Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

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

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 in Tabella 6;
- 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:

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

dove i valori riguardanti gli effetti di amplificazione stratigrafica topografica e di accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido sono stati già definiti al paragrafo 9.2 Azione sismica.

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:

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

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

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.

Sono state eseguite le analisi delle sezioni di calcolo I, II e III.

13.1 *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 I
STABILITA' GLOBALE	
SLU Statica (A2+M2+R2)	1.62
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.47
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.48

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

-105.43624; 114.80529

pag. 40 di 57

1.47

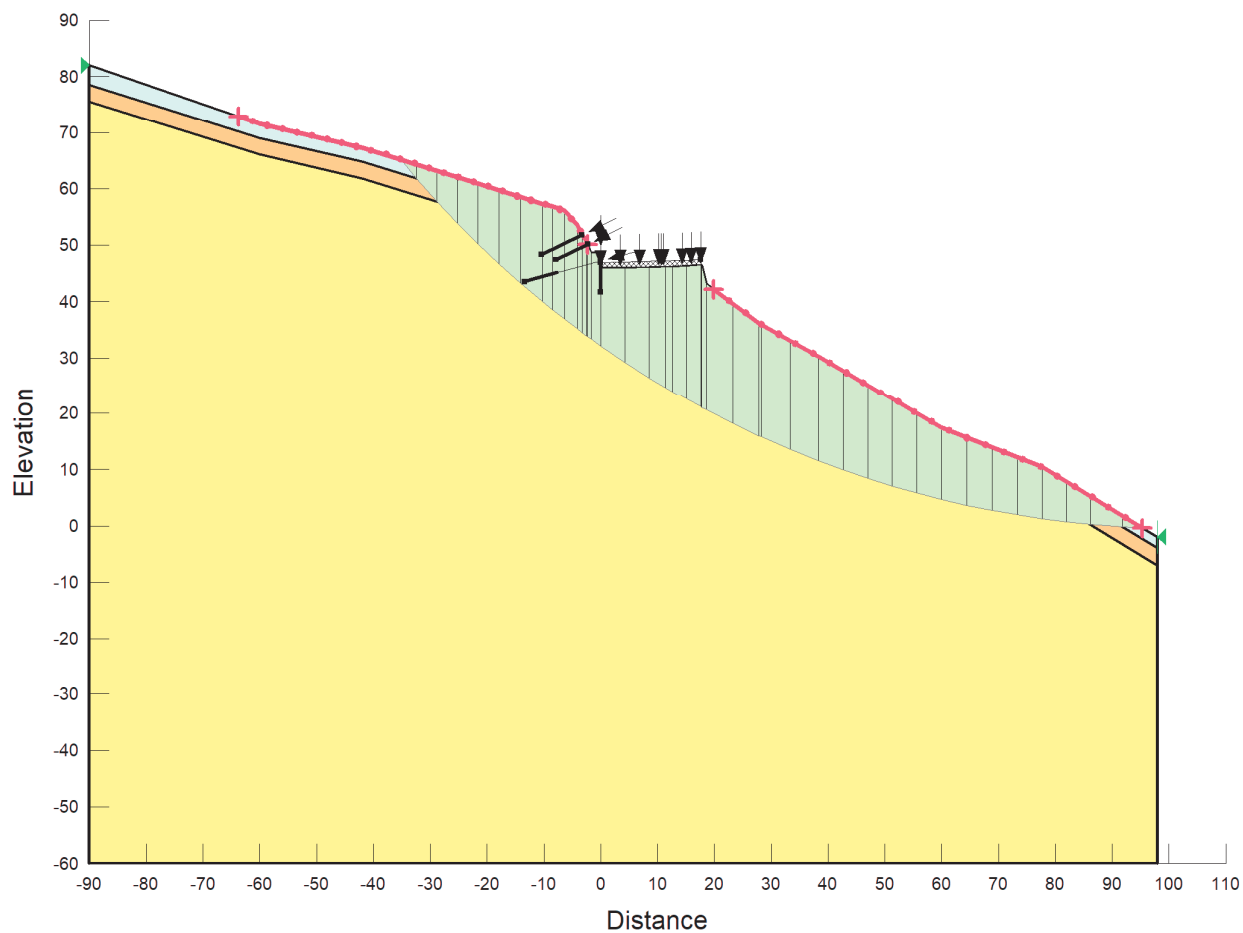


Figura 9 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

14.22819; 120.37576

1.48

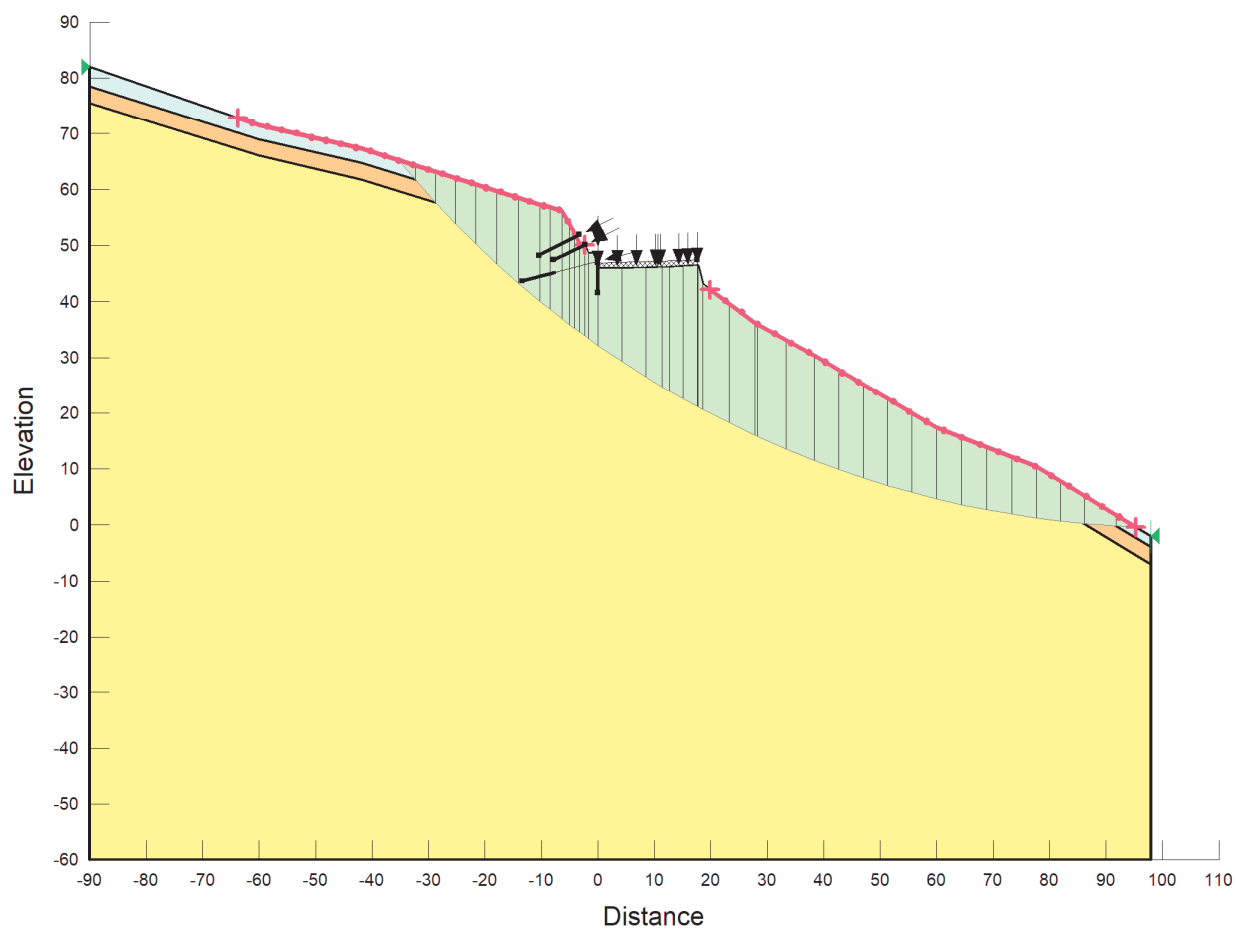


Figura 10 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

13.2 Analisi di stabilità locale

A monte delle opere di sostegno definitive è previsto uno scavo con riprofilatura del versante 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 2.0×2.0 m.

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

	Sezione I
1° ordine	-
2° ordine	-
3° ordine	8 m
4° ordine	6 m

Per i valori della resistenza tangenziale (q_s) all'interfaccia fondazione-terreno, diversamente da quanto assunto per i tiranti delle paratie, si assume cautelativamente un valore $q_s = 100$ kPa, in quanto l'intervento interessa la coltre superficiale e principalmente la parte alterata della formazione rocciosa.

Ai fini della valutazione della stabilità locale della riprofilatura, si considerano le analisi di stabilità con il contributo dei chiodi. 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. Le caratteristiche dell'azione sismica agente sono le stesse già utilizzate per le verifiche di stabilità globale.

FS	Sezione I
STABILITA' LOCALE	
SLU Statica (A2+M2+R2)	2.31
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	2.06
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	2.12

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, la riprofilatura del versante, consolidata dall'opera di chiodatura suddetta, può essere considerata ottemperante ai requisiti di norma.

