



Autorità di Sistema Portuale  
del Mare di Sicilia Occidentale

Porti di Palermo,  
Termini Imerese, Trapani,  
Porto Empedocle

# AUTORITA' DI SISTEMA PORTUALE DEL MARE DI SICILIA OCCIDENTALE

PORTO DI PALERMO - Lavori di completamento per la messa in sicurezza del bacino  
di carenaggio 150.000 tpl - 1° lotto funzionale – CUP: I77G19000070007.

## PROGETTO DEFINITIVO

### PROGETTISTA E COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN PROGETTAZIONE:



via AUSONIA, 58 - 30015 CHIOGGIA (VE) Tel. (041)4967286

Progettista incaricato e coordinatore:  
*Cirillo Dott. Ing. FONTOLAN*

Iscritto all'ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI VENEZIA AL N. 2376

Firma: \_\_\_\_\_

### RUP:

Ing. Salvatore Acquista

### Progettazione specialistica:



viale LAZIO, 13 - 90144 PALERMO (PA) Tel. 0916251111

Responsabile commessa:  
*Guglielmo Dott. Ing. MIGLIORINO*



viale Vittorio Bottego, 8 - 43121 PARMA (PR) Tel. 05211551982

Responsabile commessa:  
*Luca Dott. Ing. STRATA*



### CODICE:

C.0\_03.02

**OGGETTO:** Lotto C - Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione  
della nuova strada esterna alle banchine per il collegamento delle aree  
assegnate secondo protocollo d'intesa del 28-12-2018

**RELAZIONE DI CALCOLO DEL PIAZZALE**

SCALA:

DATA: 04-01-2021

Revisione: 00

**SPAZIO PER I VISTI:**

# **Autorità di Sistema Portuale del Mare di Sicilia Occidentale**

**COMUNE PALERMO  
PROVINCIA DI PALERMO**

**LAVORI DI COMPLETAMENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA  
DEL BACINO DI CARENAGGIO 150.000 TPL  
1° LOTTO FUNZIONALE**

**LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione  
della nuova strada esterna alle banchine per il collegamento delle aree  
assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018**

## **PROGETTO DEFINITIVO**

### **RELAZIONE DI CALCOLO DEL PIAZZALE**

## **SOMMARIO**

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>6</b>
2.1	NORMATIVA.....	6
2.2	BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO .....	7
<b>3</b>	<b>MATERIALI.....</b>	<b>8</b>
3.1	CALCESTRUZZO CLASSE DI RESISTENZA C35/45 (RCK 45).....	8
3.2	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO B450C .....	9
3.3	ALTRE CARATTERISTICHE CEMENTO ARMATO .....	9
3.4	CAMICIE DEI PALI E PALANCOLE .....	10
<b>4</b>	<b>CRITERI GENERALI DI VERIFICA.....</b>	<b>11</b>
4.1	VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE OPERE .....	11
4.2	APPROCCI PROGETTUALI DI VERIFICA E COMBINAZIONI DELLE AZIONI .....	11
4.3	SINTESI DEI COEFFICIENTI PARZIALI ADOTTATI.....	14
<b>5</b>	<b>AZIONI .....</b>	<b>15</b>
5.1	CARICHI PERMANENTI.....	15
5.2	CARICHI VARIABILI.....	15
5.3	AZIONE SISMICA .....	16
5.4	SPINTA IDRODINAMICA .....	19
<b>6</b>	<b>ANALISI DI INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURE .....</b>	<b>19</b>
6.1	SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATO.....	19
6.1.1	<i>Valutazione dei risultati e giudizio sulla loro accettabilità.....</i>	<i>20</i>
6.1.2	<i>Convenzioni software .....</i>	<i>21</i>
6.2	SEZIONI DI CALCOLO ANALIZZATE .....	21
6.3	SEZIONE 1 .....	22
6.3.1	<i>Modello geotecnico di riferimento e modello di calcolo .....</i>	<i>22</i>
6.3.2	<i>Modellazione degli elementi strutturali.....</i>	<i>25</i>
6.3.3	<i>Fasi esecutive di calcolo.....</i>	<i>26</i>
6.3.4	<i>Coefficiente sismico di progetto .....</i>	<i>31</i>
6.3.5	<i>Spinta Idrodinamica sulle paratie .....</i>	<i>32</i>
6.3.6	<i>Risultati delle analisi di interazione terreno-strutture .....</i>	<i>32</i>
6.3.6.1	<i>Paratia di sponda – Sollecitazioni .....</i>	<i>33</i>
6.3.6.2	<i>Paratia di sponda - Spostamenti .....</i>	<i>35</i>
6.3.6.3	<i>Paratia di ancoraggio – Sollecitazioni.....</i>	<i>37</i>

**LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada  
esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del  
28/12/2018**

6.3.6.4	Paratia di ancoraggio – Spostamenti .....	39
6.3.6.5	Solettone - Sollecitazioni .....	40
6.3.6.6	Solettone - Spostamenti.....	44
6.3.6.7	Piazzale - Cedimenti .....	45
6.4	SEZIONE 2 .....	46
6.4.1	Modello geotecnico di riferimento e modello di calcolo .....	46
6.4.2	Modellazione degli elementi strutturali.....	48
6.4.3	Fasi esecutive di calcolo.....	49
6.4.4	Coefficiente sismico pseudostatico di progetto.....	52
6.4.5	Spinta Idrodinamica sulle paratie .....	53
6.4.6	Risultati delle analisi di interazione terreno-strutture .....	54
6.4.6.1	Paratia di sponda – Sollecitazioni .....	55
6.4.6.2	Paratia di sponda - Spostamenti .....	57
6.4.6.3	Paratia di ancoraggio – Sollecitazioni.....	58
6.4.6.4	Paratia di ancoraggio – Spostamenti .....	60
6.4.6.5	Solettone - Sollecitazioni .....	61
6.4.6.6	Solettone - Spostamenti.....	65
6.4.6.7	Piazzale - Cedimenti .....	66
6.5	SEZIONE 3 .....	67
6.5.1	Modello geotecnico di riferimento e modello di calcolo .....	67
6.5.2	Modellazione degli elementi strutturali.....	69
6.5.3	Fasi esecutive di calcolo.....	70
6.5.4	Coefficiente sismico pseudostatico di progetto.....	73
6.5.5	Spinta Idrodinamica sulle paratie .....	74
6.5.6	Risultati delle analisi di interazione terreno-strutture .....	75
6.5.6.1	Paratia di sponda – Sollecitazioni .....	76
6.5.6.2	Paratia di sponda - Spostamenti .....	78
6.5.6.3	Paratia di ancoraggio – Sollecitazioni.....	79
6.5.6.4	Paratia di ancoraggio – Spostamenti .....	81
6.5.6.5	Solettone - Sollecitazioni .....	82
6.5.6.6	Solettone - Spostamenti.....	86
6.5.6.7	Piazzale - Cedimenti .....	87
<b>7</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI.....</b>	<b>88</b>
7.1	VERIFICHE DELLA PARATIA DI SPONDA.....	88
7.1.1	Verifiche a pressoflessione – Combinazioni SLU e SLV.....	89
7.1.2	Verifiche tensionali – Combinazione SLE-rara.....	90
7.1.3	Verifiche a fessurazione – Combinazione SLE-frequente.....	90
7.1.4	Verifiche a taglio– Combinazioni SLU e SLV.....	91

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada  
esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del  
28/12/2018*

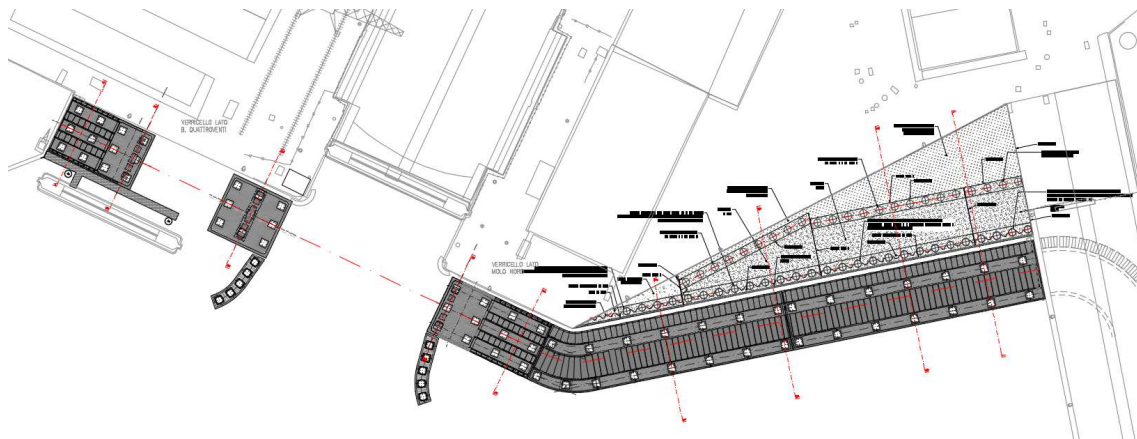
7.2	VERIFICHE DELLA PARATIA DI ANCORAGGIO .....	93
7.2.1	Verifiche a pressoflessione – Combinazioni SLU e SLV.....	94
7.2.2	Verifiche tensionali – Combinazione SLE-rara.....	95
7.2.3	Verifiche a fessurazione – Combinazione SLE-frequente.....	95
7.2.4	Verifiche a taglio– Combinazioni SLU e SLV.....	96
7.3	VERIFICHE DEL SOLETTONE IN C.A. ....	97
7.3.1	Verifiche a pressoflessione – Combinazioni SLU e SLV.....	98
7.3.2	Verifiche tensionali – Combinazione SLE-rara.....	102
7.3.3	Verifiche a fessurazione – Combinazione SLE-frequente.....	108
7.3.4	Verifiche a taglio– Combinazioni SLU e SLV.....	113
7.4	VERIFICHE DELLE TRAVI DI CORONAMENTO .....	117
7.4.1	Verifiche a pressoflessione – Combinazioni SLU e SLV.....	117
7.4.2	Verifiche tensionali – Combinazione SLE-rara.....	120
7.4.3	Verifiche a fessurazione – Combinazione SLE-frequente.....	126
7.4.4	Verifiche a taglio– Combinazioni SLU e SLV.....	129
<b>8</b>	<b>VERIFICHE DI STABILITA GLOBALE.....</b>	<b>134</b>
8.1	SEZIONE 1 .....	136
8.1.1	Condizione statica .....	136
8.1.2	Condizione sismica.....	137
8.2	SEZIONE 2 .....	139
8.2.1	Condizione statica .....	139
8.2.2	Condizione sismica.....	140
8.3	SEZIONE 3 .....	142
8.3.1	Condizione statica .....	142
8.3.2	Condizione sismica.....	143

## **1 PREMESSA**

Oggetto della presente relazione sono i calcoli e le verifiche strutturali e geotecniche relativi al piazzale.

Le verifiche sono state condotte secondo i criteri indicati dal D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e relativa Circolare Ministeriale n.7 del 21.01.2019.

Per la descrizione delle opere in progetto si rimanda all’elaborato *C.1\_01.01 - Relazione Generale*.



*Figura 1 - Planimetria dell'intervento*

## **2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### **2.1 Normativa**

Le analisi strutturali e le relative verifiche sono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite secondo le disposizioni normative della vigente normativa italiana e di quella europea (Eurocodici):

- D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” - NTC18;
- Circ.Min. n.7 del 21.01.2019: Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”»;
- D.M. 31 luglio 2012: Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici;
- UNI EN 1990 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale;
- UNI EN 1991 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture;
- UNI EN 1992 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- UNI EN 1997 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica;
- UNI EN 1998 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica;
- O.P. Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 e succ. agg.: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- Circolare Min. LL.PP. n. 11951 14/02/1974: Istruzioni per l’applicazione delle “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.”;
- Legge del 02/02/1974, n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- Legge del 05/11/1971, n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Servizio Tecnico Centrale presso la Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, settembre 2017 – “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale”
- CNR 10024/86 – “Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”

## **2.2 Bibliografia di riferimento**

- Clarke, J.L. and Birjandi, F.K. (2004). “The behaviour of reinforced concrete circular sections in shear”. The Structural Engineer – Vol. 71, No. 5, 73-81.



### **3 MATERIALI**

Le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati nella realizzazione delle opere strutturali sono sinteticamente riportate di seguito.

#### **3.1 Calcestruzzo classe di resistenza C35/45 (Rck 45)**

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:

- $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$
- $f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 37,35 \text{ MPa}$
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45,35 \text{ MPa}$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21,17 \text{ MPa}$

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:

- $f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 3,35 \text{ MPa}$
- $f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,35 \text{ MPa}$
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,56 \text{ MPa}$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

- $f_{bk} = 2,25 \times \eta \times f_{ctk} = 5,29 \text{ MPa}$
- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3,53 \text{ MPa}$

Modulo di elasticità medio del cls

- $E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0,3} = 34625 \text{ MPa}$

Modulo di Poisson del cls

- $\nu_{cls \text{ fess.}} = 0$
- $\nu_{cls \text{ non fess.}} = 0,2$

Coeff. dilatazione termica del calcestruzzo

- $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

- $\sigma_c = 0,60 \times f_{ck} = 22,41$  MPa per combinazione caratteristica
- $\sigma_c = 0,45 \times f_{ck} = 16,81$  MPa per combinazione quasi permanente

Pesi di volume

- $\gamma_{ca} = 25,00$  kN/m<sup>3</sup> calcestruzzo armato
- $\gamma_{cls} = 24,00$  kN/m<sup>3</sup> calcestruzzo non armato

### **3.2 Acciaio per cemento armato B450C**

Valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura:

- $f_{y\ nom} = 450$  MPa
- $f_{k\ nom} = 540$  MPa

Resistenza di calcolo dell'acciaio

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$  MPa

Tensione massima dell'acciaio nelle condizioni di esercizio:

- $\sigma_s = 0,80 \times f_{yk} = 360$  MPa per combinazione caratteristica

Valore massimo di apertura delle fessure:

- $w_1 = 0,20$  mm per condizioni ambientali molto aggressive (classe di esposizione XS3)

### **3.3 Altre caratteristiche cemento armato**

- Classe di esposizione XS3
- Rapporto A/C <0,45
- Diametro massimo inerte pali 32 mm;
- Diametro massimo inerte prefabbricati e getti in opera 25 mm;
- Copriferro pali 6 cm
- Copriferro prefabbricati e getti in opera 5 cm

### **3.4 Camicie dei pali e palancole**

Tubi per pali in acciaio S355 JR ((EN 10025)

Palancole in acciaio S355 GP (EN 10248-1).

## **4 CRITERI GENERALI DI VERIFICA**

### **4.1 Verifiche di sicurezza delle opere**

Le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli Stati Limite Ultimi che possono presentarsi, in conseguenza delle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli Stati Limite di Esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Nel caso in esame, le verifiche agli Stati Limite Ultimi riguardano:

- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO;
- lo stato limite di resistenza degli elementi strutturali: STR.

In conformità a quanto previsto dal D.M. 17 gennaio 2018 (“Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” nel seguito indicato come NTC18) e della relativa circolare applicativa (Circolare n°7 21 gennaio 2019 n.7/C.S.LL.PP.), le verifiche di sicurezza sono state svolte secondo il metodo semi-probabilistico con l’applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali. In base a tale metodo, ogni singola causa di incertezza, sulle sollecitazioni, sui materiali, sulle resistenze, sugli schemi di calcolo ecc. viene pesata con un apposito coefficiente, detto appunto di sicurezza parziale, che è proporzionato all’influenza ed al grado di incertezza di norma attribuibili al parametro considerato.

### **4.2 Approcci progettuali di verifica e combinazioni delle azioni**

La progettazione del sistema geotecnico costituito dalla paratia di sponda, paratia di ancoraggio e del solettone in c.a. è stata condotta considerando i seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - Instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - Raggiungimento della resistenza strutturale delle paratie di pali;
  - Raggiungimento della resistenza strutturale del solettone in c.a.
- SLE di tipo strutturale
  - Stato limite di apertura delle fessure;
  - Stato limite di limitazione delle tensioni negli elementi strutturali.

Sulla base delle indicazioni di cui al par. 2.5.1.3 delle NTC18, le azioni considerate ai fini della progettazione delle opere marittime in esame possono essere assegnate alle seguenti famiglie di carico:

- G1 = carichi permanenti: peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno), forze statiche risultanti dalla pressione dell'acqua;
- G2 = carichi permanenti: peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q = carichi variabili;
- E = carichi sismici: azioni derivanti dai terremoti (in termini di spinte dei terreni e idrodinamica).

Ai fini delle verifiche degli Stati Limite precedentemente definiti, sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni di progetto:

Combinazioni per le verifiche allo stato limite ultimo:

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{02} \gamma_{Q2} Q_{k2} + \psi_{03} \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica (SLV)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Combinazioni per verifiche allo stato limite di esercizio:

- Combinazione caratteristica o rara (SLE-RARA):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

per le verifiche delle tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio.

- Combinazione frequente (SLE-FREQUENTE):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

per le verifiche dello stato limite di aperture delle fessure nel calcestruzzo.

- Combinazione sismica (SLD)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Per le combinazioni sopra definite vale la seguente notazione:

- $Q_{k1}$  = azione variabile dominante;
- $Q_{kj}$  = azioni variabili concomitanti con quella dominante;
- P = presollecitazione;
- $\gamma_{Qi}$  = coefficiente parziale delle azioni variabili;
- $\gamma_{G1}$  = coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali;

- $\gamma_{G2}$  = coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
- $\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$  = coefficienti di combinazione delle azioni.
- il simbolo “+” sta per combinato con.

In Tabella 1 seguente vengono sintetizzati per ciascun stato limite gli approcci progettuali e le combinazioni di verifiche considerate

TIPOLOGIA STATO LIMITE	VERIFICA	APPROCCIO E COMBINAZIONE DI CARICO	
		CONDIZIONE STATICA	CONDIZIONE SISMICA
SLU - GEO	Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera	A2+M2+R1	A2+M2+R1+kh
	Instabilità globale del complesso paratia-terreno	A2+M2+R2	A2+M2+R2+kh
SLU - STR	Resistenza degli elementi strutturali	A1+M1+R1	A1+M1+R1+kh

Tabella 1 - Sintesi degli approcci progettuali e combinazioni di carico

Per quanto riguarda la verifica di stabilità globale del complesso paratia-terreno (**GEO**) si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 2: A2+M2+R2.

In accordo a quanto dettagliato nel paragrafo §6.5.3.1.2 della circolare n° 7 del 21/01/2019, le verifiche nei confronti degli stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (**STR**) è stata svolta considerando la Combinazione 1 dell' Approccio1: A1+M1+R1.

Secondo quanto riportato allo stesso paragrafo, nella verifica di collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (**GEO**) viene condotta adottando la Combinazione 2 dell' Approccio 1: A2+M2+R1. In accordo al paragrafo §6.5.3.1.2 delle D.M. 2018, nelle suddette verifiche i coefficienti del gruppo R1 assumono valore pari all'unità.

### 4.3 Sintesi dei coefficienti parziali adottati

I coefficienti parziali sulle azioni ( $\gamma_F$ ), sui parametri geotecnici ( $\gamma_M$ ) e sui parametri di resistenza ( $\gamma_R$ ) per ciascuna combinazione di carico analizzata vengono riportati nelle tabelle che seguono. In accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 - capitolo 7.11.1 – le verifiche in condizioni sismiche sono condotte ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici ed impiegando le resistenze di progetto attraverso gli opportuni coefficienti parziali  $\gamma_R$ . Le verifiche in condizioni di esercizio (SLE) sono infine condotte ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze caratteristiche di progetto.

COEFFICIENTI PARZIALI SULLE AZIONI ( $\gamma_F$ )					
CARICHI		STATICA		SISMICA	
		A1	A2	A1	A2
PERMANENTI:	Favorevole	1.00	1.00	1.00	1.00
	Sfavorevole	1.30	1.00	1.00	1.00
VARIABILI:	Favorevole	0.00	0.00	1.00	1.00
	Sfavorevole	1.50	1.30	1.00	1.00

Tabella 2 - Sintesi dei coefficienti parziali sulle azioni

COEFFICIENTI PARZIALI SUI PARAMETRI GEOTECNICI ( $\gamma_M$ )				
PARAMETRI GEOTECNICI	STATICA		SISMICA	
	M1	M2	M1	M2
Peso unità di volume ( $\gamma_\gamma$ )	1.00	1,00	1.00	1.00
Angolo di attrito $\tan\Phi'_k$ ( $\gamma_{\Phi'}$ )	1.00	1.25	1.00	1.00
Coazione efficace $c'_k$ ( $\gamma_{c'}$ )	1.00	1.25	1.00	1.00

Tabella 3 - Sintesi dei coefficienti parziali sui parametri geotecnici

<b>COEFFICIENTI PARZIALI SULLE RESISTENZE (<math>\gamma_R</math>)</b>						
VERIFICA	STATICA			SISMICA		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera	1.0	-	-	1.0	-	-
Instabilità globale del complesso paratia-terreno	-	1.10	-	-	1.20	-
Resistenza degli elementi strutturali	1.00	-	-	1.00	-	-

Tabella 4 - Sintesi dei coefficienti parziali sulle resistenze

## 5 AZIONI

Nel paragrafo seguente vengono sintetizzate le azioni considerate per ciascuna sezione di calcolo analizzata.

Si precisa che, avvalendosi delle indicazioni date dalla circolare esplicativa (Circolare del 11/02/2019 “Istruzioni per l'applicazione delle NTC18”, § C6.5.3.1.2) le analisi sono condotte amplificando, in luogo delle azioni, le sollecitazioni da esse prodotte, distinguendo quelle causate dalle sole azioni permanenti (determinate in assenza di carichi variabili) da quelle causate dalle sole azioni variabili ed incrementandole attraverso i rispettivi coefficienti:

- COMB A1M1  $\gamma_G = 1,30$  (carichi permanenti) e  $\gamma_Q = 1,50$  (carichi variabili);
- COMB A2M2  $\gamma_G = 1,00$  (carichi permanenti) e  $\gamma_Q = 1,30$  (carichi variabili).

### 5.1 Carichi permanenti

Per carichi permanenti, nella presente relazione, si intendono i pesi propri dei terreni, delle strutture e delle sovrastrutture, ed alle spinte idrostatiche esercitate sulle opere di sostegno.

### 5.2 Carichi variabili

Sovraccarico di banchina



Il valore caratteristico del sovraccarico di banchina è assunto pari a  $Q_k = 60$  kPa, considerato uniformemente distribuito sul piazzale.

Per le combinazioni allo stato limite di esercizio SLE-FREQUENTE ed allo stato limite ultimo e di esercizio in condizioni sismiche SLV ed SLD, il sovraccarico di calcolo è stato ottenuto riducendo il valore caratteristico  $Q_k$  tenendo conto degli opportuni coefficienti di combinazione. Tenuto conto che secondo quanto precedentemente riportato le analisi sono condotte amplificando, in luogo delle azioni, le sollecitazioni da esse prodotte, per le combinazioni SLU il valore di input del sovraccarico è pari a quello della combinazione SLE rara.

COMBINAZIONE	Valore caratteristico $Q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Coeff. Combinazione $\psi$	Valore di calcolo $Q$ [kN/m <sup>2</sup> ]
SLE - RARA	60	-	60
SLE - FREQUENTE	60	0,7	42
SLV	60	0,6	36
SLD	60	0,6	36

Tabella 5 - Valori di input del carico variabile

### 5.3 Azione sismica

Le verifiche sismiche sono state condotte utilizzando metodi di analisi di tipo pseudo-statico nelle quali l'azione sismica viene definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. I coefficienti sismici orizzontali e verticali sono pertanto valutati in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume significativo per l'opera e della capacità del sistema di subire spostamenti.

Nella valutazione dei suddetti coefficienti sismici, la normativa nazionale prevede di considerare dei coefficienti riduttivi dell'accelerazione massima di riferimento per tener conto:

- della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera (coefficiente  $\alpha$ );
- della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza (coefficiente  $\beta$ ).

In mancanza di studi specifici, per le paratie le componenti orizzontale  $a_h$  e verticale  $a_v$  dell'accelerazione equivalente possono essere poste pari a:

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

$$a_v = 0$$

dove  $a_{max}$  è l'accelerazione di picco attesa nel volume di terreno significativo per l'opera,  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale,  $\alpha \leq 1$  è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e  $\beta \leq 1$  è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Nel caso in esame, i valori di accelerazione massima orizzontale attesa al sito di costruzione in relazione allo stato limite considerato sono riportati in Tabella 6. Tali valori sono ricavati considerando:

- Vita nominale dell'opera: 50 anni;
- Classe d'uso dell'opera: IV (coefficiente d'uso 2,0);
- Periodo di riferimento (VR) pari a 100 anni.
- Categoria di sottosuolo C.

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Geotecnica del presente progetto definitivo.

STATO LIMITE		$a_g$	$S_s$	$S_T$	$a_{max}$
		[g]	[-]	[-]	[g]
Stati limite di esercizio	SLO	0,635	1,50	1,00	0,097
	SLD	0,843	1,50	1,00	0,129
Stati limite ultimi	SLV	2,139	1,38	1,00	0,302
	SLC	2,708	1,29	1,00	0,356

Tabella 6 - Valori di accelerazione massima orizzontale attesa al sito per ciascun stato limite

Il coefficiente  $\alpha$  tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti e può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva  $H$  della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 2.

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi  $\alpha = 1$ . Il coefficiente  $\beta$  può essere ricavato dal diagramma di Figura 3, in funzione del

massimo spostamento  $u_s$  permanente che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0,005 \cdot H$$

Inoltre, se il prodotto  $\alpha \beta \leq 0.2$ , deve assumersi  $k_h = 0.2 a_{\max}/g$ .

Il calcolo del coefficiente sismico orizzontale  $k_h$ , determinato a partire dai parametri sismici su sito di riferimento rigido orizzontale riassunti in Tabella 6, viene riportato nel paragrafo di riferimento di ciascuna sezione di calcolo.

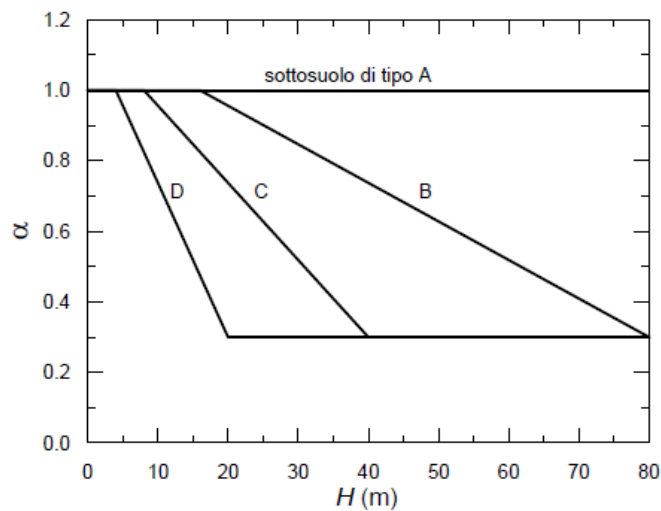


Figura 2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$

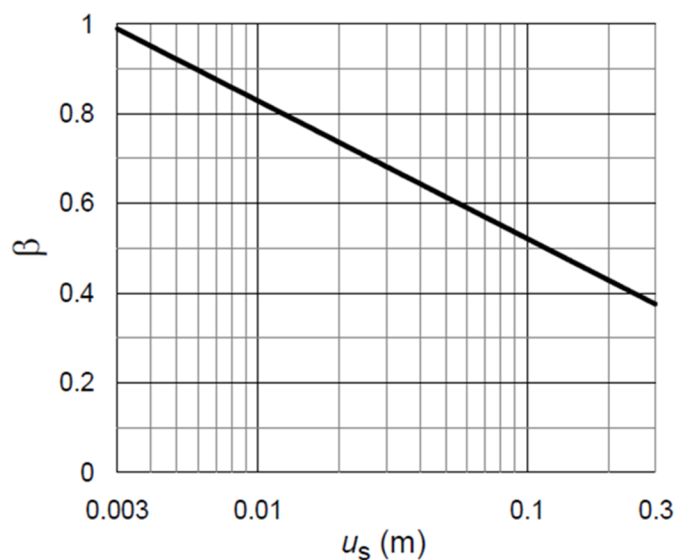


Figura 3 - - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$

## **5.4 Spinta idrodinamica**

Gli effetti idrodinamici indotti dal sisma sulla paratia sono stati valutati attraverso la formulazione di Westergaard (1931). Sul paramento lato terra della paratia insiste la seguente sovrappressione dell'acqua dovuta ad effetti idrodinamici indotti dal sisma:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove:

- $k_h = \alpha \beta a_{max}/g$  è il coefficiente di spinta sismica orizzontale previsto dal D.M.17/01/18;
- $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua marina;
- $h$  è il tirante idrico, valutato alla base della paratia;
- $z$  è la coordinata verticale diretta verso il basso, con origine sul livello idrico di riferimento.

L'azione idrodinamica è quindi rappresentata da una distribuzione di pressioni su tutta l'altezza della paratia sotto il livello idrico di riferimento.

Tenuto conto che la spinta idrodinamica agisce su entrambi i paramenti delle opere di sostegno e con verso concorde (corrispondente ad un incremento della spinta idrostatica da un lato e ad un decremento della spinta idrostatica dall'altro), la spinta idrodinamica risultante viene valutata, in via cautelativa, applicando per ciascuna paratia una pressione pari a:

$$P_{idrodinamica} = 2 q(z)$$

Le distribuzioni di pressioni adottate dunque nelle analisi numeriche viene riportata nel paragrafo di riferimento di ciascuna sezione di calcolo.

## **6 ANALISI DI INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURE**

### **6.1 Software di calcolo utilizzato**

Il programma di calcolo utilizzato è Plaxis2D, che consiste in un FEM 2D specialistico per l'analisi di sistemi geotecnici. Si evidenzia quindi che il caso reale ha una geometria tridimensionale e che a vantaggio di sicurezza è stato schematizzato con un modello bidimensionale.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributori del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Gli sviluppatori hanno verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine delle analisi, controlli automatici identificano la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento dell'intervento. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione del sistema opera-terreni e delle azioni.

#### **6.1.1 Valutazione dei risultati e giudizio sulla loro accettabilità**

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura e del terreno utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni e della Geotecnica. Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato Esito positivo.

### 6.1.2 Convenzioni software

Per le analisi FEM 2D, condotte con il software Plaxis, il modello geometrico è stato creato nel piano x-y del sistema di coordinate globali (vedi Figura 1), ove la direzione z è la direzione dell'utente. Le tensioni sono riferite allo stesso sistema di coordinate.

In tutti i valori di output le forze e le tensioni, ivi comprese le pressioni neutre, sono considerate negative se di compressione. La Figura 1 mostra i versi positivi delle tensioni.

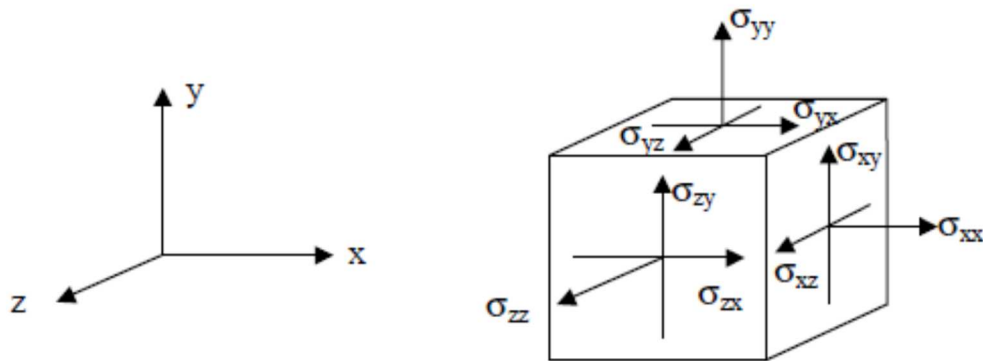


Figura 1 – Sistema di coordinate ed indicazioni delle componenti positive di tensione

### 6.2 Sezioni di calcolo analizzate

Al fine di studiare l'interazione terreno-strutture delle opere in progetto, vengono analizzate nel seguito tre sezioni di calcolo rappresentative (vedi Figura 4):

- Sezione 1, corrispondente al tratto rappresentato dalla sezione tipo GG, caratterizzata da un fondale in prossimità del piazzale a quota -6.5 m s.l.m., paratia di sponda infissa fino alla quota - 20 m s.l.m., paratia di ancoraggio infissa fino alla quota di - 14 m s.l.m.; le paratie hanno interasse pari a 7,5 m e sono collegate mediante il solettone in c.a. avente spessore di calcolo 50 cm;
- Sezione 2, corrispondente al tratto rappresentato dalla sezione tipo HH, caratterizzata da un fondale in prossimità del piazzale a quota -6.5 m s.l.m., paratia di sponda infissa fino alla quota - 20 m s.l.m., paratia di ancoraggio infissa fino alla quota di - 14 m s.l.m.; le paratie hanno interasse pari a 8,5 m e sono collegate mediante il solettone in c.a. avente spessore di calcolo 70 cm;
- Sezione 3, corrispondente al tratto rappresentato dalla sezione tipo II, caratterizzata da un fondale in prossimità del piazzale a quota -5.0 m s.l.m., paratia

di sponda infissa fino alla quota – 18 m s.l.m., paratia di ancoraggio infissa fino alla quota di – 13 m s.l.m.; le paratie hanno interasse pari a 8,5 m e sono collegate mediante il solettone in c.a. avente spessore di calcolo cautelativamente posto pari a 70 cm (nella tratta in esame il solettone a spessore variabile da 70 fino a 125 cm).

