

Provincia di Cuneo
S.S. 28 del Colle di Nava
Lavori di realizzazione della Tangenziale di Mondovì con
collegamento alla S.S. 28 Dir – 564 e al casello A6
"Torino–Savona" – III Lotto (Variante di Mondovì)

PROGETTO DEFINITIVO

COD. T008

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	MANDATARIA: 	MANDANTI:  POLITECNICA BUILDING FOR HUMANS	MATILDI+PARTNERS
IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: <i>Ing. Andrea Renso – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413</i>	IL PROGETTISTA: <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi Bologna n. A6457</i>		
IL GEOLOGO: <i>Geol. Emanuele Fresia – TECHNITAL Ordine Geologi Veneto n. A501</i>	GRUPPO DI PROGETTAZIONE: COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E PROGETTAZIONE STRADALE: <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. 6457/A</i> COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E COORDINATORE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE: <i>Ing. Edoardo Piccoli – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A3381</i>		
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: <i>Ing. Paolo Barrasso – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A9513</i>	OPERE D'ARTE MAGGIORI GALLERIA: <i>Ing. Corrado Pesce – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A1984</i> OPERE D'ARTE MAGGIORI PONTI E MINORI: <i>Ing. Stefano Isani – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A4550</i>		
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO: <i>Ing. Giuseppe Danilo Malgeri</i>	GEOTECNICA: <i>Ing. Alessandro Rizzo – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. A19598</i> IDROLOGIA ED IDRAULICA: <i>Ing. Simone Venturini – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2515</i>		
PROTOCOLLO:	DATA:		

12 – OPERE D'ARTE MINORI

12.3 – Opere di sostegno – in asse secondario Rione Borgato

Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		PROGR. ELAB.	REV.	SCALA:
DPT00008D16		12.01_P00_OM03_STR_RE01_B		12.01		
		CODICE ELAB.				
		P00OM03STRRE01			B	/
D						
C						
B	Istruttoria ANAS	Maggio 2020	Matildi+Partners	Barrasso	Isani	Matildi
A	EMISSIONE	Marzo 2020	Matildi+Partners	Barrasso	Isani	Matildi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3	MATERIALI	3
3.1	Calcestruzzi	3
3.1.1	Calcestruzzo magro	3
3.1.2	Calcestruzzi per pali di fondazione	3
3.1.3	Calcestruzzi trave di coronamento parete e muri	3
3.2	Acciai per cemento armato normale	3
3.3	Barre autoperforanti	4
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOTECNICO	5
4.1	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO	5
4.2	CONDIZIONI IDRAULICHE AL CONTORNO.....	6
5	NORMATIVA: ESITO DELLE VERIFICHE EFFETTUATE	7
6	ANALISI SISMICA	9
7	ANALISI FEM 2D DELLE STRUTTURE GEOTECNICHE	10
7.1	APPROCCI PROGETTUALI E CRITERI DI VERIFICA.....	10
7.1.1	Combinazioni delle Azioni.....	10
7.2	VERIFICHE DI NORMATIVA.....	11
7.2.1	Verifiche equ.....	11
7.2.2	Verifiche str	11
7.2.3	Verifiche geo.....	11
7.2.4	Verifiche upl.....	12
7.3	METODOLOGIE GENERALI E LEGAMI COSTITUTIVI	13
7.3.1	Generalità sui modelli di calcolo	13
7.4	Metodologia e legami costitutivi dei materiali	14
7.5	PARAMETRI GEOTECNICI E DEFINIZIONE DEI LEGAMI COSTITUTIVI	16
7.6	INTERFACCE.....	18
7.7	CARICHI APPLICATI.....	18
7.7.1	Azioni Variabili	18

7.7.2	Sisma.....	18
7.8	STABILITA' GLOBALE	19
8	SEZIONE 9	21
8.1	DISCRETIZZAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	21
8.2	FASI DI CALCOLO	22
8.3	RISULTATI E VERIFICHE	25
8.3.1	Spostamenti	25
8.3.2	Sollecitazioni su elementi strutturali	27
8.3.3	Verifiche di resistenza	34
9	SEZIONE 15	43
9.1	DISCRETIZZAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	43
9.2	FASI DI CALCOLO	44
9.3	RISULTATI E VERIFICHE	48
9.3.1	Spostamenti	48
9.3.2	Sollecitazioni su elementi strutturali	49
9.3.3	Verifiche di resistenza	53
10	VERIFICHE BARRE D'ANCORAGGIO	58
10.1	Verifiche a sfilamento - Trazione.....	62

1 PREMESSA

In prossimità della località Rione Borgato, il progetto prevede la realizzazione di una rotatoria di raccordo tra la nuova viabilità in progetto e l'attuale sede stradale.

Per realizzare però la rotatoria è necessario spostarsi verso monte e realizzare pertanto un'opera di sostegno del versante e di presidio, che poi andrà a raccordarsi con i muri esistenti. In particolare è presente un muro in c.a. multi tirantato di cui non si conoscono le caratteristiche.

Per ovviare ad eventuali interferenze si è adottata la soluzione di realizzare gli scavi utilizzando una paratia di pali di grande diametro $D=880$ mm e interasse 1.10 m disposti nella parte più alta a cavalletto, cioè su due file. La seconda fila è sempre con pali di diametro $D=880$ mm e disposti a interasse 2.20 m. I pali hanno entrambi lunghezza 23.0 m.

Per altezze della paratia inferiori a 5.0 m, si adotta una singola fila di pali, con geometrie analoghe alle precedenti e lunghezza pali pari a 11.0 m.

Per consentire un drenaggio delle acque del versante e quindi abbattere l'eventuale presenza della falda, si prevedono con passo 3.30 m, dreni sub orizzontali di lunghezza 20.0 m e costituiti da tubi in PVC rigido di diametro 90 mm inseriti all'interno di un foro di diametro 150 mm. In particolare per le sezioni di maggiore altezza (a cavalletto), si prevedono n°2 file di dreni. Mentre per le paratie di altezza inferiore a 5.0 m si prevede una singola fila di dreni sub orizzontali, analoghi a precedenti.

Per evitare di dovere realizzare paratie di altezza eccessiva, si è previsto di realizzare a monte, una riprofilatura del versante stesso con pendenza 2/3 (34°), con banche intermedie di larghezza 2.0 m, in modo da ridurre le altezze e possibili fenomeni di instabilità superficiale dovuti alle acque piovane. Lungo le scarpate è previsto un consolidamento mediante Nails, ovvero barre autoperforanti di lunghezza 3.0 e 6.0 m e maglia 2.0 x 1.5 m, costituite da barre 30/11 con punta avente diametro di perforazione pari a 75mm.

Si è inoltre previsto di rivestire le scarpate del versante con un geocomposito avente funzione consolidante antiersiva costituito da una rete metallica doppia torsione, maglie tipo 8x10, diametro filo 2,7 mm accoppiata meccanicamente per punti con una biorete tessuta 100% fibra di cocco a maglia aperta.

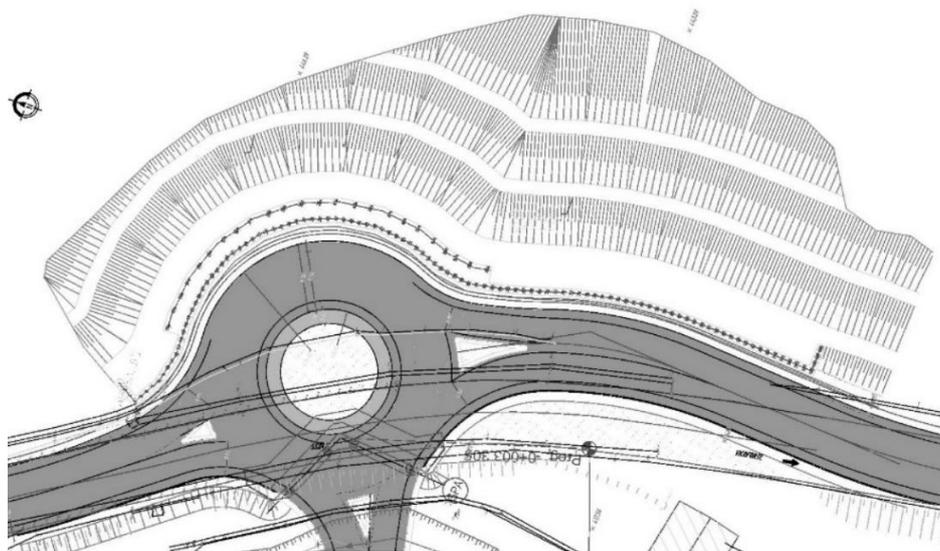


Figura 1 – Planimetria di progetto

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La Normativa e la documentazione tecnica di riferimento è la seguente:

- D.M. 17 gennaio 2018: "Nuove Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare del 21 gennaio 2019 n°7: "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17/01/2018
- Raccomandazioni AGI giugno 1977 "Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche"
- Raccomandazioni AGI giugno 1977 "Raccomandazione sui pali di fondazione"
- D.M. 11 Marzo 1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- AGI, marzo 2005, "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica, Linee Guida"
- UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7, "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali"
- UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8, "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzi

3.1.1 Calcestruzzo magro

Calcestruzzo magro per livellamento del piano di posa delle fondazioni:

Classe di resistenza a compressione: **C12/15**

3.1.2 Calcestruzzi per pali di fondazione

Calcestruzzo ordinario strutturale - Classe di resistenza **32/40**
Resistenza caratteristica cubica a compressione: $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Classe di esposizione: XC2+XA2
Classe di consistenza: S5
Dimensione massima dell'aggregato: 30 mm
Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.: $\gamma_c = 1.50$

3.1.3 Calcestruzzi trave di coronamento parete e muri

Calcestruzzo ordinario strutturale - Classe di resistenza **32/40**
Resistenza caratteristica cubica a compressione: $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Classe di esposizione: XC2+XA2
Classe di consistenza: S5
Dimensione massima dell'aggregato: 30 mm
Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.: $\gamma_c = 1.50$

3.2 Acciai per cemento armato normale

Si prescrive l'uso di acciaio B450C del tipo ad aderenza migliorata controllato in stabilimento e per il quale dovranno essere presentati alla D.L. i certificati relativi alle prove di laboratorio, come prescritto dalle vigenti norme e più specificatamente i risultati relativi al controllo delle tensioni di snervamento e di rottura.

Armature tipo: **B450 C**
 $1.13 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$
 $(f_t / f_{ynom})_k \leq 1,25$

dove:

f_{yk} = valore caratteristico di snervamento

f_{ynom} = valore nominale di riferimento

f_t = singolo valore tensione di rottura

Modulo elastico:

$E_s = 206000$ MPa

Tensione di snervamento caratteristica

$f_{yk} \geq f_{ynom} = 450.0$ MPa

Tensione di rottura caratteristica

$f_{tk} \geq f_{tnom} = 540.0$ MPa

Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.

$\gamma_s = 1.15$

3.3 Barre autoproforanti

È previsto l'impiego di acciaio S460, con giunti a manicotti, caratterizzato dai seguenti valori caratteristici di resistenza:

- Barre autoproforanti tipo 30/11
- Diametro nominale esterno 30 mm
- Diametro nominale interno 11 mm
- Sezione effettiva 415 mm²
- Carico di rottura 326 kN
- Resistenza caratteristica R_k 260 kN
- Rigidezza assiale (E x A) 83 · 10³ kN
- Rigidezza flessionale (E x I) 4.6 · 10⁶ kN mm²
- Diametro punta 75 mm

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOTECNICO

La caratterizzazione geologico geotecnica dell'area è stata supportata da diversi sopralluoghi e da indagini geognostiche eseguite in prossimità del nuovo ponte. Per il dettaglio si rimanda pertanto alla Relazione Geologica Generale ed alla Relazione Geotecnica allegata al presente progetto.

4.1 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

In particolare sono distinguibili le seguenti unità geotecniche:

Unità Ab – Depositi alluvionali dei piani terrazzati. Sono rappresentati da sabbie limose e limi sabbiosi talvolta inglobanti, specie in corrispondenza del ponte sull'Ermena, ghiaie grossolane ben arrotondate. Dalle prove di laboratorio risultano sabbie limoso argillose o limi sabbiosi argillosi (sabbia 30-50%, limo 30-50%, argilla 10-20%). Ai fini progettuali per tale area si è effettuata una back analysis del versante ricercando quali sono i parametri di coesione ed angolo d'attrito, per cui si trova in condizioni di equilibrio limite, ovvero il coefficiente di sicurezza è prossimo all'unità

Unità Sa – Marne di S. Agata Fossili: si tratta di marne e marne argillose di colore grigio chiaro, talora fossilifere, eterogenee più a livello strutturale che granulometrico, intercettate dagli scavi in galleria ai due estremi della galleria, nelle fondazioni profonde del viadotto Ellero e del Ponte sull'Ermena. Sono materiali di transizione fra terre e rocce il cui comportamento è influenzato dallo stato tensionale: a tensioni modeste esibiscono un comportamento simile a quello di una roccia (alta rigidezza, legame tensione deformazione quasi lineare, rottura fragile) ma ad alte tensioni mostrano il comportamento di un terreno (bassa rigidezza, comportamento duttile, grandi deformazioni a rottura)

Per le unità stratigrafiche sopra descritte sono stati stimati seguenti parametri geotecnici caratteristici che saranno utilizzati per il dimensionamento della struttura di progetto:

Unità Ab – Sabbie limose e limi sabbiosi

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 30$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_{oper.} = 15 \rightarrow 30 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Unità Sa – Marne di S. Agata Fossili

$\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 30 - 32^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 25 - 40 \text{ kPa}$	coesione drenata
$GSI = 30 - 40$	

$\sigma_c = 4 \text{ MPa}$	resistenza a compressione
$E_{oper.} = 200 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

4.2 CONDIZIONI IDRAULICHE AL CONTORNO

Ai fini dell'analisi tenso deformativa della struttura verranno considerati livelli di falda variabili, come riportati nel modello di calcolo.

In prima fase si considera a circa 2.0 m da p.c. che consente in back analysis di avere un FS ≈ 1 .

Successivamente una volta realizzata la paratia, verranno eseguiti dei drenaggi sub orizzontali tali da abbattere la superficie piezometrica.

5 **NORMATIVA: ESITO DELLE VERIFICHE EFFETTUATE**

Le analisi per il dimensionamento dell'opera sono svolte secondo la metodologia degli stati limite. Per la normativa vigente Le opere strutturali devono essere verificate:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO

Nelle verifiche allo **Stato Limite Ultimo** deve essere rispettata la seguente relazione:

$$E_d < R_d$$

dove E_d sono le azioni di progetto agenti sul sistema considerato, R_d la resistenza di progetto del sistema considerato. Inoltre, valgono le seguenti relazioni:

$$E_d = \gamma_E E_k \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R_k \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $E_d = \gamma_E E_k$, dei parametri di progetto $X_d = X_k / \gamma_M$ e della geometria di progetto a_d . Nella formulazione di R_d compare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Con riferimento al paragrafo al punto C.6.2.3.1 della Circolare 2 Febbraio 2009, n.617 – C.S.L.L. le verifiche svolte riguardano tutti i seguenti tipi di Stato Limite Ultimo:

- **EQU** (perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi);
- **STR** (raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione);
- **GEO** (raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura);
- **UPL** (perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua, galleggiamento);

I risultati delle verifiche, come si dimostrerà nel seguito della relazione, risultano soddisfatti

VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 2.2 della normativa, sono elencati nel seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;

Nel presente caso vista la tipologia di opere sono state svolte unicamente le prime a) ed e) dal momento che

- Non si prevedono vibrazioni significative sull'opera;
- Il copriferro adottato e la limitata fessurazione [vedi verifica a)] garantiscono circa eventuali fenomeni di corrosione delle armature.

6 ANALISI SISMICA

L'entità delle azioni sismiche è stata stimata utilizzando il metodo pseudo statico e determinando i parametri sismici in ottemperanza NTC18 (DM 21.01.19). Le verifiche sono state realizzate allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) prevedono, per la valutazione delle azioni sismiche, di fare riferimento alla zonazione di dettaglio del territorio nazionale redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Secondo tale modello, su tutto il territorio nazionale si è disposta una maglia di punti per ognuno dei quali è assegnato un valore di accelerazione massima su substrato rigido a_g , un fattore di amplificazione spettrale F_0 ed un periodo caratteristico T^*_c relativi all'evento sismico atteso in un dato tempo di ritorno, quest'ultimo essendo funzione della vita attesa dell'opera e della classe di utilizzo.

Note le coordinate geografiche del punto di interesse, è possibile trovare i quattro punti della maglia che lo circoscrivono e ricavare le tre grandezze citate per il punto specifico interpolando tra i valori dei punti forniti dall'INGV.

Note le coordinate del sito, per determinare i parametri sismici è stato necessario definire la vita nominale dell'opera (numero di anni per i quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata – V_N) ed il coefficiente d'uso C_U (definito a partire dalla classe d'uso della struttura). Nel caso specifico sono stati stimati i seguenti valori per la vita nominale dell'opera ed il coefficiente d'uso.

Il tracciato è stato suddiviso dal punto di vista sismico in vari tratti. Per la paratia in oggetto si considerano le seguenti coordinate sito-specifiche:

- Ponte Rione Borgato sull'Ermena: Long.7,81666°E – Lat.44,381055 °N

Da cui adottando

- V_N è pari a 50 anni;
- $C_U = 1.5$
- Categoria del sottosuolo: B
- L'accelerazione su substrato rigido vale $a_g = 0.084 \text{ g}$

7 ANALISI FEM 2D DELLE STRUTTURE GEOTECNICHE

Nel presente capitolo si espongono le analisi e le verifiche delle sezioni. In particolare sarà analizzata la seguente sezione di calcolo:

- Sez.9: Caratteristica della massima altezza della paratia

7.1 APPROCCI PROGETTUALI E CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche sono state sviluppate con riferimento alle NTC 2018, adottando per gli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO) l'approccio 1:

- approccio 1, combinazione 1: A1+M1+R1 (STR);
- approccio 1, combinazione 2: A2+M2+R1 (GEO).

Le verifiche di stabilità del complesso opera di sostegno-terreno sono state condotte con:

- Approccio 1, combinazione 2: A2+M2+R2 (GEO-stab).

I coefficienti parziali per le azioni (A), per i parametri geotecnici del terreno (M) e per le resistenze (R) sono in accordo alla tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.5.I e 6.8.I (stabilità) di cui alle NTC 2018. Per gli stati limite ultimi la verifica di sicurezza è soddisfatta se:

$$R_d \leq E_d$$

dove:

R_d = resistenza di progetto;

E_d = valore di progetto dell'effetto delle azioni.

In condizioni di esercizio gli spostamenti dell'opera di sostegno dovranno essere compatibili con la funzionalità inoltre dovranno essere soddisfatte le verifiche sullo stato tensionale dei materiali e di fessurazione.

7.1.1 Combinazioni delle Azioni

Si sono considerate le combinazioni delle azioni nel seguito descritte in cui si indica con:

G = Azioni permanenti dovute al peso proprio degli elementi;

Q_k = Azioni variabile corrispondente al sovraccarico stradale di 20 kPa;

A_d = Azione eccezionale dovuta all'urto sul sicurvia.

- *Combinazione fondamentale* impiegata per gli stati limite ultimi (**SLU**): $\gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q_k$
- *Combinazione caratteristica (rara)* impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE**):

$$G + Q_k$$

- *Combinazione frequente* impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE**):

$$G + \Psi_{11} \cdot Q_k, \text{ con } \Psi_{11} = 0.4$$

- Combinazione *quasi permanente* (SLE):

$$G + \Psi_{21} \cdot Q_k \text{ con } \Psi_{21} = 0$$

- *Combinazione sismica* impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E (SLV)

$$E + G$$

I coefficienti parziali γ per le azioni agli SLU sono in accordo alla tab. 6.2.I di cui alle NTC 2018.

7.2 VERIFICHE DI NORMATIVA

7.2.1 Verifiche equ

Le analisi sono state svolte con riferimento alle fasi calcolo riportate precedentemente. Il programma di calcolo utilizzato garantisce il soddisfacimento degli equilibri:

1. a spostamento orizzontale
2. a spostamento verticale
3. alla rotazione

Il raggiungimento della convergenza del calcolo assicura che il coefficiente di sicurezza allo SLU di rotazione intorno ad un punto sia almeno superiore all'unità.

7.2.2 Verifiche str

Le verifiche sono state svolte secondo le disposizioni di cui al par. 4.1 delle NTC 2018, normativa attualmente vigente.

7.2.3 Verifiche geo

Le verifiche sono state svolte secondo le disposizioni di cui al par. 6.5 ed in particolare al Par.6.5.3.1.2 delle NTC 2018, normativa attualmente vigente.

Le verifiche dei fronti di scavo sono state condotte nel rispetto delle D.M. 14 Gennaio 2018 - Nuove Norme tecniche per le Costruzioni, paragrafo 6.8.

Nelle verifiche è stata rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$

In cui:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) in cui:

A2 sono i coefficienti parziali per i carichi (vedi tabella 6.2.I delle NTC 2018, riportata qui di seguito):

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

In particolare:

- i coefficienti parziali per i carichi permanenti sono da considerarsi pari a $\gamma_{G1}=1$;
- i coefficienti parziali per i carichi variabili sono da considerarsi pari a $\gamma_{Q1}=1.3$ in condizioni statiche e $\gamma_{Q1}=1.0$ in condizioni sismiche.

M2 sono i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (vedi tabella 6.2.II delle NTC 2008, riportata qui di seguito):

7.2.4 Verifiche upl

Citando la Normativa Vigente:

“Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} < G_{stb,d} + R_d$$

dove $V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella tabella seguente. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2)”.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G3}

7.3 METODOLOGIE GENERALI E LEGAMI COSTITUTIVI

7.3.1 Generalità sui modelli di calcolo

Le modellazioni eseguite in questa fase del progetto mirano ad analizzare i principali aspetti tenso-deformativi connessi con la realizzazione delle opere di sostegno provvisorie e definitive previste in progetto:

- determinazione delle massime sollecitazioni sugli elementi strutturali per il loro dimensionamento e verifica;
- analisi delle principali problematiche geotecniche connesse con la realizzazione degli scavi analisi dei processi di filtrazione (stabilità geotecnica dell'opera);
- determinazione degli spostamenti indotti dagli scavi sul terreno circostante.

In relazione agli obiettivi sopra esposti si è scelto di operare il software di calcolo per analisi FEM bi-dimensionali Plaxis 2D 2019.

La finalità delle analisi FEM 2D, è quella di esaminare gli aspetti tenso-deformativi del sistema geotecnico terreno-struttura nel suo insieme per le successive verifiche strutturali e geotecniche di progetto. La modellazione è quindi idonea anche ad indagare la stabilità globale del sistema geotecnica struttura-terreno e all'analisi dei fenomeni deformativi indotti nell'intorno dalle operazioni di scavo; consente di ottenere campi di spostamento che tengano correttamente conto dei fenomeni di interazione terreno struttura.

Tale modellazione, opportunamente svolta sulle principali sezioni di progetto, ha consentito di cogliere il comportamento del sistema geotecnico strutturale in tutte le fasi di esercizio previste, sia provvisoriale sia definitiva. Il codice utilizzato a tale scopo è stato appositamente sviluppato per lo studio di problematiche geotecniche e di interazione terreno-struttura. Presentano una vasta libreria di legami costitutivi attribuibili ai terreni; sono disponibili inoltre elementi strutturali di vario tipo che consentono di simulare elementi strutturali che interagiscono con il terreno circostante mediante elementi interfaccia.

In ogni caso le analisi sono state condotte mediante modellazioni volte a rappresentare il sistema geotecnico struttura-terreno con la simulazione sequenziale delle principali fasi costruttive previste: realizzazione dei diaframmi ed esecuzione delle varie fasi di scavo previa installazione delle strutture di contrasto, realizzazione delle fodere in c.a. e contestuale ripristino delle condizioni idrostatiche, analisi in presenza di sisma.

Nel seguito si descrivono le metodologie di calcolo implementate nel programma di calcolo utilizzato. La descrizione ha carattere generale (soluzione numerica, legami costitutivi e significato dei parametri di input); nei successivi capitoli, esplicitamente dedicati alle modellazioni, verranno esposte le caratteristiche di dettaglio delle analisi svolte ed i parametri di input considerati.

7.3.2 Metodologia e legami costitutivi dei materiali

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.

PLAXIS generalmente viene utilizzato per analisi 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.).

Visto il grado di conoscenze dei terreni, il modello costitutivo utilizzato, è quello Hardening-Soil.