Sezione I

2.31

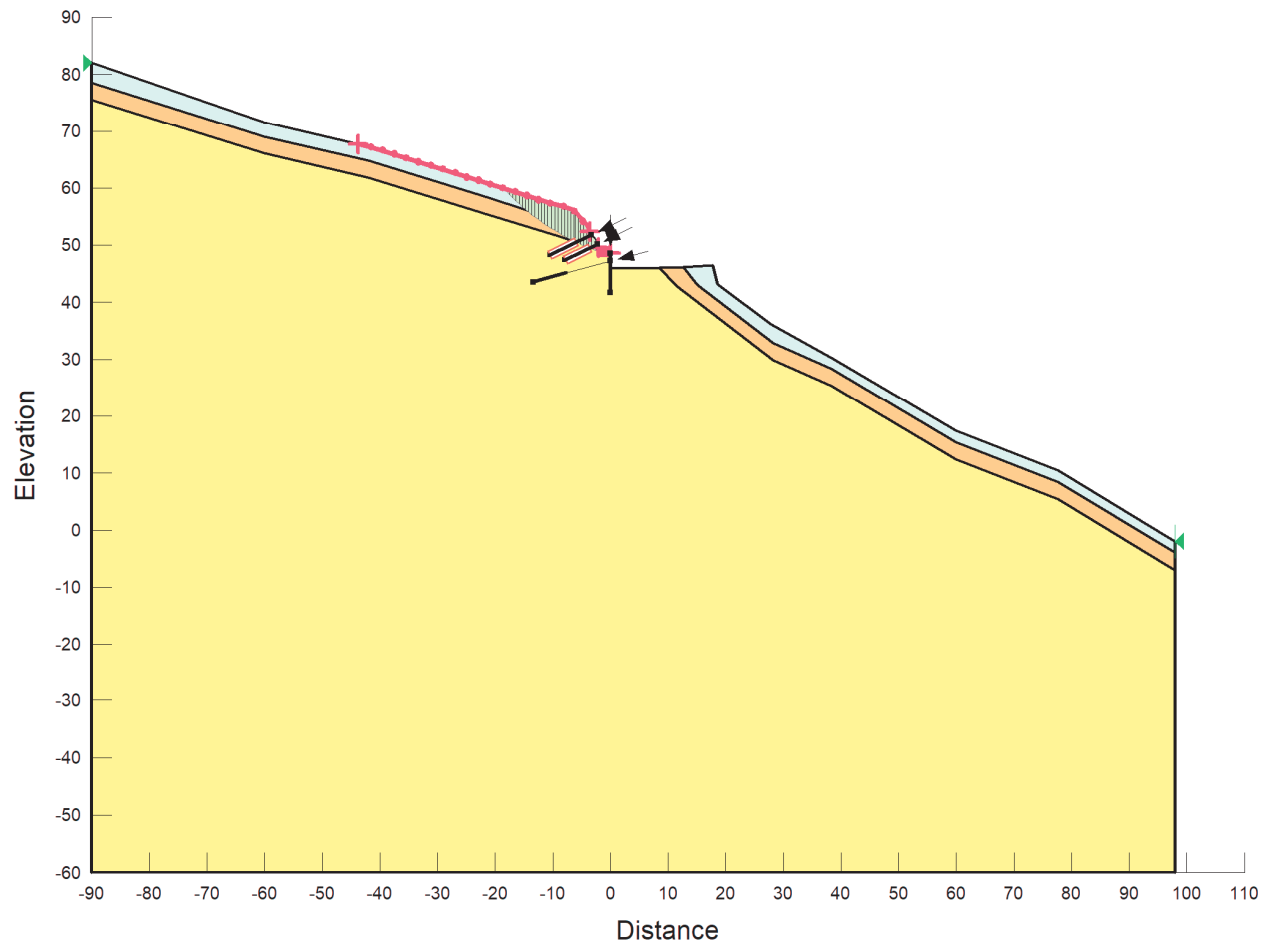


Figura 11: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni statiche (A2+M2)

