

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
S.O. Progettazione Integrata Sud

PROGETTO DEFINITIVO

DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE (Lotto 1+2)
Nuova Viabilità NV02

Relazione di calcolo paratie di stabilizzazione frane

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

RS90 00 Y 78 CL MU9700 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	Progin	Giu.2023	V. M.	Giu.2023	A. Basca	Giu.2023	 5	
B									

File: RS9000Y78CLMU9700001A

n. Elab.:

Relazione di calcolo paratie di stabilizzazione frane	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS90	00 Y 78	CL	MU9700 001	A	2 di 57

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA.....	5
2.1	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	5
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	6
4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	8
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	9
5.1	STRATIGRAFIA E INQUADRAMENTO DEI FENOMENI GRAVITATIVI.....	9
6	ANALISI 2D DEI FENOMENI GRAVITATIVI E DELL'INTERVENTO	12
6.1	METODOLOGIE DI CALCOLO.....	12
6.1.1	<i>Discretizzazione di calcolo.....</i>	13
6.1.2	<i>Elementi strutturali.....</i>	14
6.1.3	<i>Stabilità globale</i>	14
6.2	VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI IN C.A.....	16
6.2.1	<i>Resistenza a flessione sezioni in c.a.</i>	16
6.2.2	<i>Resistenza a taglio sezioni in c.a.</i>	16
6.2.3	<i>Verifica a fessurazione sezioni in c.a.</i>	17
6.2.4	<i>Verifica delle tensioni di esercizio.....</i>	19
6.3	CASI DI ANALISI E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO.....	20
6.4	BACK-ANALYSIS DELLE OPERE.....	21
6.4.1	<i>Caso A: Parametri geotecnici da caratterizzazione geotecnica.....</i>	21
6.4.2	<i>Caso B: Corpo di frana con elevata resistenza al taglio (AVF peliti/argilliti)</i>	24
6.4.3	<i>Caso C: Corpo di frana elastico lineare</i>	26
6.4.4	<i>Sintesi dei coefficienti di sicurezza di back-analysis.....</i>	28

6.5	ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO	29
6.5.1	<i>Risultati in termini di spostamenti</i>	31
6.5.2	<i>Azioni interne sulle paratie di pali</i>	32
6.5.3	<i>Verifiche di resistenza dei pali in c.a. – paratia di valle</i>	45
6.5.4	<i>Verifiche di resistenza dei pali in c.a. – paratia di monte</i>	48
6.6	ANALISI PRESTAZIONALE DELLE PARATIE DI PALI DI STABILIZZAZIONE DELLE FRANE	51
6.6.1	<i>Verifiche di integrità strutturale dei pali in c.a.</i>	55

1 **PREMESSA**

Nel presente documento si riporta il dimensionamento delle opere di sostegno di stabilizzazione delle frane a monte della nuova viabilità NV02 nell'ambito del Progetto Definitivo della linea ferroviaria Messina – Catania – Palermo Nuovo collegamento Palermo – Catania nella tratta Fiumetorto – Lercara diramazione (Lotto 1+2).

Quindi nel seguito verranno affrontati i seguenti aspetti:

- descrizione delle opere;
- inquadramento geotecnico: stratigrafia e parametri geotecnici;
- back-analysis dei parametri geotecnici che caratterizzano le superfici e il corpo di frana;
- analisi geotecnica-strutturale delle paratie di pali di stabilizzazione: determinazione delle azioni interne per gli stati limite considerati e verifiche di resistenza;
- analisi prestazionale delle paratie di pali di stabilizzazione: determinazione del miglioramento del sistema geotecnico in termini di fattore di sicurezza;

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

2.1 Documentazione di riferimento

[DC1]. RS9000Y78GEGE0006001A – Raddoppio tratta Fiumetorto-Lercara diramazione (Lotto 1+2).

Progetto Definitivo. Nuova Viabilità NV02. Relazione geotecnica.

[DC2]. RS9000Y78F7GE0006001A – Raddoppio tratta Fiumetorto-Lercara diramazione (Lotto 1+2).

Progetto Definitivo. Nuova Viabilità NV02. Profilo geotecnico.

[DC3]. RS9000Y69RGGE0001001A – Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica – Nuova viabilità NV02 - Raddoppio tratta Fiumetorto – Lercara diramazione (lotto 1+2).

2.2 Normativa e Standard di riferimento

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18.

[N.2]. Circolare n.7 del 21-01-2019, C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'Applicazione Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

[N.3]. Manuale di Progettazione delle Opere Civili RFI (RFI DTC SI MA IFS 001 E).

[N.4]. Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili RFI.

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Sul pendio a monte della NV02, dalla spalla B del viadotto fino alla fine del tracciato, sono stati individuati diversi fenomeni gravitativi, in gran parte quiescenti ed in parte attivi, come rappresentati nello stralcio planimetrico di Figura 2 e nella sezione trasversale tracciata lungo la massima pendenza di Figura 1.

L'intervento per la stabilizzazione delle frane in progetto consiste in opere di sostegno e di drenaggio.

Le opere di sostegno sono costituite da 2 paratie di pali di grande diametro disposti su 2 diversi allineamenti circa paralleli alla strada: il primo, più a valle, a circa 35÷40 m dall'asse stradale, con sviluppo longitudinale di circa 208 m; il secondo, più a monte, a circa 100 m dall'asse stradale, con sviluppo longitudinale di circa 183 m. Entrambe le opere sono costituite da pali Ø1500 di lunghezza 24 m, disposti a quinconce ad interasse trasversale 2.00 m ed interasse longitudinale di 3.60 m tra i pali della stessa fila, collegati da un cordolo sommitale in c.a. di sezione 3.90 m x 1.50 m (larghezza x altezza).

L'intervento di drenaggio è costituito da 4 allineamenti di dreni sub-orizzontali (inclinazione 2÷5°) di lunghezza 30÷50 m, disposti ad interasse longitudinale di ~7.00 m. La falda è stata rilevata a quota inferiore alle superfici di frana, mentre è possibile che risalga temporaneamente in prossimità del p.c. in seguito a precipitazioni intense: l'intervento ha quindi lo scopo di limitare il rischio di riattivazione dei fenomeni gravitativi in seguito a tali eventi.

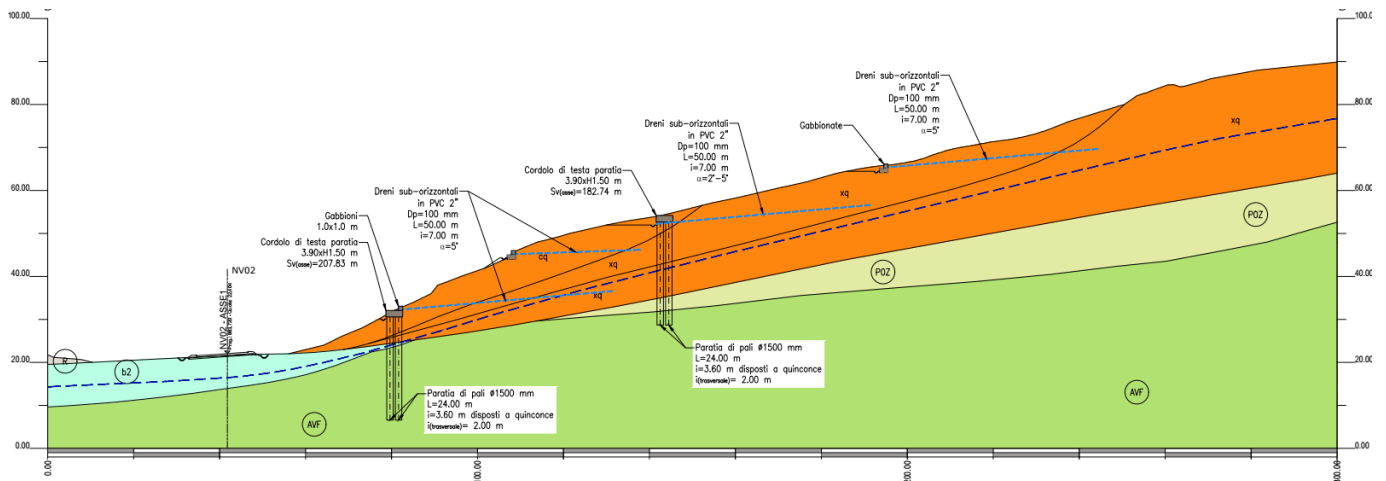


Figura 1. Sezione trasversale

Relazione di calcolo paratie di stabilizzazione
frane

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS90	00 Y 78	CL	MU9700 001	A	7 di 57

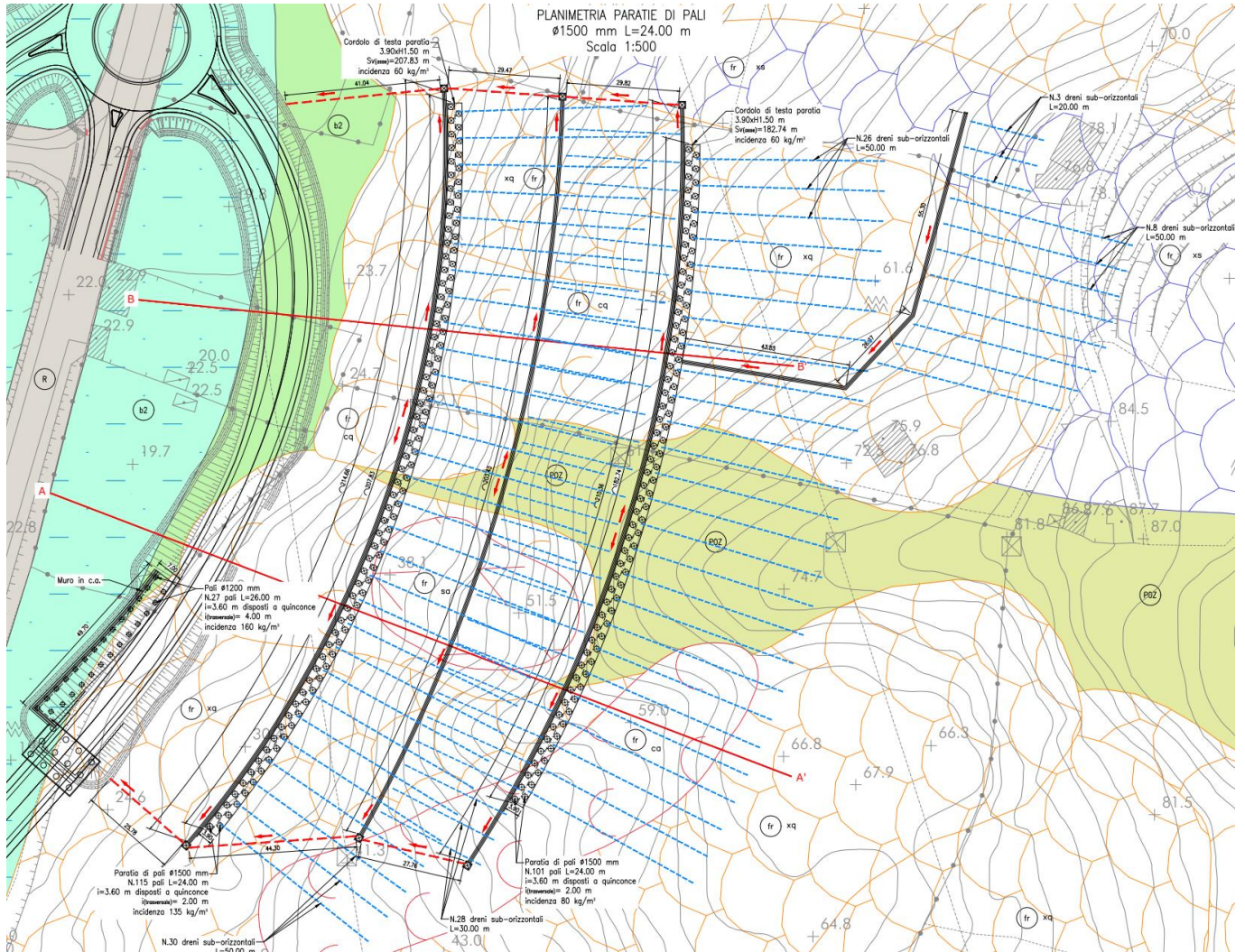


Figura 2. Stralcio planimetrico

4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La caratterizzazione sismica dell'area è esposta nella Relazione geotecnica della viabilità [DC1]. Nel seguito si espongono sinteticamente i principali parametri:

V_N (anni)	75
Classe d'uso	III
C_U	1.5
V_R (anni)	112.5
Stato limite	SLV
P_{VR} (%)	10
T_R (anni)	1068
a_g/g	0.240
F_0	2.427
Categoria di sottosuolo	C
Coeff. Amplificazione stratigrafica S_s	1.35
Categoria topografica	T1
Coeff. Amplificazione topografica S_T	1
a_{max}/g	0.324

L'analisi del versante in frana e per le analisi di stabilità si applica il metodo pseudo statico, assumendo (paragrafo 7.11.3.5 delle NTC18):

$\beta_m = 0.28$ coefficiente riduttivo di a_{max}

$k_h = \beta_m \times a_{max} / g = 0.091$ coefficiente sismico orizzontale

$k_v = \pm 0.5 k_h = \pm 0.045$ coefficiente sismico verticale

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE (Lotto 1+2) NUOVA VIABILITA' NV02					
	Relazione di calcolo paratie di stabilizzazione frane	COMMESSA RS90	LOTTO 00 Y 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU9700 001	REV. A

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica delle unità litostratigrafiche che interessano i movimenti franosi a monte dell'ultimo tratto della viabilità NV02, valutata sulla base dell'interpretazione delle indagini geotecniche svolte in prossimità. Per maggiori dettagli sulla caratterizzazione geotecnica si rimanda alla Relazione geotecnica della viabilità [DC1].

5.1 Stratigrafia e inquadramento dei fenomeni gravitativi

La caratterizzazione geotecnica del versante in frana è stata desunta dalle indagini disponibili e dai rilievi geologici, restituiti in forma di planimetria e di sezione geologica, con le stratigrafie e gli affioramenti rappresentati in Figura 1 e Figura 2. In particolare sono presenti nell'area di studio i sondaggi 1S11quat, 1S11quinc, 1S11sext, le prove penetrometriche CPTU01, CPTU02, CPTU03, e le geofisiche a rifrazione STR2 e SRT3.

In particolare, la sezione geologica principale, rappresentata in Figura 3, individua 3 potenziali superfici di scivolamento, di cui una frana classificata come colamento quiescente (cq) con profondità massima di circa 8 m, e due superfici più profonde (10÷20 m) classificate come movimenti complessi quiescenti (xq). Le frane in oggetto hanno probabilità di attivazione via via più basse man mano che si approfondiscono e che si estendono a monte. La seconda sezione geologica individua anche 2 frane attive di dimensioni più limitate, classificate come scorrimenti e colamenti; esse sono individuate anche dallo stralcio planimetrico di Figura 2, che consente di apprezzarne la direzione: mentre la frana di scorrimento attiva (sa) presenta un moto in direzione della NV02, la frana di colamento attiva (ca) inclusa nel sistema complesso quiescente (xq) è direzionata verso sud-ovest e non interessa la viabilità. I fenomeni gravitativi principali oggetto dell'intervento di stabilizzazione sono quindi la frana quiescente cq, inclusiva della frana attiva sa, e la prima frana complessa quiescente xq, mentre la frana xq più profonda e più estesa a monte è considerata con probabilità di attivazione sufficientemente bassa da poter essere esclusa dal presente intervento.

Le unità coinvolte sono le seguenti:

- Unità fr (coltre in frana): con spessori da 4 a 20 m a seconda della superficie di frana considerata;
- Unità b2 (alluvioni limoso sabbiose): presente solo al piede del versante con spessori limitati di 4÷8 m;
- Unità AVF (argille varicolori, argille limoso marnose): unità rimaneggiata/detensionata, interessata da fenomeni gravitativi passati, con caratteristiche di resistenza medio-basse;
- Unità AVF (argille varicolori, pelitica-argillitica): rilevata a profondità variabili, talvolta anche superficiali (più superficiali avvicinandosi all'asse stradale e al fiume), con proprietà meccaniche più elevate.
- Unità POZ (calcare e calcare marnoso, Formazione di Polizzi): unità litoide con resistenza a compressione monoassiale $\sigma_c = 3\div 10$ MPa, affiorante in una porzione del versante, indicata a varie profondità dalla sezione geologica e rilevata sotto forma di lenti dalle indagini;

Il livello di falda dalla strumentazione piezometrica installata è stato rilevato a circa 12 m di profondità da p.c. e la sua posizione è ipotizzata dalle sezioni geologiche al di sotto delle superfici di frana.

Nel seguito si riassumono i parametri geotecnici di progetto per le unità intercettate. L'unità POZ è cautelativamente trascurata dalle analisi, poiché presente solo localmente in alcune aree e non interessata dai fenomeni gravitativi.

Tabella 1 – Parametri geotecnici

Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E' [kPa]
b2	19.5÷20.5	-	27÷34	0÷5	5
fr corpo di frana o AVF argille limoso marnose	18.5÷22	100	20÷30	15÷25	40
AVF pelitica-argillitica	24	200	23÷28	45÷66	80

γ = peso di volume naturale
 c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio di picco
 c' = coesione drenata di picco
 E' = modulo elastico operativo

Le superfici di scivolamento della frana sono caratterizzate da parametri residui con $c'_r = 0$ e $\phi'_r = 17\div25^\circ$, come indicato dalla relazione geotecnica generale. Le caratteristiche di resistenza al taglio di tali superfici sono determinate da apposita back-analysis esposta nel seguito della presente relazione.

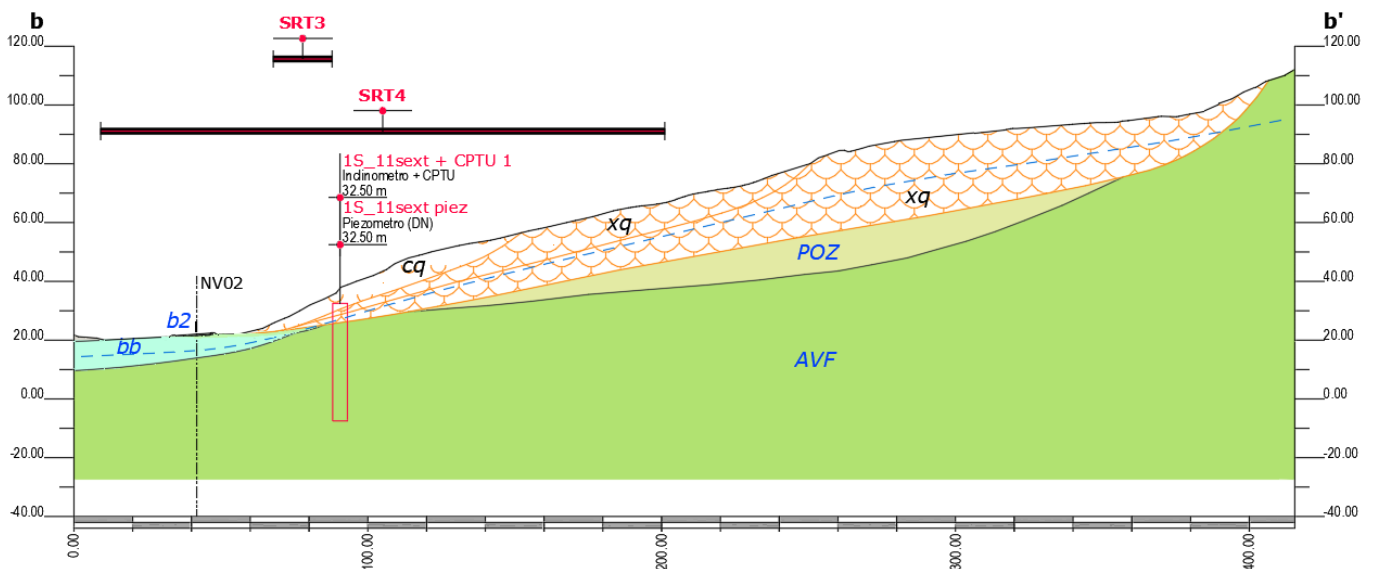


Figura 3. Sezione geologica B-B'

Relazione di calcolo paratie di stabilizzazione
frane

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS90	00 Y 78	CL	MU9700 001	A	11 di 57

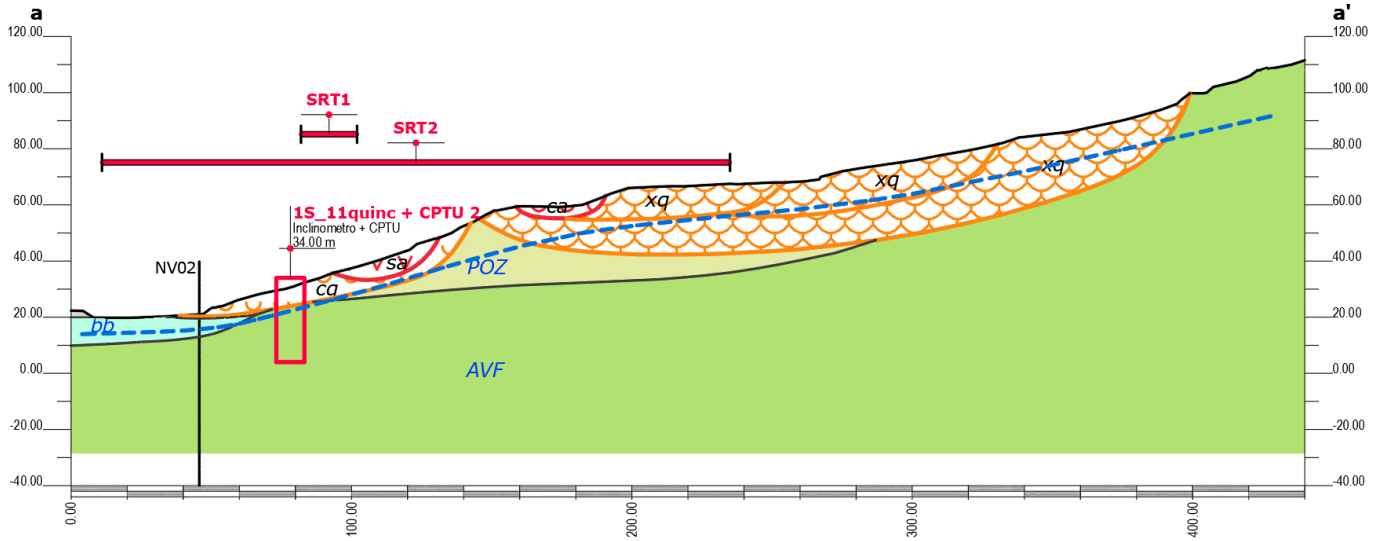


Figura 4. Sezione geologica A-A'

6 ANALISI 2D DEI FENOMENI GRAVITATIVI E DELL'INTERVENTO

Per analizzare lo stato di fatto del versante in frana e dimensionare l'intervento è stata eseguita una analisi FEM 2D con programma Plaxis (v.2023.1).

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche e di interazione terreno-struttura. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plain strain).

Presenta una vasta libreria di legami costitutivi attribuibili ai terreni. Sono disponibili, inoltre, elementi strutturali di vario tipo che consentono di simulare diaframmi, pali, ancoraggi ecc.

Per le analisi si adotta un approccio in tensioni efficaci, quindi nei problemi che coinvolgono la determinazione delle pressioni neutre le stesse possono essere generate attraverso l'analisi del moto di filtrazione in regime stazionario; quest'ultimo richiede l'introduzione delle condizioni al contorno per la quota piezometrica e per le condizioni di flusso (superfici impermeabili, punti di emungimento, sorgenti etc.)

6.1 Metodologie di calcolo

Nelle seguenti figure si mostra la geometria della sezione analizzata, la stratigrafia considerata nelle analisi, la posizione della falda di progetto, le superfici di frana e le caratteristiche degli elementi strutturali modellati nel calcolo.

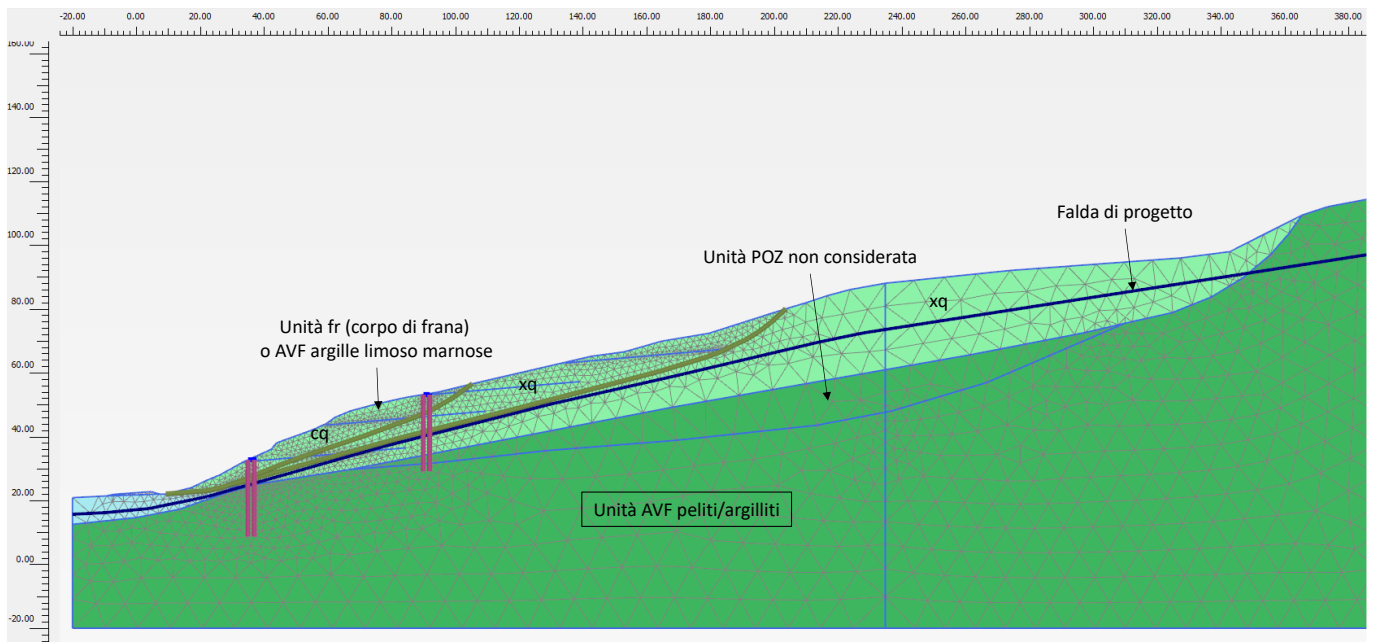


Figura 5. Geometria della sezione di calcolo

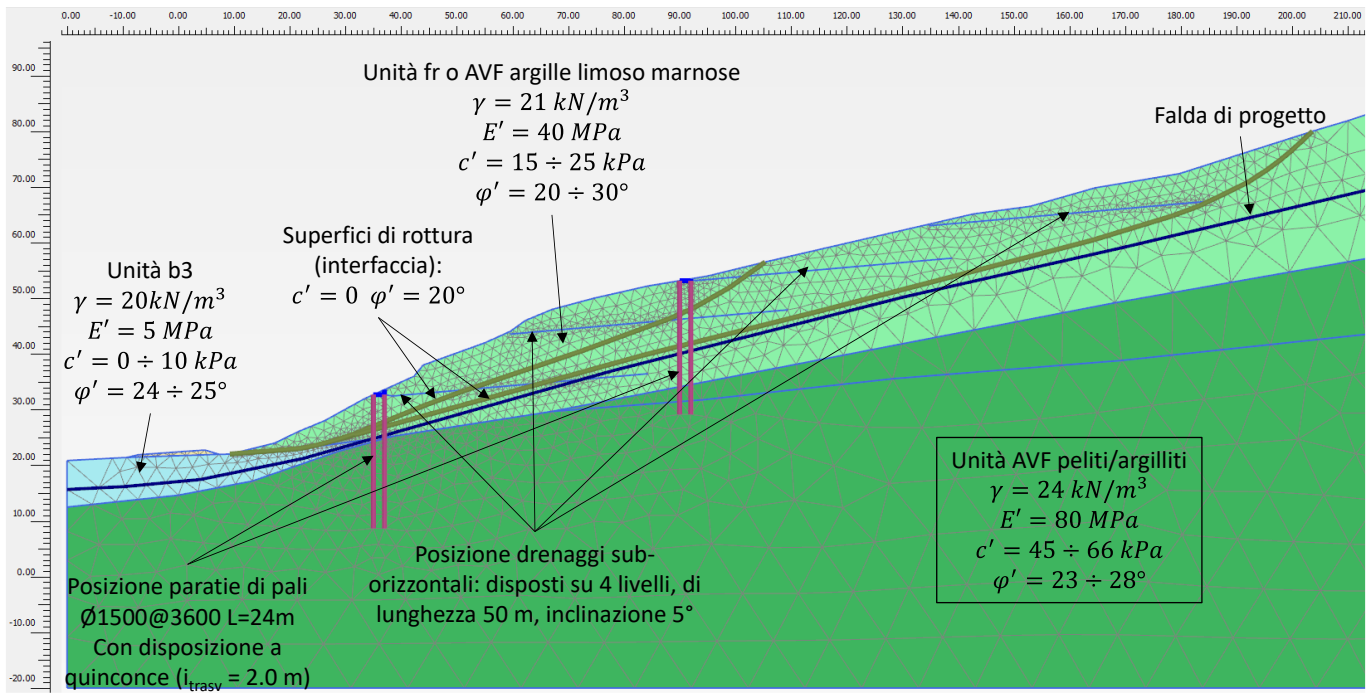


Figura 6. Sezione di calcolo: geometria del modello e dei consolidamenti

6.1.1 Discretizzazione di calcolo

La mesh è costituita da elementi finiti triangolari a 15 nodi, quindi con funzioni di forma del 4° grado, con 12 punti di integrazione numerica interni per ogni elemento. Le dimensioni della mesh, in relazione alle dimensioni degli scavi, sono sufficienti a garantire che i risultati delle analisi siano indipendenti dalla particolare discretizzazione adottata e sono tali da permettere di vincolare il lato inferiore della mesh bloccando gli spostamenti verticali ed orizzontali ed i lati sinistro e destro bloccando gli spostamenti orizzontali.