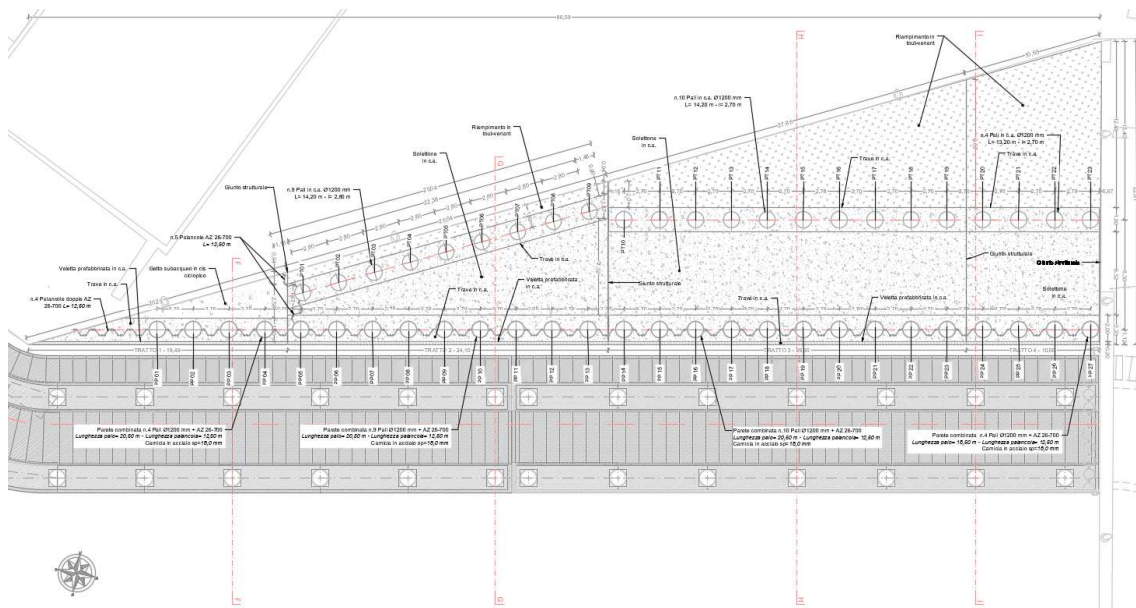


Figura 4 – Planimetria con sezioni di calcolo

### 6.3 Sezione 1

#### 6.3.1 Modello geotecnico di riferimento e modello di calcolo

Il modello geotecnico è costituito da strati orizzontali così definiti:

##### Banchina esistente ante operam

- *Tout-Venant* da 1,10 m s.l.m. a -6,50 m s.l.m.
- *Muro di sponda in massi in cls sovrapposti* da 1,10 m s.l.m. a -6,50 m s.l.m.

##### Riempimento del piazzale dopo l'infissione della paratia di sponda

- *Tout-Venant* da 1,10 m s.l.m. a -6,50 m s.l.m.

##### Terreni di fondazione

- *Calcarenite* da – 6,50 m s.l.m. a -50,0 m s.l.m.

Il terreno di fondazione è stato modellato mediante un legame costitutivo elasto-plastico incrudente Hardening Soil (HS), mentre il materiale di riempimento in tout venant è stato modellato mediante un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico alla Mohr-Coulomb (MC). Il muro di sponda esistente in massi in calcestruzzo è infine modellato come un materiale elastico.

Nella Tabella 7 sono riportati i parametri fisico-meccanici adottati nei calcoli per gli strati identificati, relativamente alla configurazione di progetto, dove:

- $\gamma_{sat}$  è il peso saturo dell'unità di volume;
- $\gamma_d$  è il peso secco dell'unità di volume;
- $c'$  è la coesione intercetta in condizioni drenate;
- $\phi'$  è l'angolo di resistenza a taglio del terreno;
- $\psi$  è l'angolo di dilatanza;
- $E_{oed}^{ref}$  modulo di rigidezza tangente per il primario carico edometrico;
- $E_{50}^{ref}$  modulo di rigidezza secante in una prova standard triassiale drenata;
- $E_{ur}^{ref}$  modulo di rigidezza nella fase di scarico/ricarico;
- $\nu'$  è il modulo di Poisson dello scheletro solido.

STRATO	MATERIAL MODEL	$\gamma_{sat}$	$\gamma_d$	$c'$	$\phi'$	$\psi$	$E_{ed,ref}$	$E_{50,ref}$	$E_{ur,ref}$	E	$\nu$
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[°]
Calcarenite	HS	20,0	18,0	40	38	0	60	60	180	-	0,3
Tout venant	MC	20,5	17,5	0	35	0	-	-	-	30	0,3
Massi in cls	EL	24,0	24,0	-	-	-	-	-	-	20000	0,2

Tabella 7 – Parametri geomeccanici caratteristici

Tutti i parametri del modello sono intesi a rappresentare la risposta del terreno in termini di tensioni efficaci. Il comportamento dei materiali di costruzione è stato considerato drenato (DR) al fine di simulare il rapido drenaggio per l'elevata permeabilità dei terreni.



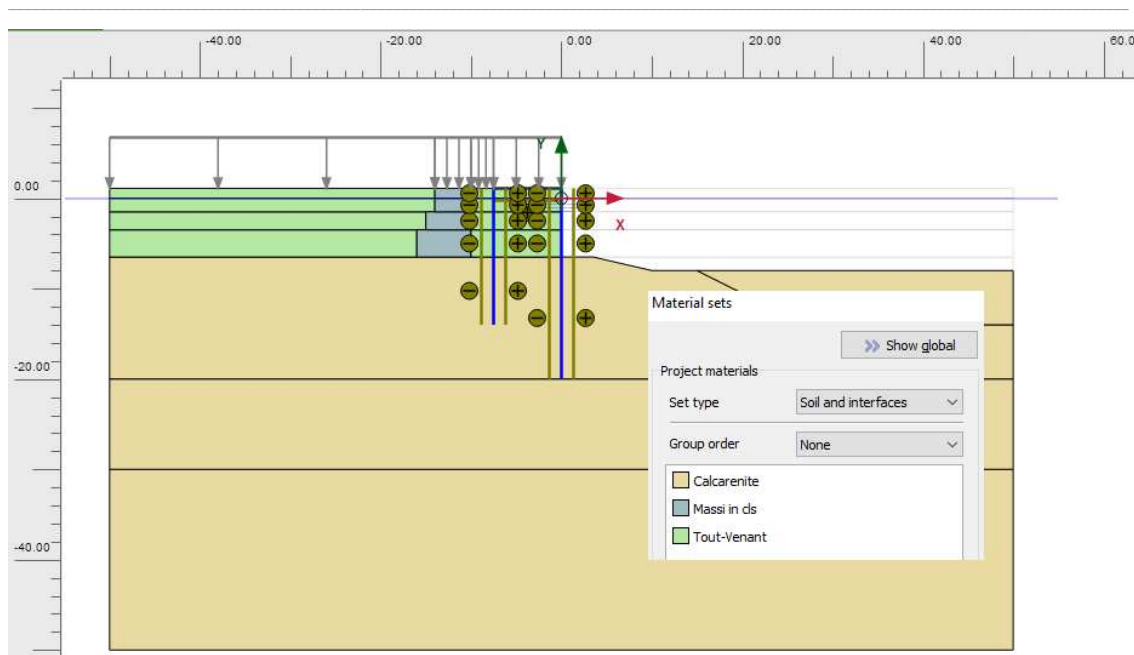


Figura 5 – Sezione 1 – Modello geotecnico di calcolo

Al fine di determinare un modello geotecnico di calcolo compatibile con i terreni in situ ed affidabile dal punto di vista computazionale, è stata effettuata una procedura di taratura del modello in termini di estensione geometrica. Tale procedura permette di minimizzare gli effetti di bordo in funzione del campo deformativo associato alle varie fasi di carico. Il sistema di riferimento  $x$ - $y$  ha origine  $y$  coincidente con il livello medio del mare e  $x$  coincidente con la paratia di sponda.

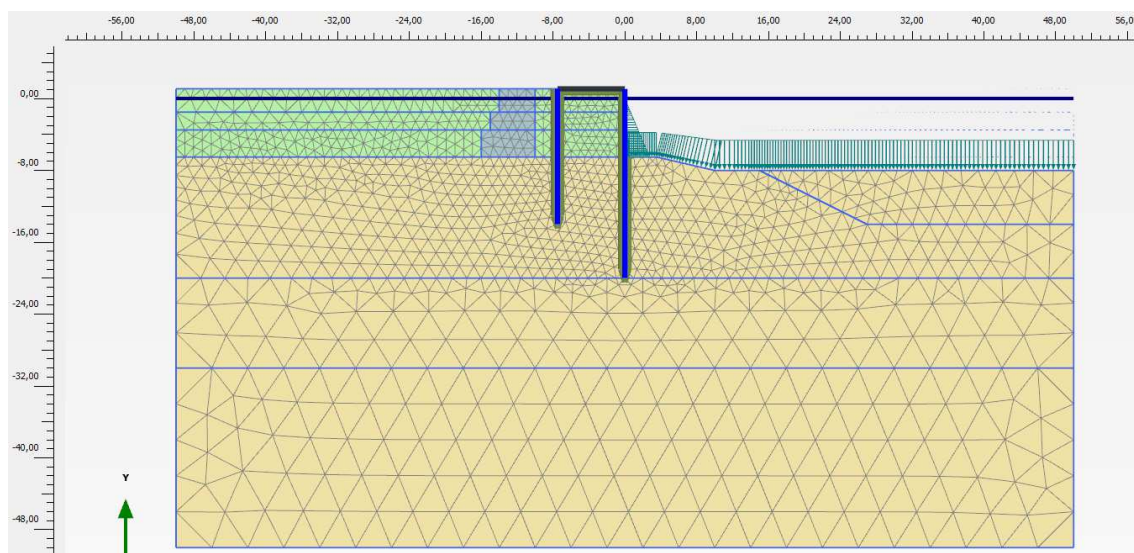


Figura 6 – Sezione 1 - Discretizzazione mediante mesh ad elementi finiti

### 6.3.2 Modellazione degli elementi strutturali

Il problema geotecnico tridimensionale è stato approssimato con un modello bidimensionale, pertanto gli elementi strutturali pali e piastre sono modellati come elementi plate. Tali elementi sono definiti per metro lineare, pertanto le caratteristiche meccaniche devono essere spalmati su metro lineare. Per entrambe le paratie è stato trascurato il contributo offerto dalle palancole.

Di seguito vengono riportati in forma tabellare le principali proprietà geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che costituiscono il modello:

ELEMENTO	TIPO	w	EA	EI
		[kN/m/m]	[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]
Paratia di sponda, quota di infissione -20,0 m s.l.m.	Pali in c.a., Ø1200, i=2,70m	10,5	12,6E06	1,13E06
Paratia di ancoraggio, quota di infissione -14,0 m s.l.m.	Pali in c.a., Ø1200, i=2,70m	10,5	12,6E06	1,13E06
Solettone in c.a., luce L = 7,50 m	Piastra in c.a., h = 50 cm	12,5	17,3E06	361,0E3

Tabella 8: Caratteristiche elementi strutturali

L'interazione tra gli elementi strutturali e gli elementi mesh viene modellata mediante opportune interfacce, la cui resistenza a scorrimento viene definita attraverso il fattore di riduzione delle caratteristiche del terreno di contatto,  $R_{inter}$ . Nel caso in esame si è posto  $R_{inter} = 0,7$ .

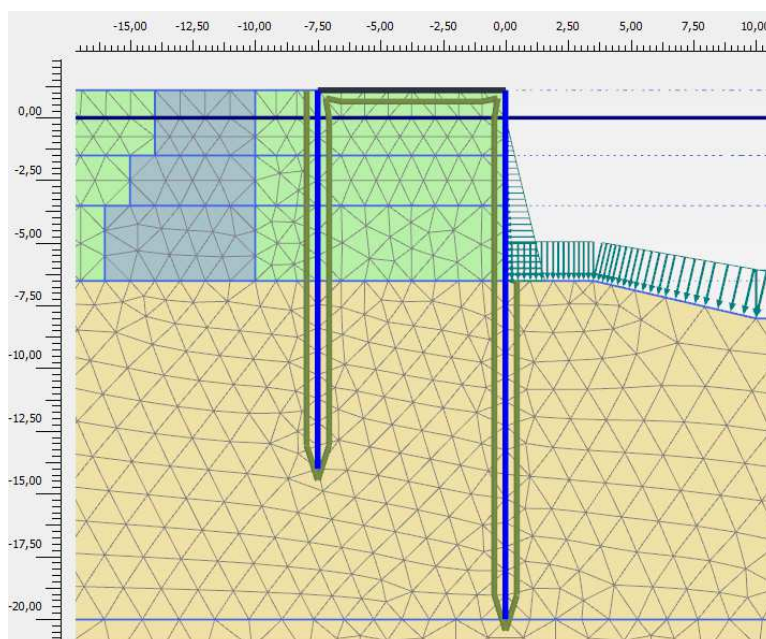


Figura 7: Dettagli mesh elementi finiti in corrispondenza degli elementi strutturali

### 6.3.3 Fasi esecutive di calcolo

Le analisi sono state eseguite schematizzando le seguenti fasi esecutive:

Fase	Descrizione
0	Condizioni iniziale
1	Cond. ante operam – Posa del muro di sponda in massi in cls
2	Cond. ante operam – Riempimento in tout-venant a tergo del muro di sponda
3	Infissione paratia di sponda
4	Realizzazione riempimento in tout-venant
5	Infissione paratia di ancoraggio e getto solettone in c.a.
6	Escavo
7	Sovraccarico
8	Sisma + spinta idrodinamica

Tabella 9: Sezione 1 – Fasi di calcolo

La Condizione Iniziale considera un fondale di -6,50 m s.l.m.m..

Prima dell'inizio della fase 3, fine delle condizioni ante operam, vengono annullati gli spostamenti.

L'inizializzazione dello stato tensionale efficace è effettuata mediante analisi meccanica (detta di equilibrio litostatico) che, alla luce delle condizioni al contorno, consente di determinare lo stato tensionale efficace effettivamente agente in funzione delle ipotesi

costitutive assunte per i differenti terreni schematizzati nel modello e della configurazione geometrica del problema.

Si riportano le principali fasi caratteristiche di calcolo considerate:

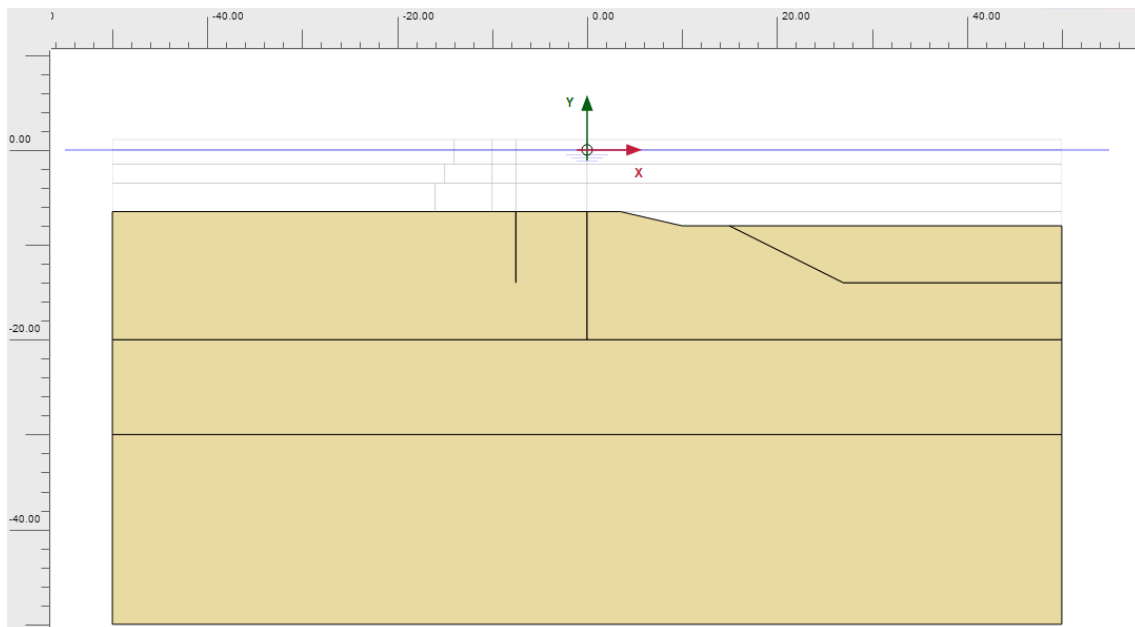


Figura 8: Fase 0 – Condizioni iniziali

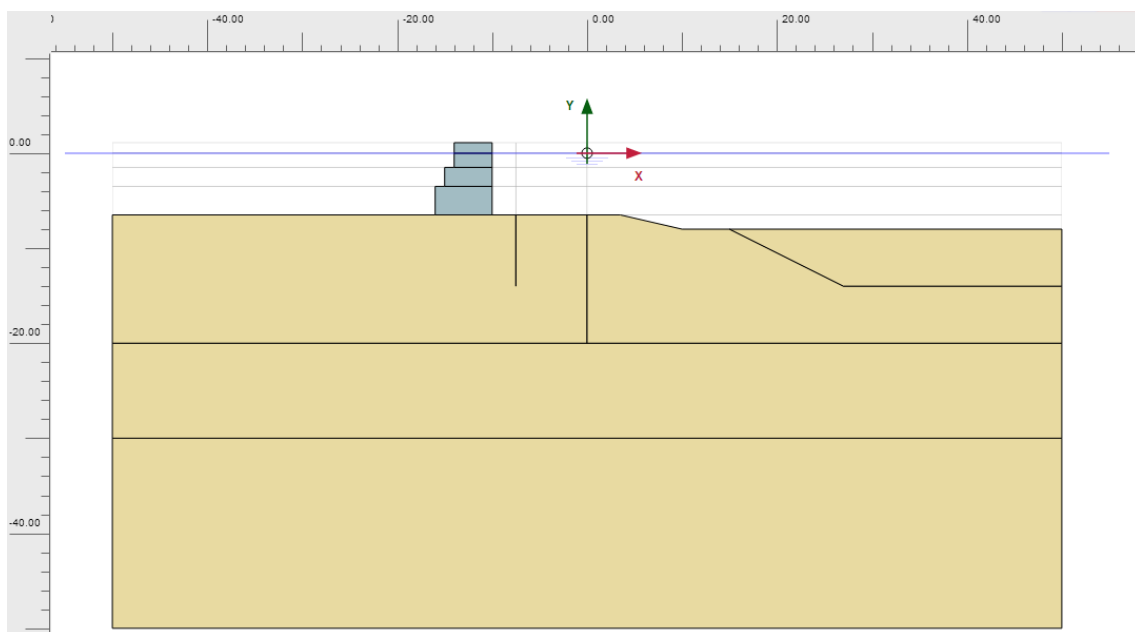


Figura 9: Fase 1 – Condizione ante operam – Posa muro di sponda in massi in cls

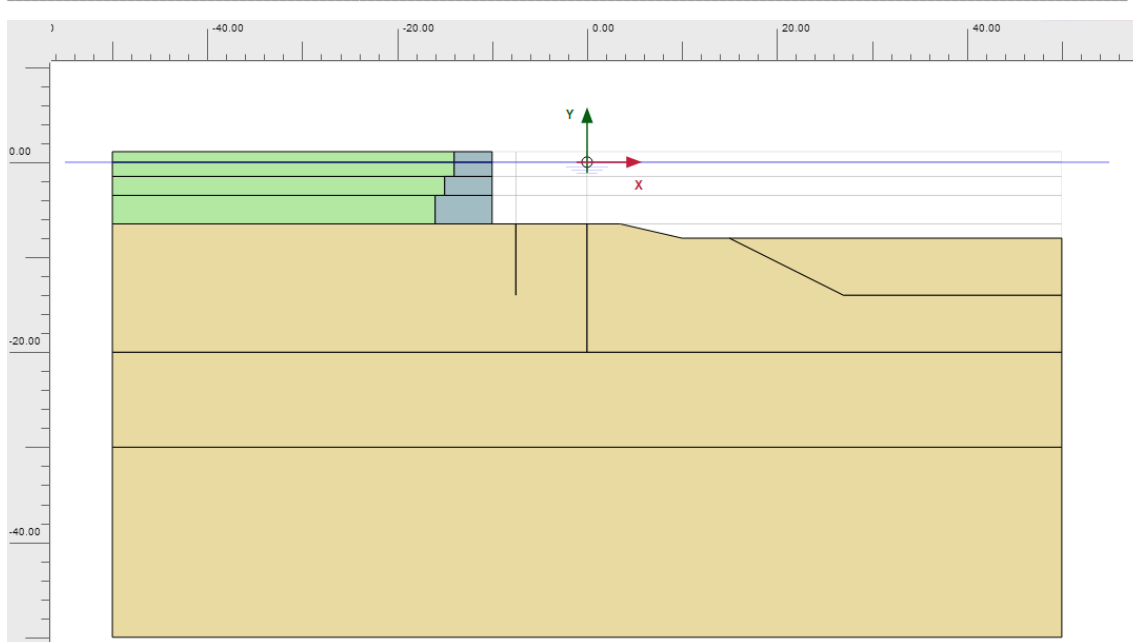


Figura 10: Fase 2 – Condizione ante operam - Riempimento in tout-venant a tergo del muro di sponda

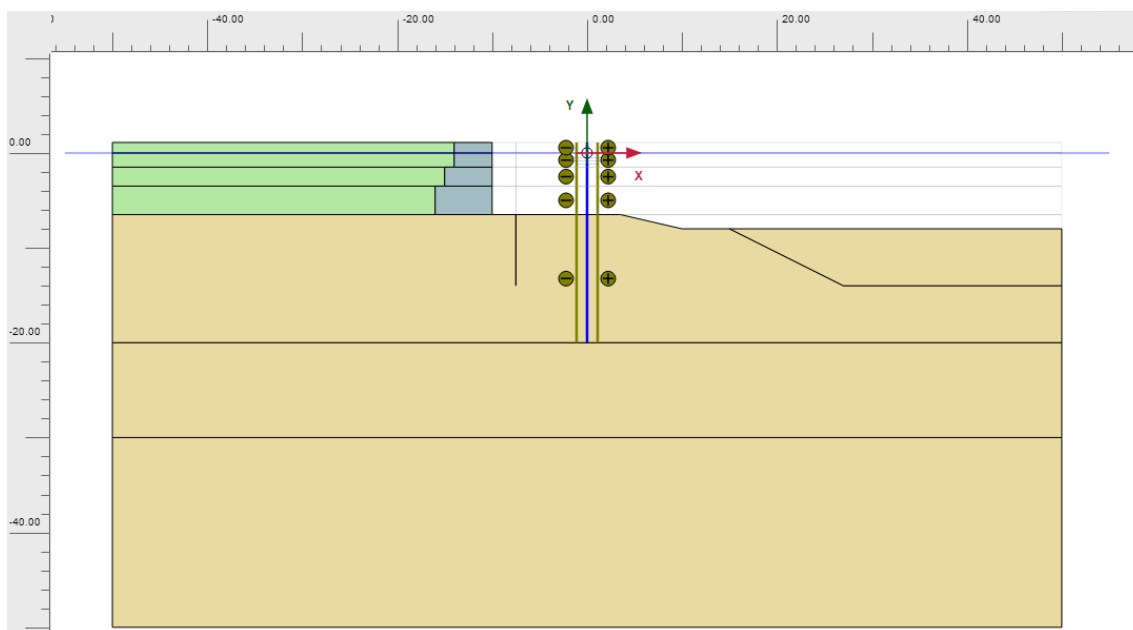


Figura 11 – Fase 3 - Infissione paratia di sponda

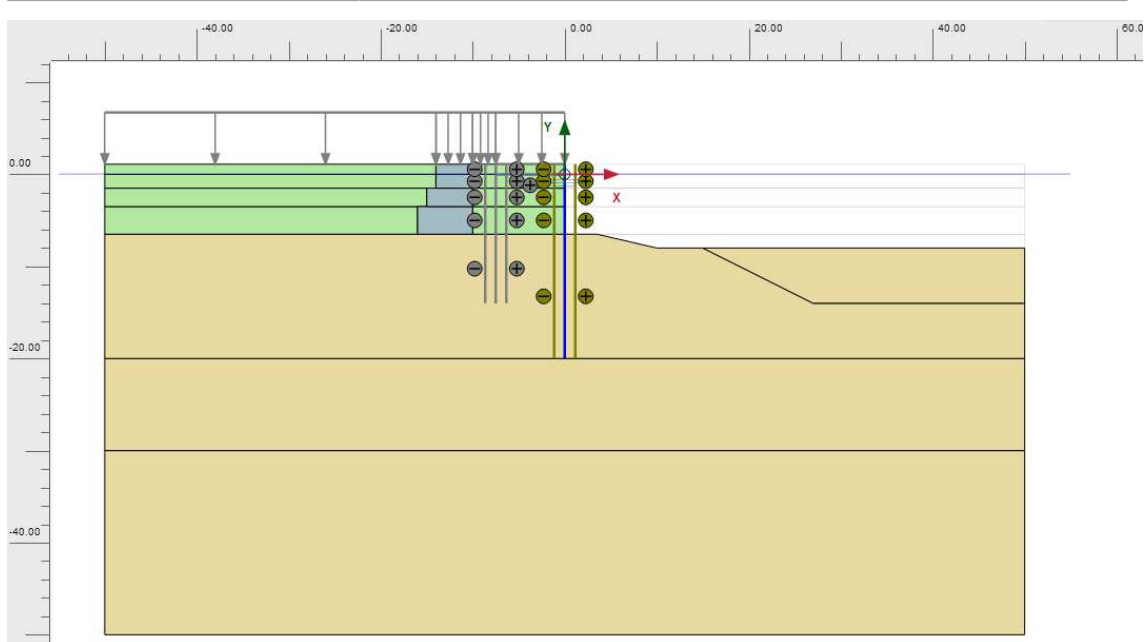


Figura 12 – Fase 4 – Realizzazione riempimento in tout-venant

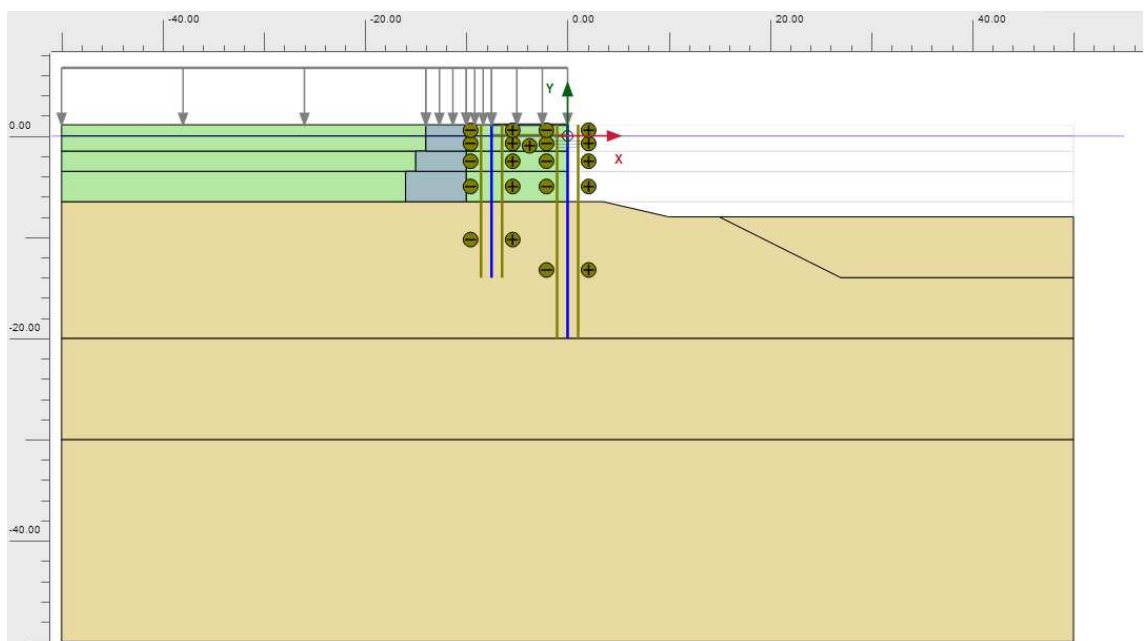


Figura 13 – Fase 5 - Infissione paratia di ancoraggio e getto solettone in c.a.

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

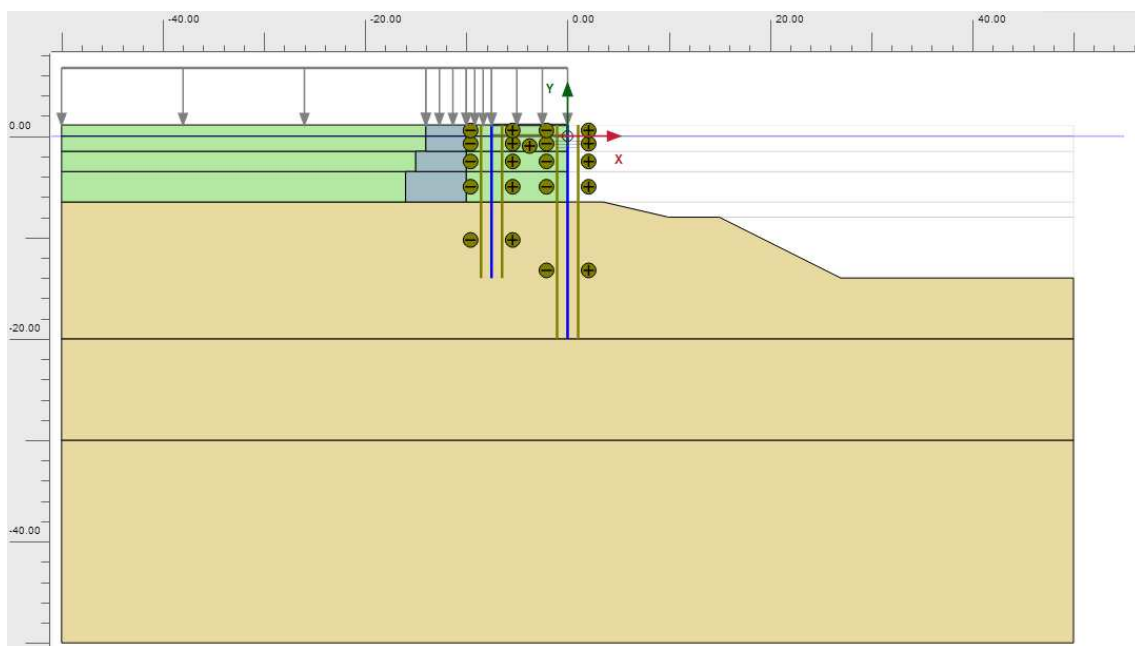


Figura 14 – Fase 6 - Escavo

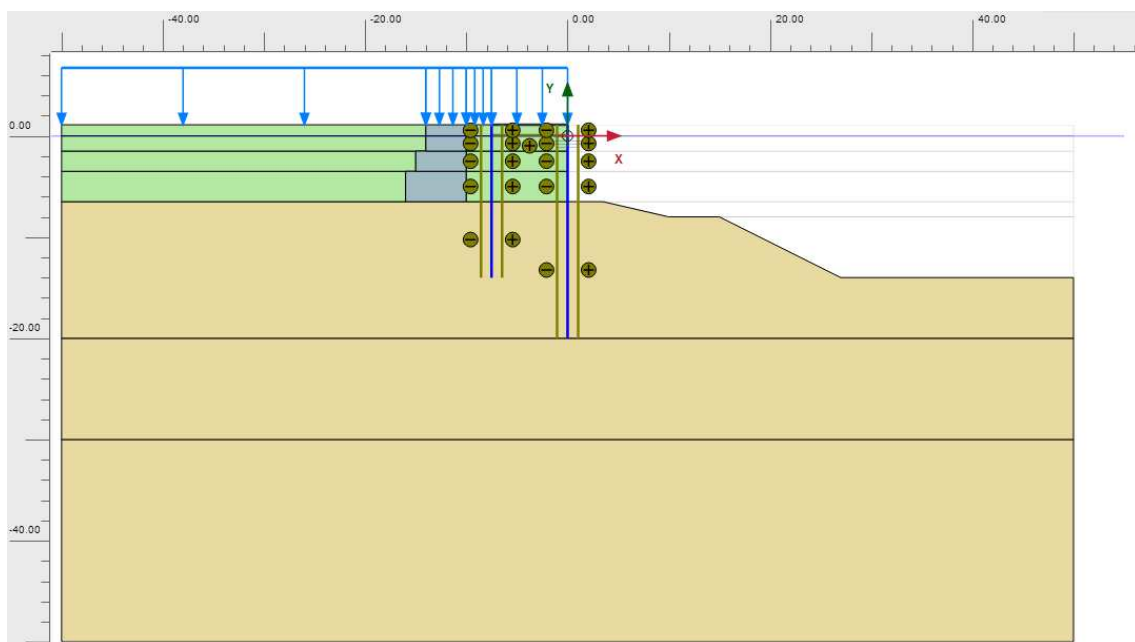


Figura 15 – Fase 7 – Sovraccarico

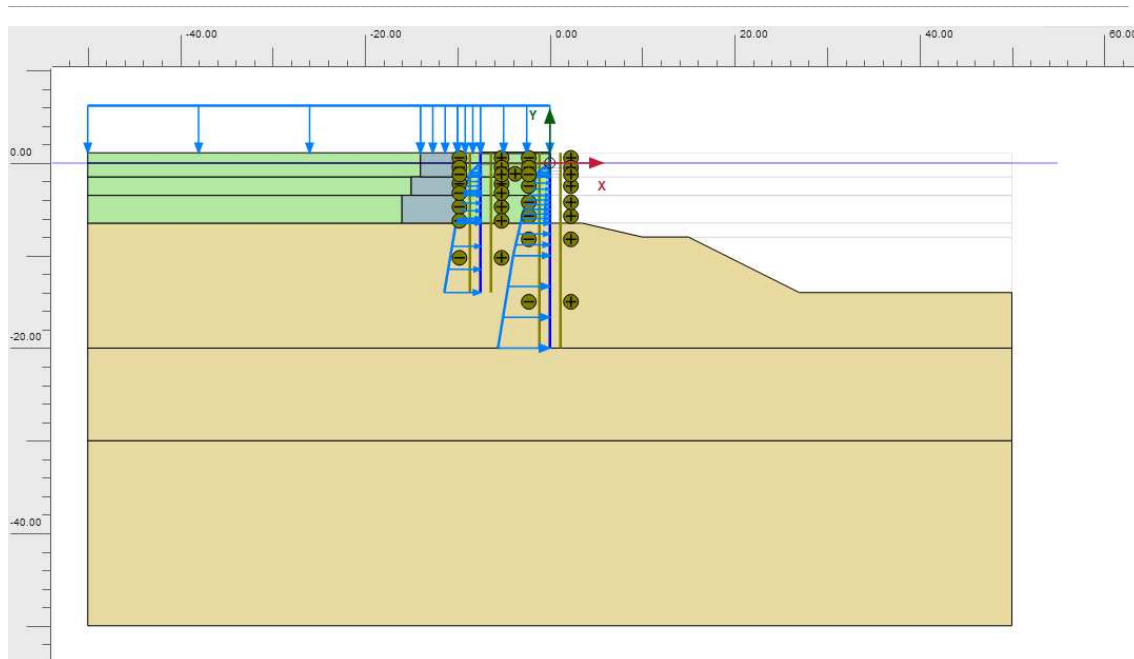


Figura 16 – Fase 8 – Sisma + spinta idrodinamica

### 6.3.4 Coefficiente sismico di progetto

Nel caso in esame, il coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  relativo allo stato limite SLD risulta pari a 0,048 mentre allo SLV risulta pari a 0,112.