2.06

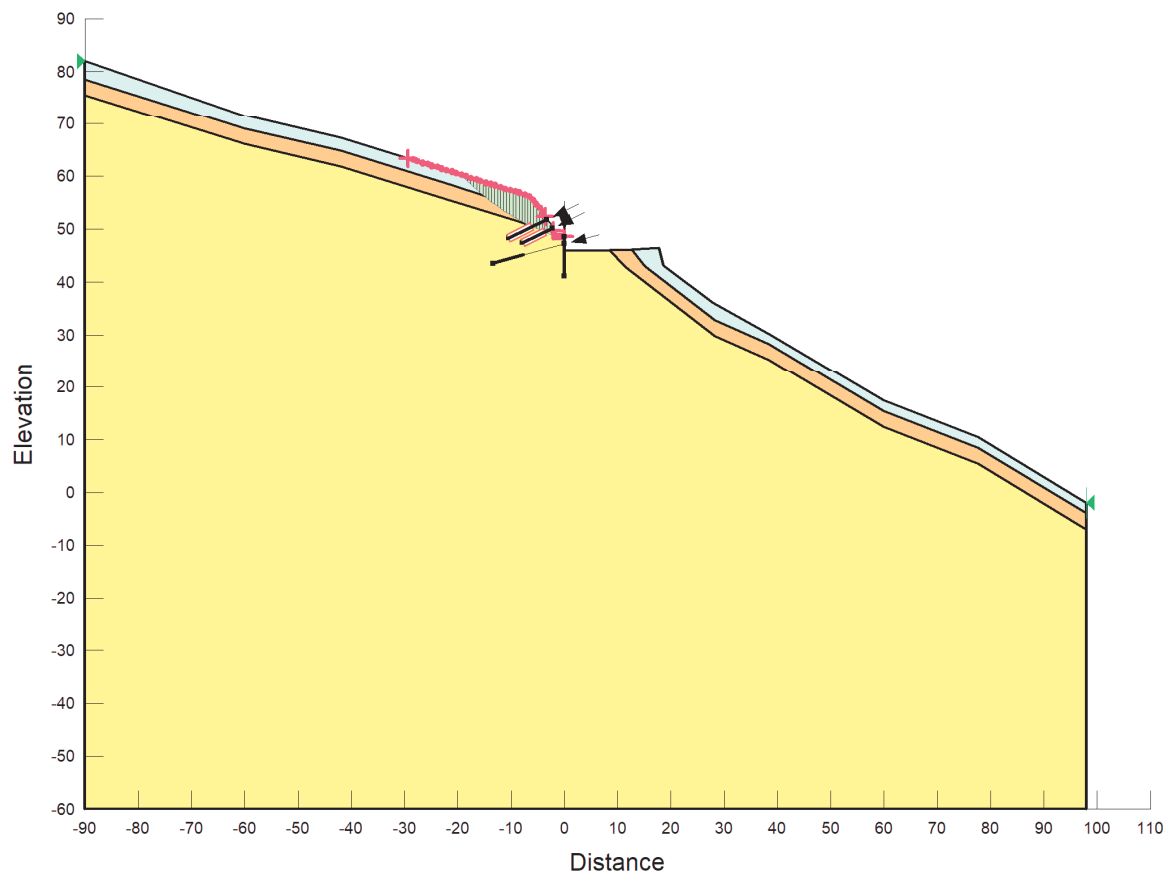


Figura 12: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

2.12

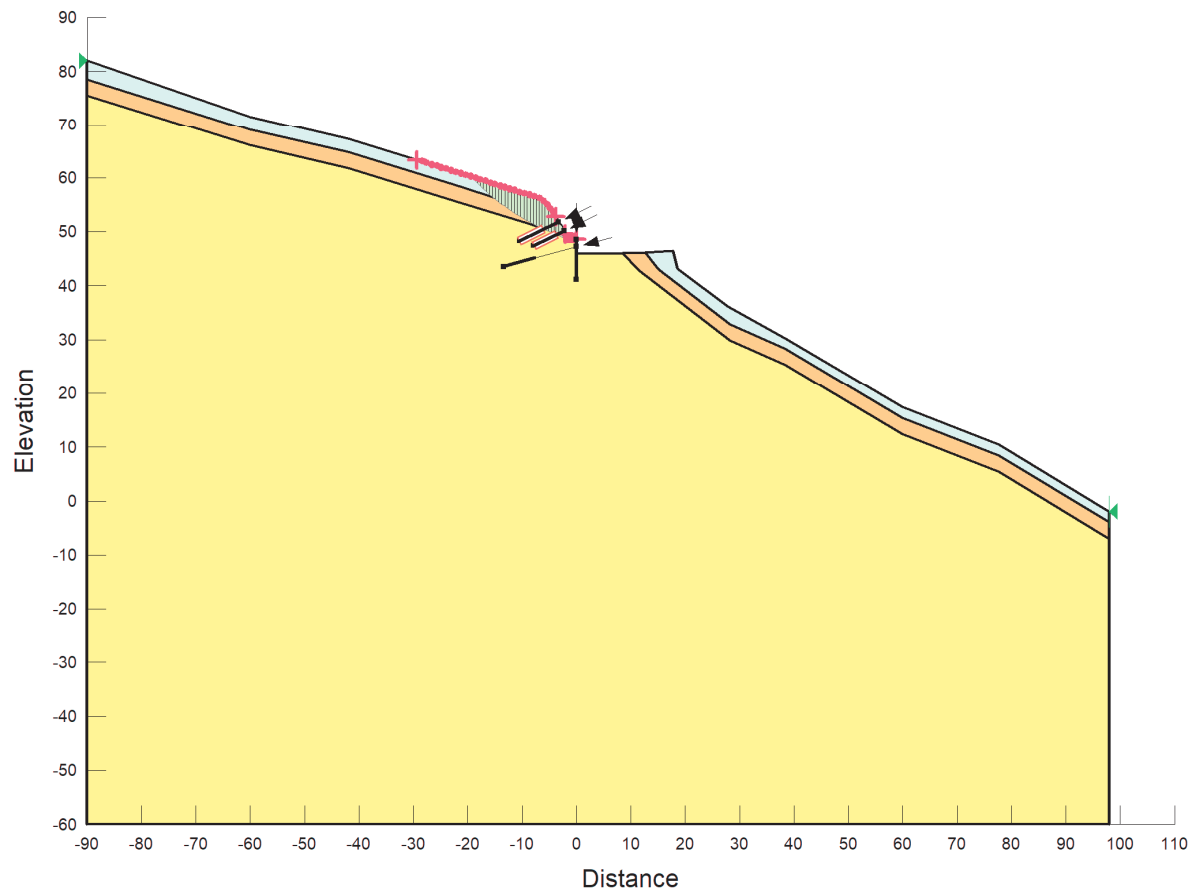


Figura 13: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

13.3 Verifica strutturale e geotecnica dei chiodi

La resistenza a trazione fattorizzata, **Factored Tensile Capacity**, 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 Ø25mm, la tensione caratteristica di snervamento delle barre tipo Dywidag di acciaio pari a 670 Mpa ed il diametro di perforazione pari a $D_{perf}=150\text{mm}$, si ha:

$$FTC = \frac{TC}{RF \cdot (interasse\ chiodi)} = \frac{329\text{ kN}}{1.5 \cdot 2\text{m}} = 109.67\text{ kN}$$

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

$$FPR = \frac{\tau_{sfil} \cdot (Sup_{laterale_al_metro})}{RRF \cdot (intyrasse\ chiodi)} = \frac{100\text{ kPa} \cdot (\pi \cdot D_{perf})}{1.5 \cdot 2\text{m}} = 15.71\text{ kN/m}$$

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.

Differentemente dai tiranti, che sono iniettati ad alta pressione, con la metodologia IRS, i chiodi sono iniettati IGU, la tensione di sfilamento massima si ipotizza di 100 kPa. Anch'essa verrà sottoposta a verifica sperimentale.

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

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

$$MPF = FPR \cdot L_{fond_max} = 109.67\text{ kN}$$

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 $L_{fond_max} > L_{fond}$, il comportamento del chiodo è governato dall'attrito laterale, tra terreno ed inclusione. Inoltre le tensioni nell'acciaio di armatura risultano

sempre verificate, in quanto sono proprio queste che determinano il limite superiore della massima forza di sfilamento del chiodo sul terreno, come sopra riportato.

SEZIONE I		3° ORDINE	4° ORDINE
Pullout Force (kN)	A2+M2	78.02	72.36
	EQK+M2 (+)	76.47	71.38
	EQK+M2 (-)	76.43	71.52
Required Length (m) Available length (m)	A2+M2	4.97	4.61
	EQK+M2 (+)	4.87	4.54
	EQK+M2 (-)	4.87	4.55

Factored Tensile Capacity (kN)	FTC	109.67
Factored Pull out Resistance (kN/m)	FPR	15.71
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 Ø25 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 109.67 kN, massima forza di sfilamento malta-terreno. Pertanto, il criterio della gerarchia delle resistenze risulta in tal modo rispettato.