Nella seguente immagine si riporta la discretizzazione di calcolo adottata, in cui è evidenziata la successione stratigrafica. Il dominio discretizzato ha una larghezza di 470 m e un'altezza di 150 m circa, è costituito da circa 5000 elementi triangolari.

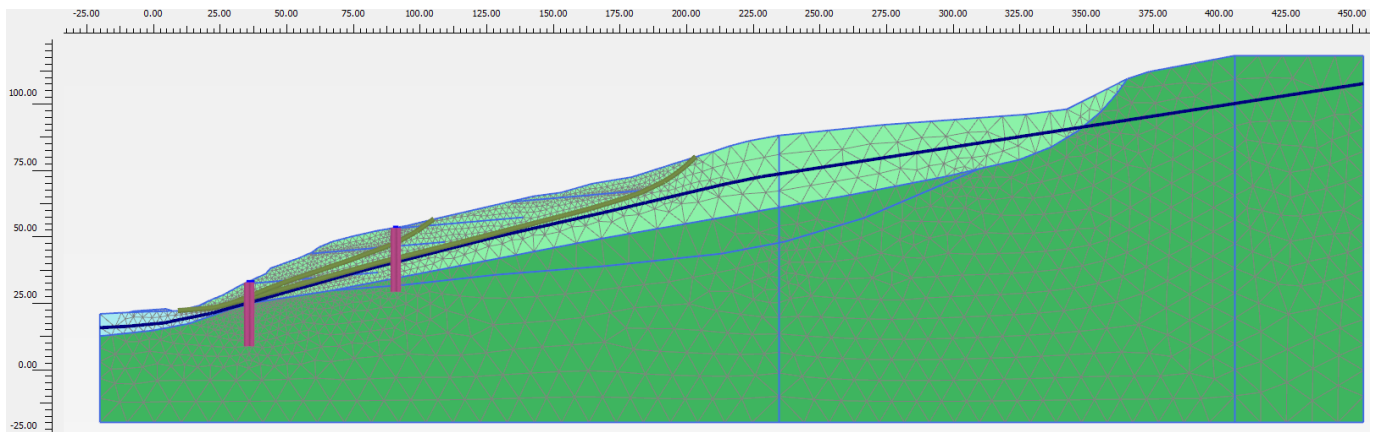


Figura 7. Discretizzazione del modello di calcolo.

6.1.2 Elementi strutturali

Nel modello FEM 2D i pali costituenti le paratie sono modellati con elementi snelli (tipo *embedded beam*), con legame costitutivo interno elastico-lineare, aventi rigidezza assiale e flessionale dati da un elemento circolare in c.a. ($E = 30 \text{ GPa}$) ad interasse longitudinale $i = 3.6 \text{ m}$. Tali elementi interagiscono con gli elementi piani circostanti tramite appositi elementi di interfaccia (con resistenza al taglio ridotta al 70% rispetto a quella del terreno circostante).

I pali sono collegati in testa tramite elementi snelli (tipo *plate*) con legame costitutivo elastico-lineare, aventi rigidezza assiale e flessionale dati dallo spessore di 1.50 m, che collegano le teste delle 2 file di pali con un vincolo di incastro in testa.

La tipologia di intervento è stata scelta sulla base delle informazioni ad oggi disponibili. A fronte di una campagna di indagine e di monitoraggio già avviata in questa fase progettuale e che dovrà approfondirsi nella successiva fase, potranno definirsi eventuali locali integrazioni all'intervento previsto.

6.1.3 Stabilità globale

La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo (*$\phi' - c'$ 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):

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

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

In Figura 8 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.

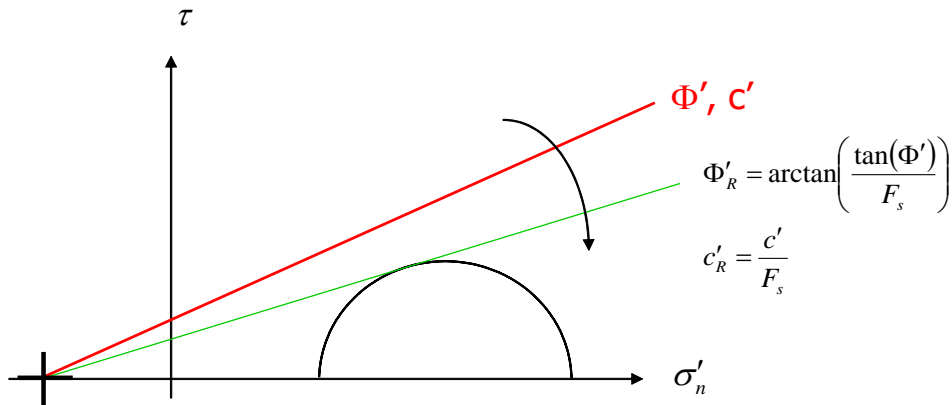


Figura 8 – Phi-c reduction method

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 cinematicismi 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).

Le analisi di stabilità sono svolte a partire dalla configurazione di progetto maggiormente cautelativa.

Tale analisi equivalgono alla verifica SLU (GEO) prevista dalla normativa vigente: 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, $\gamma_R = 1.1$). Pertanto, per soddisfare le verifiche di stabilità geotecnica richieste dalla normativa occorre avere $FS \geq 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$, per il caso statico.

Per il caso sismico i coefficienti parziali del gruppo M2 sono unitari, mentre è richiesto un coefficiente parziale sulla resistenza al taglio $\gamma_R = 1.2$, pertanto è necessario verificare $FS \geq 1.2$.

6.2 Verifiche strutturali delle sezioni in c.a.

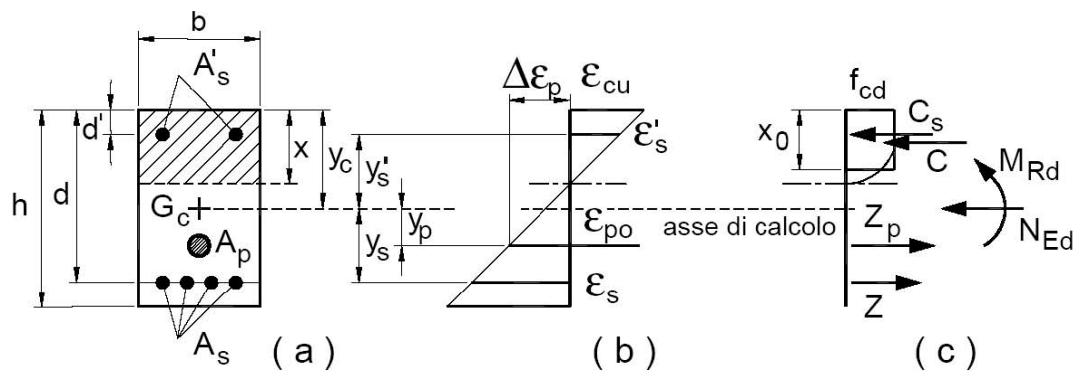
Le verifiche sono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Le verifiche svolte sono le seguenti:

- verifiche di resistenza a flessione;
- verifica di resistenza a taglio;
- verifica di apertura delle fessure
- verifica tensionale

6.2.1 Resistenza a flessione sezioni in c.a.

Con riferimento alla sezione pressoinflessa rappresentata in figura, la resistenza a flessione si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli descritti al punto 4.1.2.1.2 delle NTC.



La verifica risulta soddisfatta quando il momento sollecitante risulta inferiore a quello resistente:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

6.2.2 Resistenza a taglio sezioni in c.a.

La resistenza di elementi senza armatura specifica per il taglio è data da:

Relazione di calcolo paratie di stabilizzazione
frane

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS90	00 Y 78	CL	MU9700 001	A	17 di 57

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_a espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi con armatura specifica per il taglio, la resistenza è data da:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rds}, V_{Rcd})$$

in cui:

- V_{Rds} rappresenta la resistenza a taglio offerta dalle staffe, pari a:

$$V_{Rds} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

- V_{Rcd} rappresenta la resistenza a taglio offerta dalle bielle di calcestruzzo compresse

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

con

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

6.2.3 Verifica a fessurazione sezioni in c.a.

Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato svolto in accordo con le indicazioni fornite nell'EC2, in cui viene fornita la seguente relazione:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

dove:

- $s_{r,max}$: distanza massima fra le fessure;
- ε_{sm} : deformazione media nell'armatura sotto la combinazione di carico pertinente;
- ε_{cm} : deformazione media del calcestruzzo tra le fessure.

Il termine tra parentesi è ottenuto come:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

- σ_s : tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;
- α_e : rapporto E_s/E_{cm}
- $f_{ct,eff}$: valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo (f_{ctm})
- $\rho_{p,eff} : (A_s)/A_{c,eff}$
- $A_{c,eff}$: area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura
- $h_{c,eff} = \min\left\{2,5(h - d); \frac{(h-x)}{3}; \frac{h}{2}\right\}$
- k_t : fattore dipendente dalla durata dei carichi, pari a 0,4 per carichi di lunga durata e a 0,6 per carichi di breve durata

La distanza massima tra le fessure è invece ricavata tramite la seguente espressione:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff}$$

dove:

- Φ : diametro delle barre,
- c : ricoprimento dell'armatura longitudinale,
- k_1 : coefficiente pari a 0,8 per barre ad aderenza migliorata,
- k_3 : si raccomanda il valore di 3,4;

- k_4 : si raccomanda il valore di 0,425.

I valori limite da rispettare sono riportati nella seguente tabella:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

dove:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \quad w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad w_3 = 0.4 \text{ mm.}$$

La classe di esposizione viene valutata come mostrato nella seguente tabella:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

6.2.4 Verifica delle tensioni di esercizio

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c < 0.55 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0.40 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente}$$

Tensione massima dell'acciaio in condizione di esercizio

La tensione massima σ_s dell'acciaio per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristiche deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.75 f_{yk}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE (Lotto 1+2) NUOVA VIABILITA' NV02					
	Relazione di calcolo paratie di stabilizzazione frane	COMMESSA RS90	LOTTO 00 Y 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU9700 001	REV. A

6.3 Casi di analisi e parametri geotecnici di calcolo

Al fine di creare una riproduzione correttamente lo stato di fatto del versante in frana ed ottenere una sensibilità sull'influenza dei parametri geotecnici di calcolo sui risultati in termini di fattore di sicurezza globale, sono stati studiati 3 casi di analisi.

In tutti e 3 i casi di analisi le superfici di scivolamento sono implementate con elementi di interfaccia con resistenza al taglio data dai parametri residui dell'unità fr, pari a $c' = 0$ e angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 20^\circ$ determinato da back-analysis, in modo che in condizioni statiche risulti $FS \cong 1.0$ per la frana maggiormente critica.

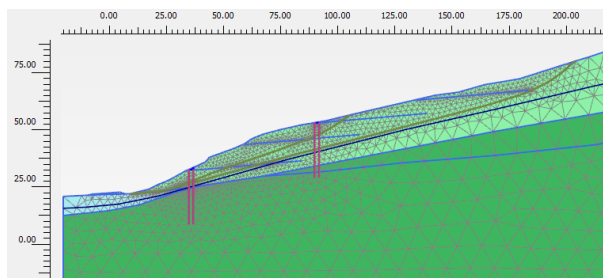
I 3 casi studiati sono i seguenti:

- **Caso A:** parametri geotecnici da caratterizzazione geotecnica: il corpo di frana è modellato con i parametri medi per l'unità fr corpo di frana o AVF argille limoso marnose, con coesione efficace $c' = 25$ kPa e angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 25^\circ$; al di sotto delle superfici di frana è presente l'unità AVF pelitica-argillitica, con coesione efficace $c' = 60$ kPa e angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 28^\circ$
- **Caso B:** corpo di frana e substrato con elevata resistenza al taglio: si ipotizza che il corpo di frana sia costituito dall'unità AVF pelitica-argillitica (talvolta rilevata anche a basse profondità nei sondaggi), con coesione efficace $c' = 60$ kPa e angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 28^\circ$
- **Caso C:** corpo di frana e substrato elastico lineare: tale analisi è equiparabile ad un'analisi di equilibrio rigido-plastica (metodo delle strisce), imponendo le superfici imposte di scivolamento come individuate dalle sezioni geologiche

Per l'unità b2 (alluvioni limoso sabbiose), data la marginale influenza sulla stabilità del versante, non si considera una variazione dei parametri geotecnici, assumendo coesione efficace $c' = 10$ kPa e angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 23^\circ$ per i 3 casi di analisi.

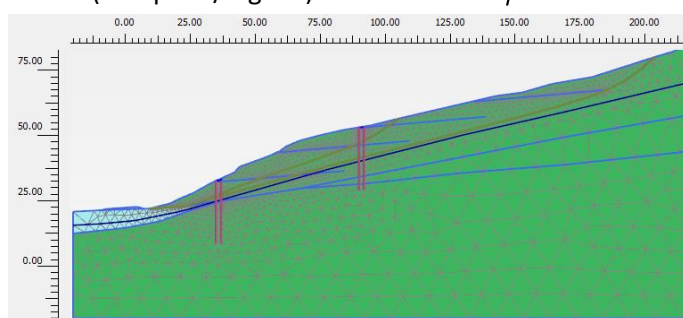
Caso A:

Parametri geotecnici da caratterizzazione geotecnica:
 (corpo di frana unità AVF argillosa): $c' = 25$ kPa $\varphi' = 25^\circ$



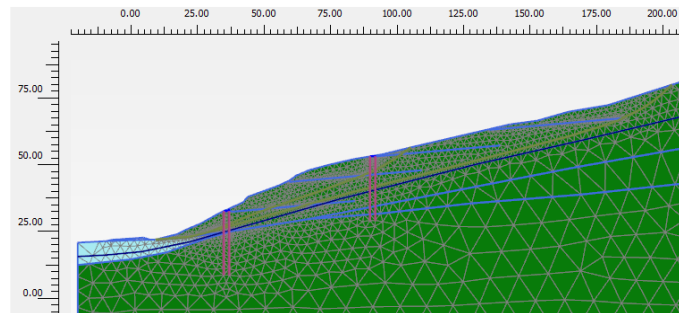
Caso B:

Corpo di frana con elevata resistenza al taglio
 (AVF peliti/argilliti): $c' = 60$ kPa $\varphi' = 28^\circ$



Caso C:

Corpo di frana elastico lineare



6.4 Back-Analysis delle opere

Per i 3 casi di analisi si procede alla simulazione delle condizioni attuali del versante, supponendo condizioni di equilibrio stabili con coefficienti di sicurezza circa unitari per la superficie di scorrimento di frana maggiormente critica, ossia la frana di colamento quiescente (cq). Tale condizione si verifica per coesione nulla e angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 20^\circ$.

Le back-analysis sono condotte attivando una superficie di scorrimento alla volta ed indagando il cinematismo che si verifica tramite l'analisi di stabilità globale con il metodo φ' - c' -reduction. Nel seguito sono esposti i risultati per ciascun caso di analisi.

6.4.1 Caso A: Parametri geotecnici da caratterizzazione geotecnica

Nelle seguenti immagini si mostrano i cinematismi di collasso originati dall'analisi di stabilità globale, per le 2 superfici di frana indagate singolarmente.

Si ottiene un fattore di sicurezza globale $FS \cong 1.0$ per la frana cq e $FS \cong 1.1$ per la frana xq. Il meccanismo di collasso per le 2 frane è però qualitativamente diverso: mentre per la frana cq l'instabilizzazione si origina sulla superficie di frana imposta, per la frana xq si origina uno scorrimento che attraversa il corpo di frana e si arresta entro i primi 70 m circa, senza mobilitare tutto il volume incluso dalla superficie imposta che ha una larghezza trasversale di circa 190 m. Tale comportamento è evidenziato anche dalla distribuzione dei punti di plasticizzazione, che originano una fascia plasticizzata di circa 10 m di larghezza nel corpo di frana.

Tale comportamento potrebbe rispecchiare l'effettiva natura di tali frane, di cui il cinematismo così individuato dalle analisi rappresenta il possibile innesco, ma il carattere retrogressivo tende coinvolgere l'intero volume di terreno indicato dalle superfici individuate dalle sezioni geologiche. Tale aspetto è anche indicato nella Relazione Geologica (cfr. **Error! Reference source not found.**, §13.2).

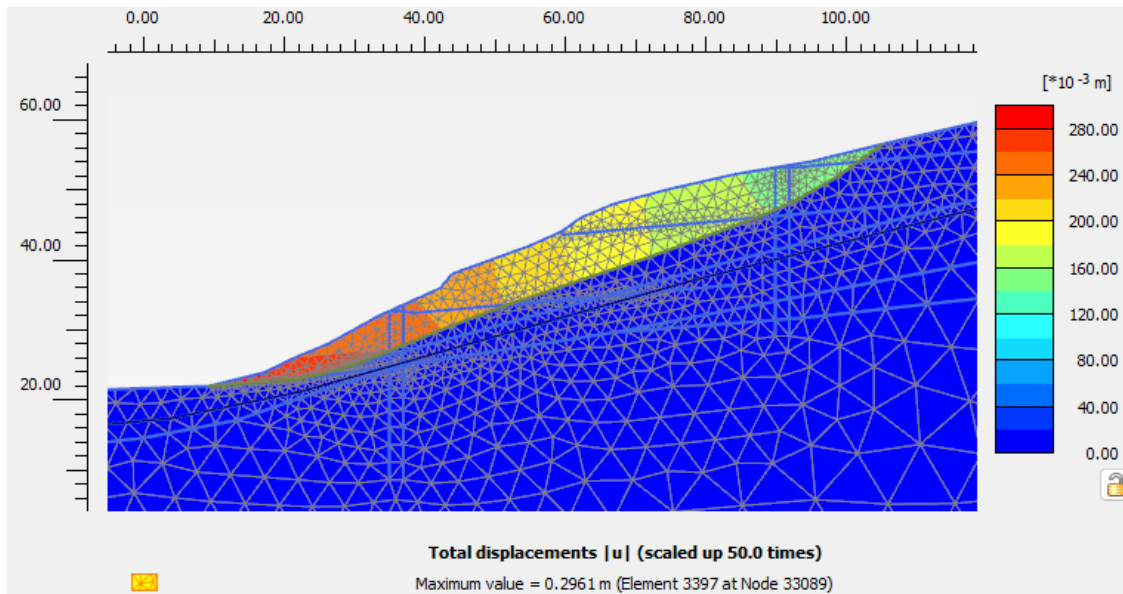


Figura 9. Spostamenti totali: cinematico di collasso per la frana cq – FS \cong 1.0

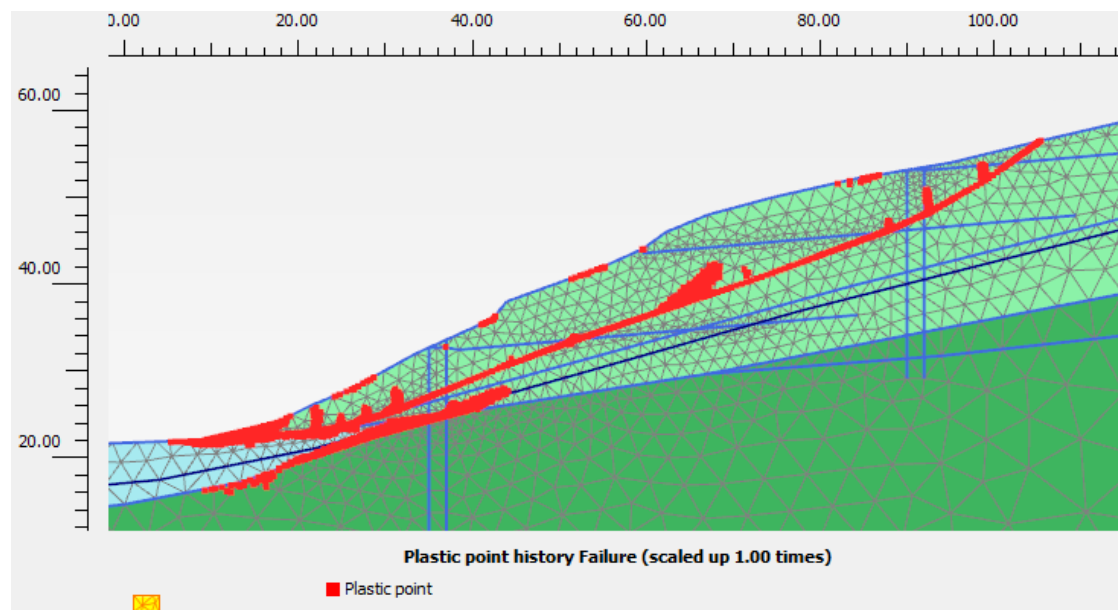


Figura 10. Punti di plasticizzazione in seguito all'analisi di stabilità globale per la frana cq

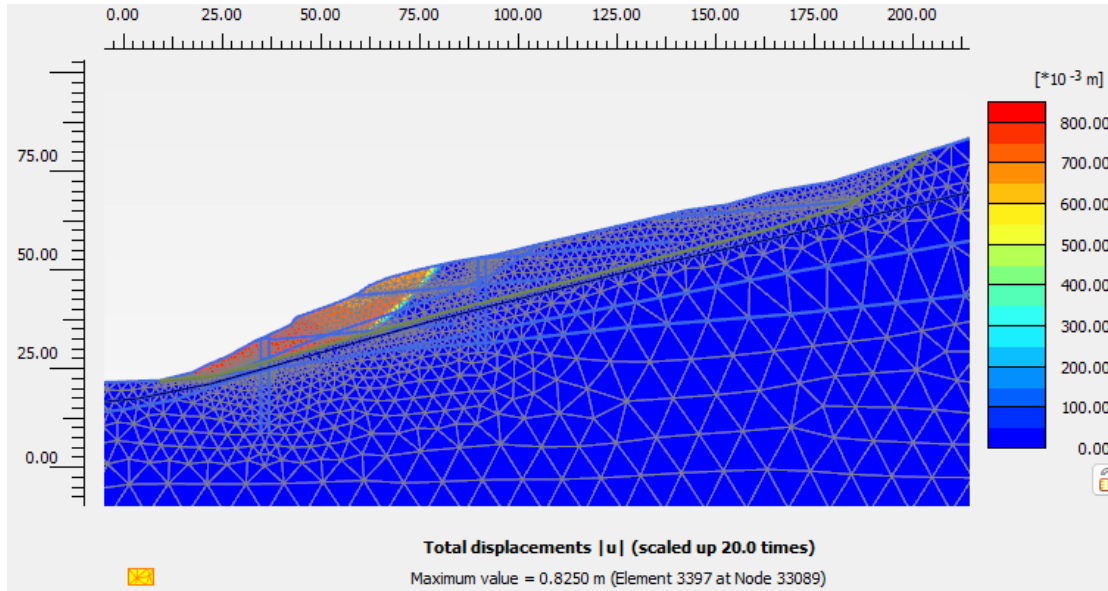


Figura 11. Spostamenti totali: cinematico di collasso per la frana xq – $FS \cong 1.1$

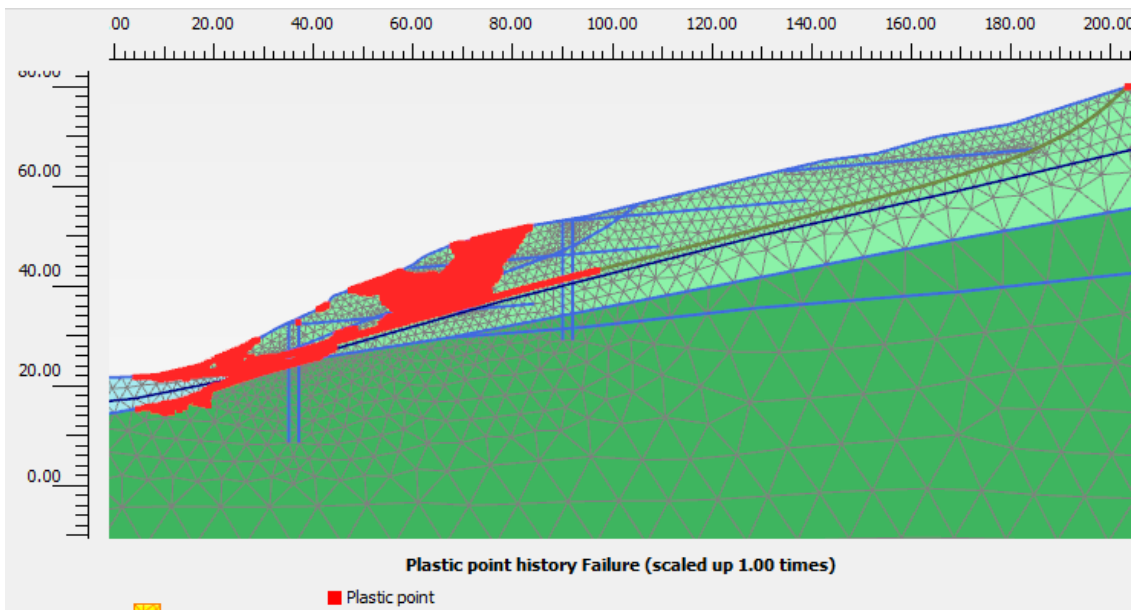


Figura 12. Punti di plasticizzazione in seguito all'analisi di stabilità globale per la frana xq

6.4.2 Caso B: Corpo di frana con elevata resistenza al taglio (AVF peliti/argilliti)

Nelle seguenti immagini si mostrano i cinematismi di collasso originati dall'analisi di stabilità globale, per le 2 superfici di frana indagate singolarmente.