CAT. SUOLO	C	C	[-]
CAT. TOPO	T1	T1	[-]
STATO LIMITE	SLD	SLV	[-]
$a_g / g$	0,086	0,218	[-]
$F_0$	2,32	2,412	[-]
$S_T$	1	1	[-]
$S_s$	1,50	1,38	[-]
$a_{max} / g$	0,129	0,302	[g]
$H_{paratia}$	21	21	[m]
$\alpha$	0,72	0,721	[-]
$u_s$	10,5	10,5	[cm]
$\beta$	0,514	0,514	[-]
$\alpha \beta$	0,37	0,37	[-]
$k_h = a_h / g$	0,048	0,112	[g]

Tabella 10 – Calcolo del coefficiente sismico orizzontale di progetto



### 6.3.5 Spinta Idrodinamica sulle paratie

In Figura 17 si riporta il diagramma di spinta idrodinamica agente sulle paratie, determinato sulla base della formulazione riportata al paragrafo §5.4. I valori di pressione allo SLD ed allo SLV sono stati determinati considerando i coefficienti sismici riportati al precedente paragrafo §6.3.4.

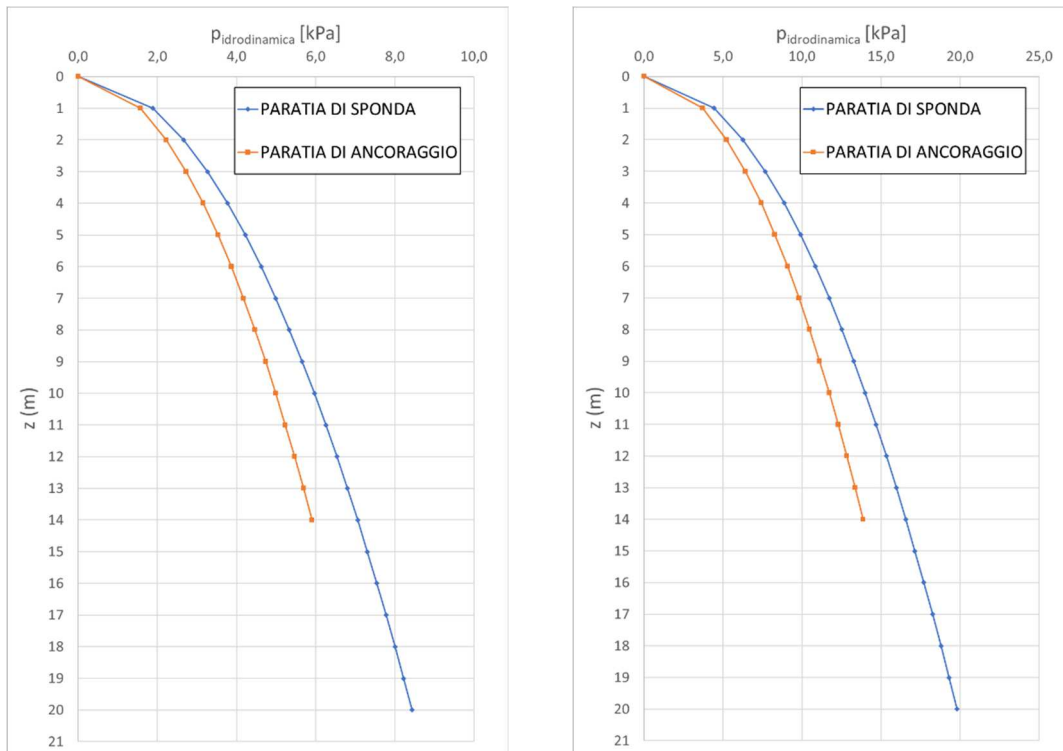


Figura 17 – Sezione 1 - Diagramma di spinta idrodinamica indotta dal sisma – SLD (sx), SLV (dx)

### 6.3.6 Risultati delle analisi di interazione terreno-strutture

Nel presente paragrafo si riportano i principali risultati ottenuti in riferimento alle membrature oggetto di verifica per le varie combinazioni di carico considerate.

In particolare, di seguito si riportano:

- 1) i diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni nelle paratie e nel solettone delle fasi da 1 a 6, equivalenti alle condizioni di carico permanente;
- 2) i diagrammi delle sollecitazioni nelle paratie e nel solettone, relativi alla fase finale in condizioni statiche, coincidente con l'applicazione del sovraccarico sul piazzale in Fase 7, per le Combinazioni agli Stati Limite di Esercizio SLE-rara e SLE-frequente;

- 3) i diagrammi di involucro delle sollecitazioni nelle paratie relative alla fase finale in condizioni sismiche, coincidente con l'applicazione del sisma e della spinta idrodinamica in Fase 8, nel caso di Combinazione sismica SLV.
- 4) i diagrammi degli spostamenti delle paratie e del solettone, relativamente allo Stato Limite di Esercizio SLE-rara ed allo Stato Limite Ultimo in condizioni sismiche SLV.
- 5) i cedimenti del piazzale a seguito delle operazioni di escavo e applicazione del sovraccarico in condizioni statiche relativamente allo Stato Limite di Esercizio SLE-rara ed in condizioni sismiche relativamente allo Stato Limite di Esercizio SLD.

### 6.3.6.1 Paratia di sponda – Sollecitazioni

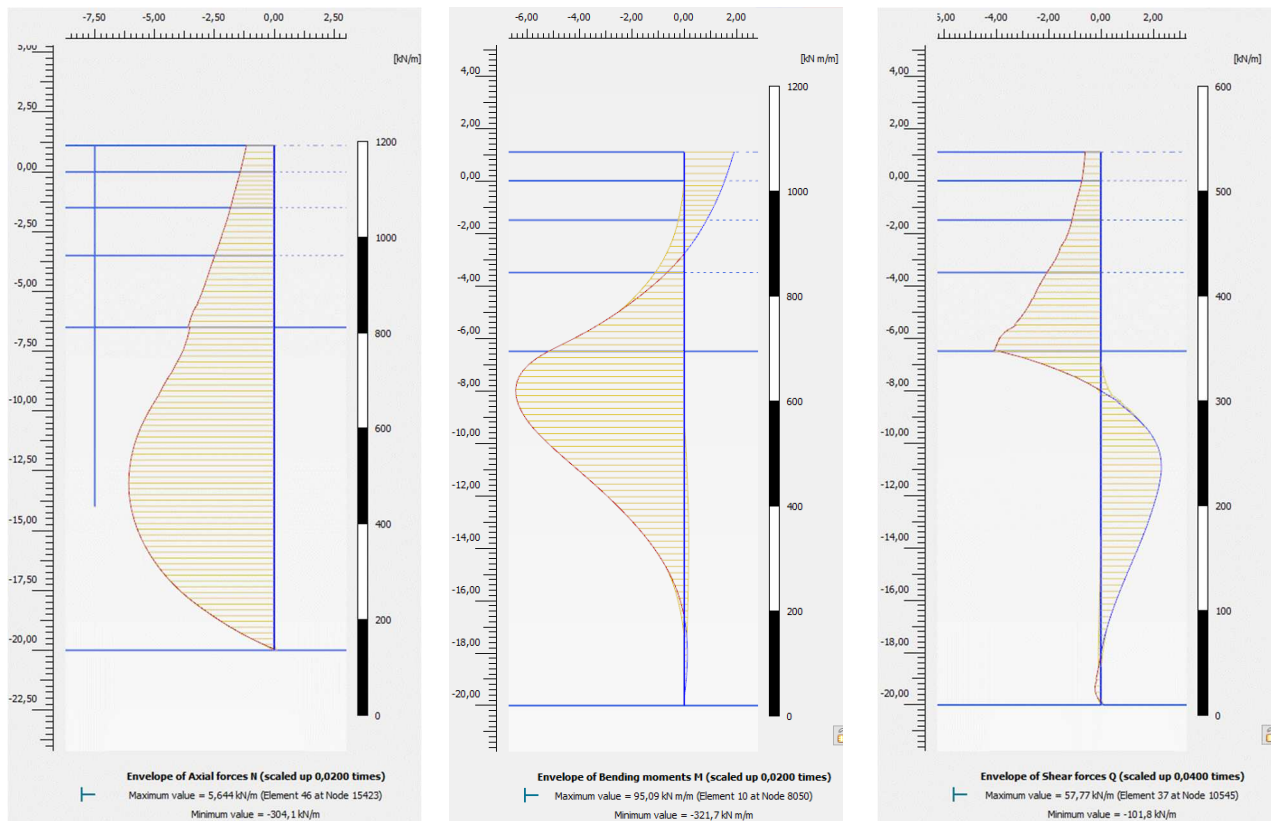


Figura 18 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLE rara – Fase 6

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

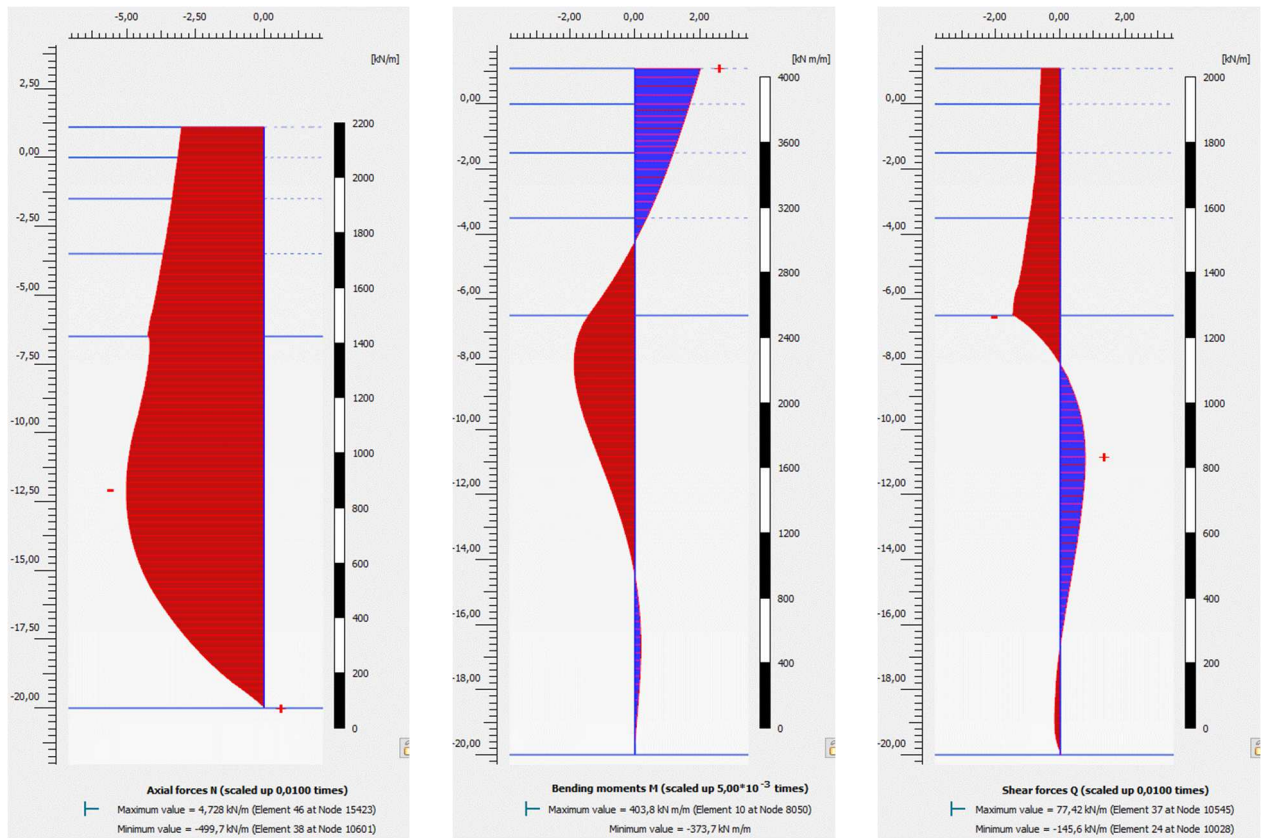


Figura 19 - Diagramma delle sollecitazioni (N,M,Q)– Comb. SLE rara – Fase 7

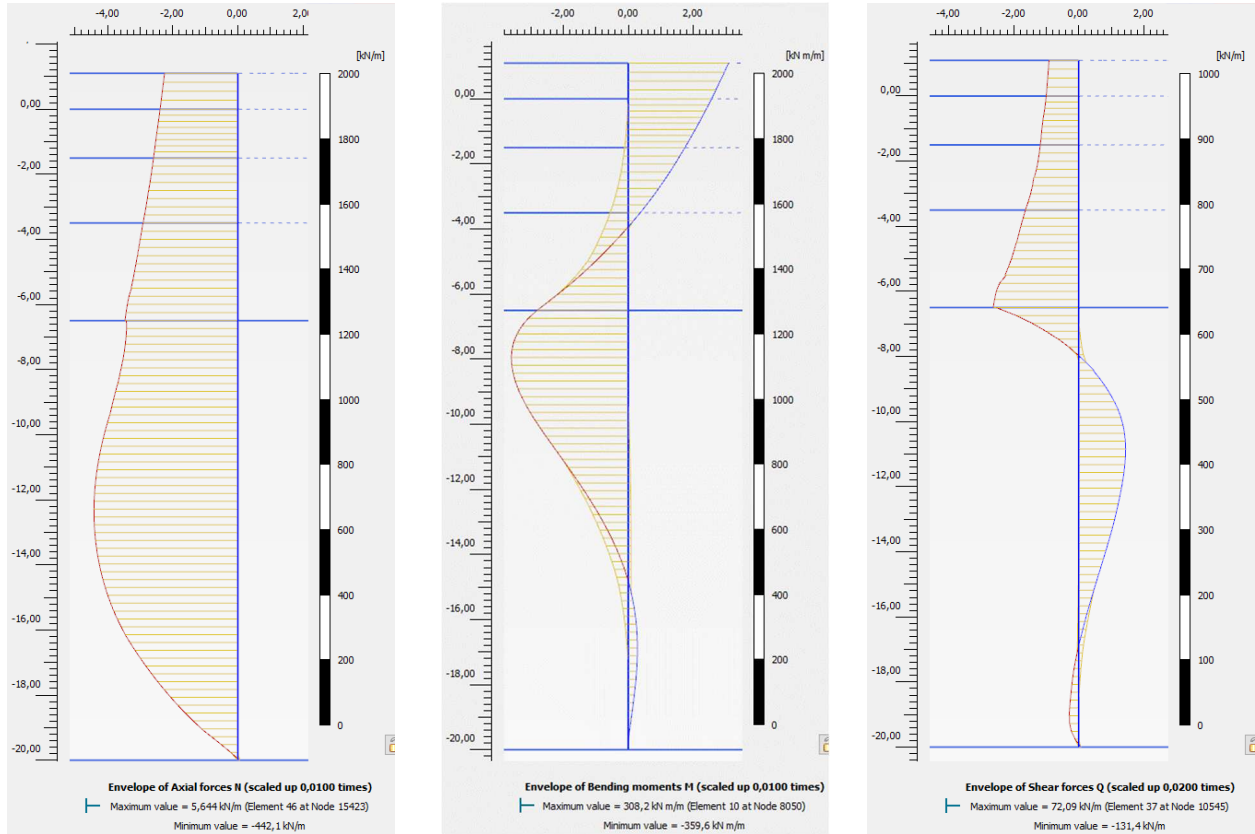


Figura 20 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q)– Comb. SLE frequente – Fase 7

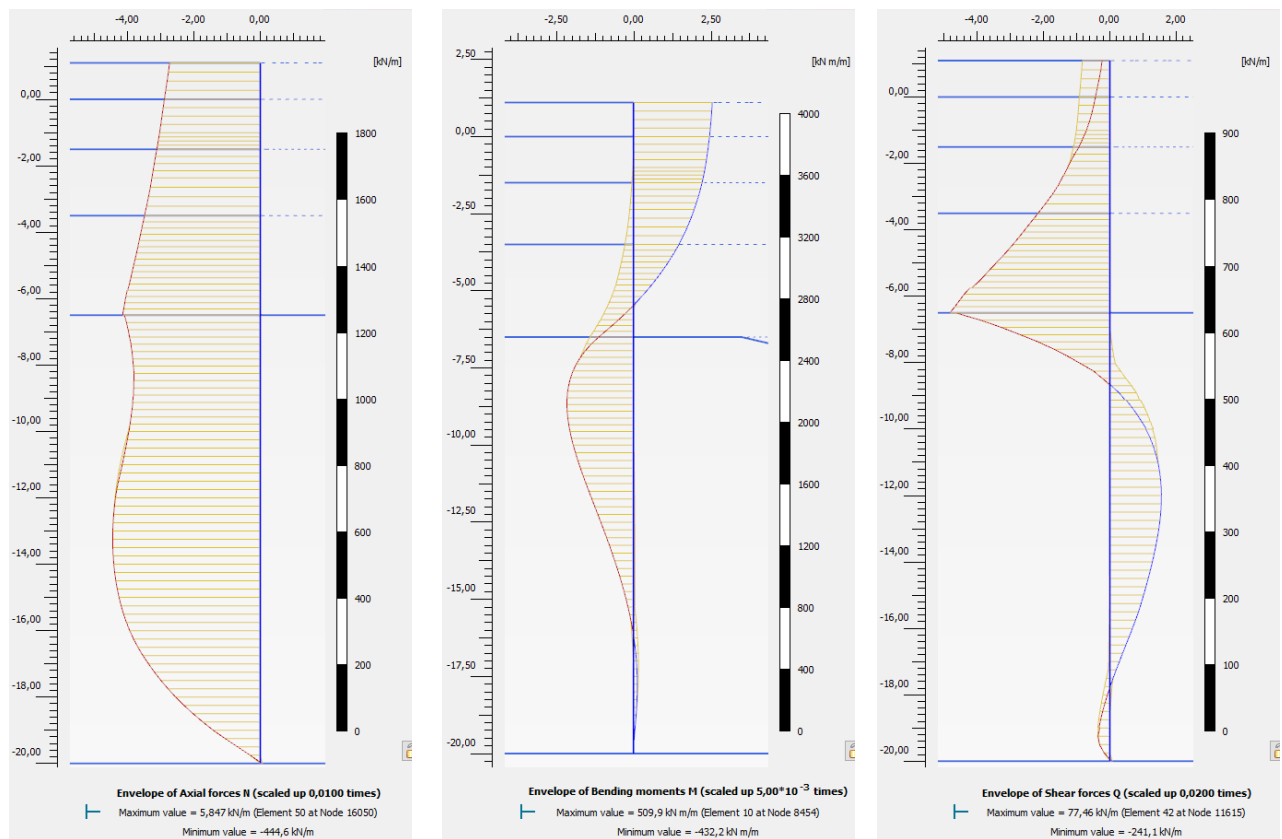


Figura 21 – Inviluppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q)– Comb. SLV – Fase 8

### 6.3.6.2 Paratia di sponda - Spostamenti

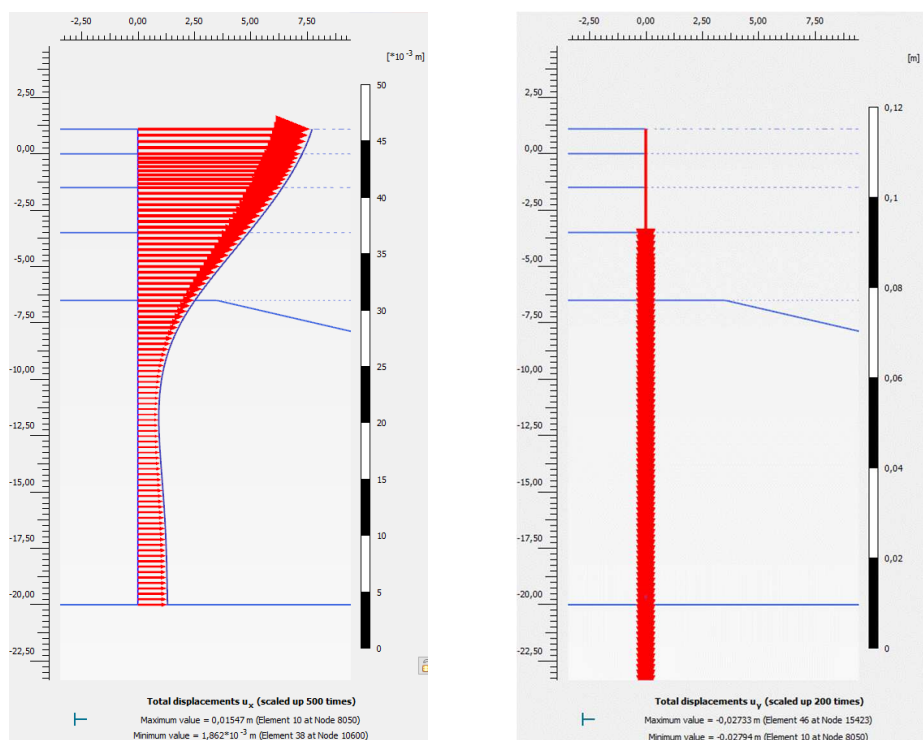


Figura 22 – Spostamenti orizzontali  $u_x$  e verticali  $u_y$  - Comb. SLE rara – Fase 7

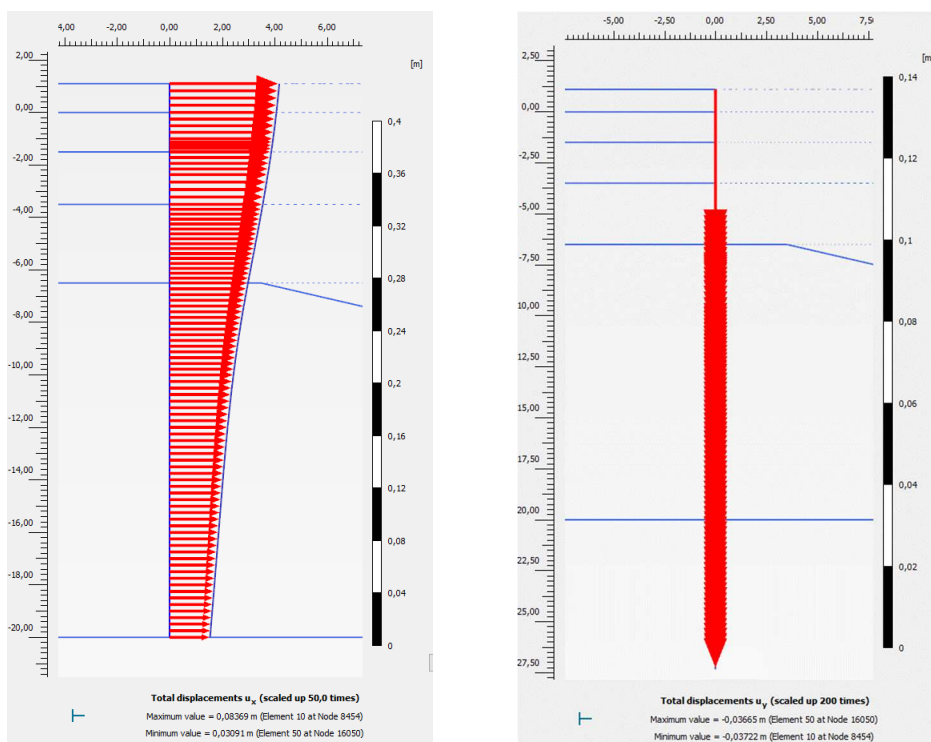


Figura 23 – Spostamenti orizzontali  $u_x$  e verticali  $u_y$  - Comb. SLV – Fase 7

Elemento	Spostamenti orizzontali massimi	
	SLE- rara	SLV
Paratia di sponda	$u_{x,max} = 1,6 \text{ cm}$	$u_{x,max} = 8,4 \text{ cm} < 5\% H=10,5 \text{ cm}$

Tabella 11 – Spostamento orizzontale massimo allo SLE ed allo SLV

6.3.6.3 Paratia di ancoraggio – Sollecitazioni

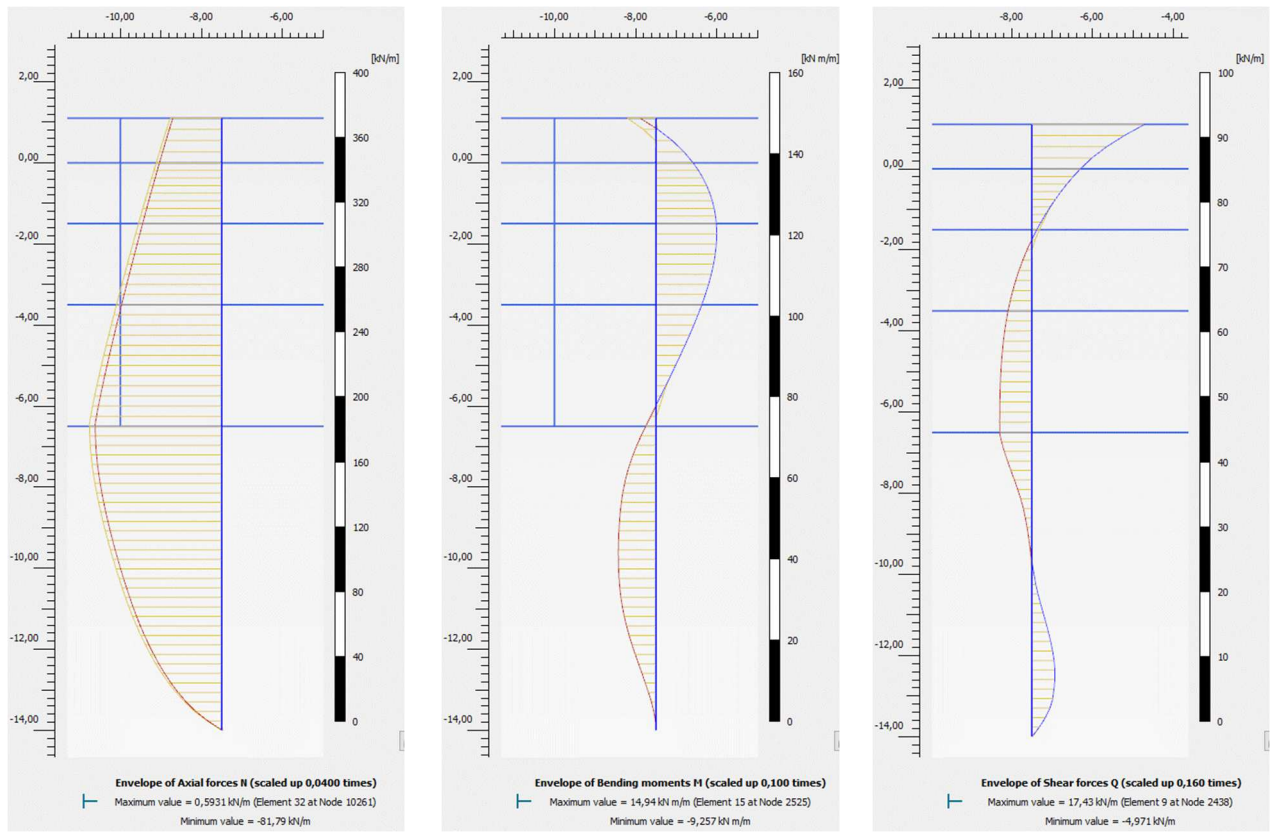


Figura 24 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLE rara – Fase 6

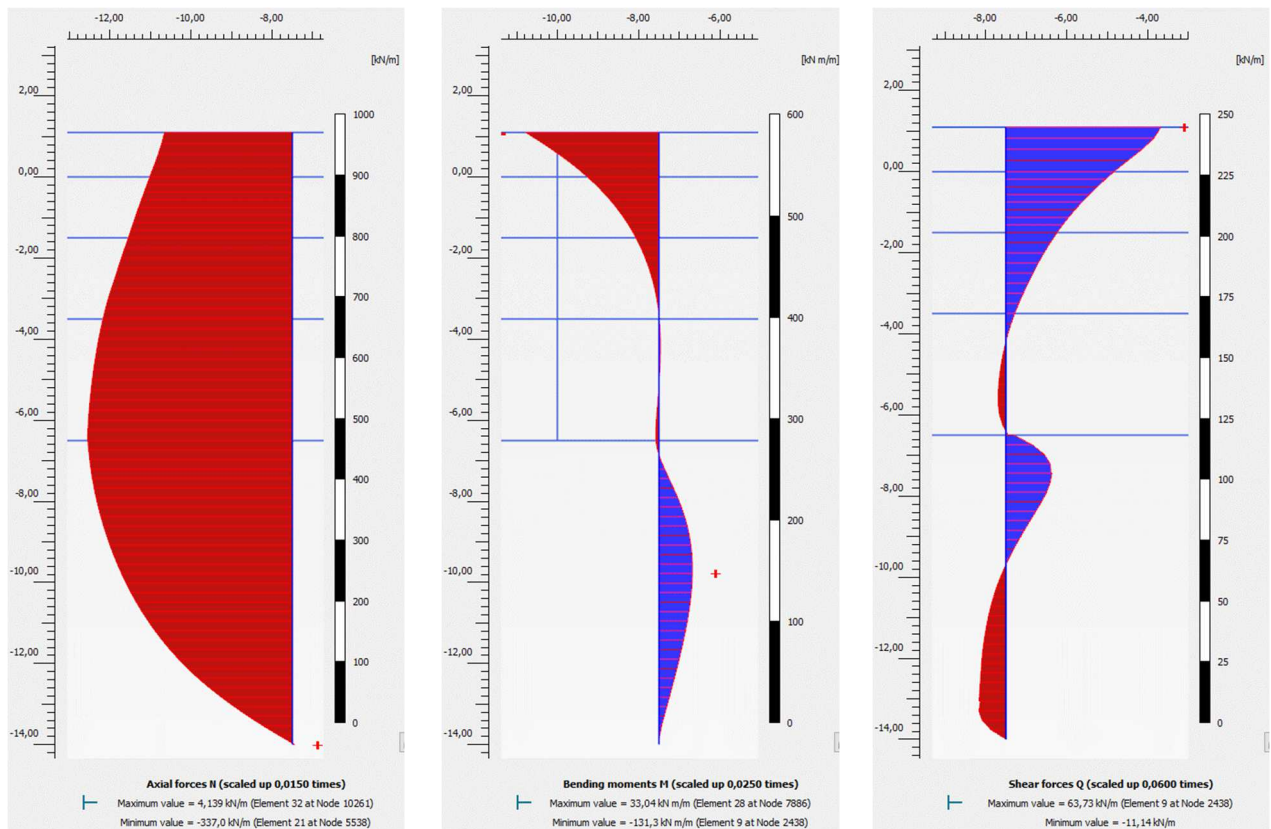


Figura 25 - Diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLE rara – Fase 7

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

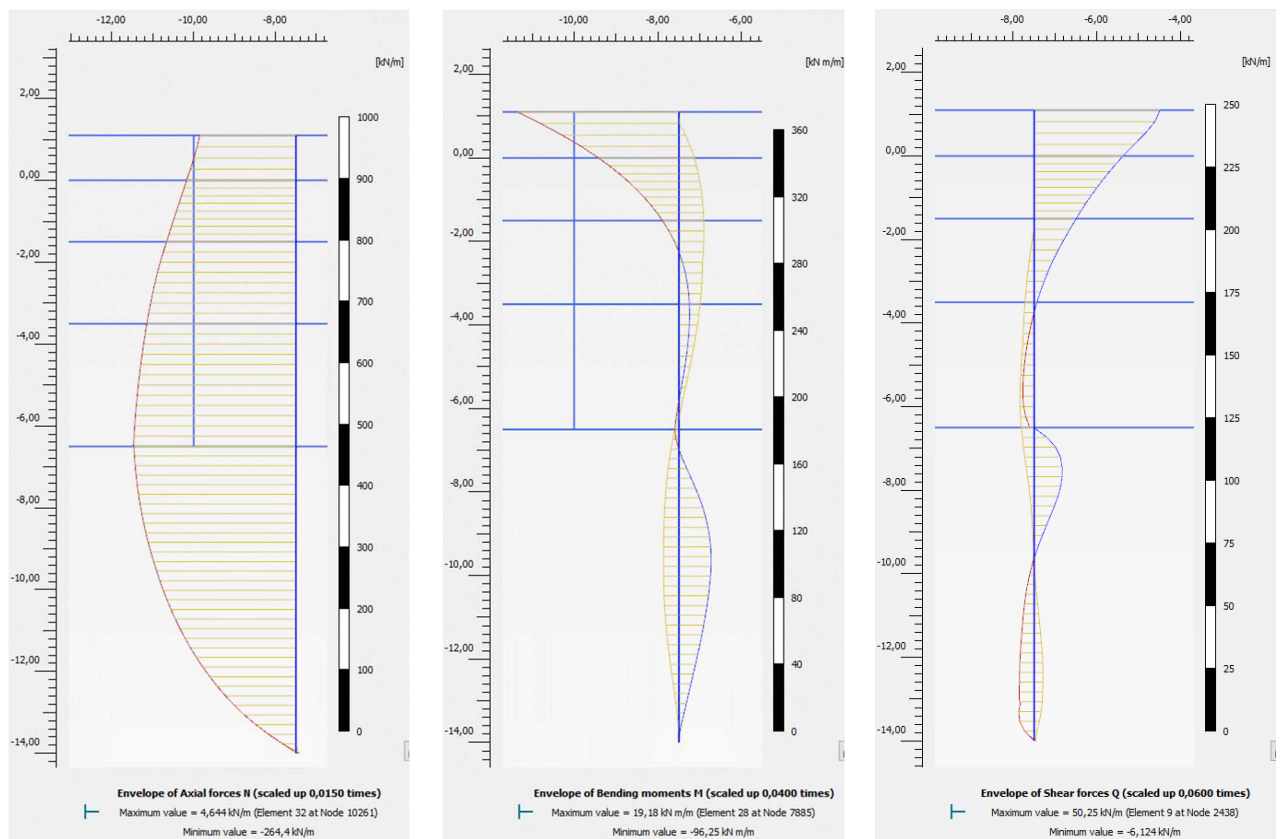


Figura 26 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLE frequente – Fase 7

