

Sommario

1	PREMESSA E UBICAZIONE GEOGRAFICA	2
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO E DOCUMENTAZIONE CONSULTATA.....	4
3	ANALISI DELL’AZIONE SISMICA.....	5
4	MODELLO GEOTECNICO	9
5	MODELLO DI CALCOLO	11
6	AZIONI DI PROGETTO	13
7	VERIFICHE ANCORAGGIO.....	17
7.1	VERIFICA BULBO A1M1R3	17
7.2	VERIFICHE STR	23
7.3	VERIFICHE SLE.....	24
8	VERIFICHE PROGETTUALI DELLA RETE PARAMASSI IN ADERENZA	28
8.1	VERIFICA RETE CON ANCORAGGI 3X3.....	32
	INDICE FIGURE	34
	INDICE TABELLE.....	36

TAVOLE ALLEGATE

TAVOLA 02:

PLANIMETRIA OPERE DI CONSOLIDAMENTO PASSERELLA

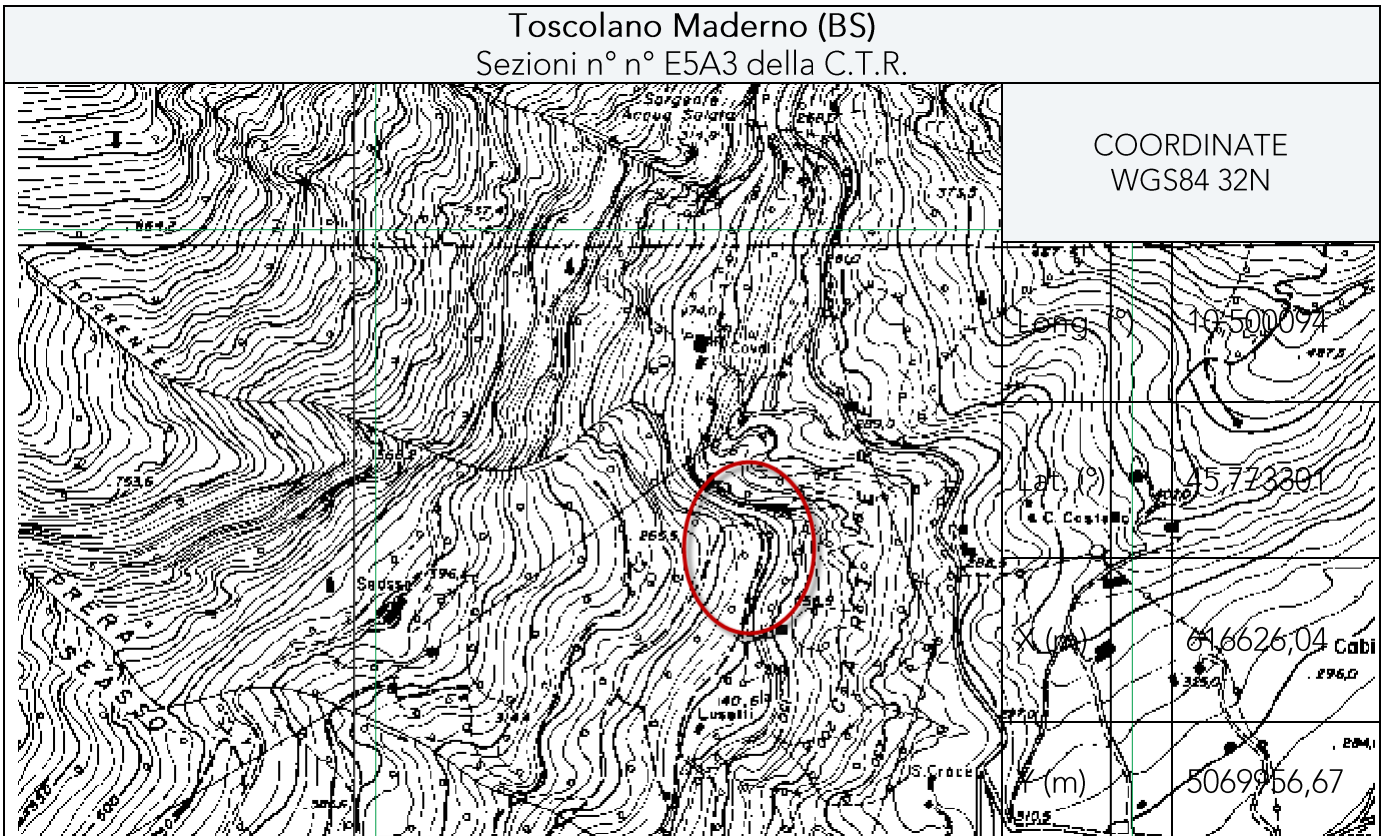
PLANIMETRIA OPERE CONSOLIDAMENTO VERSANTE

SEZIONI CONSOLIDAMENTO PASSERELLA PARTICOLARI COSTRUTTIVI

1 Premessa e ubicazione geografica

Su incarico dello studio di Ingegneria Marchetti di Manerba e per conto del Comune di Toscolano Maderno si è eseguito uno studio geotecnico e geomeccanico per il progetto definitivo/esecutivo per i lavori di ripristino della passerella in Località Covoli.

L'area è ubicata nel Comune di Toscolano Maderno(BS), sezioni n° E5A3 della C.T.R. a scala 1:10.000 di cui si riporta uno stralcio:



Il presente documento riporta i risultati delle verifiche geotecniche - strutturali eseguite relativamente ai lavori di progetto e tratta le seguenti argomentazioni:

- definizione del modello geotecnico di riferimento, parametri medi e caratteristici;
- analisi e verifiche degli interventi e delle strutture
- risultati delle analisi.

Nel caso della passerella sono state verificati gli ancoraggi in barra (chiodi da roccia tipo Dywidag - Barra Gewi filettata di diametro 32mm, o equivalenti). Successivamente sono state eseguite le verifiche delle reti paramassi addossate. Ad essere verificate sono le seguenti componenti: funi; rete; ancoraggi (quali barre tipo Gewi o equivalente diam. 28 mm).

I dati e le informazioni di carattere geotecnico disponibili derivano dalle indagini condotte nell'ambito del presente lavoro. La progettazione geotecnica è funzionale alla realizzazione delle opere di progetto e tiene in considerazione i molteplici aspetti tecnici di interazione terreno - struttura.

Pertanto è stato assunto il modello geotecnico che cogliesse gli aspetti più appropriati e che, nell'ambito delle approssimazioni insite nella schematizzazione del sottosuolo e della variabilità propria dei terreni, costituissero un modello di analisi rappresentativo ed allo stesso tempo cautelativo della situazione reale.

2 Normative di riferimento e documentazione consultata

Nell'ambito del presente lavoro si è fatto riferimento alle principali normative vigenti in materia di pianificazione territoriale, tutela ambientale e costruzioni di opere e interventi di ingegneria nelle zone sismiche. Tra queste, assumono una certa importanza le seguenti:

- NTC 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni" D.M. 14 gennaio 2008;
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009, n.617 recante Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- D.G.R. 11 luglio 2014, n.2129 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r.1/2000, art.3, c.108, lett. d)";
- D.G.R. 30 novembre 2011 – n. IX/2616 "Aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2015, n. 12", approvati con D.G.R. 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificati con D.G.R. 28 maggio 2008, 8/7374", pubblicata sul BURL n. 50 Serie ordinaria del 15 dicembre 2012".

3 Analisi dell'azione sismica

Il D.M. 14 gennaio 2008 "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" indica la necessità di definire gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti orizzontali e verticali delle azioni sismiche di progetto per il sito in cui si colloca il progetto.

I coefficienti orizzontali e verticali risultano dalle seguenti equazioni:

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

$$a_v = (0; 0.5 k_h)$$

Dove:

- g = accelerazione di gravità;
- k_h = coefficiente sismico in direzione orizzontale;
- $\alpha \leq 1$ = coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera con riferimento alla variabilità saziale del moto;
- $\beta \leq 1$ = coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza con riferimento alla variabilità temporale del moto sismico.

L'accelerazione di picco a_{max} viene valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero con la seguente relazione:

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

Dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Classe d'uso. Poiché si è in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni in progetto vengono definite in Classe II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza" (Cap. 2.4.2 NTC08).

Vita nominale. La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è fissata in base alla Tabella 1:

Tabella 1 Vita nominale VN per diversi tipi di opere (Tab. 2.4.I NTC08)

VITA NOMINALE VN PER DIVERSI TIPI DI OPERE		
Tipo di costruzione		VN [anni]
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Nel caso in esame essa viene assunta pari a $VN \geq 50$ anni.

Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche. Ai fini dell'identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità, indicata con Vs30.

Per il sito in esame si fa riferimento ad una categoria di terreno di tipo A, definita dalle NTC08 (Tab. 3.2.II).

Infine si riporta la tabella delle NTC per quanto riguarda le categorie topografiche:

Tabella 2 Categorie topografiche (Tab. 3.2.IV NTC08)

CATEGORIE TOPOGRAFICHE	
Categoria	Caratteristiche superficie
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le categorie appena esposte fanno riferimento a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se sono di altezza superiore ai 30 m.

La variazione del coefficiente di amplificazione topografica viene definita da un incremento lineare con l'altezza del pendio, dalla sommità o cresta fino alla base dove ST assume valore unitario.

Nel caso in esame viene assunta la categoria T2 (Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$).

Periodo di riferimento per l'azione sismica. Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava utilizzando la seguente relazione:

$$VR = VN \cdot CU$$

dove:

VN : vita nominale;

CU : coefficiente d'uso.

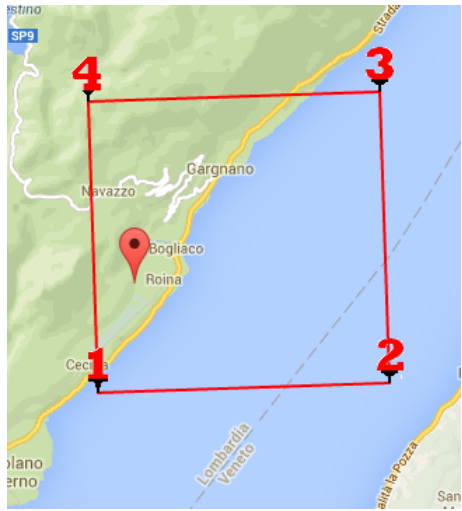
Infine si riporta la tabella delle NTC per quanto riguarda il coefficiente d'uso:

Tabella 3 Valori del coefficiente d'uso C_u (Tab. 2.4.II NTC08)

COEFFICIENTE D'USO C_u				
Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_u	0.7	1.0	1.5	2.0

Nell'ambito del presente lavoro, con riferimento al sito ubicato a Gargnano (BS), i coefficienti sismici sono stati determinati attraverso l'utilizzo del modulo Geostru-PS (Tabella 4), un software online che calcola i suddetti parametri secondo le NTC D.M. del 14.01.2008 e relativa Circolare C.S.LL.PP. n. 617 del 02.02.2009.