14 Allegato A: verifica paratia – Sezione I

14.1 Sollecitazioni agenti sui pali

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

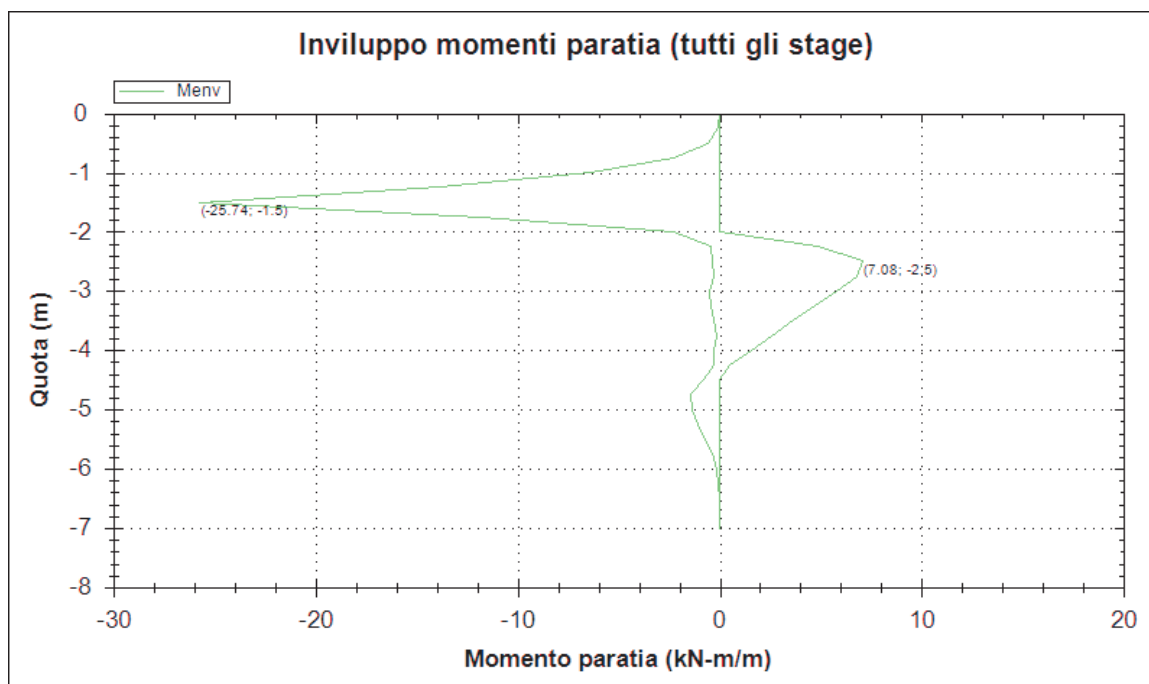


Figura 14: Diagramma dei momenti flettenti (A1+M1+R1)

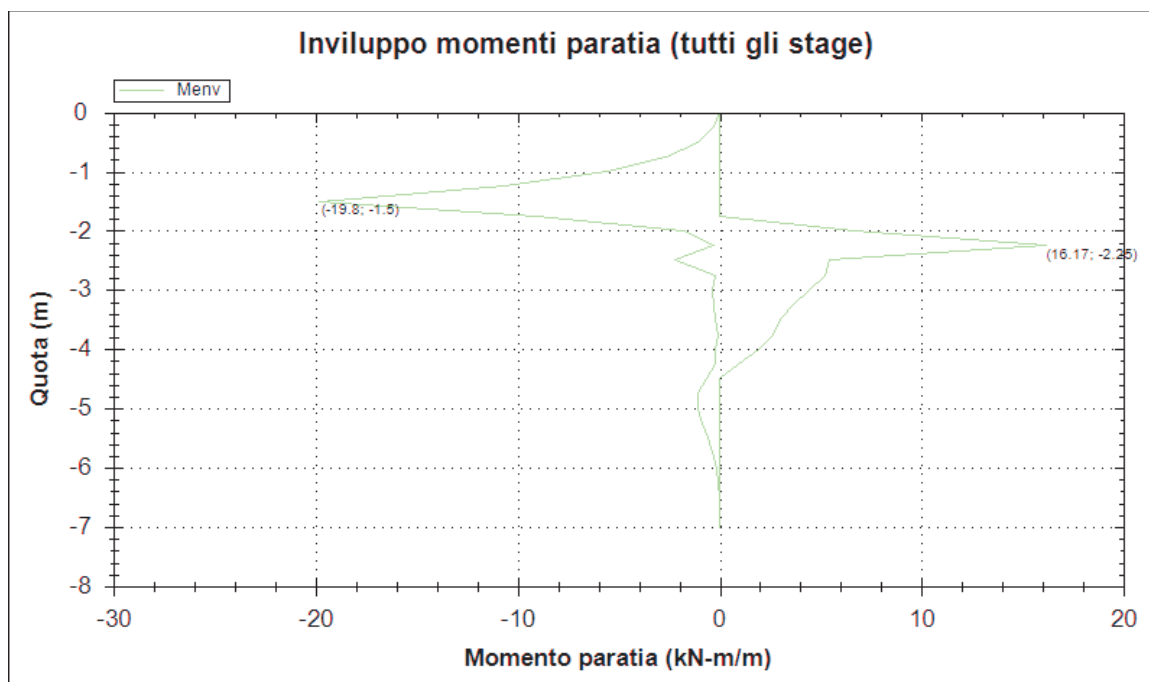


Figura 15: Diagramma dei momenti flettenti (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	M [kNm/m]	i _{pali} [m]	M _{palo} [kNm]
SLU (A1+M1+R1)	25.7	0.6	15.4
SLV (EQK+M1+R1)	19.8	0.6	11.9