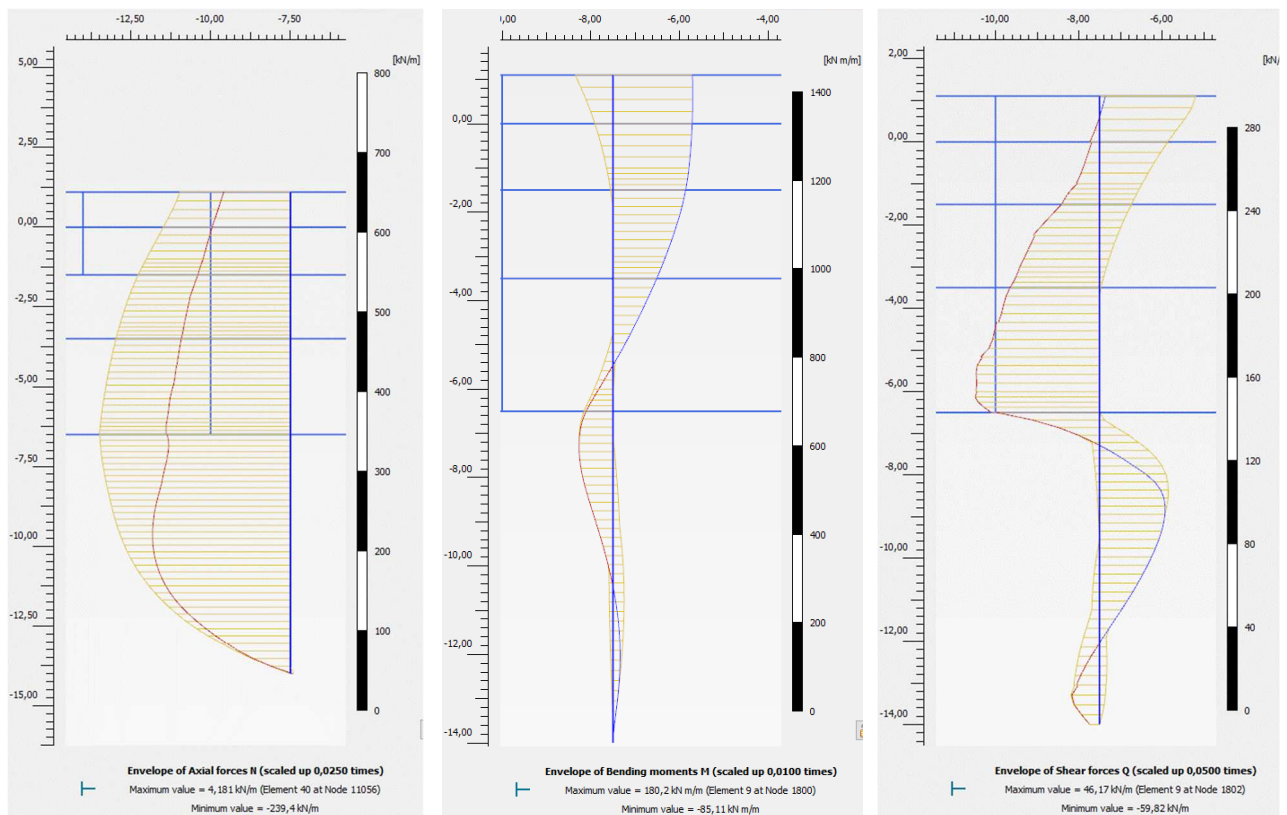


Figura 27 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLV – Fase 8

### 6.3.6.4 Paratia di ancoraggio – Spostamenti

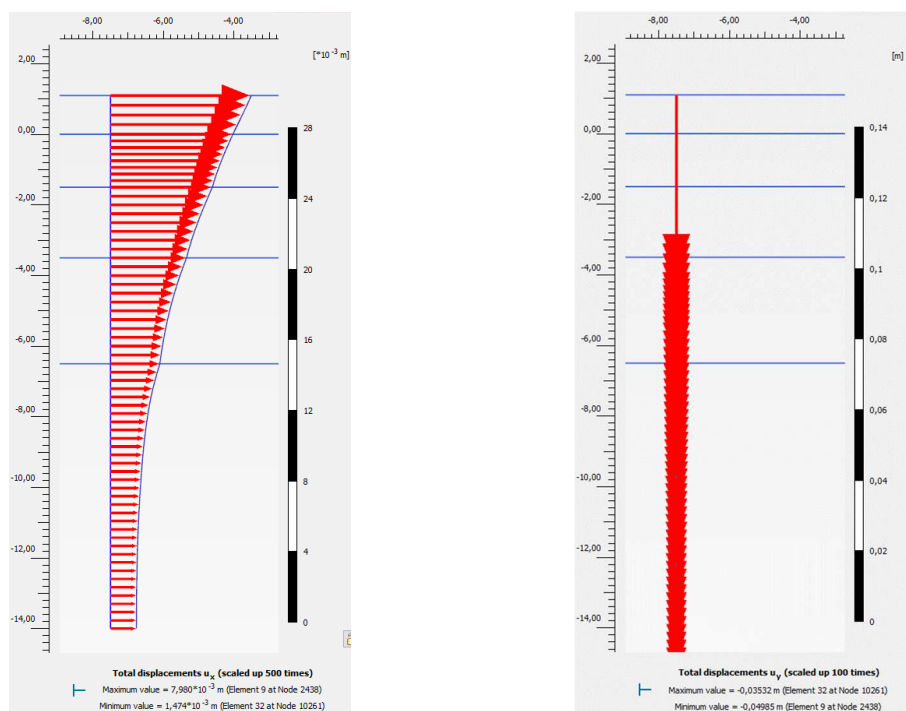


Figura 28 – Spostamenti orizzontali  $u_x$  e verticali  $u_y$  - Comb. SLE rara – Fase 7

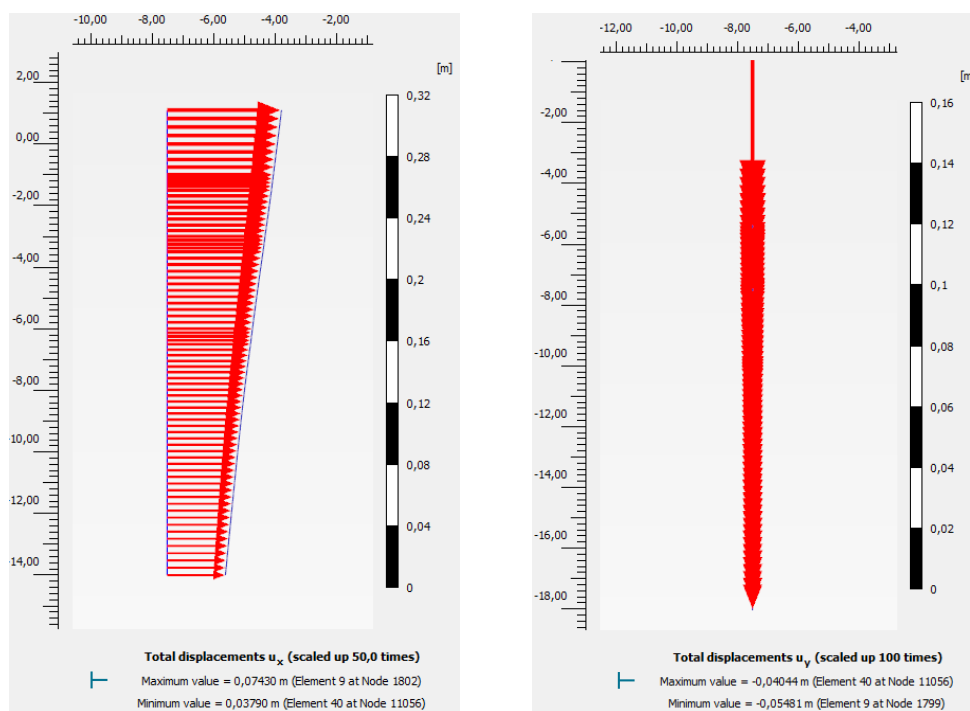


Figura 29 – Spostamenti orizzontali  $u_x$  e verticali  $u_y$  - Comb. SLV – Fase 8

Elemento	Spostamenti orizzontali massimi	
	SLE- rara	SLV
Paratia di ancoraggio	$u_{x,max} = 0,8$ cm	$u_{x,max} = 7,4$ cm $< 5\% H=7,5$ cm

Tabella 12 – Spostamento orizzontale massimo allo SLE ed allo SLV



### 6.3.6.5 Solettone - Sollecitazioni

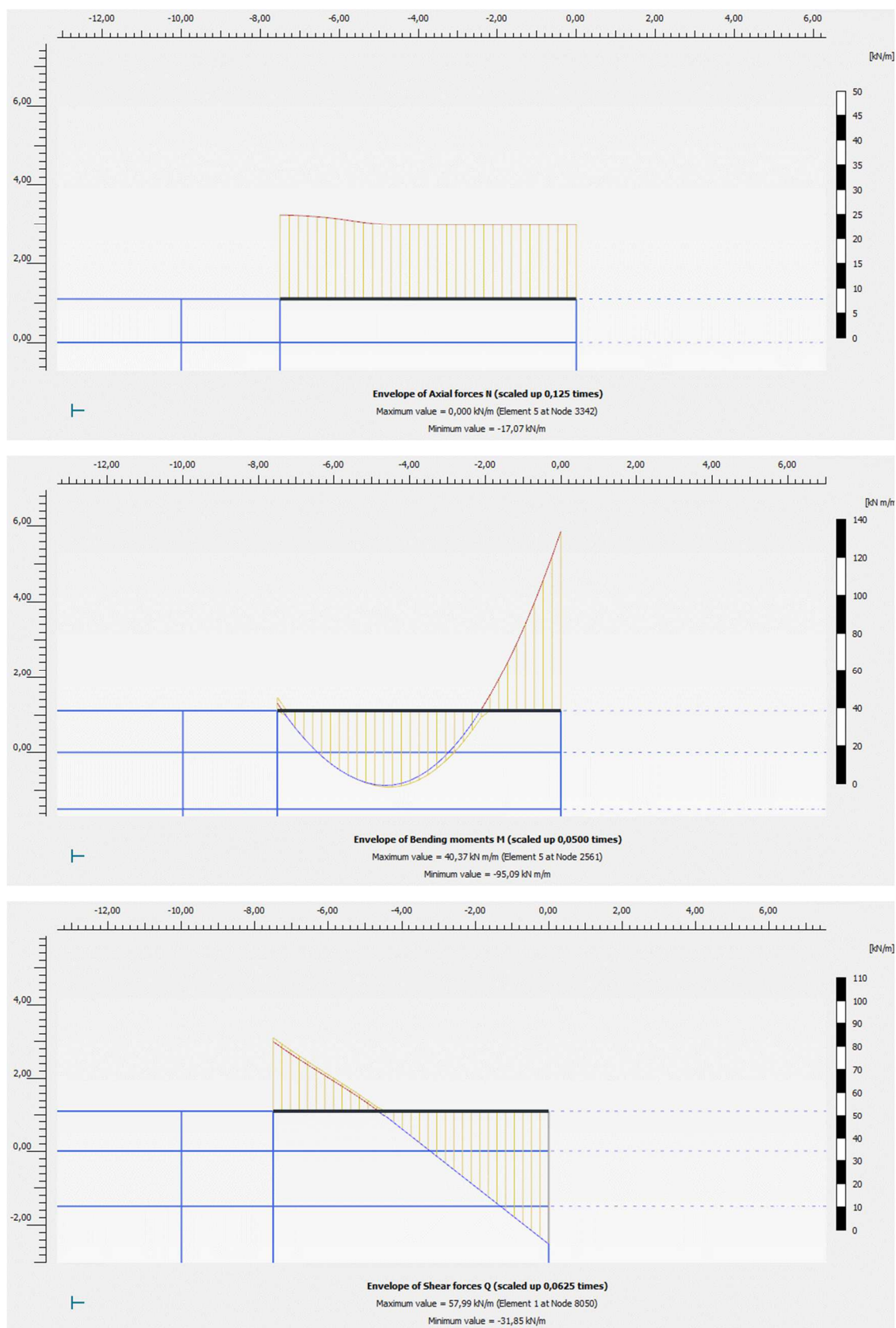


Figura 30: Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Combinazione SLE rara – Fase 6

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

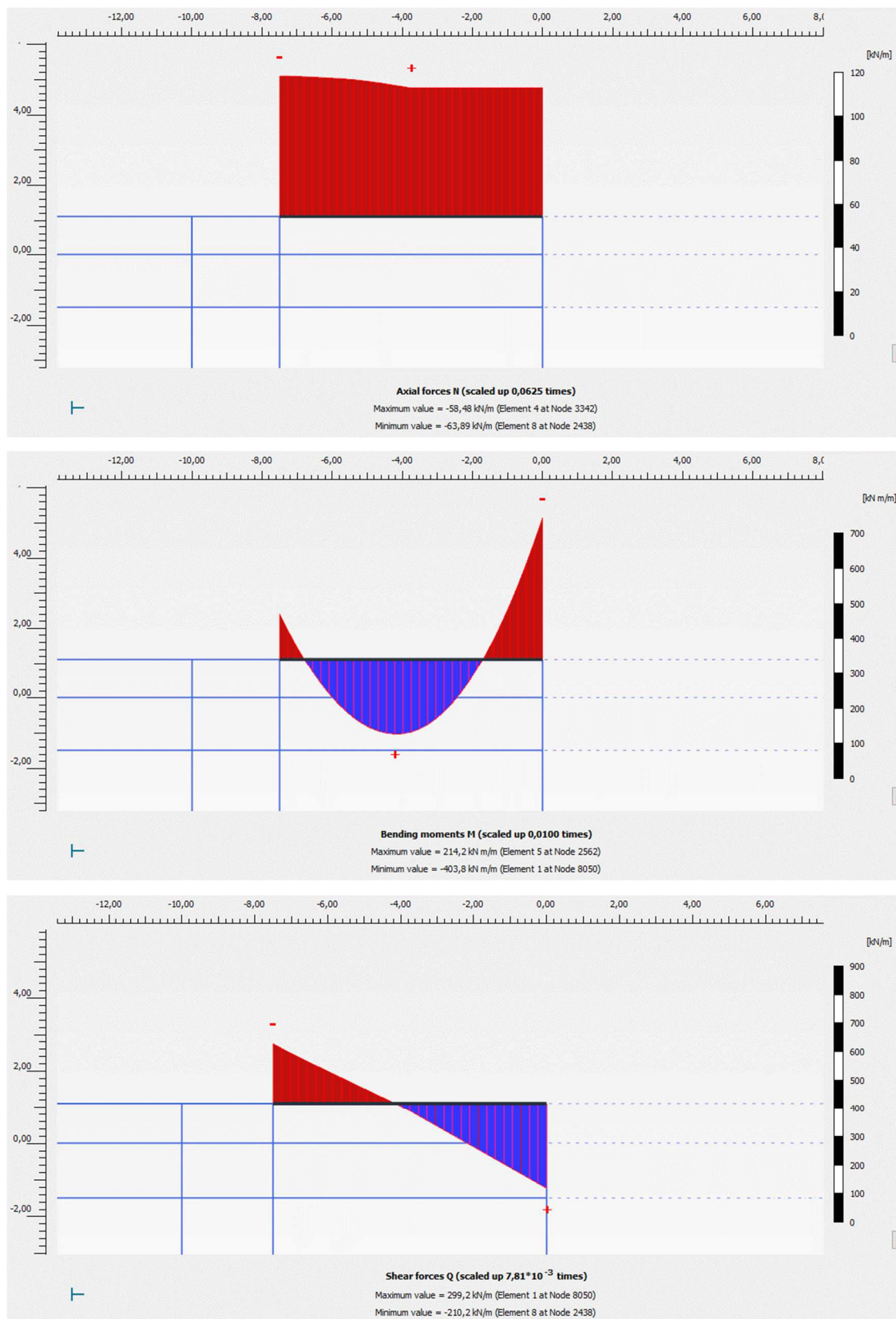


Figura 31: Diagramma delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLE rara – Fase 7

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

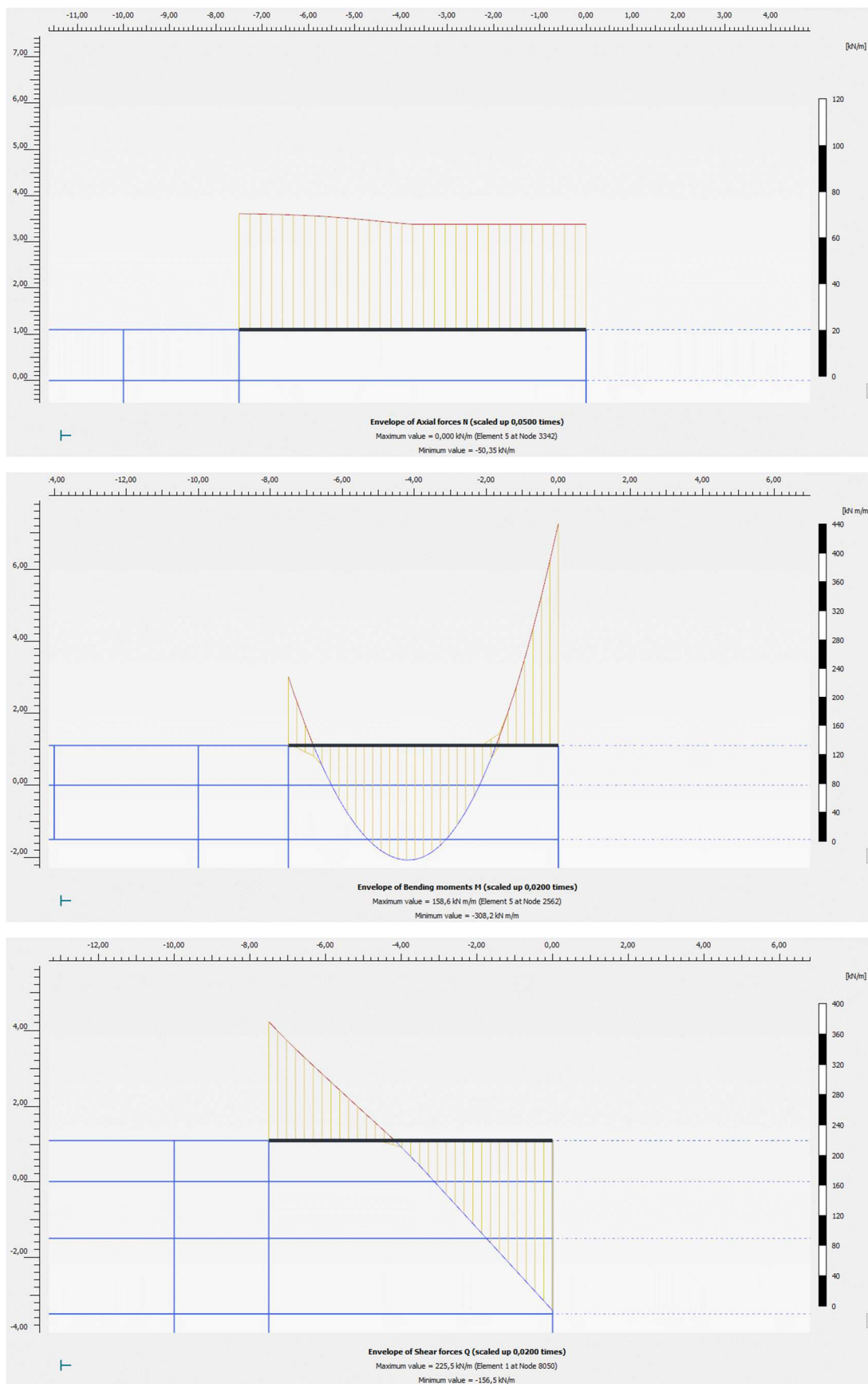


Figura 32: Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni – Combinazione SLE frequente – Fase7

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

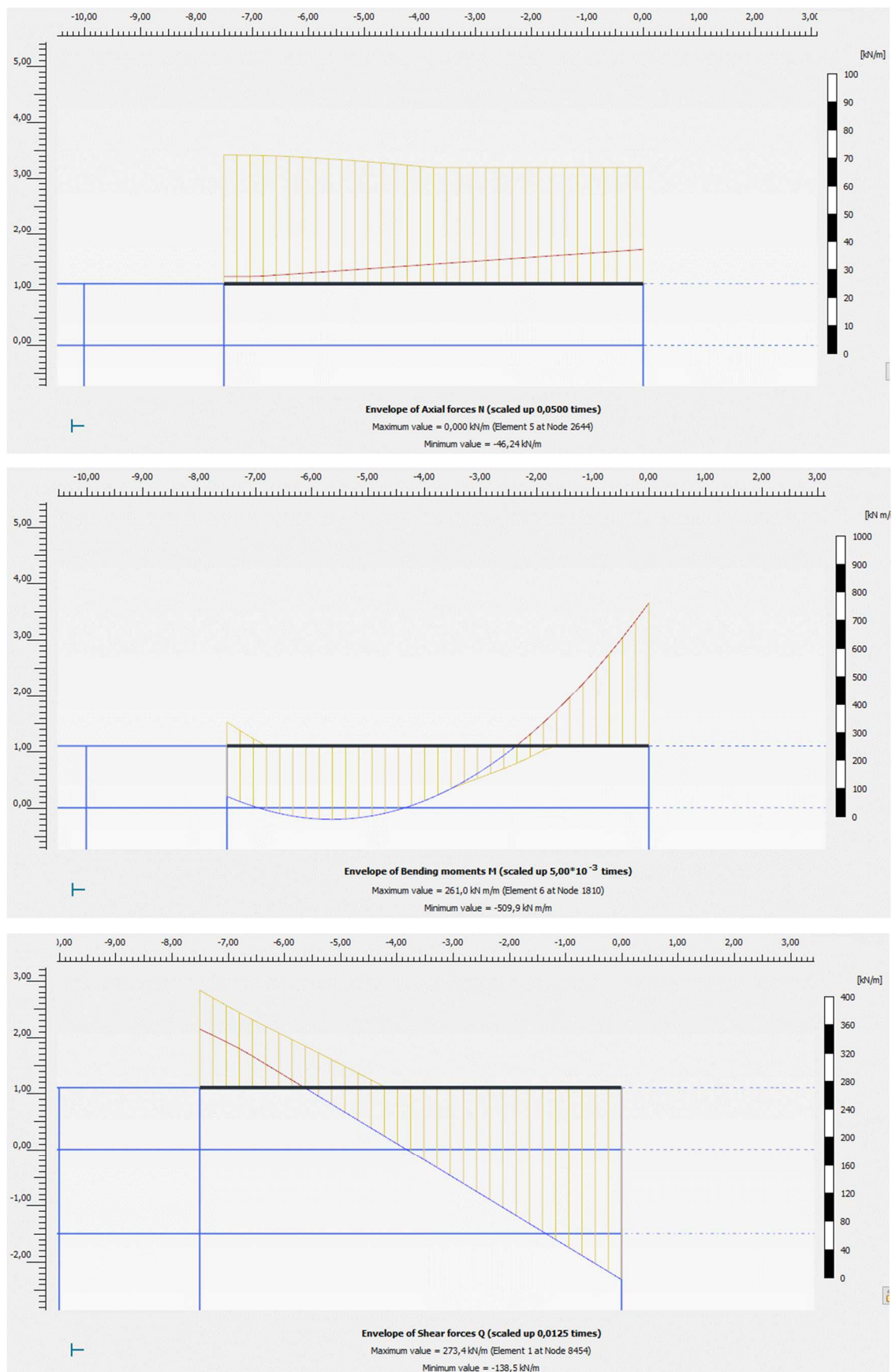


Figura 33 - Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni – Comb. SLV – Fase 8

### 6.3.6.6 Solettone - Spostamenti

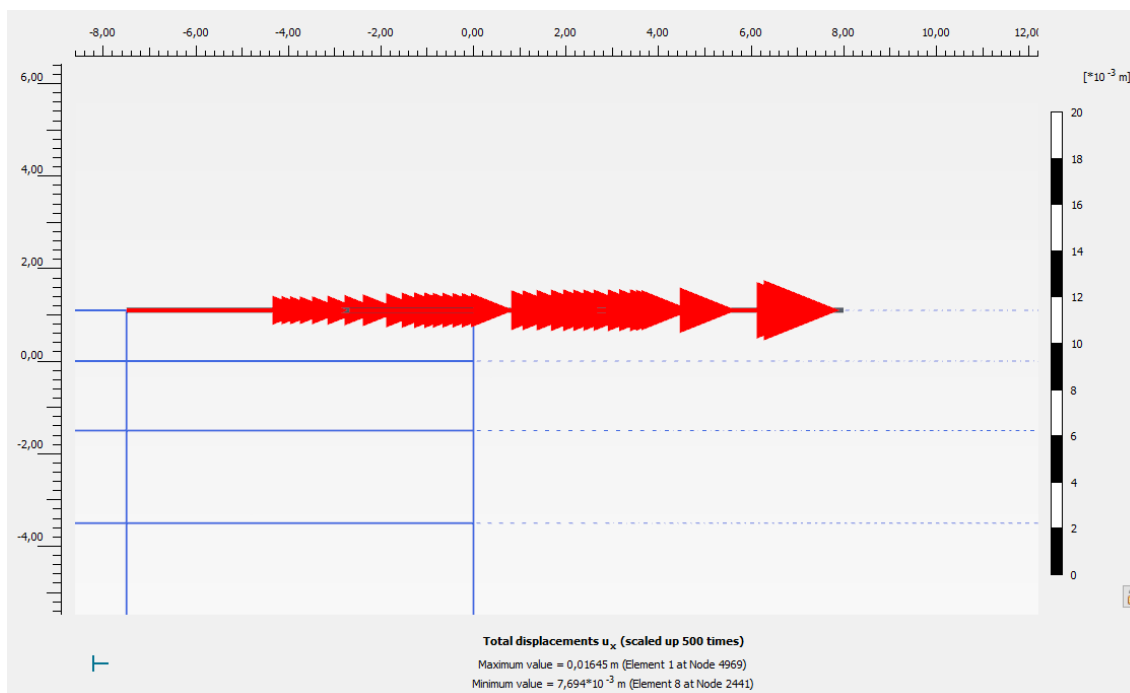


Figura 34 - Spostamenti orizzontali  $u_x$  - Comb. SLE rara – Fase 7

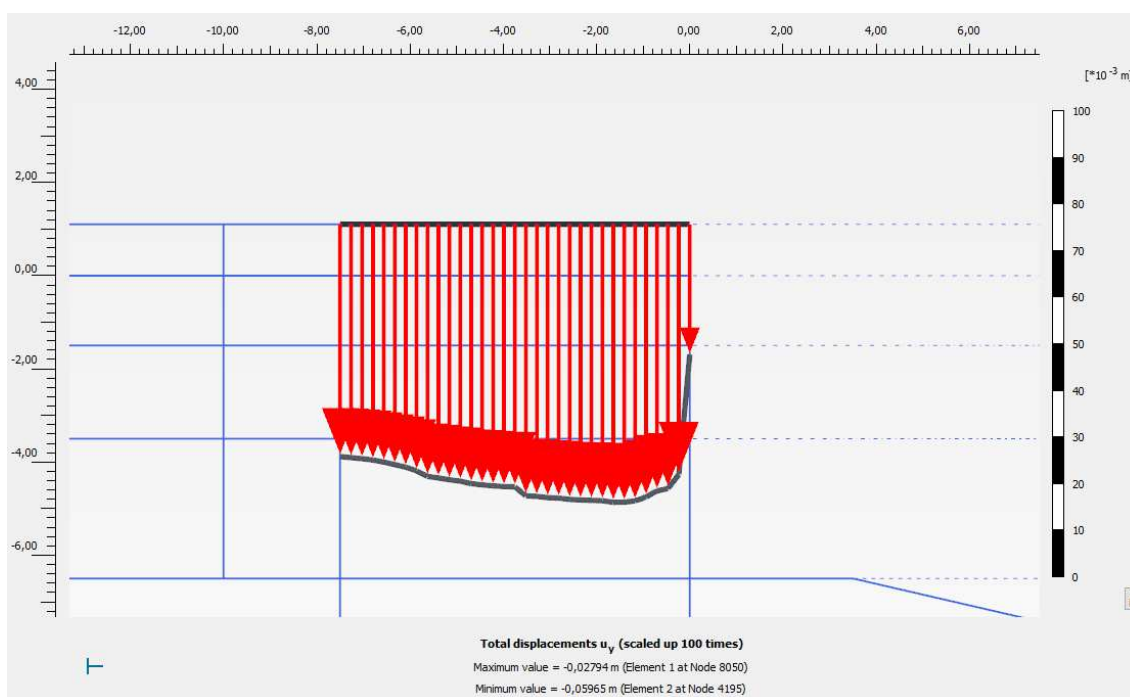


Figura 35 - Spostamenti verticali  $u_y$  - Comb. SLE rara – Fase 7

### 6.3.6.7 Piazzale - Cedimenti

I cedimenti del piazzale risultano contenuti ed inferiori a 4 cm, sia in fase statica (Figura 36) che in fase sismica (Figura 37).

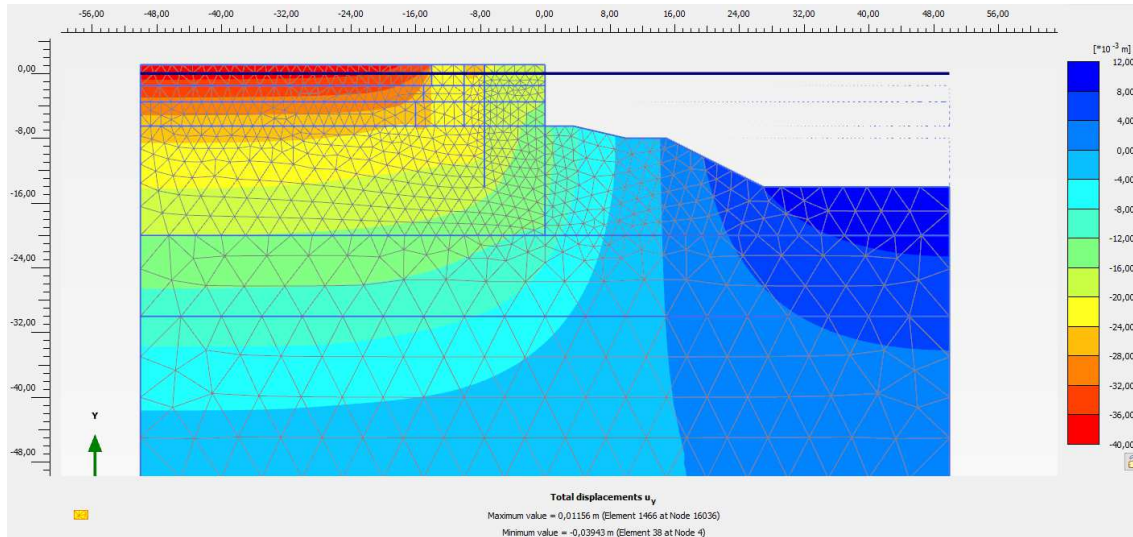


Figura 36 – Cedimenti – Combinazione SLE – rara – Fase 7

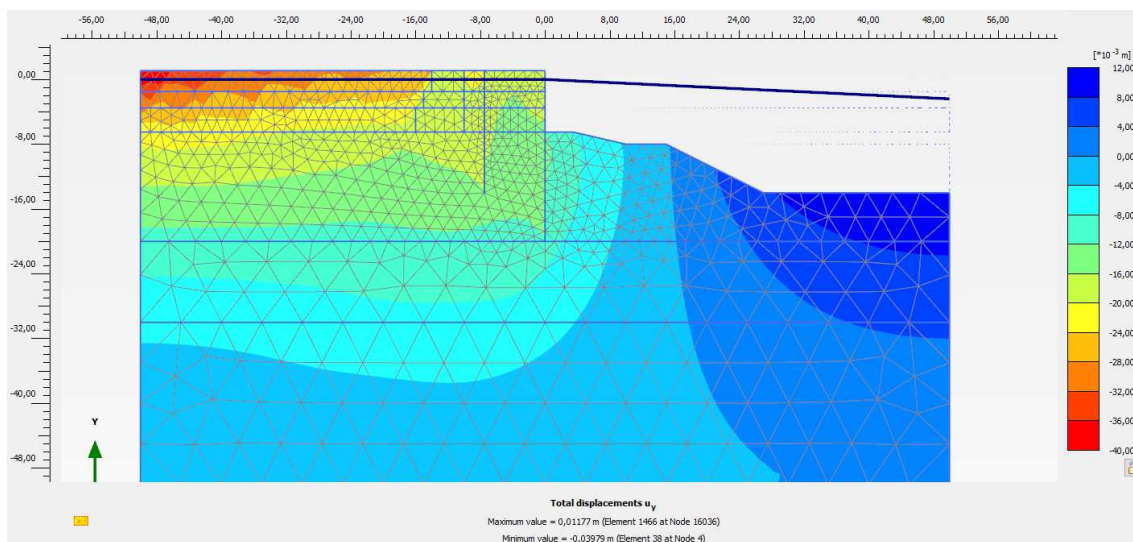


Figura 37 - Cedimenti – Combinazione SLD – Fase 8

## 6.4 Sezione 2

### 6.4.1 Modello geotecnico di riferimento e modello di calcolo

Il modello geotecnico è costituito da strati orizzontali così definiti:

#### Riempimento del piazzale dopo l'infissione della paratia di sponda

- Tout-Venant da 1,40 m s.l.m. a -6,50 m s.l.m.

