

STRADA STATALE 4 "VIA SALARIA"
**Adeguamento della piattaforma stradale e messa in
 sicurezza dal km 56+000 al km 64+000**
 Stralcio 1 da pk 0+000 a pk 1+900

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **RM368**

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)
 PROGIN S.p.A.
 S.I.N.A. S.p.A. – BRENG S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
 Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli n. 23799

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



IL GEOLOGO:
 Dott. Geol. Gianluca PANDOLFI ELMI (Progin S.p.A.)
 Ordine dei Geologi Regione Umbria n. 467

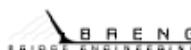


Direttore Tecnico:
 Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
 Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)



VISTO: IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO
 Dott. Ing. Paolo NARDOCCI



PROTOCOLLO DATA _____ 202_

TRINCEE

Trincea in sx da pk 1+442 a pk 1+514

CODICE PROGETTO		NOME FILE T01OM08STRRE01B			REVISIONE	SCALA:																			
D	P	R	M	3	6	8	E	2	3	T	0	1	O	M	0	8	S	T	R	R	E	0	1	B	-
CODICE ELAB.		T 0 1 O M 0 8 S T R R E 0 1			B	-																			
B	Emissione a seguito istruttoria ANAS e validazione			Febbraio 2024	Furlani	D'Alterio	L. Infante																		
A	Prima emissione			09-2022	Furlani/Gasperoni	D'Alterio	L. Infante																		
REV.	DESCRIZIONE			DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO																		

Sommario

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	2
2.1	Normativa di riferimento.....	2
2.2	Documenti di riferimento.....	2
2.3	Programmi di calcolo.....	2
3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	4
4	ANALISI DI STABILITA'	7
4.1	Il modello FEM 2d	7
4.2	Metodologie di calcolo verifica di stabilità	9
4.3	Azioni sismiche per analisi di stabilità.....	11
4.4	Sezioni di calcolo analizzate.....	12
4.5	Risultati delle analisi.....	12
4.5.1	Risultati: Sezione 75 - km 1+480	12

1 PREMESSA

La revisione in oggetto è emessa per riscontro ai commenti di istruttoria Anas e validazione (IT22009AR-004-SP-0006-0 del 19/11/2023 ITS Controlli Tecnici SpA).

Nell’ambito della progettazione definitiva dell’intervento di adeguamento della piattaforma stradale e messa in sicurezza dal km 56+000 al km 64+000 della Strada Statale 12 “via Salaria” – Stralcio 1 (dal km 0+000 al km 1+900) è prevista la realizzazione di diverse trincee costituite da sezioni di scavo gradonate su più banche.

La presente relazione riguarda la trincea OM08 prevista in sinistra tra il km 1+442 e il km 1+514, che si sviluppa per circa 72 m.

La scarpata si inserisce in un pendio roccioso esistente con strati a franapoggio. Sono riconoscibili episodi di crollo presumibilmente innescati dagli scavi eseguiti per realizzare l’attuale strada. Questo ha richiesto la necessità di prevedere un consolidamento preventivo del pendio, per consentire lo scavo della scarpata in sicurezza.

Il taglio subverticale ha una pendenza 10/3, sul quale sono previsti dreni sub-orizzontali ed un pannello costituito da un traliccio e rivestito superficialmente da pietra.

Nel seguito dopo, dopo un breve richiamo delle condizioni geotecniche, si espongono le analisi e le verifiche di stabilità condotte in conformità alla normativa vigente (DM 2018).

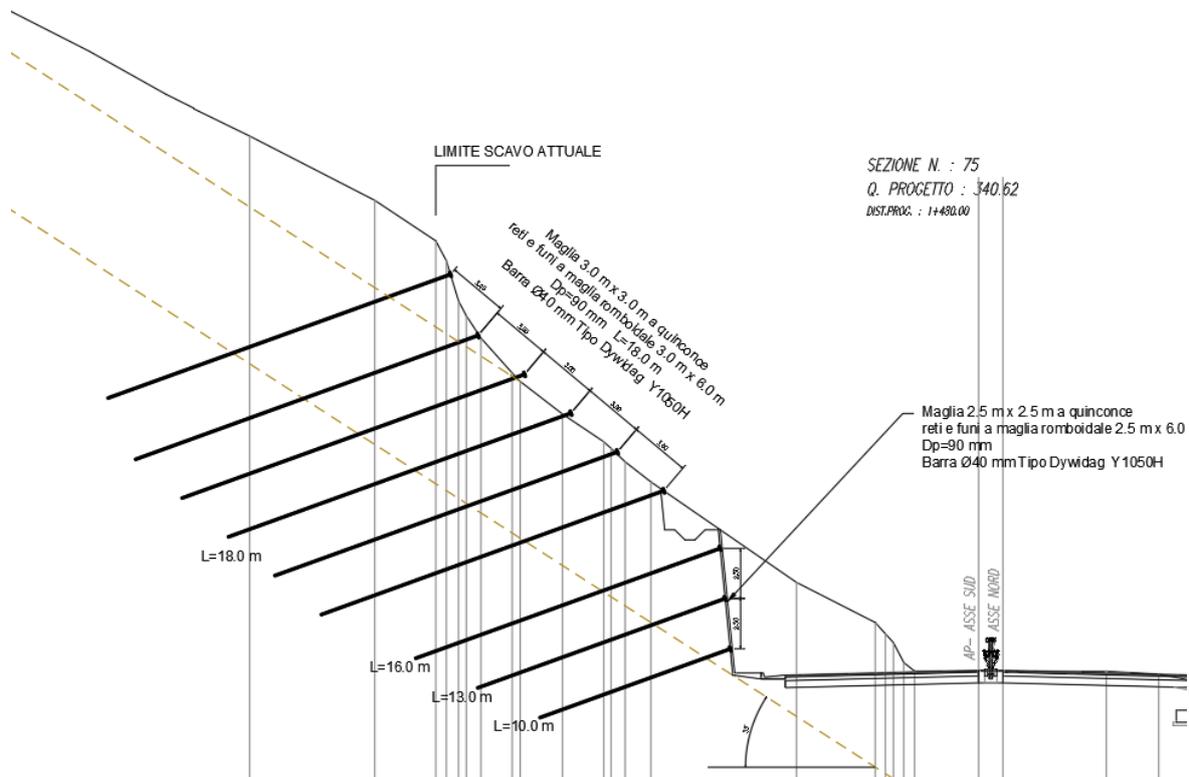


Figura 1 – Sezione km 1+480



Figura 2 – Configurazione finale delle trincea (schema illustrativo)

2 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **Normativa di riferimento**

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018) e Circolare Applicativa.

2.2 **Documenti di riferimento**

I documenti presi a riferimento per la stesura del presente elaborato sono i seguenti.

- [N.2]. T01GE01 GEO RE01 – Relazione geologica.
- [N.3]. T01GE01 GEO CG01÷02 – Carta geologica.
- [N.4]. T01GE04 GEO SZ01 – Sezioni geologiche.
- [N.5]. T01GE01 GEO FG01 – Profilo geologico.
- [N.6]. T01GE01 GEO RE01 – Relazione geotecnica generale.
- [N.7]. T01GE02 GEO FG01÷02 – Profilo geotecnico.
- [N.8]. T01GE02 GEO SZ01÷03 – Sezioni geotecniche.
- [N.9]. T01GE01 GEO RE02 – Relazione geostrutturale e geomeccanica.

2.3 **Programmi di calcolo**

Nella redazione del presente documento sono stati utilizzati i seguenti programmi di calcolo:

- Plaxis 2d Connect Edition 2022 – Programma FEM 2d appositamente sviluppato per analisi tenso-deformative in ambito geotecnico, prodotto e commercializzato dalla Bentley Systems.

Per i programmi citati, con riferimento al paragrafo 10.2 del D.M. 14.01.2018 e relativa Circolare esplicativa, si dichiara che:

- i risultati dei calcoli eseguiti con l'utilizzo del calcolatore sono stati verificati dal progettista;
- i risultati presentati nelle forme allegate al progetto ne garantiscano la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità;
- l'affidabilità dei codici utilizzati è stata verificata attraverso esame preliminare, di valutazione dell'affidabilità e soprattutto dell'idoneità del programma nel caso specifico di applicazione;
- la validazione dei codici di calcolo è stata verificata sia per confronto con soluzioni semplificate con metodi tradizionali, sia dall'esame della documentazione fornita dal produttore/distributore sulle modalità e procedure seguite per la validazione generale del codice.

3 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel profilo stratigrafico longitudinale e nelle sezioni geotecniche sono riportati in forma grafica i risultati delle indagini e sono mostrate le correlazioni stratigrafiche con indicazione delle unità geotecniche intercettate; è anche indicato il livello di falda massimo rilevato da letture piezometriche ed il livello di falda di progetto.