Tabella 4 Parametri sismici del sito in esame [Geostru-PS]

PARAMETRI SISMICI DEL SITO				
<p>Ubicazione geografica: Comune di Toscolano Maderno (BS) classe d'uso: II Vita nominale: 50 Categoria sottosuolo: A Categoria topografica: T2 Coefficiente C_u: 1</p>				
Sito 1	11614	45,649440	10,561470	3543,2
Sito 2	11615	45,651150	10,632820	2973,1
Sito 3	11837	45,601180	10,635260	4568,1
Sito 4	11836	45,599470	10,563970	4956,3
Tipo di elaborazione: STABILITA' DEI PENDII				
Tipo di elaborazione	Parametri sismici		Coefficienti sismici	
Stabilità dei pendii	Salvaguardia della vita (SLV):		Ss:	1,000
	Probabilità di superamento:	10 %	Cc:	1,000
	Tr:	475 [anni]	St:	1,200
	ag:	0,159 g	Kh:	0.051
	Fo:	2,479	Kv:	0.026
	Tc*:	0,27 [s]	Amax:	1.870
			Beta:	0,270

4 Modello geotecnico

L'Eurocodice 7: "*Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*", introduce il concetto dei valori caratteristici dei parametri geotecnici. Il valore caratteristico, inteso come una stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite in considerazione, dovrà essere utilizzato in qualsiasi tipo di verifica geotecnica, che si tratti di SLU (stati limite ultimi ovvero potenziale presenza di una superficie di rottura) o di SLE (stati limite di esercizio ossia deformazioni di tipo elastico o di consolidazione a prescindere dallo stato di rottura). Lo stesso concetto fa parte della più ampia trattazione agli stati limite (SL), volta ad armonizzare la progettazione strutturale con quella geotecnica.

Ai fini della caratterizzazione dei terreni, occorre fare riferimento al **volume significativo**, ovvero al volume entro il quale l'incremento della tensione verticale efficace $\Delta\sigma_v'(z)$ eccede di oltre il 10 % la tensione verticale efficace preesistente $\sigma'_{vo}(z)$ in assenza di sovraccarichi:

$$\Delta\sigma_v' \geq 1/10 \sigma'_{vo}(z)$$

Il **volume significativo da indagare** è costituito dalla massa di terreno entro il quale si risentono gli effetti degli dei carichi e/o delle deformazioni.

L'Eurocodice 7 ("*Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*"), introduce il concetto dei valori caratteristici dei parametri geotecnici. Il valore caratteristico, inteso come una stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite in considerazione, dovrà essere utilizzato in qualsiasi tipo di verifica geotecnica, che si tratti di SLU (stati limite ultimi ovvero potenziale presenza di una superficie di rottura) o di SLE (stati limite di esercizio ossia deformazioni di tipo elastico o di consolidazione a prescindere dallo stato di rottura). Lo stesso concetto fa parte della più ampia trattazione agli stati limite (SL), volta ad armonizzare la progettazione strutturale con quella geotecnica.

Il sito oggetto di indagine è caratterizzato nella quasi totalità del suo sviluppo areale da affioramenti di Corna stressata, con evidenti strutture sequenziali di pieghe e faglie e con zone tra esse estremamente fratturate.

Sulla base delle risultanze delle indagini svolte, si è deciso di procedere con la definizione di due categorie omogenee dal punto di vista geomeccanico:

- **Categoria A:** GSI 35-40;
- **Categoria B:** GSI 30-35;

In Tabella 5 vengono riportati in maniera schematica i dati inerenti alla classificazione ed i parametri relativi all'ammasso roccioso per le tre categorie nelle quali è stato suddiviso:

Litologia: Dolomia		Classificazione ammasso roccioso			Parametri ammasso roccioso					
					Cat. ammasso roccioso			Hoek e Brown		
		RMR (%)	Classe	GSI	mb	s	a	c' (MPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
A	Scadente	40 - 45	IV (30 %) III (70 %)	35 - 40	0.9	0.001	0.5	1.16	26	1300
B	Scadente	35 - 40	IV (100 %)	30 - 35	0.7	0.003	0.5	0.9	23	760

Tabella 5 Classificazione e parametri dell'ammasso roccioso.

Si rilevano anche zone in cui l'ammasso roccioso si presenta estremamente fratturato o coperto da concrezioni calcaree che hanno reso impossibile uno studio diretto tramite rilievo strutturale completo, ma visto che si tratta di porzioni con estensione relativamente ridotta rispetto alla scala degli affioramenti si è ritenuto opportuno accorpate queste zone nella categoria con valori più scadenti.

5 Modello di calcolo

Di seguito vengono riportate le due tipologie di sezioni di progetto con le corrispondenti sezioni numeriche.

In particolare le analisi numeriche sono state effettuate con il software GTS NX, il modello prevede una mesh del terreno 3D in cui vengono inseriti i tiranti, in particolare la resistenza allo scorrimento del tirante viene modellata con un'interfaccia con resistenza ultima pari a 200 kPa.

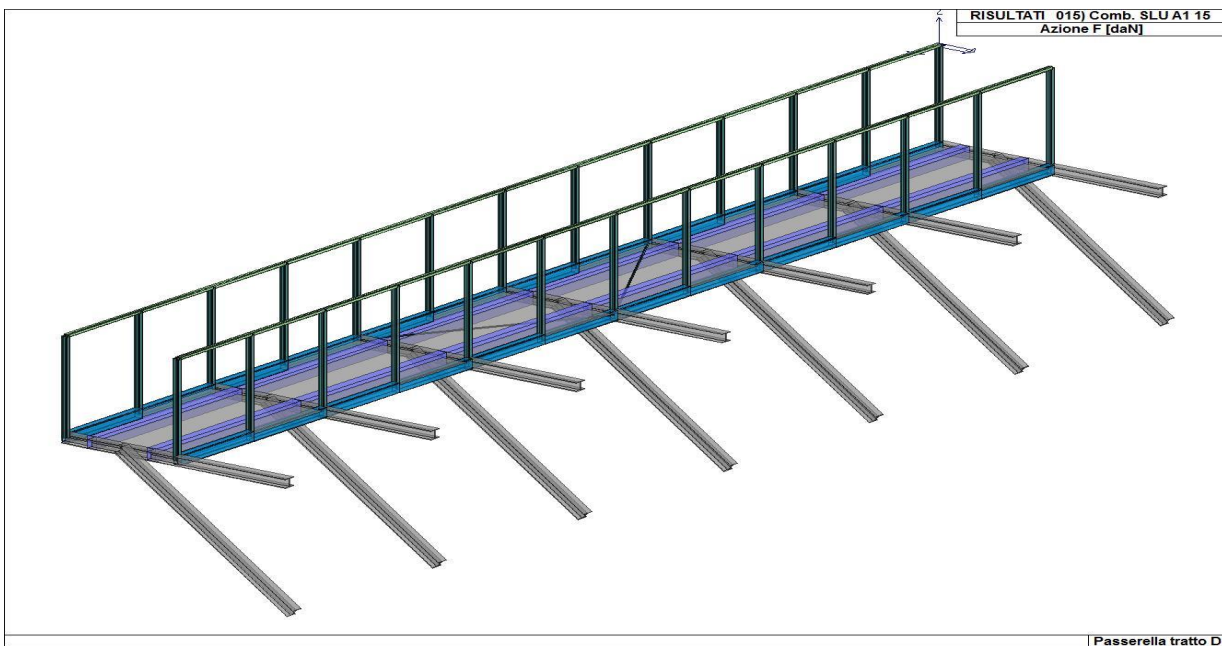


Figura 1 Sezione di progetto D

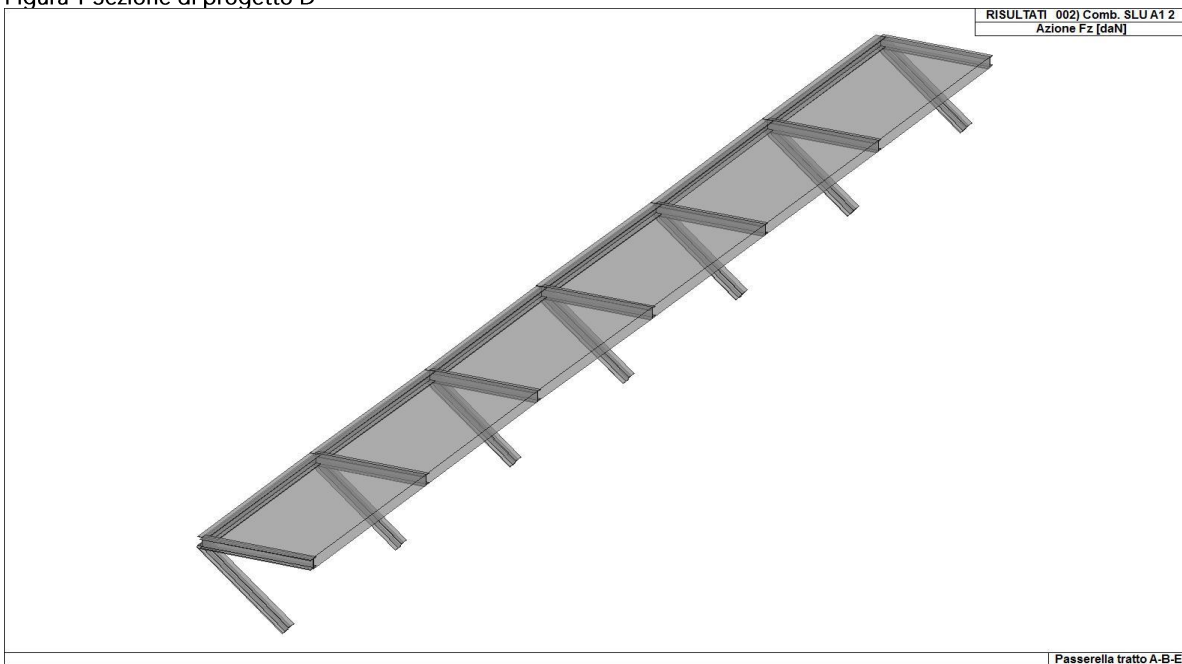


Figura 2 Sezione di progetto A-E-B

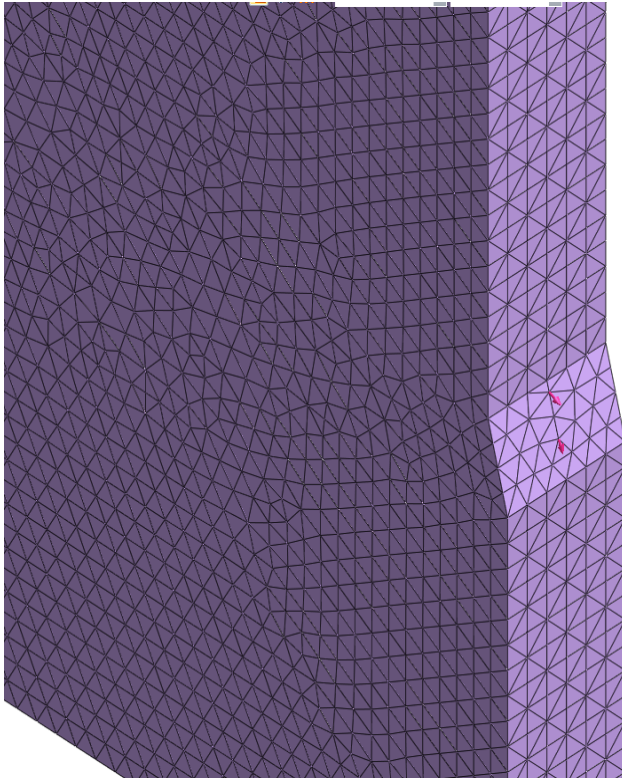


Figura 3 Particolare della mesh utilizzata per le analisi, le frecce si riferiscono ai carichi applicati alla testa dei tiranti

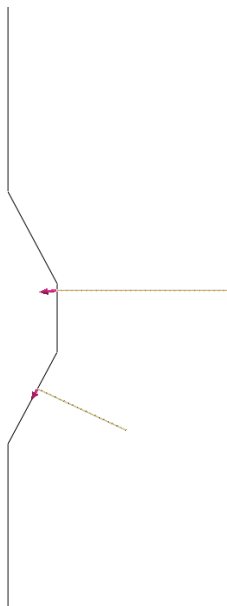


Figura 4 Particolare del modello numerico dei tiranti nella sezione D

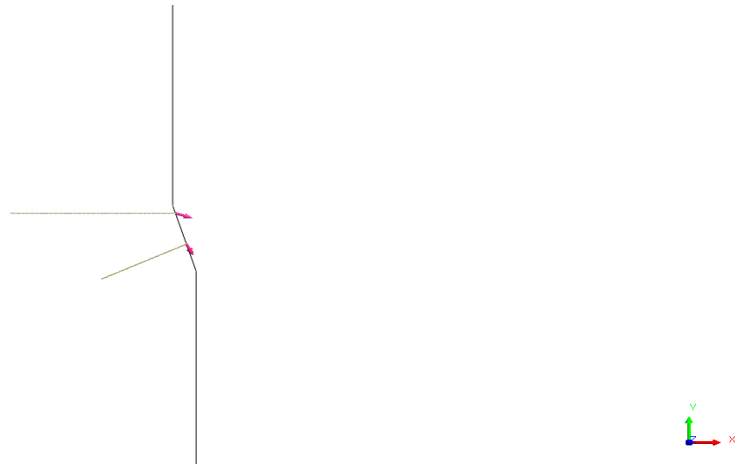


Figura 5 Particolare del modello numerico dei tiranti nella sezione A-E-B

6 Azioni di progetto

La struttura metallica a sbalzo della passerella è ancorata rigidamente alla roccia mediante tiranti permanenti di tipo passivo.