#### Terreni di fondazione

- Calcarenite da - 6,50 m s.l.m. a -50,0 m s.l.m.

Il terreno di fondazione è stato modellato mediante un legame costitutivo elasto-plastico incrudente Hardening Soil (HS), mentre il materiale di riempimento in tout venant è stato modellato mediante un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico alla Mohr-Coulomb (MC).

Nella Tabella 13 sono riportati i parametri fisico-meccanici adottati nei calcoli per gli strati identificati, relativamente alla configurazione di progetto, dove:

- $\gamma_{sat}$  è il peso saturo dell'unità di volume;
- $\gamma_d$  è il peso secco dell'unità di volume;
- $c'$  è la coesione intercetta in condizioni drenate;
- $\phi'$  è l'angolo di resistenza a taglio del terreno;
- $\psi$  è l'angolo di dilatanza;
- $E_{oed}^{ref}$  modulo di rigidezza tangente per il primario carico edometrico;
- $E_{50}^{ref}$  modulo di rigidezza secante in una prova standard triassiale drenata;
- $E_{ur}^{ref}$  modulo di rigidezza nella fase di scarico/ricarico;
- $\nu'$  è il modulo di Poisson dello scheletro solido.

STRATO	MATERIAL MODEL	$\gamma_{sat}$	$\gamma_d$	$c'$	$\phi'$	$\psi$	$E_{ed,ref}$	$E_{50,ref}$	$E_{ur,ref}$	E	$\nu$
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[°]
Calcarenite	HS	20,0	18,0	40	38	0	60	60	180	-	0,3
Tout venant	MC	20,5	17,5	0	35	0	-	-	-	30	0,3

Tabella 13 – Parametri geomeccanici caratteristici

Tutti i parametri del modello sono intesi a rappresentare la risposta del terreno in termini di tensioni efficaci. Il comportamento dei materiali di costruzione è stato considerato drenato (DR) al fine di simulare il rapido drenaggio per l'elevata permeabilità dei terreni.

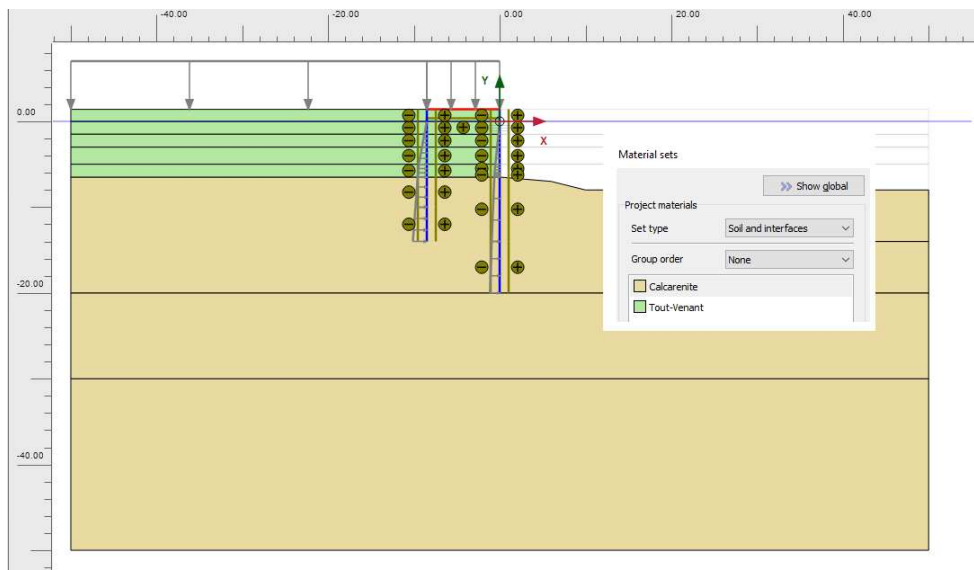


Figura 38 – Sezione 2 – Modello geotecnico di calcolo

Al fine di determinare un modello geotecnico di calcolo compatibile con i terreni in situ ed affidabile dal punto di vista computazionale, è stata effettuata una procedura di taratura del modello in termini di estensione geometrica. Tale procedura permette di minimizzare gli effetti di bordo in funzione del campo deformativo associato alle varie fasi di carico. Il sistema di riferimento  $x$ - $y$  ha origine  $y$  coincidente con il livello medio del mare e  $x$  coincidente con la paratia di sponda.

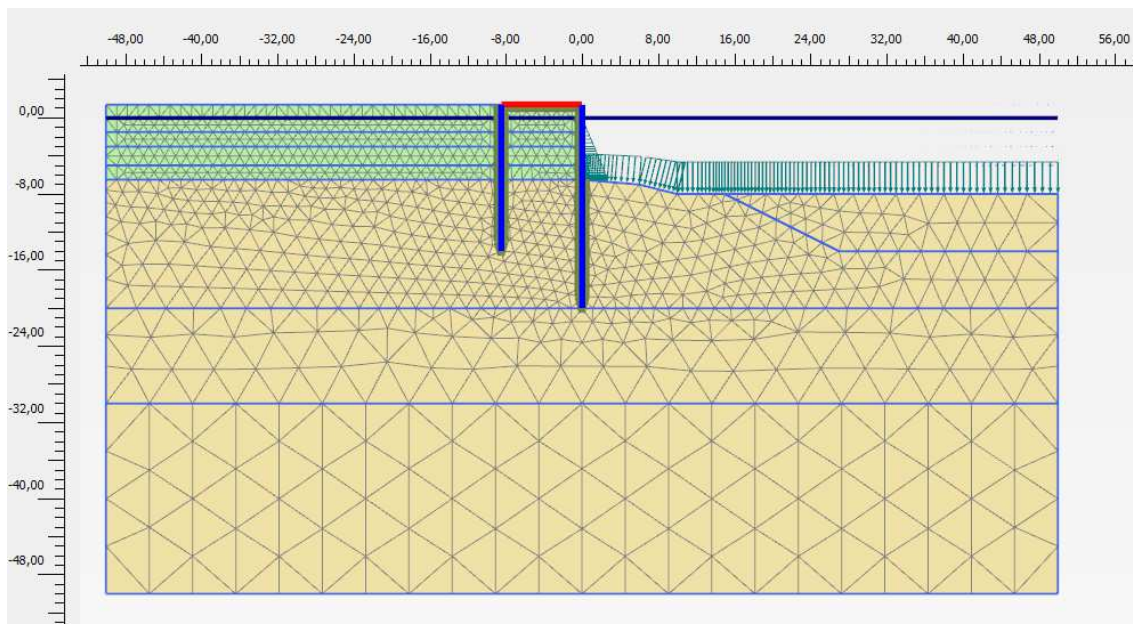


Figura 39 – Discretizzazione mediante mesh ad elementi finiti



### 6.4.2 Modellazione degli elementi strutturali

Il problema geotecnico tridimensionale è stato approssimato con un modello bidimensionale, pertanto gli elementi strutturali pali e piastre sono modellati come elementi plate. Tali elementi sono definiti per metro lineare, pertanto le caratteristiche meccaniche devono essere spalmati su metro lineare. Per entrambe le paratie è stato trascurato il contributo offerto dalle palancole.

Di seguito vengono riportati in forma tabellare le principali proprietà geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che costituiscono il modello:

ELEMENTO	TIPO	w	EA	EI
		[kN/m/m]	[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]
Paratia di sponda, quota di infissione -20,0 m s.l.m.	Pali in c.a., Ø1200, i=2,70 m	10,5	12,6E06	1,13E06
Paratia di ancoraggio, quota di infissione -14,0 m s.l.m.	Pali in c.a., Ø1200, i=2,70 m	10,5	12,6E06	1,13E06
Solettone in c.a., luce L = 8,50 m	Piastra in c.a., h = 70 cm	17,5	24,2E06	990E03

Tabella 14: Caratteristiche elementi strutturali

L'interazione tra gli elementi strutturali e gli elementi mesh viene modellata mediante opportune interfacce, la cui resistenza a scorrimento viene definita attraverso il fattore di riduzione delle caratteristiche del suolo,  $R_{inter}$ . Nel caso in esame si è posto  $R_{inter} = 0,7$ .

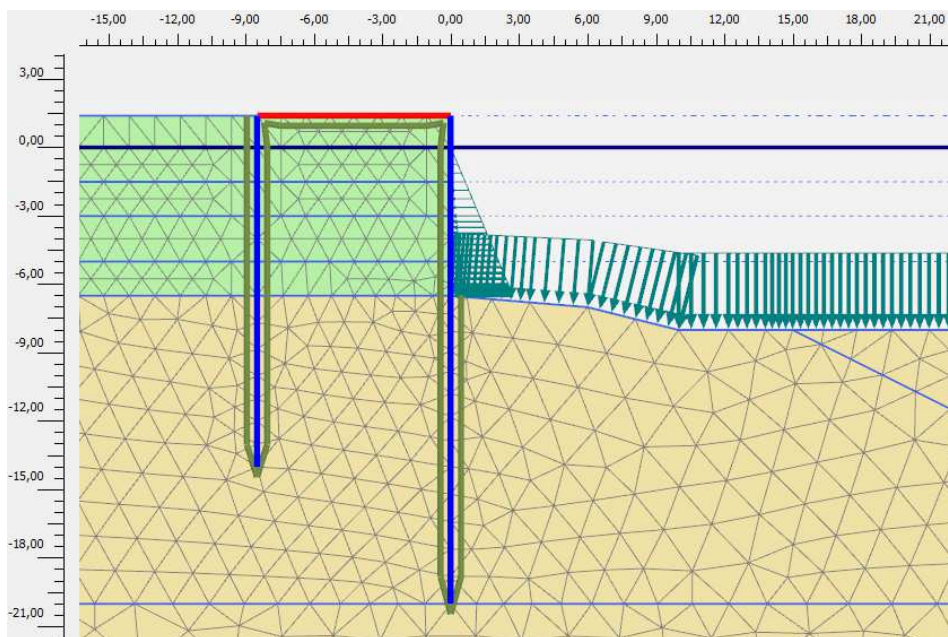


Figura 40: Dettagli mesh elementi finiti in corrispondenza degli elementi strutturali

### 6.4.3 Fasi esecutive di calcolo

Le analisi sono state eseguite schematizzando le seguenti fasi esecutive:

Fase	Descrizione
0	Condizione iniziale
1	Infissione paratia di sponda
2	Realizzazione riempimento in tout-venant
3	Infissione paratia di ancoraggio e getto solettone in c.a.
4	Escavo
5	Sovraccarico
6	Sisma + spinta idrodinamica

Tabella 15: Sezione 2 – Fasi di calcolo

La Condizione Iniziale considera un fondale di -6,50 m s.l.m.m..

Prima dell'inizio della fase 1 vengono annullati gli spostamenti.

L'inizializzazione dello stato tensionale efficace è effettuato mediante analisi meccanica (detta di equilibrio litostatico) che, alla luce delle condizioni al contorno, consente di determinare lo stato tensionale efficace effettivamente agente in funzione delle ipotesi costitutive assunte per i differenti terreni schematizzati nel modello e della configurazione geometrica del problema.

Si riportano le principali fasi caratteristiche di calcolo considerate.

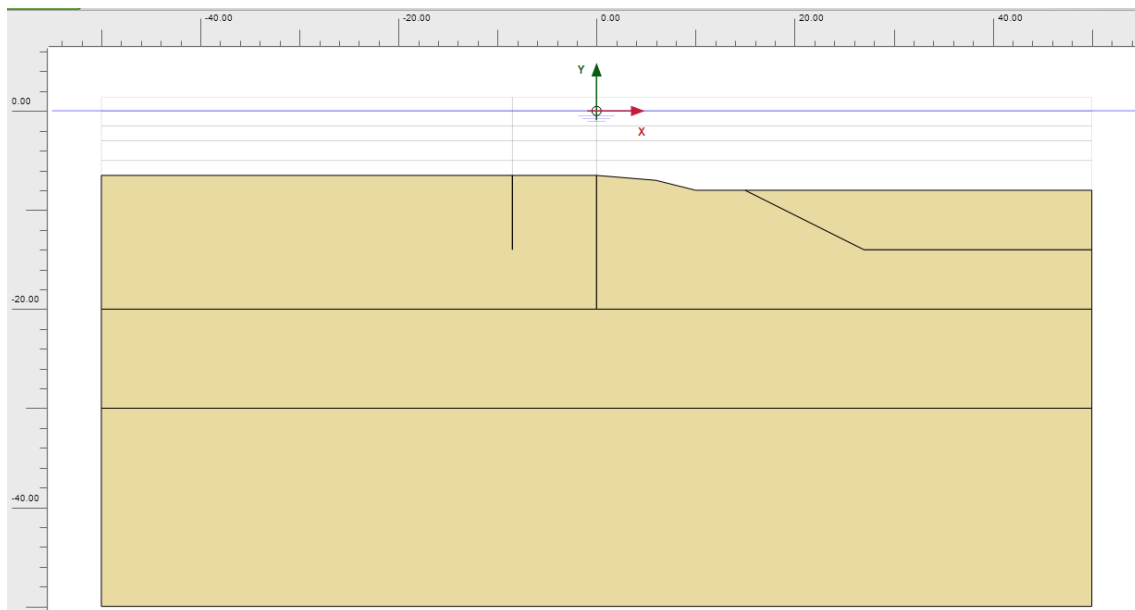


Figura 41: Fase 0 – Condizioni iniziali ante operam

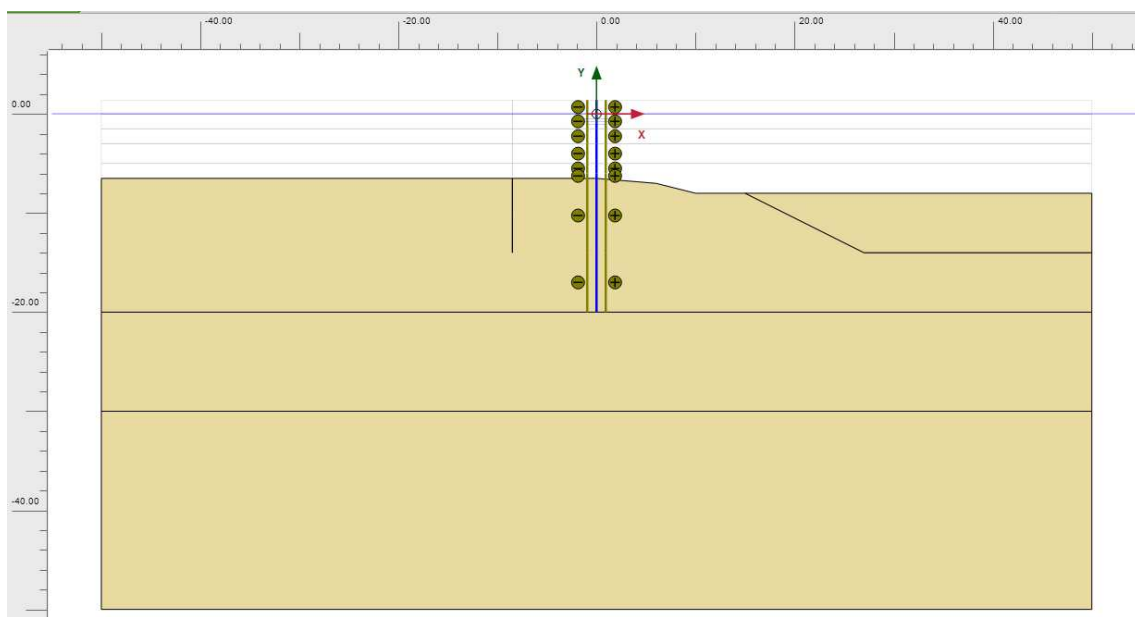


Figura 42: Fase 1 – Infissione paratia di sponda

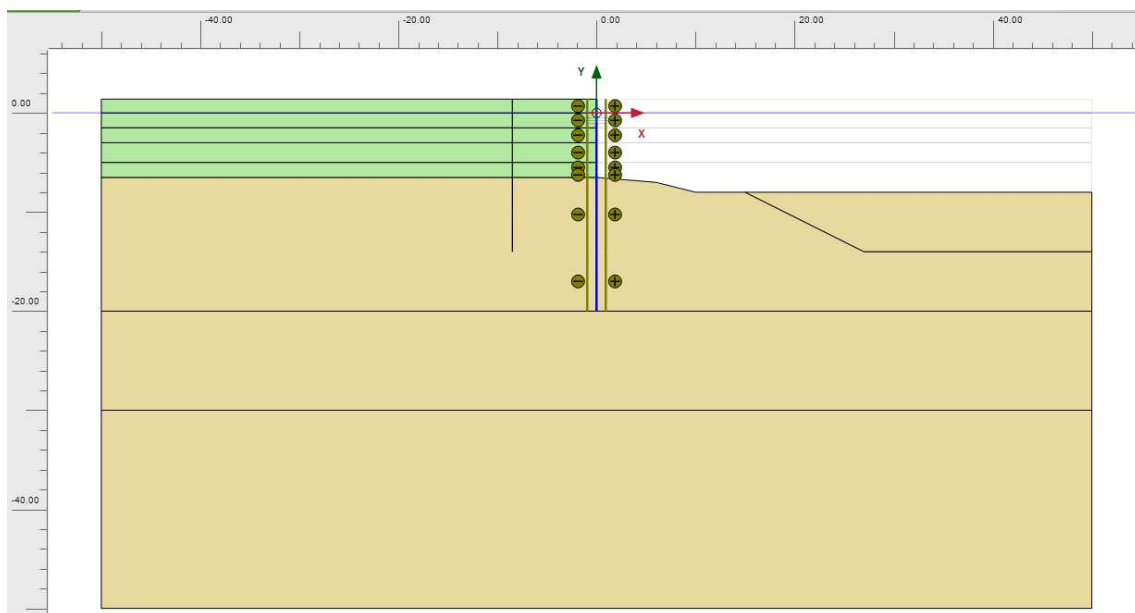


Figura 43: Fase 2 – Riempimento in tout-venant



Figura 44 – Fase 3 - Infissione paratia di ancoraggio e getto solettone in c.a.

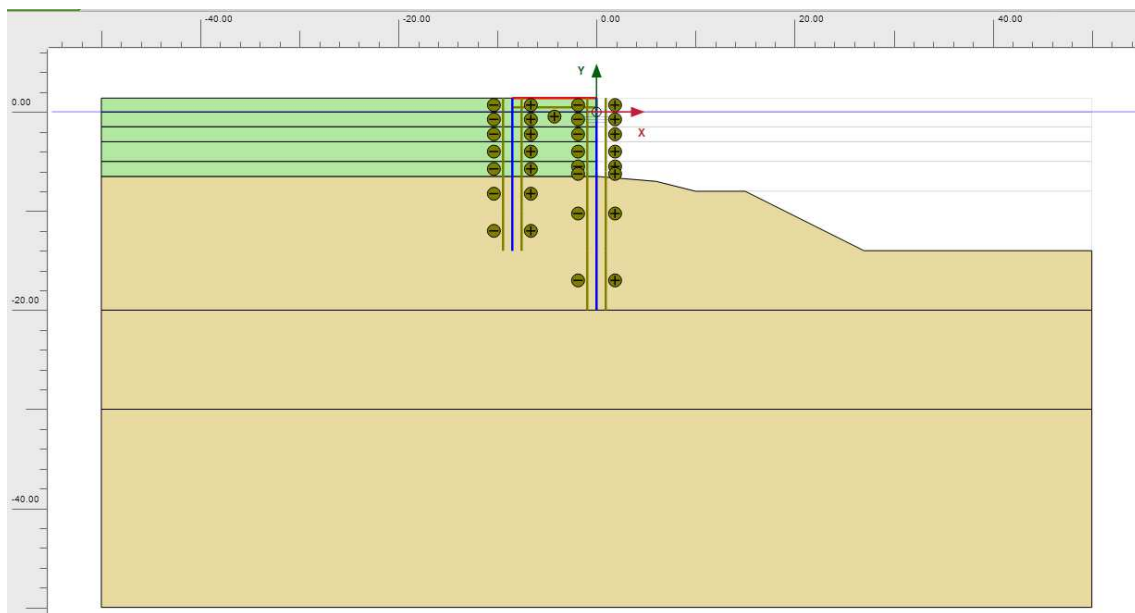


Figura 45 – Fase 4 - Escavo

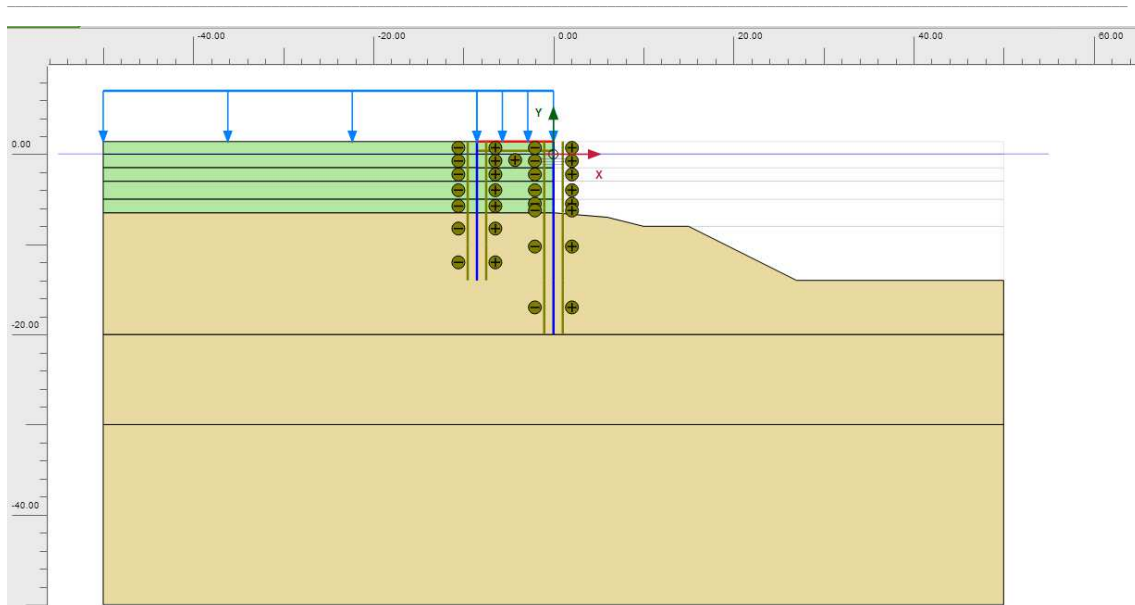


Figura 46 – Fase 5 – Sovraccarico

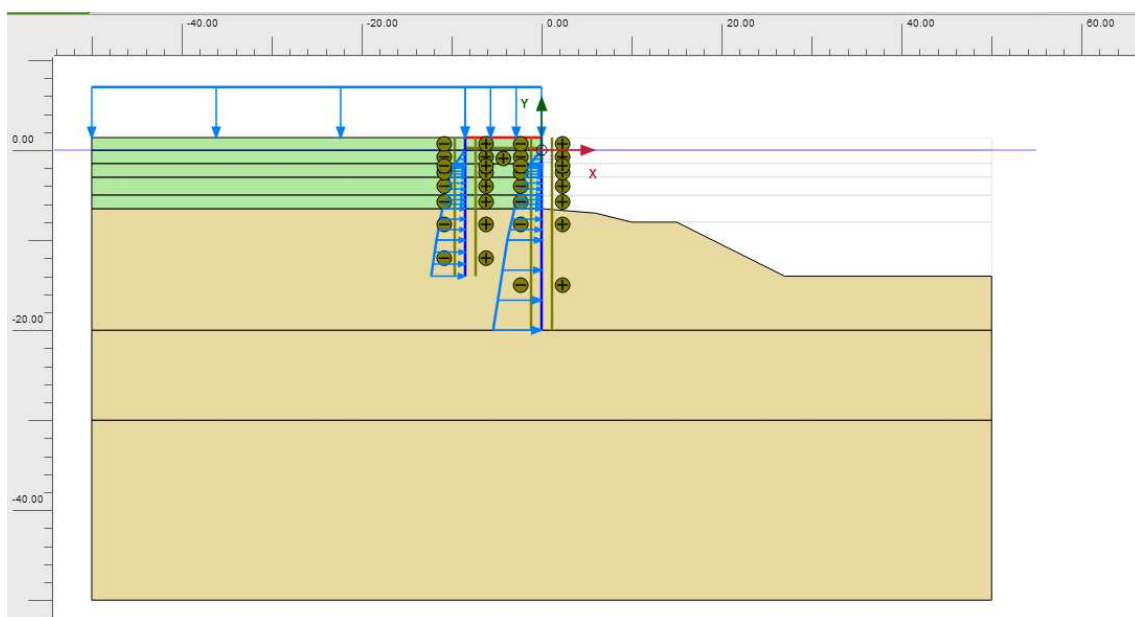


Figura 47 – Fase 6 – Sisma + spinta idrodinamica

#### 6.4.4 Coefficiente sismico pseudostatico di progetto

Nel caso in esame, il coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  relativo allo stato limite SLD risulta pari a 0,048 mentre allo SLV risulta pari a 0,112.

CAT. SUOLO	C	C	[-]
CAT. TOPO	T1	T1	[-]
STATO LIMITE	SLD	SLV	[-]
ag / g	0,086	0,218	[-]
Fo	2,32	2,412	[-]

$S_T$	1	1	[-]
$S_S$	1,50	1,38	[-]
$a_{max} / g$	0,129	0,302	[g]
$H_{paratia}$	21	21	[m]
$\alpha$	0,72	0,721	[-]
$u_s$	10,5	10,5	[cm]
$\beta$	0,514	0,514	[-]
$\alpha \beta$	0,37	0,37	[-]
$k_h = a_h / g$	0,048	0,112	[g]

Tabella 16 – Calcolo del coefficiente sismico orizzontale di progetto

#### 6.4.5 Spinta Idrodinamica sulle paratie

In Figura 48 si riporta il diagramma di spinta idrodinamica agente sulle paratie, determinato sulla base della formulazione riportata al paragrafo §5.4. I valori di pressione allo SLD ed allo SLV sono stati determinati considerando i coefficienti sismici riportati al precedente paragrafo §6.4.4.

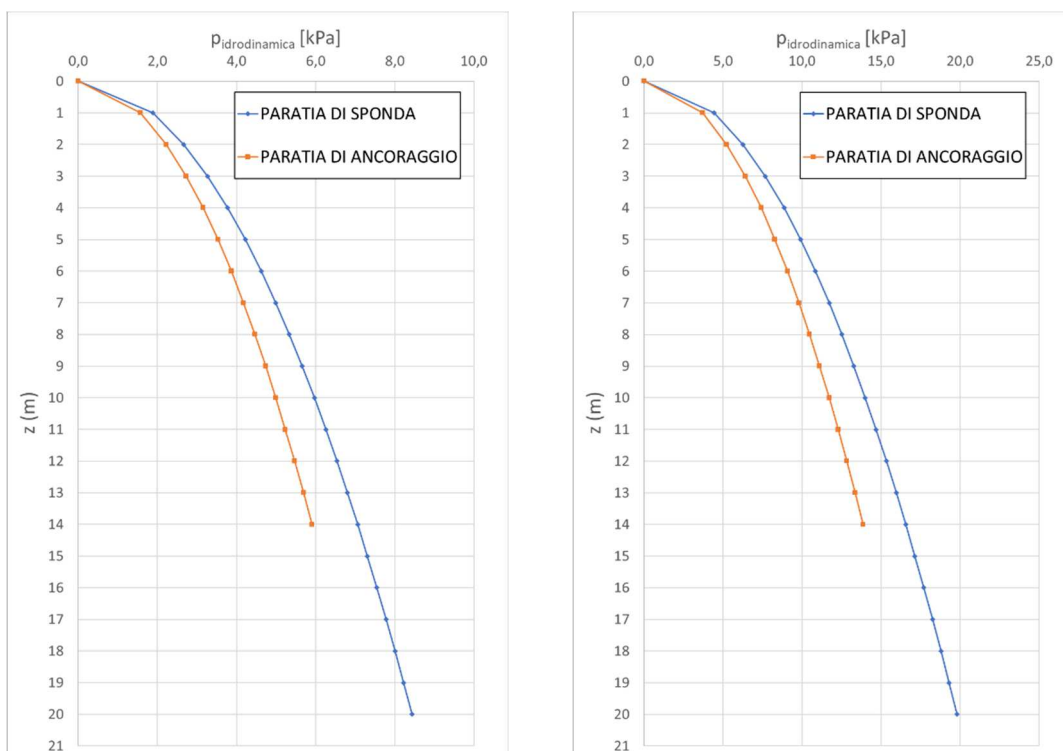


Figura 48 – Sezione 2 - Diagramma di spinta idrodinamica indotta dal sisma – SLD (sx), SLV (dx)

#### **6.4.6 Risultati delle analisi di interazione terreno-strutture**

Nel presente paragrafo si riportano i principali risultati ottenuti in riferimento alle membrature oggetto di verifica per le varie combinazioni di carico considerate.

In particolare, di seguito si riportano:

- 1) i diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni nelle paratie e nel solettone delle fasi da 1 a 4, equivalenti alle condizioni di carico permanente;
- 2) i diagrammi delle sollecitazioni nelle paratie e nel solettone, relativi alla fase finale in condizioni statiche, coincidente con l'applicazione del sovraccarico sul piazzale in Fase 5, per le Combinazioni agli Stati Limite di Esercizio SLE-rara e SLE-frequente;
- 3) i diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni nelle paratie relative alla fase finale in condizioni sismiche, coincidente con l'applicazione del sisma e della spinta idrodinamica in Fase 6, nel caso di Combinazione sismica SLV.
- 4) i diagrammi degli spostamenti delle paratie e del solettone, relativamente allo Stato Limite di Esercizio SLE-rara ed allo Stato Limite Ultimo in condizioni sismiche SLV.
- 5) i cedimenti del piazzale a seguito delle operazioni di escavo e applicazione del sovraccarico in condizioni statiche relativamente allo Stato Limite di Esercizio SLE-rara ed in condizioni sismiche relativamente allo Stato Limite di Esercizio SLD.