Le scarpate di scavo sono previste generalmente nella formazione dei calcari marnosi della scaglia rossa (unità SR).

La caratteristica principale di questa scarpata è la presenza di superfici di discontinuità che configurano un potenziale cinematismo di scorrimento traslativo lungo la loro direzione di massima pendenza.

Le principali condizioni predisponenti è che tali superfici di discontinuità devono essere orientate nello stesso senso del versante e della scarpata di scavo, ossia con giacitura a frana-poggio, ed abbiano un'inclinazione uguale o minore a quella della scarpata stessa.

Nel caso in esame si configurano dei giunti di stratificazione (fratture) che configurano strati di roccia integra che conservano la loro struttura interna

Nella seguente figura si riporta la sezione geologica rappresentativa con la rappresentazione delle discontinuità rilevate in sito. L'immersione degli strati è di 123° e si dispone quindi nello stesso senso della scarpata (frana-poggio). L'inclinazione è di 33° rispetto all'orizzontale.

Nella successiva figura si riporta la mesh del modello numerico FEM 2d che include la presenza delle discontinuità a frana-poggio mediante legge di resistenza puramente attritiva.



Figura 3 – Sezione km 1+480: rilievo geomeccanico

Le caratteristiche dell'ammasso roccioso sono state determinate nella Relazione Geotecnica Generale, alla quale si rimanda per gli approfondimenti nel caso. Avendo modellato numericamente la presenza delle discontinuità principali, il materiale roccioso intercluso è costituito da roccia intatta e dalle fratture secondarie. Pertanto, nel seguito si considerano i parametri d'ammasso medi, rappresentativi dell'ammasso roccioso che si presenta di media-buona qualità. Nel seguito si richiamano i parametri che caratterizzano l'ammasso secondo il criterio di Hoek and Brown:

$$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

$$m_i = 8$$

$$\sigma_{ci} = 49\text{-}30 \text{ MPa} \text{ (valore medio e lower-bound definito al percentile 10\%)}$$

$$GSI = 39$$

un coefficiente di disturbo relativo allo scavo $D = 0.7$ (assunzione cautelativa in considerazione del fatto che la scarpata è soggetta ad operazioni di scavo che creano comunque disturbo).

Considerando l'altezza di riferimento della scarpata, si ottengono i seguenti parametri caratteristici di resistenza mediante linearizzazione equivalente del criterio Mohr-Coulomb (tra parentesi sono riportati i valori centrali del range, che vengono considerati nelle analisi):

$$c' = 86\text{-}114 \text{ kPa} \text{ (100 kPa)}$$

$$\varphi' = 44\text{-}47^\circ \text{ (45.5}^\circ\text{)}$$

.

Hoek and Diederichs propongono di determinare il modulo d'ammasso con la seguente equazione:

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$$

Dove il modulo della roccia intatta è $E_i = MR \cdot \sigma_{ci} = 900 \cdot (30 \div 49)$ e quindi il modulo della roccia a livello d'ammasso vale: $E_{rm} = 1480\text{-}2400 \text{ MPa}$. Nelle analisi si è cautelativamente considerato il valore minimo.

Si fa notare che i parametri sopra determinati per l'ammasso roccioso non assumono rilevanza ai fini dell'analisi perché la stabilità della scarpata è praticamente governata dalla resistenza allo scorrimento che si ha lungo le fratture principali a frana-poggio che vengono appositamente modellate. Il criterio che meglio descrive tale resistenza è quello proposto da Barton & Choubey:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_b + JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right]$$

in cui JRC descrive le caratteristiche di scabrezza e JCS la resistenza intrinseca delle asperità e viene espresso come resistenza a compressione monoassiale della porzione rocciosa lungo la discontinuità. L'angolo di resistenza di base, ϕ_b , è rappresentativo delle superfici di roccia artificiali lisce, e per la maggior parte delle rocce varia tra $25\text{-}35^\circ$, e quindi notevolmente inferiore all'angolo di attrito interno delle rocce, con il quale non deve essere confuso. A questo si aggiunge il contributo della dilatanza che è funzione del grado di rugosità (JRC) della resistenza a compressione della roccia (JCS) e della tensione di confinamento (σ_n), che rende l'involuppo di rottura curvilineo nel piano Mohr-Coulomb.

Dopo un attento esame dei luoghi, si è potuto constatare che l'attuale configurazione del pendio ha sperimentato il crollo degli strati di roccia che sono stati scalzati dallo scavo eseguito per la realizzazione dell'attuale scarpata.

Si è pertanto fatta la scelta sicuramente cautelativa di determinare la resistenza attritiva delle fratture mediante back-analysis con $FS \approx 1.0$ (condizione metastabile). Quindi operando per tentativi si è determinata una resistenza delle fratture:

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 33^\circ$$

Nella seguente figura gli spostamenti di fase determinati mediante l'algoritmo di calcolo "φ-c' reduction method", che opera una progressiva riduzione dei parametri di resistenza fino al collasso numerico del sistema: gli spostamenti di fase identificano chiaramente il potenziale cinematismo di collasso rispetto al quale si ha un FS ≈ 1.0.

Come si può vedere si configura una condizione metastabile per lo strato a frana-poggio che nella sua porzione di valle è scivolato lasciando la superficie di frattura in affioramento. Tale scenario non vuole necessariamente rappresentare l'attuale coefficiente di sicurezza che è presumibilmente superiore, ma vuole identificare uno scenario attuale (pre-intervento) cautelativo per le successive analisi di progetto.

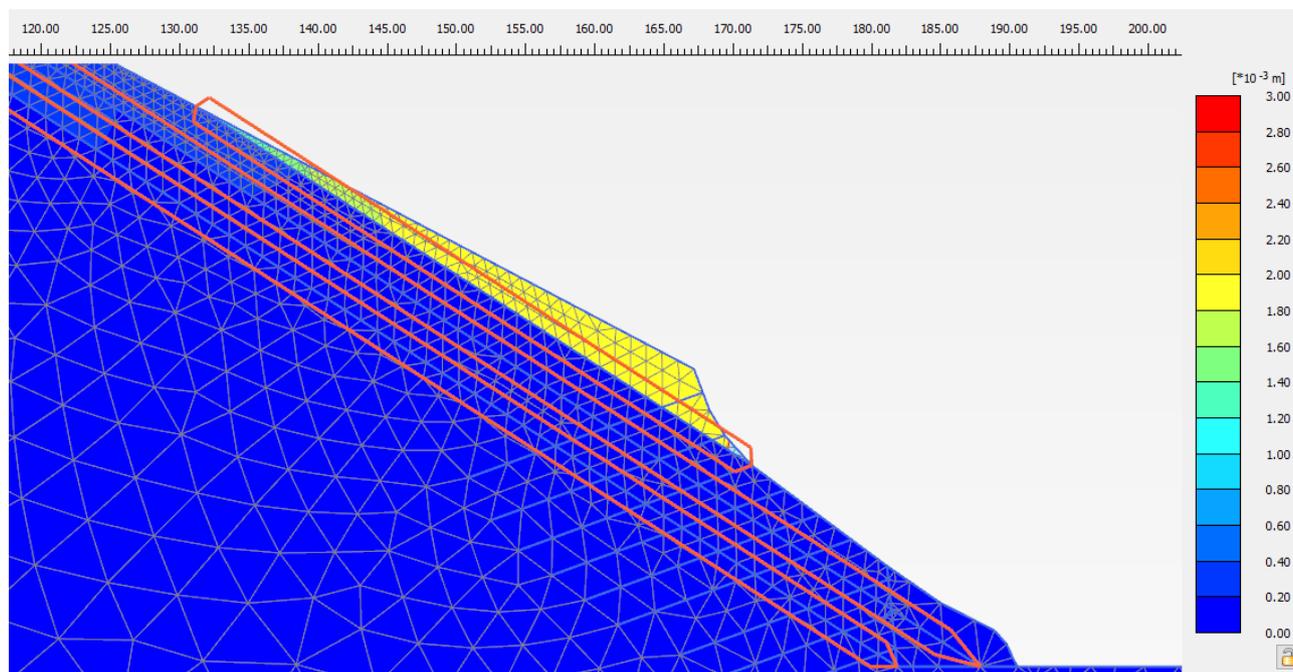


Figura 4 – Sez.66 km 1+480 - Back Analysis delle condizioni di stabilità esistenti (FS ≈ 1.0)

Nelle verifiche di stabilità a seguire non è presente livello di falda interferente con le scarpate di scavo, in accordo agli elaborati di geologia.