Tabella 17: Valori dei momenti flettenti sulla paratia

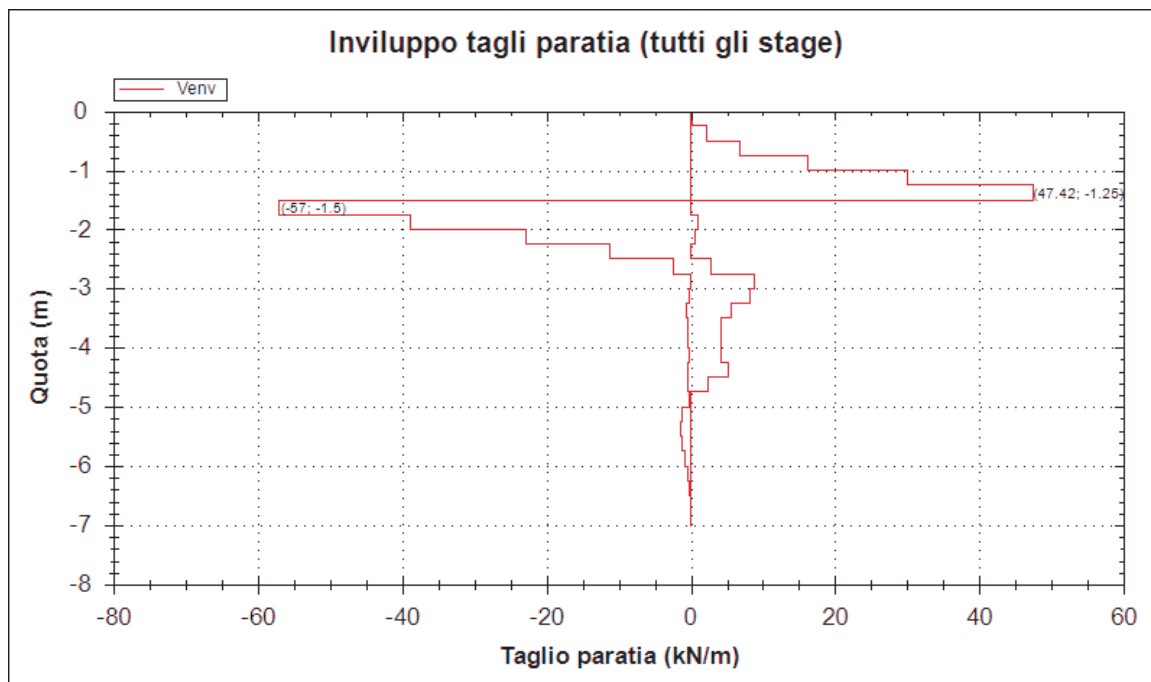


Figura 16: Diagramma del taglio (A1+M1+R1)

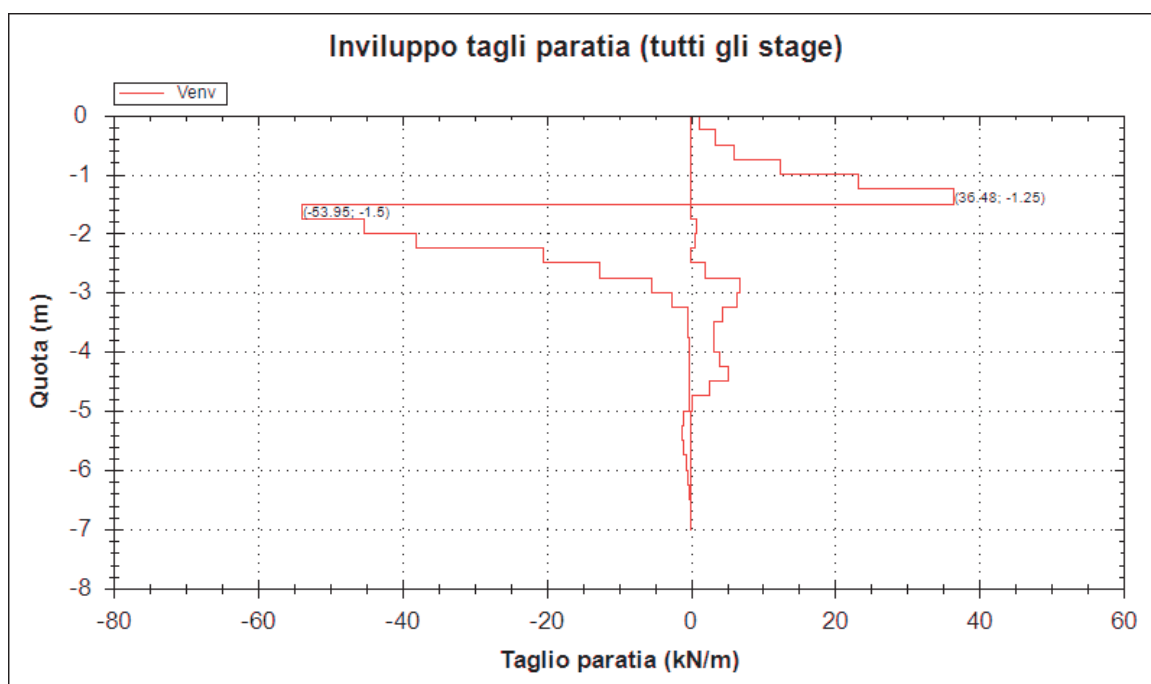


Figura 17: Diagramma del taglio (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	T [kN/m]	i _{pali} [m]	Tpalo [kN]
SLU (A1+M1+R1)	57.0	0.6	34.2
SLV (EQK+M1+R1)	53.9	0.6	32.3