6.4.6.1 Paratia di sponda – Sollecitazioni

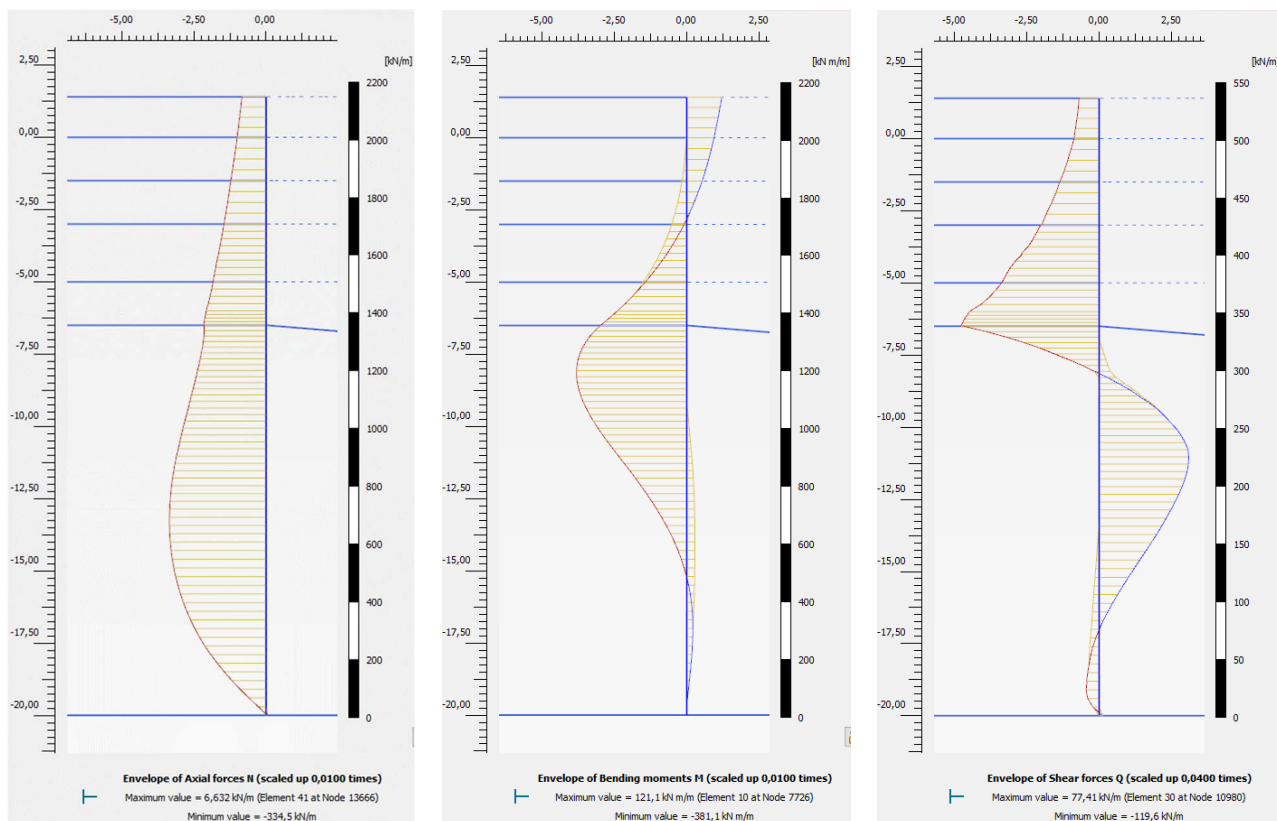


Figura 49 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLE rara – Fase 4

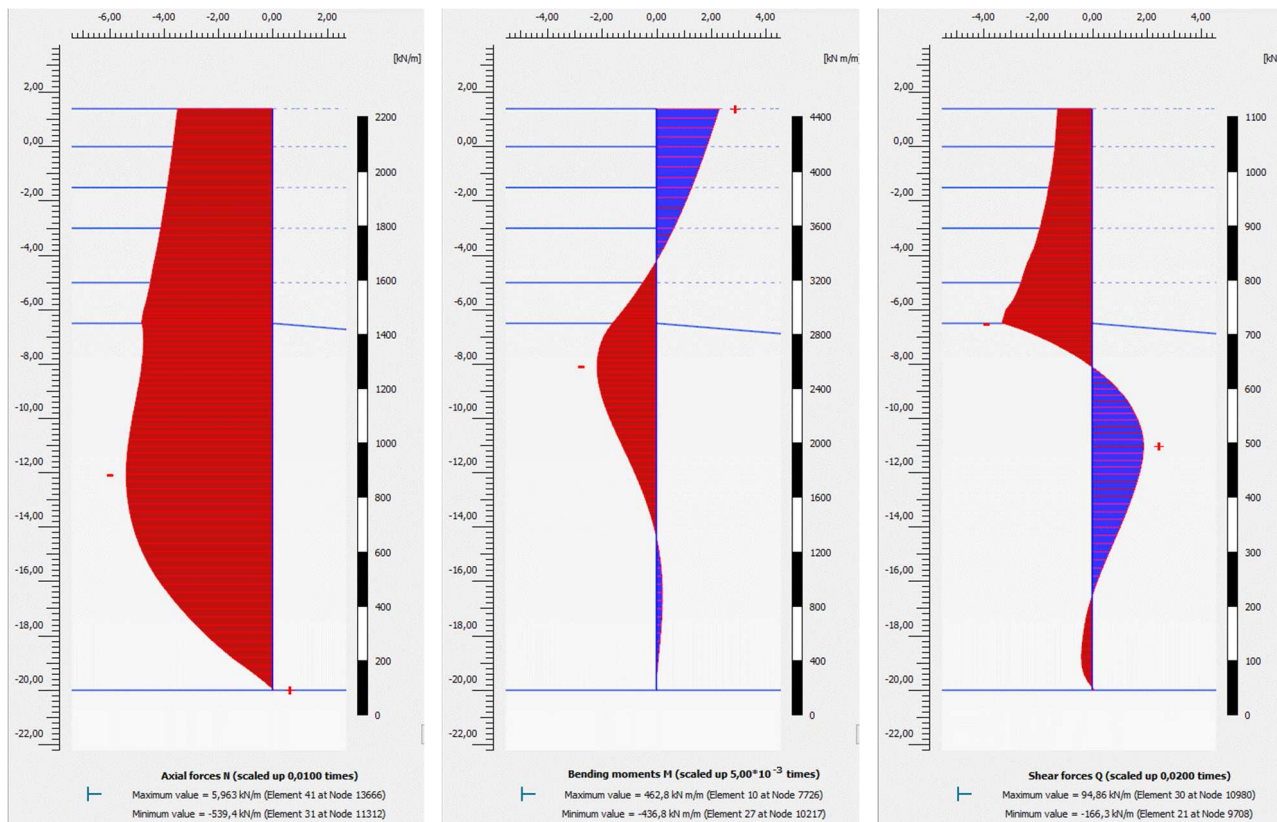


Figura 50 - Diagramma delle sollecitazioni (N,M,Q)– Comb. SLE rara – Fase 5



*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada  
esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del  
28/12/2018*

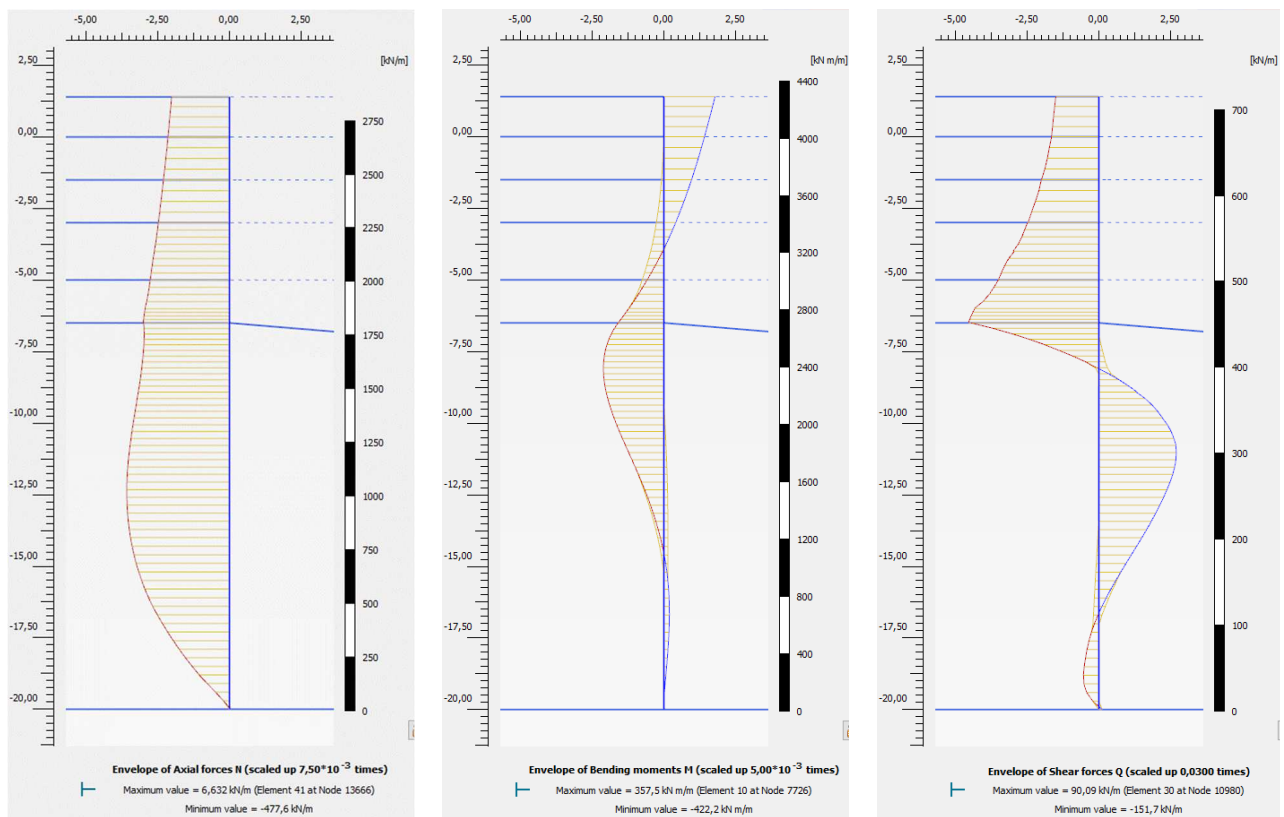


Figura 51 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q)– Comb. SLE frequente – Fase 5

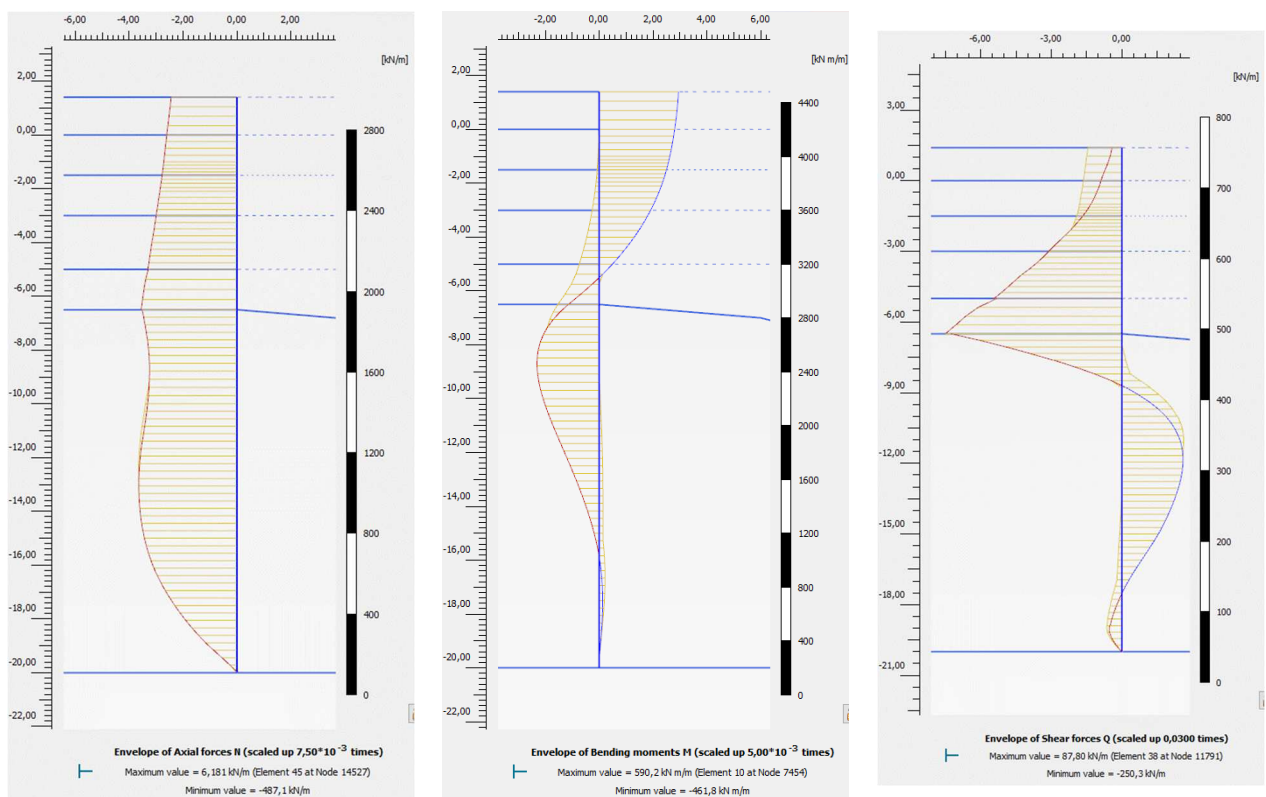


Figura 52 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q)– Comb. SLV – Fase 6

6.4.6.2 Paratia di sponda - Spostamenti

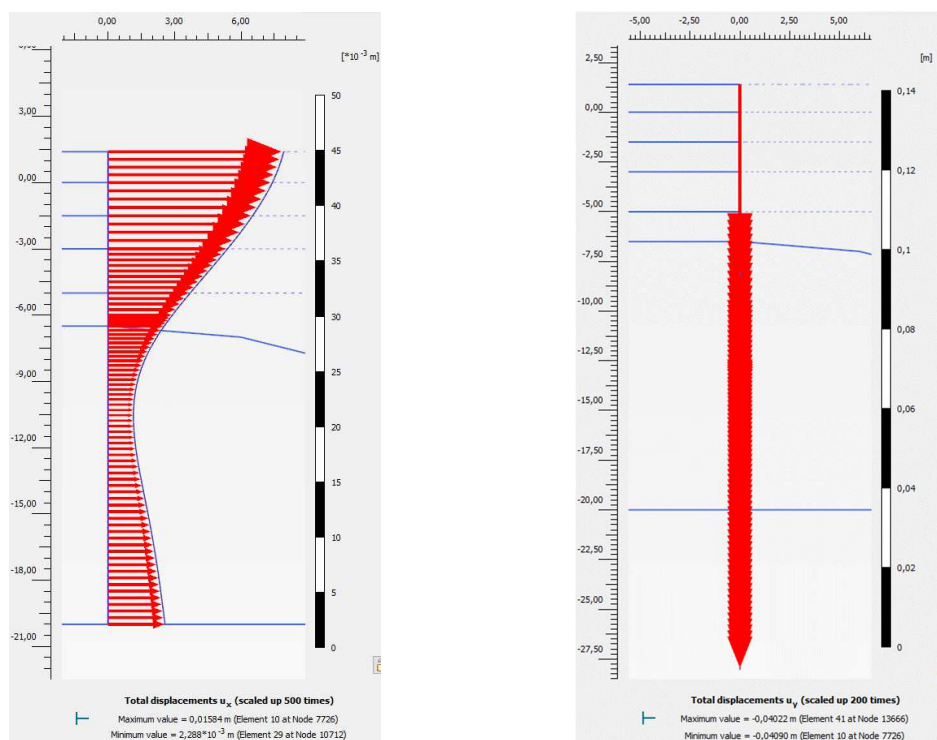


Figura 53 – Spostamenti orizzontali  $u_x$  e verticali  $u_y$  - Comb. SLE rara – Fase 5

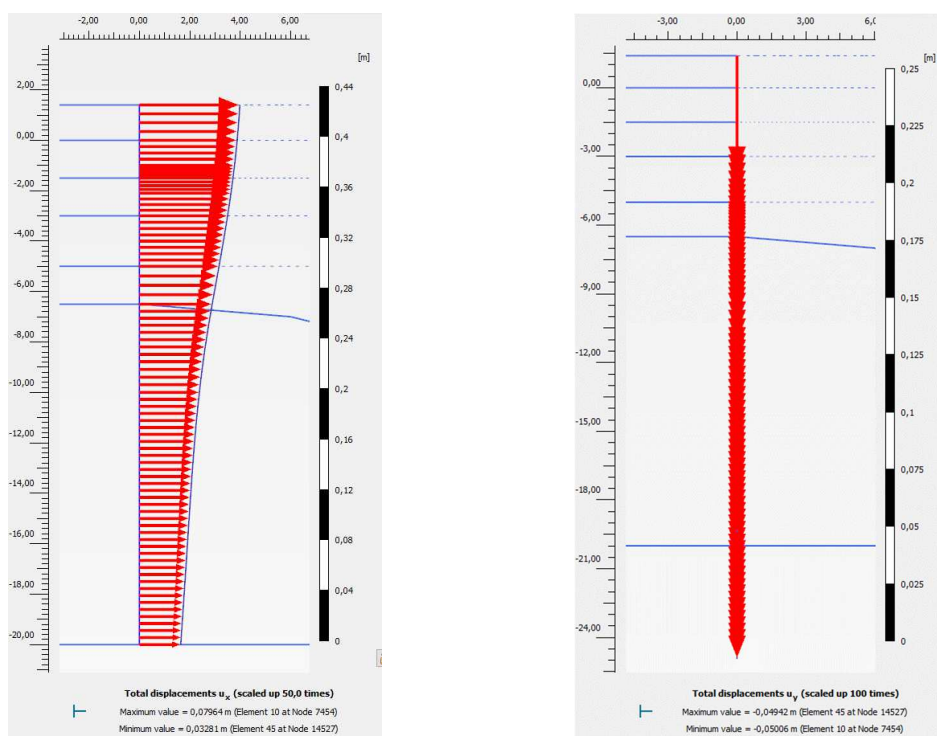


Figura 54 – Spostamenti orizzontali  $u_x$  e verticali  $u_y$  - Comb. SLV – Fase 6

Elemento	Spostamenti orizzontali massimi	
	SLE- rara	SLV
Paratia di sponda	$u_{x,max} = 1.6 \text{ cm}$	$u_{x,max} = 8 \text{ cm} < 5\%o H=10,5 \text{ cm}$

Tabella 17 – Spostamento orizzontale massimo allo SLE ed allo SLV

6.4.6.3 Paratia di ancoraggio – Sollecitazioni

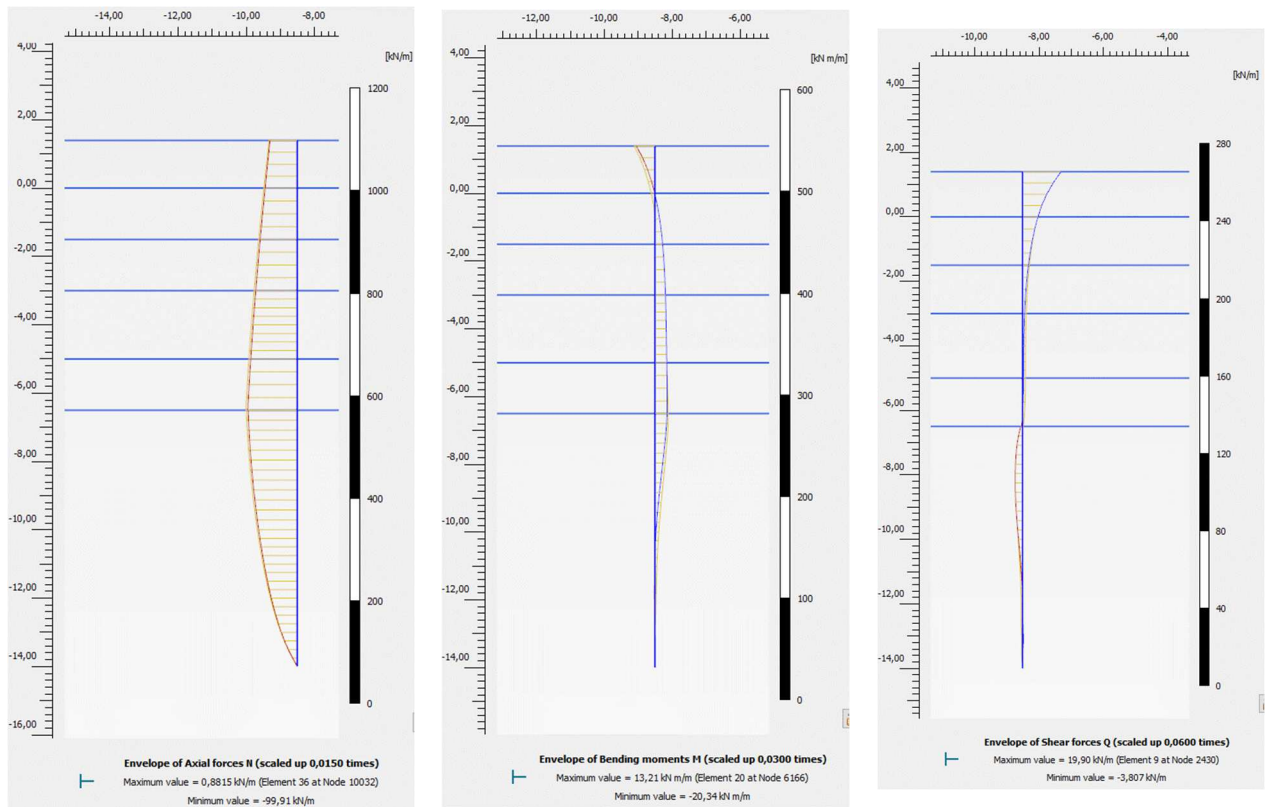


Figura 55 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLE rara – Fase 4

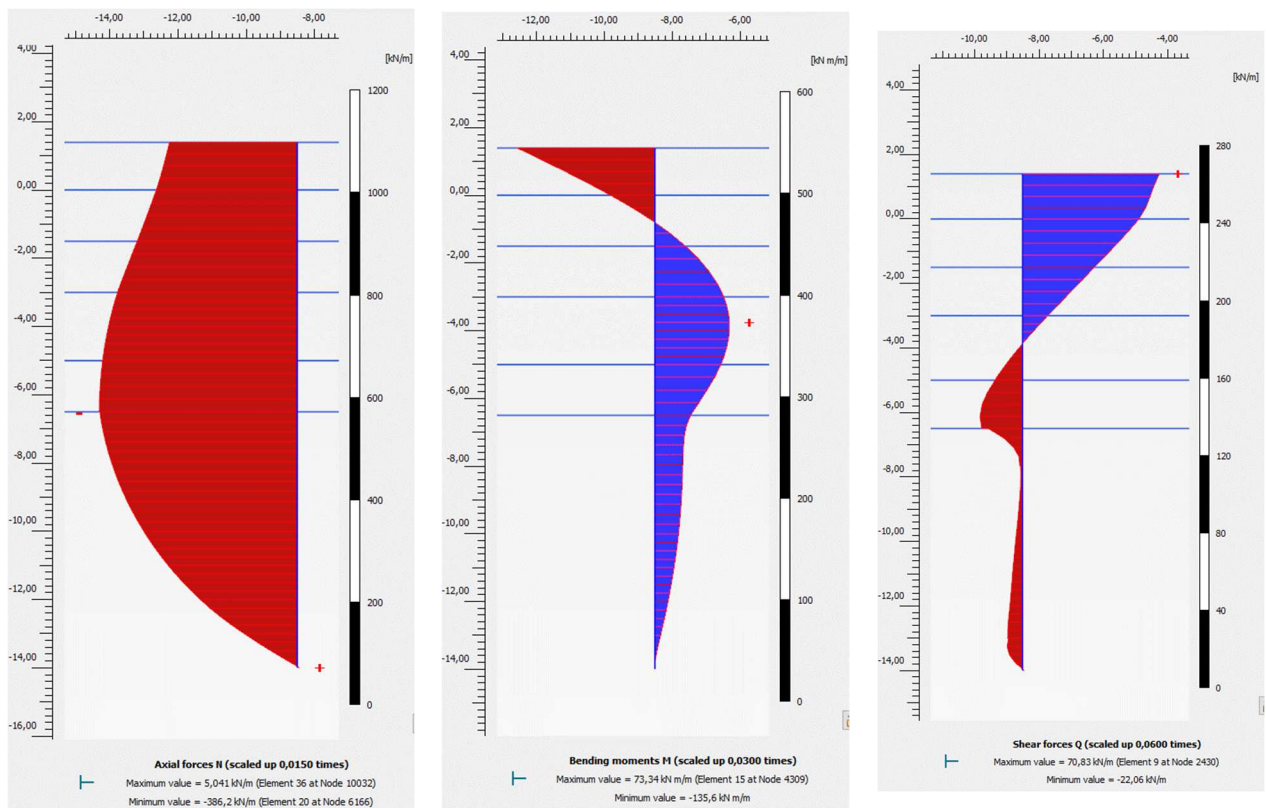


Figura 56 - Diagramma delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLE rara – Fase 5

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada  
esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del  
28/12/2018*

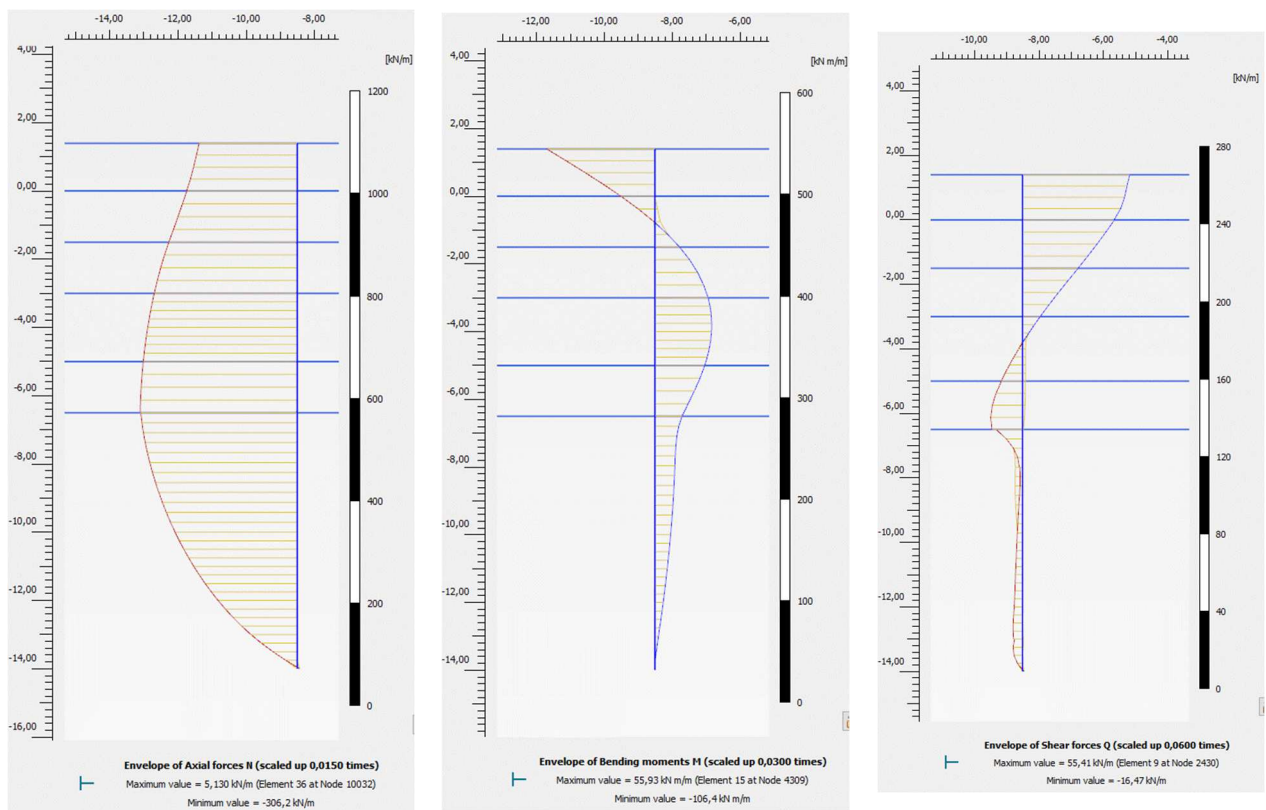


Figura 57 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLE frequente – Fase 5

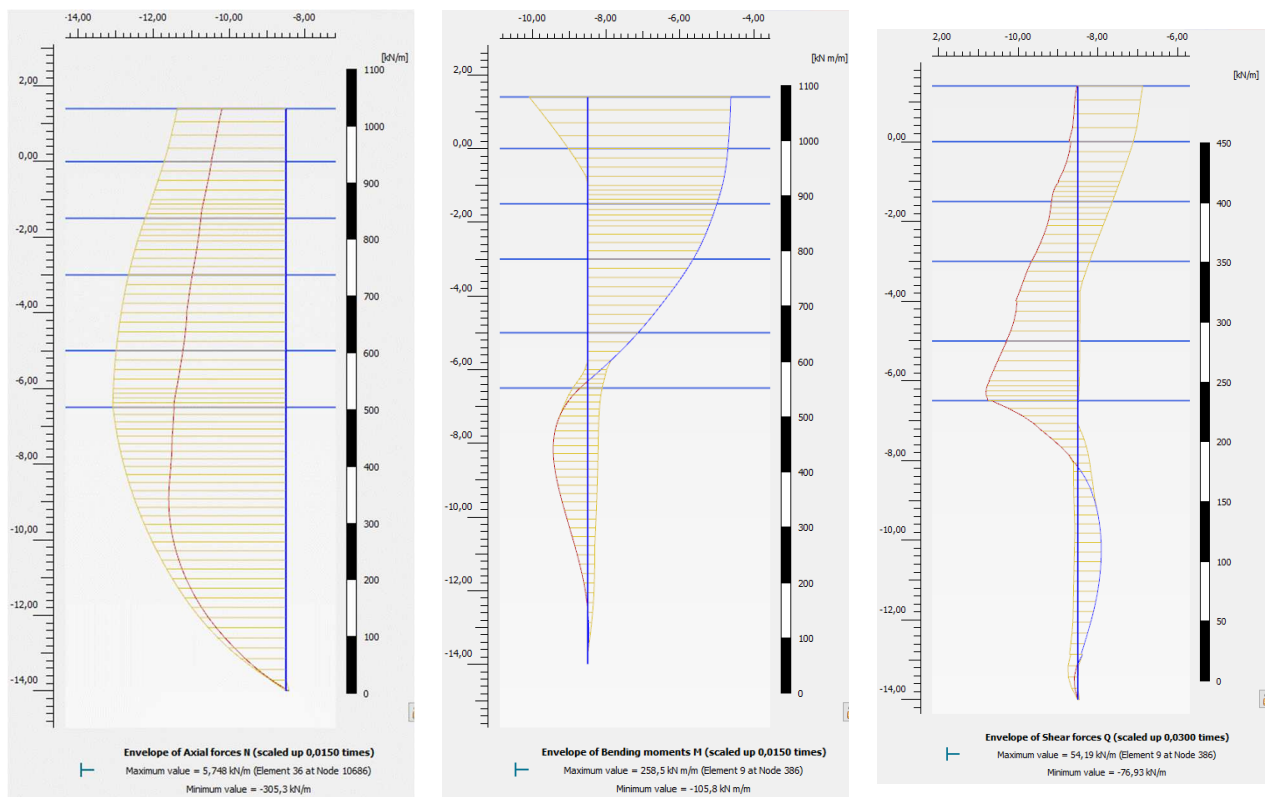


Figura 58 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLV – Fase 6

### 6.4.6.4 Paratia di ancoraggio – Spostamenti

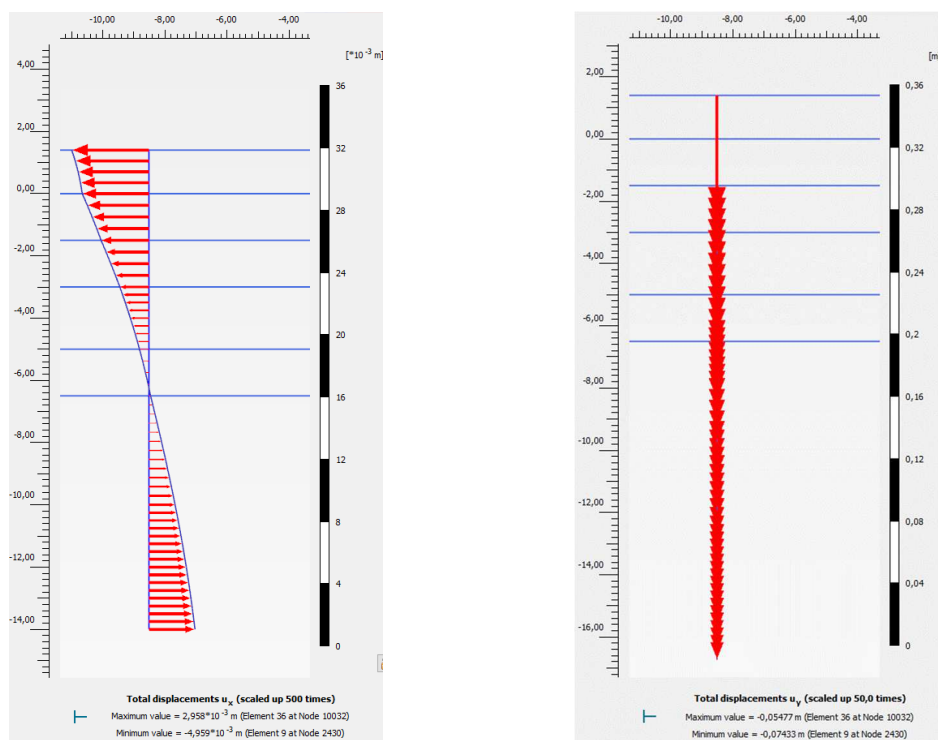


Figura 59 – Spostamenti orizzontali  $u_x$  e verticali  $u_y$  - Comb. SLE rara – Fase 5

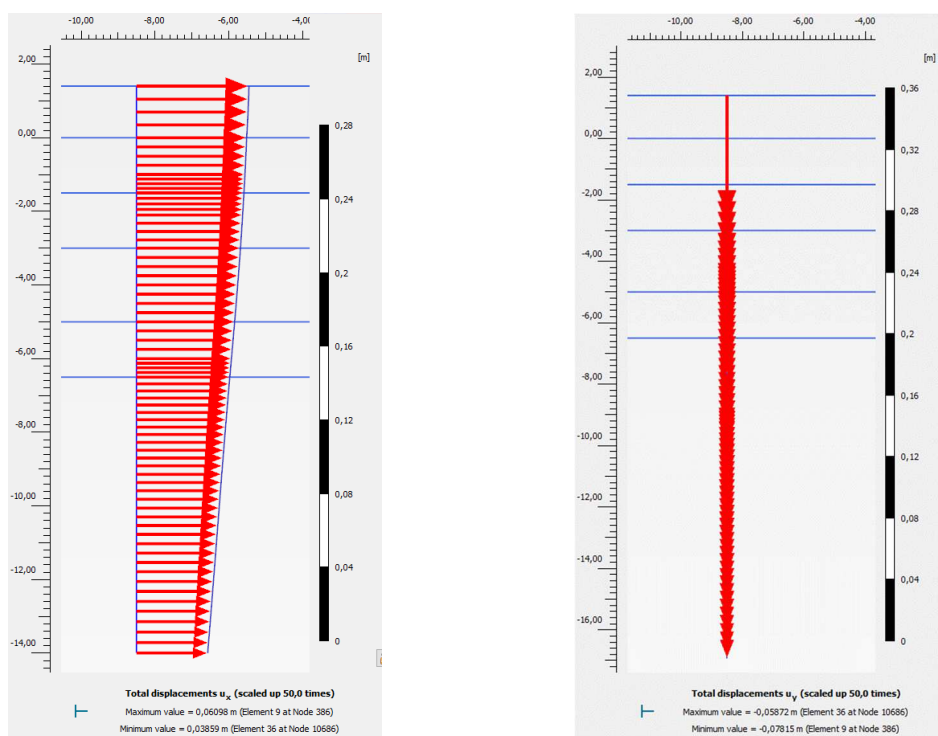


Figura 60 – Spostamenti orizzontali  $u_x$  e verticali  $u_y$  - Comb. SLV – Fase 6

Elemento	Spostamenti orizzontali massimi	
	SLE- rara	SLV
Paratia di ancoraggio	$u_{x,max} = 0,5$ cm	$u_{x,max} = 6$ cm $< 5\%$ H = 7,5 cm