4 ANALISI DI STABILITA'

4.1 Il modello FEM 2d

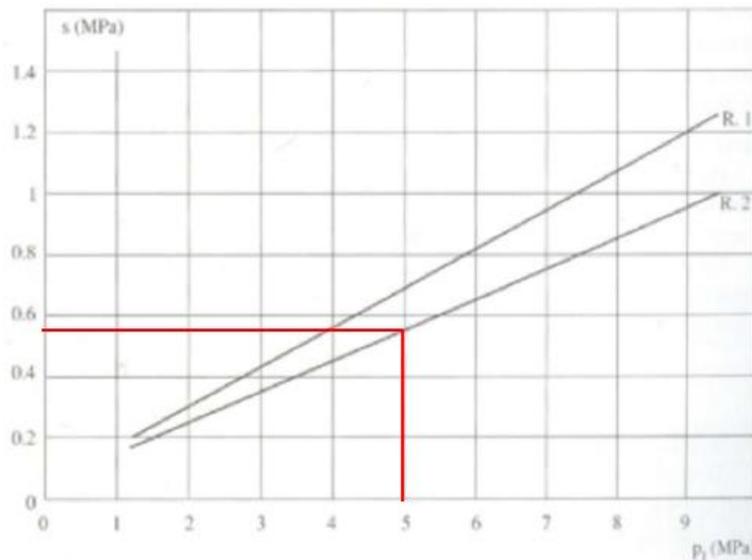
L'intervento di chiodatura è stato modellato mediante gli elementi "cable bolts" appositamente sviluppati. Si tratta di elementi strutturali che possono reagire in trazione e/o compressione ed interagiscono con la roccia circostante mediante elementi interfaccia alla quale può essere assegnata una generica resistenza limite di adesione e/o attrittiva.

I valori della resistenza tangenziale, s , all'interfaccia chiodo cementato e roccia dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche della roccia, sia dalla tecnologia esecutiva, e vengono ricavati dai seguenti abachi sperimentali che sono il frutto di numerose sperimentazioni effettuate in scala reale (Bustamante & Doix). Nella seguente figura si riporta l'abaco proposto dagli autori per le rocce fratturate, ove la curva R1 identifica la tecnologia IRS e la curva R2 identifica la tecnologia IGU. Le prove pressiometriche disponibili hanno misurato valori della pressione limite $p_{lim} = 5.0-9.0$ MPa. Considerando cautelativamente il limite inferiore di p_{lim} e la tecnologia IGU si ottiene una resistenza $s = 550$ kPa al quale va associato il coefficiente di maggiorazione $\alpha = 1.10$ (vedasi figura seguente). Pertanto, la resistenza limite vale:

$$\alpha \tau_{lim} = s \cdot \alpha = 550 \cdot 1.10 \approx 600 \text{ kPa.}$$

Nei calcoli si è prudenzialmente limitato il valore della resistenza limite a:

$$\alpha \tau_{lim} = 400 \text{ kPa.}$$



Terreno	Valori di α		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: $2V_s$; IGU: $1,5V_s$
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 $2V_s$ o più per strati fratturati

Figura 5 – Resistenze suggerite da Bustamante & Doix per terreni rocciosi (R.2=IGU)

Nella seguente figura si mostra la mesh di calcolo che include le fratture principali modellate mediante appositi elementi “discontinuities” e le chiodature passive modellate mediante gli elemento “cable bolts” sopra descritti.

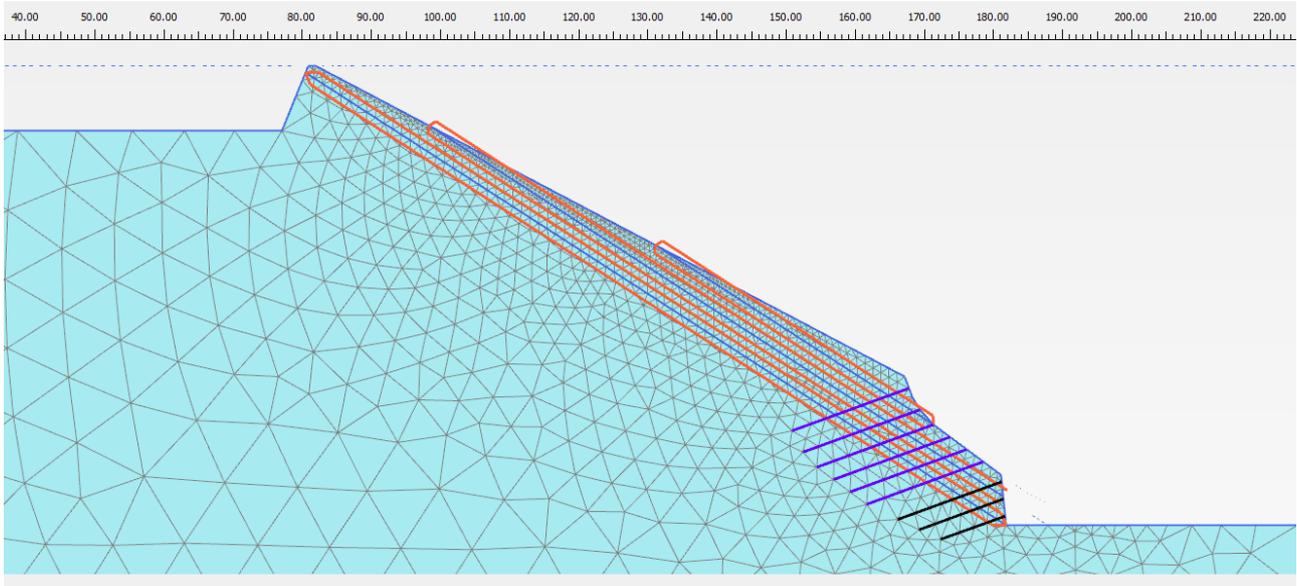


Figura 6 –Mesh di calcolo (sezione 75 km 1+480)

4.2 Metodologie di calcolo verifica di stabilità

La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo (ϕ' - c' reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \phi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{\text{prova}} = c' / FS_{\text{prova}}$$

$$\phi'_{\text{prova}} = \arctan(\tan \phi' / FS_{\text{prova}})$$

Nella figura seguente la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

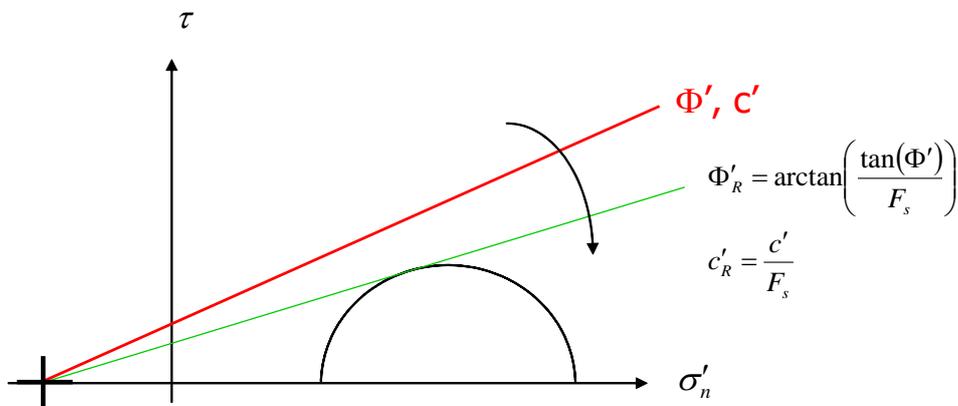


Figura 7 – Phi-c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

- le superfici di rottura si propagano in maniera "naturale"; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede la definizione di ipotesi di calcolo "artificiali" (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.
- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile (si noti che i metodi classici dell'equilibrio limite prescindono dalla valutazione degli spostamenti e non richiedono pertanto la conoscenza dei legami tensioni-deformazioni ma del solo criterio di resistenza dei terreni interessati).

Tale analisi equivale alla verifica SLU (GEO) è prevista dalla normativa vigente:

- In condizioni statiche, combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio, $\gamma_R = 1.1$ per le resistenze). Pertanto, per soddisfare le verifiche di stabilità geotecnica richieste dalla normativa occorre avere un fattore di riduzione FS $> 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.
- In condizioni sismiche, analogamente a quanto sopra ma ponendo pari a 1 i fattori relativi ai materiali ($\gamma_M = 1.00$) e $\gamma_R = 1.20$ per le resistenze. Pertanto, per soddisfare le verifiche di stabilità geotecnica richieste dalla normativa occorre avere un fattore di riduzione FS > 1.20 .