I dati numerici sono forniti dal progettista delle opere in acciaio ing. G. Marchetti che ha estrapolato le azioni al piede delle opere.

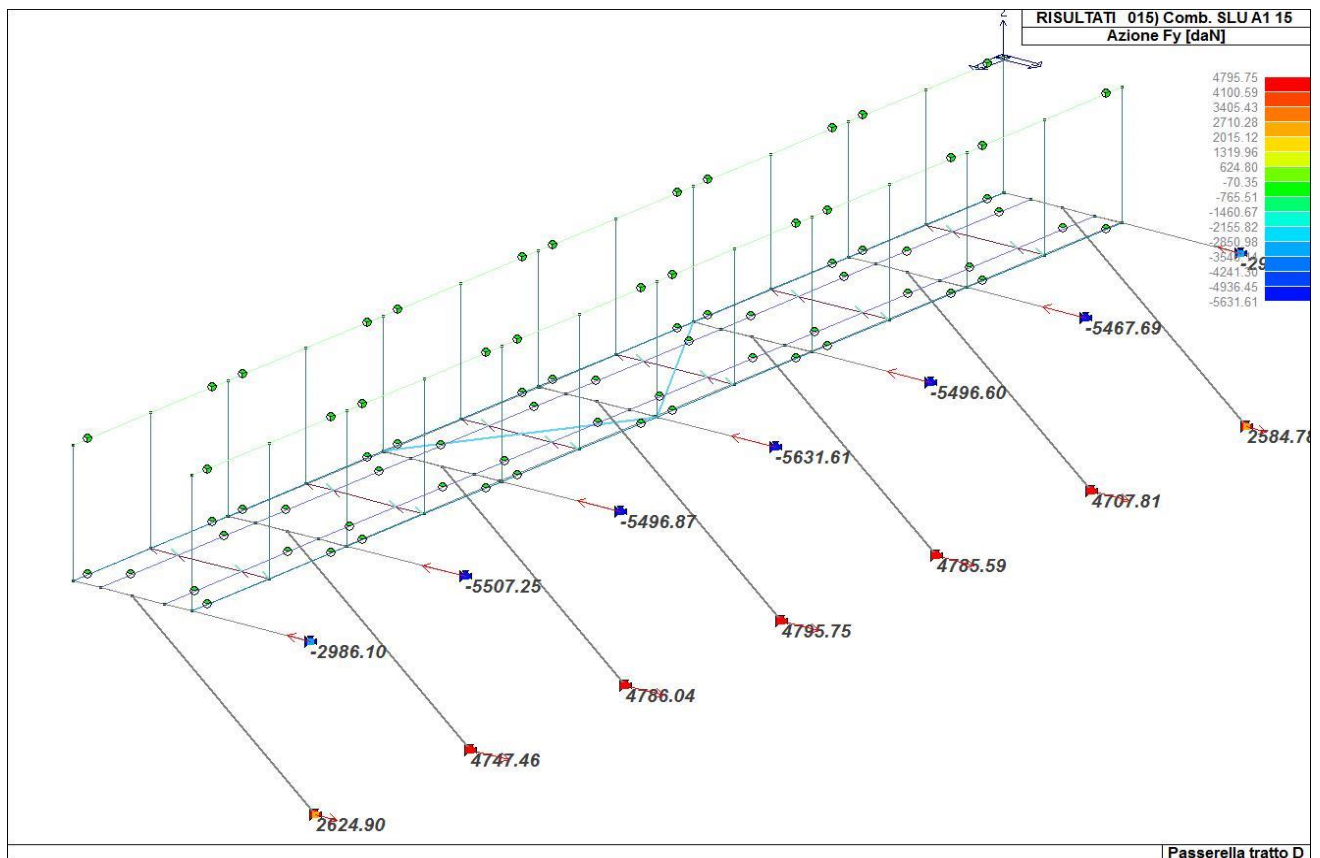


Figura 6 Azione assiale al piede della passerella sezione D (fornite dal collega Ing. Marchetti)

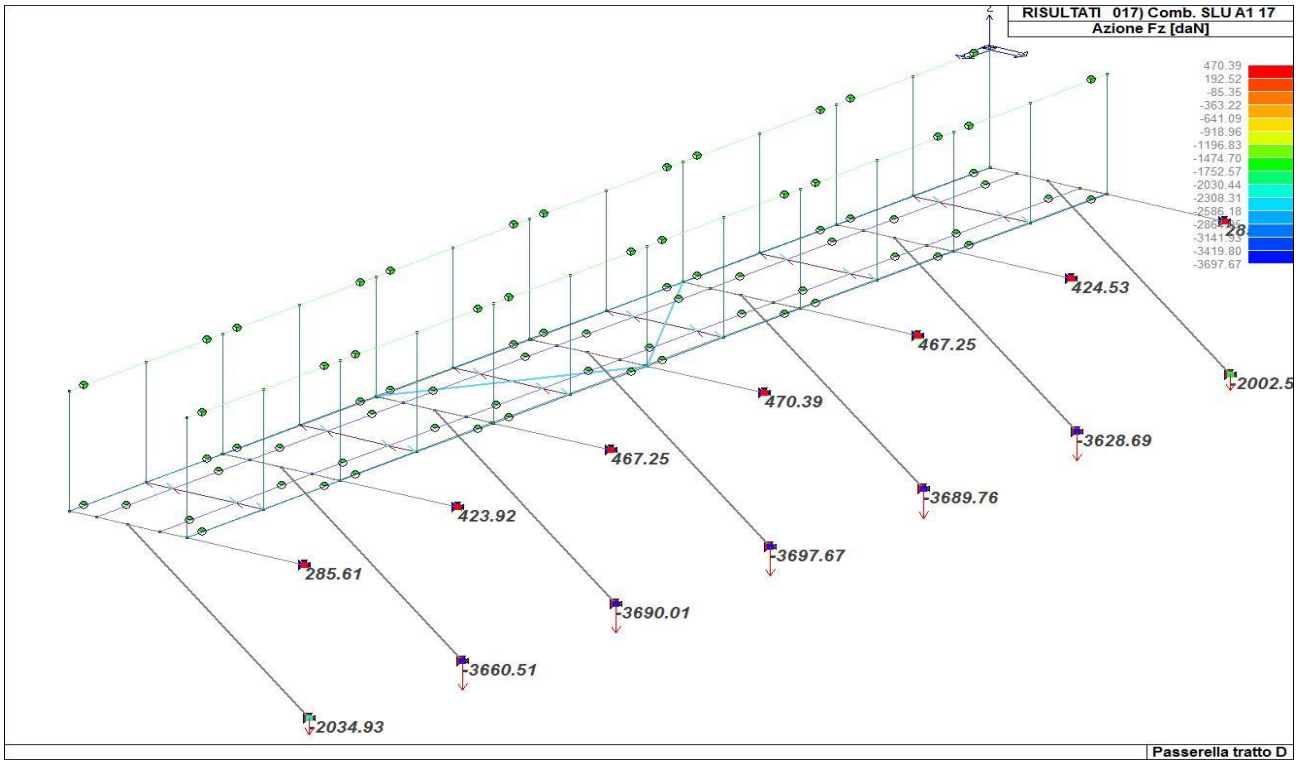


Figura 7 Azione di taglio al piede della passerella sezione D (fornite dal collega Ing. Marchetti)

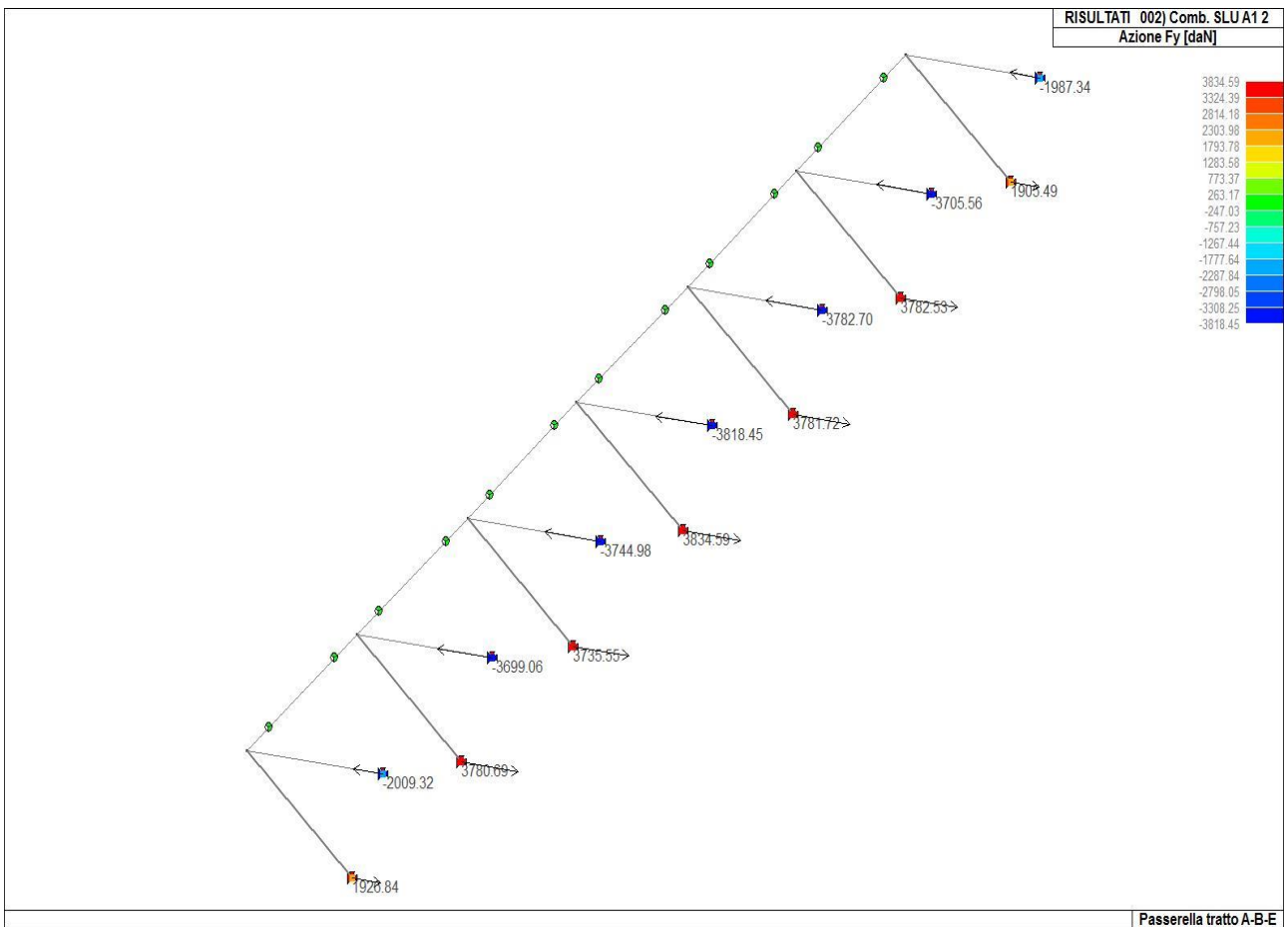


Figura 8 Azione assiale al piede della passerella sezione A-E-B (fornite dal collega Ing. Marchetti)