Le principali caratteristiche del modello costitutivo sono le seguenti:

- una differente rigidità per percorsi tensionali di primo carico e di scarico-ricarico;
- criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb;
- il modulo di rigidità secante E_{50} per percorsi tensionali di primo carico è funzione della tensione di confinamento applicata:

$$E_{50} = E_{50ref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m$$

dove: $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento,

σ'_{min} è la tensione efficace principale minore,

E_{50ref} è il modulo di rigidità secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),

m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale,

E_{50} è il modulo di rigidità secante (al 50% della rottura) riferito alla tensione σ'_{min} ;

- il modulo di rigidità E_{ur} per percorsi tensionali di scarico-ricarico funzione della tensione di confinamento applicata:

$$E_{ur} = E_{urref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m ; \quad E_{ur} = E_{urref} \cdot k_{-1}$$

dove: $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento,
 σ'_{min} è la tensione efficace principale minore,
 E_{urref} è il modulo di rigidezza secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),
 m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale,
 E_{ur} è il modulo di rigidezza secante alla tensione σ'_{min}

I pali vengono definiti come elementi *Beam* aventi le seguenti caratteristiche.

Elemento Beam	EA	EJ
	[kN/m]	[kNm ² /m]
Pali anteriori D=880 mm, int.1.10 m	20.000.000	1.000.000
Pali posteriori D=880mm, int.2.20 m	10.000.000	500.000

Le barre di ancoraggio vengono definite come elementi *Geogrids* aventi le seguenti caratteristiche.

Elemento Geogrids	EA [kN/m]
Barre 30/11, punta da 75 mm, int. Longitudinale 2.0 m	107.800

Come previsto al paragrafo 6.5.2.2 delle NTC'18, nel caso in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0,5 m.

Nel caso specifico per la paratia a cavalletto essendo la quota di scavo pari a 11.60 m, in condizioni statiche si adotta come minimo, un sovrascavo pari a 0.50 m.

Mentre per la paratia singola a sbalzo lo sbalzo è pari a 5.10 m, in condizioni statiche si adotta come minimo, un sovrascavo pari a 0.50 m.

In condizioni sismiche si adotta invece il piano finale a sovrastruttura realizzata.

7.4 PARAMETRI GEOTECNICI E DEFINIZIONE DEI LEGAMI COSTITUTIVI

Nelle seguenti tabelle si riportano i vari litotipi di interesse progettuale e per le varie tratte di progetto, i parametri geotecnici di resistenza e di rigidità che caratterizzano il comportamento numerico sia nelle fasi di inizializzazione (Metodo Gravity) sia a livello di Legame costitutivo HS e Mohr Coulomb.

Material model	Model	Unit	Ab	Sa1	Rilevato
Material model	Model	-	Hard. soil	Hard. soil	Mohr-Coulomb
Type of material behaviour	Type	-	Drained	Drained	Drained
Soil unit weight above phreatic level	γ_{unsat}	kN/m ³	19.0	20.5	18
Soil unit weight below phreatic level	γ_{sat}	kN/m ³	19.0	20.5	18
Initial void ratio	e_{init}	-	0.5	0.5	0.5
Young's modulus (constant)	E'	MPa			50
Secant stiffness in standard drained triaxial test	E_{50}^{ref}	MPa	15	200	--
Tangent stiffness for primary oedometer loading	E_{oed}^{ref}	MPa	15	200	--
Unloading / reloading stiffness	E_{ur}^{ref}	MPa	45	600	--
Power for stress-level dependency of stiffness	m	-	0.5	0.5	--
Cohesion	c'	kPa	0	25	2
Friction angle	φ'	°	30	32	36
Dilatancy angle	ψ	°	0	0	0
Poisson's ratio	ν_{ur}	-	0.3	0.3	0.3
K_0 -value for normal consolidation	k_0^{nc}	-	1-sen φ'	1-sen φ'	1-sen φ'
Interface strength	—	Manual	Manual	Manual	Manual
Strength reduction factor inter.	R_{inter}	--	0.67	0.67	0.67
K_0 determination	—	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
Over-consolidation ratio	OCR	--	1.0	1.0	-

La falda non è stato possibile rilevarla in quanto non sono presenti sondaggi geognostici.

Cautelativamente si considera al contatto tra le due unità Ab e Sa1. In fase finale a scavo avvenuto, vista la presenza di due ordini di dreni sub orizzontali con passo longitudinale pari a 3.30 m, si considera abbattuta. Per tenere in conto eventuali intasamenti dei drenaggi, la superficie piezometrica viene maggiormente addossata alla paratia, come riportata nell'immagine seguente.

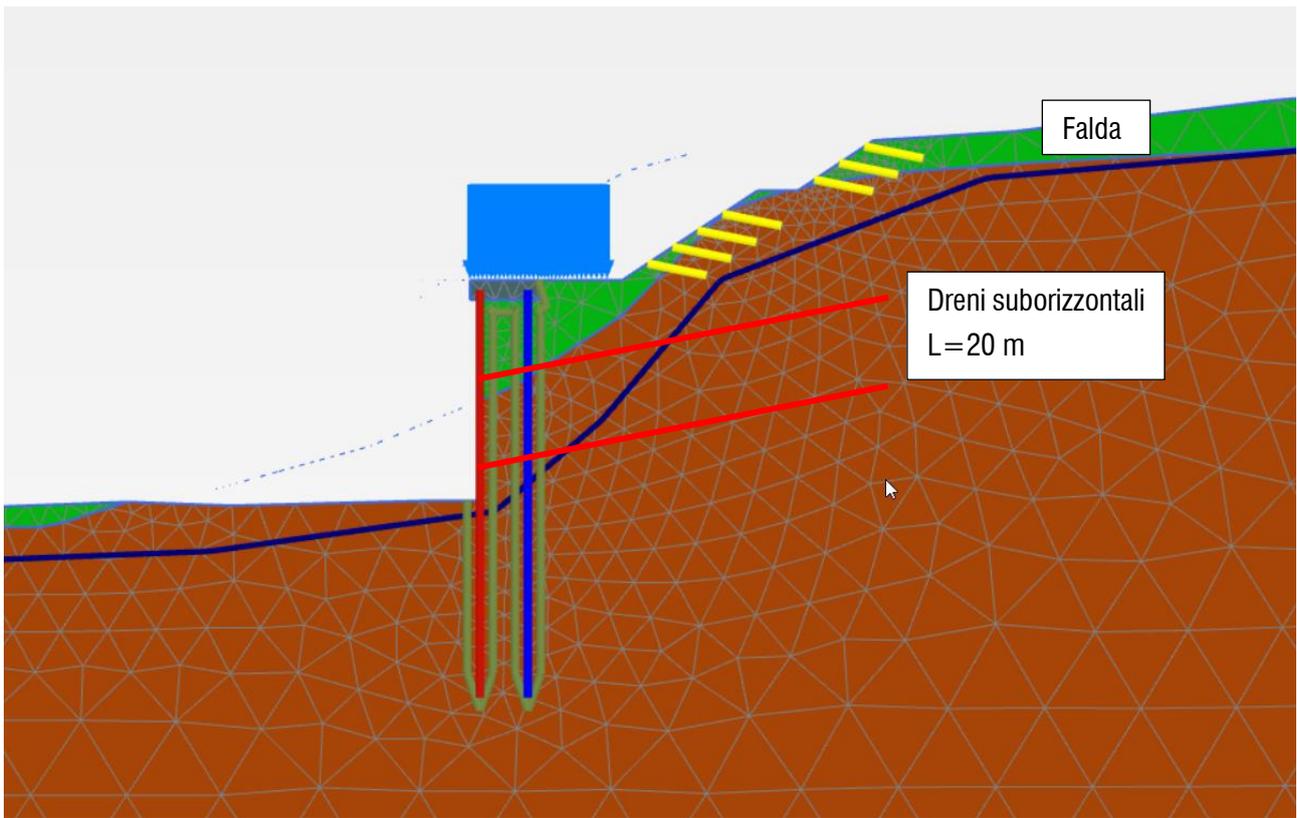


Figura 2. Andamento superficie piezometrica – Paratia a cavalletto

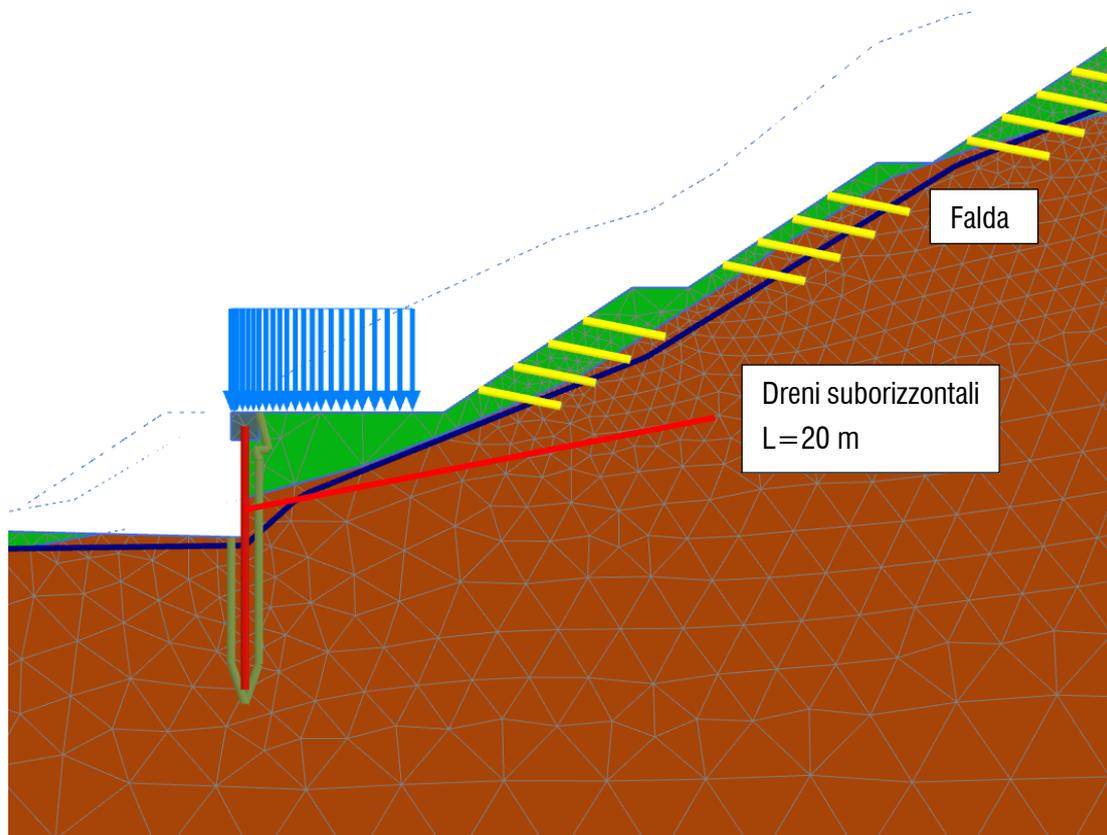


Figura 3. Andamento superficie piezometrica – Paratia singola

7.5 INTERFACCE

Nel modello, le proprietà degli elementi interfaccia sono state applicate definendo dei materiali con legame costitutivo analogo a quello dei terreni circostanti ma con parametri di resistenza ridotta. In particolare è stata adottata una resistenza attritiva con resistenza al taglio ridotta con fattore $R=0.67$ rispetto a quella del terreno circostante.

$$c_{\text{int}} = R \cdot c$$

$$tg\phi_{\text{int}} = R \cdot tg\phi$$

7.6 CARICHI APPLICATI

7.6.1 Azioni Variabili

Sul piano di lavoro in sommità alla paratia, è stato considerato un carico accidentale di cantiere (Q_k) di valore caratteristico pari a $q_k = 10$ kPa.

L'analisi è svolta in riferimento alla Combinazione 1 (A1 + M1 + R1) nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari.

Per la condizione statica, le azioni variabili sono amplificate mediante il coefficiente parziale $\gamma_Q/\gamma_{G1} = 1.5/1.3 = 1.15$; i risultati dell'analisi Plaxis in termini di azioni interne sono poi amplificati per il fattore moltiplicativo $\gamma_{G1} = 1.3$ per ottenere le azioni di input per le verifiche.

7.6.2 Sisma

L'analisi in condizioni sismiche viene eseguita mediante il metodo pseudostatico ovvero l'azione sismica viene rappresentata da una azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale alle masse coinvolte e simulata da una accelerazione aggiuntiva a quella di gravità.

7.6.2.1 Azioni sull'opera di tipo definitivo

La determinazione dei coefficienti sismici per il calcolo dell'opera, assimilata ad una paratia, è stata condotta in accordo al paragrafo 7.11.6.3.1 del DM 14/01/2018. Assumendo:

- coefficiente di deformabilità dei terreni interagenti $\alpha \cong 1.0$;
- coefficiente di deformabilità dell'opera $\beta = 1$.

α	β	a_{max} [m/s ²]	$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{a_{\text{max}}}{g}$
1.0	1.0	0.121	0.121

7.6.2.2 Stabilità globale dell'insieme terreno-opera

La determinazione dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità dell'opera è stata condotta in accordo al paragrafo 7.11.4 del DM 14/01/2018, assumendo:

- $\beta_s = 0.38$

risulta:

- $k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.046$
- $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.023$

7.7 STABILITA' GLOBALE

La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo ($\varphi' - c'$ reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \varphi'$), 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):

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

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

In Figura 4 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.

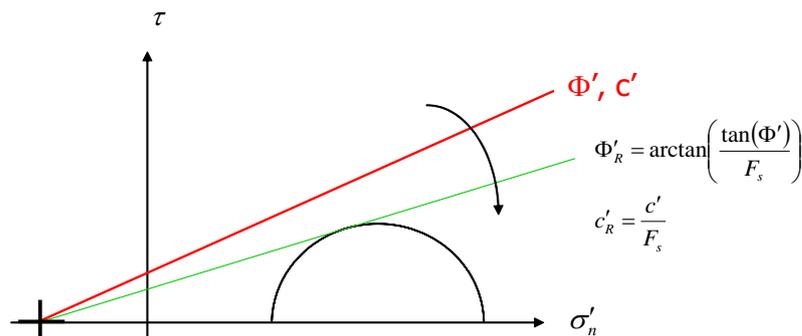


Figura 4 – Phi - c reduction method

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 al 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 di stabilità è svolta a partire dalla configurazione di progetto maggiormente cautelativa che risulta essere la fase di raggiungimento della massima profondità di scavo.

Le analisi di stabilità vengono condotte in:

- Condizioni statiche - 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 verificare le verifiche di stabilità geotecnica richieste dalla normativa occorre avere $FS > 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$;
- Condizioni sismiche – combinazione 1 (M1) e con $\gamma_R = 1.2$. Da cui $FS > 1.20$

8 SEZIONE 9

La sezione di calcolo presa in esame è quella in cui la paratia presenta la massima altezza di scavo pari a 11.10 m tra piano viabile ed estradosso trave di coronamento. È costituita da una doppia file di pali di grande diametro $D=880$ mm posti ad interasse 1.10 m sulla fila anteriore e 2.20 m sulla file posteriore. L'interasse trasversale è pari a 2.40 m. In fase finale la paratia verrà rivestita mediante una controfodera in c.a. di pendenza 1/10. La lunghezza dei pali di entrambe le file è pari a 23.0 m.

A monte è prevista una riprofilatura del versante mediante scarpate di inclinazione 2/3 (34°) intervallate da banche orizzontali. Per realizzare un consolidamento delle scarpate è previsto un intervento di Nail, mediante barre autoperforanti disposte con passo 1.5 m in verticale e 2.0 m in longitudinale e lunghezza 3.0 m. Solo sulla terza scarpata sono previste barre su n°4 ordini di lunghezza 6.0 m. La scarpata è inoltre prevista rivestita con geocomposito, avente funzione antierosiva.

Sono inoltre previsti dreni sub orizzontali allo scopo di drenare le acque presenti nel versante e quindi evitare sovraspinte alla paratia stessa.

8.1 DISCRETIZZAZIONE DEL MODELLO 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.

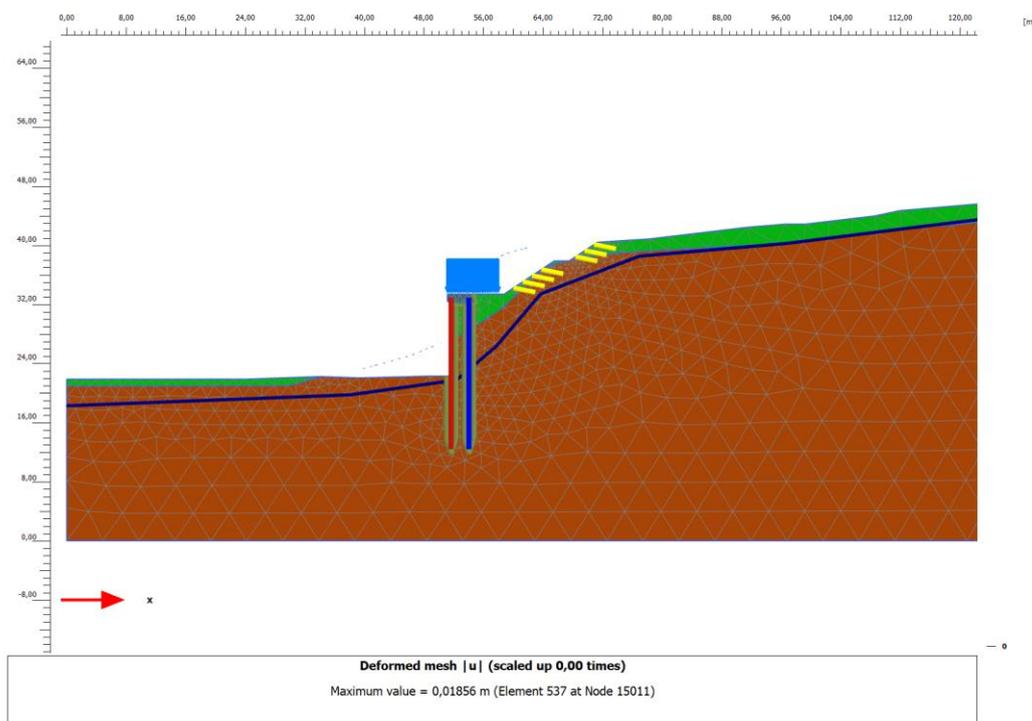


Figura 5. Discretizzazione del modello di calcolo

8.2 FASI DI CALCOLO

Il tipo di analisi utilizzato consente di riprodurre la storia della costruzione di opere geotecniche.

Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione le principali fasi previste durante la storia dell'opera. Quindi, il termine di ciascuna analisi rappresenta la condizione iniziale per la fase successiva.

Nel seguito si illustrano le fasi di calcolo mostrando la configurazione geometrica del modello per le principali fasi dell'analisi. I risultati delle analisi saranno riportati nel capitolo successivo.

- Fase 1. Inizializzazione geostatica
- Fase 2. Plastic step per riequilibrio delle forze;
- Fase 3. Riprofilatura del versante per realizzare piano lavoro attrezzatura pali, con inserimento barre autopercoranti con funzione di consolidamento
- Fase 4. Realizzazioni paratia di pali D=880 mm a cavalletto e solettone superiore di collegamento. Inserimento sovraccarico per simulare mezzi di cantiere
- Fase 5. Scavo fino a intradosso piano viabile ed abbassamento falda per effetto drenaggio pali
- Fase 6. Verifica di stabilità globale statica, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (φ' - c' *reduction method*) fino al collasso del sistema geotecnico, verificando un fattore di sicurezza globale maggiore di 1.375, per il caso statico SLU GEO in riferimento alla Fase 5.
- Fase 7. Azione sismica di progetto
- Fase 8. Verifica di stabilità globale sismica, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (φ' - c' *reduction method*) fino al collasso del sistema geotecnico, verificando un fattore di sicurezza globale maggiore di 1.20, per il caso sismico SLV.

Le principali fasi di calcolo sono rappresentate nelle seguenti immagini.