Tale analisi di stabilità è generalmente svolta a partire dalla configurazione di progetto maggiormente cautelativa che risulta essere la fase di raggiungimento della massima profondità di scavo. Nel caso in esame si considerano anche le fasi di scavo intermedie configurando cautelativamente il ribasso di ogni gradone in un'unica fase dopo la realizzazione delle chiodature del gradone superiore.

Per le verifiche di stabilità in presenza di scarpate con chiodature, il programma consente di usare elementi "cable bolts" per la modellazione dei singoli chiodi, a cui viene assegnata la forza limite strutturale ed una forza limite allo sfilamento. Nel caso in esame le chiodature sono realizzate con barre diametro 40 mm ed acciaio Y1050H (resistenza minima allo snervamento di 950 MPa ed a rottura di 1050 MPa), diametro di perforazione $D_p = 90$ mm. In base alle caratteristiche delle chiodature i dati di input del calcolo sono i seguenti:

$N_{y,d} = 1038$ kN forza assiale limite acciaio (area barra $A_s = 1257$ mm², $f_{yd} = 950$ MPa /1.15)

$R_{lim} = 113.0$ kN / m resistenza limite fondazione valutata a metro di barra, come:

$$R_{lim} = (\pi \cdot D_p \cdot \alpha_{\tau_{lim}}) = 113.0 \text{ kN / m}$$

$D_p = 90$ mm diametro di perforazione

$\alpha_{\tau_{lim}} = 400$ kPa tensione di adesione fondazione-terreno per unità SR

$R_d = 52.3$ kN / m resistenza di progetto fondazione valutata a metro di barra, come:

$$R_d = R_{lim} / FS = 52.3 \text{ kN / m}$$

$FS = \gamma_R \cdot \xi_3 = 1.2 \cdot 1.8 = 2.16$ fattori parziali da normativa per tiranti permanenti ed una verticale di indagine

Pertanto, ai fini delle analisi di stabilità globale il modello considera le chiodature con le caratteristiche di resistenza di progetto ridotte (materiali e resistenza limite).

4.3 Azioni sismiche per analisi di stabilità

In generale, il metodo pseudo-statico modella l'azione sismica considerando in luogo delle azioni dinamiche azioni statiche equivalenti ovvero forze statiche orizzontali f_h e verticali f_v per unità di volume, d'intensità pari al prodotto fra il peso specifico del corpo γ sottoposto all'azione dinamica ed un coefficiente sismico:

$$f_h = \gamma \cdot k_h \quad \text{forza orizzontale per unità di volume}$$

$$f_v = \gamma \cdot k_v \quad \text{forza verticale per unità di volume}$$

dove:

$$\gamma = \text{peso specifico del volume considerato.}$$

In accordo alla normativa vigente per le analisi in esame, la componente orizzontale (a_h) dell'accelerazione può essere legata all'accelerazione massima attraverso la seguente relazione:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

dove:

k_h = coefficiente sismico in direzione orizzontale;

k_v = coefficiente sismico in direzione verticale;

β_s = coefficiente di riduzione che dipende dall'accelerazione massima e dalla categoria di suolo. Per le analisi di stabilità sismiche SLV di fronti di scavo e rilevati (paragrafo 7.11.4 NTC 2018), il coefficiente di riduzione dall'accelerazione massima attesa al sito va assunto pari a $\beta_s = 0.38$ per le verifiche allo SLV.

Per le opere in esame si considera un'accelerazione in sito $a_{\max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t = 0.204 \cdot 1.0 \cdot 1.4 = 0.285g$, quindi si ha:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g = 0.38 \cdot 0.28 = 0.109$$

$$k_v = \pm k_h / 2 = \pm 0.055$$

4.4 Sezioni di calcolo analizzate

Sono state analizzate le seguenti sezioni rappresentative in relazione alle massime altezze di scavo.

- Sezione 60 al km 1+180 (altezza max con 3 gradoni)
- Sezione 63 al km 1+240 (con 2 gradoni)

I casi analizzati sono quelli più sfavorevoli lungo lo sviluppo dell'opera e pertanto i risultati restano validi per l'intera WBS.

4.5 Risultati delle analisi

4.5.1 Risultati: Sezione 75 - km 1+480

A partire dalla fase di back-analyses che identifica l'attuale configurazione del pendio, sono state simulate le principali fasi realizzative previste in progetto che contemplano in sequenza la realizzazione delle chiodature e degli scavi in successione.

Nel caso in esame la prima fase prevede la realizzazione delle chiodature ubicate immediatamente a monte della trincea che hanno il compito di cucire le discontinuità a frana-poggio e mettere in sicurezza il pendio durante il successivo scavo della scarpata.

Successivamente il modello contempla una fasizzazione degli scavi semplificata: lo scavo della singola bancata avviene in unica fase, mentre le relative chiodature previste in parete vengono attivate solo successivamente al termine della singola bancata di scavo. Questa semplificazione di modello è sicuramente cautelativa perché nella realtà le chiodature verranno realizzate a scendere durante il progressivo ribasso del piano di scavo.

Il modello consente di verificare la stabilità, gli spostamenti e le sollecitazioni sui chiodi previste sia durante le fasi di scavo, sia nella configurazione finale in esercizio ed in particolare in condizioni sismiche.

Al termine di ogni fase di scavo (singola bancata), e quindi prima di far nascere le relative chiodature di parete, è stata analizzata la stabilità globale del sistema lanciando l'analisi di tipo phi-c reduction sopra descritta. Siccome i fattori parziali da applicare alle resistenze della chiodatura sono diversi di quelli da applicare alle resistenze della roccia, l'analisi di stabilità è stata preceduta da una fase di servizio ove le caratteristiche di resistenza degli ancoraggi sono state ridotte mediante i fattori riduttivi di normativa ($\gamma_S = 1.15$ per la resistenza strutturale della barra, $\gamma_R = 1.2$ e $\xi_3 = 1.8$ per la resistenza geotecnica malta-roccia). Quindi la successiva analisi "phi-c reduction" è stata spinta fino a verificare il raggiungimento del margine di sicurezza minimo richiesto dalla normativa (A2+M2+R2) pari a $\gamma_M \times \gamma_R = 1.25 \times 1.10$ in condizioni statiche e $\gamma_R = 1.20$ in condizioni sismiche.

Nella seguente figura si riporta la mesh deformata e la distribuzione a mappa di colore degli spostamenti per la fase finale che corrisponde al raggiungimento della massima profondità di scavo. Gli spostamenti massimi sono di ordine millimetrico.