Si ottiene un fattore di sicurezza globale $FS \cong 1.0$ per la frana cq e $FS \cong 1.3$ per la frana xq. I meccanismi di collasso mobilitano interamente i volumi di frana individuati dalla sezione geologica di riferimento: in questo caso la resistenza ipotizzata per il corpo di frana è sufficiente a non originare superfici di scorrimento che lo attraversano; anche i punti di plasticizzazione si originano quasi esclusivamente sulle superfici imposte.

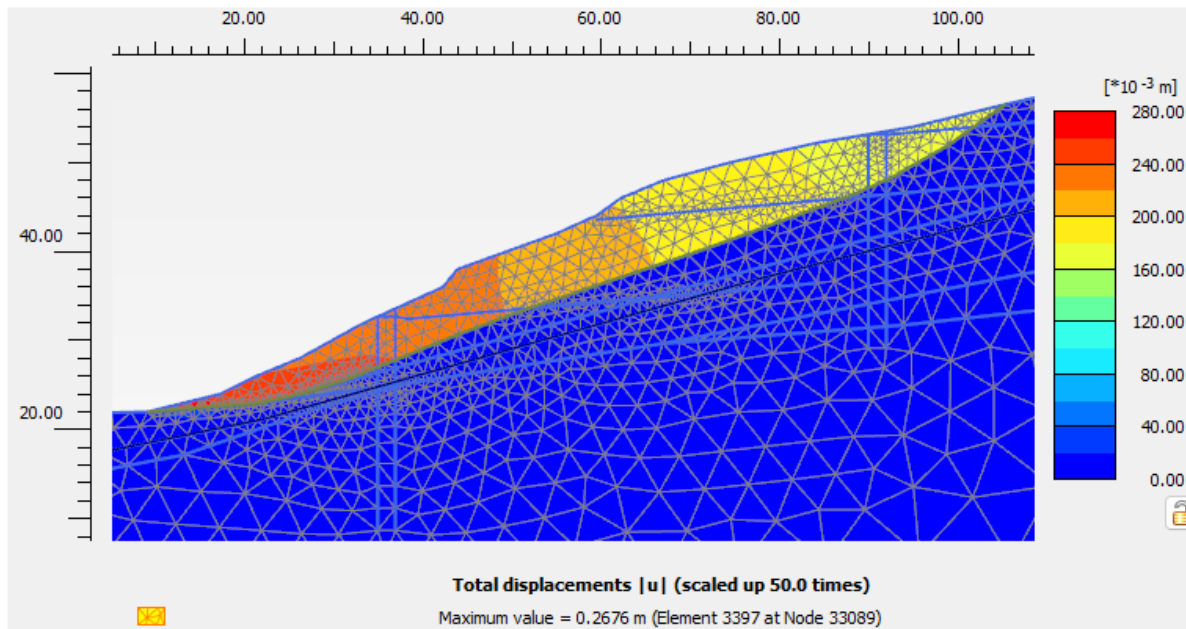


Figura 13. Spostamenti totali: cinematismo di collasso per la frana cq – $FS \cong 1.0$

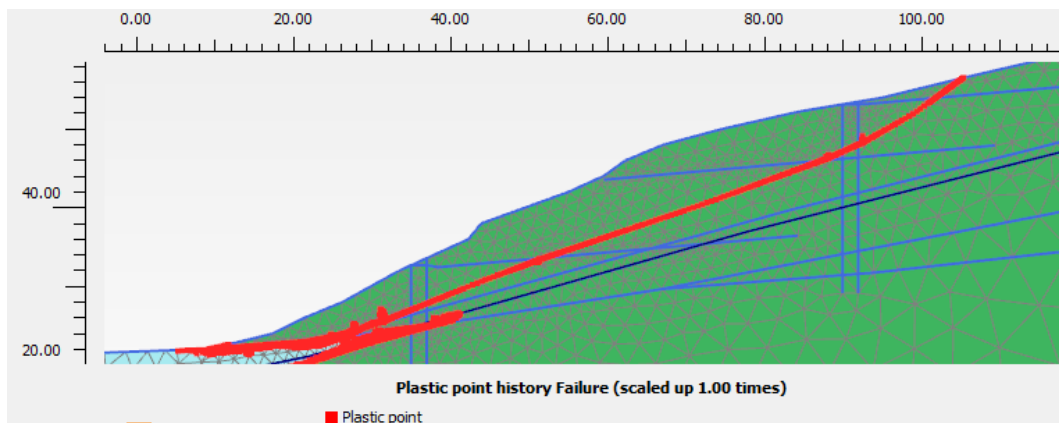


Figura 14. Punti di plasticizzazione in seguito all'analisi di stabilità globale per la frana cq

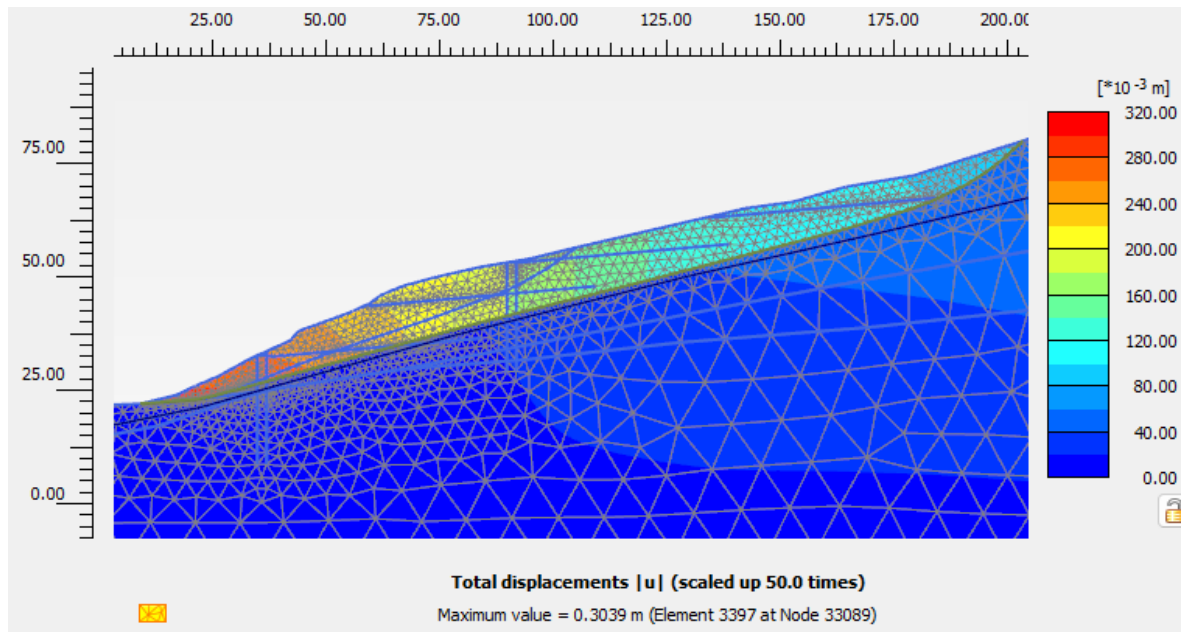


Figura 15. Spostamenti totali: cinematico di collasso per la frana xq – $FS \cong 1.3$

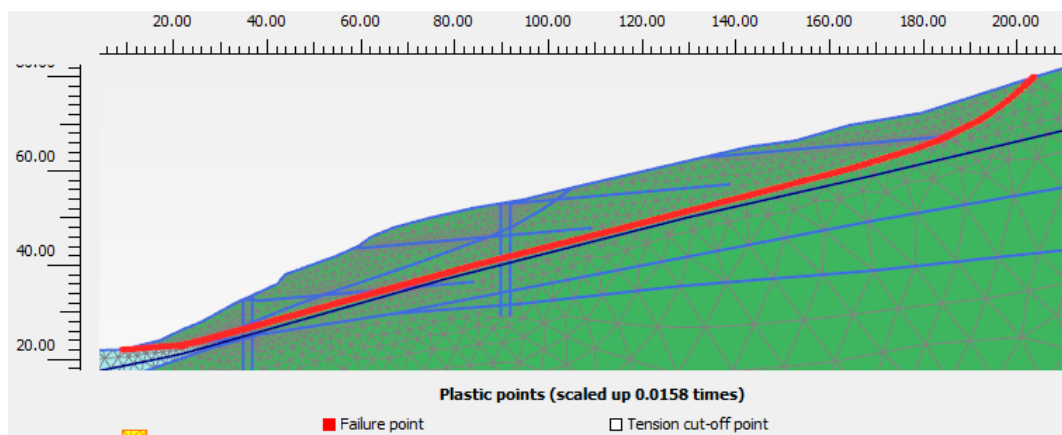


Figura 16. Punti di plasticizzazione in seguito all'analisi di stabilità globale per la frana xq

6.4.3 Caso C: Corpo di frana elastico lineare

Nelle seguenti immagini si mostrano i cinematismi di collasso originati dall'analisi di stabilità globale, per le 2 superfici di frana indagate singolarmente.

Si ottengono i medesimi fattori di sicurezza globale del caso B, $FS \cong 1.0$ per la frana cq e $FS \cong 1.3$ per la frana xq. Tale analisi massimizza le spinte della frana non consentendo plasticizzazioni nel corpo di frana.

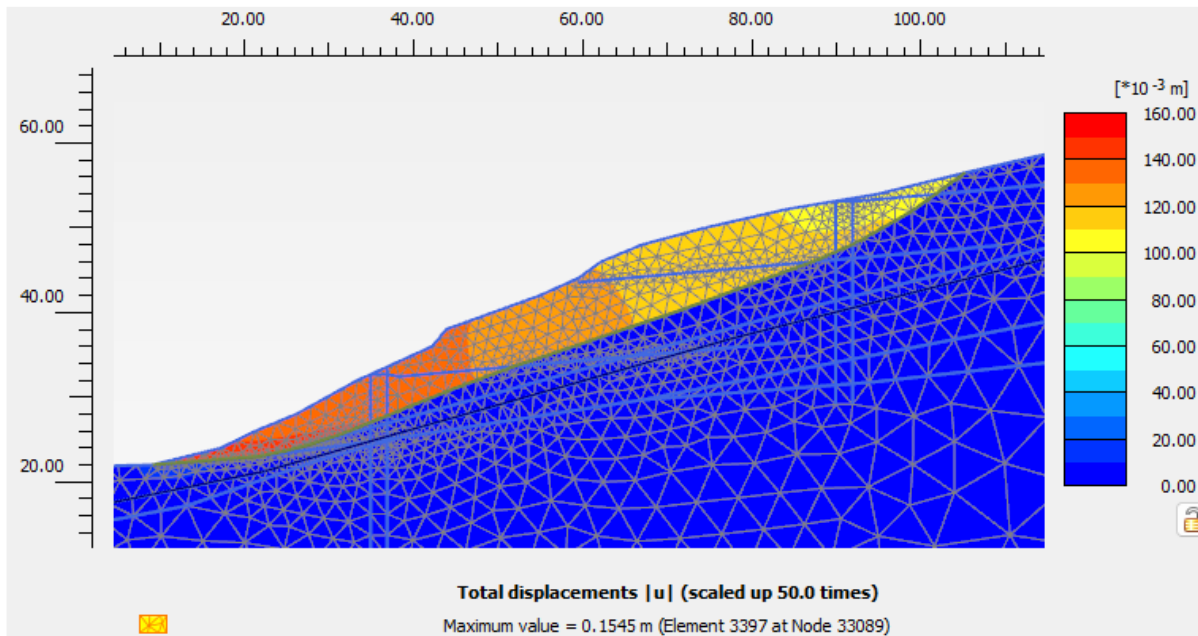


Figura 17. Spostamenti totali: cinematismo di collasso per la frana cq – $FS \cong 1.0$

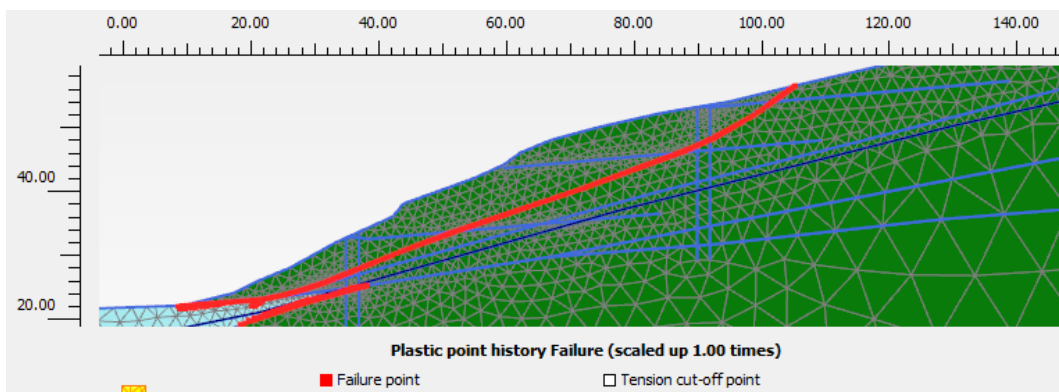


Figura 18. Punti di plasticizzazione in seguito all'analisi di stabilità globale per la frana cq

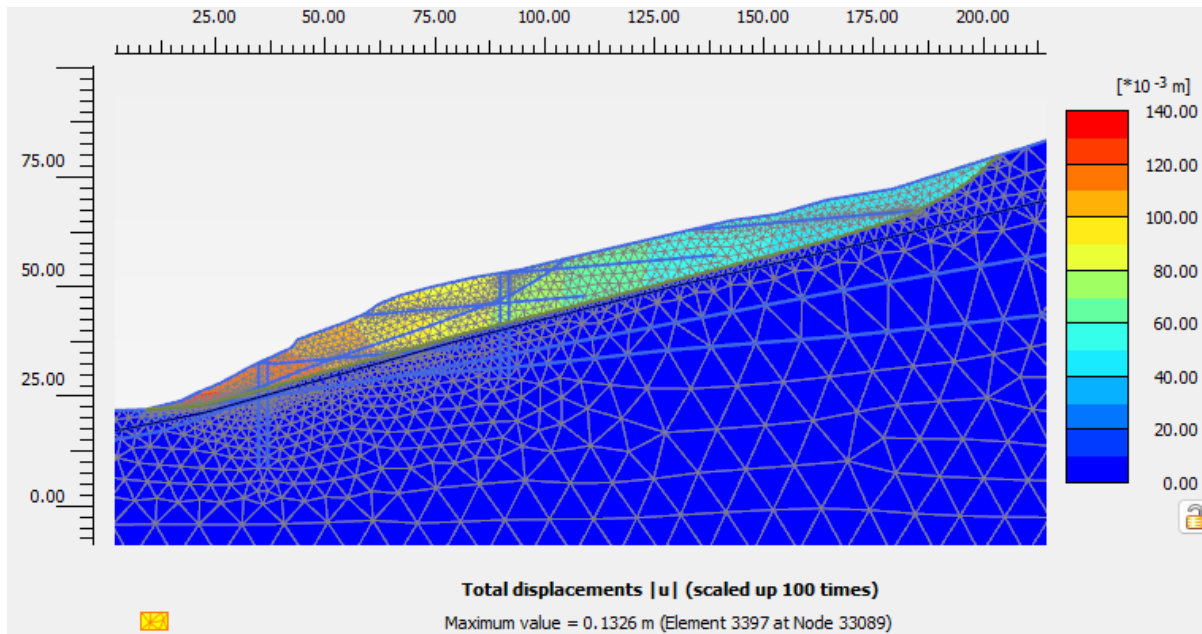


Figura 19. Spostamenti totali: cinematico di collasso per la frana xq – FS \cong 1.3

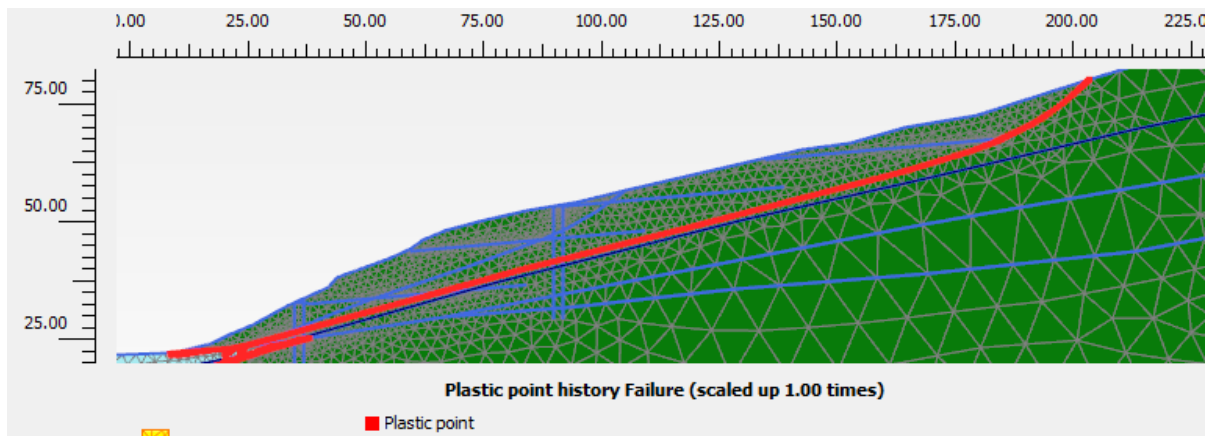


Figura 20. Punti di plasticizzazione in seguito all'analisi di stabilità globale per la frana xq

6.4.4 Sintesi dei coefficienti di sicurezza di back-analysis

Nella seguente immagine si mostra l'andamento del coefficiente di sicurezza globale FS con lo spostamento di un punto di monitoraggio numerico posto al piede della frana.

Si nota che i coefficienti di sicurezza ottenuti sono i medesimi per la frana cq per i 3 casi di analisi ($FS \cong 1.0$), e per la frana xq per i casi di analisi B e C ($FS \cong 1.3$). L'analisi della frana xq per il caso A presenta coefficiente inferiore a quella degli altri 2 casi di analisi, ma la superficie di scorrimento originata mobilita il volume di frana solo parzialmente.

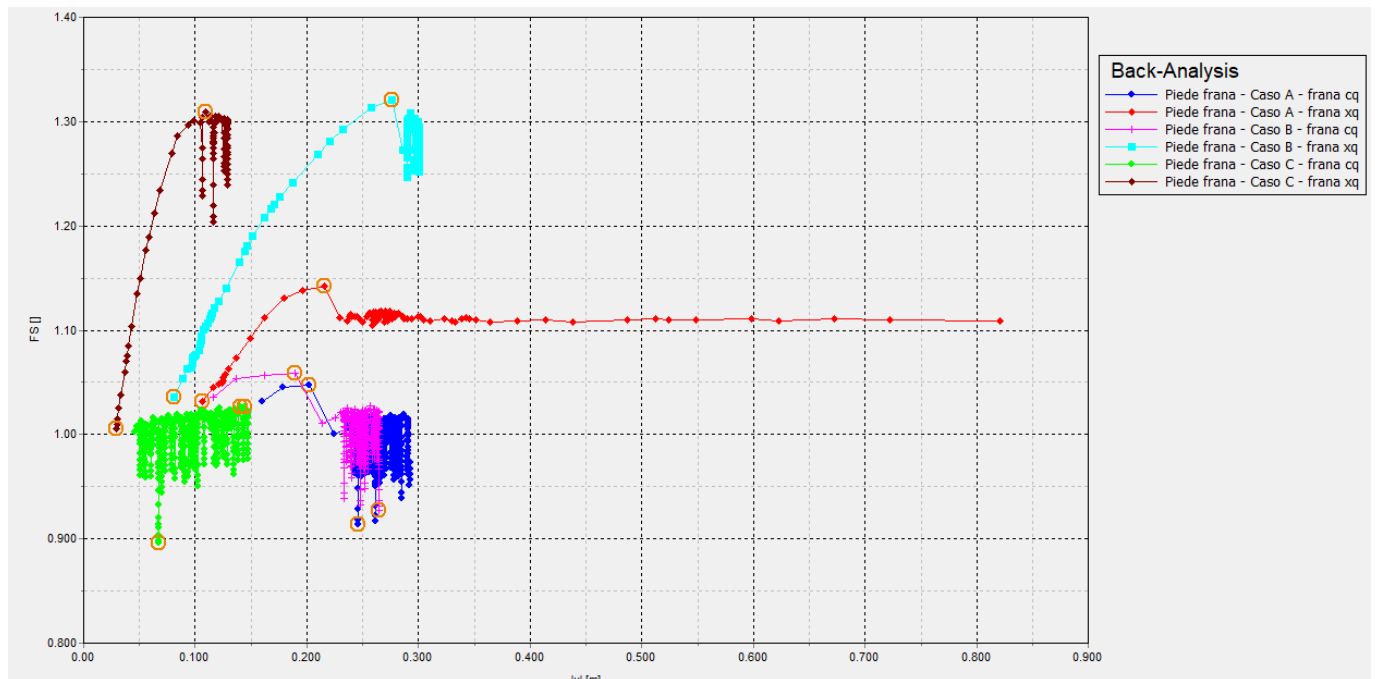


Figura 21. Andamento del coefficiente di sicurezza globale FS con lo spostamento del piede della frana

6.5 Analisi delle opere di sostegno

La back-analysis esposta in precedenza ha consentito di determinare i parametri geotecnici delle superfici di scorrimento individuate dalla sezione geologica e imposte nel modello tramite appositi elementi di interfaccia. Nel seguito si riportano le fasi di calcolo implementate nell'analisi, per ciascun caso di analisi.

- Fase 1. Inizializzazione dello stato tenso-deformativo del modello, con la stratigrafica e il p.c. attuale, e con la superficie di falda di progetto
- Fase 2. Attivazione di entrambe le superfici di frana con i parametri di resistenza di back-analysis ($c' = 0$, $\varphi' = 20^\circ$)
- Fase 3. Realizzazione delle paratie di pali $\varnothing 1500$ L = 24 m a quinconce ($i_1 = 3.6$ m, $i_2 = 2.0$ m), collegate in testa dal cordolo sommitale in c.a. ($s = 1.5$ m)
- Fase 4. Realizzazione della nuova viabilità NV02 a valle del versante in frana
- Fase 5. Simulazione della condizione eccezionale di precipitazioni molto intense: imposizione della falda in prossimità del p.c. al contorno e attivazione dei dreni sub-orizzontali: in tale fase le pressioni neutre sono determinate tramite analisi di filtrazione in condizioni stazionarie, imponendo la falda ad 1.0 m al di sopra dei dreni in corrispondenza degli stessi
- Fase 6. A partire dalla Fase 4, analisi sismica pseudo-statica

Nelle seguenti figure si riportano le principali fasi modellate nell'analisi.