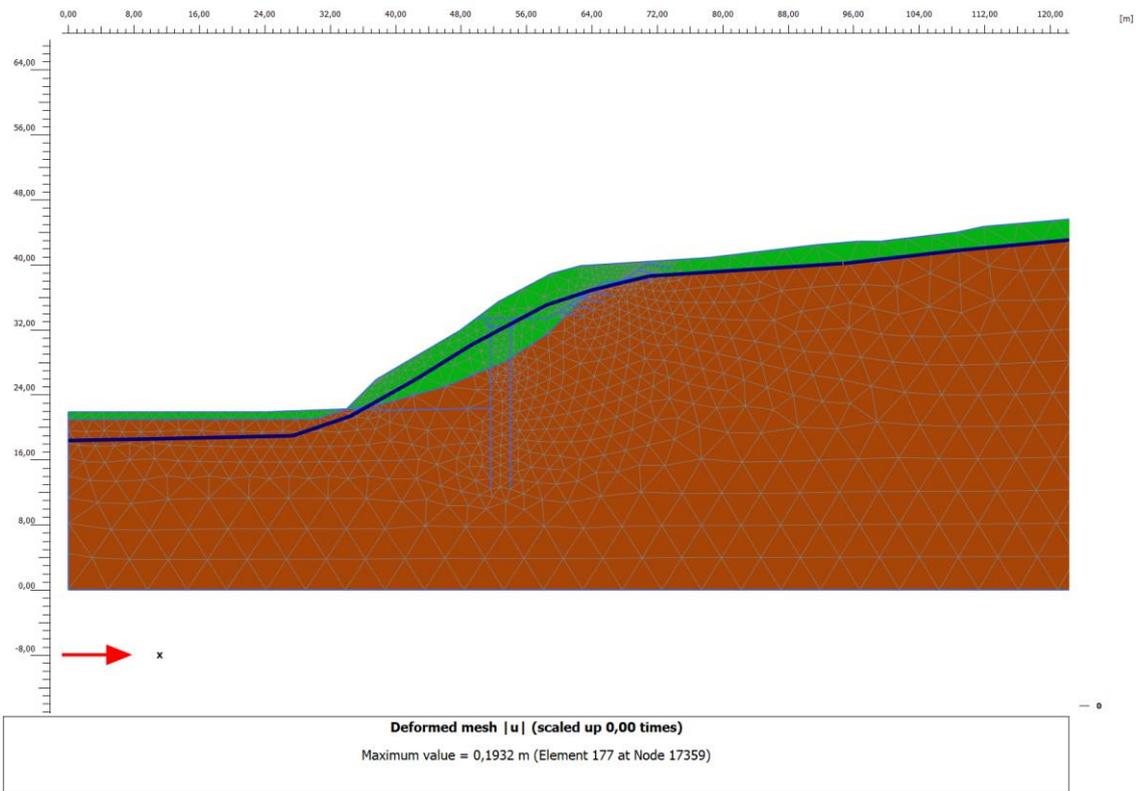


Figura 6.: inizializzazione geostatica

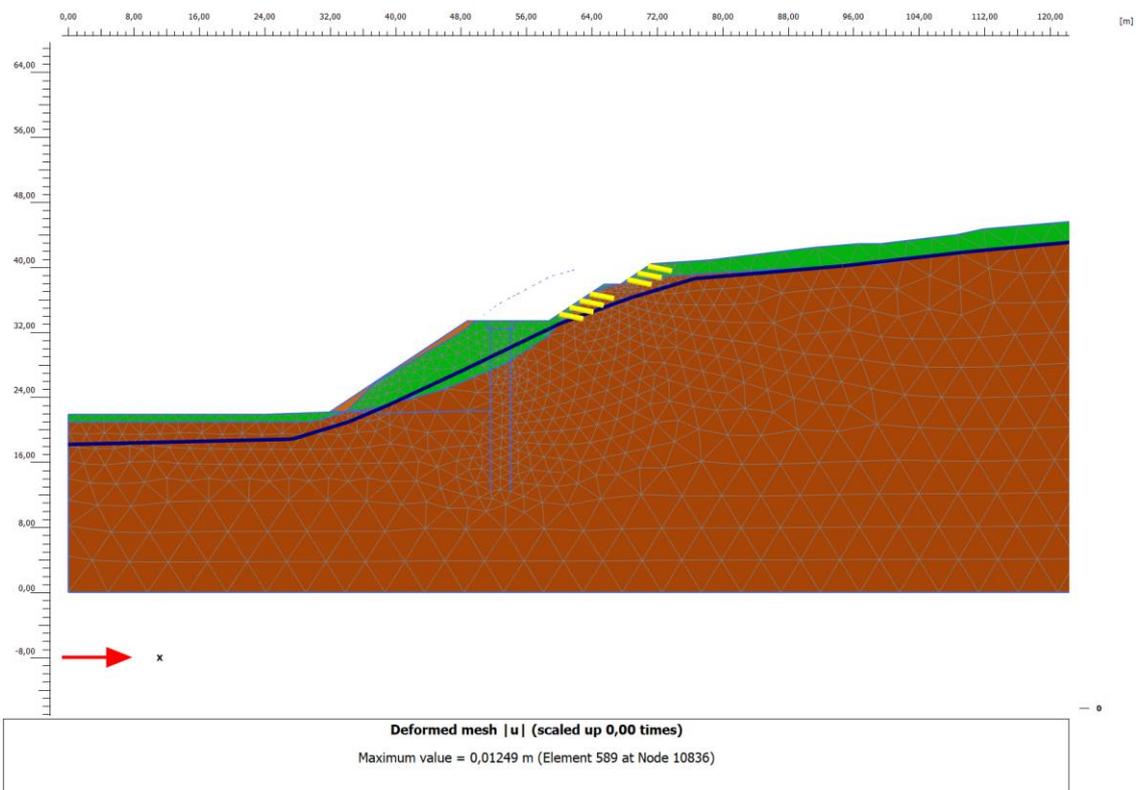


Figura 7: Riprofilatura versante

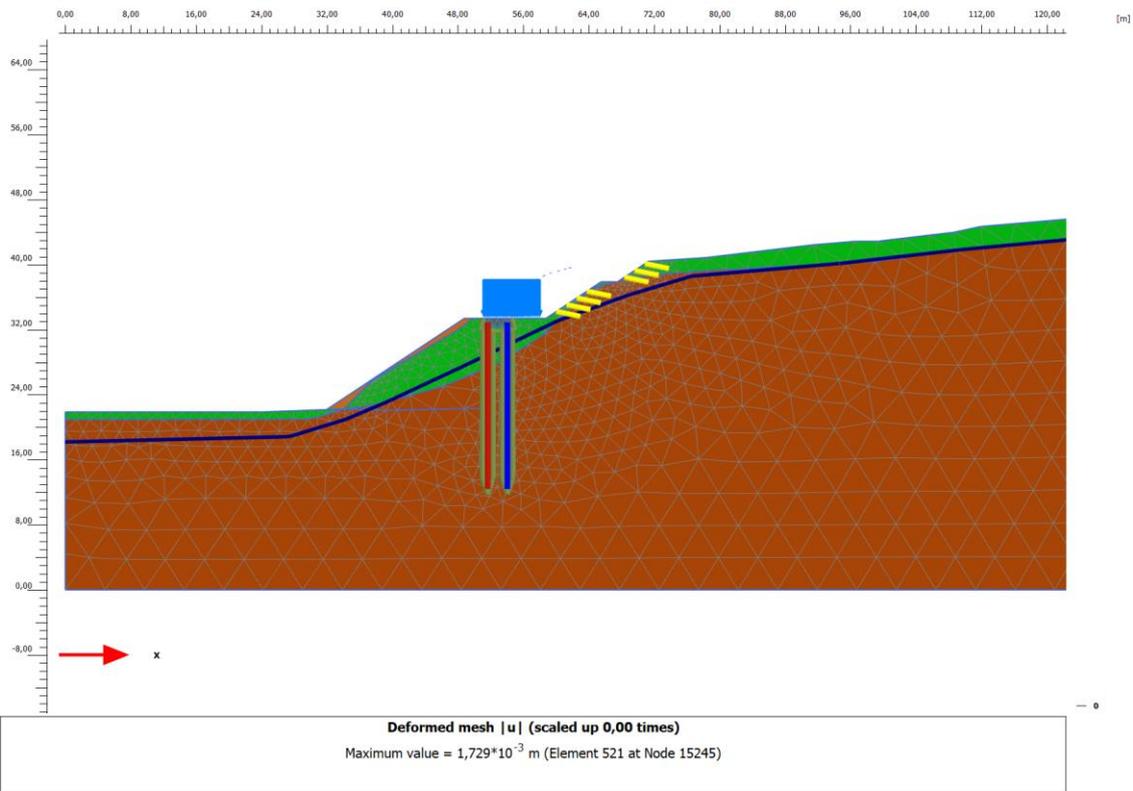


Figura 8: Realizzazione paratia + sovraccarico q=10 kPa

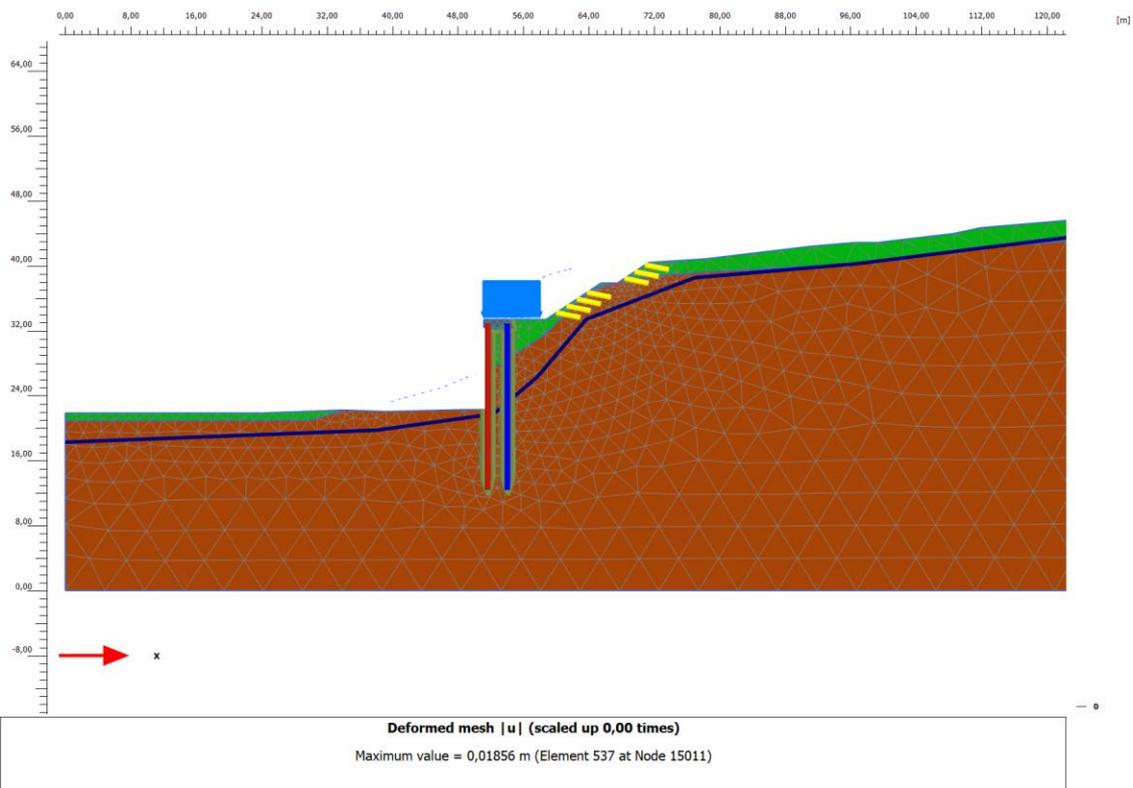


Figura 9: Quota fondo scavo

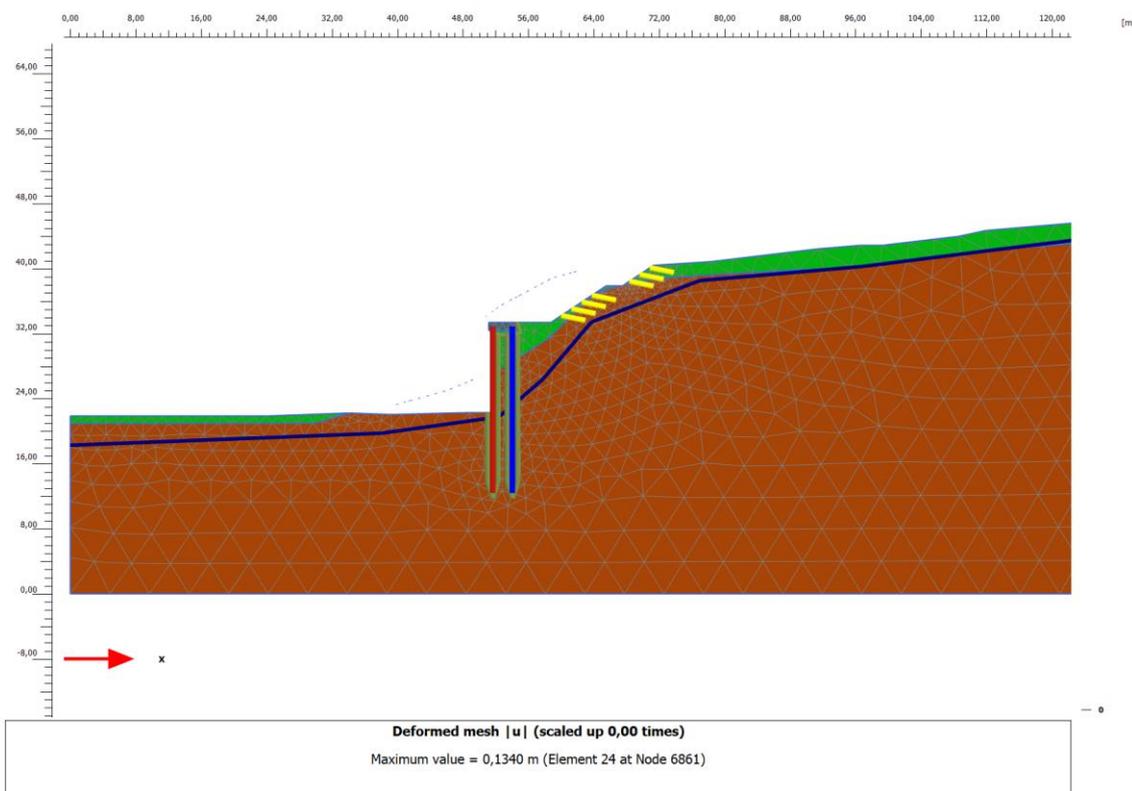


Figura 10: Sismica

8.3 RISULTATI E VERIFICHE

Gli esiti delle analisi sulla sezione di calcolo, ha consentito sia una verifica globale del sistema geotecnico struttura-terreno, sia una verifica di dettaglio degli elementi strutturali.

Saranno espone nel seguito con le seguenti modalità:

- Esposizione del campo di spostamenti del volume di terreno coinvolto dallo scavo;
- Diagrammi delle sollecitazioni derivanti dall'analisi, per le più significative fasi esecutive e/o di esercizio;
- Esposizione delle verifiche di resistenza;
- Esposizione della verifica di stabilità globale dell'opera.

8.3.1 Spostamenti

Si riportano di seguito gli spostamenti calcolati in condizioni statiche.

Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuate in termini di spostamenti sollecitazioni negli elementi strutturali. Gli spostamenti massimi rilevati sui pali sono pari a circa 26.30 mm, risultano compatibili con l'equilibrio della struttura e sua regolare funzionalità in esercizio.

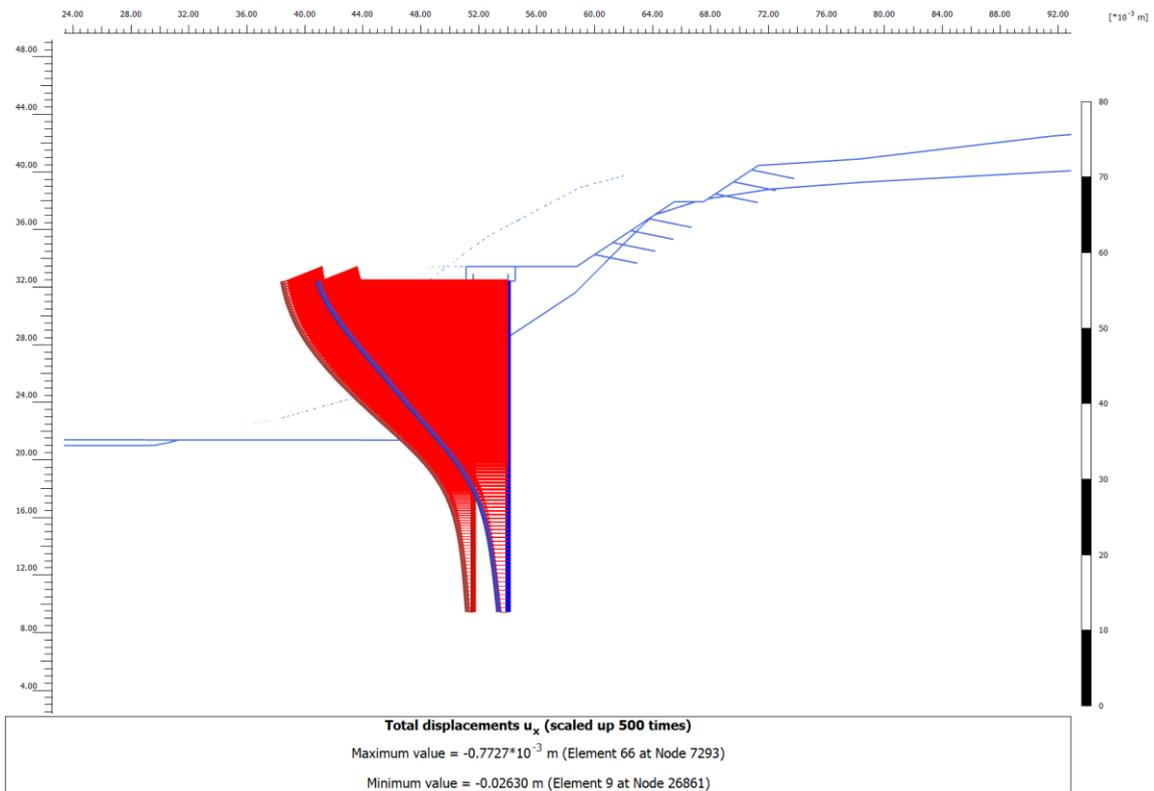


Figura 11. Deformazione dei pali

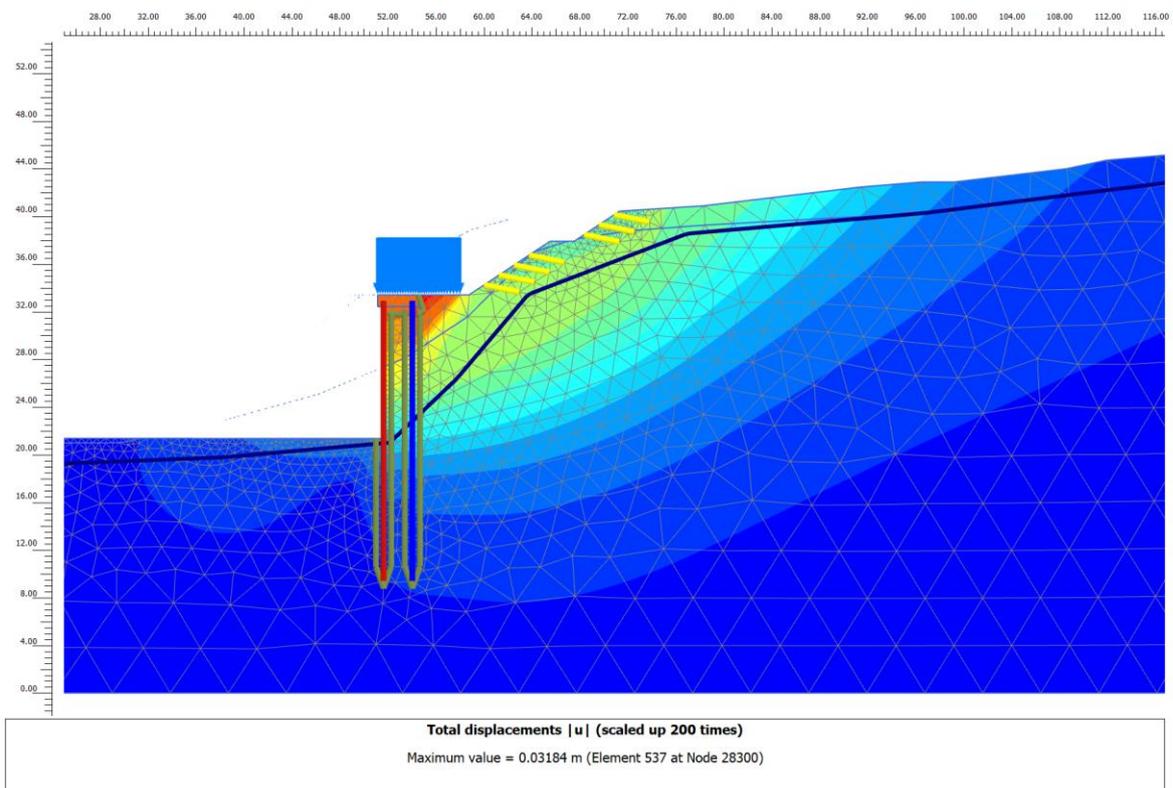


Figura 12. Spostamenti orizzontali intero modello

8.3.2 Sollecitazioni su elementi strutturali

In accordo con la normativa vigente, le verifiche degli elementi strutturali sono condotte agli SLU, combinazione STR (A1+M1+R1), verificando che le sollecitazioni ricavate dalle analisi, amplificate per un coefficiente amplificativo di 1.30 risultano inferiori alle resistenze di progetto.

8.3.2.1 Sollecitazioni SLE Rare Pali

Le massime sollecitazioni nella combinazione SLE Rare risultano pari a SLE x interasse pali. Pertanto le sollecitazioni risultano:

Palo anteriore

$$M = 360.90 \times 1.1 = 397.0 \text{ Nm}$$

Momento massimo pali SLE

$$T = 199.20 \times 1.1 = 219.1 \text{ kN}$$

Taglio massimo pali SLE

$$N = 476.40 \times 1.1 = 524.0 \text{ kN}$$

Sforzo Normale massimo pali SLE

Palo posteriore

$$M = 224.70 \times 2.2 = 494.3 \text{ kNm}$$

Momento massimo pali SLE

$$T = 52.25 \times 2.2 = 115.0 \text{ kN}$$

Taglio massimo pali SLE

$$N = 149.60 \times 2.2 = 329.1 \text{ kN}$$

Sforzo Normale massimo pali SLE

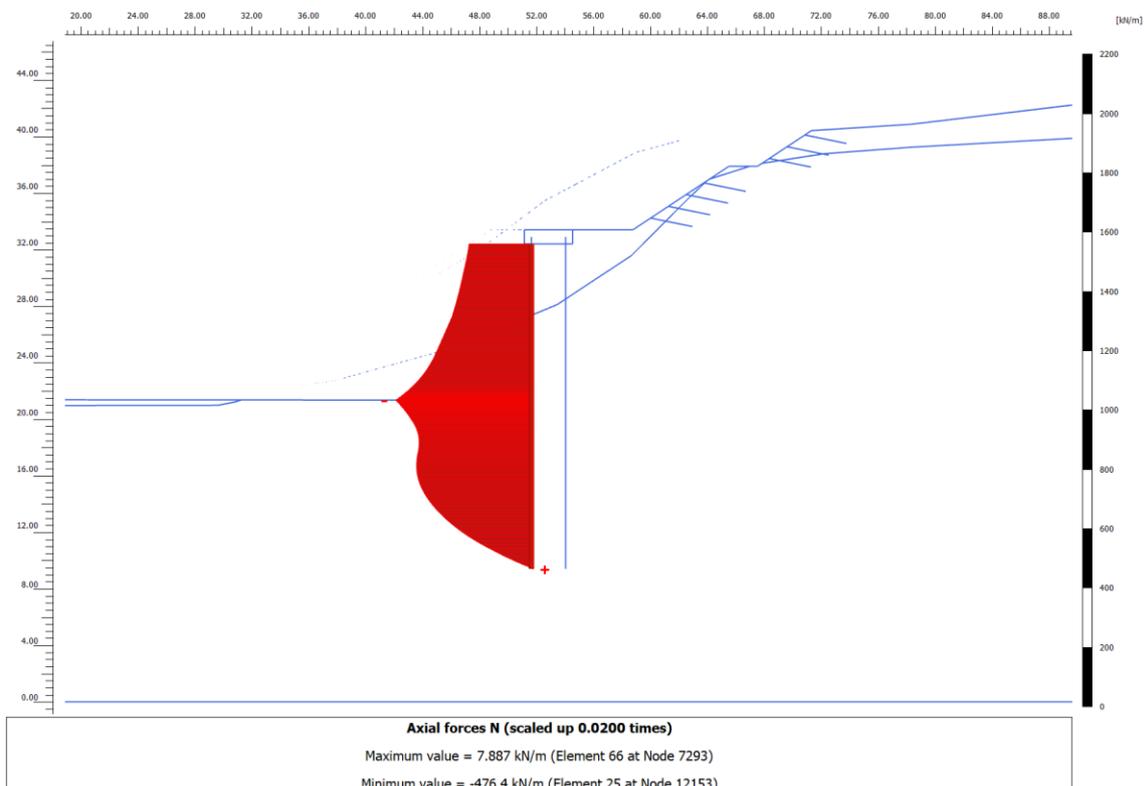


Figura 13. Sforzo Normale palo anteriore SLE

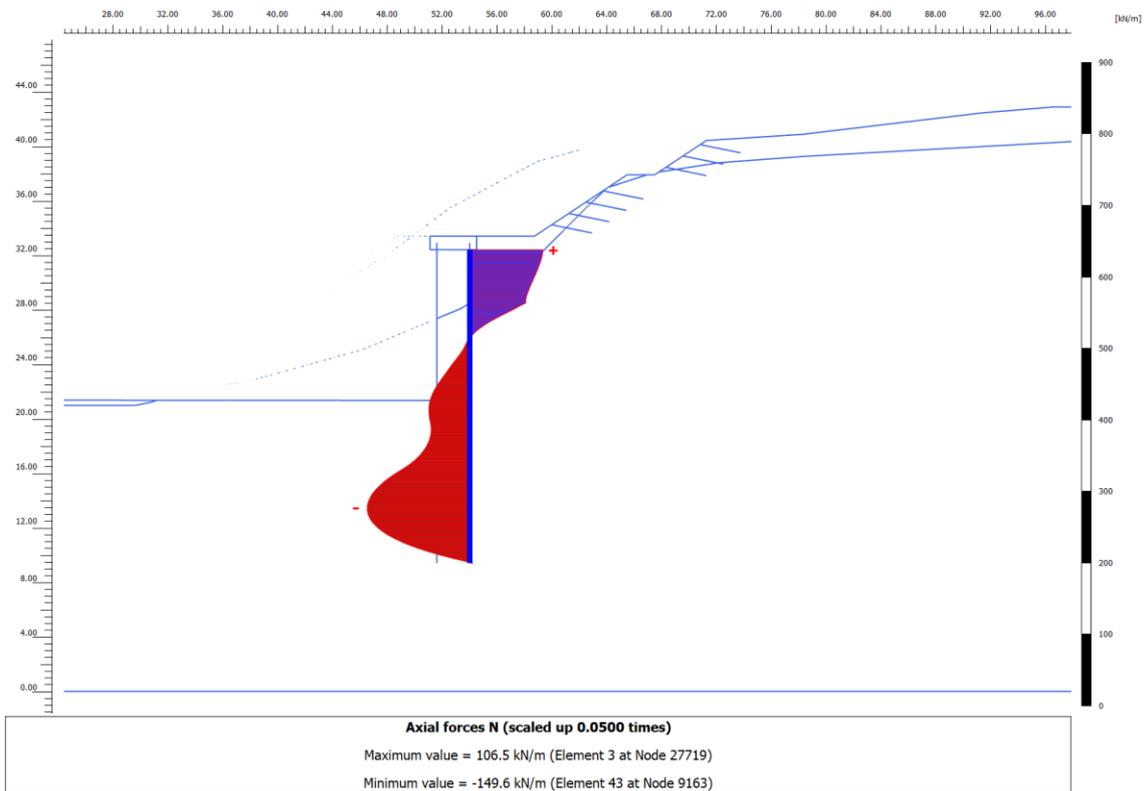


Figura 14. Sforzo Normale palo posteriore SLE

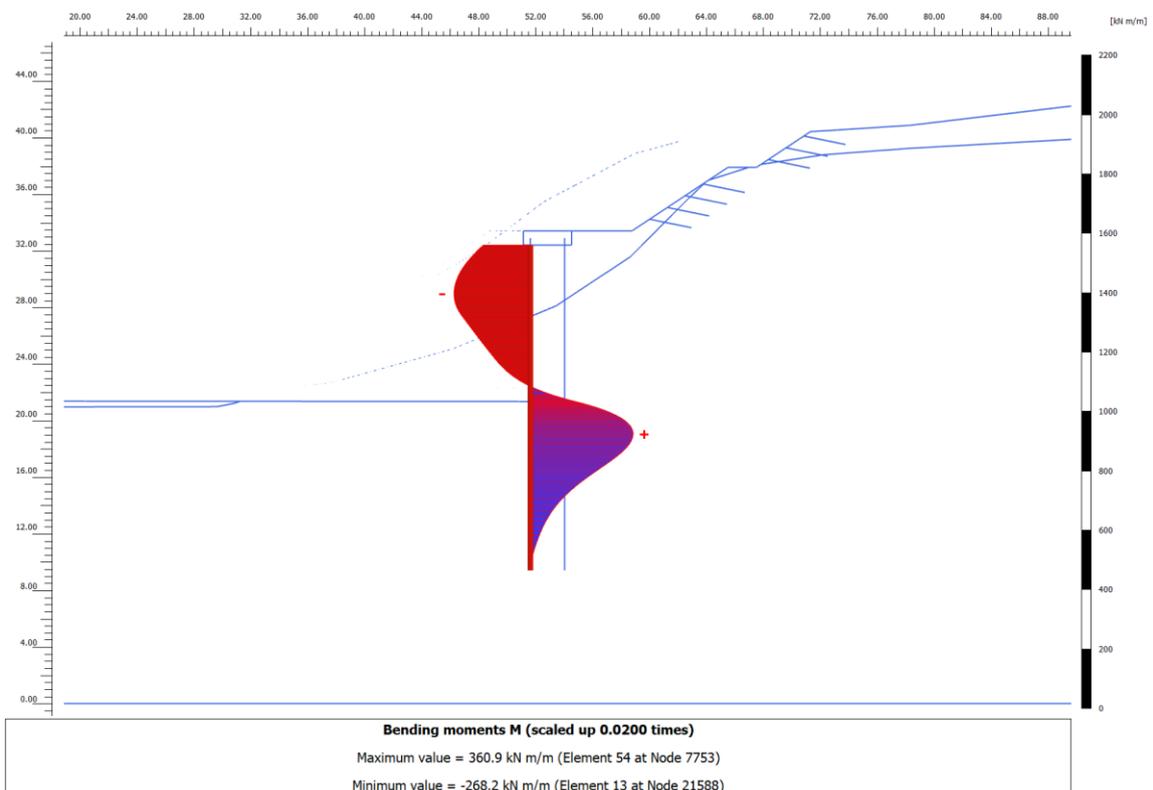


Figura 15.: Momento palo anteriore SLE

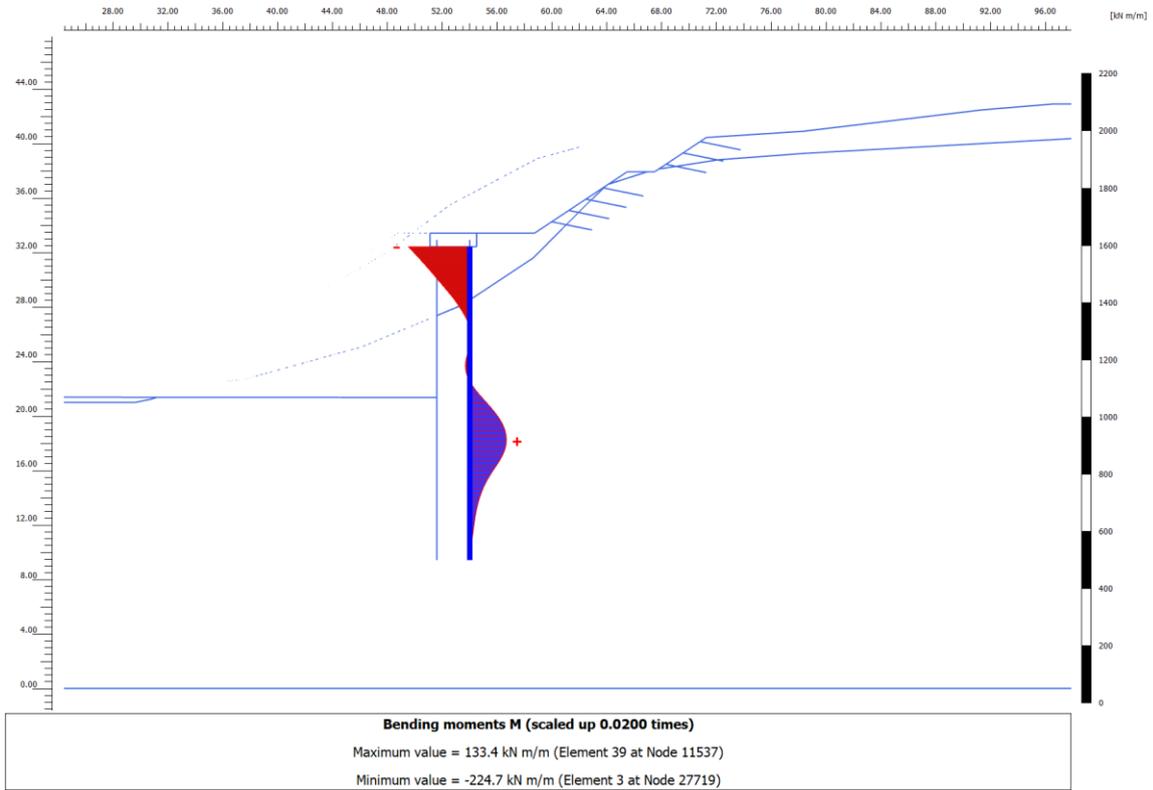


Figura 16. Momento palo posteriore SLE

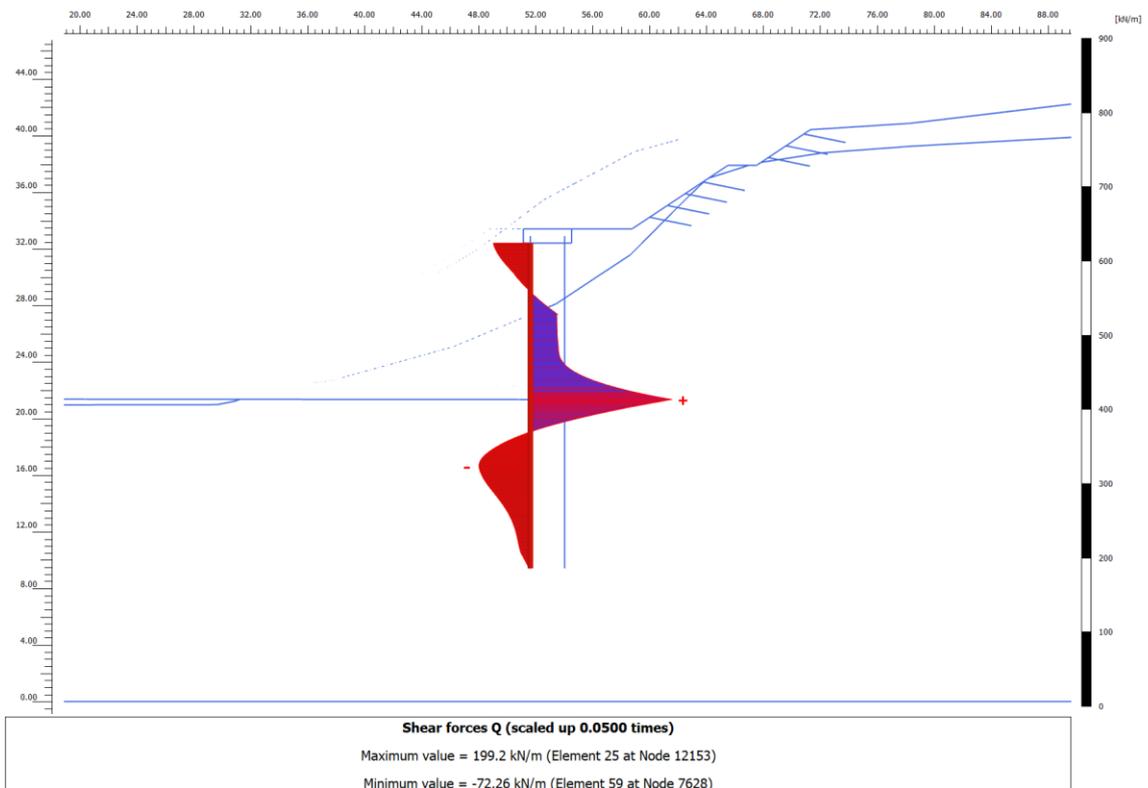


Figura 17. Taglio palo anteriore SLE

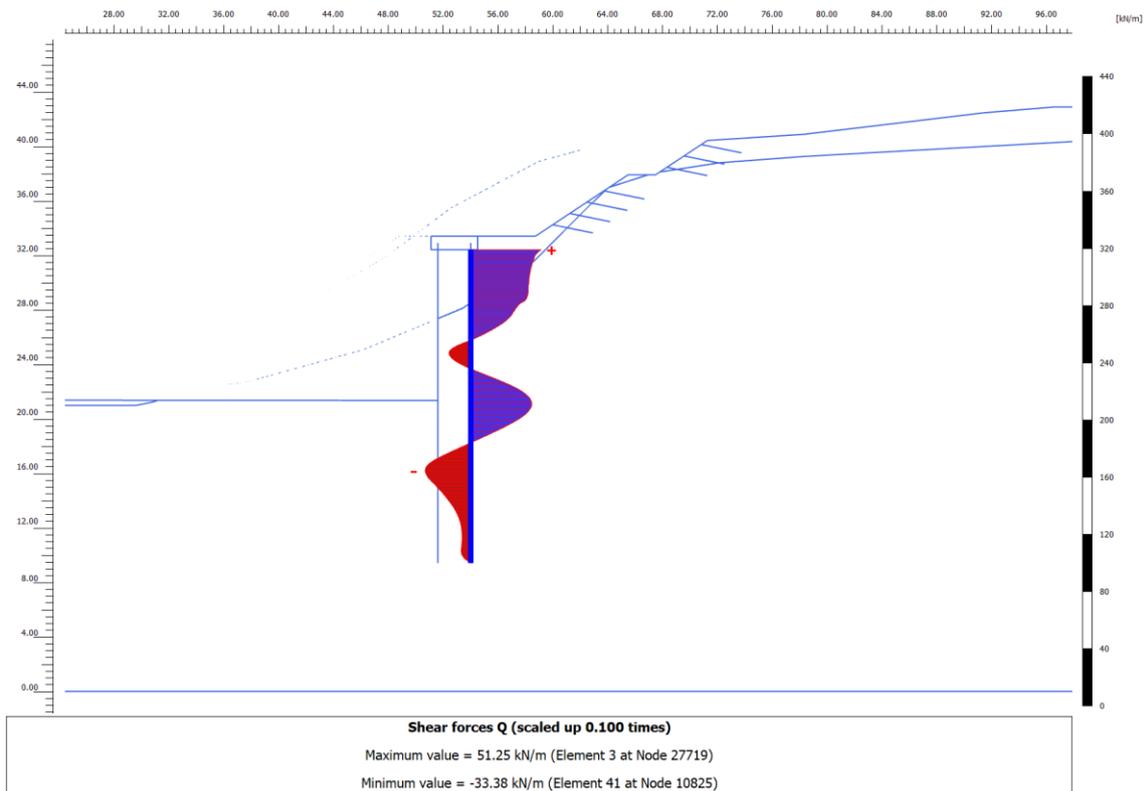


Figura 18. Taglio palo posteriore SLE

8.3.2.1 Sollecitazioni SLU Statiche Pali

Le massime sollecitazioni nella combinazione SLU statica risultano pari a SLE x 1.3 x interasse pali. Cautelativamente lo sforzo normale non viene fattorizzato. Pertanto le sollecitazioni risultano:

Palo anteriore

$$M = 397 \times 1.3 = 516.10 \text{ kNm}$$

Momento massimo pali SLU

$$T = 219.1 \times 1.3 = 284.80 \text{ kN}$$

Taglio massimo pali SLU

$$N = 524 \text{ kN}$$

Sforzo Normale massimo pali SLU

Palo posteriore

$$M = 494.3 \times 1.3 = 642.60 \text{ kNm}$$

Momento massimo pali SLU

$$T = 115 \times 1.3 = 150 \text{ kN}$$

Taglio massimo pali SLU

$$N = 329.1 \text{ kN}$$

Sforzo Normale massimo pali SLU

8.3.2.1 Sollecitazioni SLV Pali

Le massime sollecitazioni nella combinazione SLV risultano pari a SLV x interasse pali. Pertanto le sollecitazioni risultano:

Palo anteriore

$$M = 564.20 \times 1.1 = 620.62 \text{ Nm}$$

Momento massimo pali SLV

$$T = 297.80 \times 1.1 = 327.60 \text{ kN}$$

Taglio massimo pali SLV

$$N = 655.0 \times 1.1 = 720.5 \text{ kN}$$

Sforzo Normale massimo pali SLV

Palo posteriore

$$M = 382.40 \times 2.2 = 841.30 \text{ kNm}$$

Momento massimo pali SLV

$$T = 67.50 \times 2.2 = 148.5 \text{ kN}$$

Taglio massimo pali SLV

$$N = -293.7 \times 2.2 = -646.14 \text{ kN}$$

Sforzo Normale massimo pali SLV (trazione)