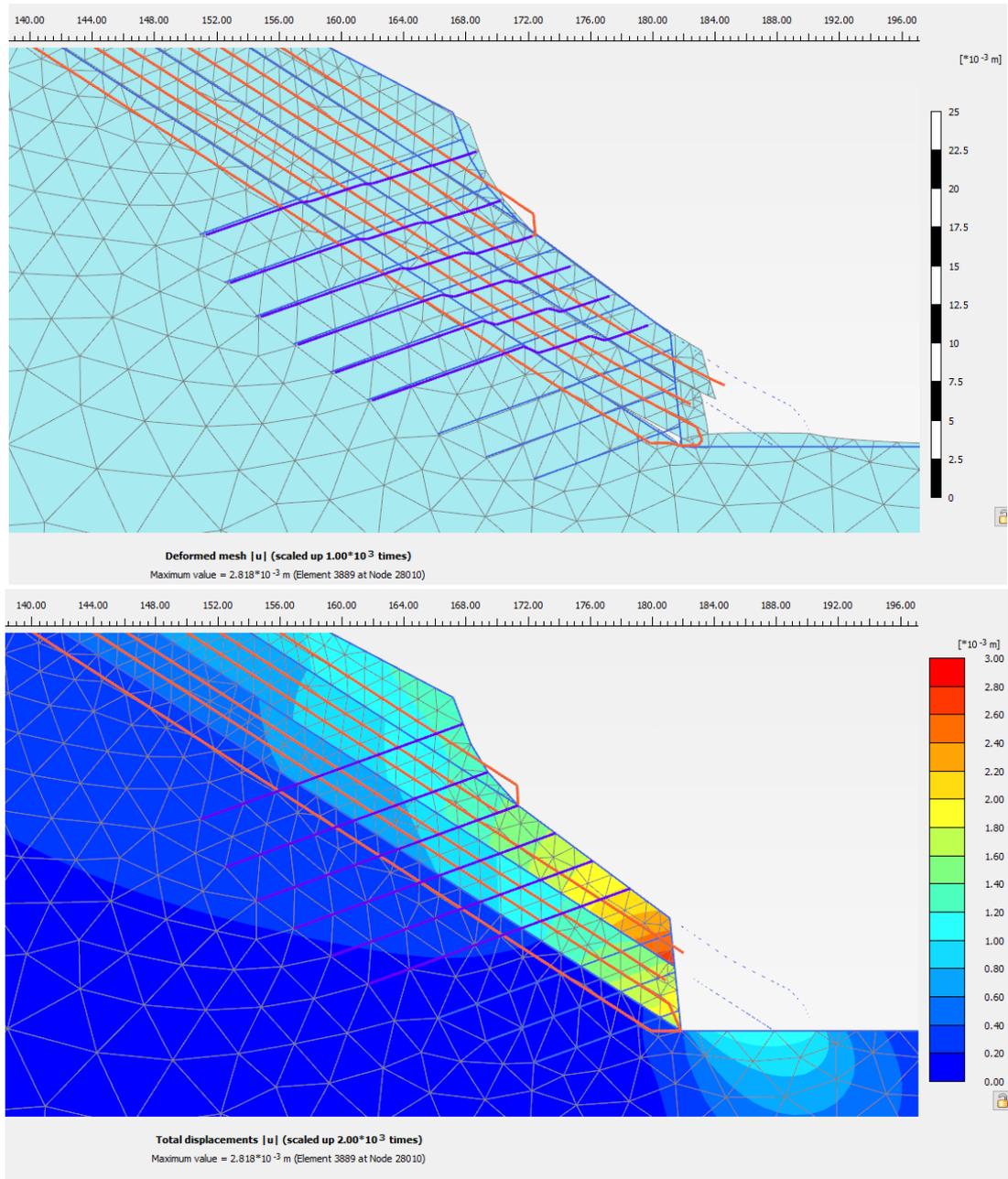


Figura 8 – Sezione km 1+300 - Fase finale - Deformata e spostamenti (max 3 mm)

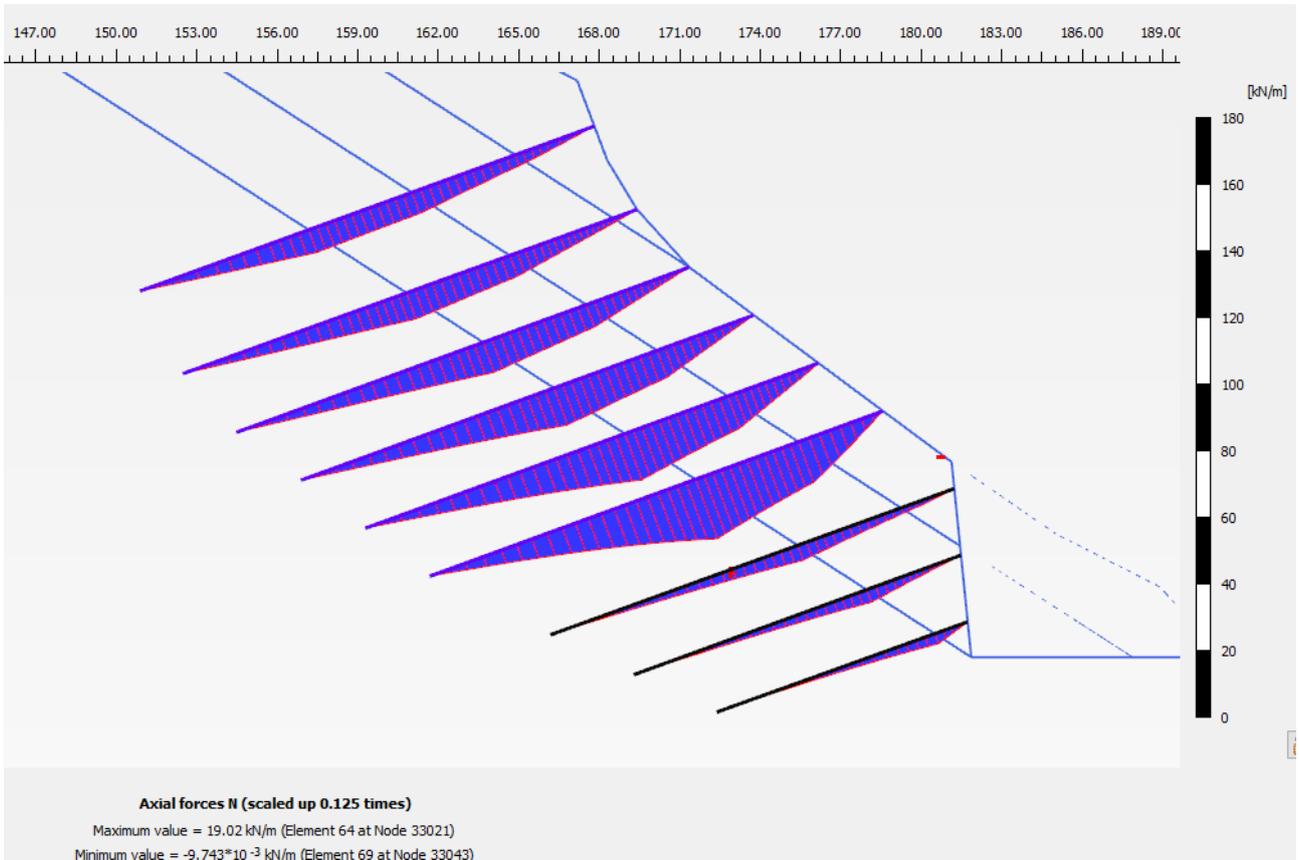


Figura 9 – Sezione km 1+480 - Fase finale – Sollecitazioni assiali sulle barre (max 19 kN / m)

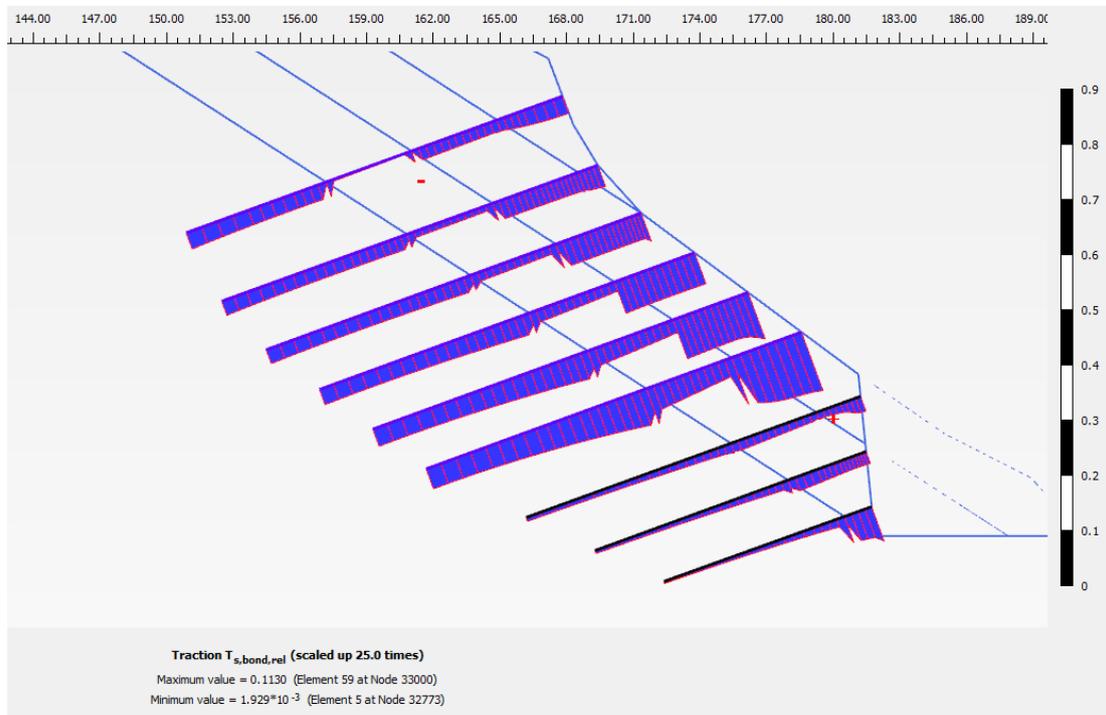


Figura 10 – Sezione km 1+480 - Fase finale – Resistenza relativa mobilitata (max 11%)