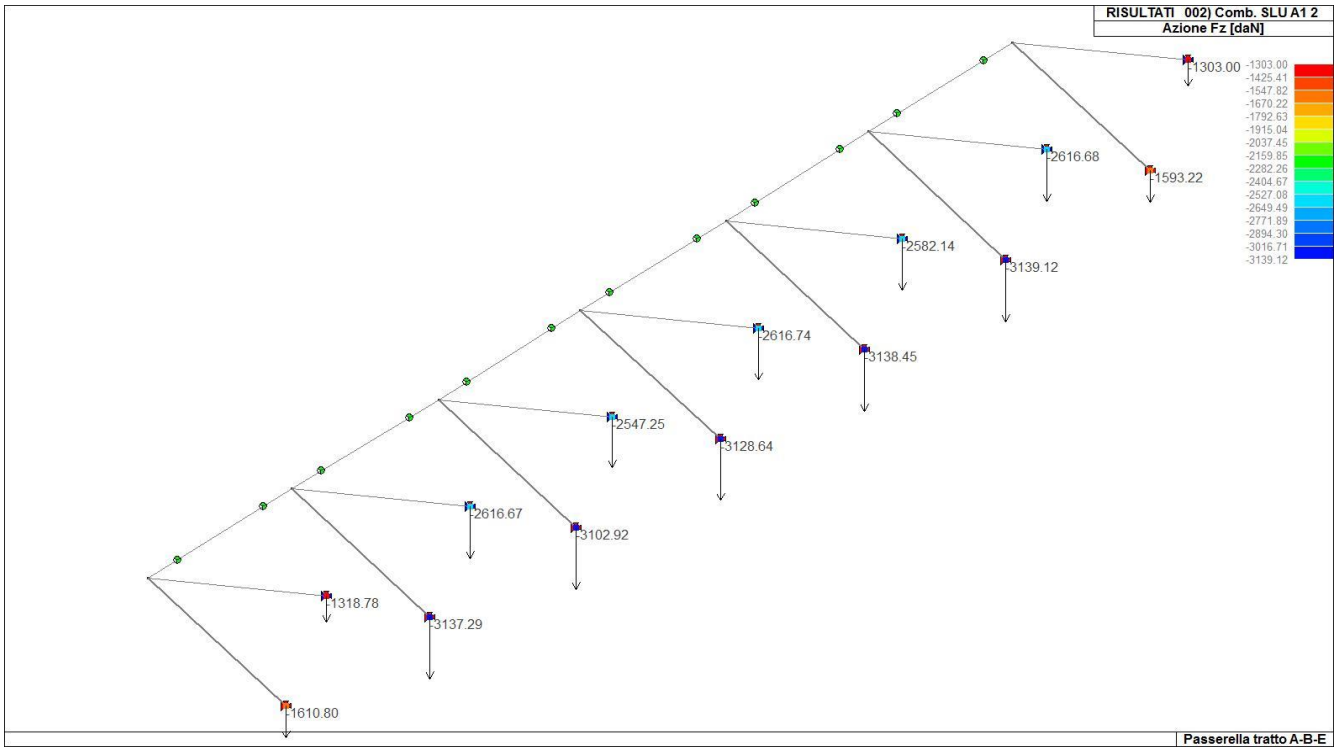


Figura 9 Azione di taglio al piede della passerella sezione A-E-B (fornite dal collega Ing. Marchetti)

Tabella 6 Azioni di progetto sul chiodo, sezione A-E-B

Azioni sull'ancoraggio da 2.5 m Combinazione SLU-STR	
Ned	38.18 KN (trazione)
Ved	26.16 KN
Azioni sull'ancoraggio da 2.5 m Combinazione SLU-STR	
Ned	38.34 KN (compressione)
Ved	31.39 KN

Tabella 7 Azioni di progetto sul chiodo, sezione D

Azioni sui due ancoraggio da 3.5 m Combinazione SLU-STR	
Ned	56.32 KN (trazione)
Ved	4.70 KN
Azioni sull'ancoraggio da 3.0 m Combinazione SLU-STR	
Ned	47.95 KN (compressione)
Ved	36.97 KN

Le verifiche SLU GEO degli ancoraggi vengono svolte con riferimento alle caratteristiche geometriche e geomeccaniche riassunte nella Tabella 8.

Tabella 8 Caratteristiche geometriche ancoraggi

Caratteristiche geometriche ancoraggi	
Diametro perforazione	90 mm
Armatura in barra	32 mm
Acciaio (450C)	$f_{yk}/f_{tk}=450/540$
Lunghezza	2.5 m/3.0 m/3.5 m

7 Verifiche ancoraggio

7.1 Verifica bulbo A1M1R3

La resistenza unitaria limite per rocce assimilabili a marne e calcari è condizionata da una moltitudine di condizioni al contorno: tipologia dei materiali, caratteristiche fisico meccaniche dei terreni, metodi di perforazione, etc.

A tal fine si riportano dei riferimenti di letteratura per la stima di q_s , qualora non siano state svolte prove di carico dirette o siano state assunte altre ipotesi di progetto.

Nell'ipotesi di:

-rocce marne e calcari

-Iniezione globale unica del bulbo (IGU) Figura 10, Figura 11

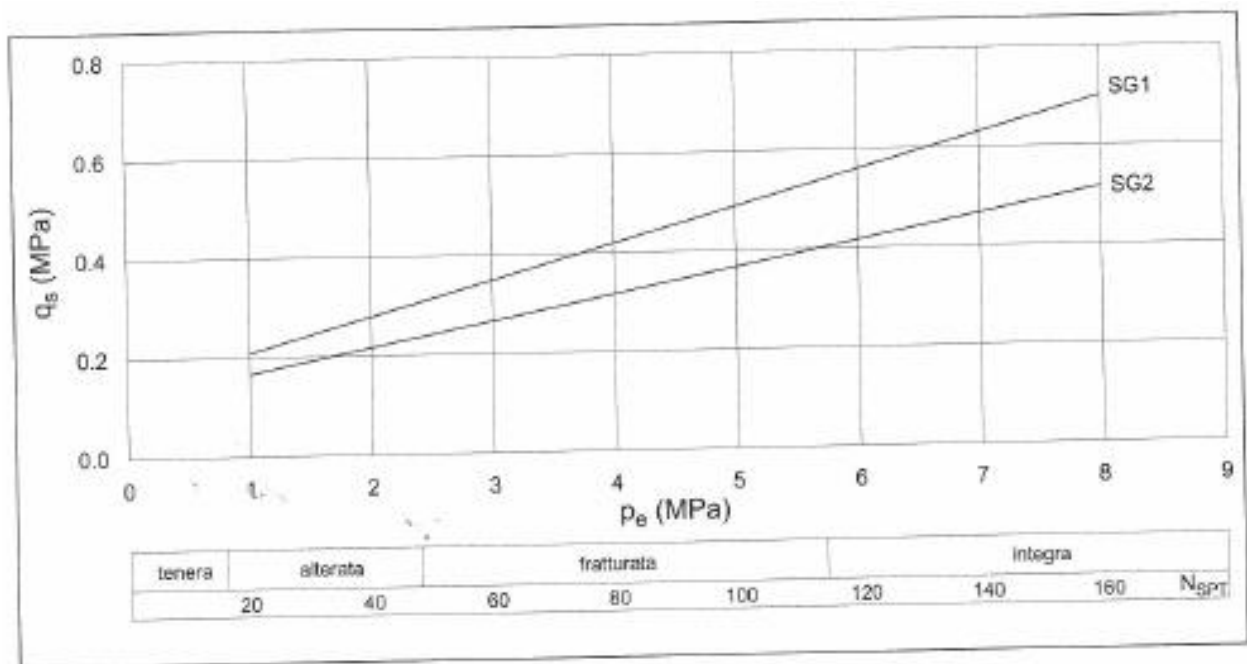


Figura 10 Resistenza unitaria limite per marne e calcari. Fonte: Raccomandazioni AGI su ancoraggi nei terreni e nelle rocce, nei terreni e nelle rocce, giugno 2012.

Viene scelto di adottare un valore cautelativo pari a $q_{sk}=0.2$ MPa.

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata V_s	Rapporto A/C
	IRS ($p_i \geq p_l$)	IGU ($p_i < p_l$)		
Ghiaia	1,8	1,3 ÷ 1,4	1,5 V_s	1,7 ÷ 2,4
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	1,5 ÷ 2,0	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	1,7 ÷ 2,4
Argilla	1,8 ÷ 2,0	1,2	IRS: (2,5 ÷ 3) V_s ; IGU: (1,5 ÷ 2) V_s	
Marna	1,8	1,1 ÷ 1,2	(1,5 ÷ 2) V_s per strati compatti	1,7 ÷ 2,4
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	(2÷6) V_s o più per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati	1,7 ÷ 2,4
IRS: <i>iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta</i> IGU: <i>iniezione a bassa pressione in unica soluzione</i> p_l : <i>pressione limite dalla prova pressiometrica Menard</i> p_i : <i>pressione di iniezione</i>			$V_s = L_f D_s^2 / 4$ L_f : <i>lunghezza della fondazione</i> D_s : <i>diametro reale della fondazione</i>	
<i>Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)</i>				

Figura 11 Valori del coefficiente α per la stima del diametro reale della fondazione dell'ancoraggio. Fonte: Raccomandazioni AGI su ancoraggi nei terreni e nelle rocce, nei terreni e nelle rocce, giugno 2012.

Per tener conto dell'esposizione della testa del chiodo ai fattori ambientali e quindi alla corrosione, si seguono le direttive della normativa europea (UNI EN 14490).

Individuata la classe di esposizione come da normativa, utilizzando il metodo della riduzione della sezione di progetto; rientrando in una categoria $\leq 4/IV$, si procede ad effettuare le verifiche con una sezione ridotta di 4 mm; per quanto riguarda le verifiche strutturali sul chiodo.

Di seguito si riportano le verifiche a trazione eseguite sull'ancoraggio (sezione A-E-B-tesa) di lunghezza pari a 2.5 m nell'ipotesi di ancoraggi permanente e di lunghezza resistente pari a 1.5 m.