Tabella 18 – Spostamento orizzontale massimo allo SLE ed allo SLV

### 6.4.6.5 Solettone - Sollecitazioni

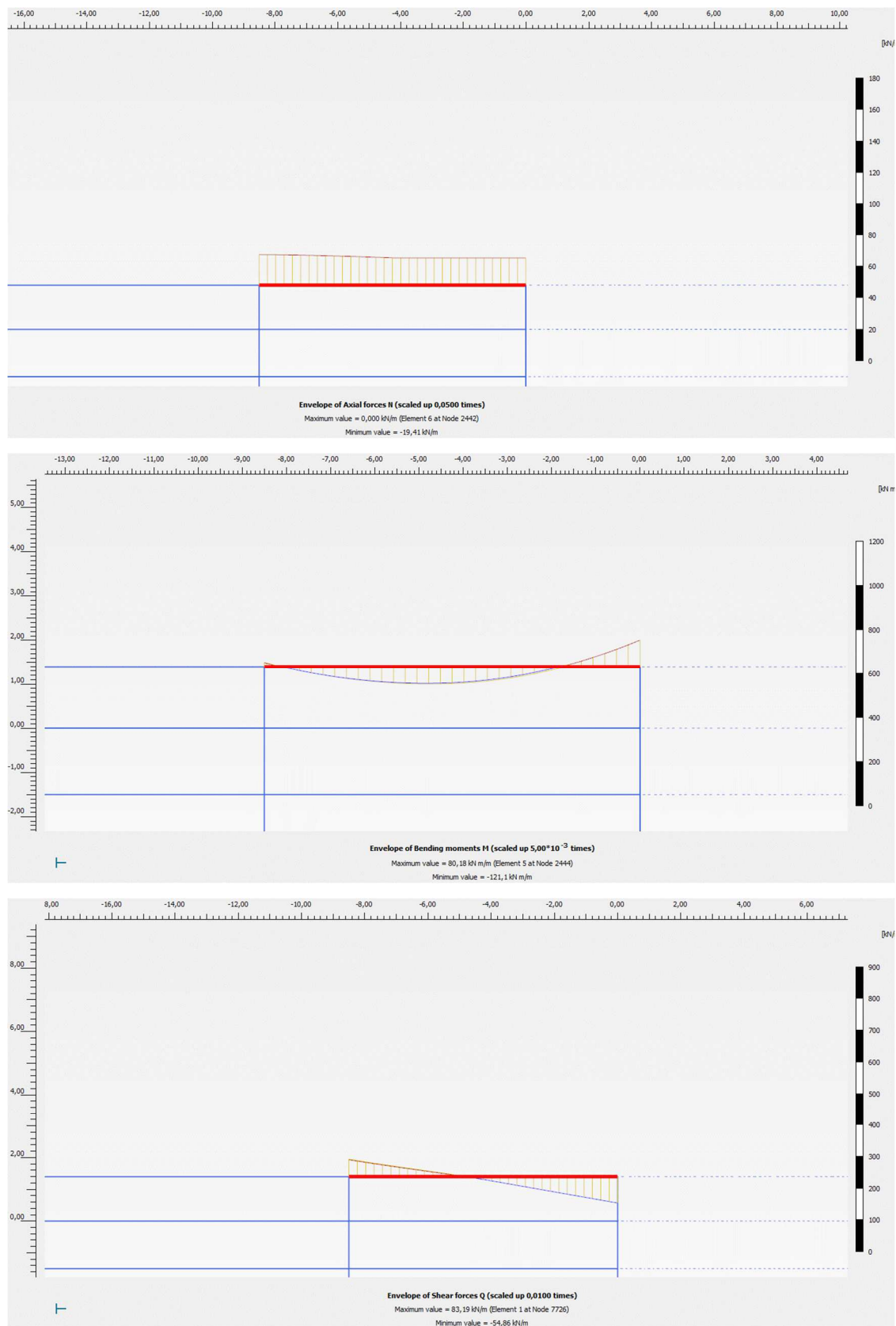


Figura 61: Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Combinazione SLE rara – Fase 4

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

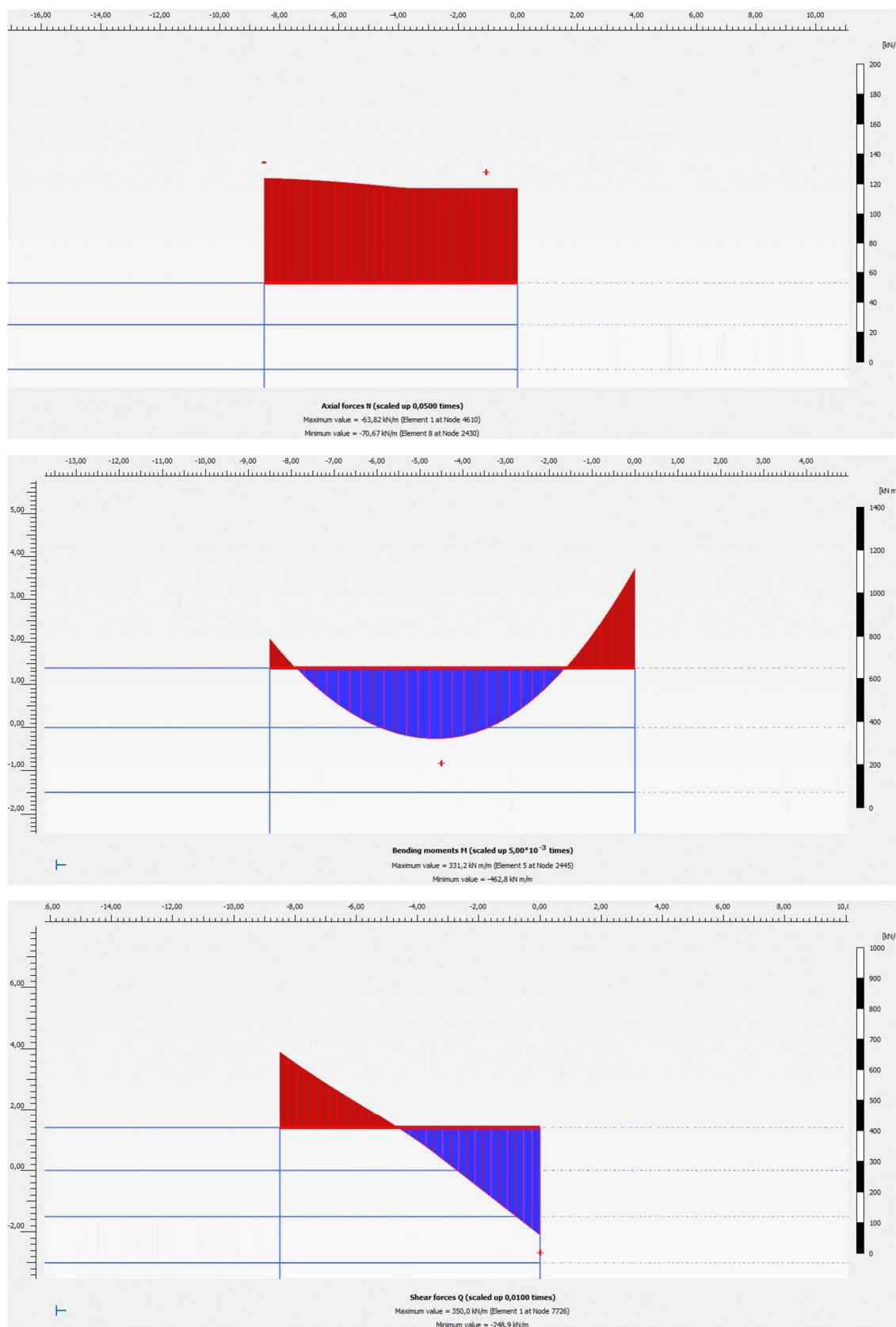


Figura 62: Diagramma delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLE rara – Fase 5

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

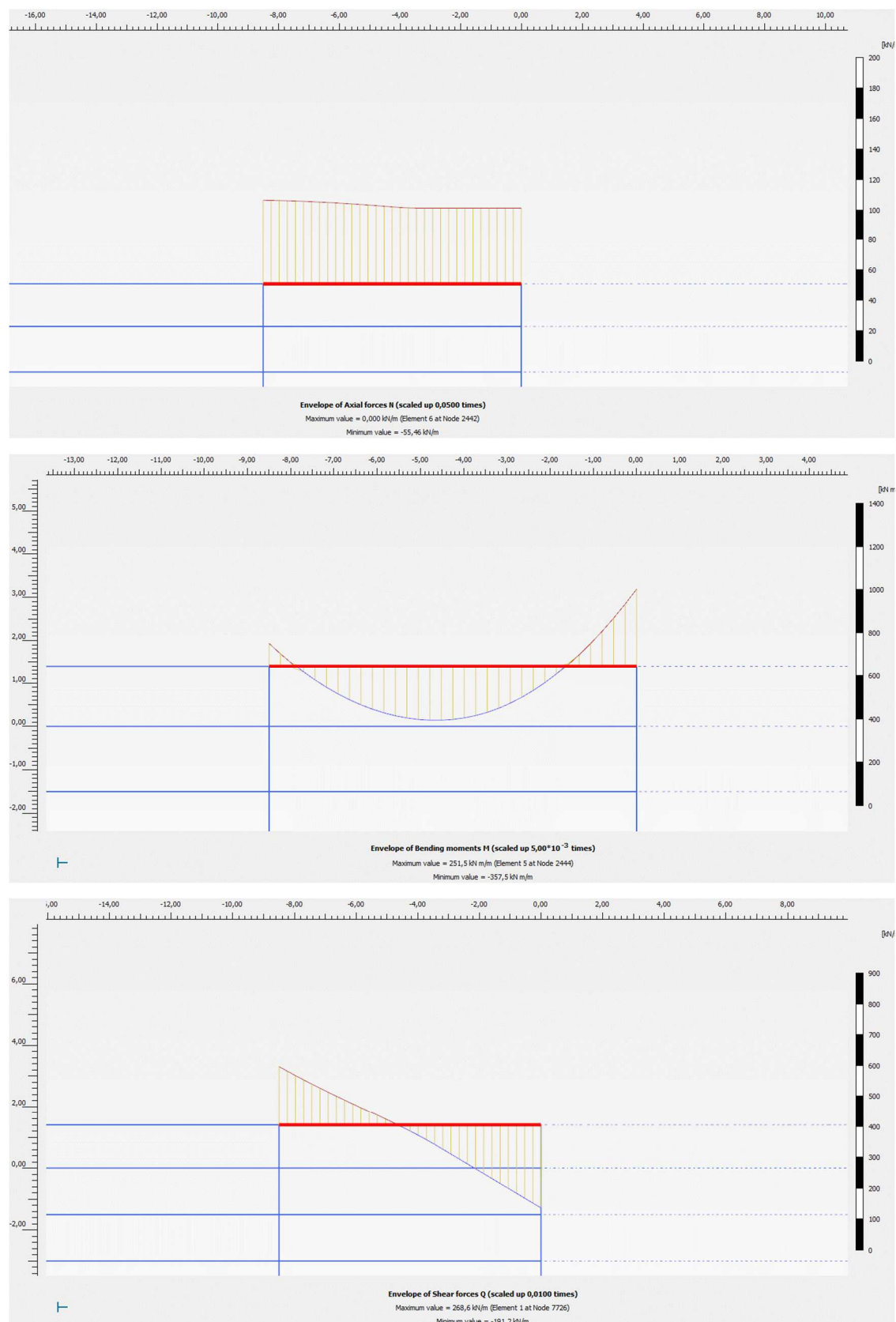


Figura 63: Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni – Combinazione SLE frequente – Fase 5



*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

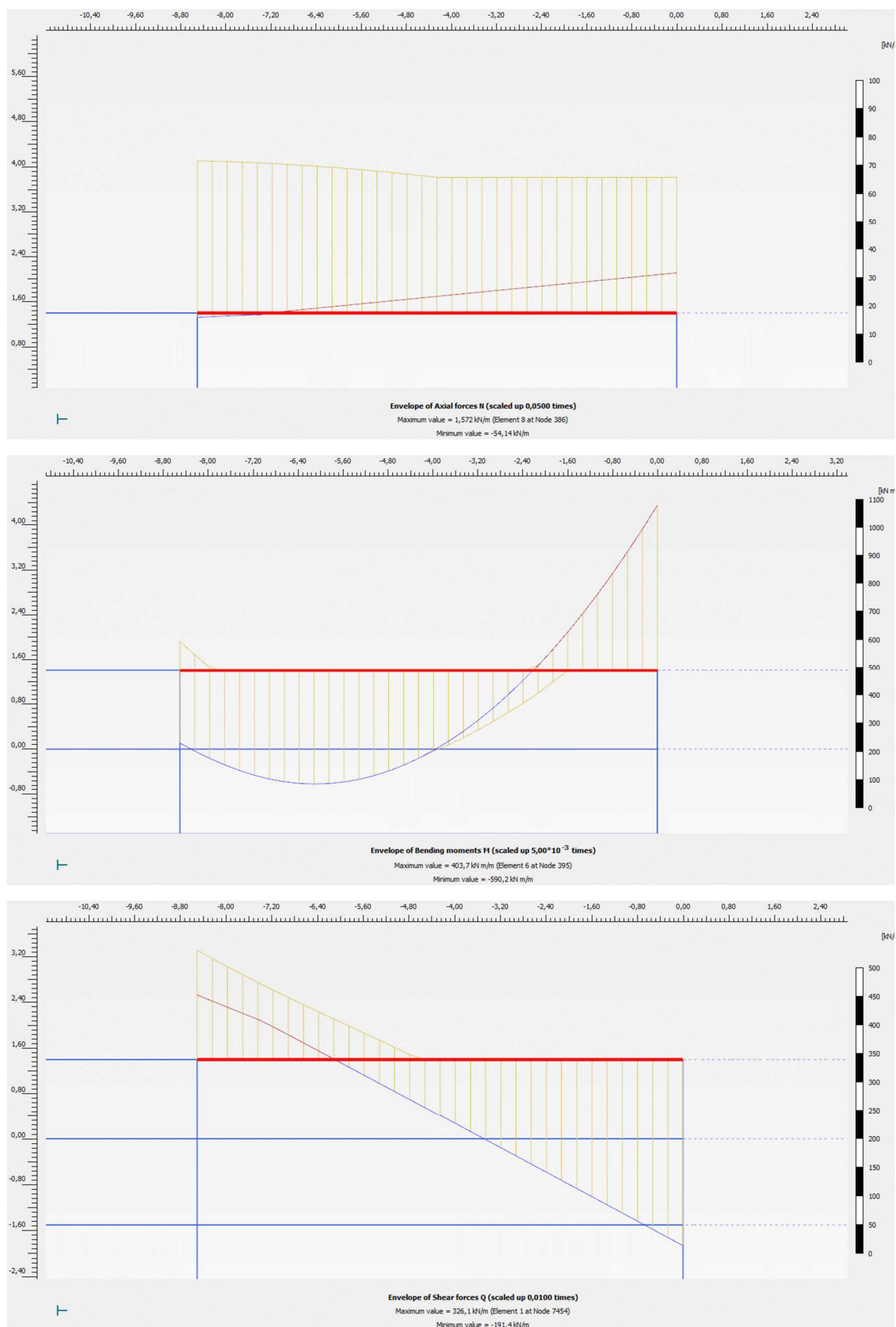


Figura 64 - Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni – Comb. SLV – Fase 6

### 6.4.6.6 Solettone - Spostamenti

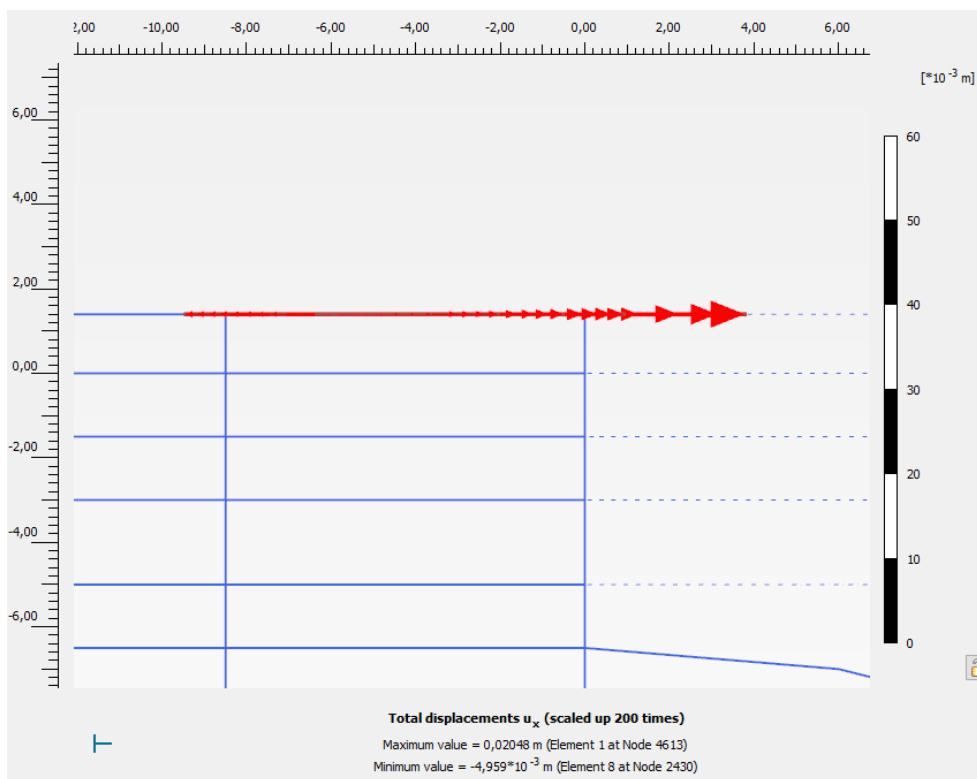


Figura 65 - Spostamenti orizzontali  $u_x$  - Comb. SLE rara – Fase 5

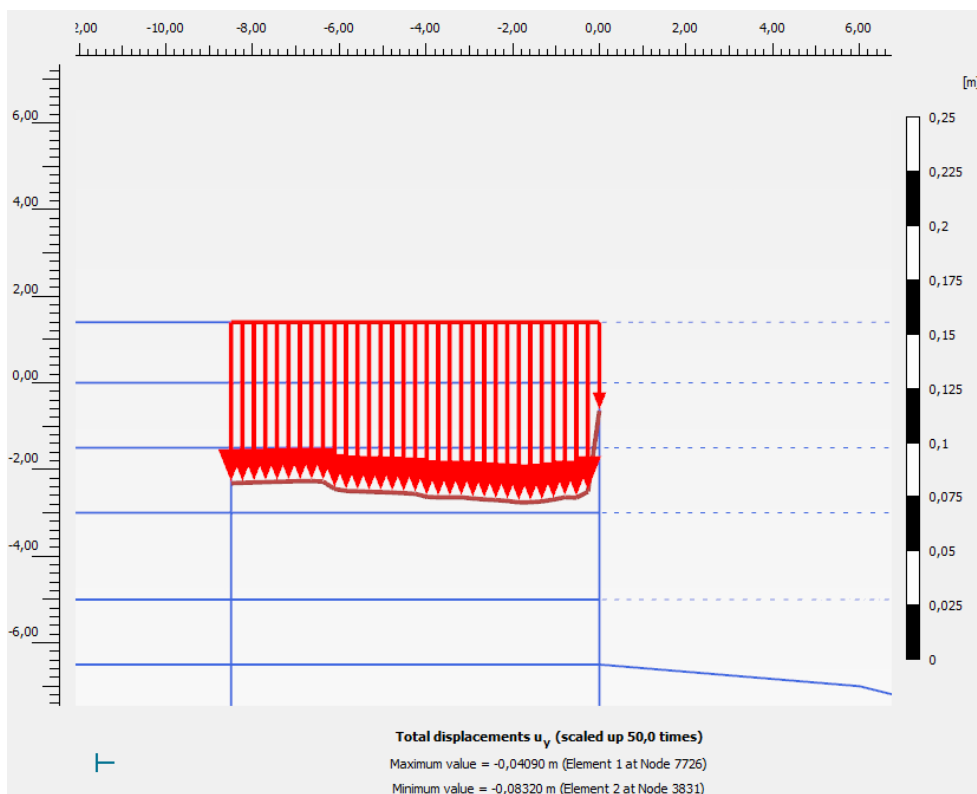


Figura 66 - Spostamenti verticali  $u_y$  - Comb. SLE rara – Fase 5

#### 6.4.6.7 Piazzale - Cedimenti

I cedimenti del piazzale risultano contenuti ed inferiori a 3.8 cm, sia in fase statica (Figura 67) che in fase sismica (Figura 68).

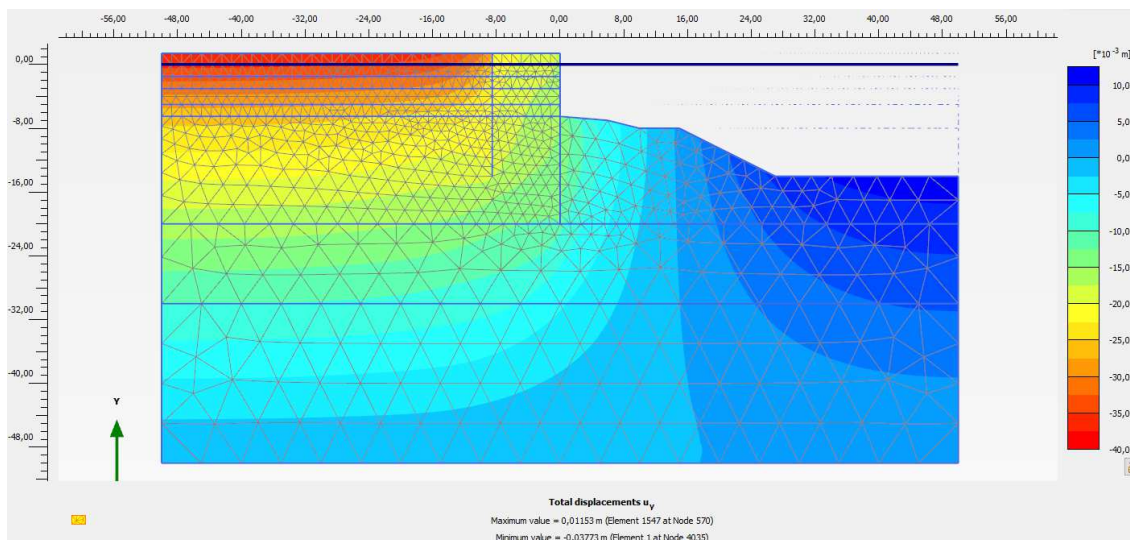


Figura 67 – Cedimenti – Combinazione SLE – rara – Fase 5

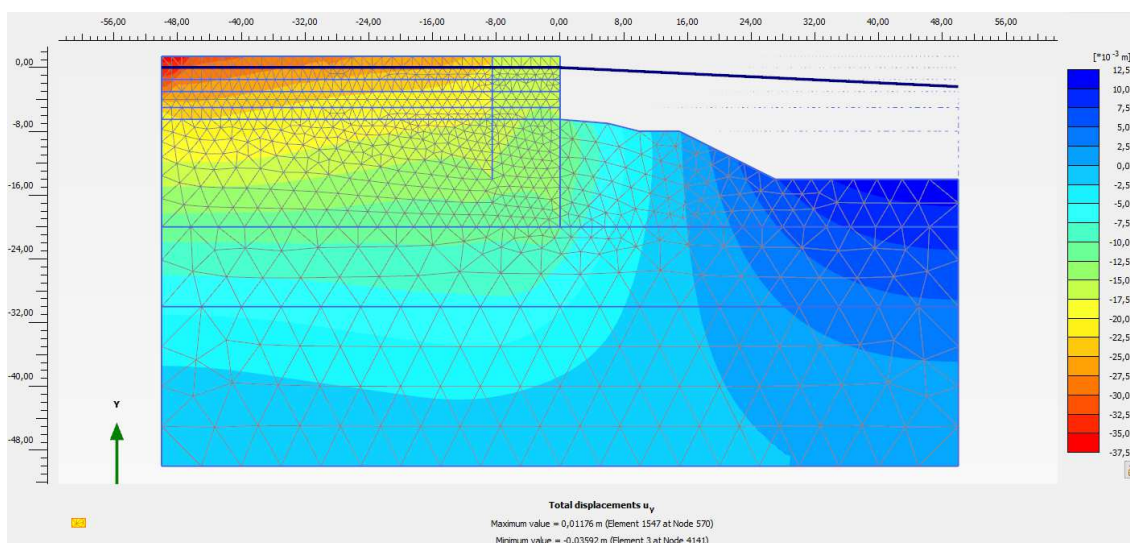


Figura 68 - Cedimenti – Combinazione SLD – Fase 6

### 6.5 Sezione 3

#### 6.5.1 Modello geotecnico di riferimento e modello di calcolo

Il modello geotecnico è costituito da strati orizzontali così definiti:

Riempimento del piazzale dopo l'infissione della paratia di sponda

- *Tout-Venant* da 1,50 m s.l.m. a -5,00 m s.l.m.

Terreni di fondazione

- *Calcarenite* da - 5,00 m s.l.m. a -50,0 m s.l.m.

Il terreno di fondazione è stato modellato mediante un legame costitutivo elasto-plastico incrudente Hardening Soil (HS), mentre il materiale di riempimento in tout venant è stato modellato mediante un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico alla Mohr-Coulomb (MC).

Nella Tabella 19 sono riportati i parametri fisico-meccanici adottati nei calcoli per gli strati identificati, relativamente alla configurazione di progetto, dove:

- $\gamma_{sat}$  è il peso saturo dell'unità di volume;
- $\gamma_d$  è il peso secco dell'unità di volume;
- $c'$  è la coesione intercetta in condizioni drenate;
- $\phi'$  è l'angolo di resistenza a taglio del terreno;
- $\psi$  è l'angolo di dilatanza;
- $E_{oed}^{ref}$  modulo di rigidezza tangente per il primario carico edometrico;
- $E_{50}^{ref}$  modulo di rigidezza secante in una prova standard triassiale drenata;
- $E_{ur}^{ref}$  modulo di rigidezza nella fase di scarico/ricarico;
- $\nu'$  è il modulo di Poisson dello scheletro solido.

STRATO	MATERIAL MODEL	$\gamma_{sat}$	$\gamma_d$	$c'$	$\phi'$	$\psi$	$E_{ed,ref}$	$E_{50,ref}$	$E_{ur,ref}$	E	$\nu$
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[°]
Calcarenite	HS	20,0	18,0	40	38	0	60	60	180	-	0,3
Tout venant	MC	20,5	17,5	0	35	0	-	-	-	30	0,3

Tabella 19 – Parametri geomeccanici caratteristici

Tutti i parametri del modello sono intesi a rappresentare la risposta del terreno in termini di tensioni efficaci. Il comportamento dei materiali di costruzione è stato considerato drenato (DR) al fine di simulare il rapido drenaggio per l'elevata permeabilità dei terreni.

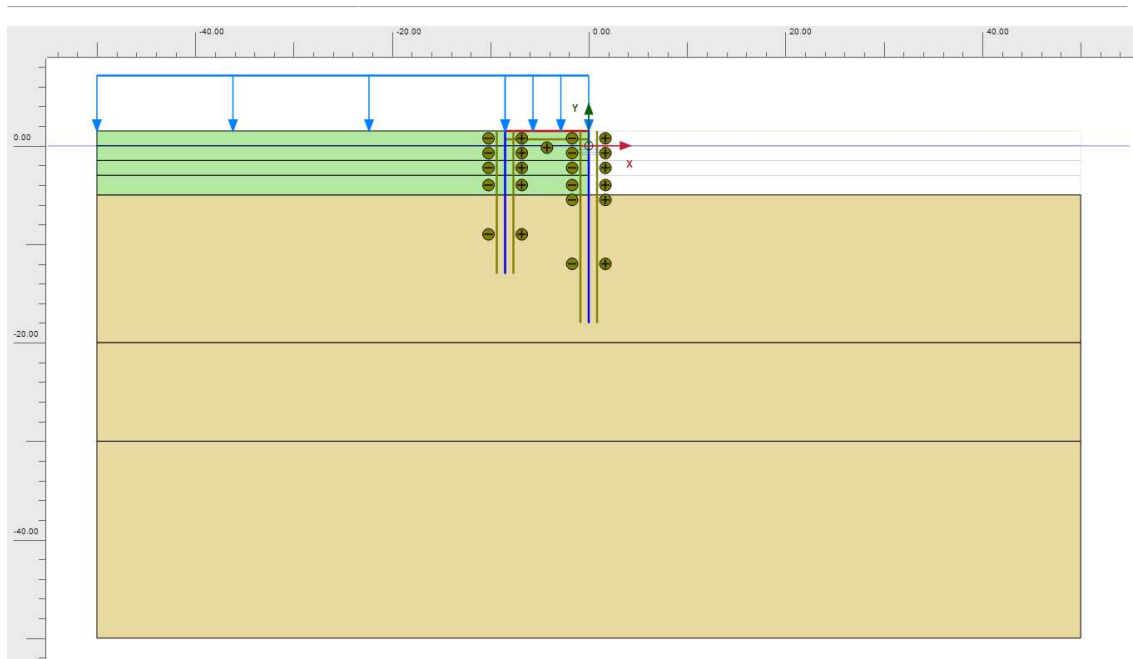


Figura 69 – Sezione 3 – Modello geotecnico di calcolo

Al fine di determinare un modello geotecnico di calcolo compatibile con i terreni in situ ed affidabile dal punto di vista computazionale, è stata effettuata una procedura di taratura del modello in termini di estensione geometrica. Tale procedura permette di minimizzare gli effetti di bordo in funzione del campo deformativo associato alle varie fasi di carico. Il sistema di riferimento  $x$ - $y$  ha origine  $y$  coincidente con il livello medio del mare e  $x$  coincidente con la paratia di sponda.

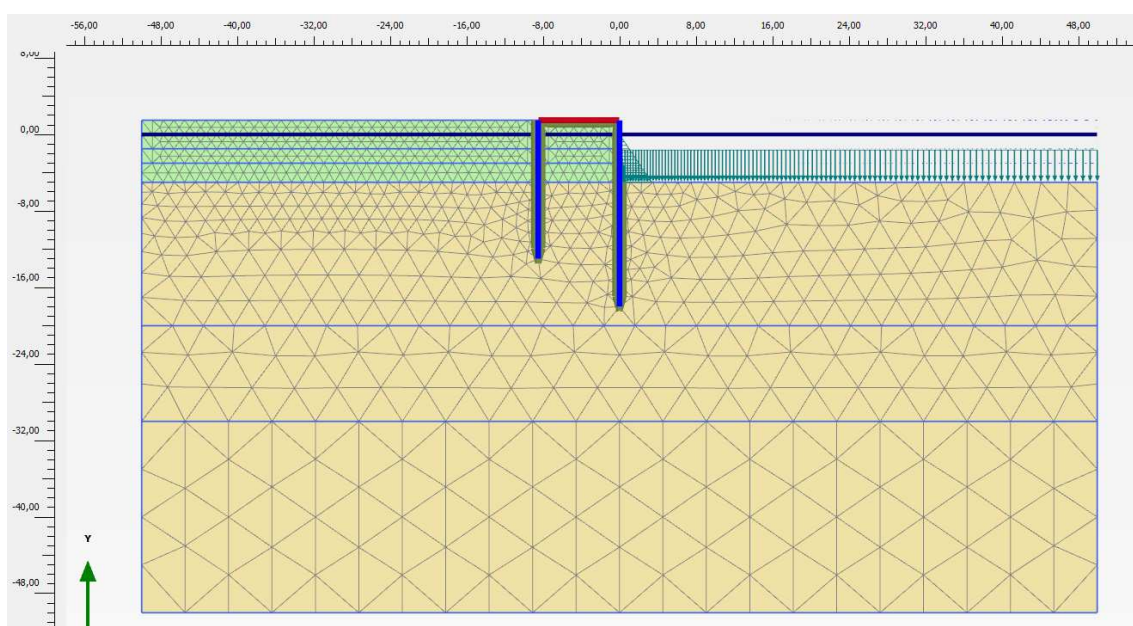


Figura 70 – Discretizzazione mediante mesh ad elementi finiti

### 6.5.2 Modellazione degli elementi strutturali

Il problema geotecnico tridimensionale è stato approssimato con un modello bidimensionale, pertanto gli elementi strutturali pali e piastre sono modellati come elementi plate. Tali elementi sono definiti per metro lineare, pertanto le caratteristiche meccaniche devono essere spalmati su metro lineare. Per entrambe le paratie è stato trascurato il contributo offerto dalle palancole.

Di seguito vengono riportati in forma tabellare le principali proprietà geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che costituiscono il modello:

ELEMENTO	TIPO	w	EA	EI
		[kN/m/m]	[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]
Paratia di sponda, quota di infissione -18,0 m s.l.m.	Pali in c.a., Ø1200, i=2.70m	10,5	12,6E06	1,13E06
Paratia di ancoraggio, quota di infissione -13,0 m s.l.m.	Pali in c.a., Ø1200, i=2.70m	10,5	12,6E06	1,13E06
Solettone, luce L = 8,50 m	Piastra in c.a., h = 70 cm	17,5	24,2E06	990E03

Tabella 20: Caratteristiche elementi strutturali

L'interazione tra gli elementi strutturali e gli elementi mesh viene modellata mediante opportune interfacce, la cui resistenza a scorrimento viene definita attraverso il fattore di riduzione delle caratteristiche del suolo,  $R_{inter}$ . Nel caso in esame si è posto  $R_{inter} = 0,7$ .