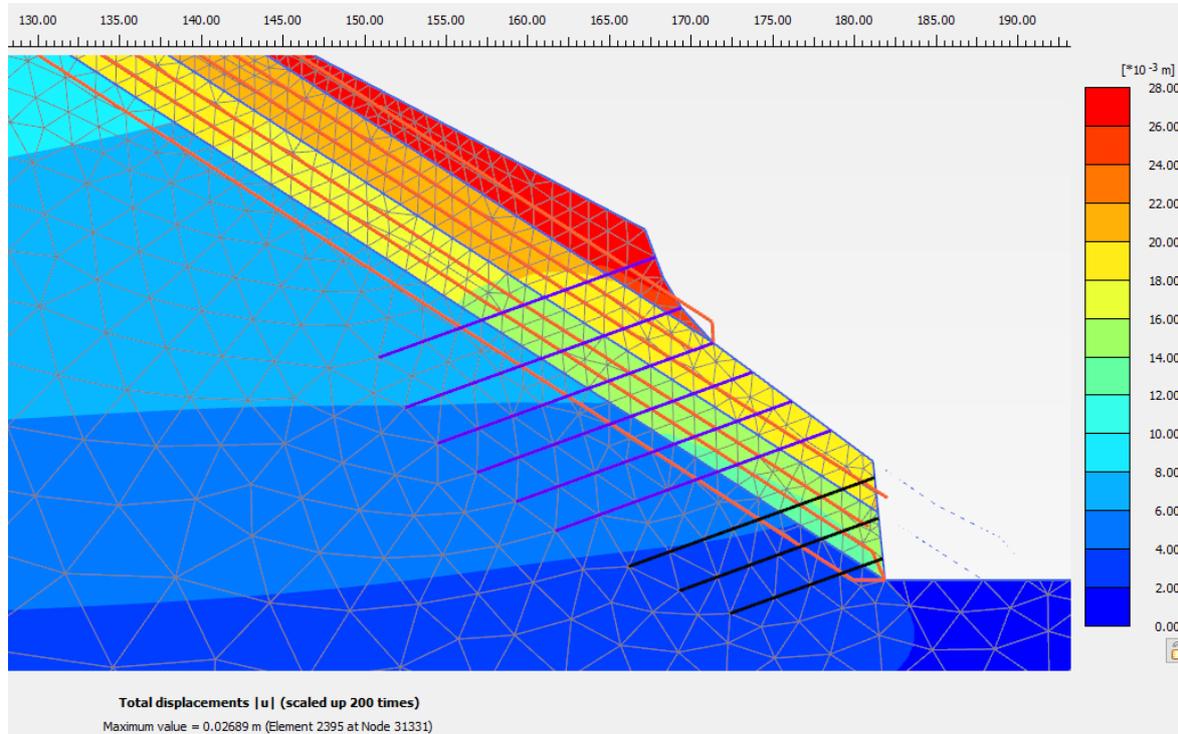


Figura 11 – Sezione km 1+480 - Fase sismica - Deformata e spostamenti (max 28 mm)

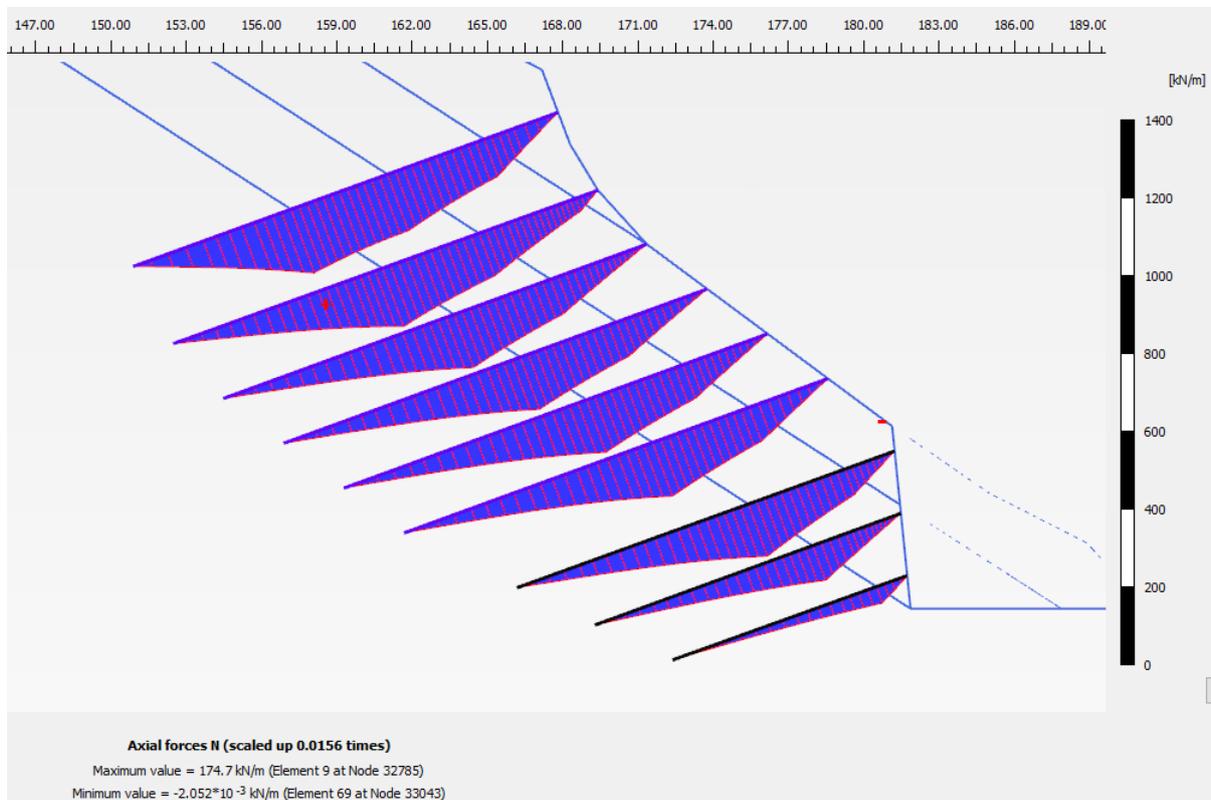


Figura 12 – Sezione km 1+480 - Fase sismica – Sollecitazioni assiali sulle barre (max 175 kN / m)

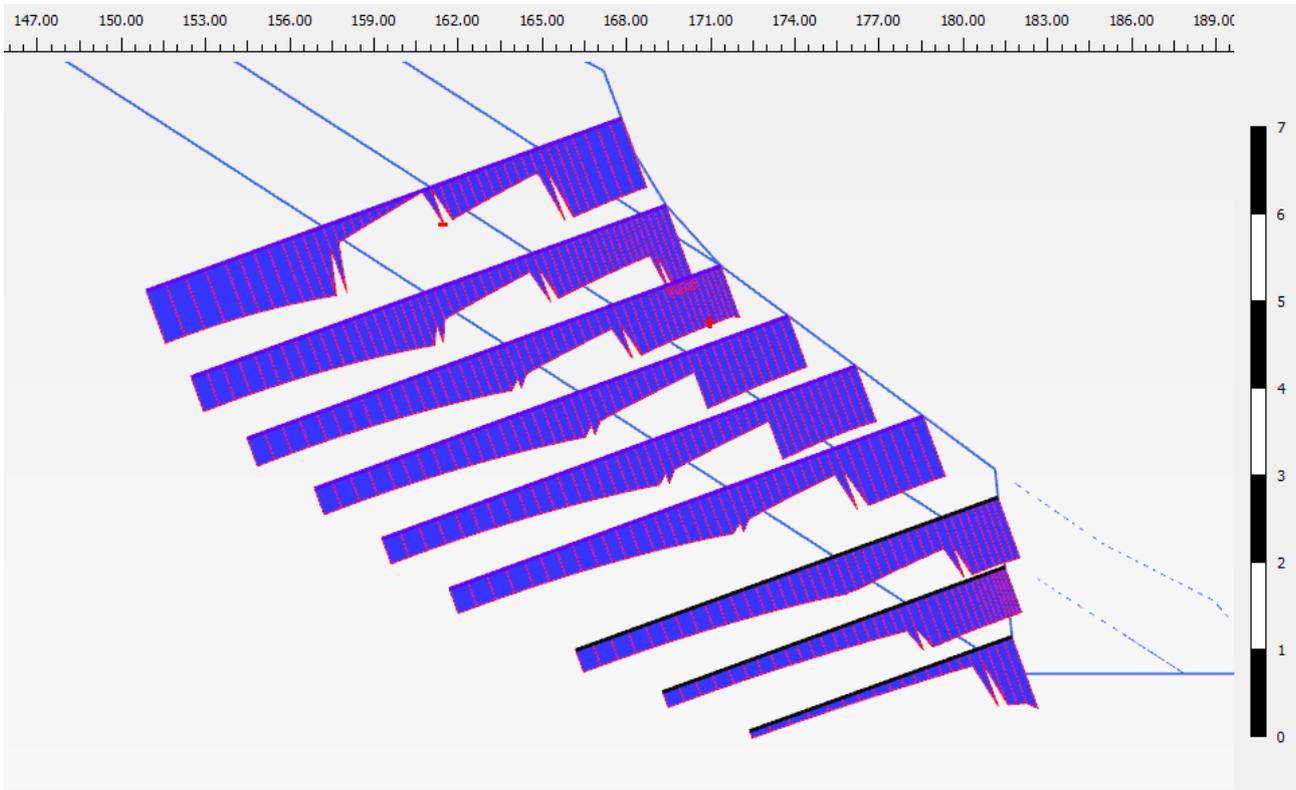


Figura 13 – Sezione km 1+480 - Fase sismica – Resistenza relativa mobilitata (max 40-70% zona ancoraggio)

Nelle seguenti figure si riportano gli spostamenti di fase ottenuti durante le fasi di calcolo “phi-c reduction” per le verifiche di stabilità globale del sistema scarpata-chiodi.