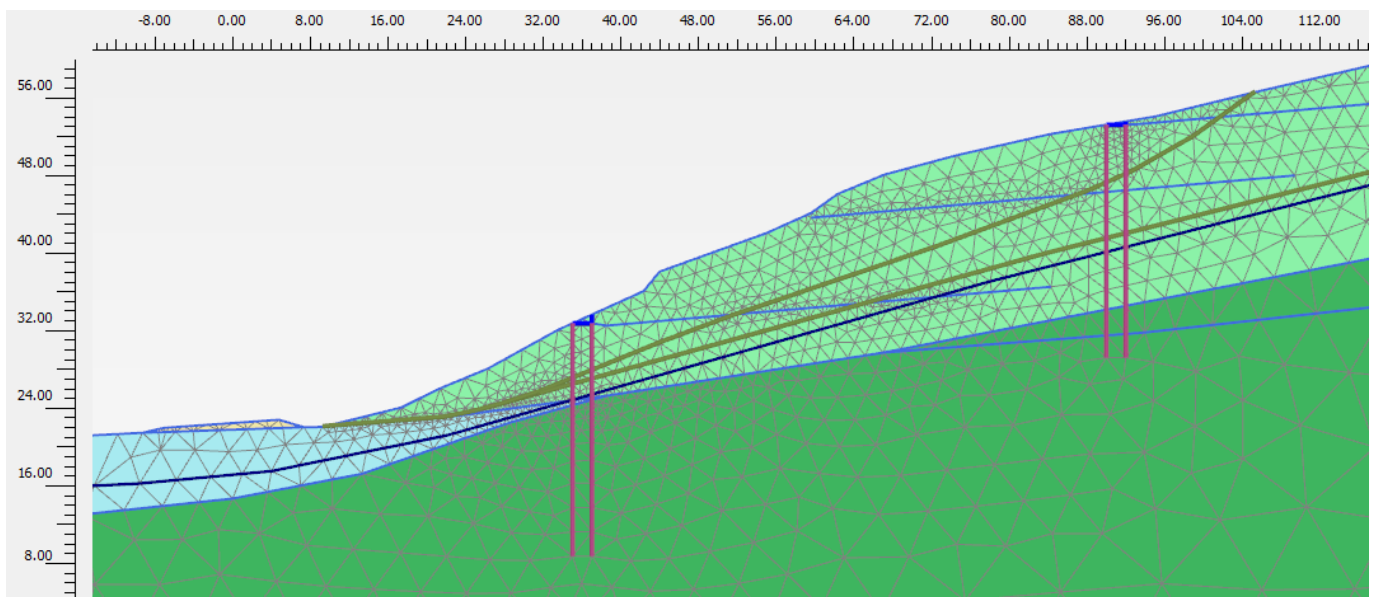


Figura 22. Realizzazione delle paratie di pali e della NV02, con la falda di progetto

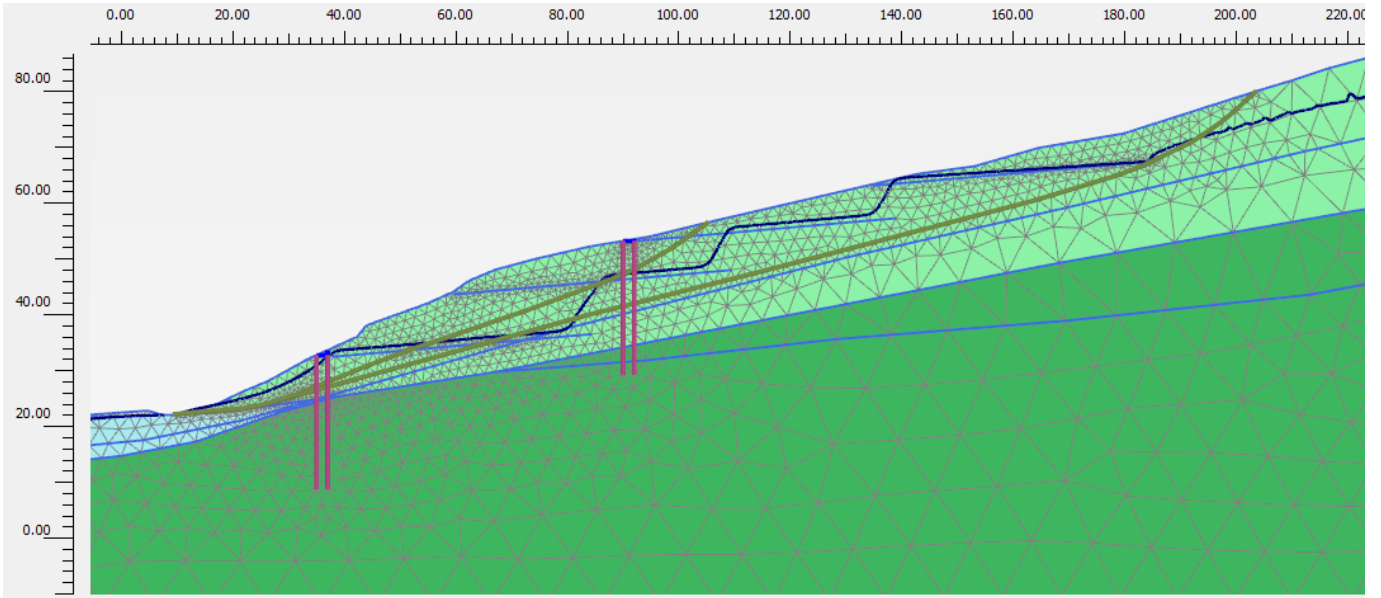


Figura 23. Applicazione della falda in prossimità del p.c. e attivazione dei drenaggi

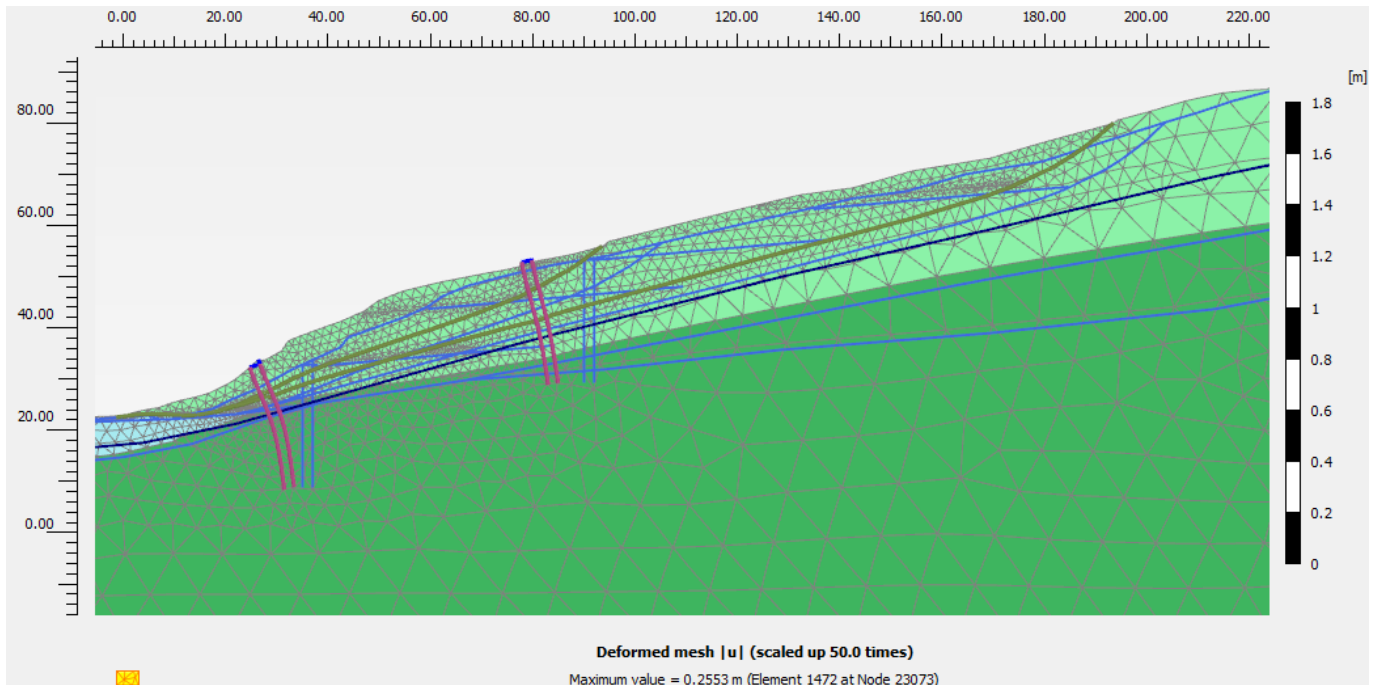


Figura 24. Analisi sismica pseudo-statica: deformata

6.5.1 Risultati in termini di spostamenti

Nelle seguenti immagini sono riportati i risultati in termini di spostamenti.

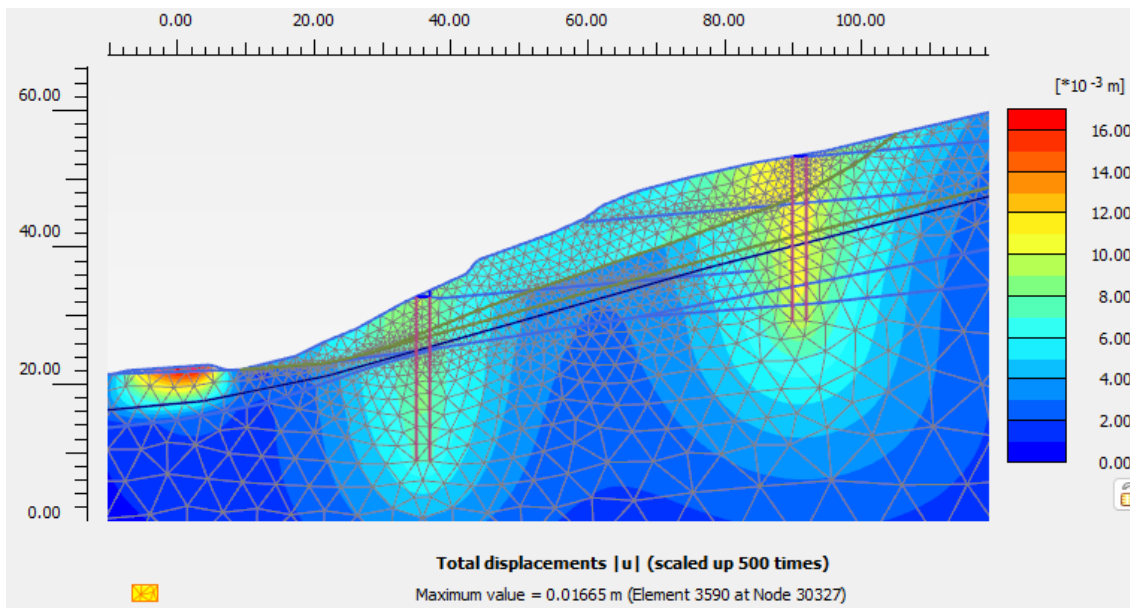


Figura 25. Spostamenti totali in seguito alla realizzazione delle paratie e della NV02

Falda derivante da analisi di filtrazione a regime
stazionario, imponendo quota ad 1 m al di sopra della
posizione dei drenaggi suborizzontali

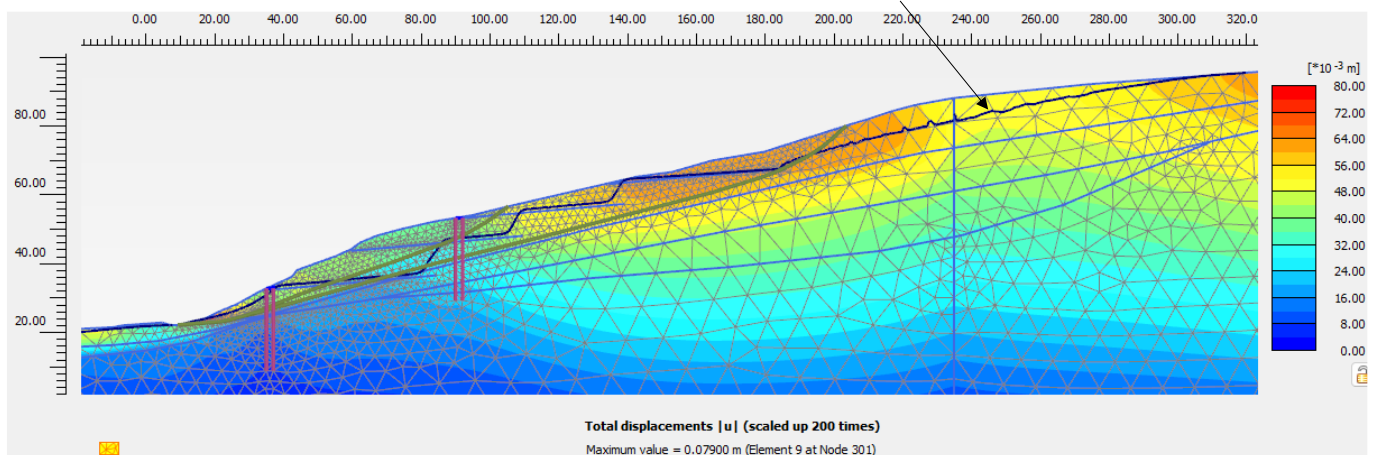


Figura 26. Spostamenti totali in seguito alla simulazione della falda in prossimità del p.c., con drenaggi suborizzontali attivi

6.5.2 Azioni interne sulle paratie di pali

Nelle seguenti figure sono mostrate le azioni interne massime sui pali in c.a. Ø1500. Sono mostrati nei diagrammi i valori nominali derivanti dalle fasi di calcolo analizzate sul singolo palo.

Per la fase in esercizio, le azioni interne devono essere amplificate per il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.3$ al fine di ottenere i corrispondenti valori allo SLU. Per la fase di calcolo che simula la falda alta, essendo quest'ultima una condizione transitoria eccezionale e transitoria in seguito ad eventi eccezionali di piogge intense, i valori risultanti si considerano allo SLU. Analogamente per la fase sismica, che implementa i coefficienti pseudo-statici allo SLV. Le verifiche di resistenza dei pali sono esposte al seguente paragrafo.