Progetto e verifica tiranti di ancoraggio

$$R_E / R_R \leq 1$$

	$\xi_{3,4}$	
numero verticali indagate (Tab 6.6.I) (Tab 6.6.III, NTC08)	1.65	
	γ_{Rt}	γ_{Rp}
coeff. parz. temporaneo/permanente (Tab 6.6.III) (Tab 6.6.I, NTC08)	1.1	1.2

Verifica aderenza bulbo-terreno

Permanente ($\gamma_{Rt}=1.2$)

Red	D perforazione	sbulbatura	D _{reso}	perim.	q _{sk}	F _s = $\gamma_{Rp}\xi^4$	L bulbo	
[kN]	[mm]	%	[mm]	[m]	[MPa]		[m]	ok: qsk<tcls
38.18	90	0	90	0.28	0.2	1.98	1.3	

Verifica aderenza malta-acciaio (AICAP '83)

$$L_{bulbo} = \frac{R_{ak}}{\sum D_i \pi \cdot \tau_{cls} \cdot \omega \cdot \delta}$$

fili, barre o trefoli

trefolo	n	D	Rck	f _{bd} (EC2)	w	d	L bulbo	R _{adm}
["]		[mm]	[MPa]	[MPa]			[m]	[kN]
	1	32	25	2.10	2	1.00	1.5	633

R_R forza resistente

$$R_R = \frac{D \cdot q_{sk} \cdot L}{\gamma_{Ra} \cdot \xi_a}$$

D _{reso}	q _{sk}	F _s = $\gamma_{Rt}\xi^4$	L bulbo	R _R	
[mm]	[MPa]		[m]	[kN]	ok: RR<Radm
90	0.2	1.8	1.5	47	

La verifica risulta soddisfatta a fronte di un ancoraggio della lunghezza minima pari a 1.3 m viene scelto di considerare ancoraggi pari a 1.5 m ottenendo un rapporto:

$$Ed/Rd = 1.3/1.5 < 1$$

Di seguito si riportano le verifiche a trazione eseguite sull'ancoraggio (sezione A-E-B-compressa) di lunghezza pari a 2.5 m nell'ipotesi di ancoraggi permanente e di lunghezza resistente pari a 1.5 m.

Progetto e verifica tiranti di ancoraggio

$$R_E / R_R \leq 1$$

	$\xi_{3,4}$	
numero verticali indagate (Tab 6.6.I) (Tab 6.6.III, NTC08)	1.65	
	γ_{Rt}	γ_{Rp}
coeff. parz. temporaneo/permanente (Tab 6.6.III) (Tab 6.6.I, NTC08)	1.1	1.2

Verifica aderenza bulbo-terreno

Permanente ($\gamma_{Rt}=1.2$)

Red	D perforazione	sbulbatura	D _{reso}	perim.	q _{sk}	F _S = $\gamma_{Rp}\xi_4$	L bulbo	
[kN]	[mm]	%	[mm]	[m]	[MPa]		[m]	ok: qsk<tcls
38.34	90	0	90	0.28	0.2	1.98	1.3	

Verifica aderenza malta-acciaio (AICAP '83)

$$L_{bulbo} = \frac{R_{ak}}{\sum D_i \pi \cdot \tau_{cls} \cdot \omega \cdot \delta}$$

fili, barre o trefoli

trefolo	n	D	Rck	f _{bd} (EC2)	w	d	L bulbo	Radm
[°]		[mm]	[MPa]	[MPa]			[m]	[kN]
	1	32	25	2.10	2	1.00	1.5	633

R_R forza resistente

$$R_R = \frac{D \cdot q_{sk} \cdot L}{\gamma_{Ra} \cdot \xi_a}$$

D _{reso}	q _{sk}	F _S = $\gamma_{Rt}\xi_4$	L bulbo	R _R	
[mm]	[MPa]		[m]	[kN]	ok: RR<Radm
90	0.2	1.8	1.5	47	

La verifica risulta soddisfatta a fronte di un ancoraggio della lunghezza minima pari a 1.3 m viene scelto di considerare ancoraggi pari a 1.5 m ottenendo un rapporto:

$$Ed/Rd = 1.3 / 1.5 < 1$$

Di seguito si riportano le verifiche a trazione eseguite sull'ancoraggio (sezione D-tesa) di lunghezza pari a 3.5 m nell'ipotesi di ancoraggi permanente e di lunghezza resistente pari a 2.5 m.

Progetto e verifica tiranti di ancoraggio

$$R_E / R_R \leq 1$$

numero verticali indagate (Tab 6.6.I) (Tab 6.6.III, NTC08)	$\xi_{3,4}$ 1.65	
coeff. parz. temporaneo/permanente (Tab 6.6.III) (Tab 6.6.I, NTC08)	γ_{Rt} 1.1	γ_{Rp} 1.2

Permanente ($\gamma_{Rt}=1.2$)

R _{ed} [kN]	D perforazione [mm]	sbulbatura %	D _{reso} [mm]	perim. [m]	q _{sk} [MPa]	F _s = $\gamma_{Rp}\xi_4$	L bulbo [m]	
56.32	90	0	90	0.28	0.2	1.98	2.0	ok: qsk<tcls

Verifica aderenza malta-acciaio (AICAP '83)

$$L_{bulbo} = \frac{R_{ak}}{\sum D_i \pi \cdot \tau_{cls} \cdot \omega \cdot \delta}$$

fili, barre o trefoli

trefolo ["]	n	D [mm]	R _{ck} [MPa]	f _{bd} (EC2) [MPa]	w	d	L bulbo [m]	R _{adm} [kN]
	1	32	25	2.10	2	1.00	2.5	1056

R_R forza resistente

$$R_R = \frac{D \cdot q_{sk} \cdot L}{\gamma_{Ra} \cdot \xi_a}$$

D _{reso} [mm]	q _{sk} [MPa]	F _s = $\gamma_{Rt}\xi_4$	L bulbo [m]	R _R [kN]	
90	0.2	1.8	2.5	79	ok: RR<R _{adm}

La verifica risulta soddisfatta a fronte di un ancoraggio della lunghezza minima pari a 2.1 m viene scelto di considerare ancoraggi pari a 2.5 m ottenendo un rapporto:

$$Ed/Rd = 2.1 / 2.5 < 1$$

Di seguito si riportano le verifiche a trazione eseguite sull'ancoraggio (sezione D-compressa) di lunghezza pari a 3.0 m nell'ipotesi di ancoraggi permanente e di lunghezza resistente pari a 2.0 m.

Progetto e verifica tiranti di ancoraggio

$$R_E / R_R \leq 1$$

numero verticali indagate (Tab 6.6.I) (Tab 6.6.III, NTC08)	$\xi_{3,4}$ 1.65	
coeff. parz. temporaneo/permanente (Tab 6.6.III) (Tab 6.6.I, NTC08)	γ_{Rt} 1.1	γ_{Rp} 1.2

Permanente ($\gamma_{Rt}=1.2$)

R _{ed} [kN]	D perforazione [mm]	sbulbatura %	D _{reso} [mm]	perim. [m]	q _{sk} [MPa]	F _s = $\gamma_{Rp}\xi_4$	L bulbo [m]	
47.95	90	0	90	0.28	0.2	1.98	1.7	ok: qsk<tcls

Verifica aderenza malta-acciaio (AICAP '83)

$$L_{bulbo} = \frac{R_{ak}}{\sum D_i \pi \cdot \tau_{cls} \cdot \omega \cdot \delta}$$

fili, barre o trefoli

trefolo ["]	n	D [mm]	R _{ck} [MPa]	f _{bd} (EC2) [MPa]	w	d	L bulbo [m]	R _{adm} [kN]
	1	32	25	2.10	2	1.00	2.0	844

R_R forza resistente

$$R_R = \frac{D \cdot q_{sk} \cdot L}{\gamma_{Ra} \cdot \xi_a}$$

D _{reso} [mm]	q _{sk} [MPa]	F _s = $\gamma_{Rt}\xi_4$	L bulbo [m]	R _R [kN]	
90	0.2	1.8	2.0	63	ok: RR<R _{adm}

La verifica risulta soddisfatta a fronte di un ancoraggio della lunghezza minima pari a 1.7 m viene scelto di considerare ancoraggi pari a 2.0 m ottenendo un rapporto:

$$Ed/Rd = 1.7 / 2.0 < 1$$

7.2 Verifiche STR

Verifiche armatura ancoraggi (sezione A-E-B):

- verifica azione assiale massima:

Ned= 38.34 kN

$$N_{rd}=A \times f_{yk}/\gamma_{rd}$$

$$\pi \frac{28^2}{4} \times 450/1.15=240.94 \text{ kN}$$

$$N_{ed}/N_{rd}= 38.34/240.94 \ll 1$$

- verifica a taglio

Ved=31.39 kN

$$V_{rd}=A_v f_{yk}/(\sqrt{3} \gamma_{rd})$$

$$\pi \frac{28^2}{4} \frac{450}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 139.11 \text{ kN}$$

$$V_{ed}/V_{rd}=31.39/139.11 \ll 1$$

Verifiche armatura ancoraggi (sezione D):

- verifica azione assiale massima

Ned= 56.32 kN

$$N_{rd}=A \times f_{yk}/\gamma_{rd}$$

$$\pi \frac{28^2}{4} \times 450/1.15=240.94 \text{ kN}$$

$$N_{ed}/N_{rd}= 59.32/240.94 \ll 1$$

- verifica a taglio

Ved=36.97 kN

$$V_{rd}=A_v f_{yk}/(\sqrt{3} \gamma_{rd})$$

$$\pi \frac{28^2}{4} \frac{450}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 139.11 \text{ kN}$$

$$V_{ed}/V_{rd}=36.97/139.11 \ll 1$$

7.3 Verifiche SLE

Di seguito vengono riportati i risultati più significativi delle analisi condotte, in assenza di azioni di esercizio, si deducono le azioni SLE dal seguente rapporto: $SLE = SLU / (1.5)$.

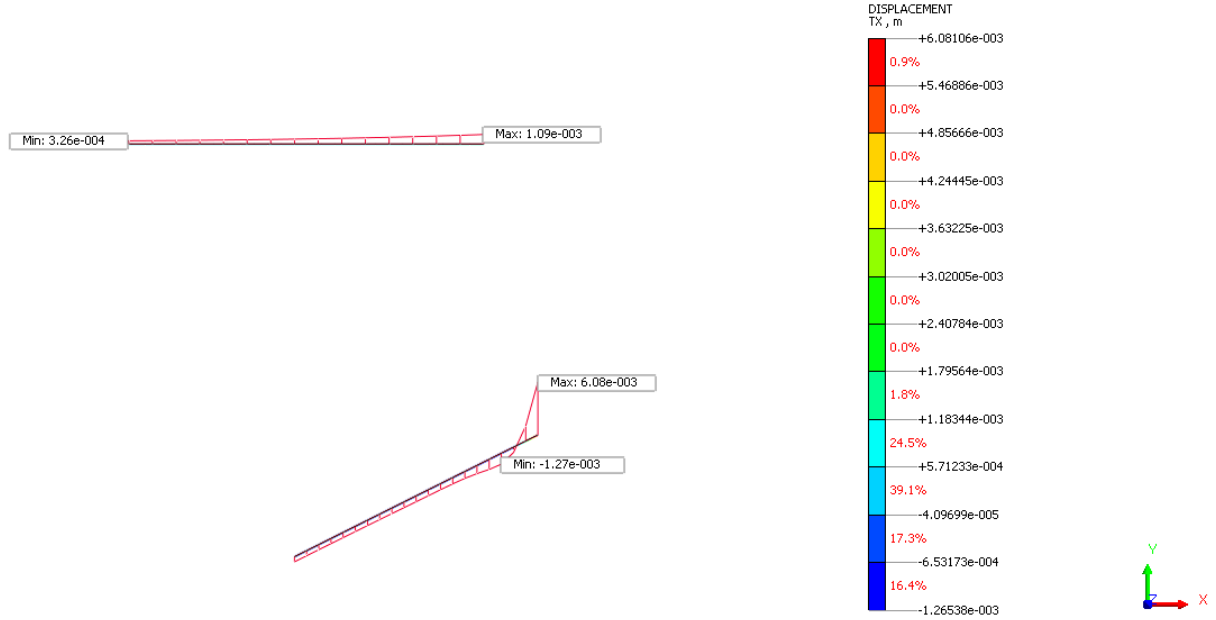


Figura 12 Spostamenti orizzontali dei tiranti (sezione D)