La fase statica maggiormente critica è quella che si ha al raggiungimento della massima profondità di scavo, prima di realizzare le chiodature afferenti alla parete inferiore. L’analisi è stata spinta fino ad $FS = 1.4$, raggiungendo la convergenza. Quindi la verifica è soddisfatta in accordo alla normativa vigente che richiede $FS > 1.1 \times 1.25 = 1.375$.

Nella seguente figura a mappa di colore è ben evidente il tipo di cinematisimo di collasso determinato numericamente al termine della progressiva riduzione dei parametri di resistenza: scivolamento lungo le fratture disposte a franapoggio.

Nella successiva figura si mostrano le massime sollecitazioni sulle barre che sono 161 kN/m (barre superiori, $i = 3.0 \text{ m}$). Pertanto, la sollecitazione massima sulle barre è pari a $N_d = 161 \times 3.0 = 483 \text{ kN} < R_d = 1038 \text{ kN}$ (resistenza strutturale di progetto della barra $\varnothing 40 \text{ mm}$, acciaio Y1050H, $f_y = 950 \text{ MPa}$).

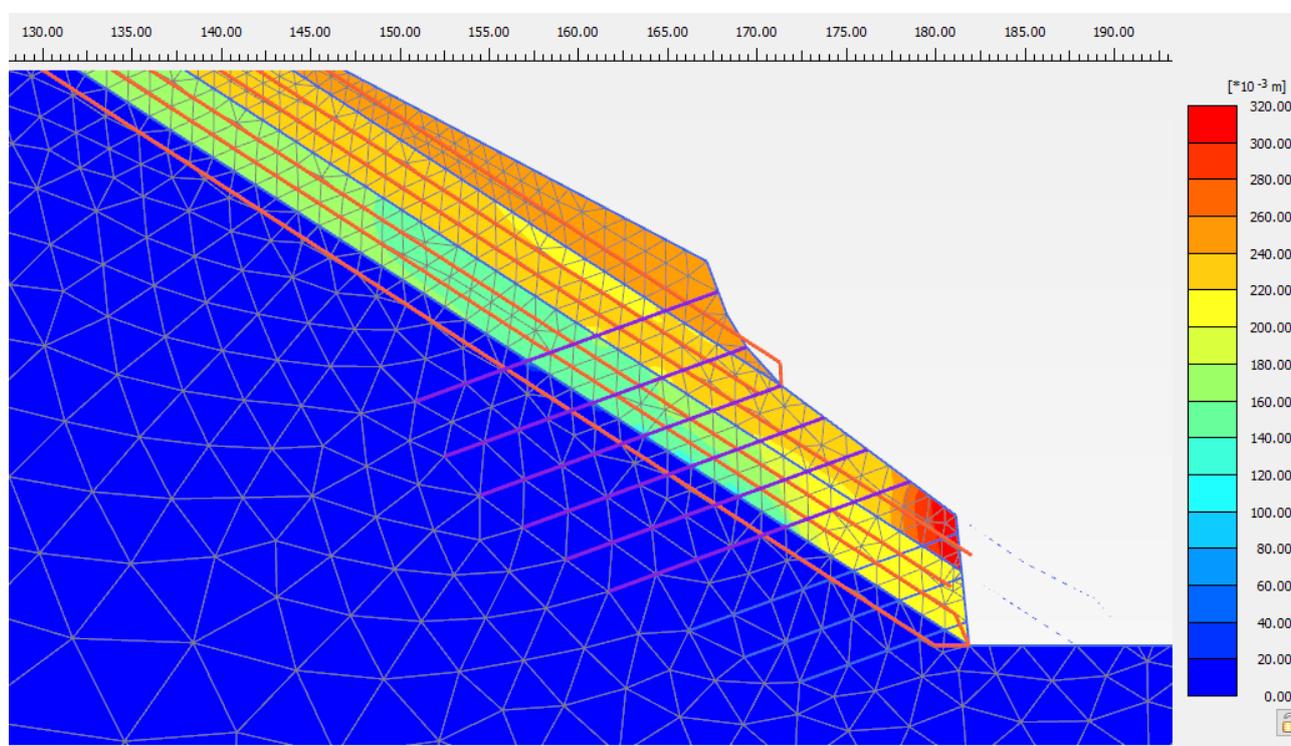


Figura 14 – Sezione km 1+480 - Fase statica – Analisi di stabilità $FS > 1.4$ – Spostamenti di fase

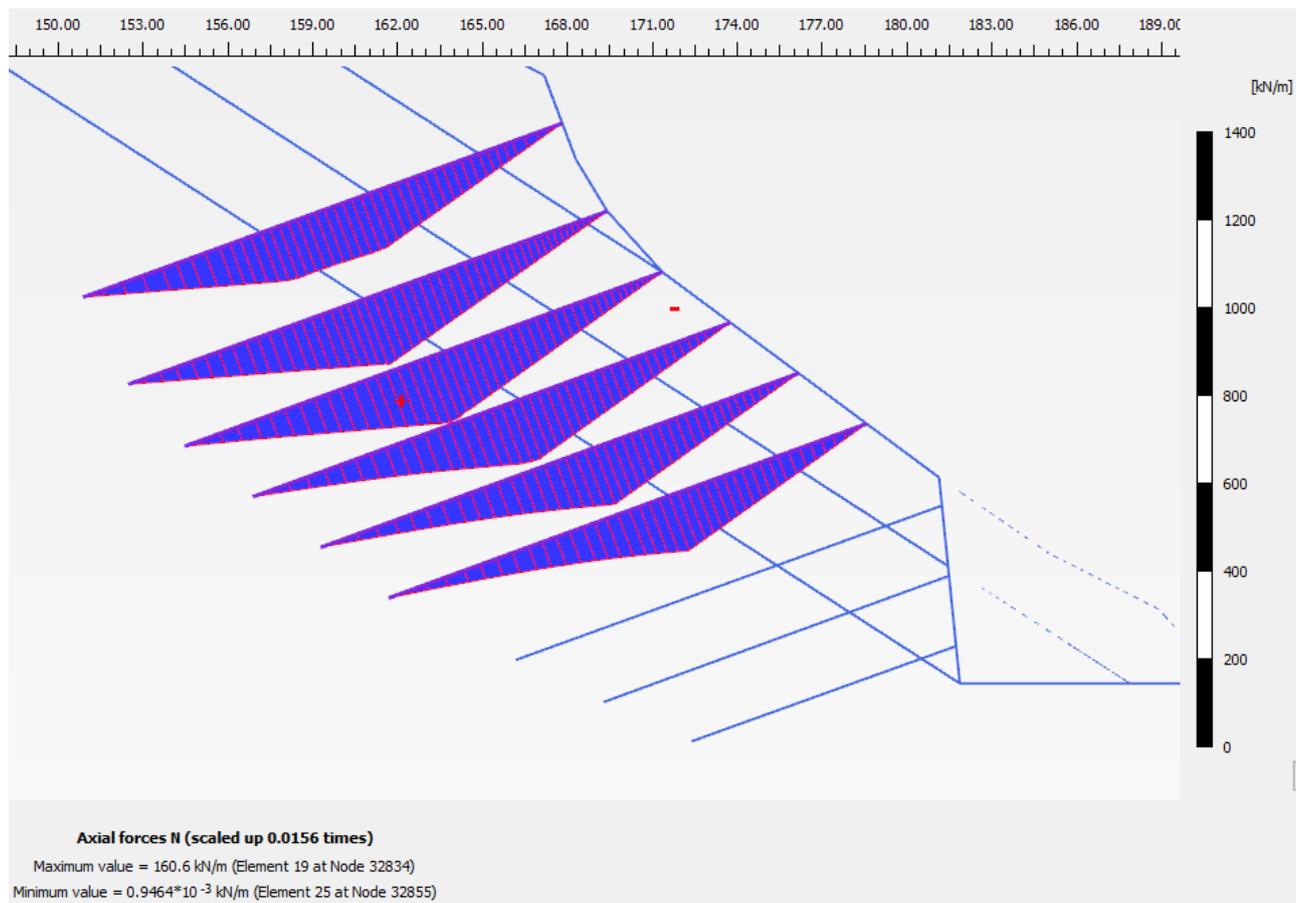


Figura 15 – Sezione km 1+480 - Fase statica – Analisi di stabilità FS > 1.4 – Forze assiali sulle barre (Nmax = 161 kN/m)