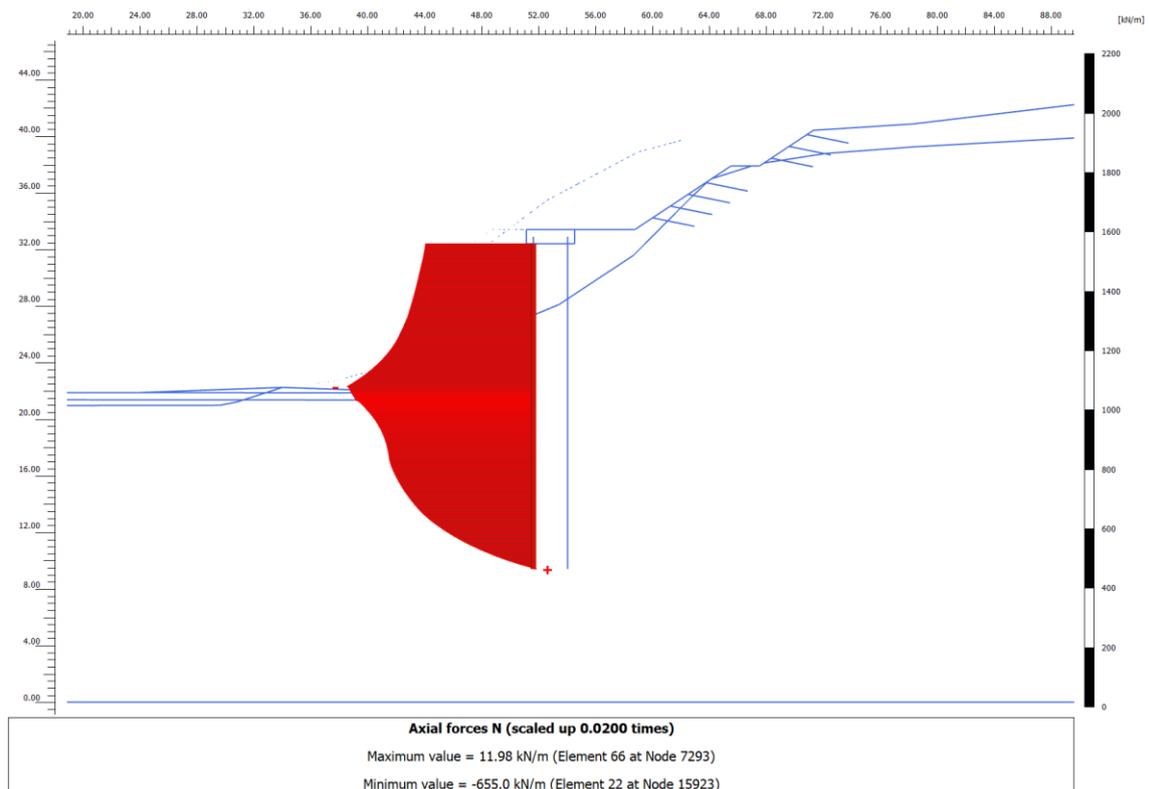


Figura 19. Sforzo Normale palo anteriore SLV

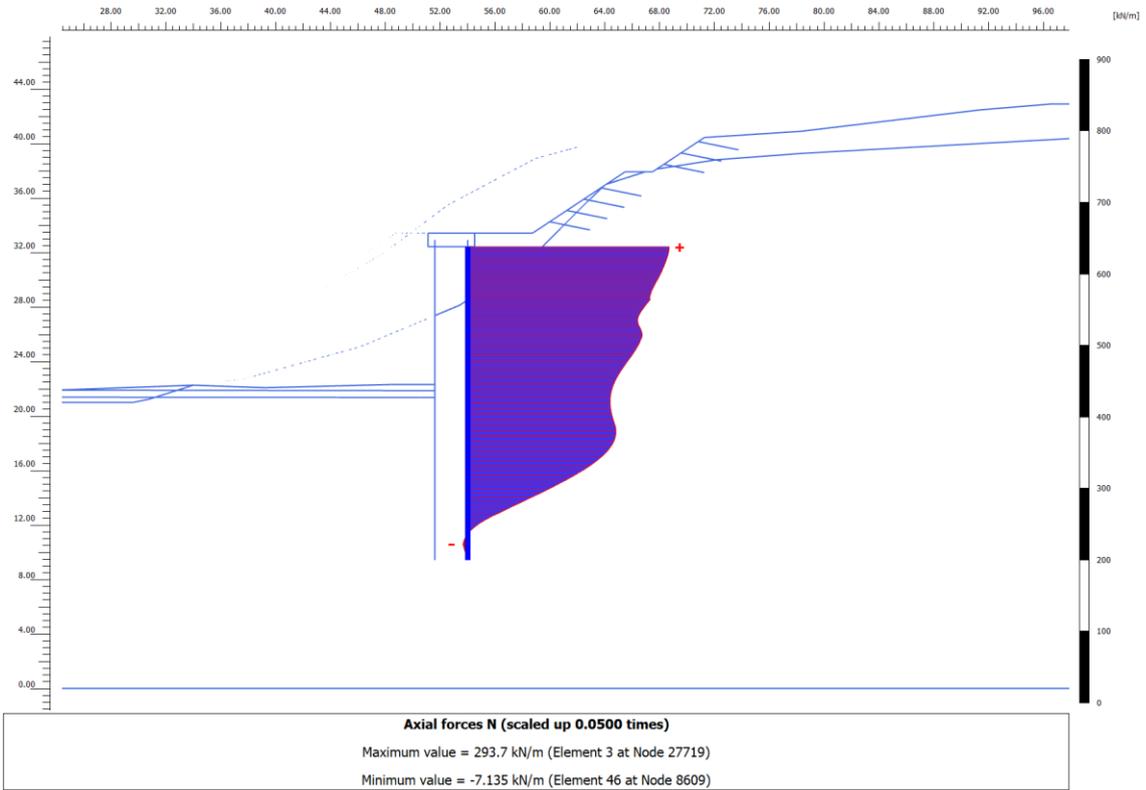


Figura 20. Sforzo Normale palo posteriore SLV

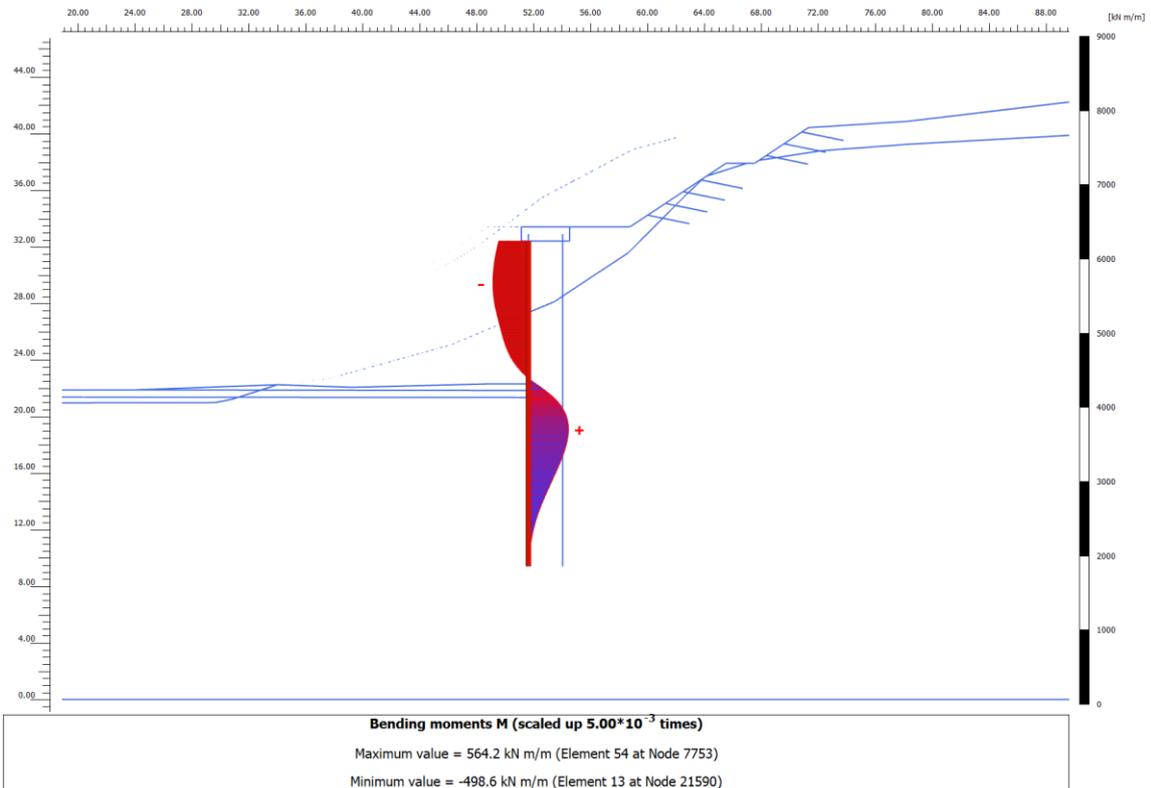


Figura 21. Momento palo anteriore SLV

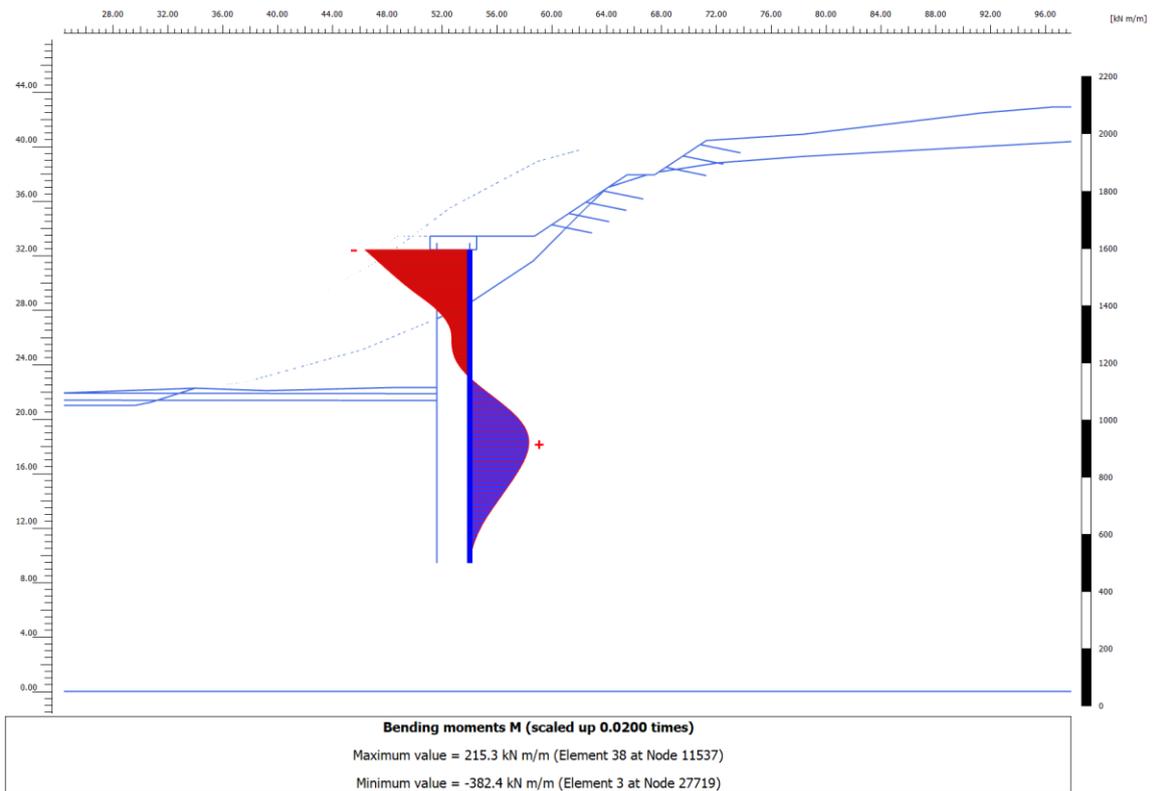


Figura 22. Momento palo posteriore SLV

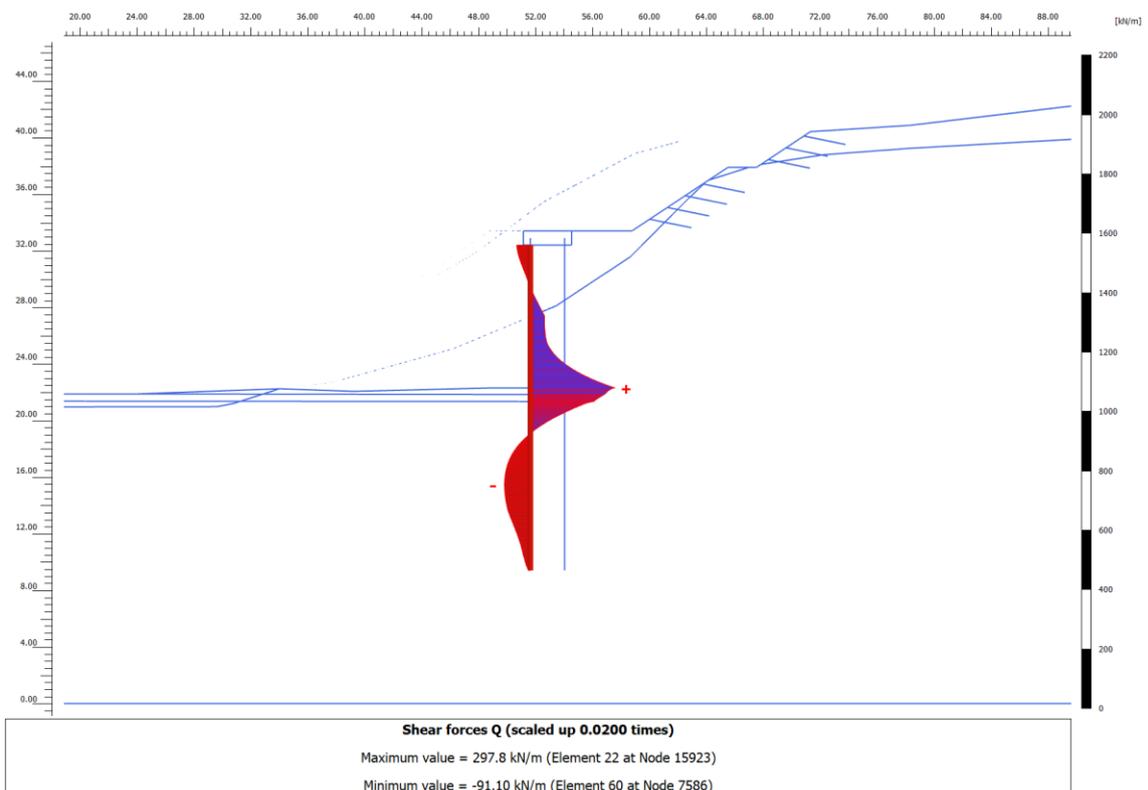


Figura 23. Taglio palo anteriore SLV

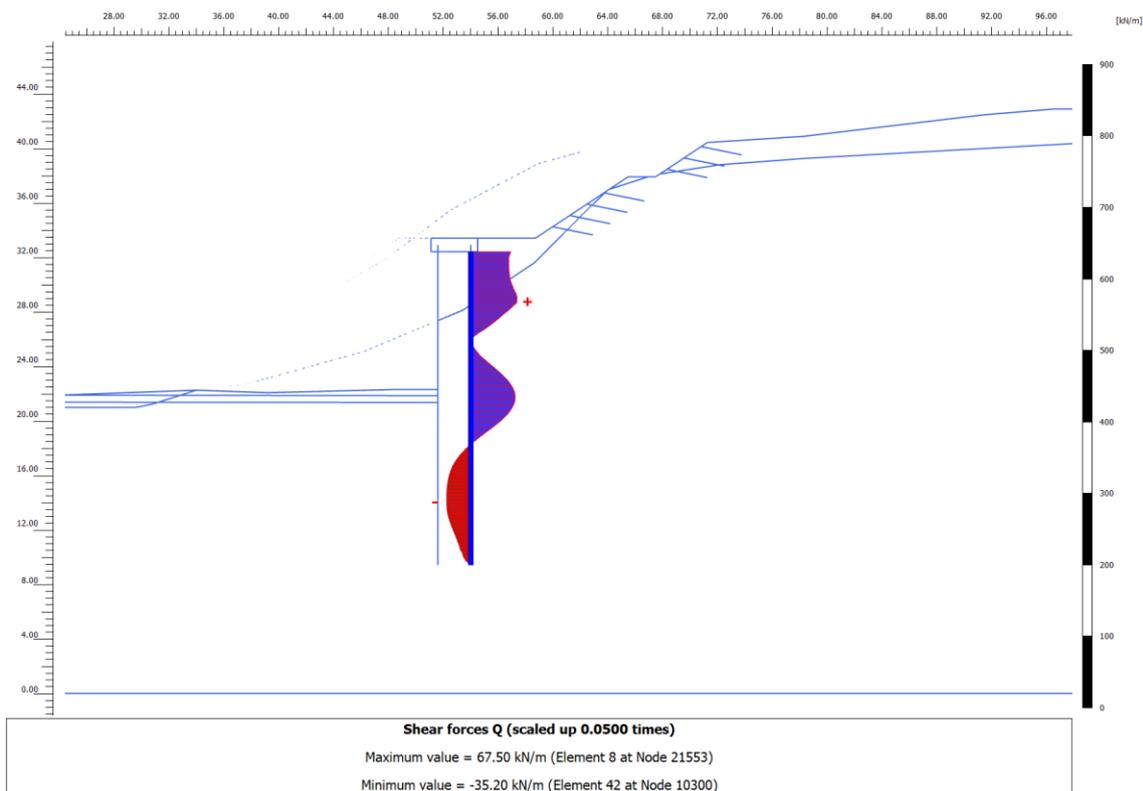


Figura 24. Taglio palo posteriore SLV

8.3.3 Verifiche di resistenza

8.3.3.1 Verifica pali paratia

Le caratteristiche di sollecitazione dei pali \varnothing 880 possono essere così riassunte

Palo Anteriore

	Comb. SLE Rara	Comb. SLU	Comb. SLV
N_{min} (kN)	524.00	524.00	720.50
M (kNm)	397.00	516.10	620.62
T (kN)	219.10	284.80	327.60

Palo Posteriore

	Comb. SLE Rara	Comb. SLU	Comb. SLV
N_{min} (kN)	329.10	329.10	-646.14
M (kNm)	494.30	642.60	841.30
T (kN)	115.00	150.00	148.50

I pali della fila Anteriore saranno armati con 24Ø22 come armatura longitudinale e spirale di armatura a taglio Ø12/20", copriferro netto spirale pari a 6 cm e calcestruzzo Rck 32/40 di classe esposizione XC2+XA2.

I pali della fila Posteriore saranno armati con 28Ø26 come armatura longitudinale e spirale di armatura a taglio Ø12/20", copriferro netto spirale pari a 6 cm e calcestruzzo Rck 32/40 di classe esposizione XC2+XA2.

PALI ANTERIORI

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	90.65	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333460	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	30.20	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	88.0	cm
Barre circonferenza:	24Ø22	(91.2 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	8.3	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	52400	51610	28480	0
2	72050	62062	32760	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	52400	39700

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N° Comb.	N	Mx
1	52400	39700 (30944)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N° Comb.	N	Mx
1	52400	39700 (30944)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.1	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	9.3	cm [deve essere < 30.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N° Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	52400	51610	52378	124211	2.407	19.4	---	---	91.2 (18.2)
2	S	72050	62062	72051	128312	2.067	18.3	---	---	91.2 (18.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N° Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	44.0	0.00232	35.7	-0.00783	-35.7
2	0.00350	44.0	0.00237	35.7	-0.00737	-35.7

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm²/m	[Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm²/m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vwd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
bw z	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
Ctg	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Acw	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Ast	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	AST
1	S	28480	150741	67369	75.6 60.9	2.500	1.048	4.8
2	S	32760	154216	66483	77.1 60.1	2.500	1.065	5.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	75.3	-44.0	0.0	44.0	-1355	35.7	20.8	1740	34.2	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00081	0.00056		0.50	0.60	0.000407 (0.000407)	435	0.177 (990.00)	30944

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	75.3	-44.0	0.0	44.0	-1355	35.7	20.8	1740	34.2	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00081	0.00056		0.50	0.60	0.000407 (0.000407)	435	0.177 (0.30)	30944

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	75.3	-44.0	0.0	44.0	-1355	35.7	20.8	1740	34.2	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00081	0.00056		0.50	0.40	0.000407 (0.000407)	435	0.177 (0.20)	30944

PALO POSTERIORE

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30 daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	90.65 daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	333460 daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	30.20 daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00 daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00 daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0 daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	88.0	cm
Barre circonferenza:	28Ø26	(148.7 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	8.5	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	32910	64260	15000	0
2	-64614	84130	14850	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
---------	---	----

1 32910 49430

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	32910	49430 (32415)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	32910	49430 (32415)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 5.3 cm
Interferro massimo barre longitudinali: 7.9 cm [deve essere < 30.0]
Copriferro netto minimo staffe: 6.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	32910	64260	32898	177205	2.758	16.5	---	---	148.7 (18.2)
2	S	-64614	84130	-64644	157757	1.875	20.5	---	---	148.7 (18.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	44.0	0.00242	35.5	-0.00661	-35.5
2	0.00350	44.0	0.00223	35.5	-0.00835	-35.5

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

N.Bracci staffe: 2
Area staffe/m : 11.3 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm²/m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw|z Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Braccio coppia interna
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast
1	S	15000	148296	65066	78.3 58.8	2.500	1.030	2.6
2	S	14850	144523	67642	75.6 61.1	2.500	1.000	2.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	73.1	-44.0	0.0	44.0	-1345	35.5	21.3	1858	58.4	---

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm Distanza massima in mm tra le fessure
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess. Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00080	0.00055		0.50	0.60	0.000404 (0.000404)	385	0.156 (990.00)	32415

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	73.1	-44.0	0.0	44.0	-1345	35.5	21.3	1858	58.4	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00080	0.00055		0.50	0.60	0.000404 (0.000404)	385	0.156 (0.30)	32415

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

1	S	73.1	-44.0	0.0	44.0	-1345	35.5	21.3	1858	58.4	----
---	---	------	-------	-----	------	-------	------	------	------	------	------

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00080	0.00055		0.50	0.40	0.000444 (0.000404)	385	0.171 (0.20)	32415

8.3.3.2 Verifica di stabilità globale

L'analisi di stabilità dell'insieme terreno-opera è stata effettuata sia in condizioni statiche che sismiche.

Come detto nel paragrafo precedente, in condizioni statiche è stato eseguito secondo l'approccio 1, combinazione 2: A2+M2+R2. In particolare in Plaxis deve risultare $FS = \text{resistenza disponibile} / \text{resistenza a rottura} = \text{valore di } \Sigma M_{sf} \text{ a rottura}$, cioè pari a $1.25 \times 1.1 = 1.375$. Mentre per la combinazione sismica si adotta M1 e $FS = 1.2$.

Dalle analisi e come riportato nelle figure sottostanti, i fattori di sicurezza desunti risultano tutti ampiamente maggiori verificati.

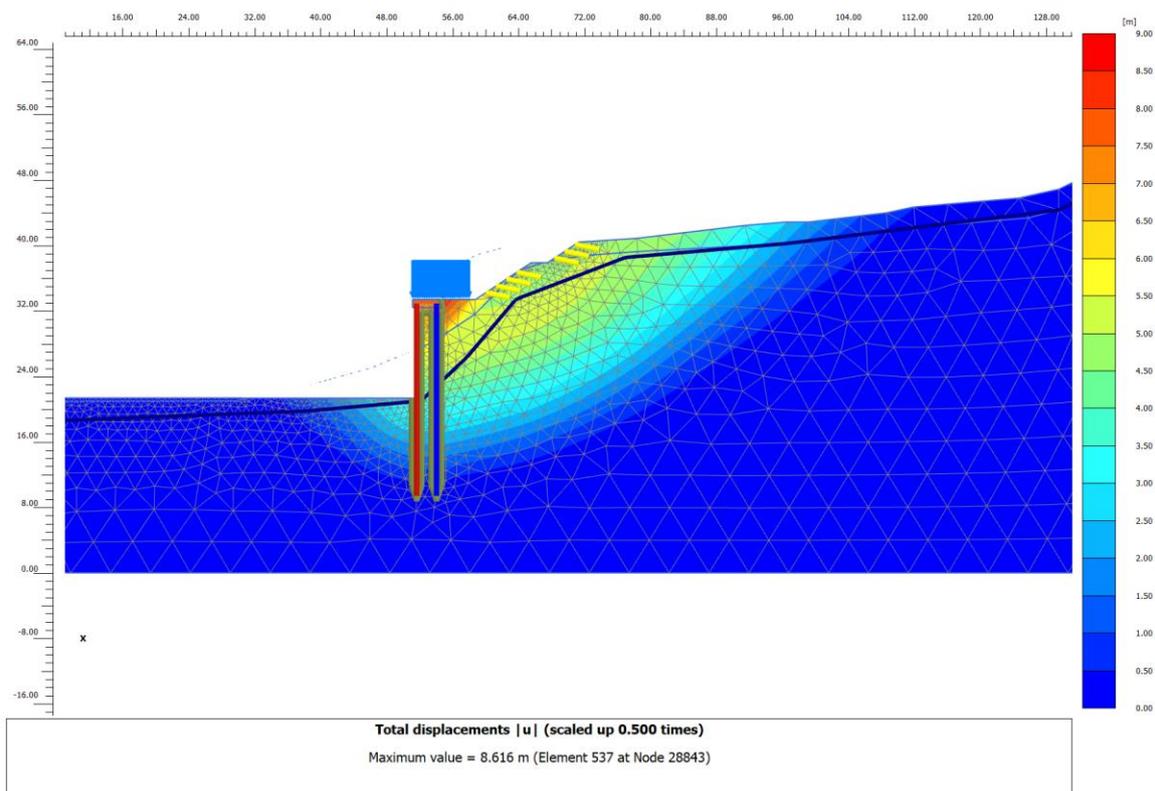


Figura 25. Verifica di stabilità globale Statica $F_s = 1,669$

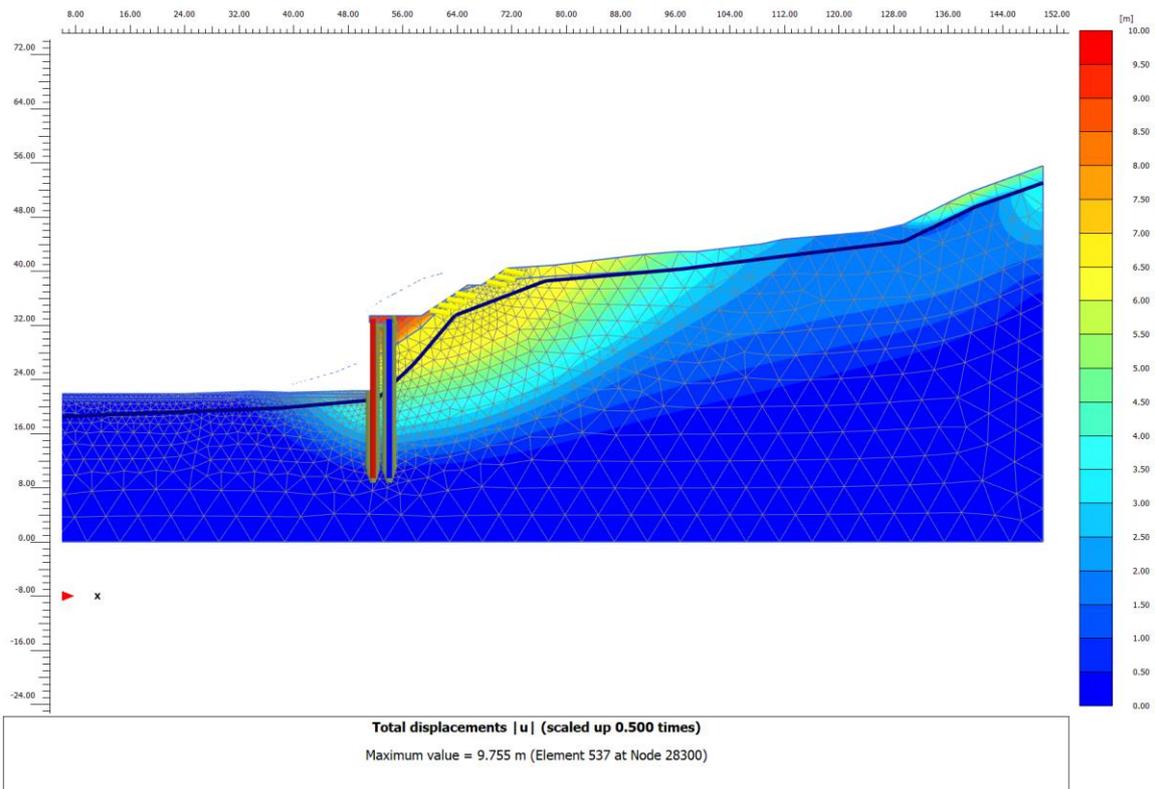


Figura 26. Verifica di stabilità globale Sismica $F_s = 1.650$

9 SEZIONE 15

La sezione di calcolo presa in esame è quella in cui la paratia presenta la massima altezza di scavo pari a 5.00 m tra intradosso piano viabile ed estradosso trave di coronamento. È costituita da una singola fila di pali di grande diametro $D=880$ mm posti ad interasse 1.10 m e lunghezza 11.0 m oltre alla trave di coronamento di dimensioni 1.0 x 1.0 m. In fase finale la paratia verrà rivestita mediante una controfodera in c.a. di pendenza 1/10. A monte è prevista una riprofilatura del versante mediante scarpate di inclinazione 2/3 (34°) intervallate da banche orizzontali. Per realizzare un consolidamento delle scarpate è previsto un intervento di Nail, mediante barre autoperforanti disposte con passo 1.5 m in verticale e 2.0 m in longitudinale e lunghezza 3.0 m. Solo sulla terza scarpata sono previste barre su n°4 ordini di lunghezza 6.0 m. La scarpata è inoltre prevista rivestita con geocomposito, avente funzione antiersiva.

Sono inoltre previsti dreni sub orizzontali allo scopo di drenare le acque presenti nel versante e quindi evitare sovraspinte alla paratia stessa.

9.1 DISCRETIZZAZIONE DEL MODELLO 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.

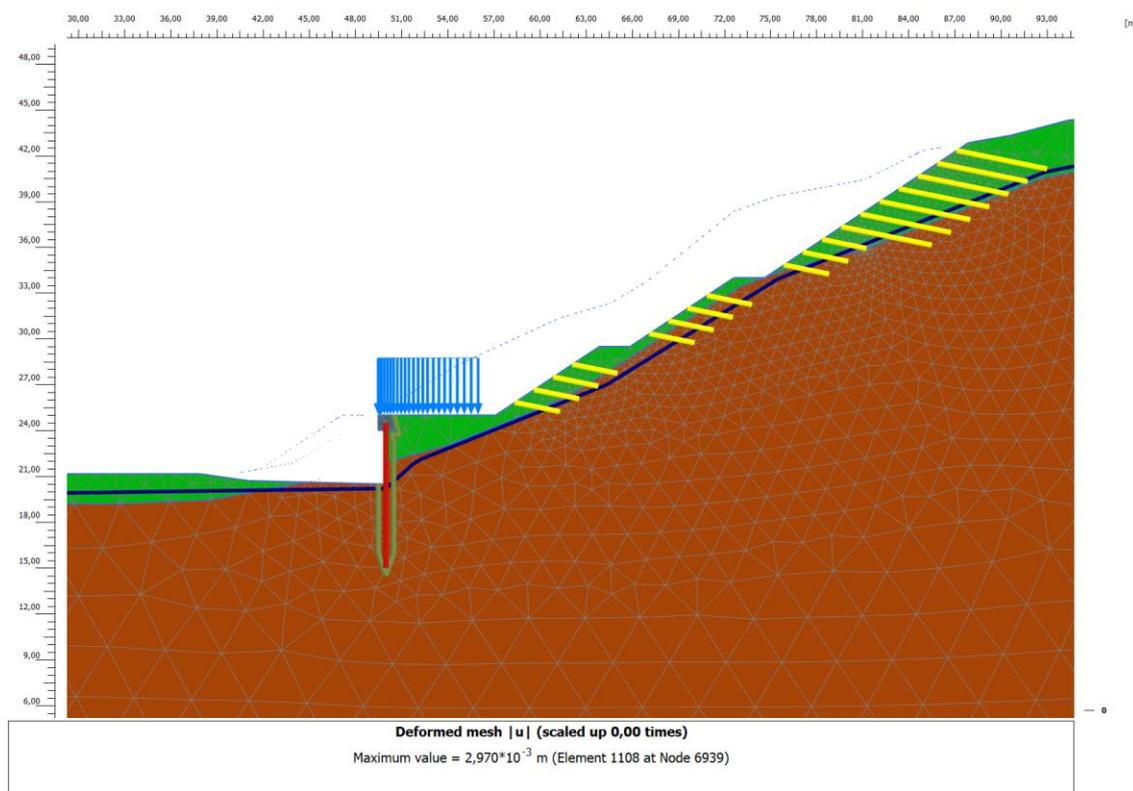


Figura 27. Discretizzazione del modello di calcolo

9.2 FASI DI CALCOLO

Il tipo di analisi utilizzato consente di riprodurre la storia della costruzione di opere geotecniche.

Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione le principali fasi previste durante la storia dell'opera. Quindi, il termine di ciascuna analisi rappresenta la condizione iniziale per la fase successiva.

Nel seguito si illustrano le fasi di calcolo mostrando la configurazione geometrica del modello per le principali fasi dell'analisi. I risultati delle analisi saranno riportati nel capitolo successivo.

Fase 1. Inizializzazione geostatica

Fase 2. Plastic step per riequilibrio delle forze;

Fase 3. Riprofilatura del versante per realizzare piano lavoro attrezzatura pali, con inserimento barre autopercoranti con funzione di consolidamento

Fase 4. Realizzazioni paratia di pali D=880 mm e trave di coronamento. Inserimento sovraccarico per simulare mezzi di cantiere da 10 kPa

Fase 5. Scavo fino a intradosso piano viabile ed abbassamento falda per effetto drenaggio pali

Fase 6. Verifica di stabilità globale statica, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (φ' - c' *reduction method*) fino al collasso del sistema geotecnico, verificando un fattore di sicurezza globale maggiore di 1.375, per il caso statico SLU GEO in riferimento alla Fase 5.

Fase 7. Azione sismica di progetto

Fase 8. Verifica di stabilità globale sismica, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (φ' - c' *reduction method*) fino al collasso del sistema geotecnico, verificando un fattore di sicurezza globale maggiore di 1.20, per il caso sismico SLV.

Le principali fasi di calcolo sono rappresentate nelle seguenti immagini.