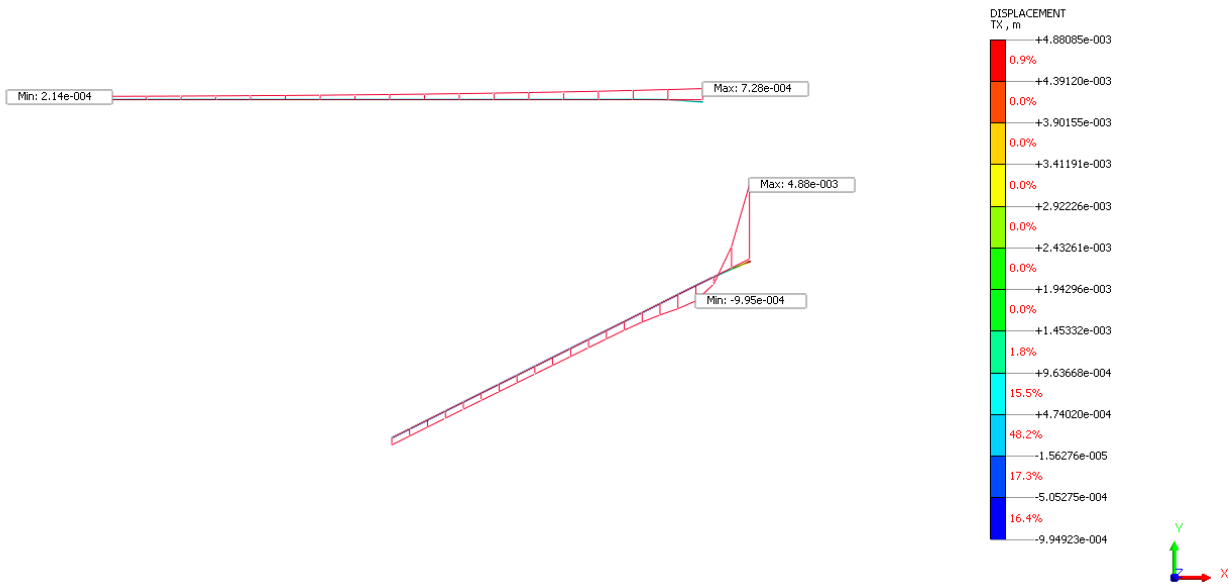


Figura 13 Spostamenti orizzontali dei tiranti (sezione A-E-B)

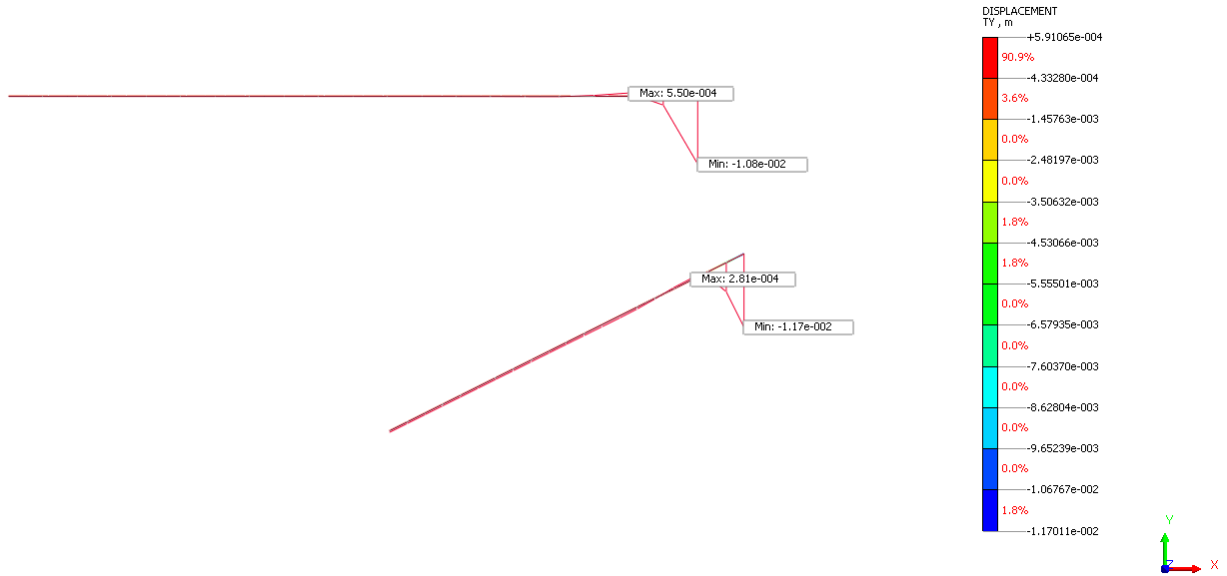


Figura 14 Spostamenti verticali dei tiranti (sezione A-E-B)

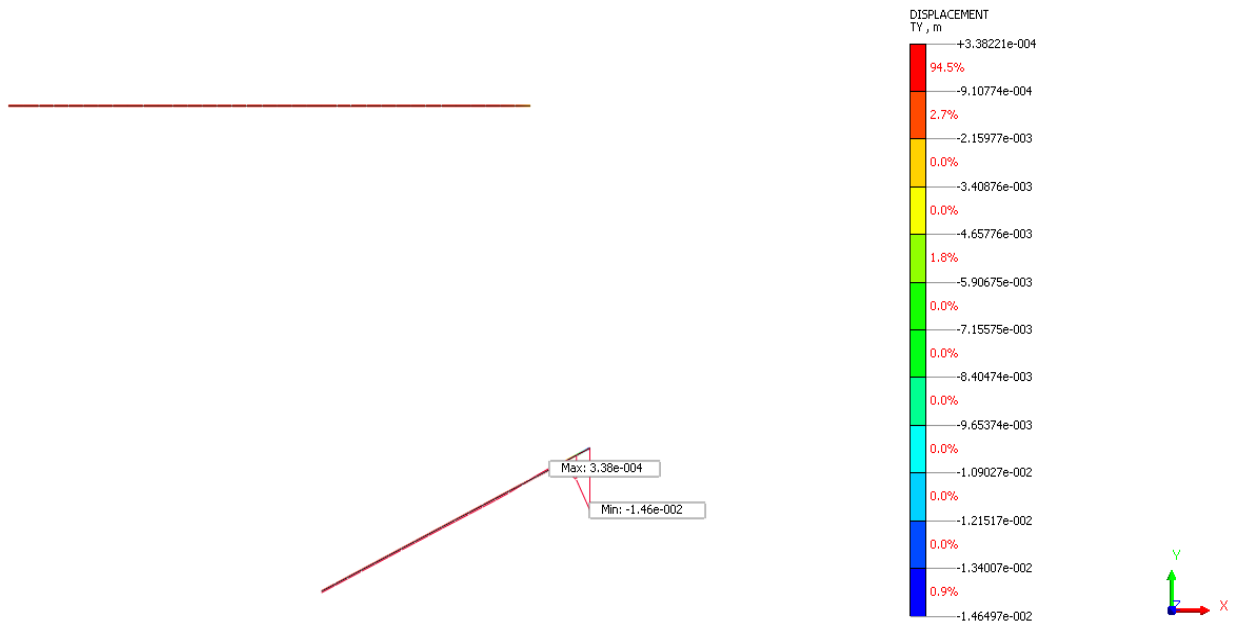


Figura 15 Spostamenti verticali dei tiranti (sezione D)

Il regime di tensioni indotto nell'ammasso roccioso, è praticamente influente rispetto allo stato di sforzo geostatico

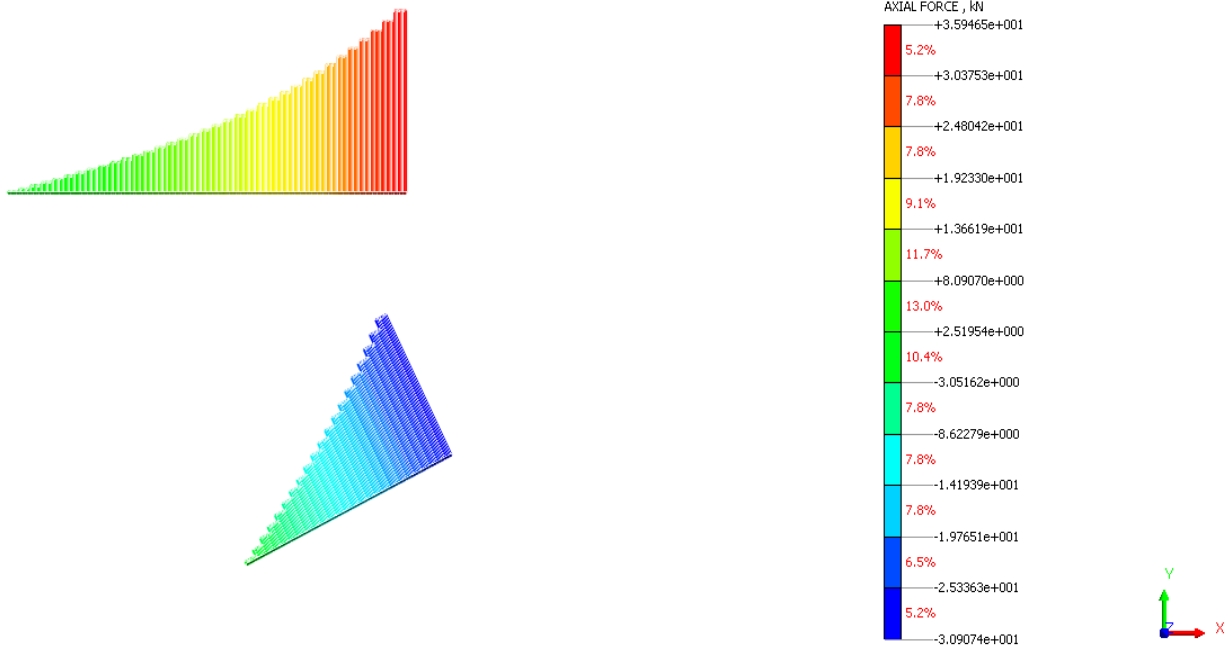


Figura 16 Azione assiale agente sui chiodi (sezione D)