Si è quindi eseguita la stabilità in fase sismica, spingendo l’analisi “phi-c reduction” con FS > 1.20 e verificando il raggiungimento della convergenza. Quindi la verifica è soddisfatta in accordo alla normativa vigente che richiede FS > 1.2. Nella seguente figura a mappa di colore è ben evidente il tipo di cinematismo di collasso determinato numericamente al termine della progressiva riduzione dei parametri di resistenza: scivolamento lungo le fratture disposte a franapoggio. Nella successiva figura si mostrano le massime sollecitazioni sulle barre che sono 161 kN/m (barre superiori, i = 3.0 m). Pertanto, la sollecitazione massima sulle barre è pari a $N_d = 161 \times 3.0 = 483 \text{ kN} < R_d = 1038 \text{ kN}$ (resistenza strutturale di progetto della barra $\varnothing 40 \text{ mm}$, acciaio Y1050H, $f_y = 950 \text{ MPa}$).

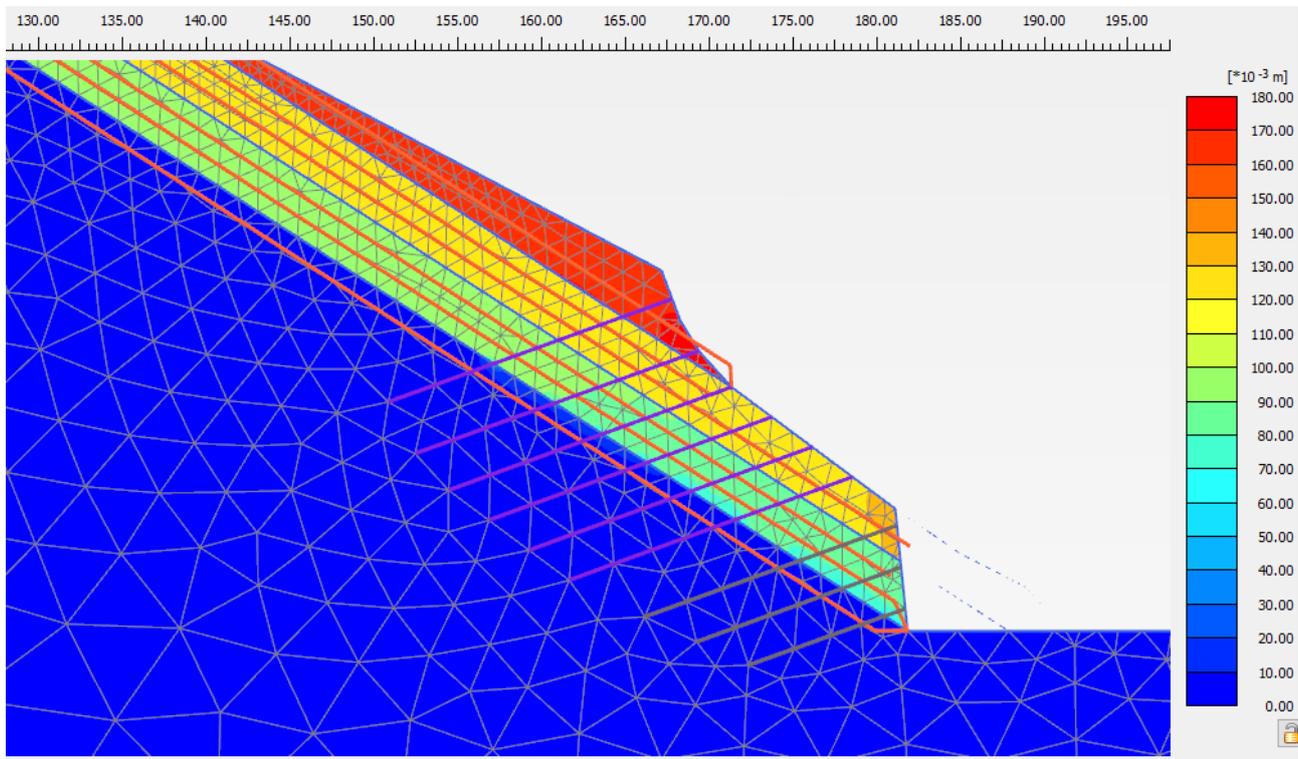


Figura 16 – Sezione km 1+480 - Fase sismica – Analisi di stabilità FS > 1.2 – Spostamenti di fase

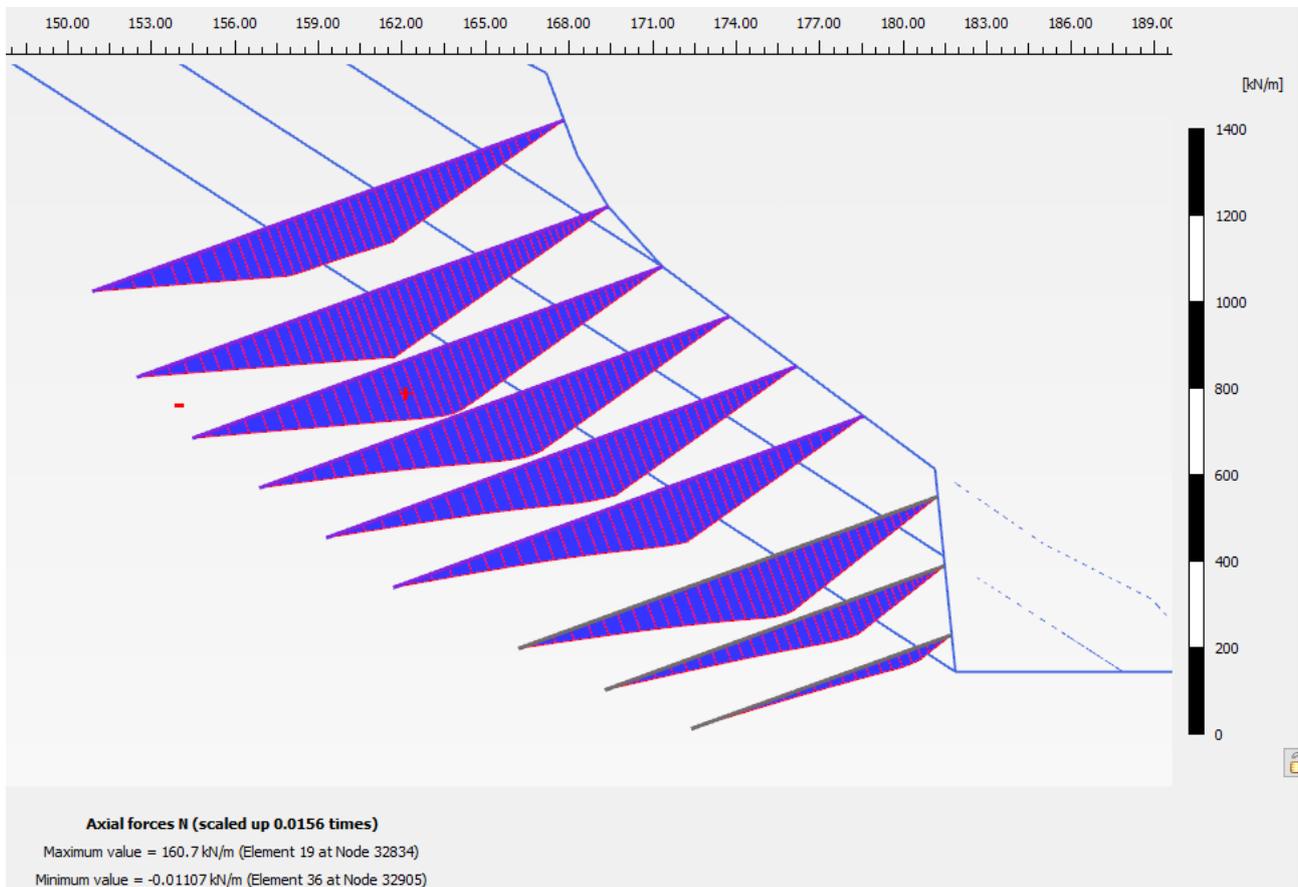


Figura 17 – Sezione km 1+480 - Fase sismica – Analisi di stabilità FS > 1.2 – Forze assiali sulle barre (Nmax = 161 kN/m)