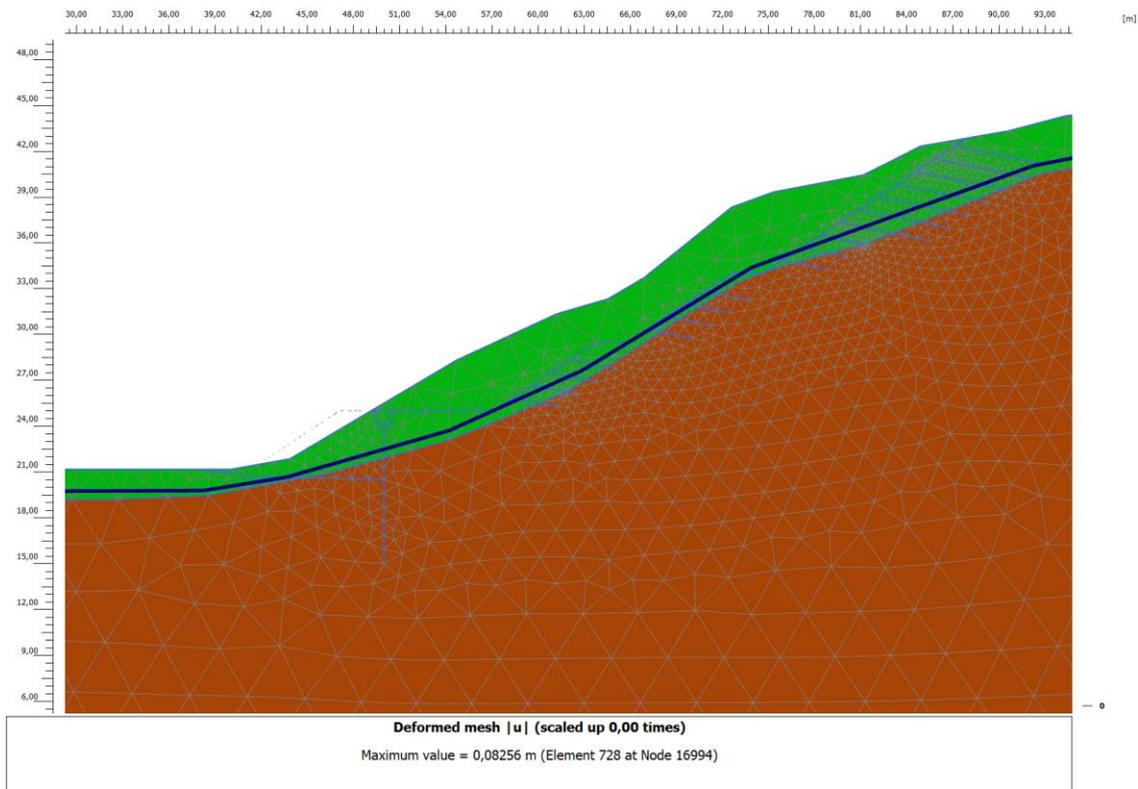


Figura 28. inizializzazione geostatica

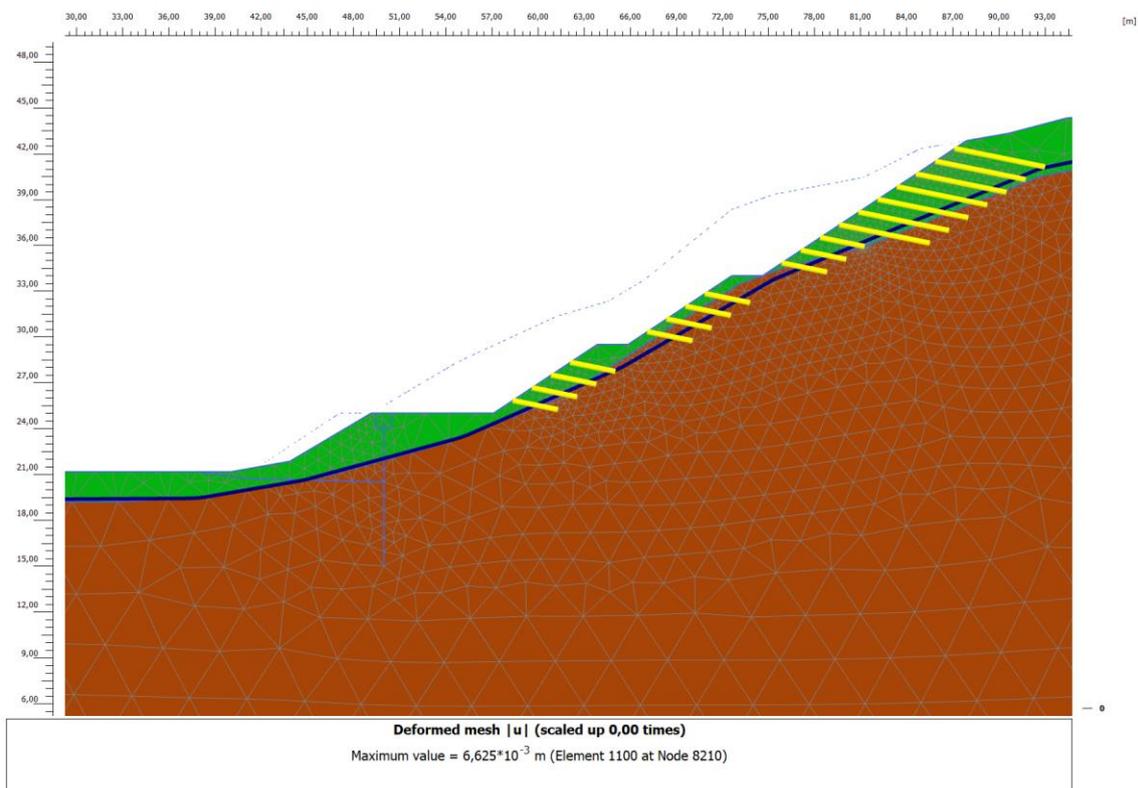


Figura 29: Sbancamento versante e inserimento barre di consolidamento

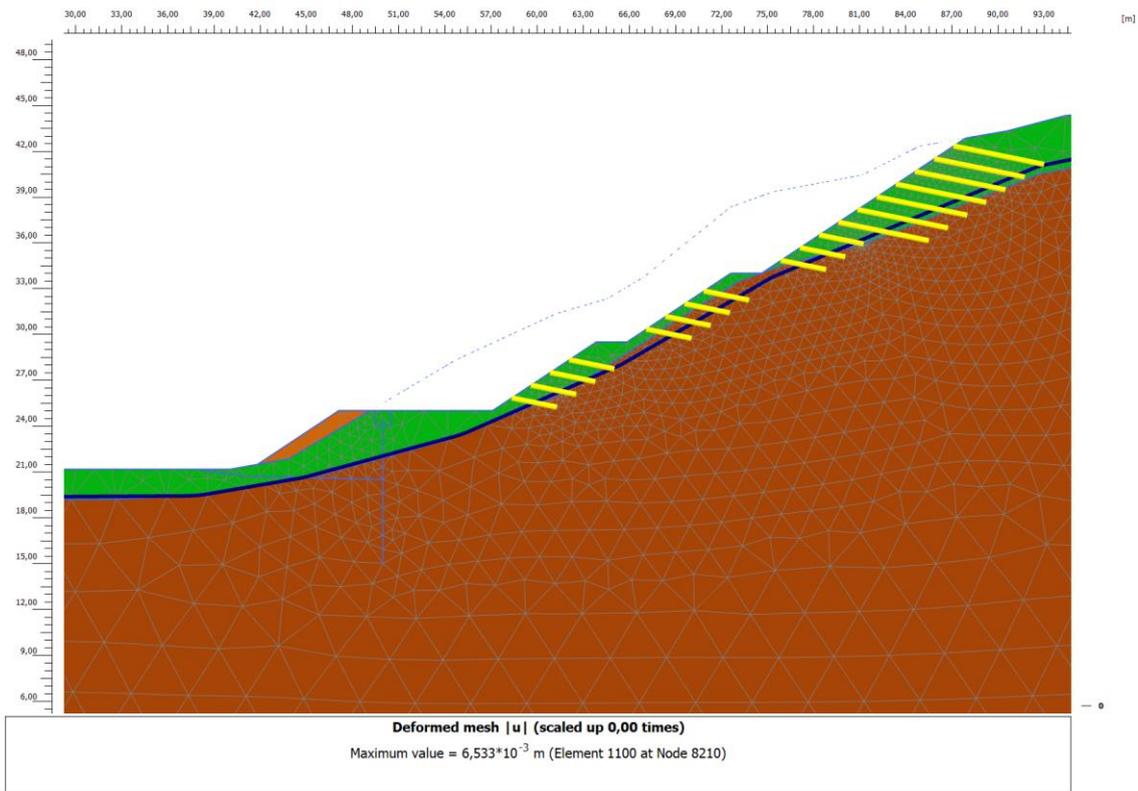


Figura 30: Profilatura versante

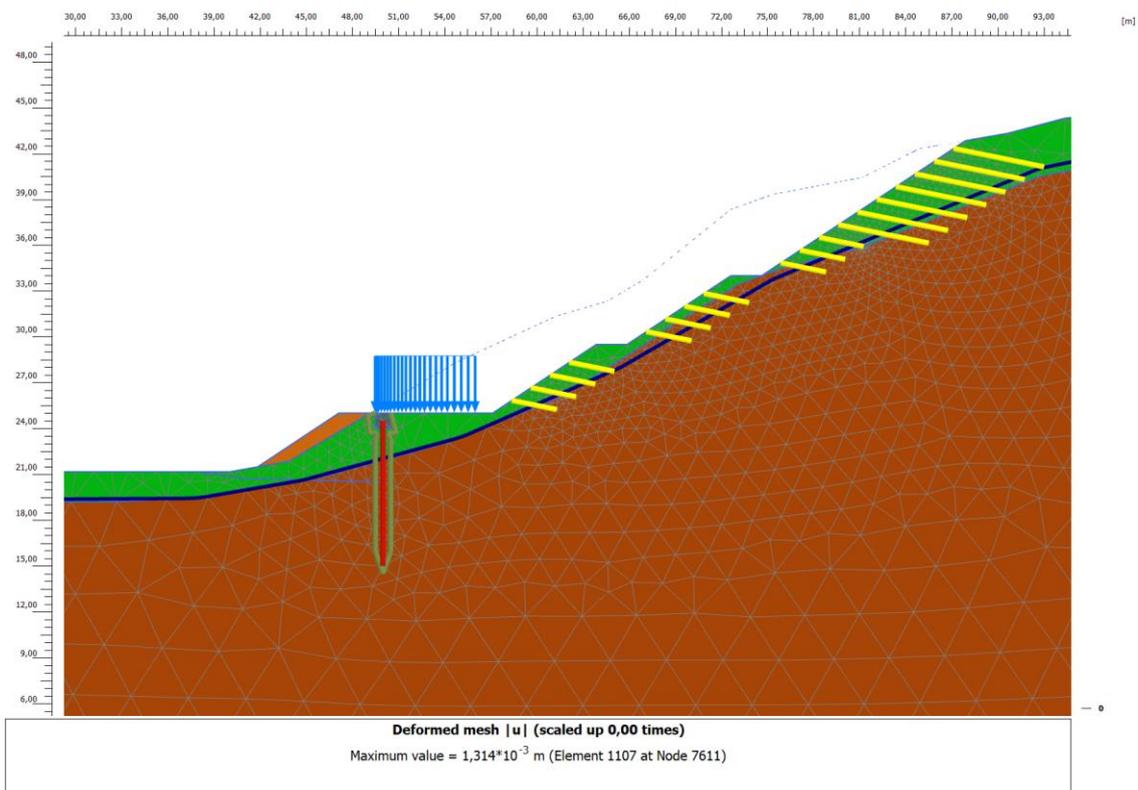


Figura 31: Realizzazione paratia + sovraccarico $q=10$ kPa

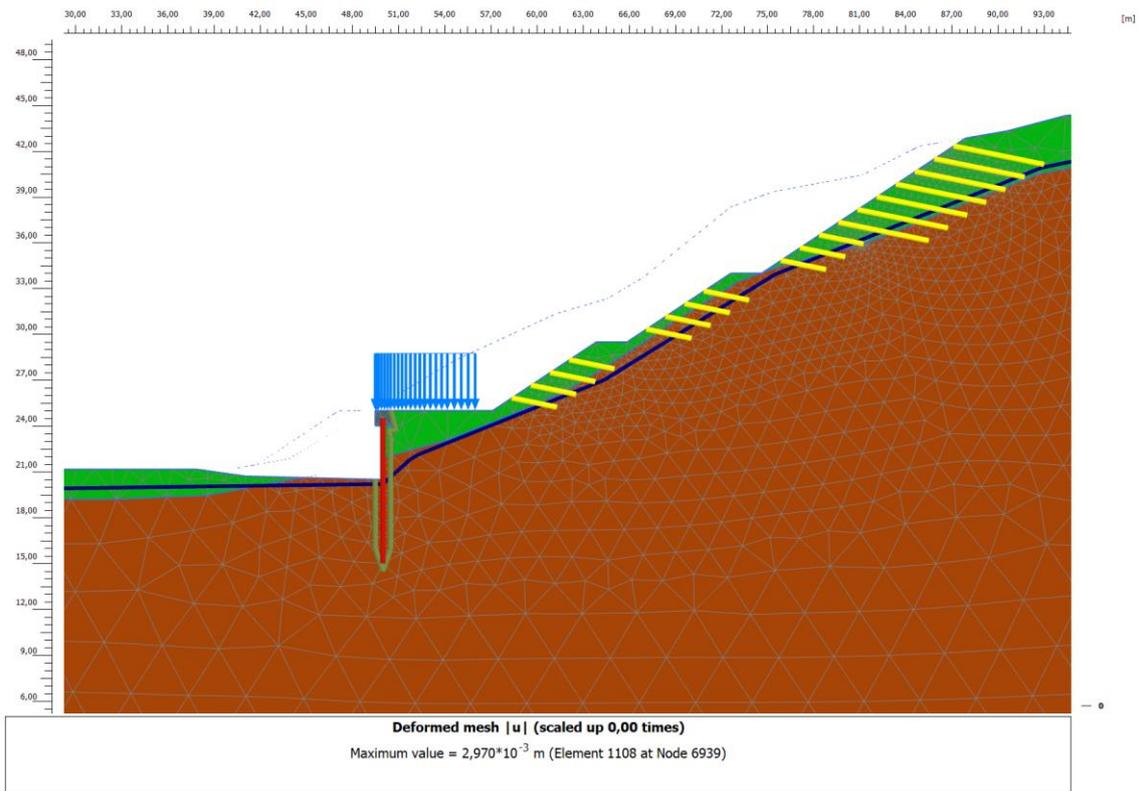


Figura 32: Quota fondo scavo

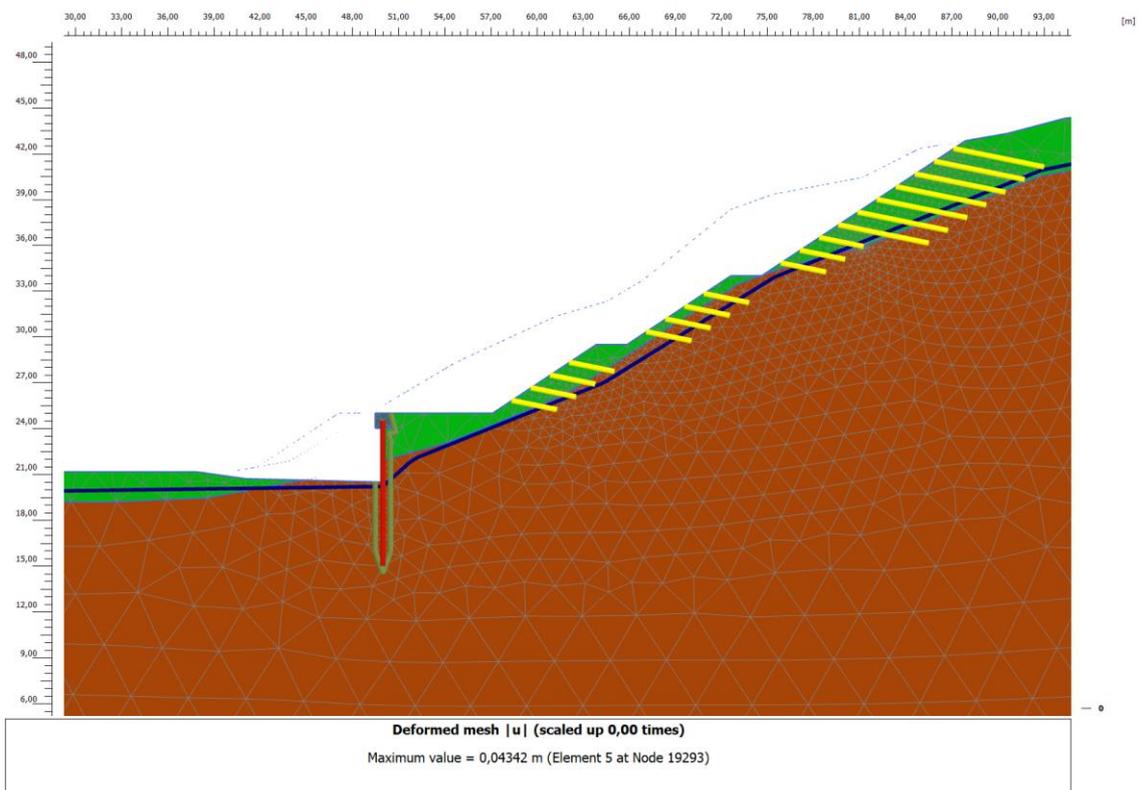


Figura 33: Sismica

9.3 RISULTATI E VERIFICHE

Gli esiti delle analisi sulla sezione di calcolo, ha consentito sia una verifica globale del sistema geotecnico struttura-terreno, sia una verifica di dettaglio degli elementi strutturali.

Saranno espone nel seguito con le seguenti modalità:

- Esposizione del campo di spostamenti del volume di terreno coinvolto dallo scavo;
- Diagrammi delle sollecitazioni derivanti dall'analisi, per le più significative fasi esecutive e/o di esercizio;
- Esposizione delle verifiche di resistenza;
- Esposizione della verifica di stabilità globale dell'opera.

9.3.1 Spostamenti

Si riportano di seguito gli spostamenti calcolati in condizioni statiche

Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuate in termini di spostamenti sollecitazioni negli elementi strutturali. Gli spostamenti massimi rilevati sui pali sono pari a circa 9.6 mm, risultano compatibili l'equilibrio della struttura e sua regolare funzionalità in esercizio.

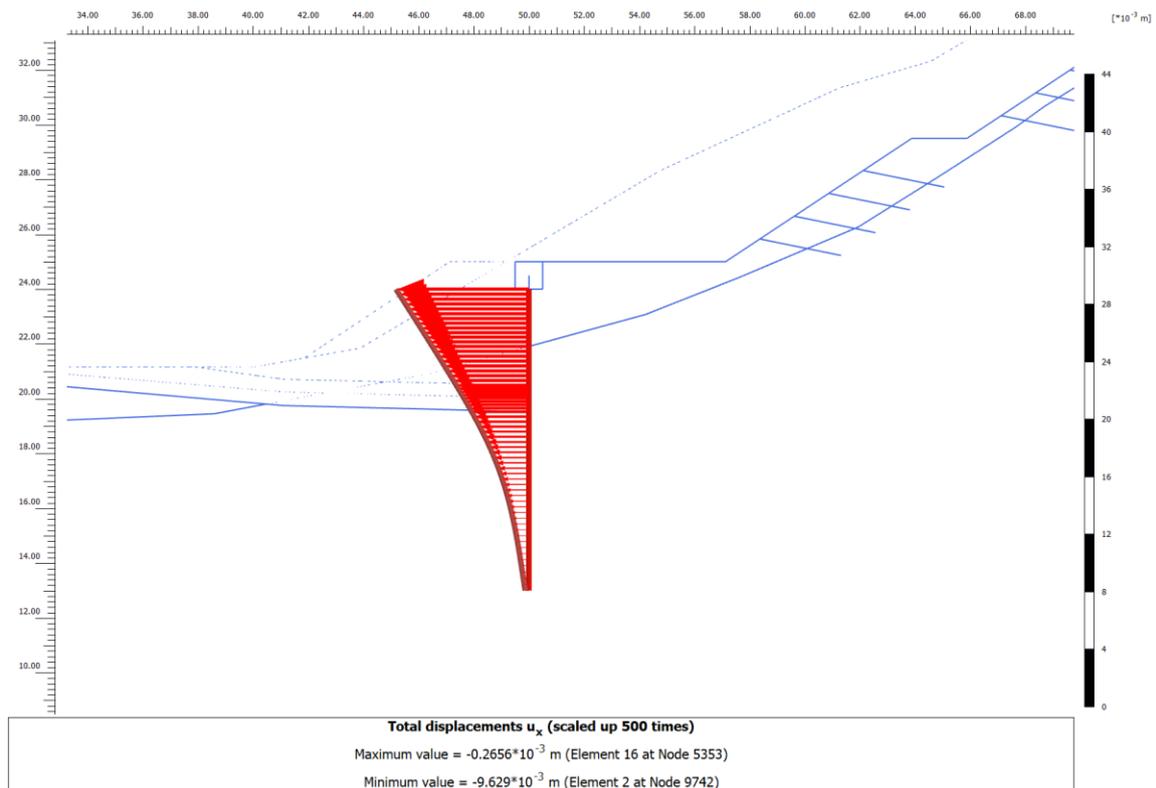


Figura 34. Deformazione dei pali a quota fondo scavo

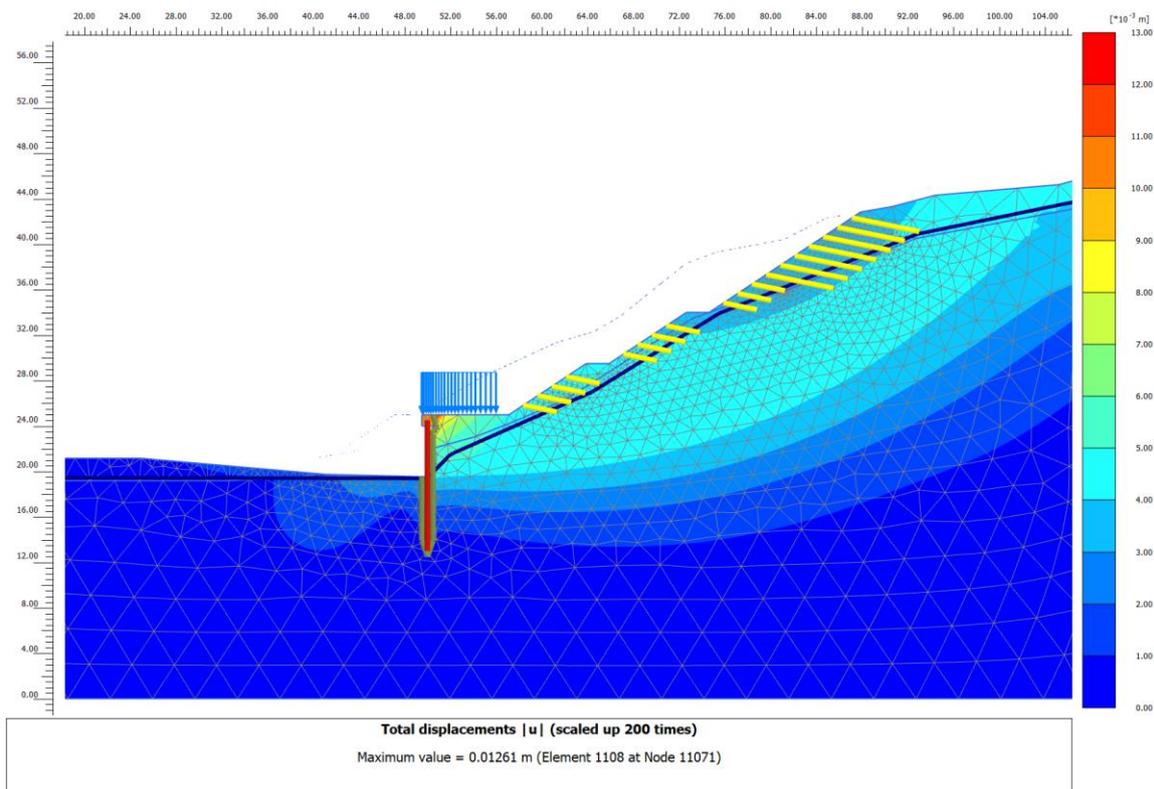


Figura 35. Spostamenti orizzontali intero modello

9.3.2 Sollecitazioni su elementi strutturali

In accordo con la normativa vigente, le verifiche degli elementi strutturali sono condotte agli SLU, combinazione STR (A1+M1+R1), verificando che le sollecitazioni ricavate dalle analisi, amplificate per un coefficiente amplificativo di 1.30 risultano inferiori alle resistenze di progetto.