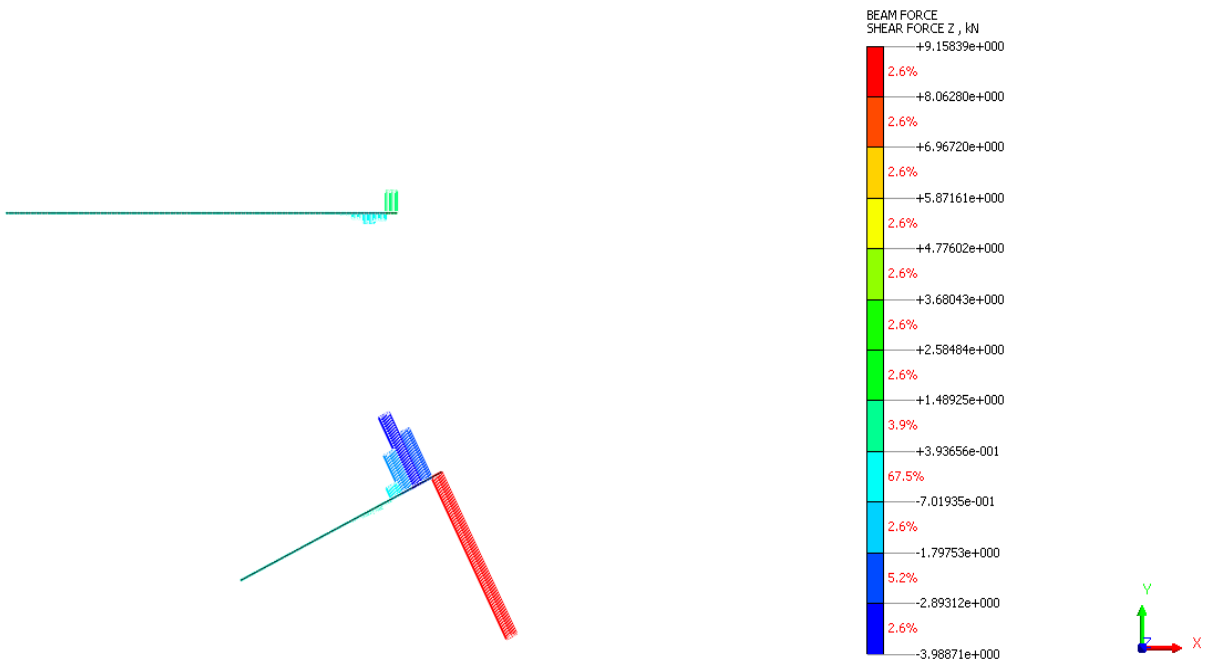


Figura 17 Azione di taglio agente sui chiodi (sezione D)

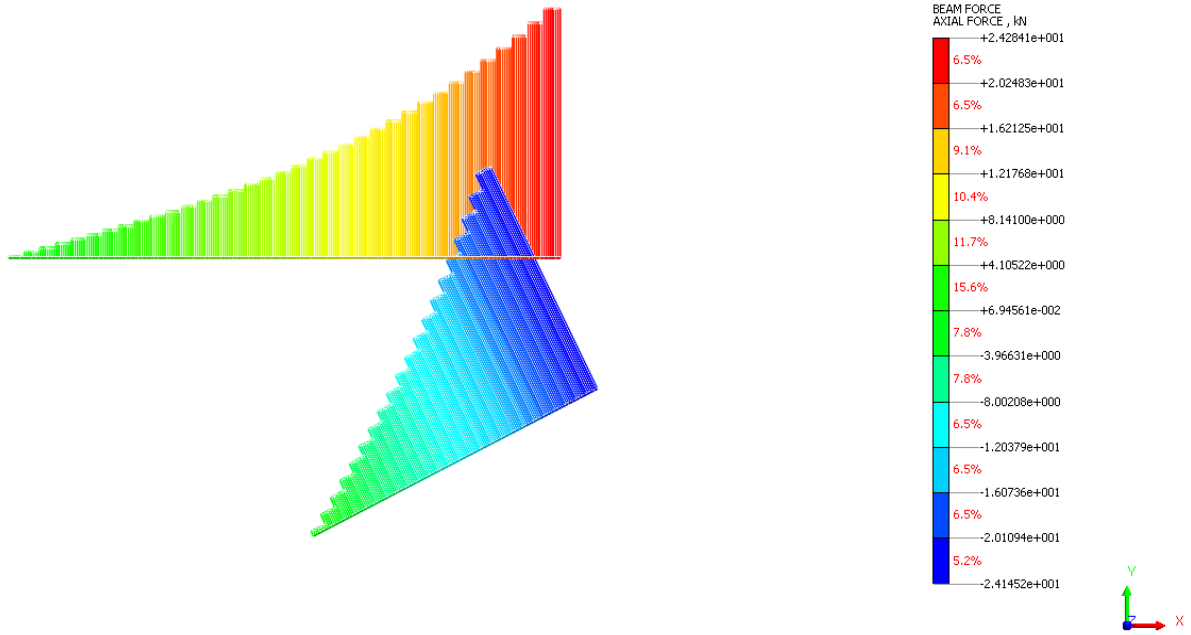


Figura 18 Azione assiale agente sui chiodi (sezione A-E-B)

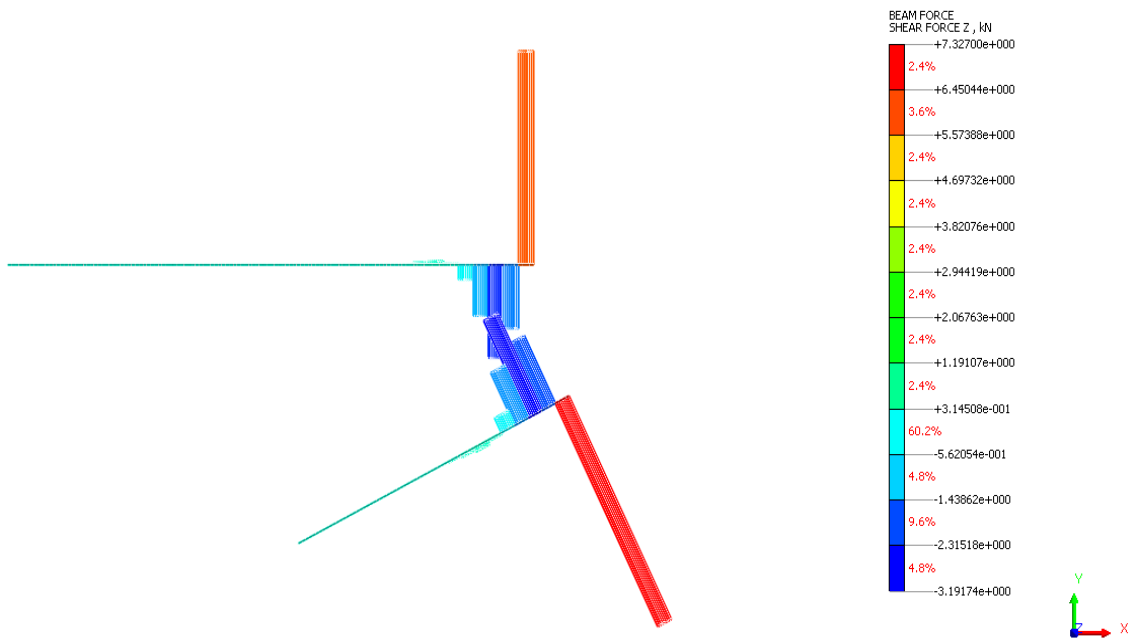


Figura 19 Azione di taglio agente sui chiodi (sezione A-E-B)

8 Verifiche progettuali della rete paramassi in aderenza

Nel presente capitolo vengono condotti il dimensionamento e le verifiche delle reti paramassi in aderenza con rafforzamento corticale utilizzando il sistema denominato MAC.RO 1 (MACcaferri ROckfall protection system).

I dati richiesti dal software sono di seguito riportati:

1. Schema dei principali elementi geometrici: S = spessore medio della parte corticale da consolidare, misurato perpendicolarmente alla superficie media della parete rocciosa; α = inclinazione media della famiglia di giunti più sfavorevole tra quelle in grado di generare scivolamenti in blocchi; β = inclinazione media della superficie da consolidare.

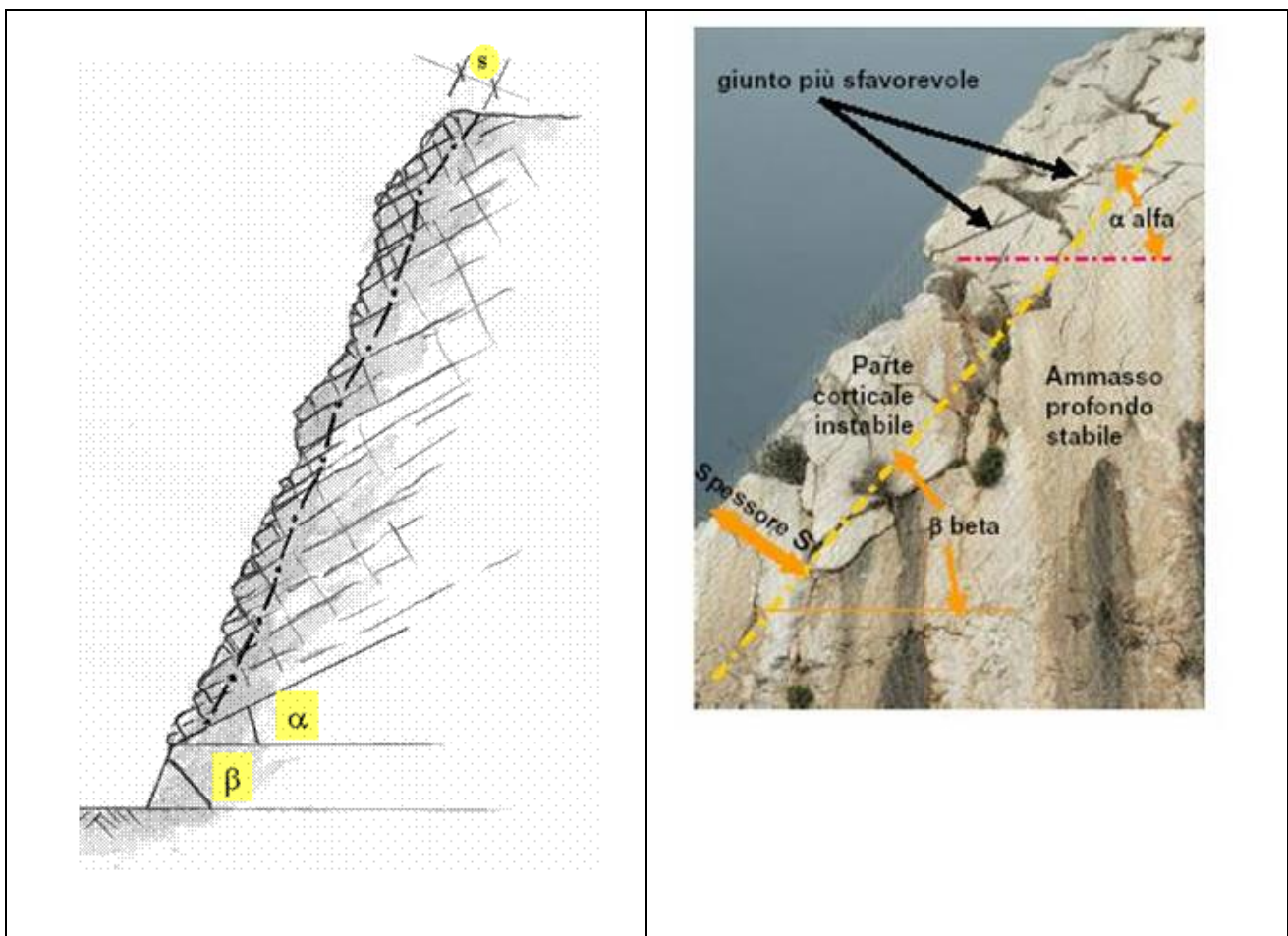


Figura 20 Schema dei principali elementi geometrici [Officine Maccaferri]

2. **Model F_s** : il fattore di sicurezza parziale che incide sullo spessore S della zona corticale instabile. Compensa le irregolarità geometriche della superficie del pendio e la incertezza del modello nel calcolo della maglia di ancoraggi.
3. **Rugosità JRC del giunto più pericoloso**: JRC è misurato con il pettine di Barton, ed ha un valore compreso tra 0 (giunto levigato) e 20 (giunto molto rugoso). Tale valore è ottenibile per confronto con lo schema dei profili tipo di lunghezza 0.10m. La rugosità è utilizzata nel calcolo del contributo resistente offerto dalla barra di ancoraggio; Più è rugoso il giunto, meglio lavora l'ancoraggio.