Tabella 18: Valori del taglio sulla paratia

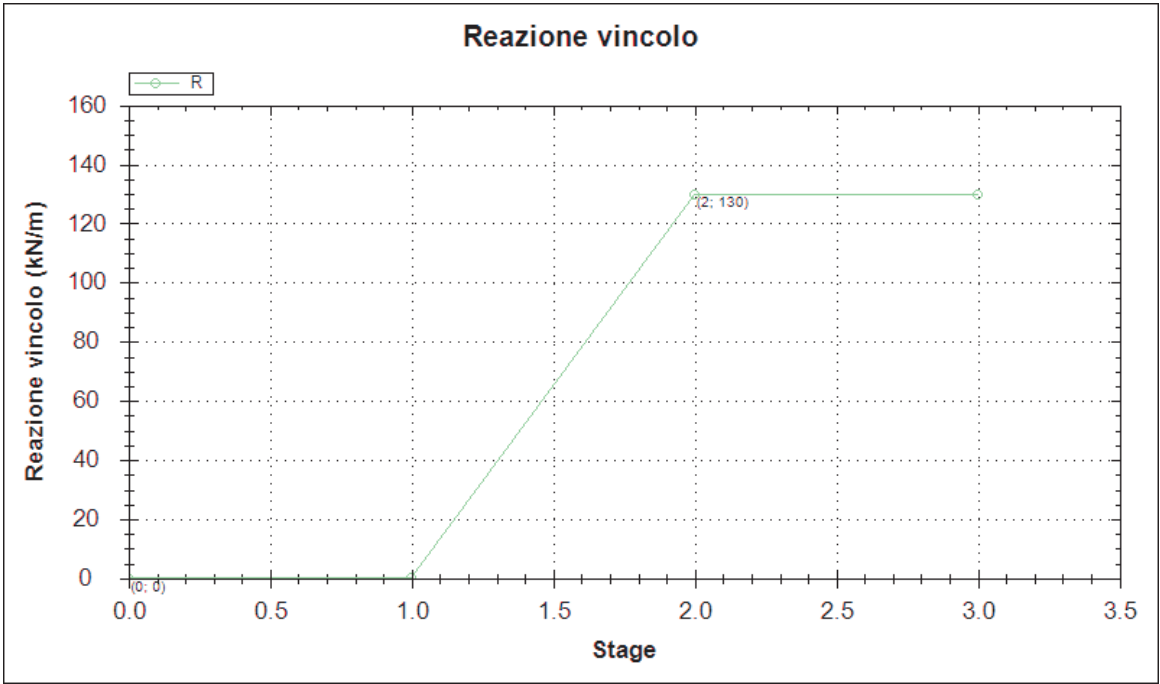


Figura 18: Reazione sul tirante (A1+M1+R1)

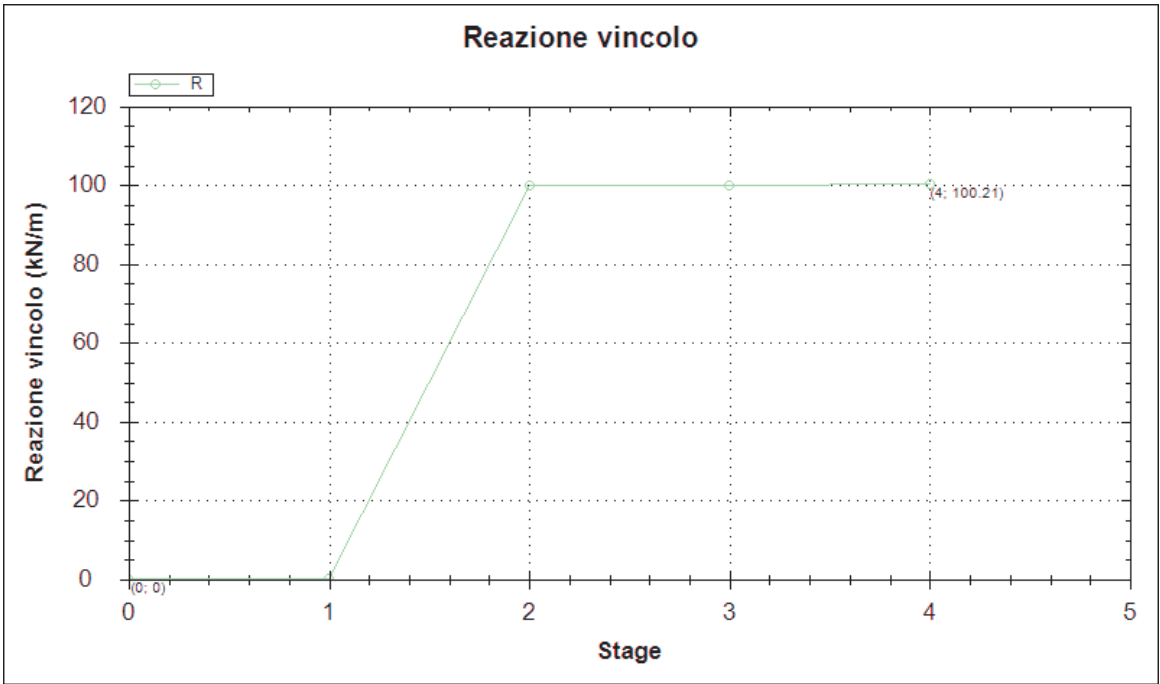


Figura 19: Reazione sul tirante (EQK+M1+R1)

14.2 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 _{e,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 e	ε	0.92	[-]
Classificazione			
Diametro	d	273.00	[mm]
Spessore	t	10.00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	27.30	[-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	34.2	[kN]	
A _v	52.6	[cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	1.05		
V _{c,Rd}	795	[kN]	Resistenza a taglio del tubo

nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = - \quad f_{y,red} = - \quad [\text{MPa}] \quad \text{FS} \quad 23.3$$

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	15.4	[kNm]	
M _{c,Rd}	181	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo
			FS 11.8

VERIFICHE TENSIONALI - SLU							
V_{SLE}	34.2	[kN]	τ	7	[MPa]		
M_{SLE}	15.4	[kNm]	σ_M	29	[MPa]		
N_{SLE}	0	[kN]	σ_N	0	[MPa]		
			σ_{TOT}	31	[MPa]	ok	
							FS 8.3

VERIFICHE TENSIONALI - SLE							
V_{SLE}	25.3	[kN]	τ	5	[MPa]		
M_{SLE}	11.4	[kNm]	σ_M	22	[MPa]		
N_{SLE}	0	[kN]	σ_N	0	[MPa]		
			σ_{TOT}	23	[MPa]	ok	
coeff.	1.35						FS 11.2

14.3 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.