9.3.2.1 Sollecitazioni SLE Rare Pali

Le massime sollecitazioni nella combinazione SLE Rare risultano pari a SLE x interasse pali. Pertanto le sollecitazioni risultano:

$$M = 203.7 \times 1.1 = 224.1 \text{ Nm} \quad \text{Momento massimo pali SLE}$$

$$T = 108.3 \times 1.1 = 119.1 \text{ kN} \quad \text{Taglio massimo pali SLE}$$

$$N = 142.7 \times 1.1 = 157 \text{ kN} \quad \text{Sforzo Normale massimo pali SLE}$$

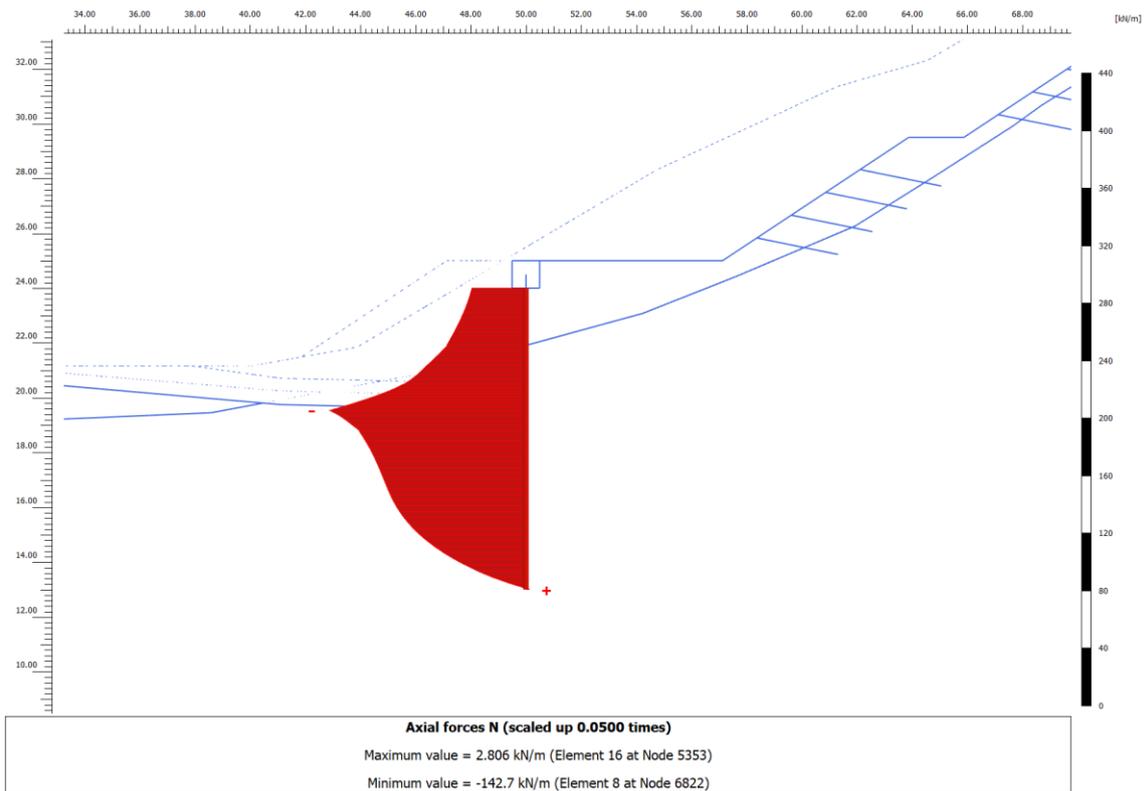


Figura 36. Sforzo Normale palo anteriore SLE

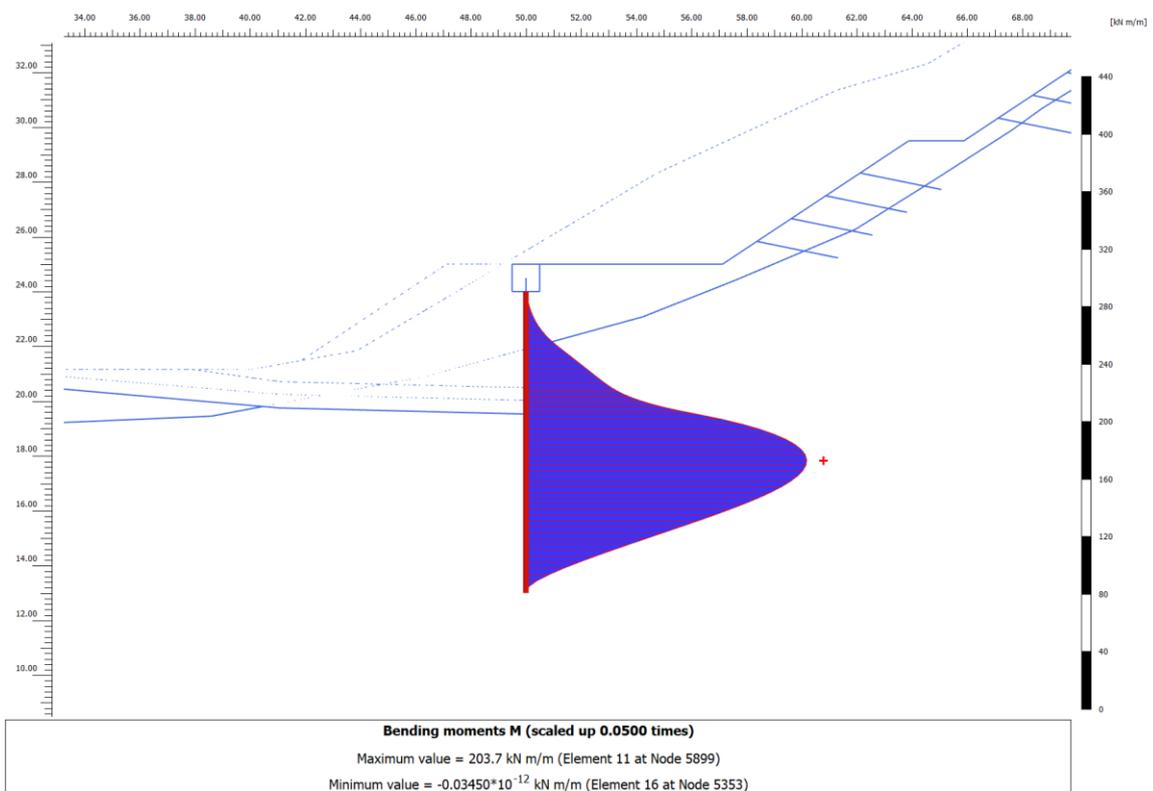


Figura 37. Momento palo anteriore SLE

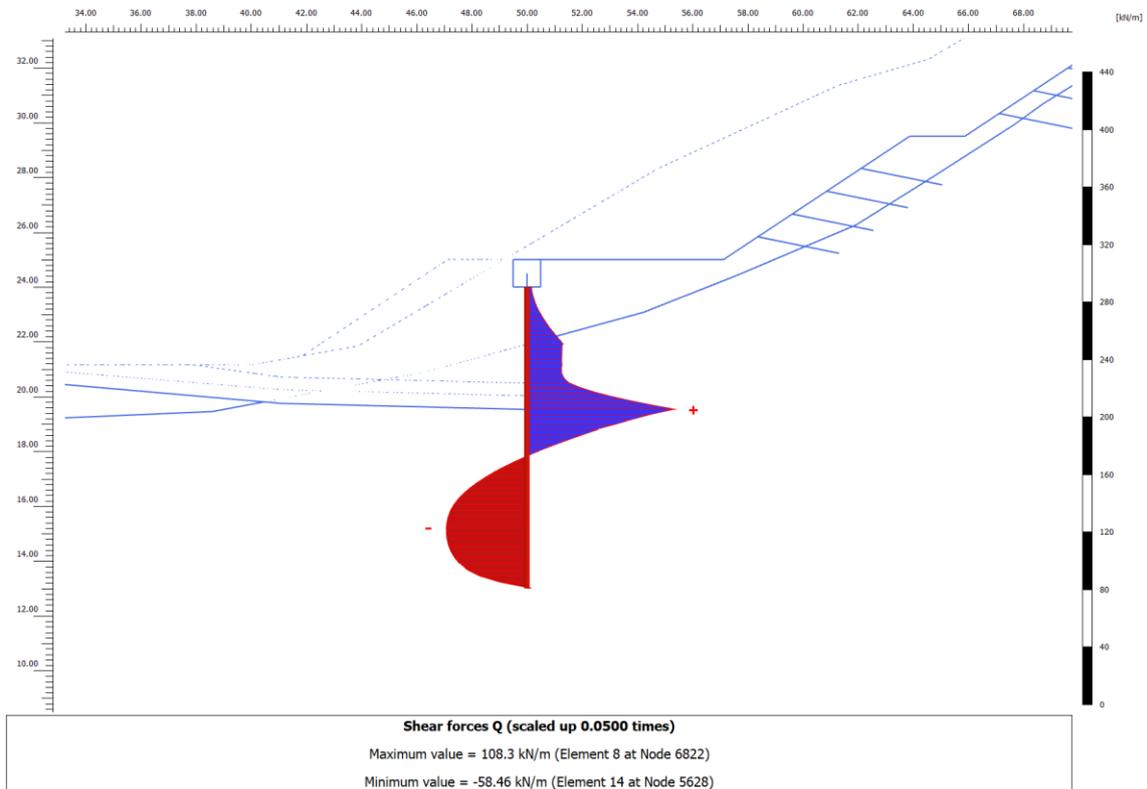


Figura 38. Taglio palo anteriore SLE

9.3.2.2 Sollecitazioni SLU Statiche Pali

Le massime sollecitazioni nella combinazione SLU statica risulta pari a SLE x 1.3 x interasse pali. Pertanto le sollecitazioni risultano:

$M = 224.1 \times 1.3 = 291.3 \text{ Nm}$	Momento massimo pali SLU
$T = 119.1 \times 1.3 = 154.8 \text{ kN}$	Taglio massimo pali SLU
$N = 157 \text{ kN}$	Sforzo Normale massimo pali SLU

9.3.2.3 Sollecitazioni SLV Pali

Le massime sollecitazioni nella combinazione SLV risultano pari a SLV x interasse pali. Pertanto le sollecitazioni risultano:

$M = 419.7 \times 1.1 = 461.70 \text{ Nm}$	Momento massimo pali SLV
$T = 187.7 \times 1.1 = 206.5 \text{ kN}$	Taglio massimo pali SLV
$N = 115.4 \times 1.1 = 126.9 \text{ kN}$	Sforzo Normale massimo pali SLV

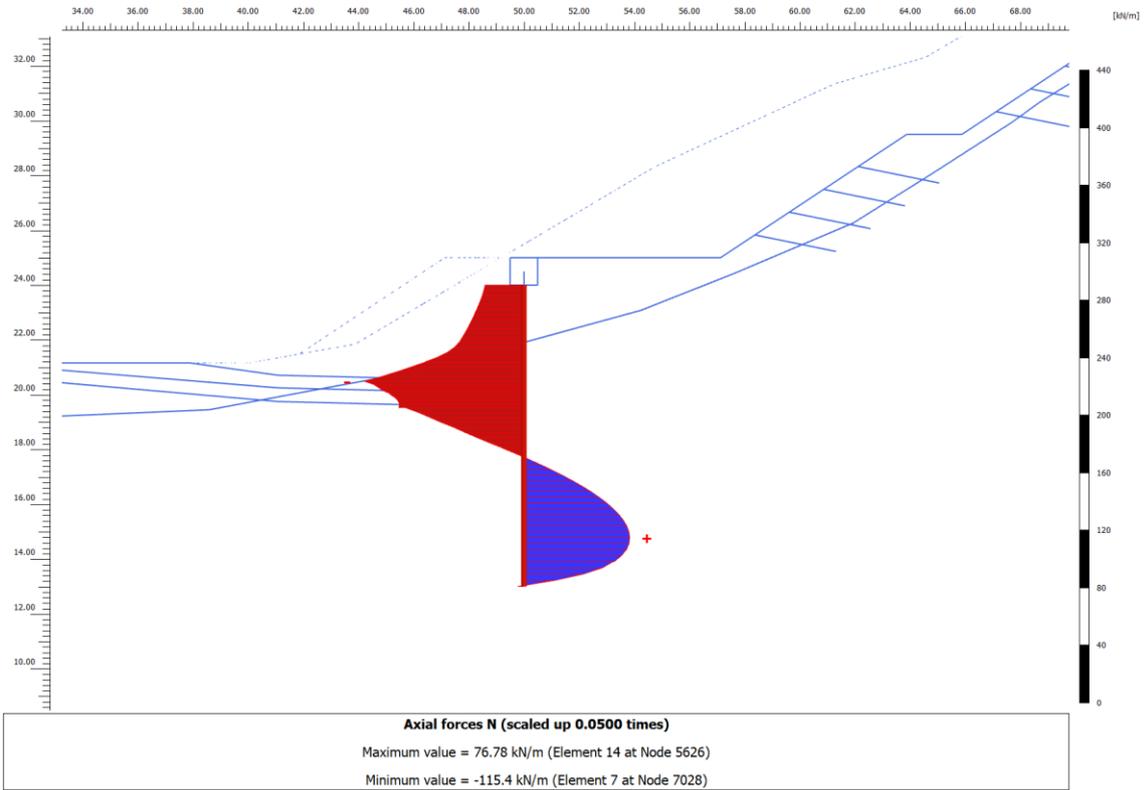


Figura 39. Sforzo Normale palo anteriore SLV

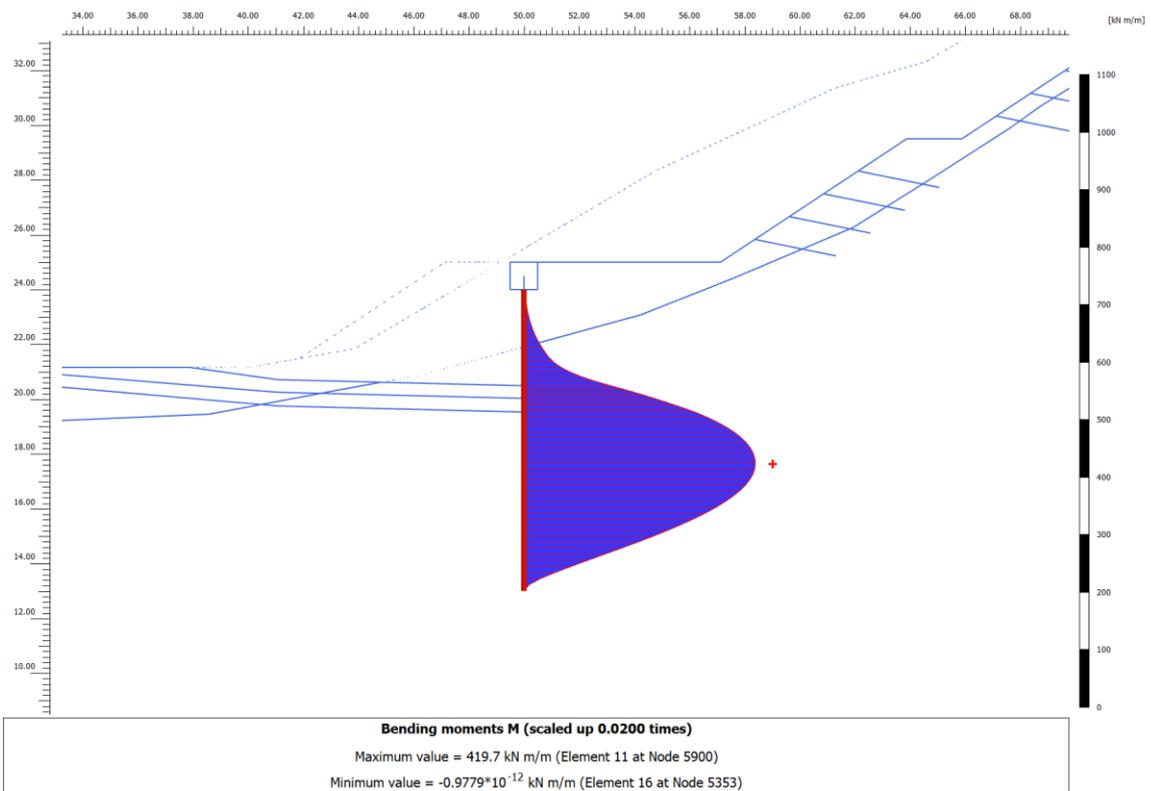


Figura 40. Momento palo anteriore SLV

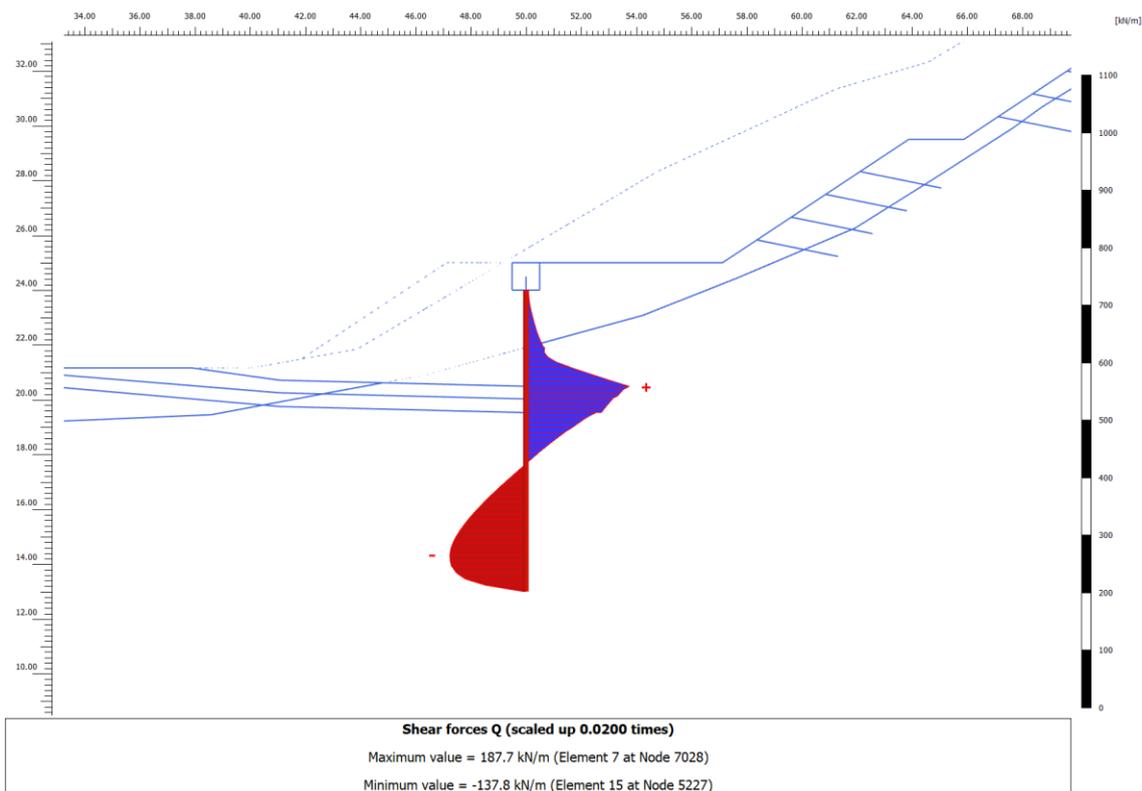


Figura 41. Taglio palo anteriore SLV

9.3.3 Verifiche di resistenza

9.3.3.1 Verifica pali paratia

Le caratteristiche di sollecitazione dei pali \varnothing 880 possono essere così riassunte

	Comb. SLE Rara	Comb. SLU	Comb. SLV
N_{min} (kN)	157	157	126.9
M (kNm)	224.1	291.3	461.7
T (kN)	119.1	154.8	206.5

I pali saranno armati con 20 \varnothing 20 come armatura longitudinale e spirale di armatura a taglio \varnothing 12/20", copriferro netto spirale pari a 6 cm e calcestruzzo Rck 32/40 di classe esposizione XC2+XA2.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto f_{cd} :	181.30	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta f_{cd}' :	90.65	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ϵ_{c2} :	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ϵ_{cu} :	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale E_c :	333460	daN/cm ²
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	30.20	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm ²

	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	88.0	cm
Barre circonferenza:	20Ø20	(62.8 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	8.2	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	15700	29130	15480	0
2	12690	46170	20650	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	15700	22410

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	15700	22410 (26479)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	15700	22410 (26479)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	9.2	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	11.2	cm [deve essere < 30.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	15700	29130	15697	85592	2.938	24.2	---	---	62.8 (18.2)
2	S	12690	46170	12664	84770	1.836	24.4	---	---	62.8 (18.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	44.0	0.00205	35.8	-0.01064	-35.8
2	0.00350	44.0	0.00203	35.8	-0.01078	-35.8

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm²/m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm²/m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast
1	S	15480	146314	70475	72.4 63.7	2.500	1.014	2.5
2	S	20650	146107	70562	72.5 63.8	2.500	1.012	3.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])

Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	50.9	-44.0	0.0	44.0	-1277	35.8	20.5	2067	28.3	---

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00074	0.00038		0.50	0.60	0.000383 (0.000383)	493	0.189 (990.00)	26479

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	50.9	-44.0	0.0	44.0	-1277	35.8	20.5	2067	28.3	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00074	0.00038		0.50	0.60	0.000383 (0.000383)	493	0.189 (0.30)	26479

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	50.9	-44.0	0.0	44.0	-1277	35.8	20.5	2067	28.3	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00074	0.00038		0.50	0.40	0.000383 (0.000383)	493	0.189 (0.20)	26479

9.3.3.2 Verifica di stabilità globale

L'analisi di stabilità dell'insieme terreno-opera è stata effettuata sia in condizioni statiche che sismiche.

Come detto nel paragrafo precedente, in condizioni statiche è stato eseguito secondo l'approccio 1, combinazione 2: A2+M2+R2. In particolare in Plaxis deve risultare FS = resistenza disponibile/resistenza a rottura = valore di Σ Msf a rottura, cioè pari a $1.25 \times 1.1 = 1.375$. Mentre per la combinazione sismica si adotta M1 e FS = 1.2.

Dalle analisi e come riportato nelle figure sottostanti, i fattori di sicurezza desunti risultano tutti ampiamente maggiori verificati.

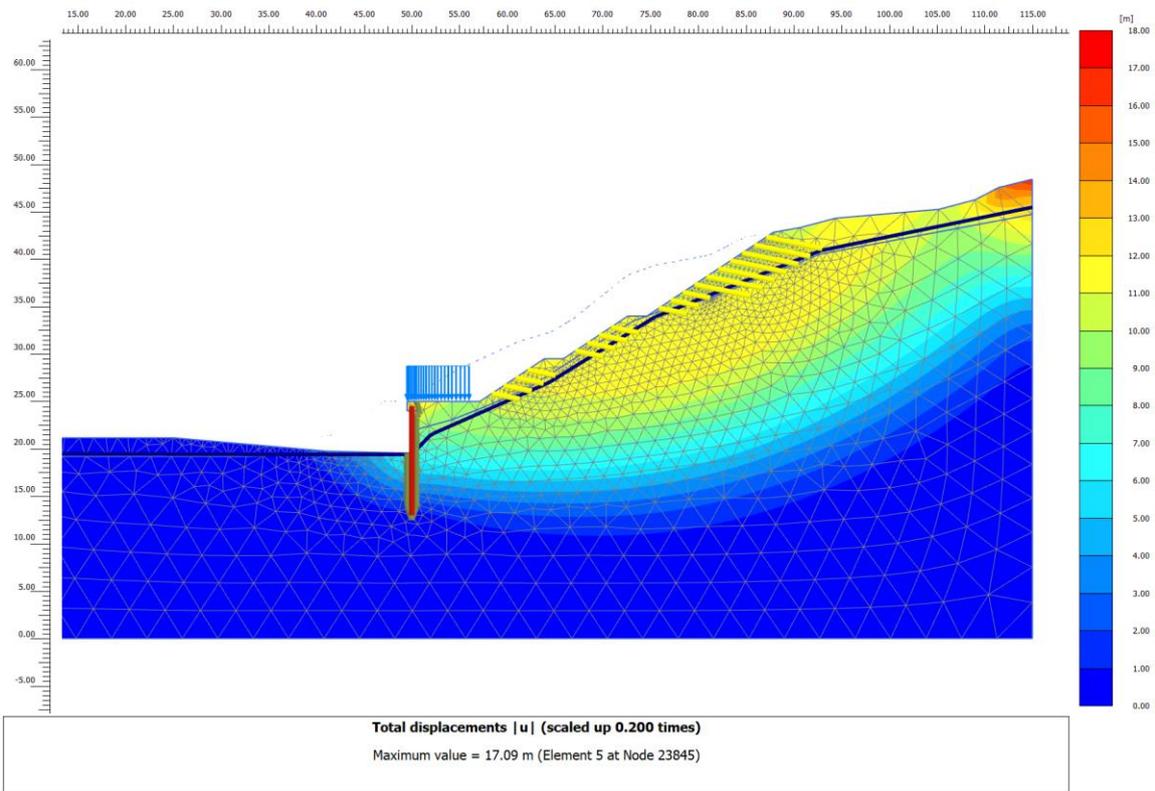


Figura 42. Verifica di stabilità globale Statica $F_s=1.859$

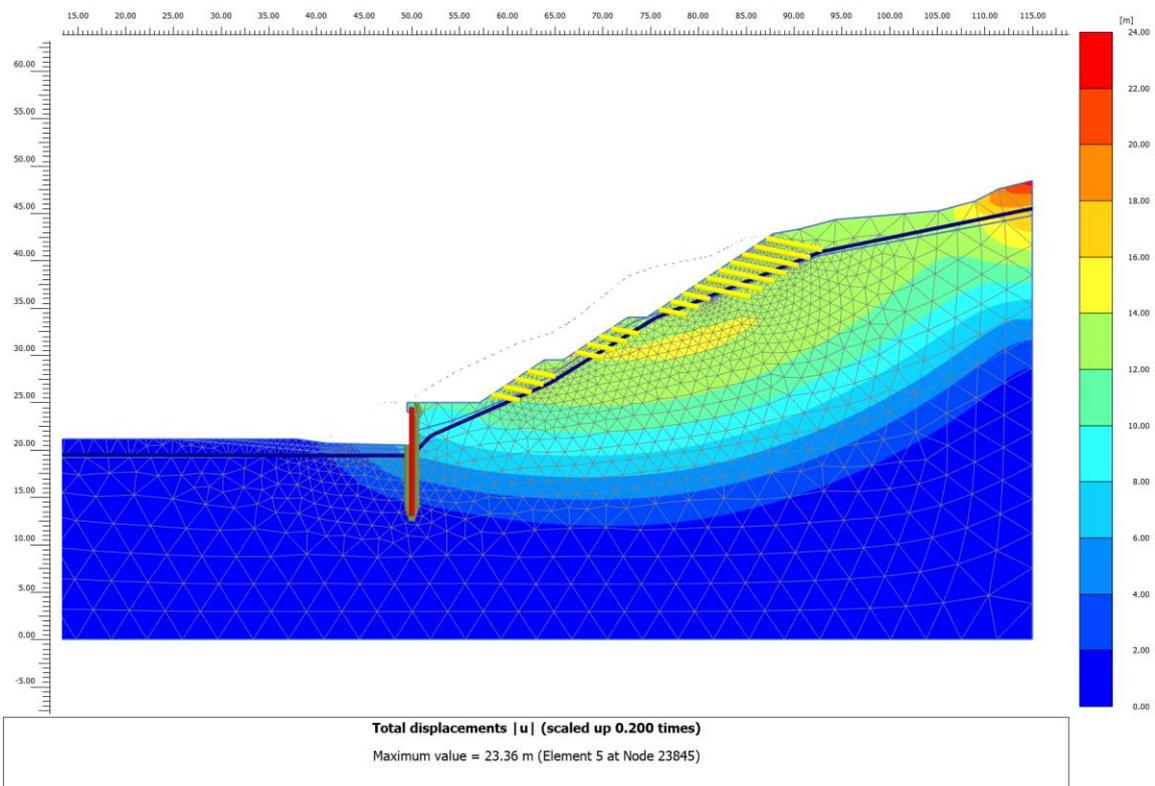


Figura 43. Verifica di stabilità globale Sismica $F_s=1.764$

10 VERIFICHE BARRE D'ANCORAGGIO

In progetto sono previste barre di lunghezza $L=3.0$ m e $L=6.0$ m.