Figura 21 Rugosità del giunto più pericoloso

4. **Resistenza a compressione semplice JCS del giunto più pericoloso**: deriva da misura con martello di Schmidt e può essere assunto pari a circa $1/3$ della resistenza a compressione semplice della roccia UCS. La resistenza JCS è utilizzata nel calcolo del contributo resistente offerto dalla barra di ancoraggio. Il valore di input è corretto automaticamente dal software per tenere conto dell'effetto scala.
5. **Distanza media orizzontale i_x tra gli ancoraggi**: è importante che il valore i_x non si differenzi troppo dal valore di i_y .
6. **Distanza media verticale i_y tra gli ancoraggi**: è importante che il valore i_y non si differenzi troppo dal valore di i_x .

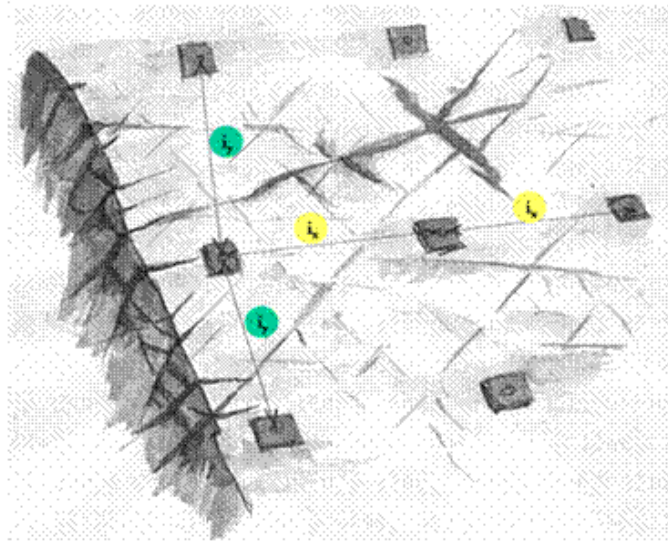


Figura 22 Distanza orizzontale i_x e distanza verticale i_y tra gli ancoraggi.

7. Delta δ : angolo che l'asse dell'ancoraggio forma con il piano orizzontale. L'ancoraggio è costituito da una barra metallica connessa per tutta la sua lunghezza alla roccia con miscela di cemento o resina (grouting).

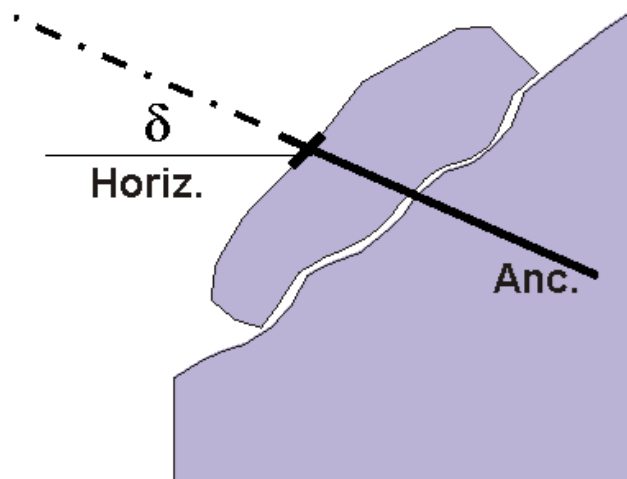


Figura 23 Angolo δ formato tra l'asse di ancoraggio con il piano orizzontale.

8. **Diámetro nominal de la barra de anclaje (mm).**
9. **Snervamento caratteristico σ dell'acciaio della barra di ancoraggio (N/mm²).**
10. **F_s acciaio:** fattore di sicurezza che si applica sul valore dello snervamento dell'acciaio della barra di ancoraggio.
11. **Tau_{Lim}:** è la tensione unitaria di adesione all'interfaccia tra miscela di intasamento (grouting) e la roccia. Il valore di τ_{lim} incide sulla lunghezza della barra di ancoraggio (MPa).
12. **F_s Tau_{Lim}:** F_{S τ_{lim}} fattore di sicurezza parziale che incide sulla tensione τ_{lim} di adesione tra grouting e roccia.
13. **F_s Fext:** fattore di sicurezza parziale che tiene conto di eventuali forze esterne che possono sollecitare gli ancoraggi (esempio: fune di legatura di volume roccioso instabile fissata direttamente all'ancoraggio. Il valore incide sulla lunghezza dell'ancoraggio.
14. **Scelta del tipo di rete:** la deformazione e la resistenza della rete sono calcolate sulla base di test di laboratorio e in situ.
15. **F_s rete:** coefficiente di sicurezza parziale che influenza la resistenza a trazione della rete. Il valore di F_s rete compensa ondulazioni presenti nella rete metallica, laschi di posa in opera, ecc.

8.1 Verifica rete con ancoraggi 3x3

Input

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	80
Spessore instabile [m]	1.00
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m ³]	26.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.20

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	50
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	50.00
Rugosità JCR	10.00

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.05
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	HEA 250 Ø 8
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	237.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.24

Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	3.00
Interasse verticale dei chiodi [m]	3.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	10

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre in acciaio B450C
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	28
Spessore della corona di corrosione [mm]	0
Tensione di snervamento [MPa]	450.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.20



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.20
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.01
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.02
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.24

Morfologia del pendio da consolidare	1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio	1.02
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	1.12

Fattore di sicurezza globale	1.39
-------------------------------------	-------------

Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.20

Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.16
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	2.00

Bar design check (Slope SF)

1.16 Soddisfatta

Mesh design check

4.67 Soddisfatta

Serviceability design check

1.43 Soddisfatta

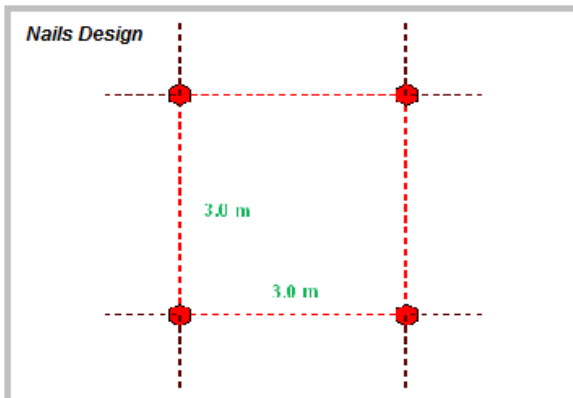
Progettazione degli ancoraggi

Forze stabilizzanti [kN]	301.44
Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	260.37
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento	1.16
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	0.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	387.93
Sezione di acciaio utile della barra [mm ²]	615.75
Sliding plane stabilizing forces - per anchorage [kN]	124.88
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	43.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	25.56
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	0.00
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	25.56
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	1.90
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	1.20
Lunghezza minima di fondazione (nominale) [m]	3.30

Stato Limite di Servizio

Forze stabilizzanti [m]	0.20
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [m]	0.14
Rapporto tra carico e resistenza a trazione	1.43

Geometry

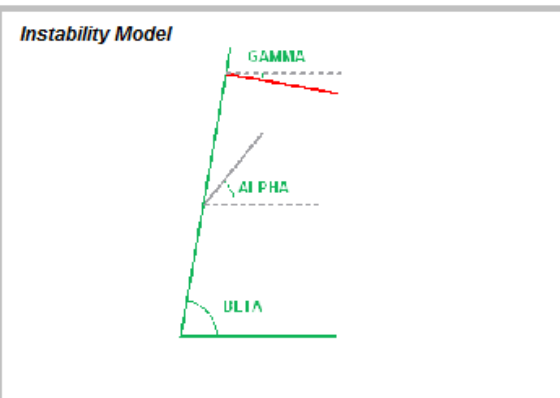


Progettazione della rete

Forza massima agente sulla fune [kN/m]	94.80
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	20.31
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	4.67
Volume potenzialmente instabile - caso A [m ³ /m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso B [m ³ /m]	1.27
Volume potenzialmente instabile - caso C [m ³ /m]	0.87
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m ³ /m]	2.13
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	55.48
Sommatoria delle forze instabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	49.60
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	32.56
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	25.56
Angolo di deformazione della rete rispetto all'orizzontale (valore medio) [°]	5.21

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.02
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	5.12
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m ³]	9.00
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	234.00



STUDIO CONTI ASSOCIATI

Dott. Geol. Michele Conti

Dott. Geol. Antonio Conti

Dott. Ing. Francesco Bocchio

Indice figure

Figura 1 Sezione di progetto D.....	11
Figura 2 Sezione di progetto A-E-B.....	11
Figura 3 Particolare della mesh utilizzata per le analisi, le frecce si riferiscono ai carichi applicati alla testa dei tiranti	12
Figura 4 Particolare del modello numerico dei tiranti nella sezione D.....	12
Figura 5 Particolare del modello numerico dei tiranti nella sezione A-E-B.....	13
Figura 6 Azione assiale al piede della passerella sezione D (fornite dal collega Ing. Marchetti).....	13
Figura 7 Azione di taglio al piede della passerella sezione D (fornite dal collega Ing. Marchetti).....	14
Figura 8 Azione assiale al piede della passerella sezione A-E-B (fornite dal collega Ing. Marchetti).....	14
Figura 9 Azione di taglio al piede della passerella sezione A-E-B (fornite dal collega Ing. Marchetti).....	15
Figura 10 Resistenza unitaria limite per marne e calcari. Fonte: Raccomandazioni AGI su ancoraggi nei terreni e nelle rocce, nei terreni e nelle rocce, giugno 2012.	17
Figura 11 Valori del coefficiente α per la stima del diametro reale della fondazione dell'ancoraggio. Fonte: Raccomandazioni AGI su ancoraggi nei terreni e nelle rocce, nei terreni e nelle rocce, giugno 2012.	18
Figura 12 Spostamenti orizzontali dei tiranti (sezione D).....	24
Figura 13 Spostamenti orizzontali dei tiranti (sezione A-E-B).....	24
Figura 14 Spostamenti verticali dei tiranti (sezione A-E-B).....	25
Figura 15 Spostamenti verticali dei tiranti (sezione D).....	25
Figura 16 Azione assiale agente sui chiodi (sezione D)	26
Figura 17 Azione di taglio agente sui chiodi (sezione D).....	26
Figura 18 Azione assiale agente sui chiodi (sezione A-E-B)	27
Figura 19 Azione di taglio agente sui chiodi (sezione A-E-B).....	27

Figura 20 Schema dei principali elementi geometrici [Officine Maccaferri].....	28
Figura 21 Rugosità del giunto più pericoloso.....	29
Figura 22 Distanza orizzontale i_x e distanza verticale i_y tra gli ancoraggi.	30
Figura 23 Angolo δ formato tra l'asse di ancoraggio con il piano orizzontale.....	30

Indice Tabelle

Tabella 1 Vita nominale V_N per diversi tipi di opere (Tab. 2.4.I NTC08).....	6
Tabella 2 Categorie topografiche (Tab. 3.2.IV NTC08).....	6
Tabella 3 Valori del coefficiente d'uso C_u (Tab. 2.4.II NTC08).....	7
Tabella 4 Parametri sismici del sito in esame [Geostru-PS].....	8
Tabella 5 Classificazione e parametri dell'ammasso roccioso.	10
Tabella 6 Azioni di progetto sul chiodo, sezione A-E-B	15
Tabella 7 Azioni di progetto sul chiodo, sezione D	15
Tabella 8 Caratteristiche geometriche ancoraggi.....	16