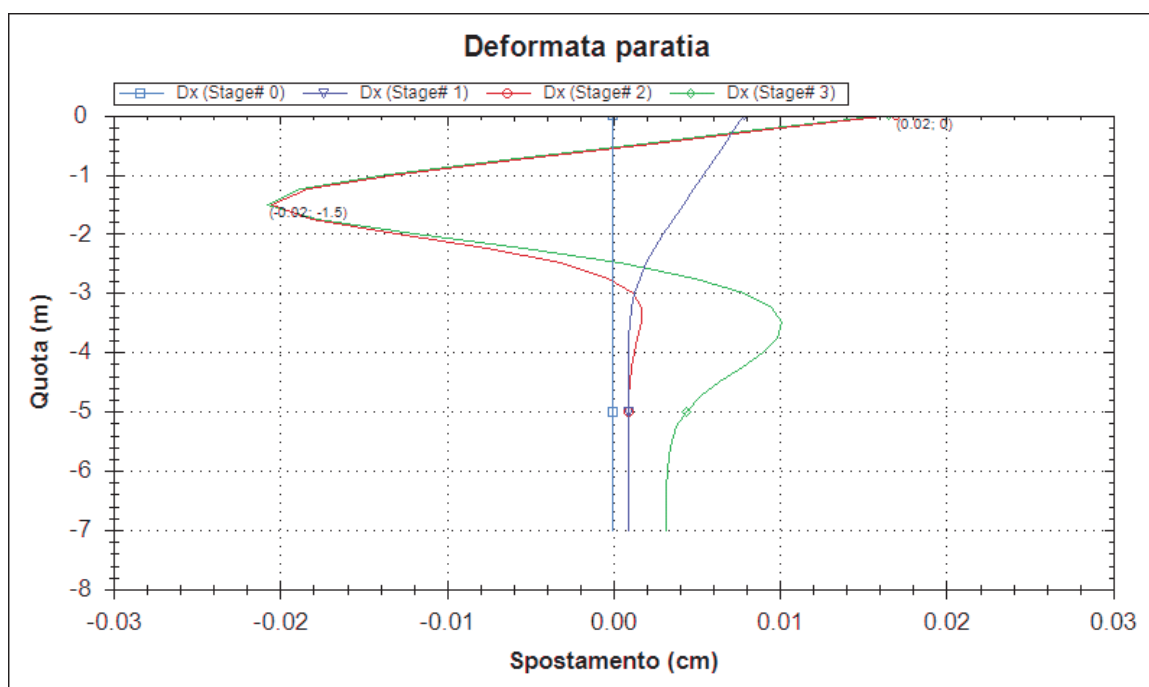


Figura 20: Diagramma degli spostamenti orizzontali (SLE)

15 Monitoraggio

È previsto un sistema di monitoraggio delle paratie che consenta di verificare le previsioni progettuali e che permetta di evidenziare eventuali comportamenti anomali in fase esecutiva.

Il monitoraggio di tali opere avverrà attraverso il controllo degli spostamenti orizzontali del cordolo di coronamento in c.a., strumentato con mire ottiche (ubicate ogni 10 m circa), ed in maniera puntuale attraverso la lettura di celle di carico per tiranti, disposte per un numero pari al 10% del numero complessivo dei tiranti in opera.

Questa strumentazione consentirà di realizzare un confronto tra le previsioni di progetto ed il reale comportamento delle opere in fase di scavo, attraverso la costituzione di vere e proprie sezioni di monitoraggio.

Il monitoraggio previsto per l'opera in oggetto dovrà essere costituito dalla seguente strumentazione di controllo:

- mire ottiche solidali con la paratia per il controllo delle deformazioni;
- celle toroidali solidali con i tiranti per il controllo dello stato tensionale dei tiranti;

Il piano di monitoraggio previsto per la lettura delle mire ottiche può essere sintetizzato come segue:

- lettura di zero effettuata al momento dell'installazione (dopo il tempo minimo necessario per il fissaggio dei target);
- n.1 lettura al termine di ogni fase di scavo;
- frequenza di lettura settimanale durante le fasi di scavo e comunque fino a stabilizzazione dei fenomeni deformativi;
- frequenza di lettura quindicinale/mensile in fase di fermo o al raggiungimento del fondo dello scavo in caso di stabilizzazione dei fenomeni deformativi.

Il piano di monitoraggio previsto per la lettura delle celle di carico toroidali sui tiranti può essere sintetizzato come segue:

- taratura e verifica dello strumento durante la fase di installazione con le letture effettuate per ogni incremento di carico previsto (l'installazione della cella potrà inoltre fornire indicazioni sul corretto valore di pre-tiro da utilizzarsi nella fase di messa in opera);
- lettura di zero effettuata subito dopo l'esecuzione del pre-tiro del tirante;
- frequenza di lettura settimanale eseguita durante le fasi di scavo e comunque fino a stabilizzazione dei fenomeni deformativi;

-
- frequenza di lettura quindicinale/mensile in fase di fermo o al raggiungimento del fondo dello scavo in caso di stabilizzazione dei fenomeni deformativi.

La frequenza delle letture in corso d'opera definite in precedenza potranno subire variazioni in qualsiasi momento a seguito di eventuali anomalie o incrementi del comportamento deformativo delle opere o del raggiungimento dei limiti di attenzione.

Il posizionamento delle mire, è riportato negli elaborati grafici. Il posizionamento delle celle di carico è demandato alla fase esecutiva.

L'esecuzione del monitoraggio è a carico della Direzione dei Lavori.