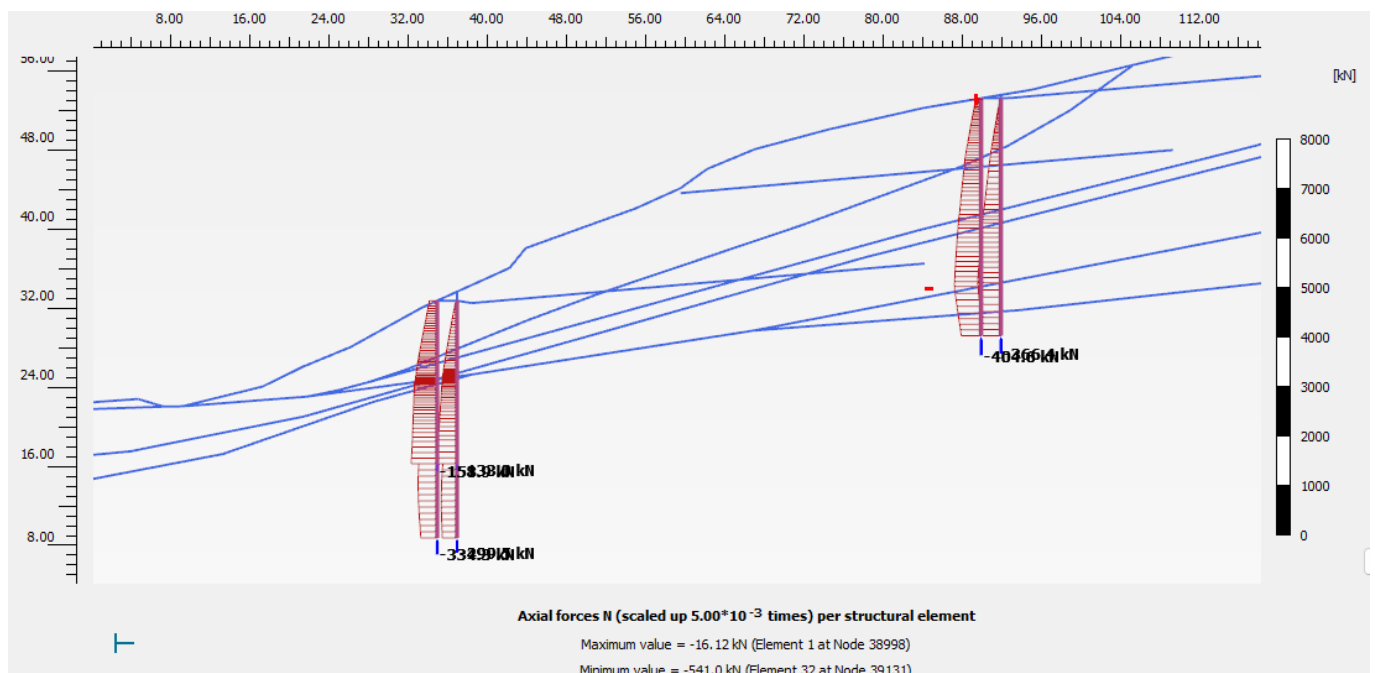


Figura 27. Caso A. Condizione di esercizio. Azione assiale

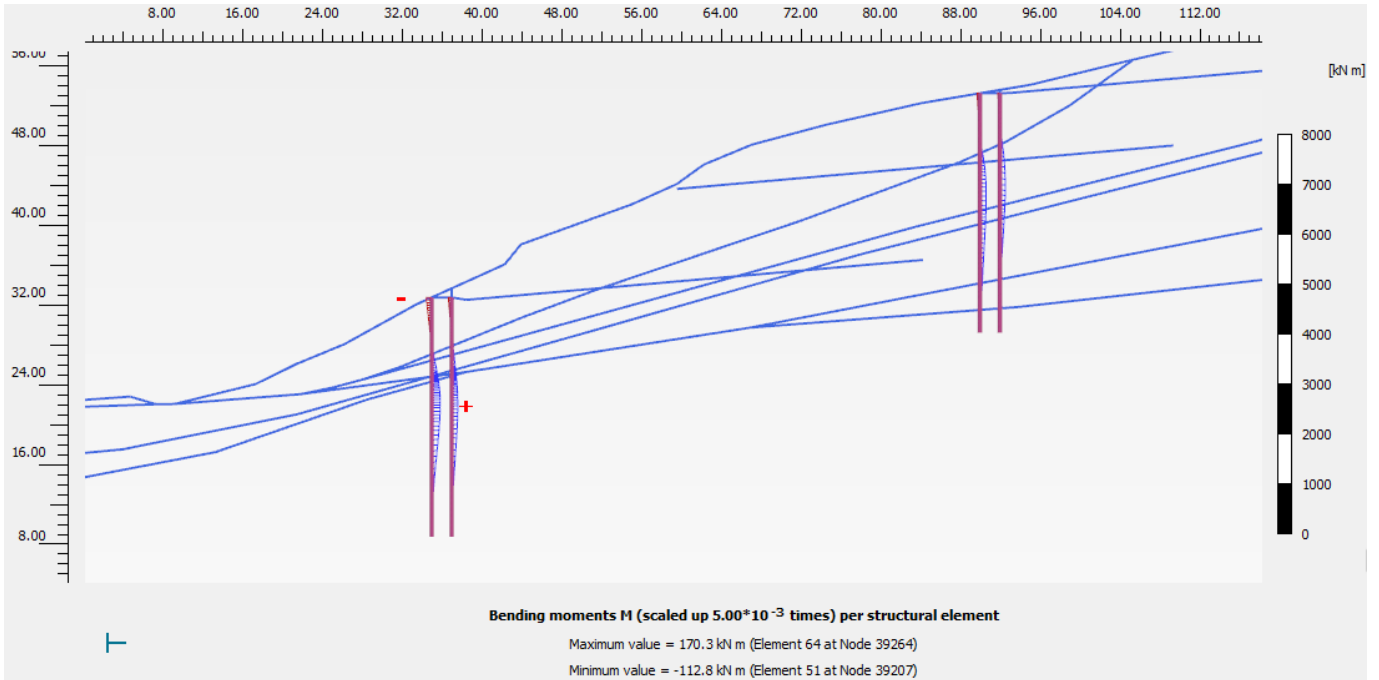


Figura 28. Caso A. Condizione di esercizio. Momento Flettente

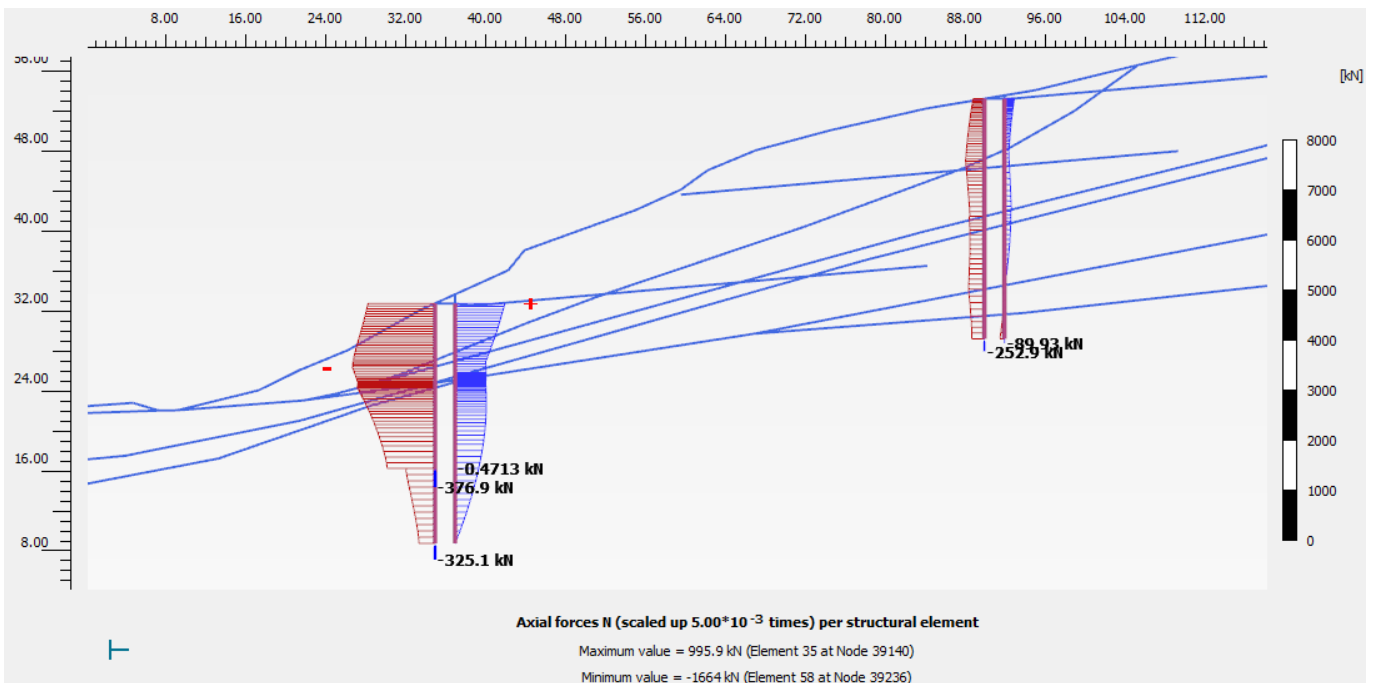


Figura 29. Caso A. Falda alta con drenaggi attivi. Azione assiale

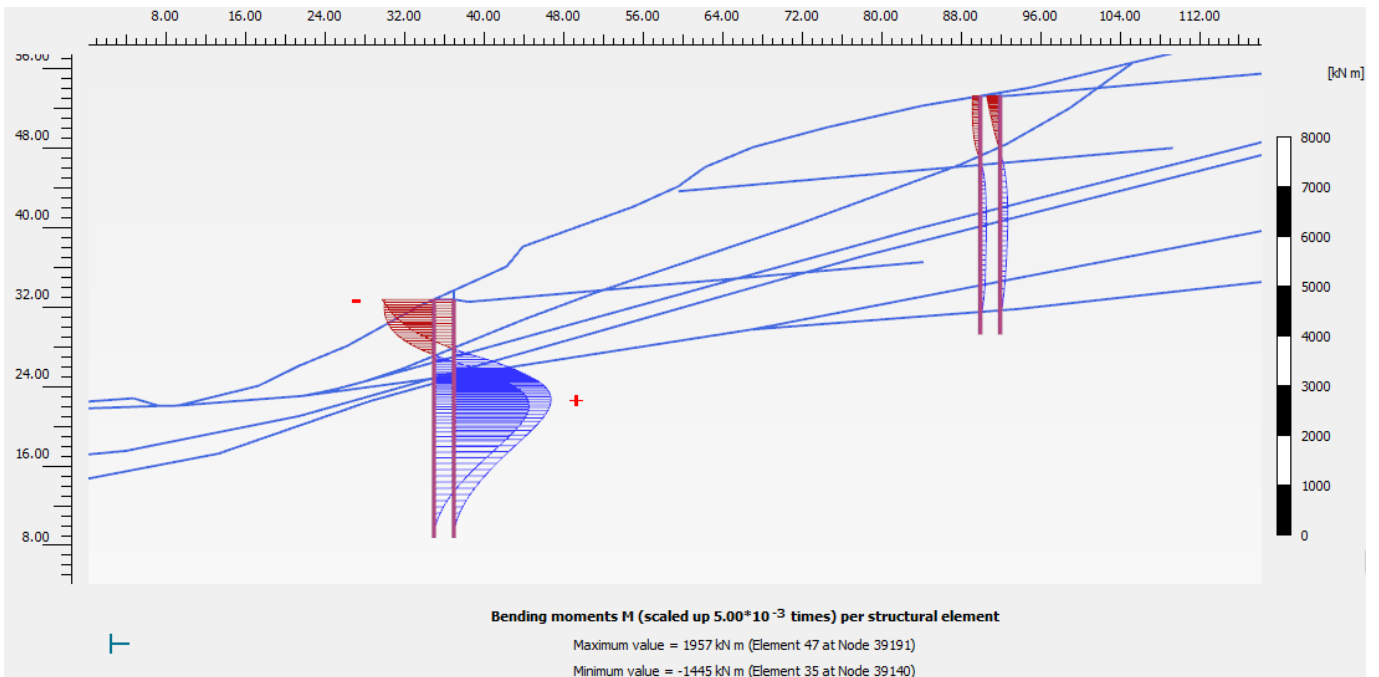


Figura 30. Caso A. Falda alta con drenaggi attivi. Momento Flettente

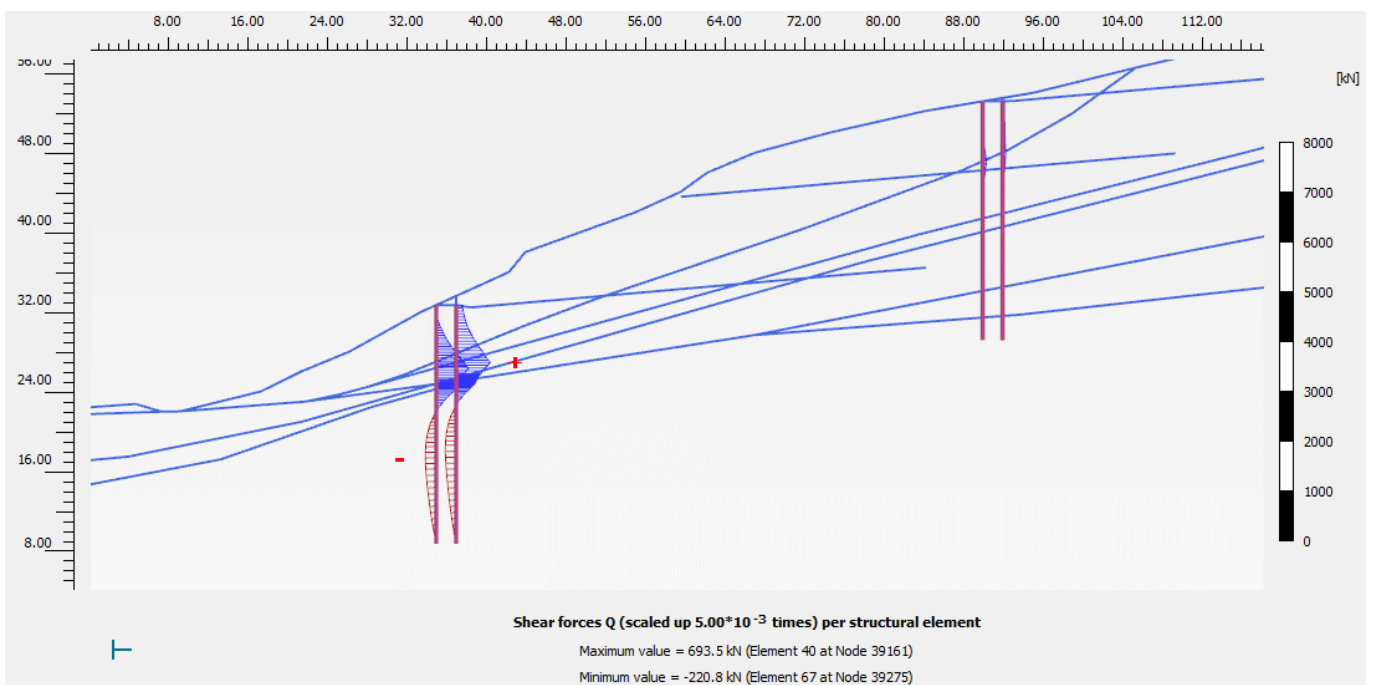


Figura 31. Caso A. Falda alta con drenaggi attivi. Taglio

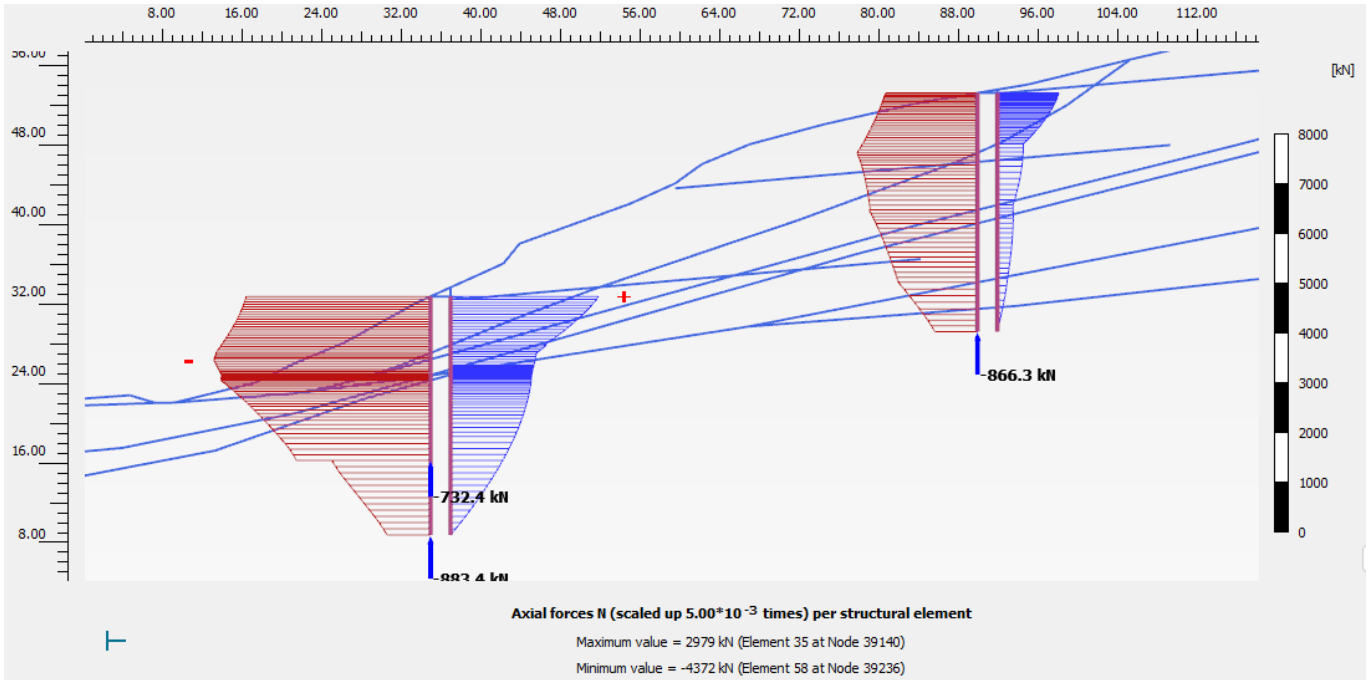


Figura 32. Caso A. Analisi sismica. Azione assiale

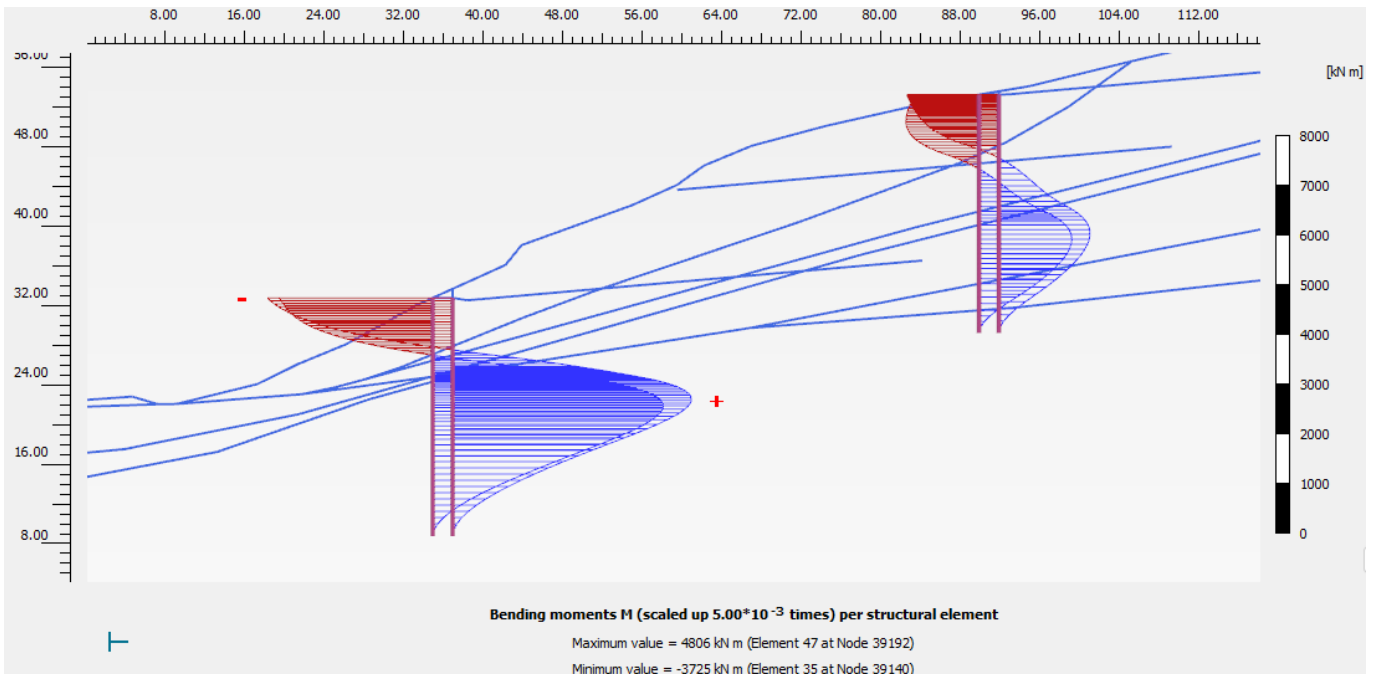


Figura 33. Caso A. Analisi sismica. Momento Flettente

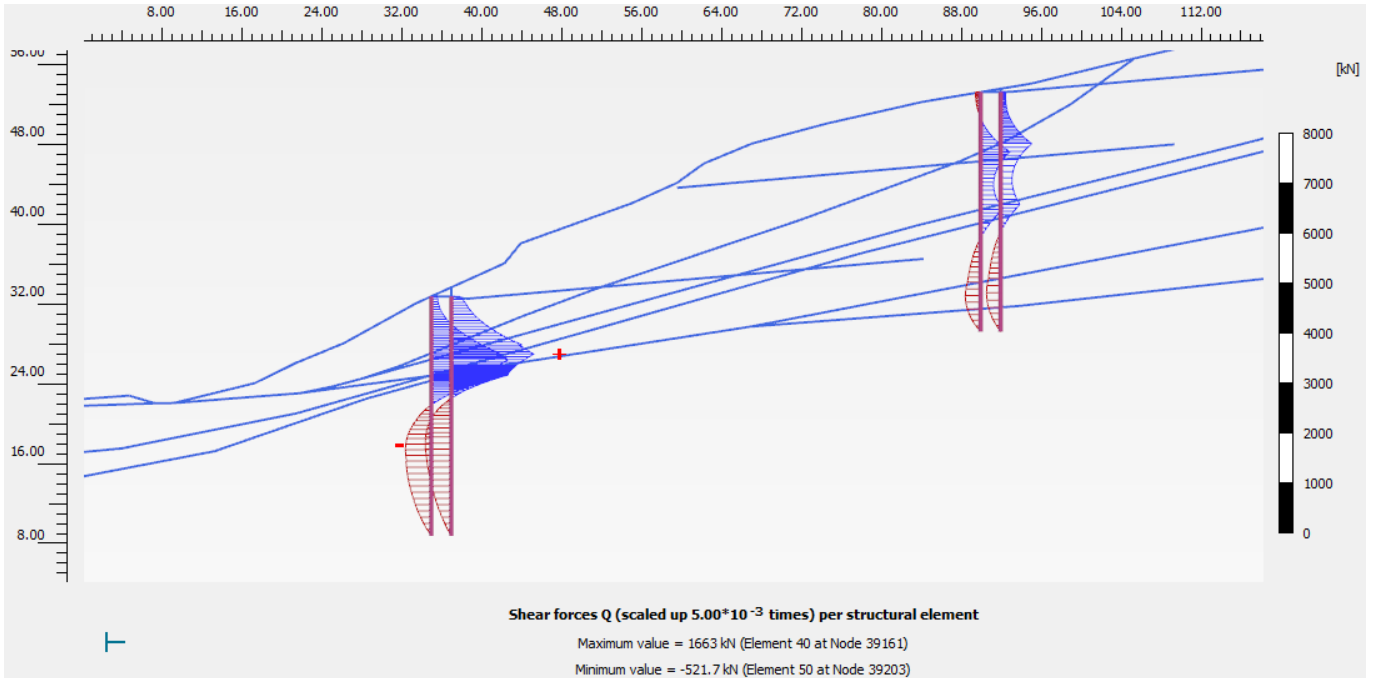


Figura 34. Caso A. Analisi sismica. Taglio

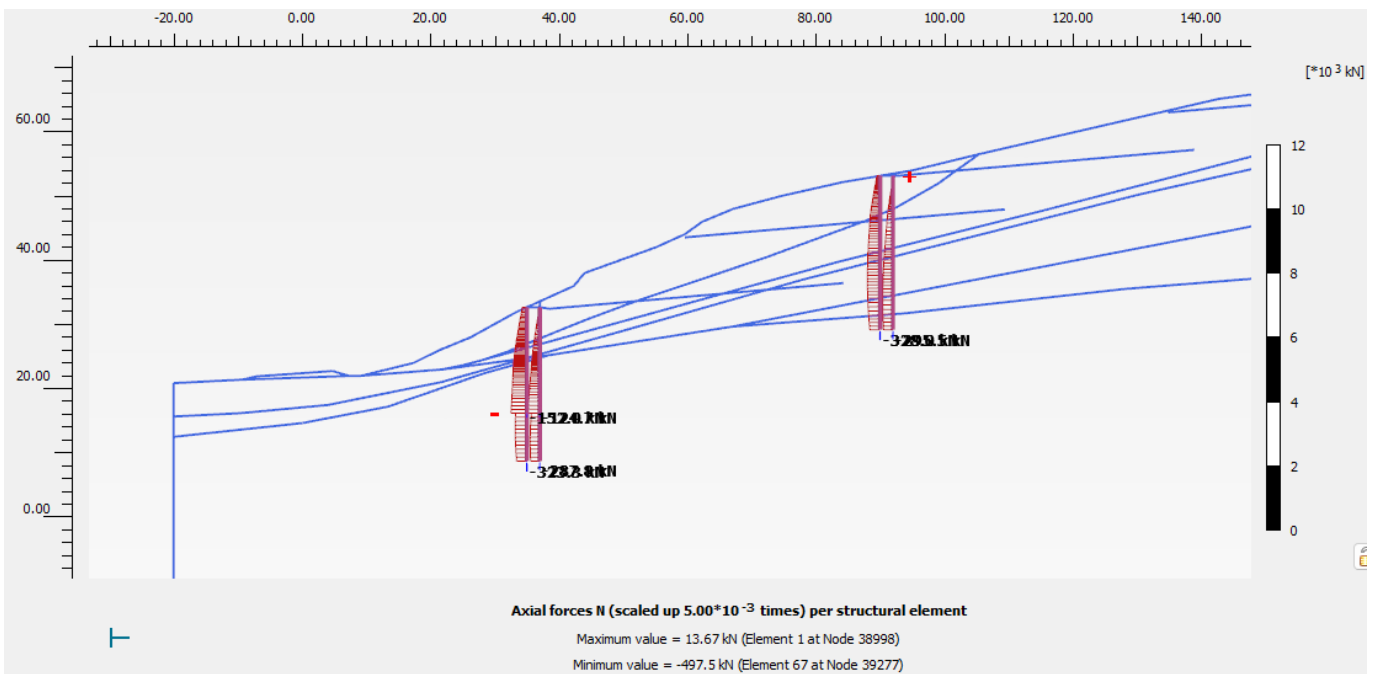


Figura 35. Caso B. Condizione di esercizio. Azione assiale

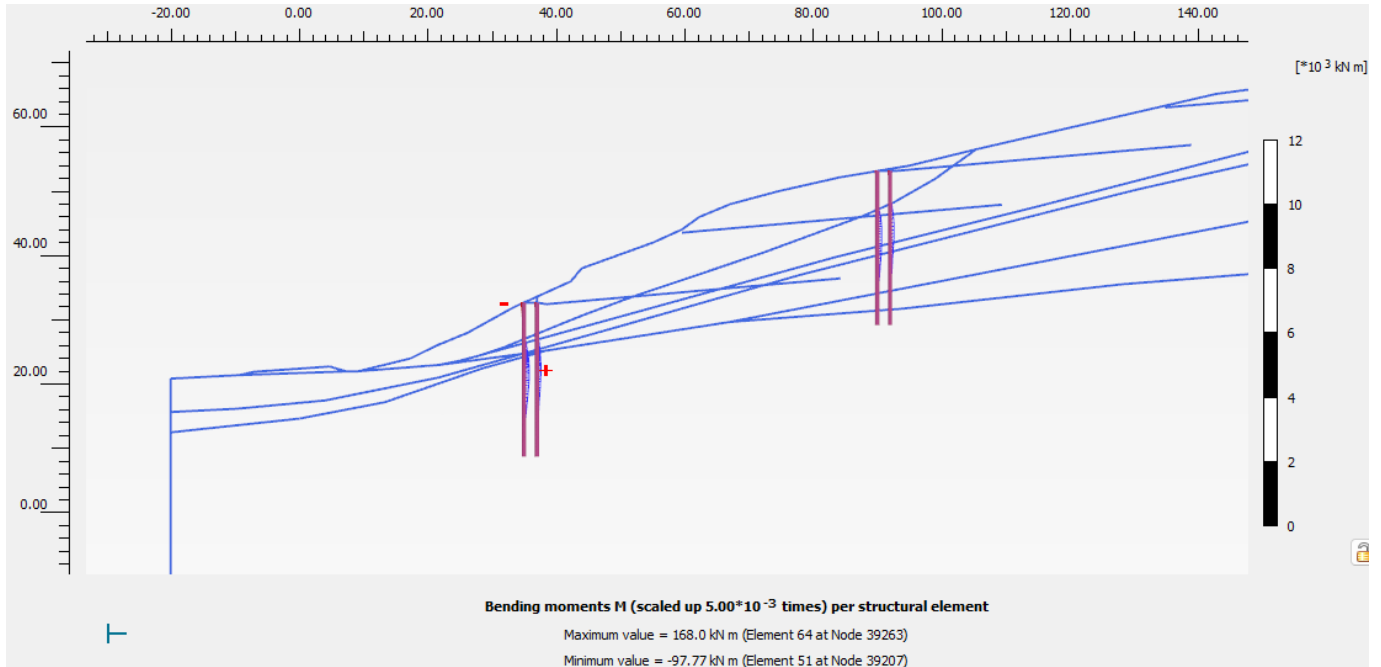


Figura 36. Caso B. Condizione di esercizio. Momento Flettente

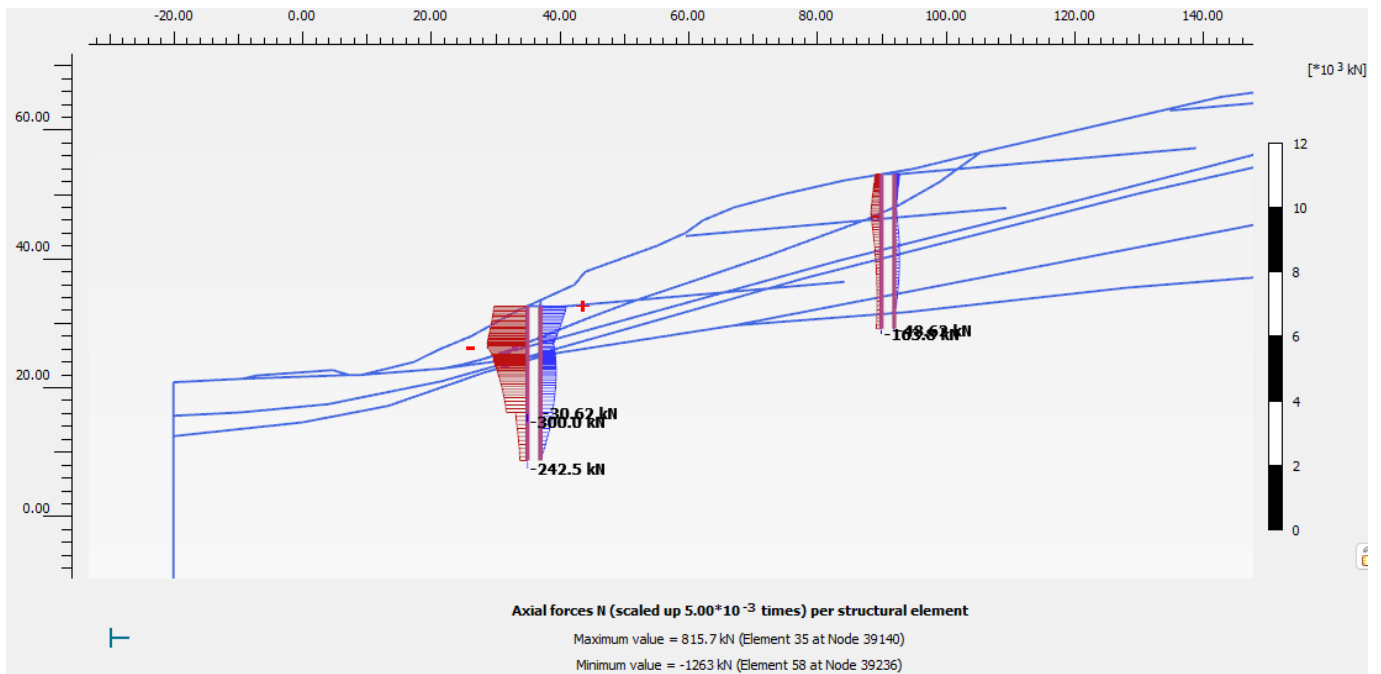


Figura 37. Caso B. Falda alta con drenaggi attivi. Azione assiale

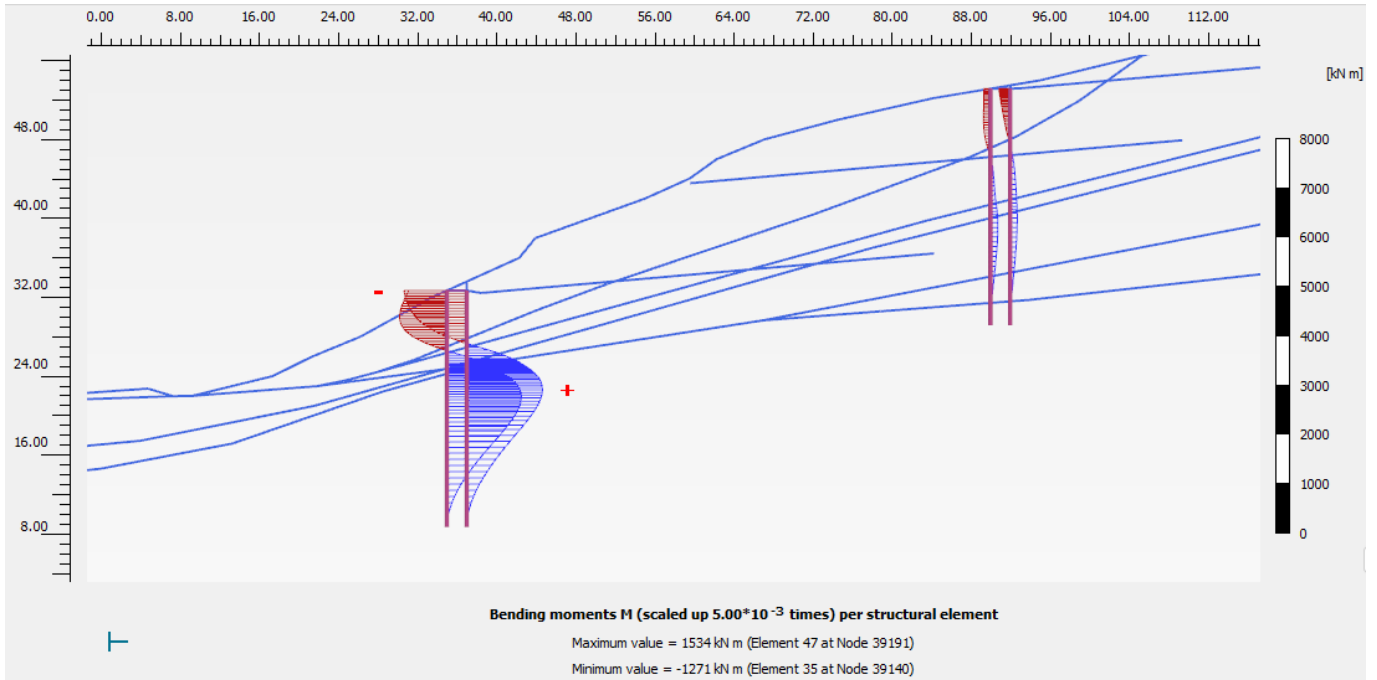


Figura 38. Caso B. Falda alta con drenaggi attivi. Momento Flettente

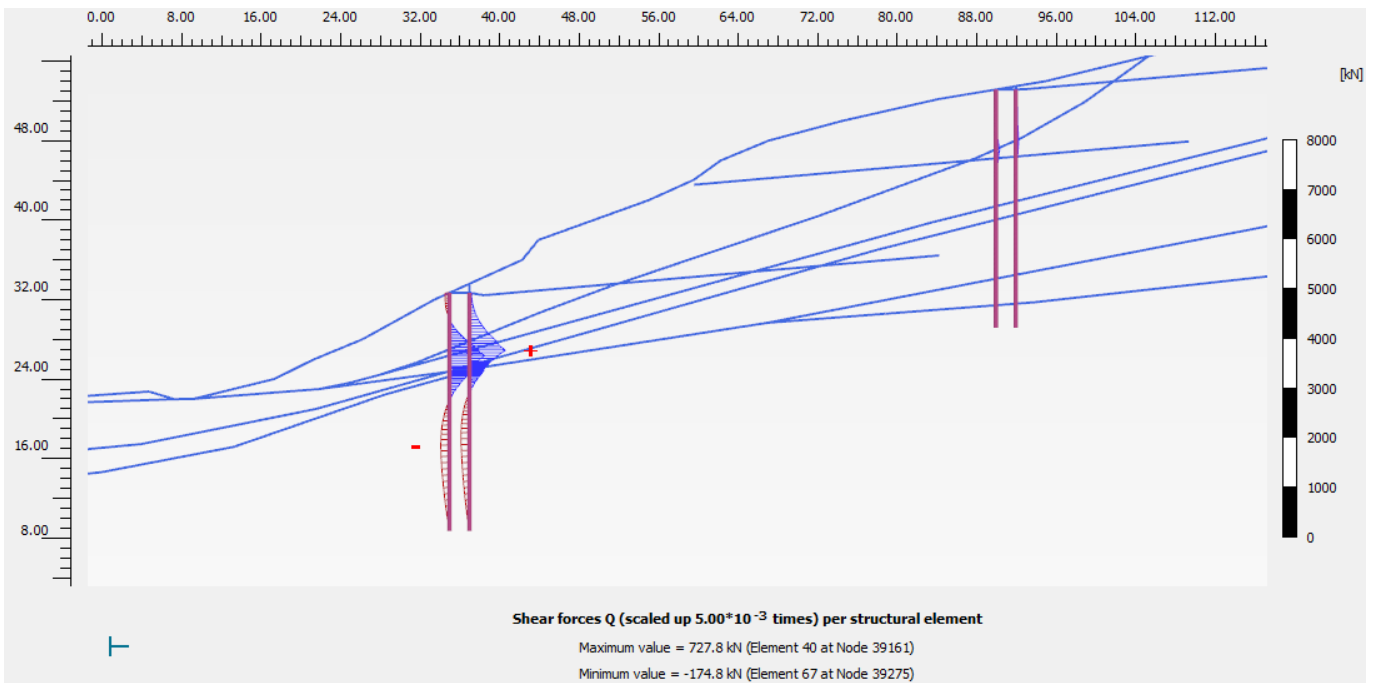


Figura 39. Caso B. Falda alta con drenaggi attivi. Taglio

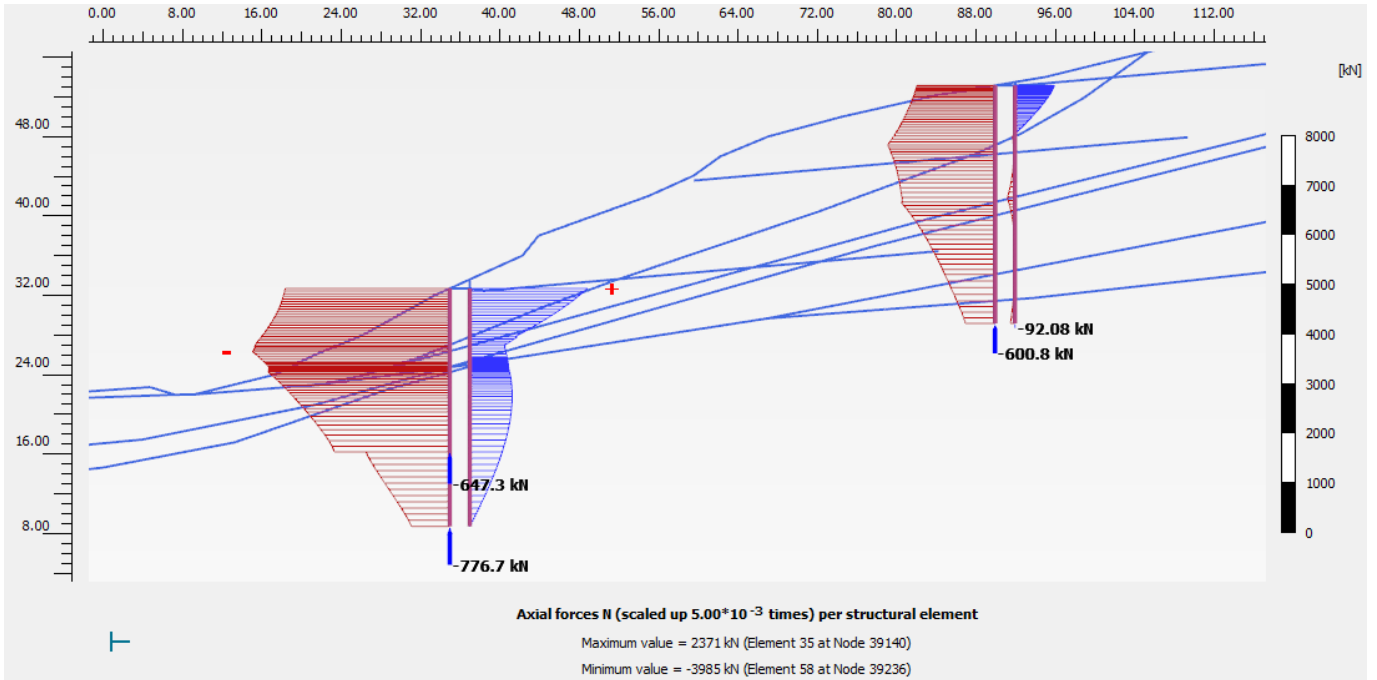