Di seguito si riportano le verifiche delle barre di ancoraggio, considerando solamente nella verifica l'armatura in acciaio della barra S460, tipo 30/11. Le caratteristiche della barra sono:

Diametro nominale esterno	30 mm
Diametro nominale interno	11 mm
Sezione effettiva	415 mm ²
Carico di rottura	326 kN
Resistenza caratteristica R_k	260 kN
Diametro punta	75 mm

Vengono considerate le sollecitazioni più gravose tra quelle desunte dalle due sezioni di calcolo 9 e 15, e riportate nella tabella seguente. Per determinare le sollecitazioni allo SLU si amplifica le sollecitazioni allo SLE x 1.3. Considerando il passo longitudinale pari a 2.0 m, risulta:

Barre L=3.0 m	Comb. SLE	Comb. SLU	Comb. SLV
N (kN/m)	4.73 / 4.07	6.15 / 5.30	6.92 / 10.82
N_d (kN)	9.50 / 8.14	12.3 / 10.6	13.84 / 21.64

Barre L=6.0 m	Comb. SLE	Comb. SLU	Comb. SLV
N (kN/m)	3.57	4.64	19.41
N_d (kN)	7.14	9.30	38.82

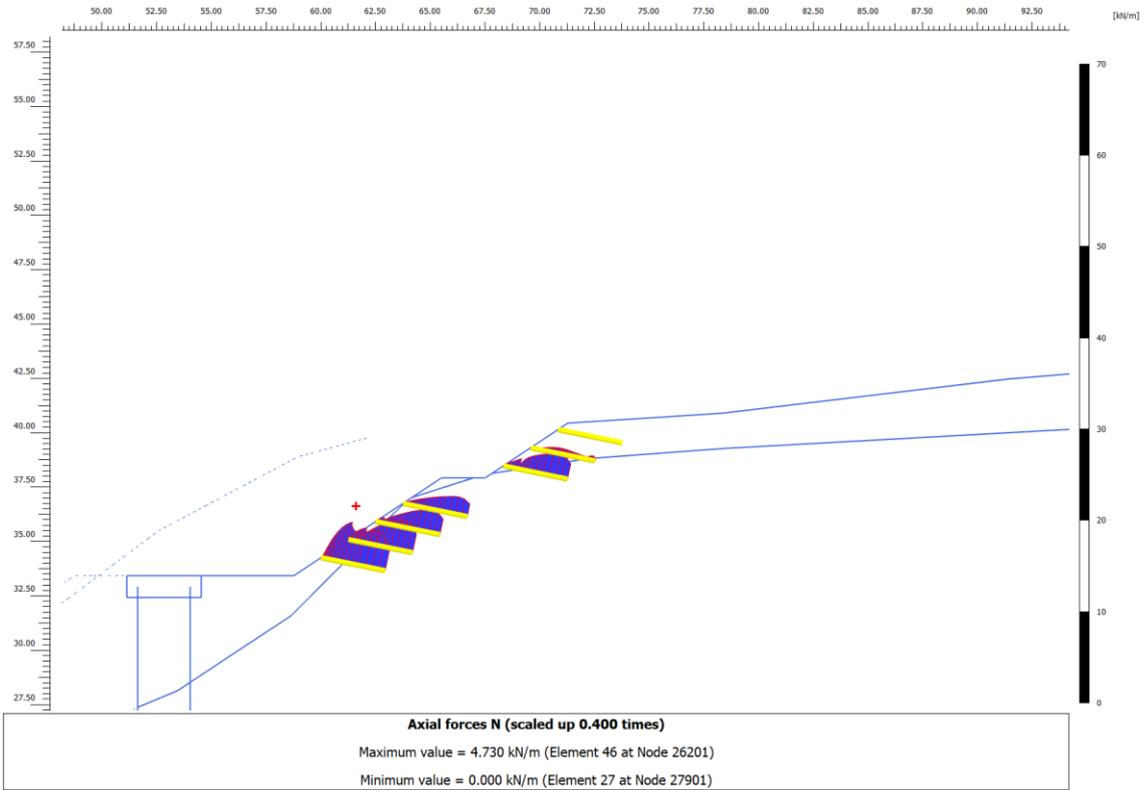


Figura 44. Sollecitazioni SLE barre di ancoraggio L=3m – Paratia a cavalletto

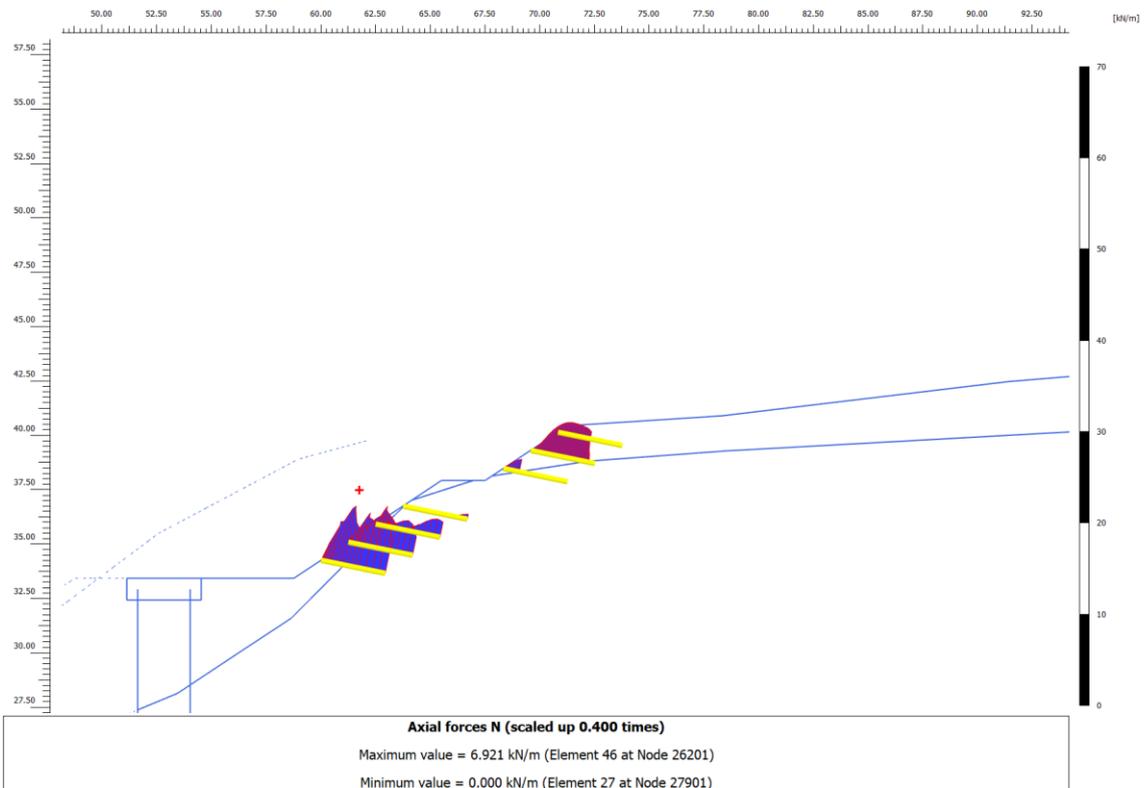


Figura 45. Sollecitazioni SLV barre di ancoraggio L=3m – Paratia a cavalletto

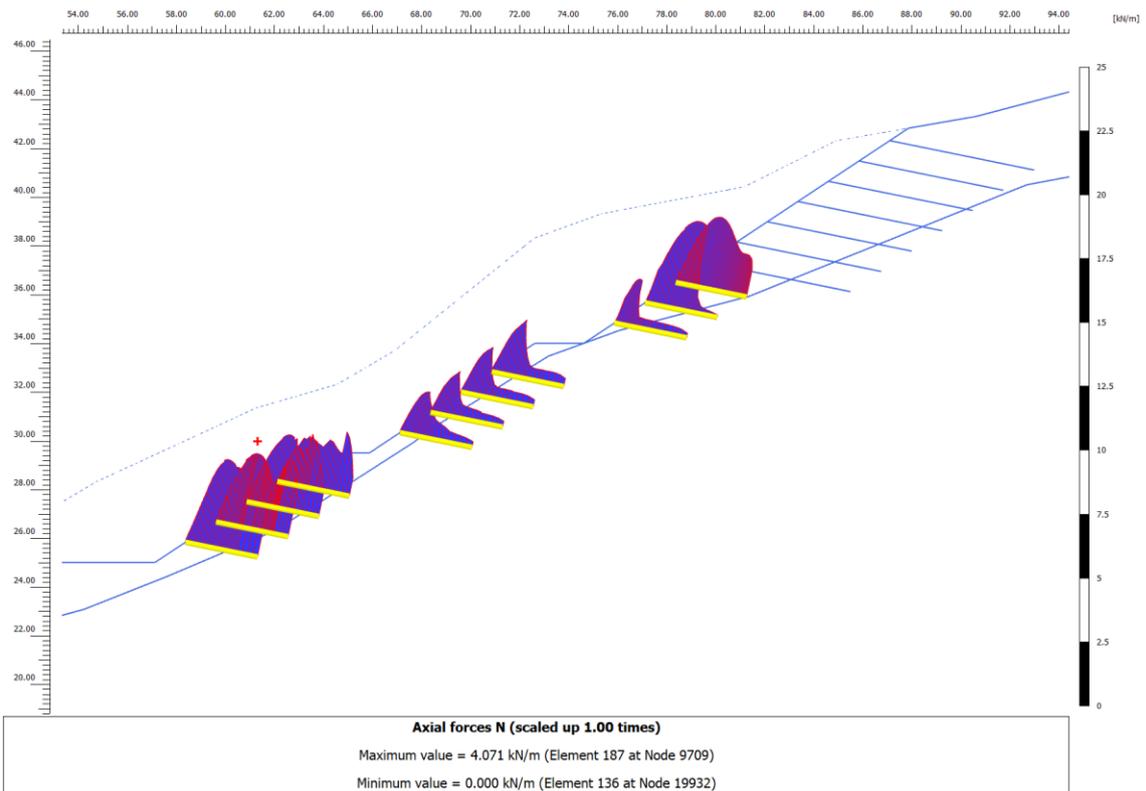


Figura 46. Sollecitazioni SLE barre di ancoraggio L=3m – Paratia singola

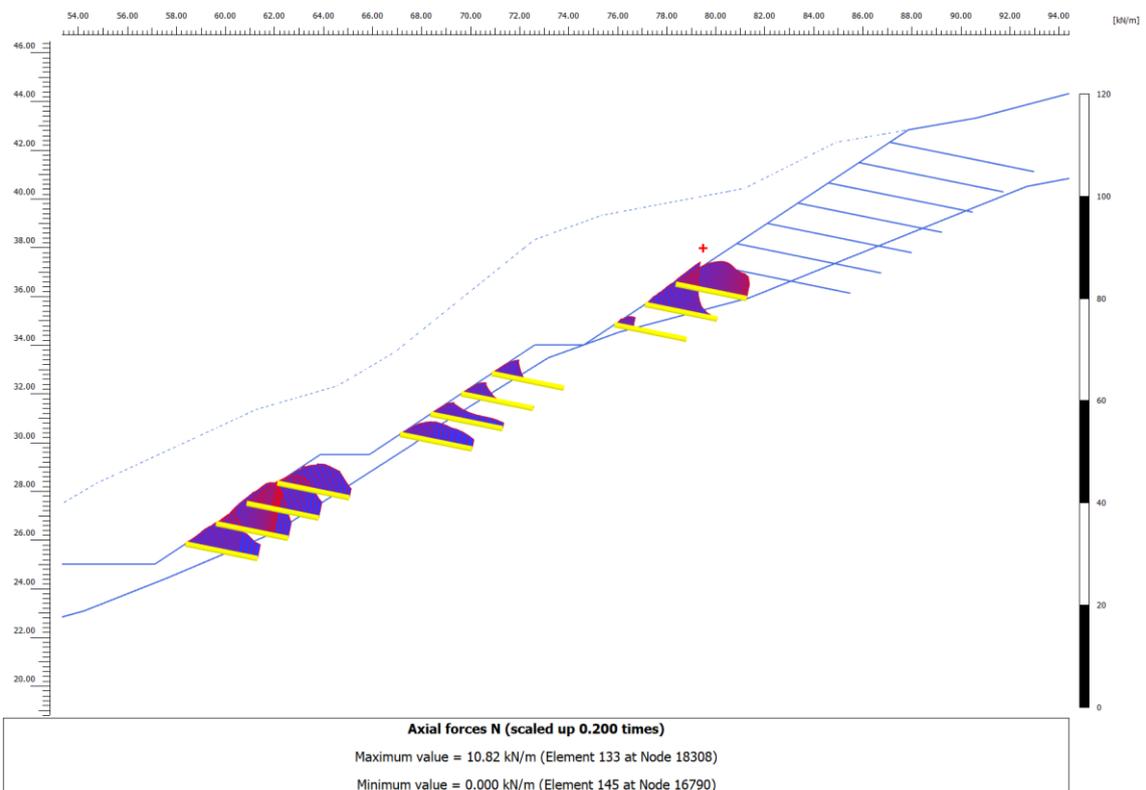


Figura 47. Sollecitazioni SLV barre di ancoraggio L=3m – Paratia singola

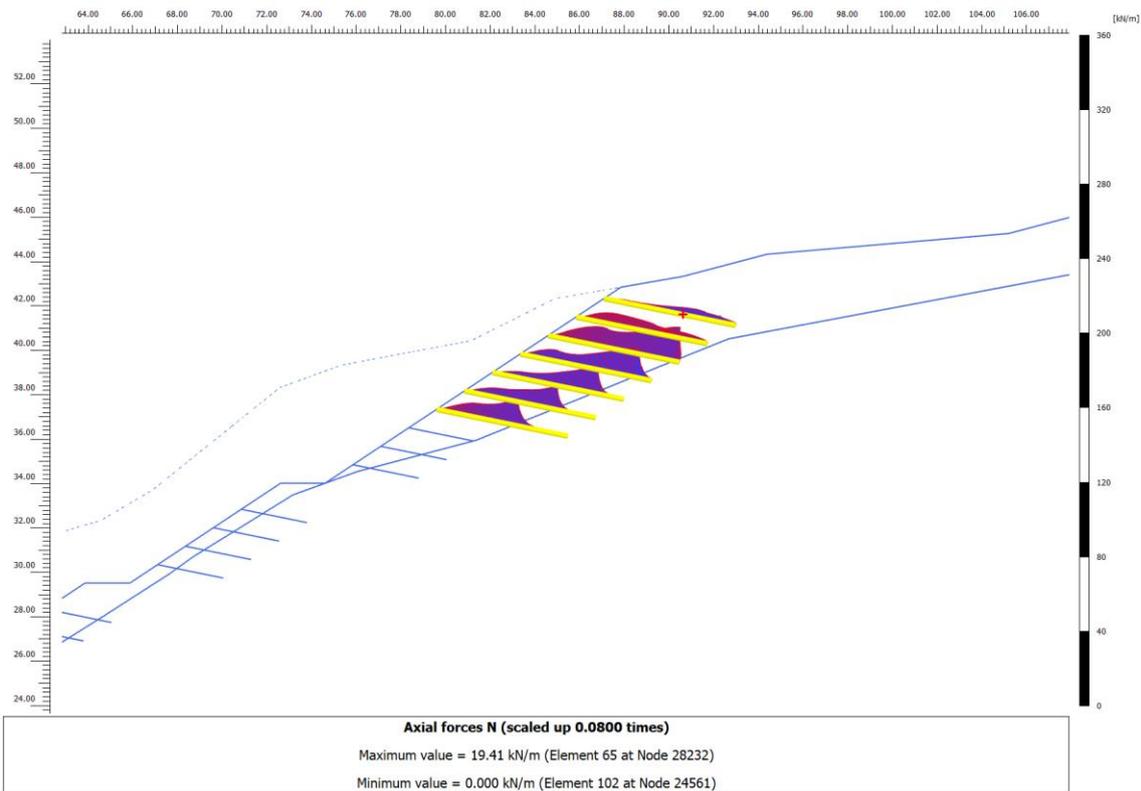


Figura 48. Sollecitazioni SLE barre di ancoraggio L=6m – Paratia singola

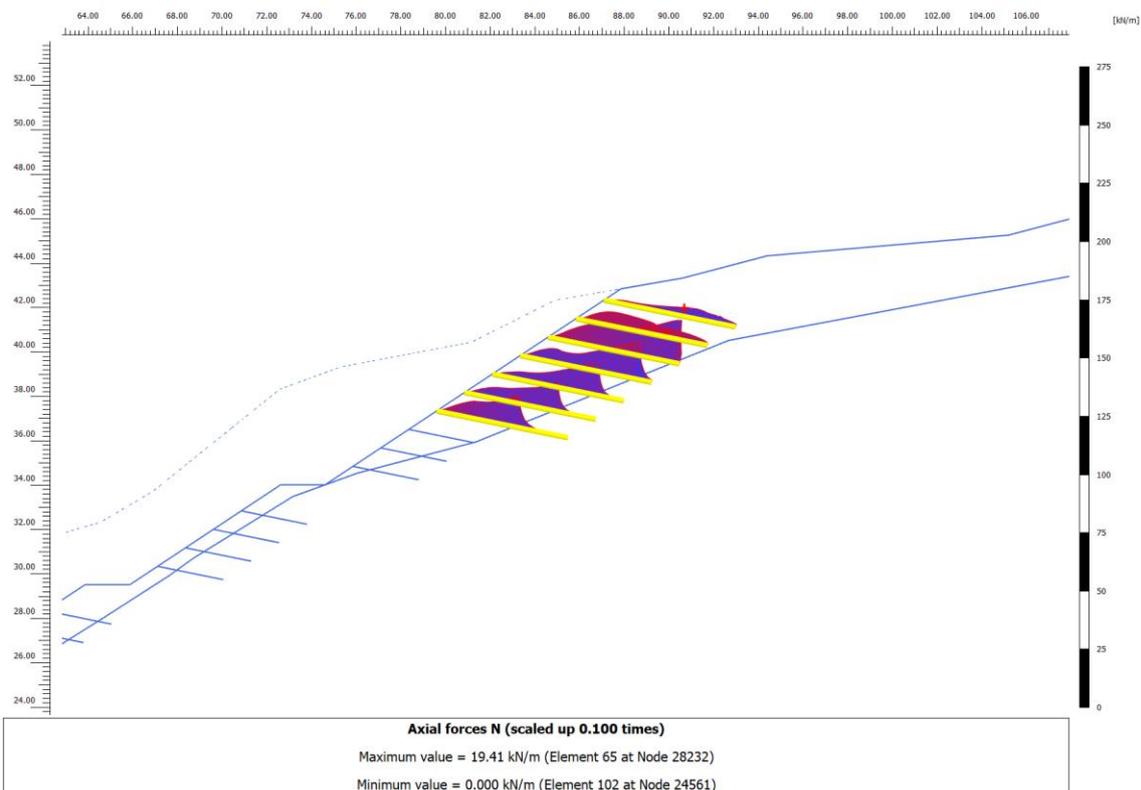


Figura 49. Sollecitazioni SLV barre di ancoraggio L=6m – Paratia singola

10.1 Verifiche a sfilamento - Trazione

La fondazione delle barre di ancoraggio aventi diametro di perforazione pari a 75 mm, sarà eseguito con riempimento di boiaccia cementizia dalla testa della barra stessa in avanzamento a media pressione.

La valutazione del tiro ultimo caratteristico per lo sfilamento del bulbo di fondazione, è stata effettuata con riferimento agli abachi proposti da Bustamante e Doix, (1985), per la determinazione della resistenza ultima laterale, mediante la seguente correlazione:

$$R_{LIM} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot s$$

In cui $D_s = \alpha \cdot d$, dove:

d è il diametro di perforazione che si considera da 0.075 m

α è un coefficiente maggiorativo che tiene conto della natura del terreno e del metodo di iniezione I.R.S. o I.G.U.

s è la resistenza tangenziale limite = τ_{lim}

L_b è la lunghezza del bulbo di fondazione.

In accordo alla normativa vigente, la verifica di resistenza viene effettuata con riferimento alla combinazione (A1+M1+R3). Pertanto il valore di progetto della resistenza (R_d) si ottiene applicando il fattore parziale γ_R (Tab.6.6.I) di seguito funzione del tipo di tirante: permanente o provvisorio. Oltre al fattore di correlazione ξ che dipende dal numero di verticali utili indagate (NTC 2018 – Tab.6.6.III). Nel caso in esame si considera pari 1.80, pari a n°1 verticale d'indagine.

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

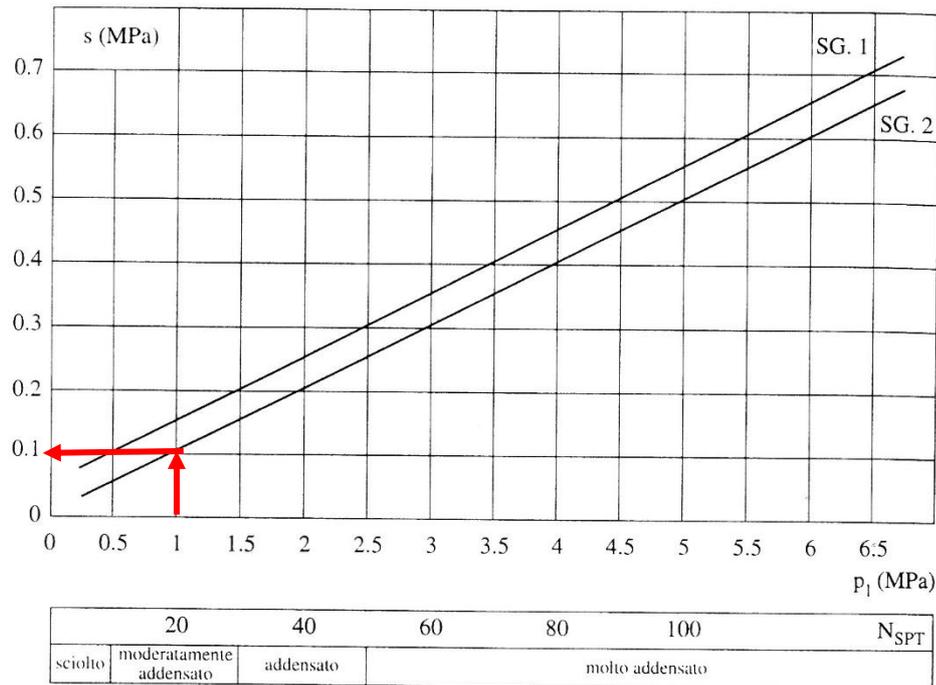
	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥5
ξ_{n3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{n4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Da cui $R_d = R_{LIM} / (\gamma_R \cdot \xi)$. In tutti i casi dovrà risultare $R_d > N_d$.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto con la resistenza di progetto R_{ad} . In particolare si considera che la fondazione d'ancoraggio sia tutta all'interno **l'Unità Ab – Depositi alluvionali dei piani terrazzati**. Si considera un N_{SPT} di riferimento pari a 20. Dal grafico seguente si un valore di resistenza tangenziale $s = 100$ kPa.



Valori del coefficiente α ($V_s = L_s \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$)

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1,2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1,8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcarì marnosi	1,8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcarì alterati o fratturati	1,8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

La verifica della fondazione della **barra a trazione** è stata condotta con il metodo degli stati limite ultimi considerando una lunghezza di calcolo $L_a = 2.0$ m e 5.0 m, cautelativamente ridotta di 1.00 m rispetto alla lunghezza reale. Il diametro di perforazione dei micropali è $D_p = 75$ mm. Pertanto la resistenza limite vale:

$$R_{LIM} = \pi \cdot D_p \cdot \alpha \tau_{lim} \cdot L_a = \pi \cdot 0.075 \cdot 120 \cdot 2.0 = 56.55 \text{ kN} \quad (\text{barra da 3 m})$$

$$R_{LIM} = \pi \cdot D_p \cdot \alpha \tau_{lim} \cdot L_a = \pi \cdot 0.075 \cdot 120 \cdot 5.0 = 141.40 \text{ kN} \quad (\text{barra da 6 m})$$

La verifica di resistenza viene effettuata con riferimento alla combinazione (A1+M1+R3). Pertanto il valore di progetto della resistenza (R_d) si ottiene applicando il fattore parziale $\gamma_{ST} = 1.20$ per tiranti definitivi ed il fattore di correlazione $\xi = 1.8$ previsto dalla normativa:

$$R_d = R_{LIM} / (\gamma_{ST} \cdot \xi) = 26.20 \text{ kN (barra da 3 m)}$$

$$R_d = R_{LIM} / (\gamma_{ST} \cdot \xi) = 65.50 \text{ kN (barra da 6 m)}$$

Risultando $R_d > N_d$, la verifica è soddisfatta.