Figura 40. Caso B. Analisi sismica. Azione assiale

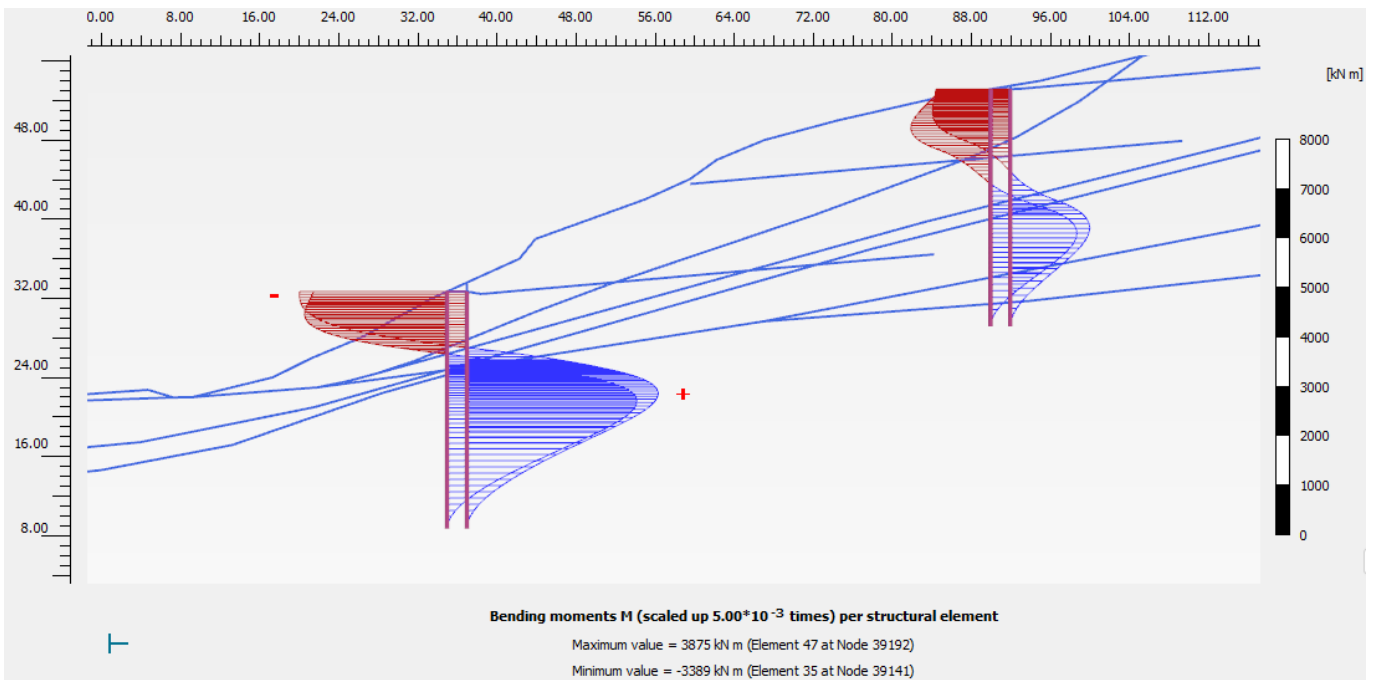


Figura 41. Caso B. Analisi sismica. Momento Flettente

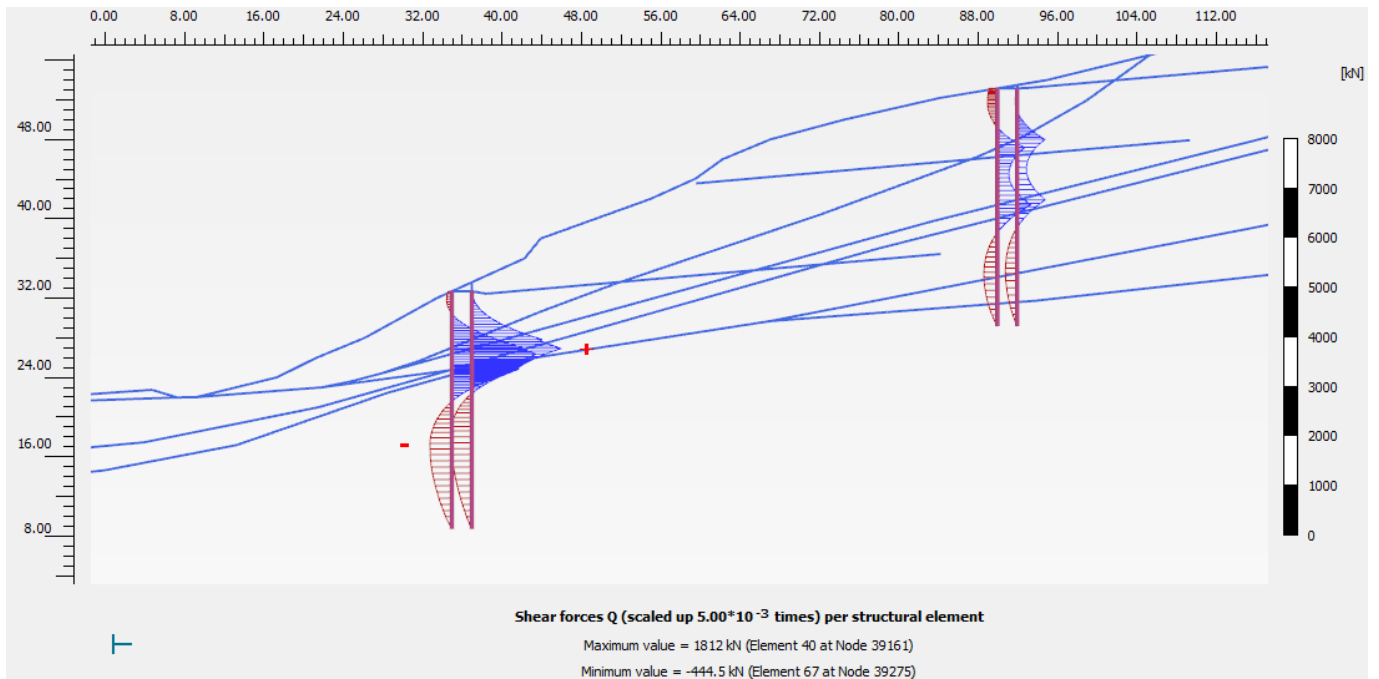


Figura 42. Caso B. Analisi sismica. Taglio

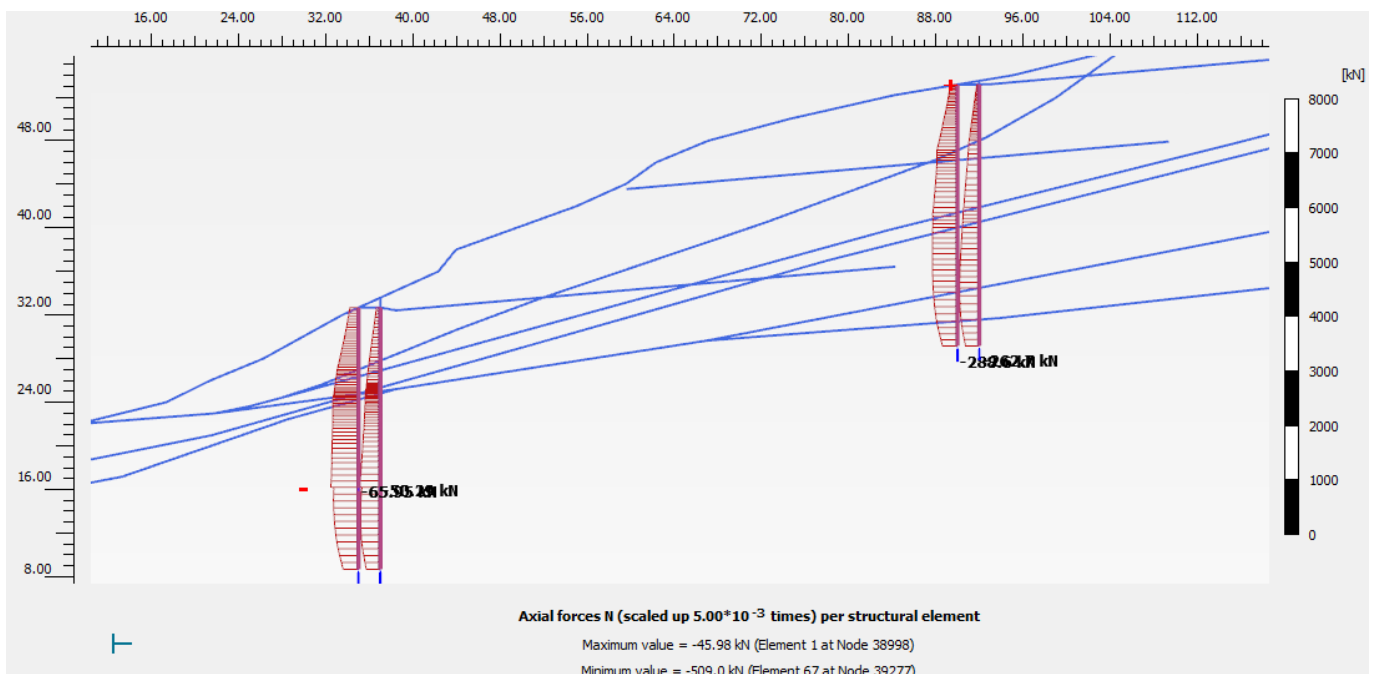


Figura 43. Caso C. Condizione di esercizio. Azione assiale

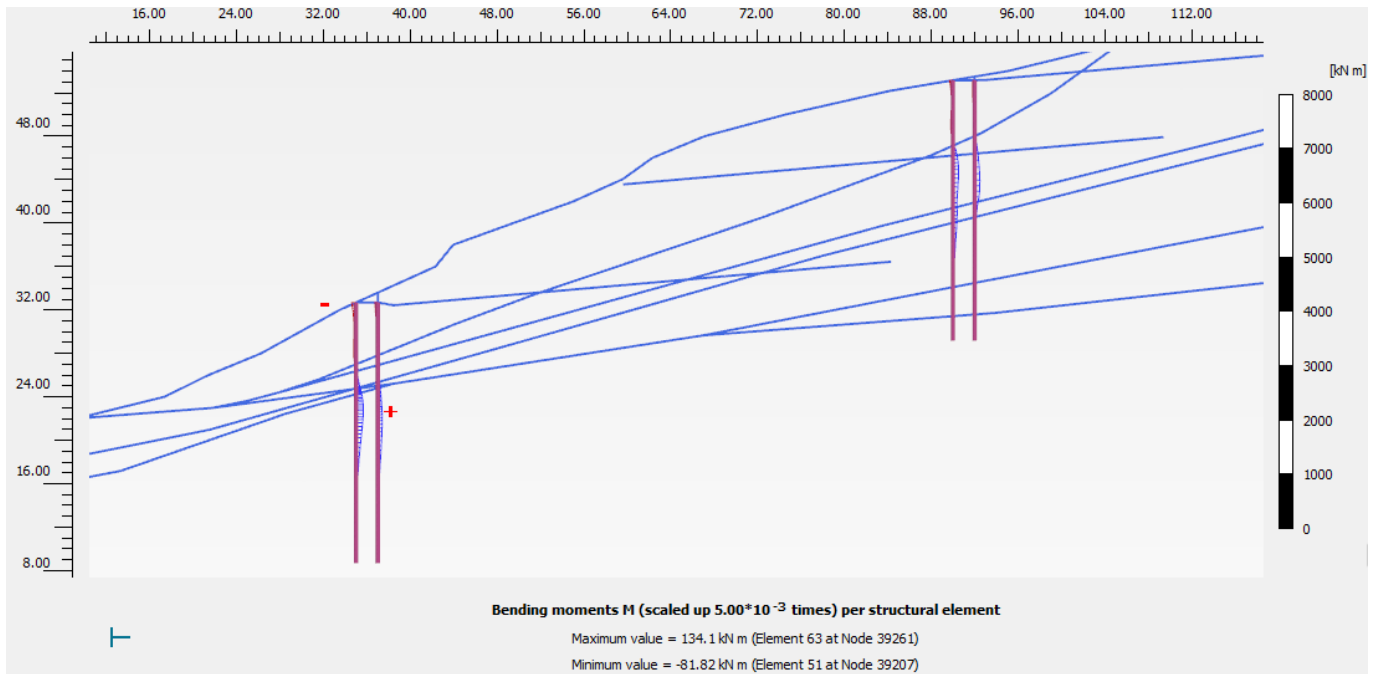


Figura 44. Caso C. Condizione di esercizio. Momento Flettente

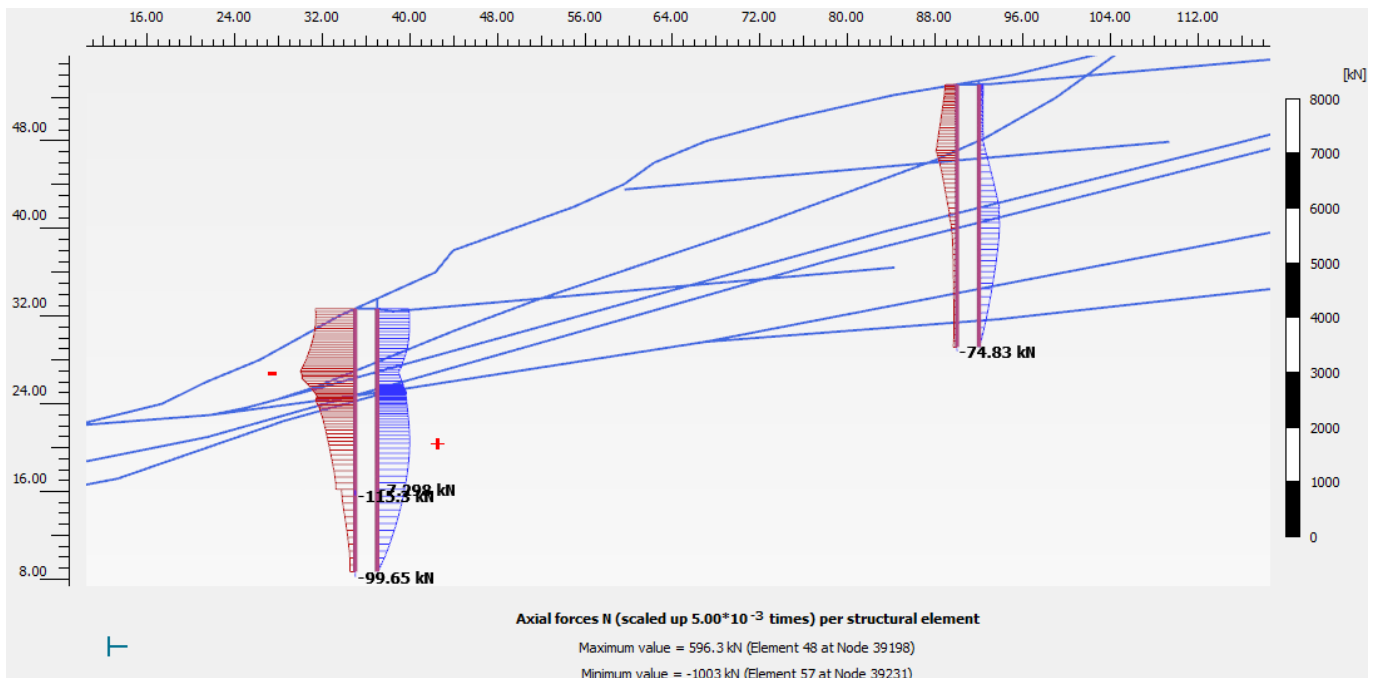


Figura 45. Caso C. Falda alta con drenaggi attivi. Azione assiale

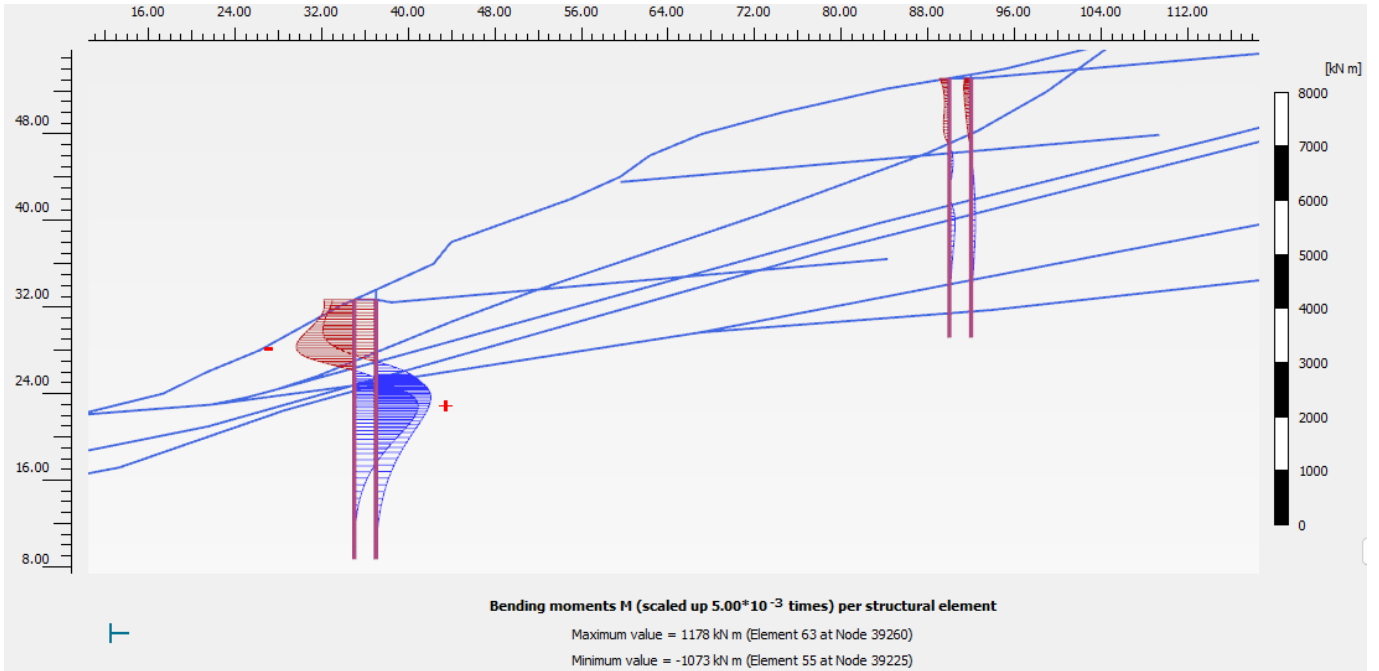


Figura 46. Caso C. Falda alta con drenaggi attivi. Momento Flettente

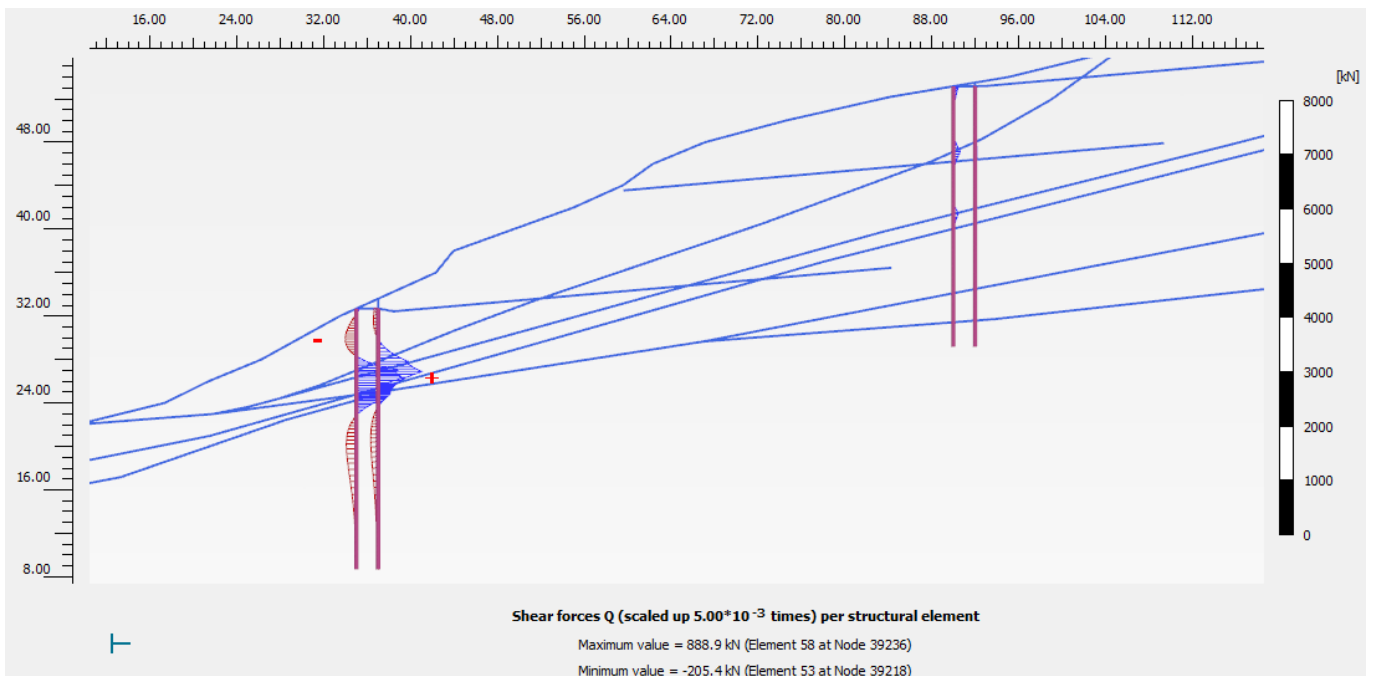


Figura 47. Caso C. Falda alta con drenaggi attivi. Taglio

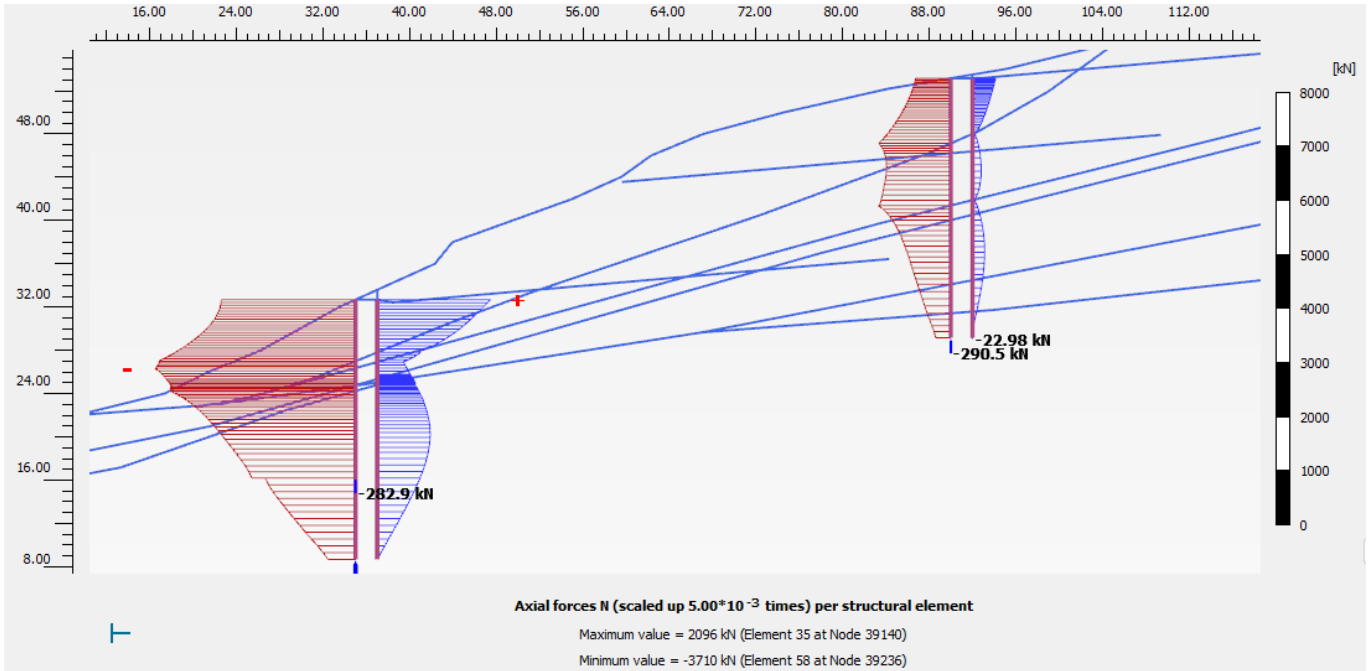


Figura 48. Caso C. Analisi sismica. Azione assiale

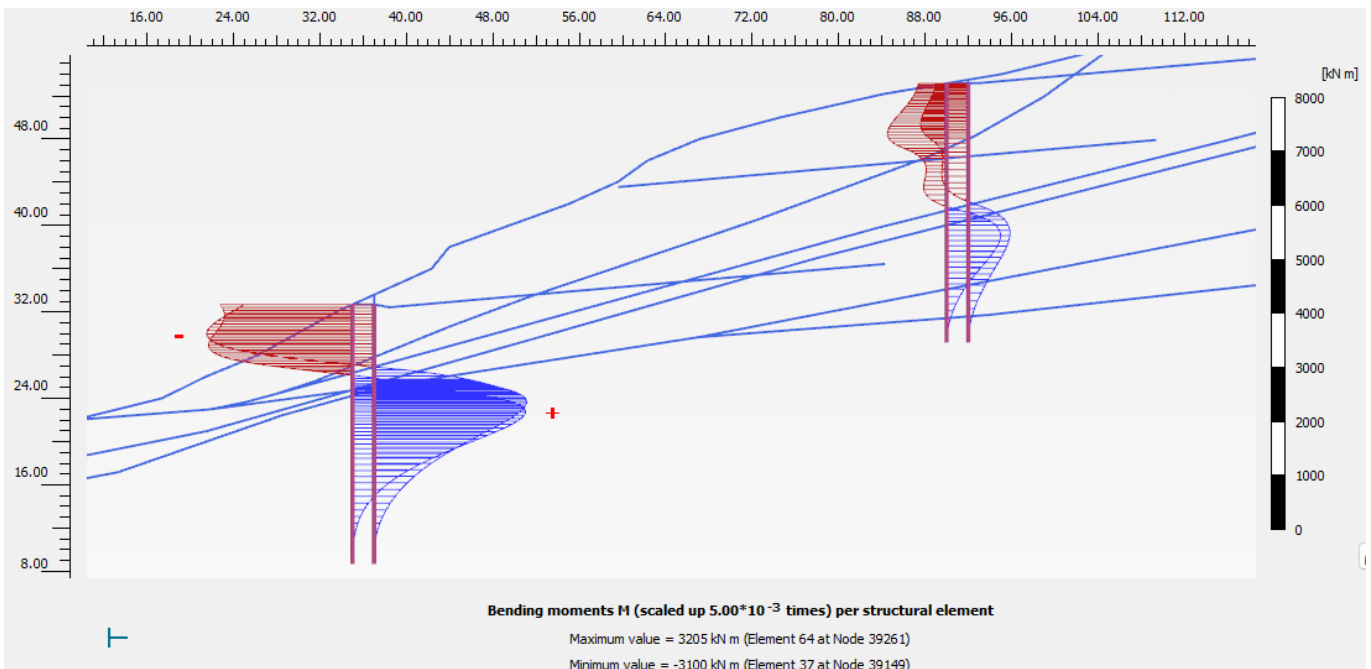


Figura 49. Caso C. Analisi sismica. Momento Flettente

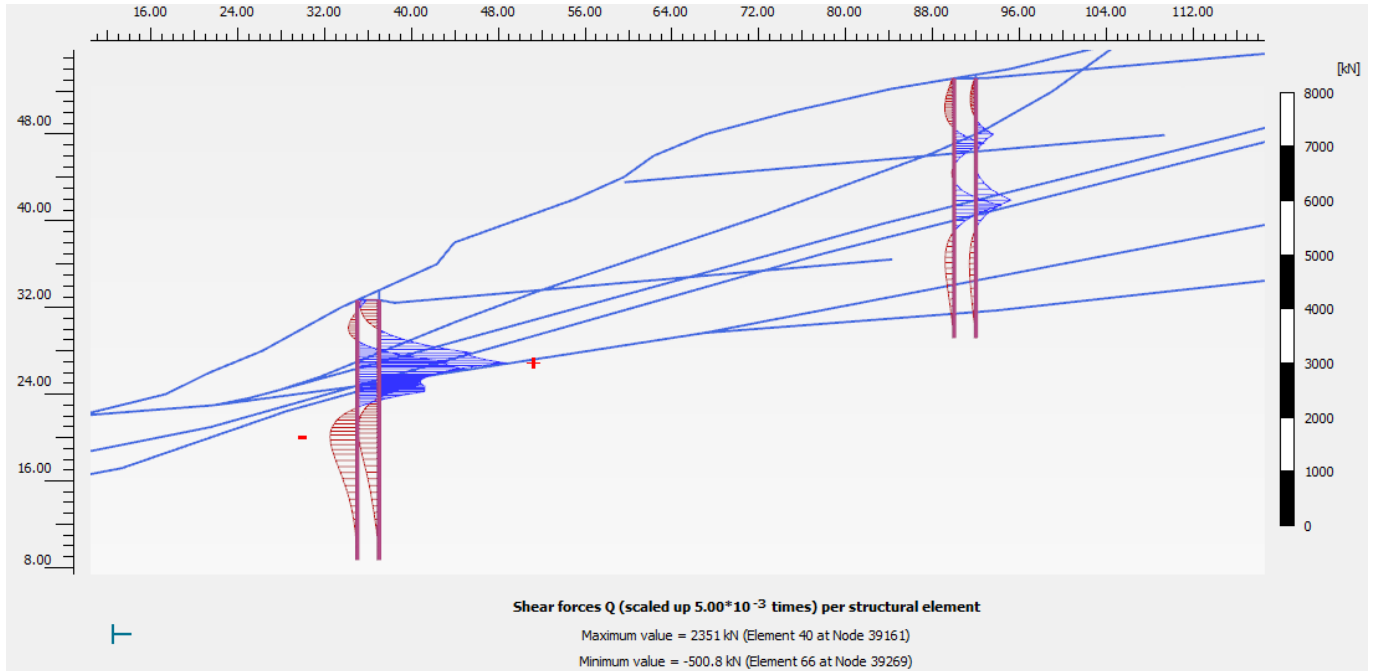


Figura 50. Caso C. Analisi sismica. Taglio

6.5.3 Verifiche di resistenza dei pali in c.a. – paratia di valle

Si prevede la seguente armatura di calcolo:

- Armatura longitudinale corrente: 16 Ø30
- Armatura longitudinale raffittita 1: 32Ø30
- Armatura longitudinale raffittita 2: 24+16Ø30
- Spirale corrente: Ø12/20
- Spirale raffittita superficie di frana: Ø14/10

L'incidenza corrispondente è circa pari a 135 kg/m³.

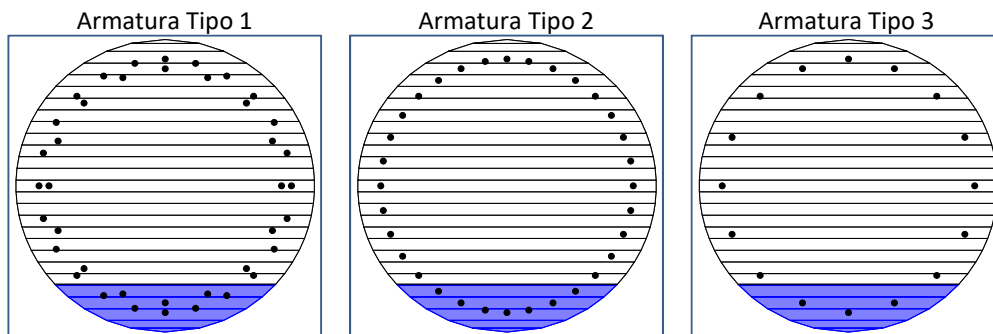


Figura 51. Sezioni tipo di verifica dei pali della paratia di valle

Nel seguito si riportano i dettagli della verifica svolta allo SLU e allo SLE, in formato grafico per tutti i nodi i punti di integrazione degli elementi finiti che modellano i pali, per le principali condizioni di verifica considerate. In legenda nei grafici sono indicate le combinazioni di carico di verifica, per le fasi di esercizio (amplificata per $\gamma_R = 1.3$), e per le fasi sismica (SLV) e di falda alta (quest'ultima non amplificata essendo una condizione SLU eccezionale e transitoria, in seguito ad eventi eccezionali di piogge intense). Le verifiche sono condotte sia sui pali più a valle (Palo 1) che per quelli più a monte (Palo 2), essendo la paratia con disposizione a quinconce con entrambi gli allineamenti modellati nell'analisi.

Essendo le sollecitazioni di verifica sempre inferiori alle resistenze di progetto, le verifiche sono sempre soddisfatte.

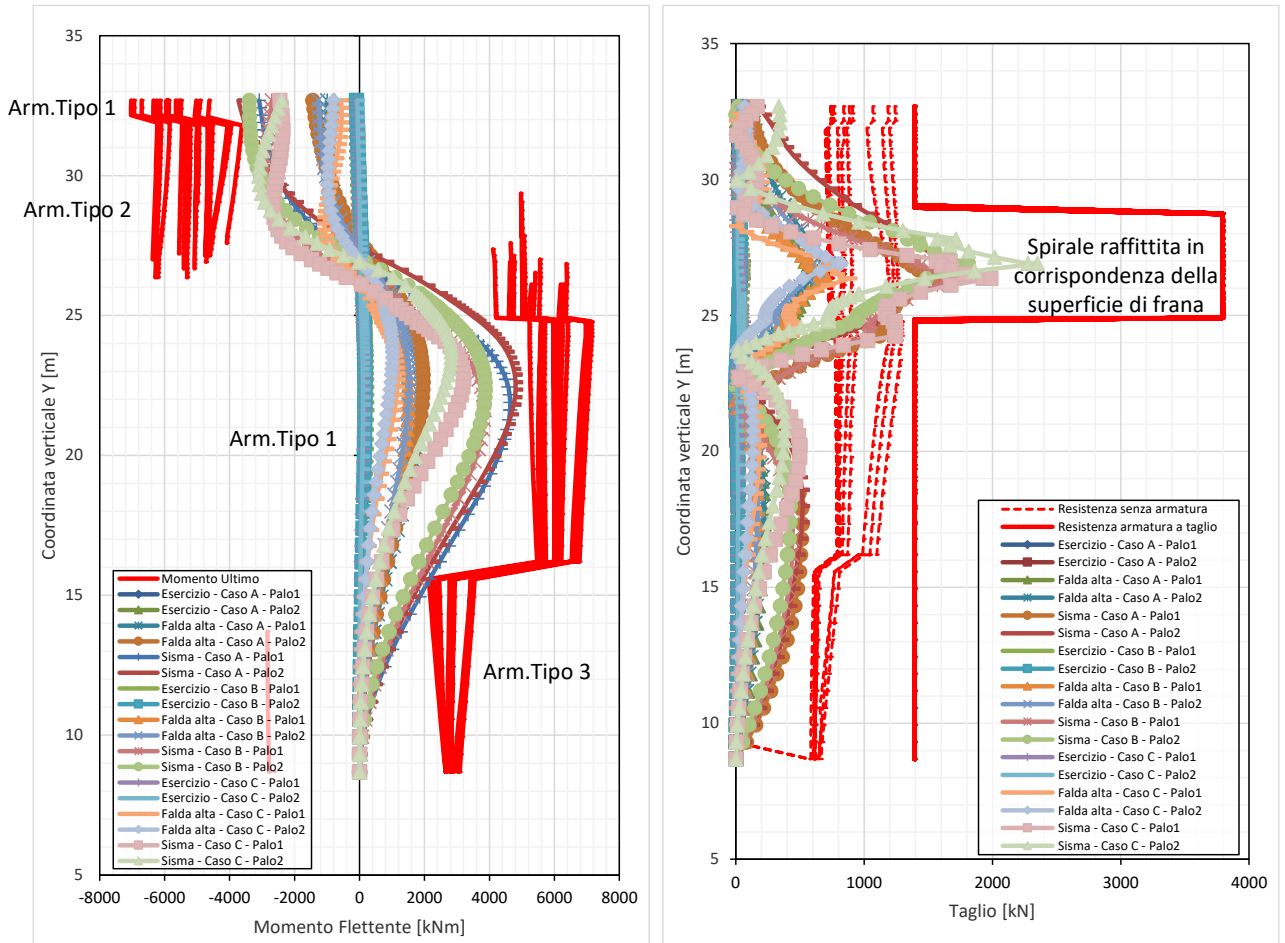


Figura 52. Verifiche SLU a momento flettente e taglio

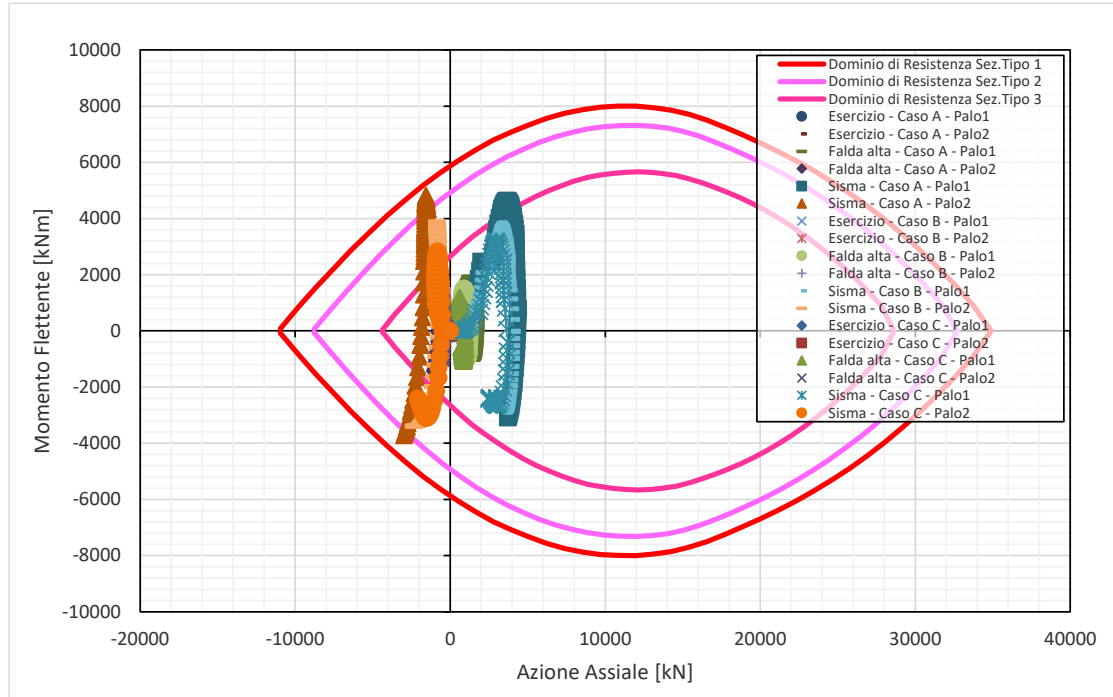


Figura 6-53. Dominio di resistenza

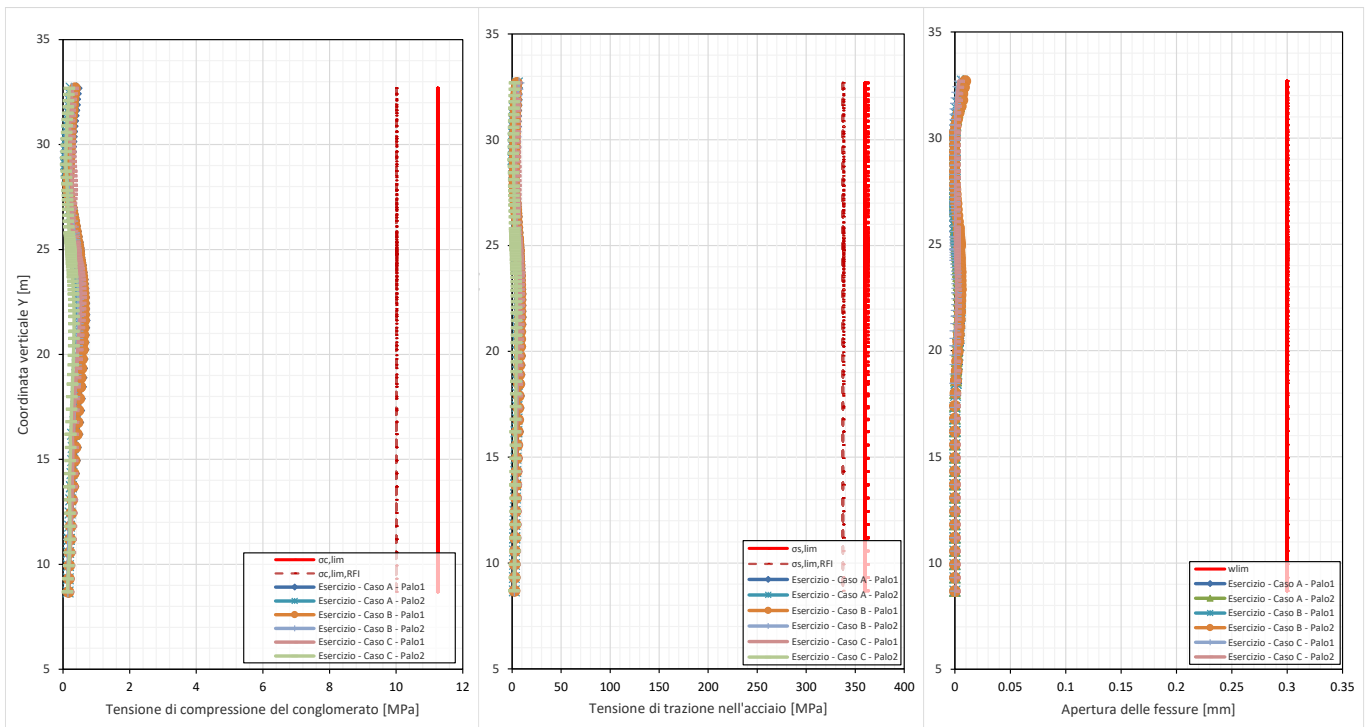


Figura 6-54. Verifiche SLE tensionali e a fessurazione

6.5.4 Verifiche di resistenza dei pali in c.a. – paratia di monte

Si prevede la seguente armatura di calcolo:

- Armatura longitudinale corrente: 16 Ø30
- Spirale corrente: Ø12/20
- Spirale raffittita superficie di frana: Ø14/10

L'incidenza complessiva corrispondente è circa pari a 80 kg/m³.

Nel seguito si riportano i dettagli della verifica svolta allo SLU e allo SLE, in formato grafico per tutti i nodi i punti di integrazione degli elementi finiti che modellano i pali, per le principali condizioni di verifica considerate. In legenda nei grafici sono indicate le combinazioni di carico di verifica, per le fasi di esercizio (amplificata per $\gamma_R = 1.3$), e per le fasi sismica (SLV) e di falda alta (quest'ultima non amplificata essendo una condizione SLU eccezionale e transitoria, in seguito ad eventi eccezionali di piogge intense). Le verifiche sono condotte sia sui pali più a valle (Palo 1) che per quelli più a monte (Palo 2), essendo la paratia con disposizione a quinconce con entrambi gli allineamenti modellati nell'analisi.

Essendo le sollecitazioni di verifica sempre inferiori alle resistenze di progetto, le verifiche sono sempre soddisfatte.

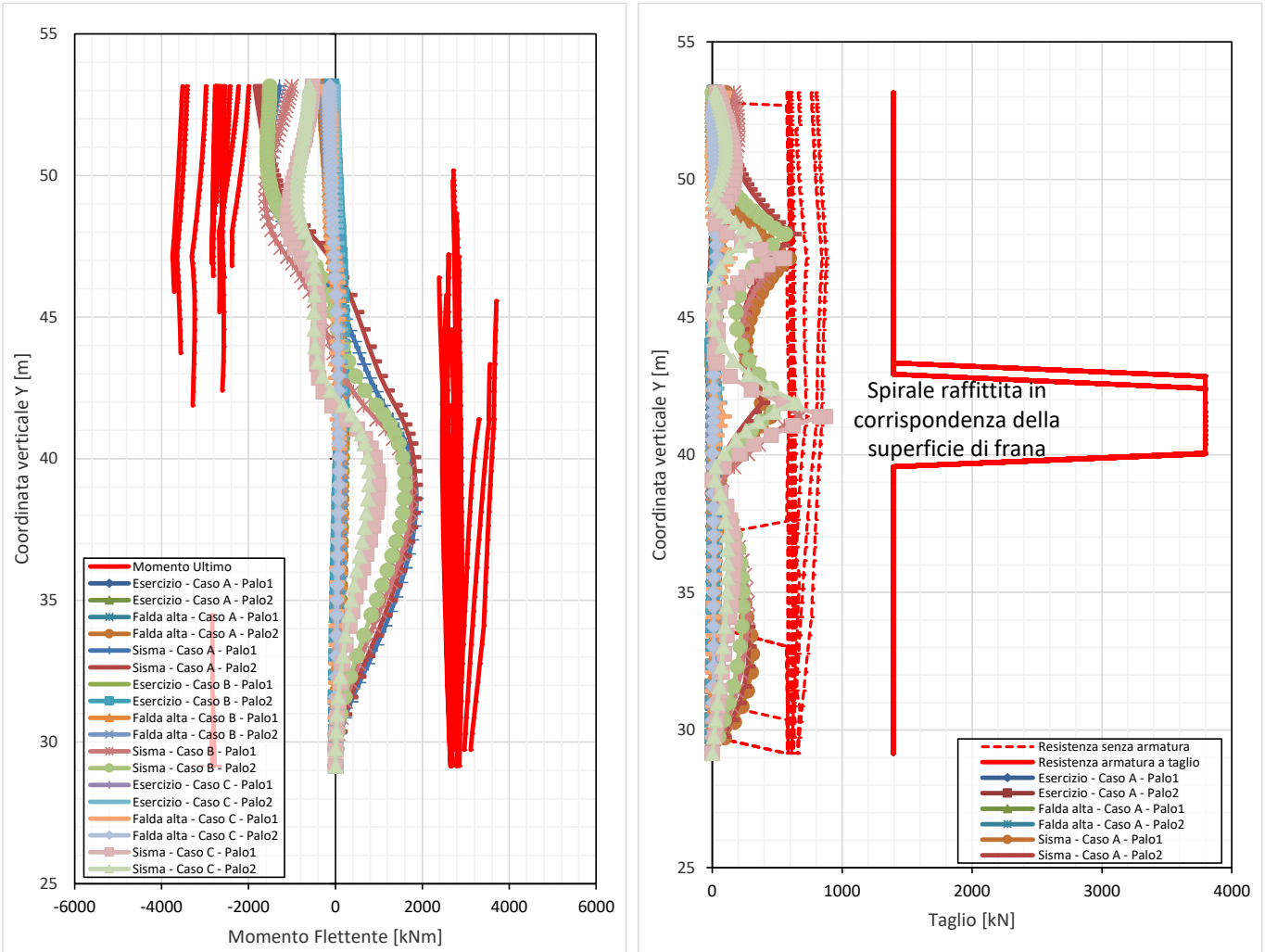


Figura 55. Verifiche SLU a momento flettente e taglio

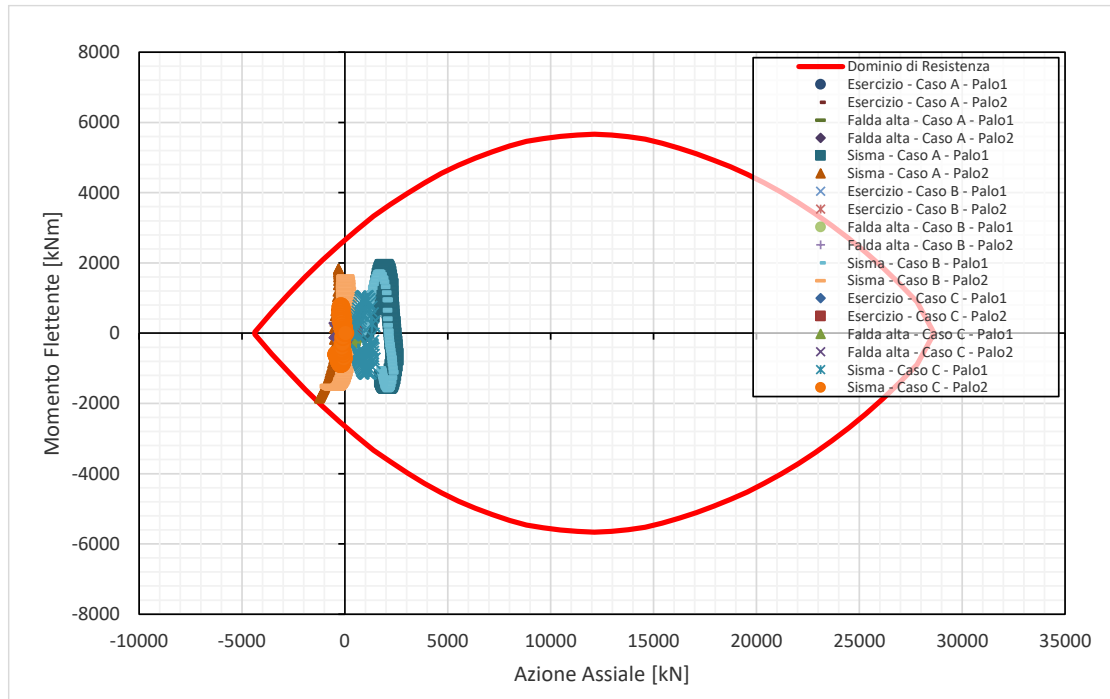


Figura 6-56. Dominio di resistenza

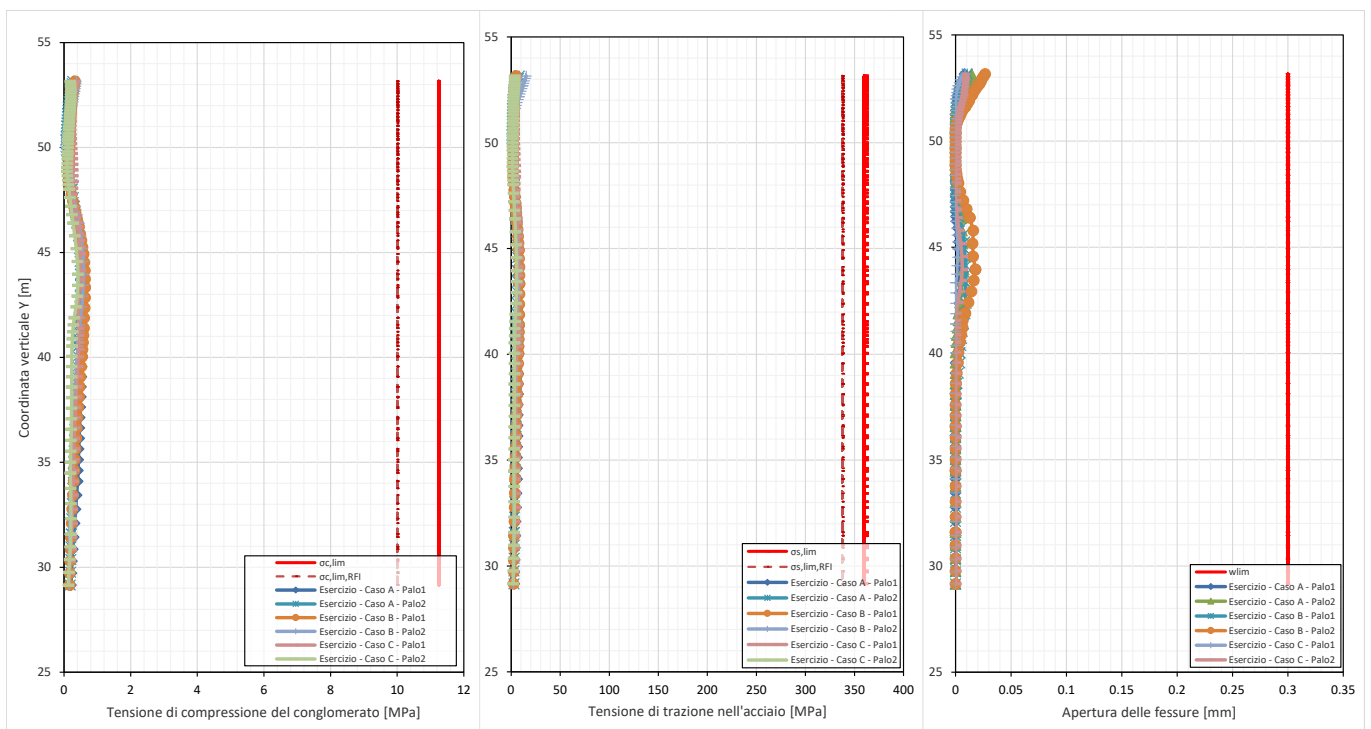


Figura 6-57. Verifiche SLE tensionali e a fessurazione

6.6 Analisi prestazionale delle paratie di pali di stabilizzazione delle frane

A partire dalle fasi di calcolo principali modellate nel progetto delle opere, si è indagata la prestazionalità raggiunta dall'intervento, applicando la ricerca del fattore di sicurezza globale FS raggiunto tramite il metodo φ '- c '-*reduction*, esposto al paragrafo 6.1.3.

A tale scopo, per valutare l'effetto di miglioramento in termini di FS dato dalle opere, si è proceduto per il solo caso C di analisi, abbattendo quindi la resistenza al taglio sulle superfici di frana, e implementando in questa fase un legame costitutivo elastoplastico per i pali costituenti le paratie, con i domini di resistenza rappresentati nella seguente immagine, per la paratia di valle e di monte.

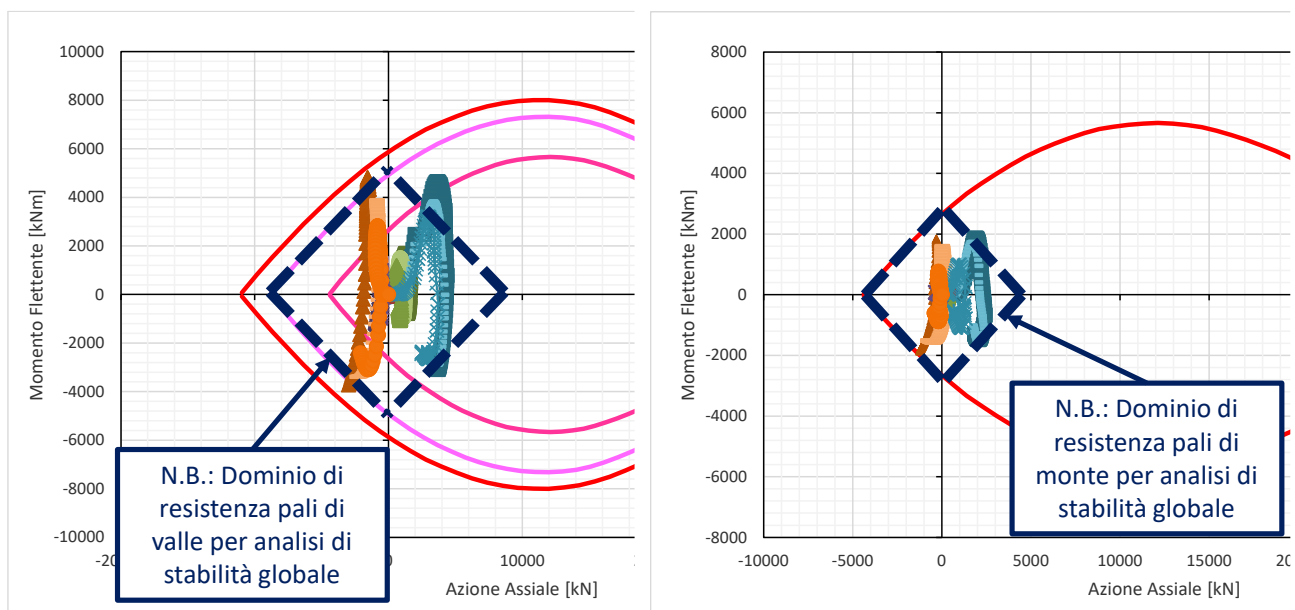


Figura 58. Domini di resistenza per elementi elastoplastici implementati per le analisi di stabilità globale

Nelle seguenti immagini si riporta il campo di spostamenti globali al raggiungimento del collasso del sistema geotecnico, che avviene per raggiunta resistenza nelle paratie di pali di stabilizzazione. In didascalia sono mostrati i coefficienti ottenuti, che rappresentano un indice della prestazionalità dell'opera in relazione alla resistenza delle superfici di frana modellate. Il miglioramento è valutabile in modo diretto dall'analisi statica in esercizio, che "parte" da una condizione di FS unitario pre-opera (vedi paragrafo 6.4) ad un FS = 1.85 post-opera. Per quanto riguarda i casi con falda alta e sismico, senza l'opera di stabilizzazione si avrebbe FS \ll 1, per cui non è possibile un confronto con il miglioramento ottenuto in condizioni statiche: i coefficienti ottenuti, FS = 1.25 per il caso

sismico e $FS = 1.68$ per il caso di falda alta con drenaggi attivi, consentono comunque di assicurare le condizioni di sicurezza del versante.

La Figura 63 mostra l'andamento del fattore di sicurezza con lo spostamento di un punto di monitoraggio numerico posto al piede della frana, evidenziando i fattori di sicurezza raggiunti al termine delle analisi.

Al fine di valutare il miglioramento per la stabilità del versante in frana anche dell'intervento di drenaggio, l'analisi con la falda alta è stata ripetuta con e senza i dreni sub-orizzontali attivi. In entrambi i casi, la distribuzione delle pressioni neutre è determinata dall'analisi di filtrazione in regime stazionario. Il fattore di sicurezza senza drenaggi è $FS \cong 1.03$, mentre con i drenaggi è $FS \cong 1.68$: la presenza dei dreni sub-orizzontali attivi assicura quindi un netto miglioramento delle condizioni di sicurezza anche in condizioni eccezionali di piogge intense, che portano il livello di falda in prossimità del p.c..

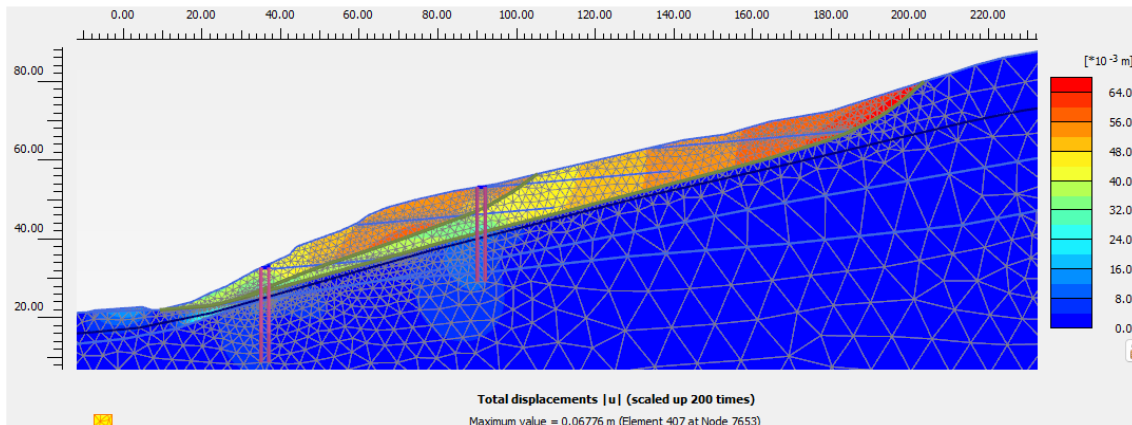


Figura 59. Analisi di stabilità globale in esercizio. $FS \cong 1.85$

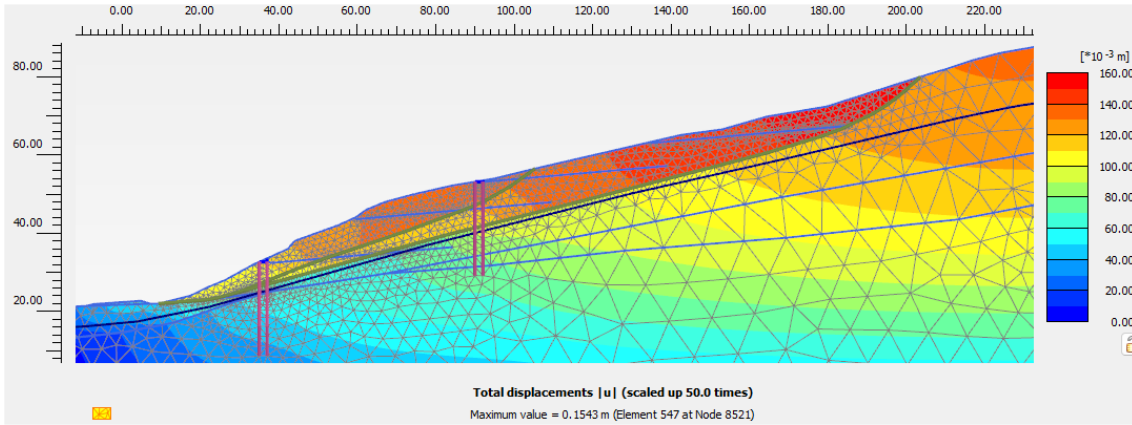


Figura 60. Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche. $FS \cong 1.25$

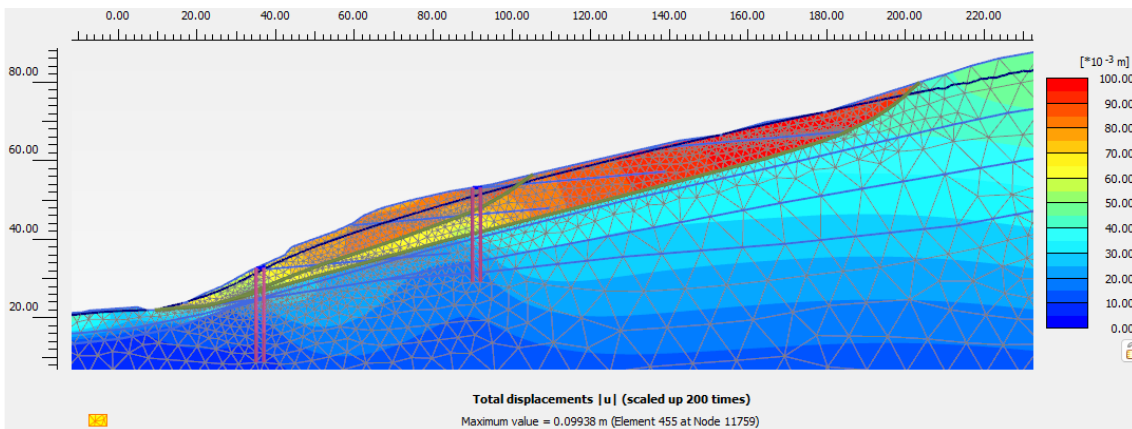


Figura 61. Analisi di stabilità globale con falda alta con intervento di drenaggio non attivo. $FS \cong 1.03$

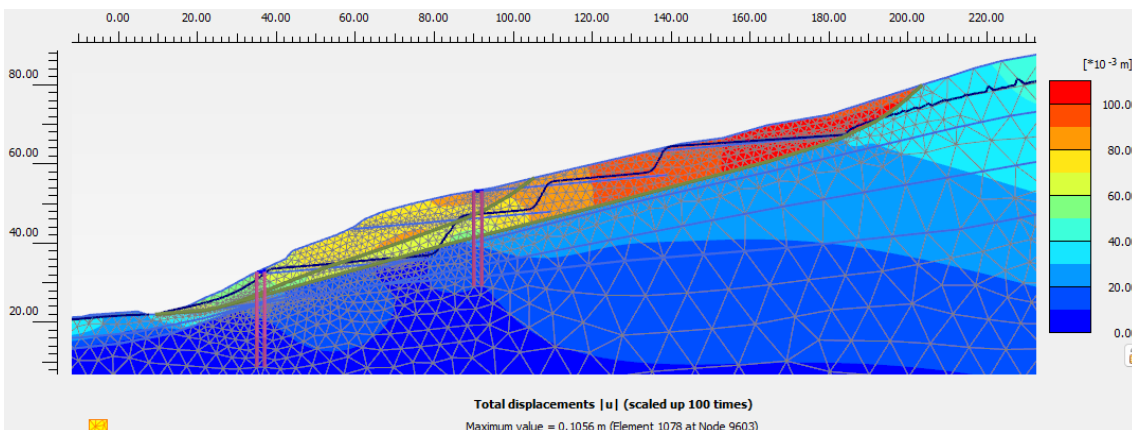


Figura 62. Analisi di stabilità globale con falda alta con intervento di drenaggio attivo. $FS \cong 1.68$

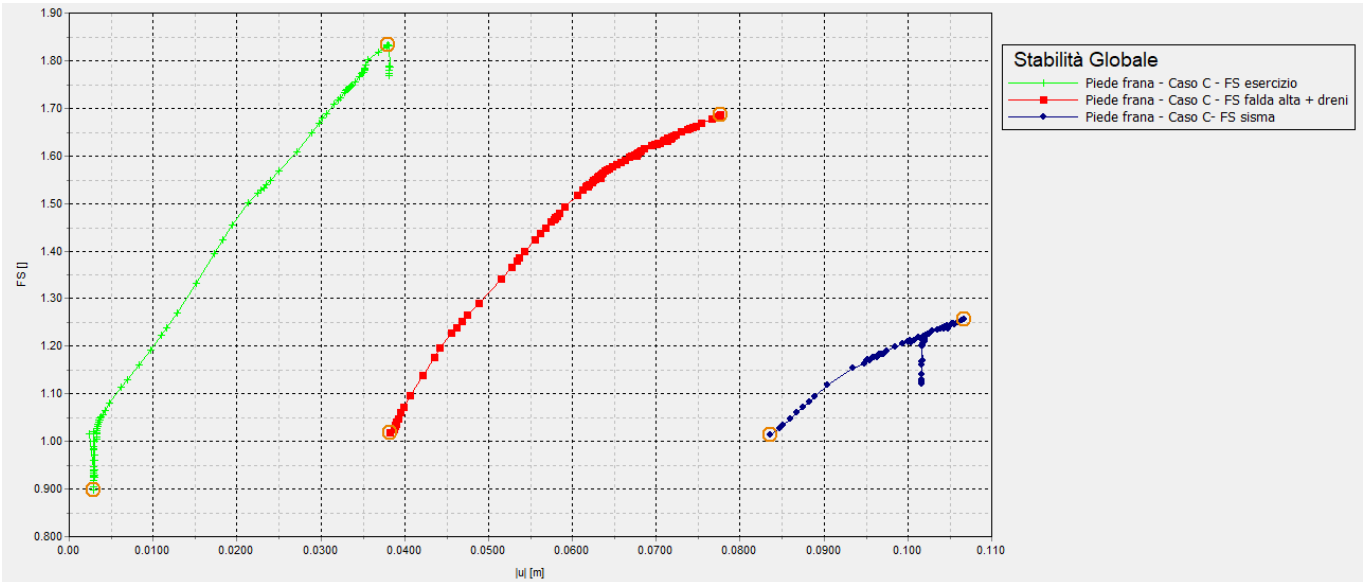


Figura 63. Andamento del coefficiente di sicurezza globale FS con lo spostamento del piede della frana, in condizioni di esercizio, con falda alta con drenaggi e in condizioni sismiche

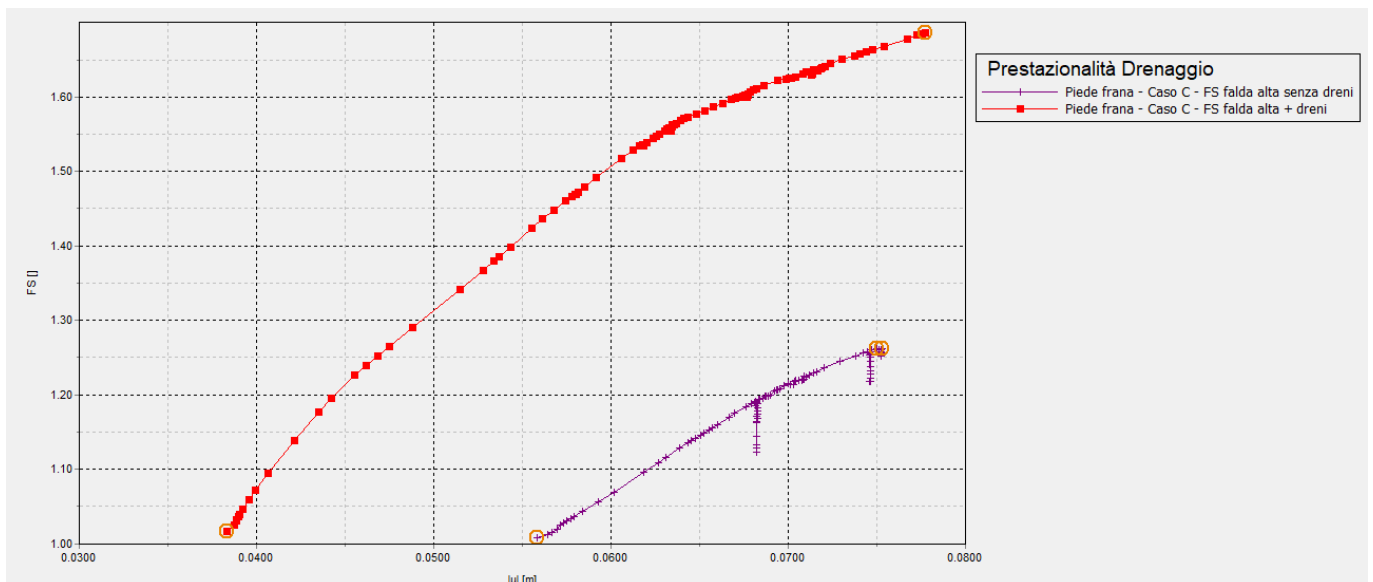


Figura 64. Andamento del coefficiente di sicurezza globale FS con lo spostamento del piede della frana, con falda alta, con e senza drenaggi

6.6.1 Verifiche di integrità strutturale dei pali in c.a.

Al raggiungimento del collasso del sistema per le analisi di stabilità globale sopra esposte, al raggiungimento del coefficiente di sicurezza finale, nel presente paragrafo si mostrano le azioni interne di pressoflessione e taglio, confrontandole con le resistenze caratteristiche degli elementi strutturali: queste ultime sono le resistenze a pressoflessione e taglio senza considerare i coefficienti parziali previsti dalla normativa per il calcestruzzo ($\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_c = 1.5$) e per l'acciaio di armatura ($\gamma_s = 1.15$). Le armature di calcolo sono esposte ai paragrafi 6.5.3 e 6.5.4.

Nel seguito si espongono le verifiche in forma grafica. L'armatura taglio è appositamente dimensionata nei 4 m nell'intorno della superficie di frana, al fine di scongiurare una rottura fragile dei pali in tale zona. Risultando le azioni interne sia sui pali della paratia di valle che sui pali della paratia di monte sempre inferiori alle resistenze, la verifica di integrità risulta soddisfatta.

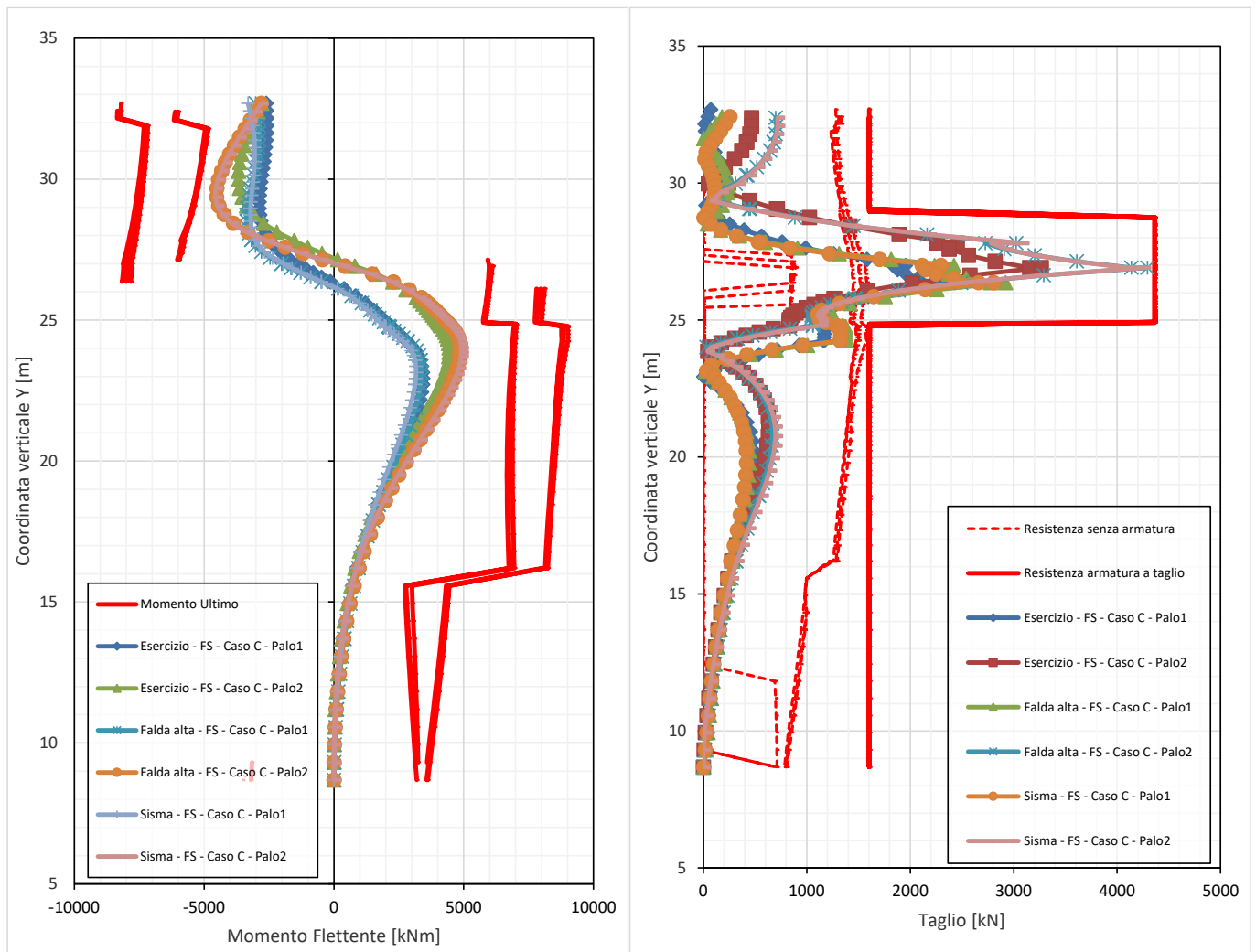


Figura 65. Verifica di integrità strutturale dei pali della paratia di valle, a pressoflessione e taglio

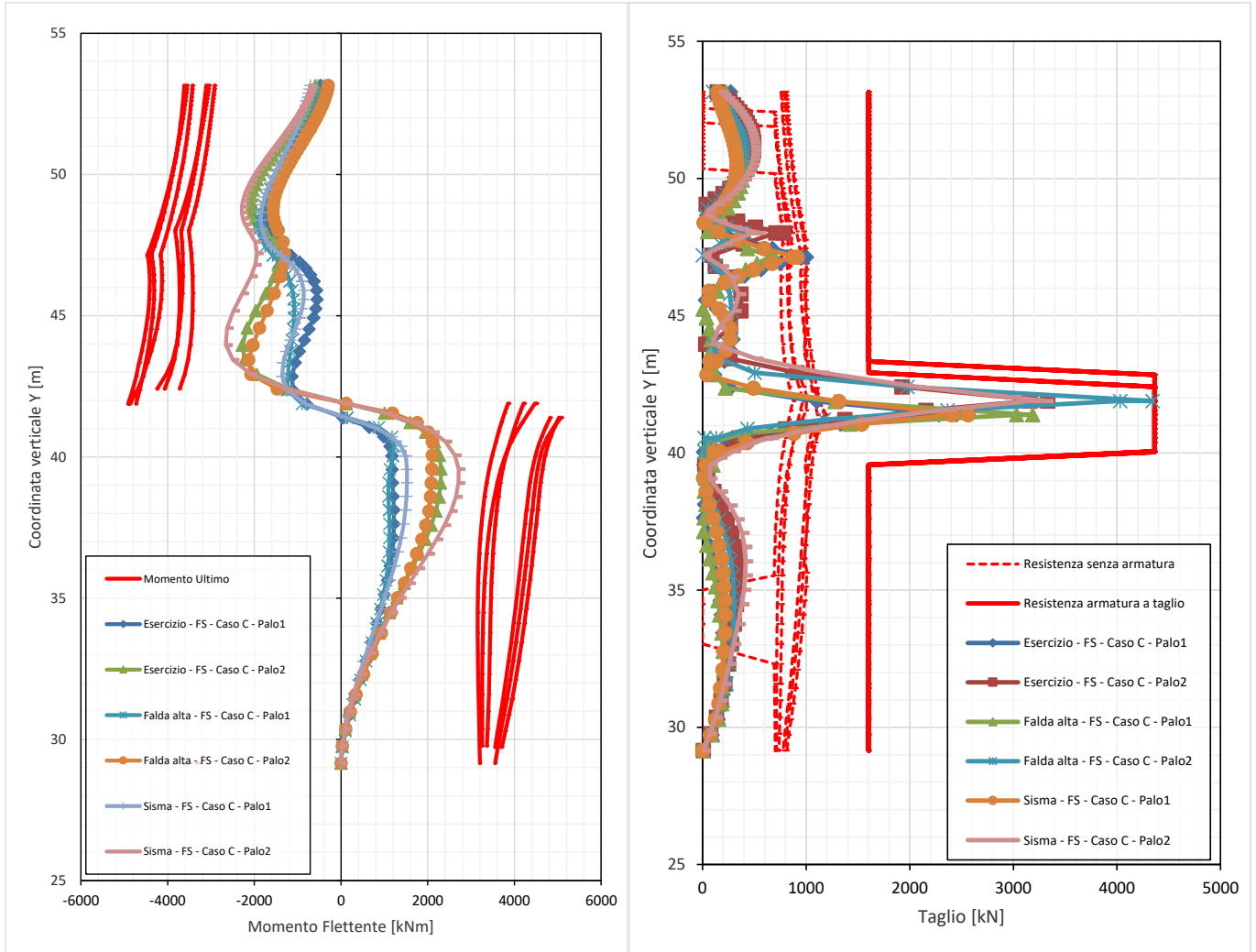


Figura 66. Verifica di integrità strutturale dei pali della paratia di monte, a pressoflessione e taglio

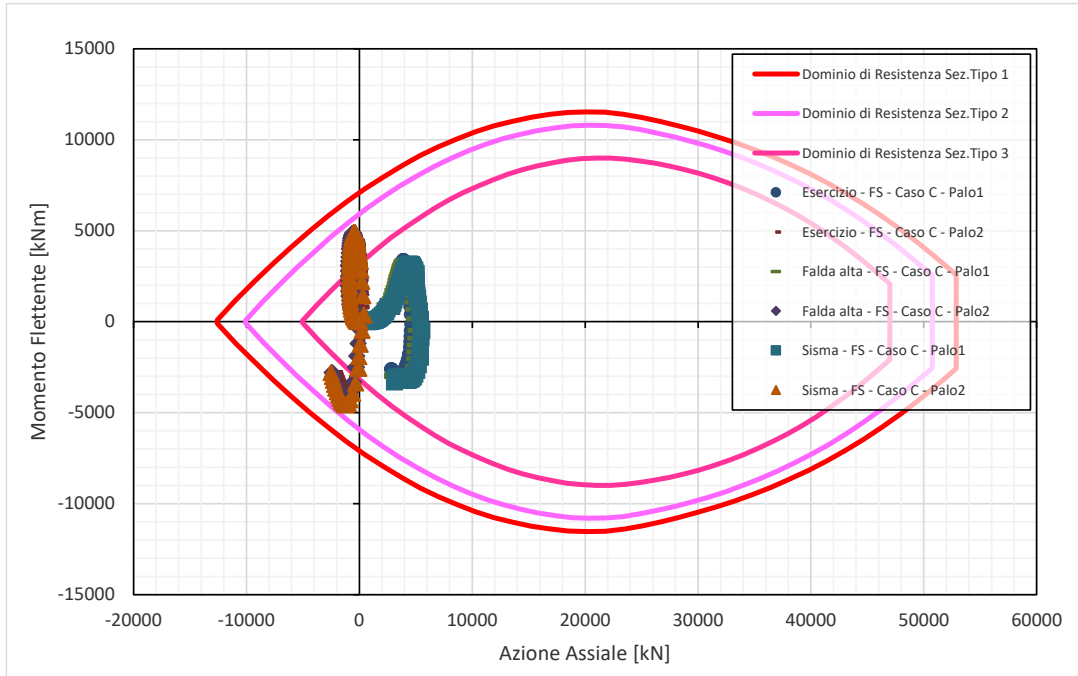


Figura 67. Verifica di integrità strutturale dei pali della paratia di valle, dominio di resistenza

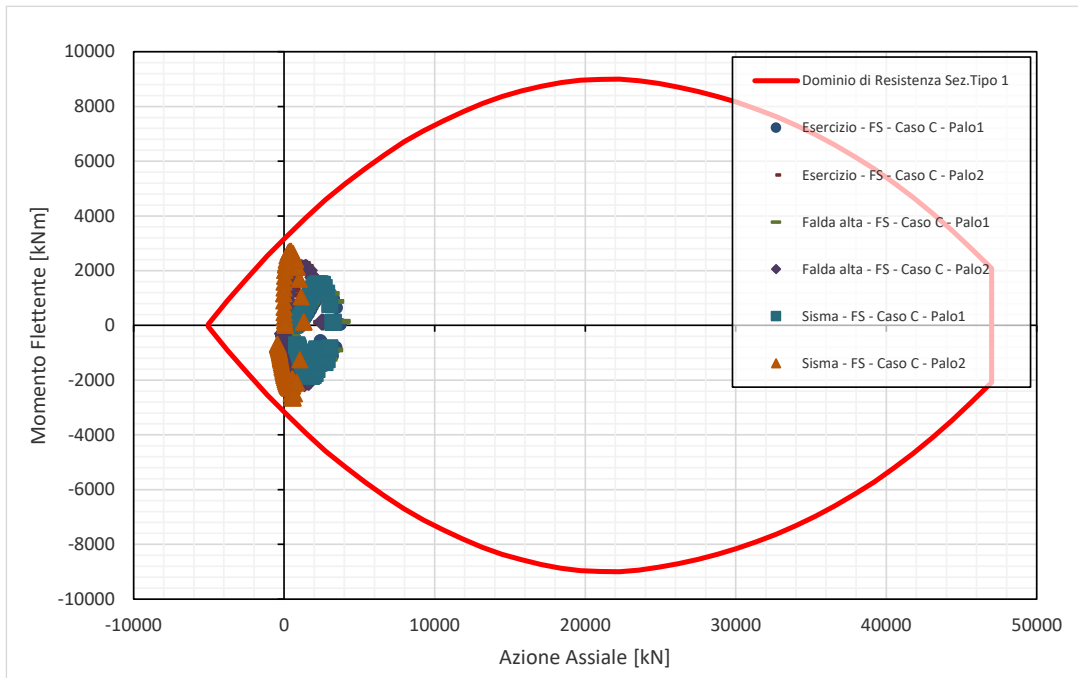


Figura 68. Verifica di integrità strutturale dei pali della paratia di monte, dominio di resistenza