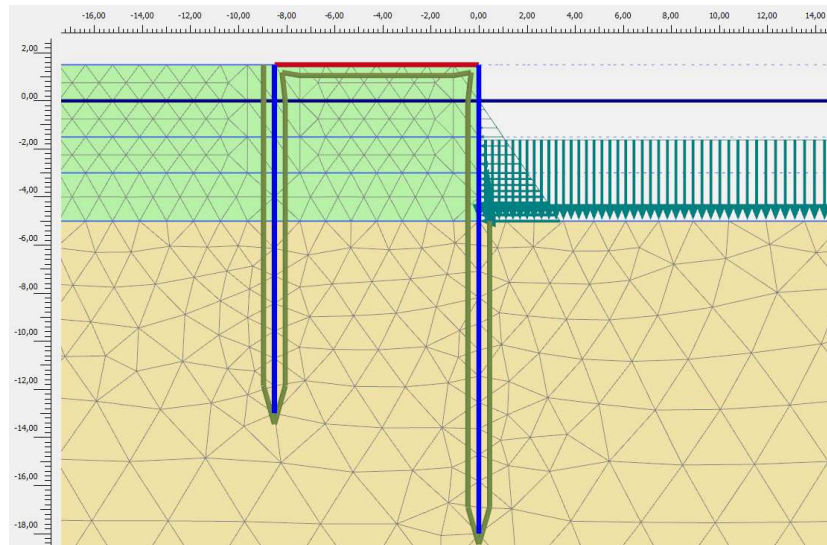


Figura 71: Dettagli mesh elementi finiti in corrispondenza degli elementi strutturali

### 6.5.3 Fasi esecutive di calcolo

Le analisi sono state eseguite schematizzando le seguenti fasi esecutive:

Fase	Descrizione
0	Condizione iniziale
1	Infissione paratia di sponda
2	Realizzazione riempimento in tout-venant
3	Infissione paratia di ancoraggio e getto solettone
4	Escavo
5	Sovraccarico
6	Sisma + spinta idrodinamica

Tabella 21: Sezione 3 – Fasi di calcolo

La Condizione Iniziale considera un fondale di -5,00 m s.l.m.m..

Prima dell'inizio della fase 1 vengono annullati gli spostamenti.

L'inizializzazione dello stato tensionale efficace è effettuato mediante analisi meccanica (detta di equilibrio litostatico) che, alla luce delle condizioni al contorno, consente di determinare lo stato tensionale efficace effettivamente agente in funzione delle ipotesi costitutive assunte per i differenti terreni schematizzati nel modello e della configurazione geometrica del problema.

Si riportano le principali fasi caratteristiche di calcolo considerate

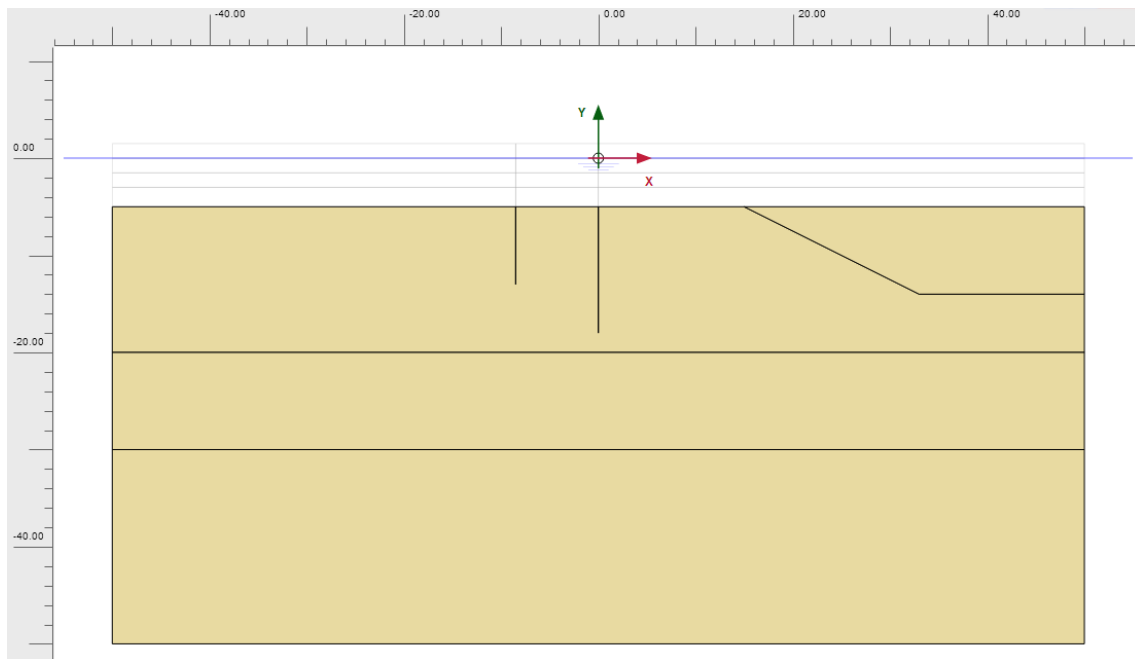


Figura 72: Fase 0 – Condizioni iniziali ante operam

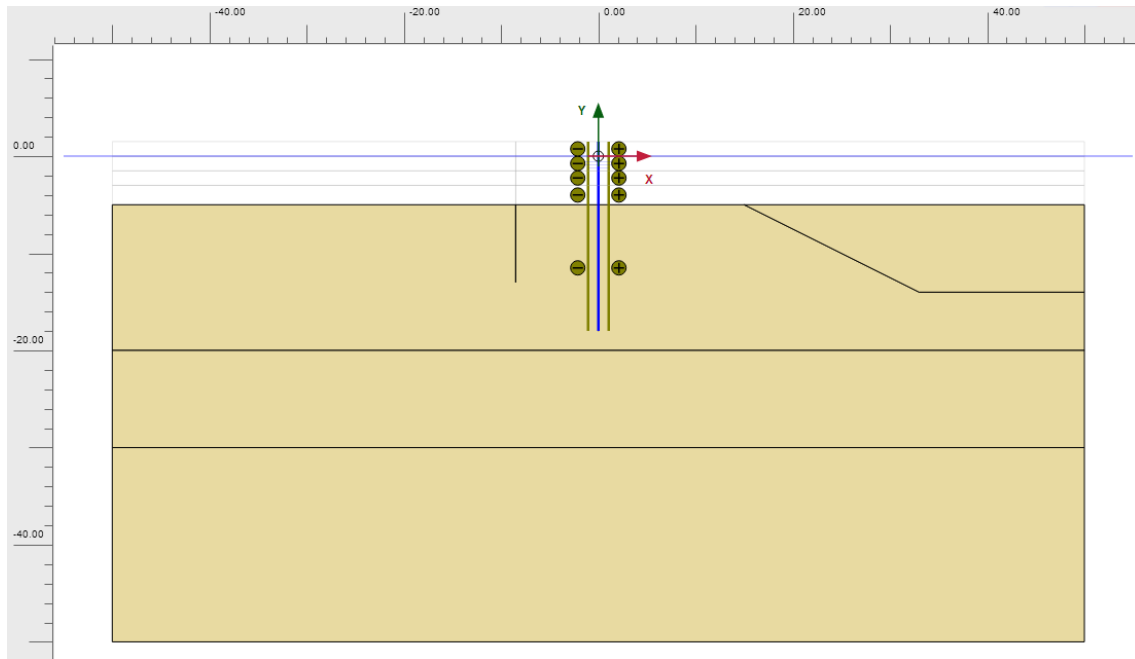


Figura 73: Fase 1 – Infissione paratia di sponda

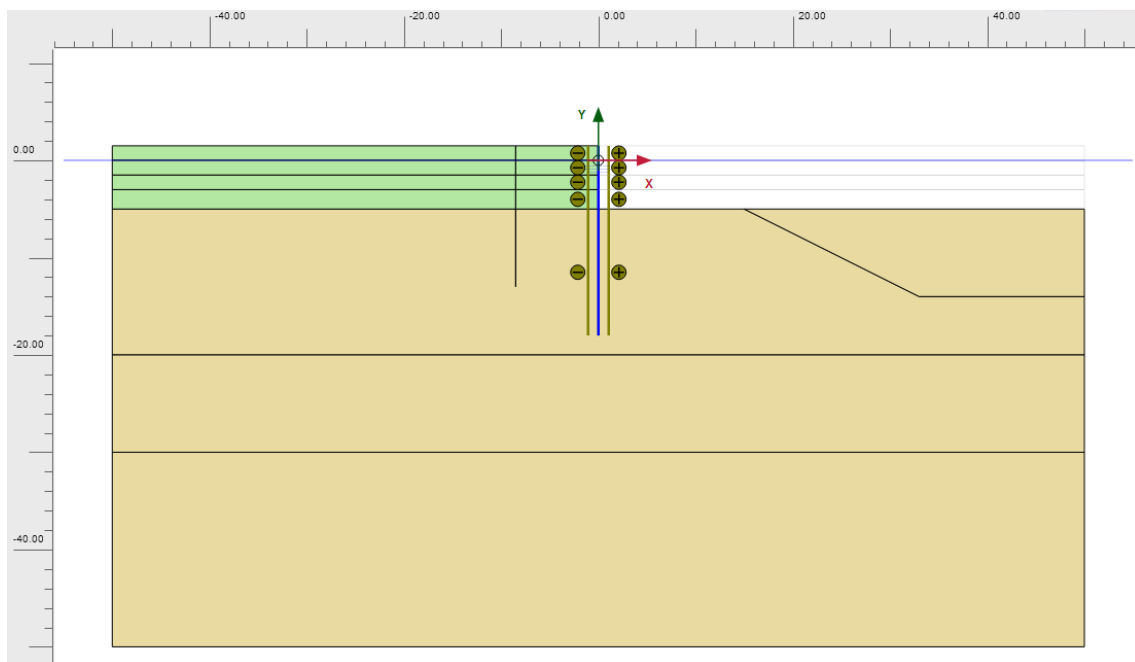


Figura 74: Fase 2 – Riempimento in tout-venant



*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

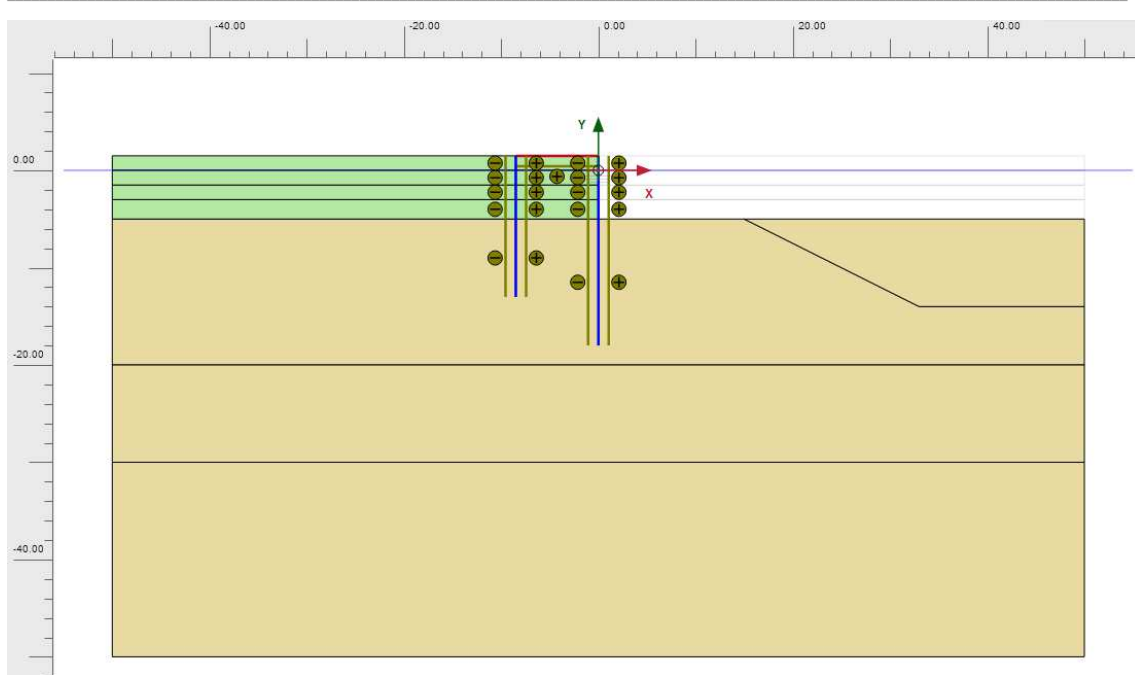


Figura 75 – Fase 3 - Infissione paratia di ancoraggio e getto solettone

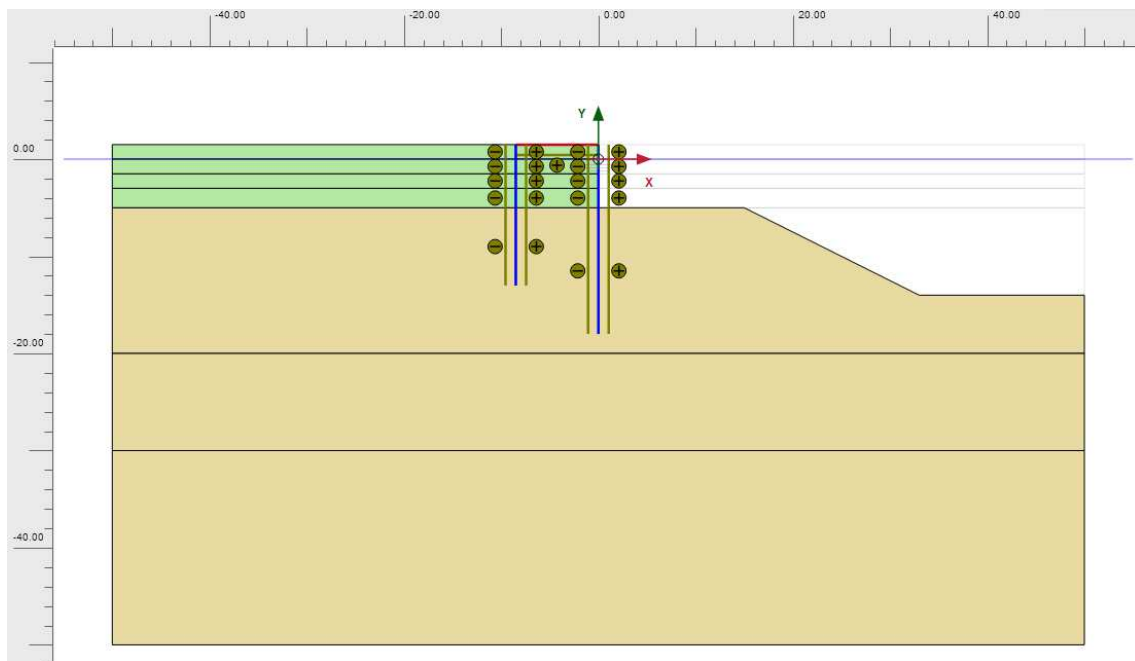


Figura 76 – Fase 4 - Escavo

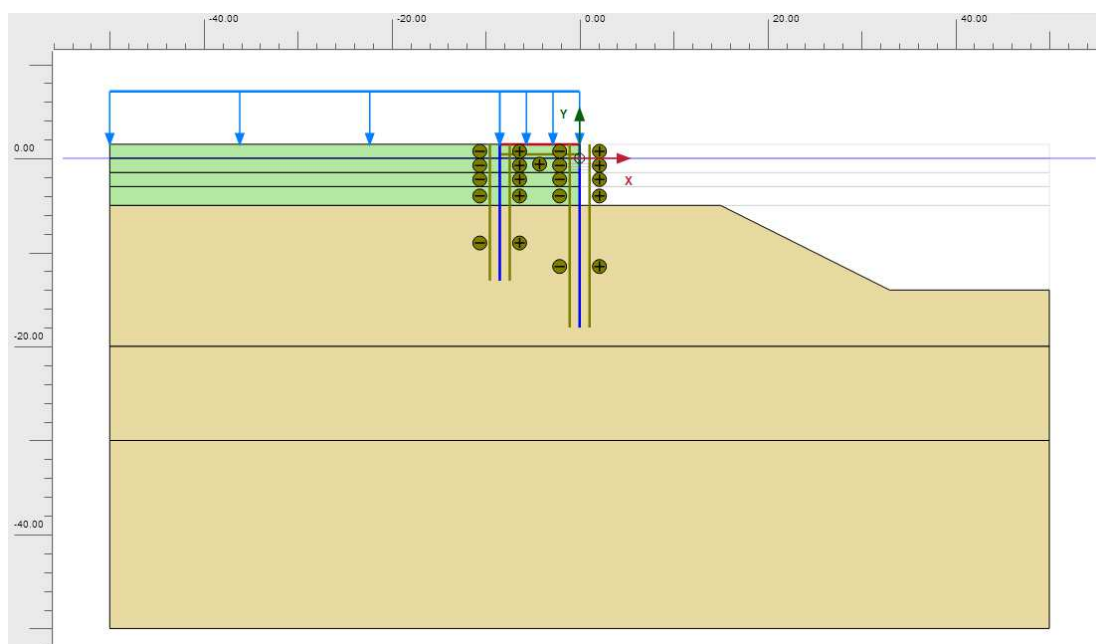


Figura 77 – Fase 5 – Sovraccarico

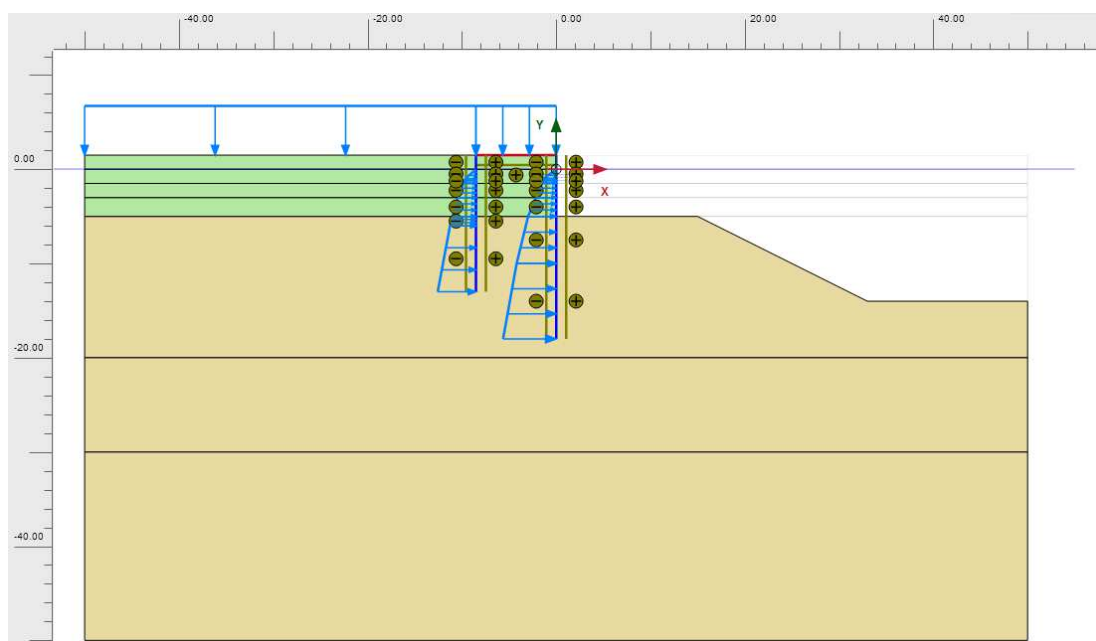


Figura 78 – Fase 6 – Sisma + spinta idrodinamica

#### **6.5.4 Coefficiente sismico pseudostatico di progetto**

Nel caso in esame, il coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  relativo allo stato limite SLD risulta pari a 0,052 mentre allo SLV risulta pari a 0,122.

CAT. SUOLO	C	C	[-]
CAT. TOPO	T1	T1	[-]
STATO LIMITE	SLD	SLV	[-]

ag / g	0,086	0,218	[-]
Fo	2,32	2,412	[-]
S <sub>T</sub>	1	1	[-]
S <sub>S</sub>	1,50	1,38	[-]
a <sub>max</sub> / g	0,129	0,302	[g]
Hparatia	19	19	[m]
α	0,77	0,765	[-]
u <sub>s</sub>	9,5	9,5	[cm]
β	0,527	0,527	[-]
α β	0,40	0,40	[-]
k <sub>h</sub> = a <sub>h</sub> / g	0,052	0,122	[g]

Tabella 22 – Calcolo del coefficiente sismico orizzontale di progetto

### 6.5.5 Spinta Idrodinamica sulle paratie

In Figura 79 si riporta il diagramma di spinta idrodinamica agente sulle paratie, determinato sulla base della formulazione riportata al paragrafo §5.4. I valori di pressione allo SLD ed allo SLV sono stati determinati considerando i coefficienti sismici riportati al precedente paragrafo §6.5.4.

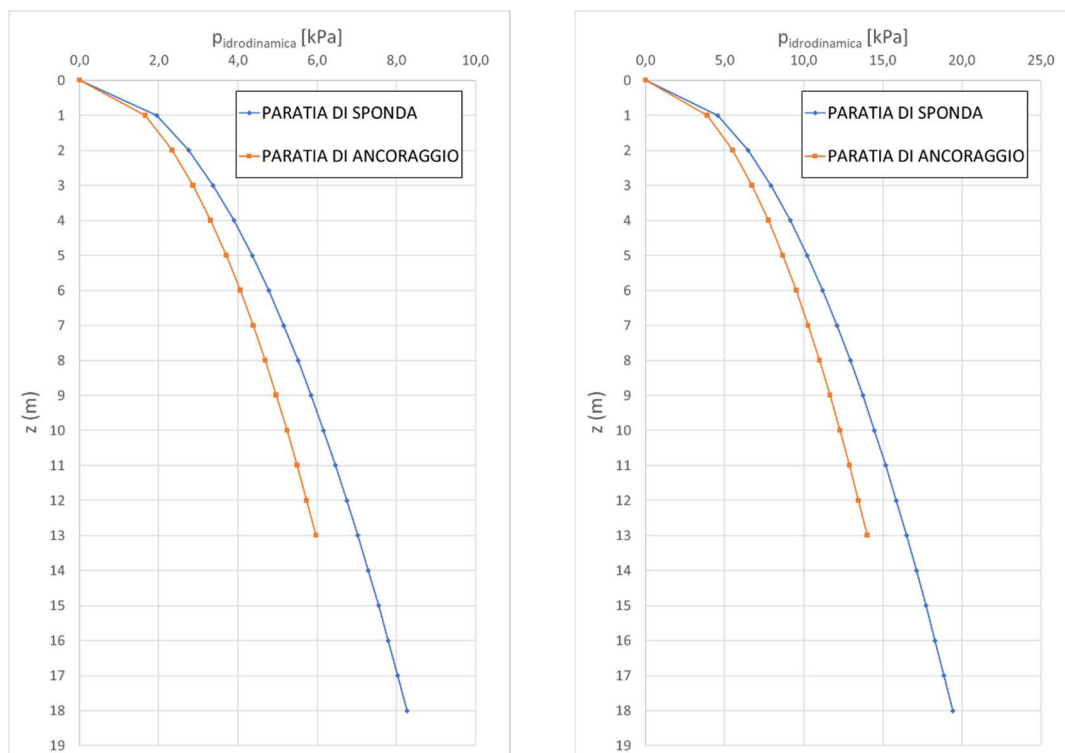


Figura 79 – Sezione 3 - Diagramma di spinta idrodinamica indotta dal sisma – SLD (sx), SLV (dx)

### **6.5.6 Risultati delle analisi di interazione terreno-strutture**

Nel presente paragrafo si riportano i principali risultati ottenuti in riferimento alle membrature oggetto di verifica per le varie combinazioni di carico considerate.

In particolare, di seguito si riportano:

- 1) i diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni nelle paratie e nel solettone delle fasi da 1 a 4, equivalenti alle condizioni di carico permanente;
- 2) i diagrammi delle sollecitazioni nelle paratie e nel solettone, relativi alla fase finale in condizioni statiche, coincidente con l'applicazione del sovraccarico sul piazzale in Fase 5, per le Combinazioni agli Stati Limite di Esercizio SLE-rara e SLE-frequente;
- 3) i diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni nelle paratie relative alla fase finale in condizioni sismiche, coincidente con l'applicazione del sisma e della spinta idrodinamica in Fase 6, nel caso di Combinazione sismica SLV.
- 4) i diagrammi degli spostamenti delle paratie e del solettone, relativamente allo Stato Limite di Esercizio SLE-rara ed allo Stato Limite Ultimo in condizioni sismiche SLV.
- 5) i cedimenti del piazzale a seguito delle operazioni di escavo e applicazione del sovraccarico in condizioni statiche relativamente allo Stato Limite di Esercizio SLE-rara ed in condizioni sismiche relativamente allo Stato Limite di Esercizio SLD.

6.5.6.1 Paratia di sponda – Sollecitazioni

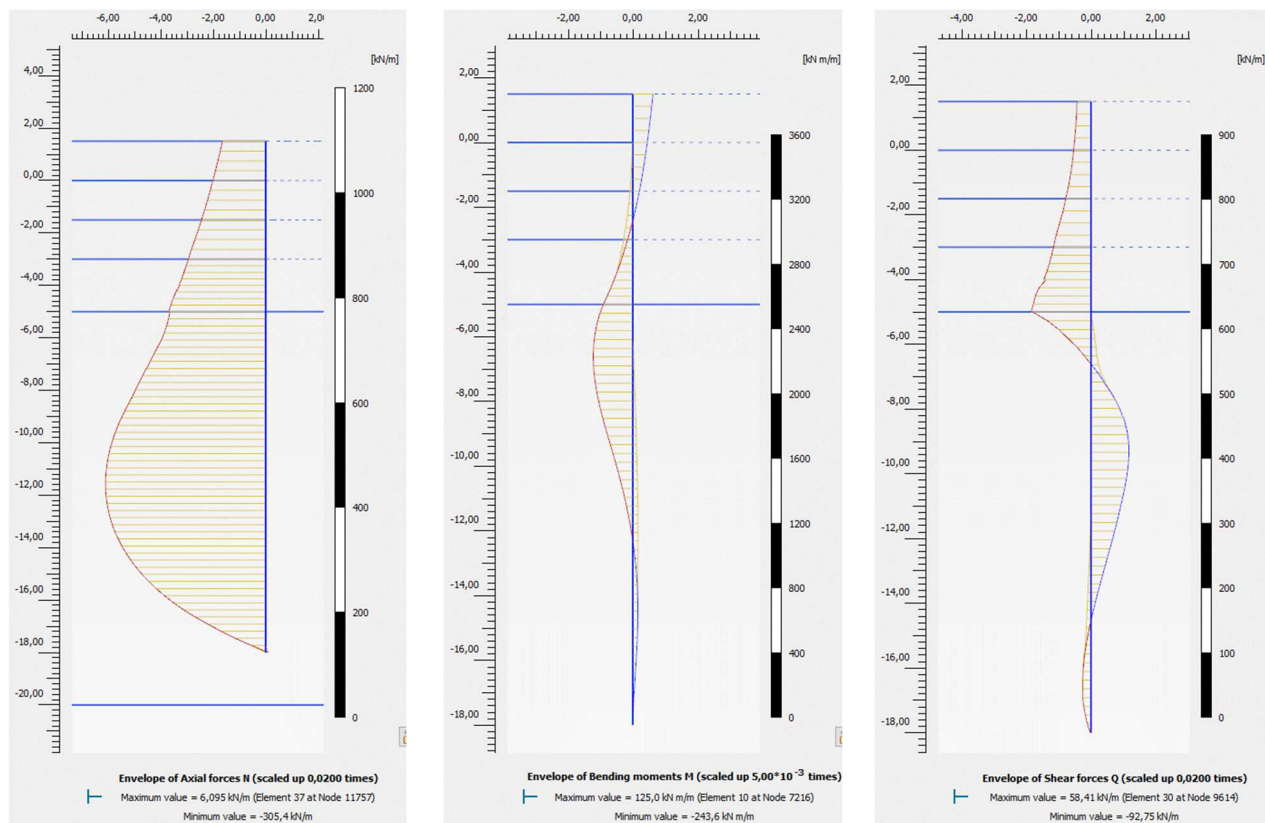


Figura 80 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLE rara – Fase 4

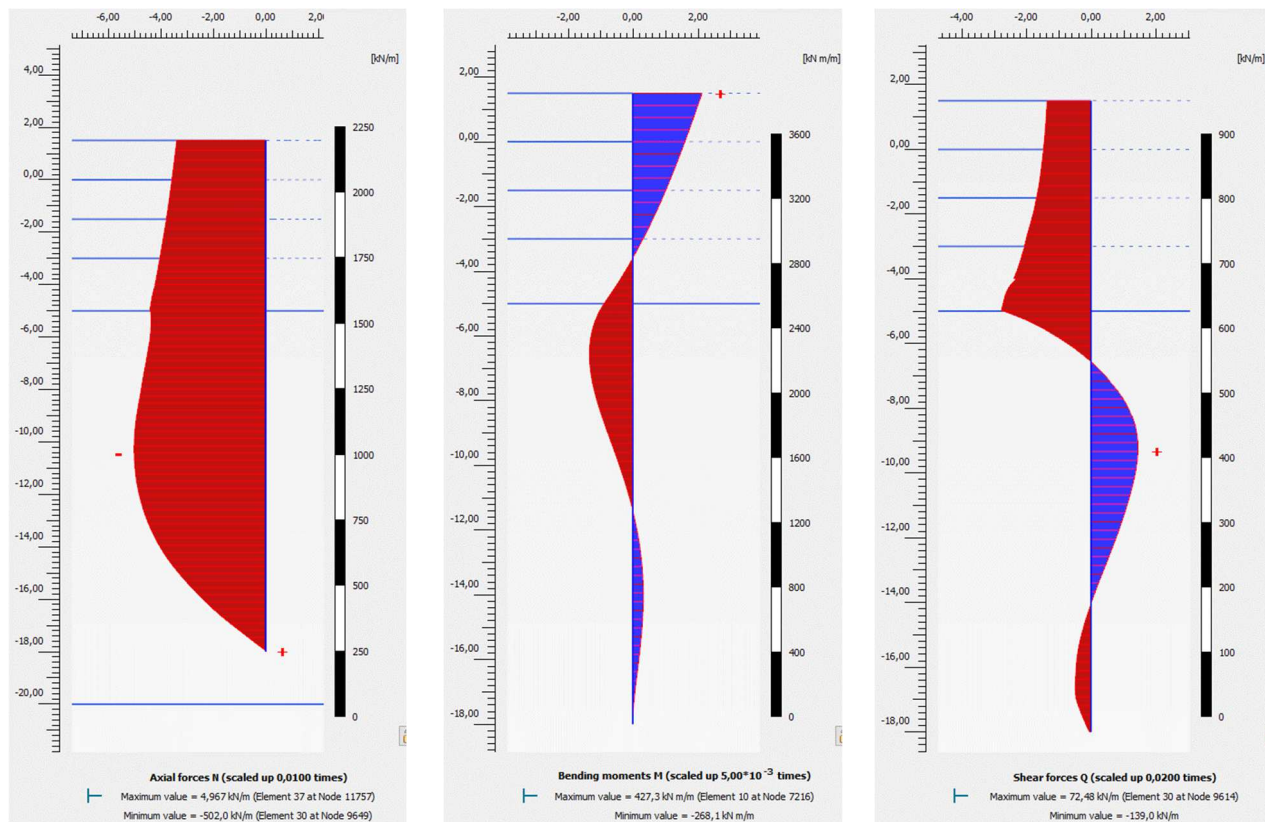


Figura 81 - Diagramma delle sollecitazioni (N,M,Q)– Comb. SLE rara – Fase 5

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

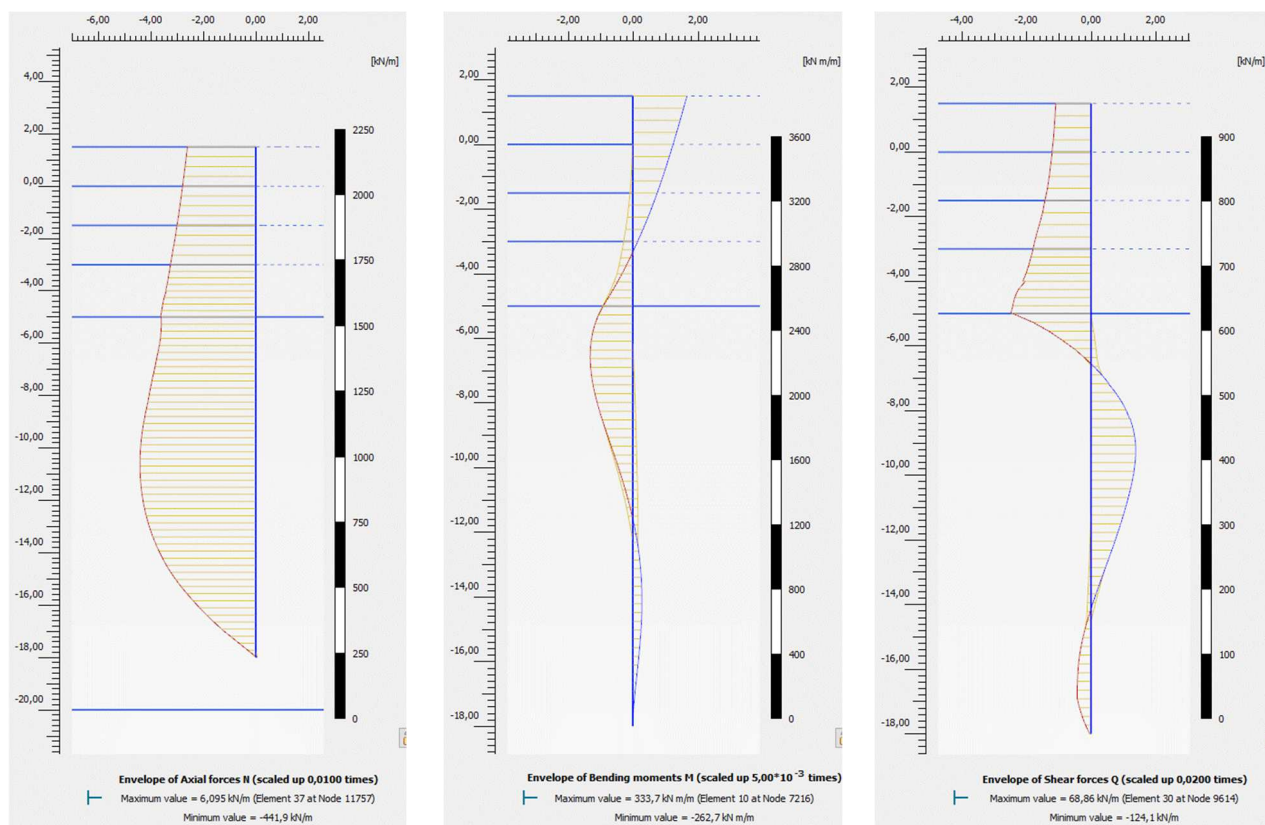


Figura 82 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q)– Comb. SLE frequente – Fase 5

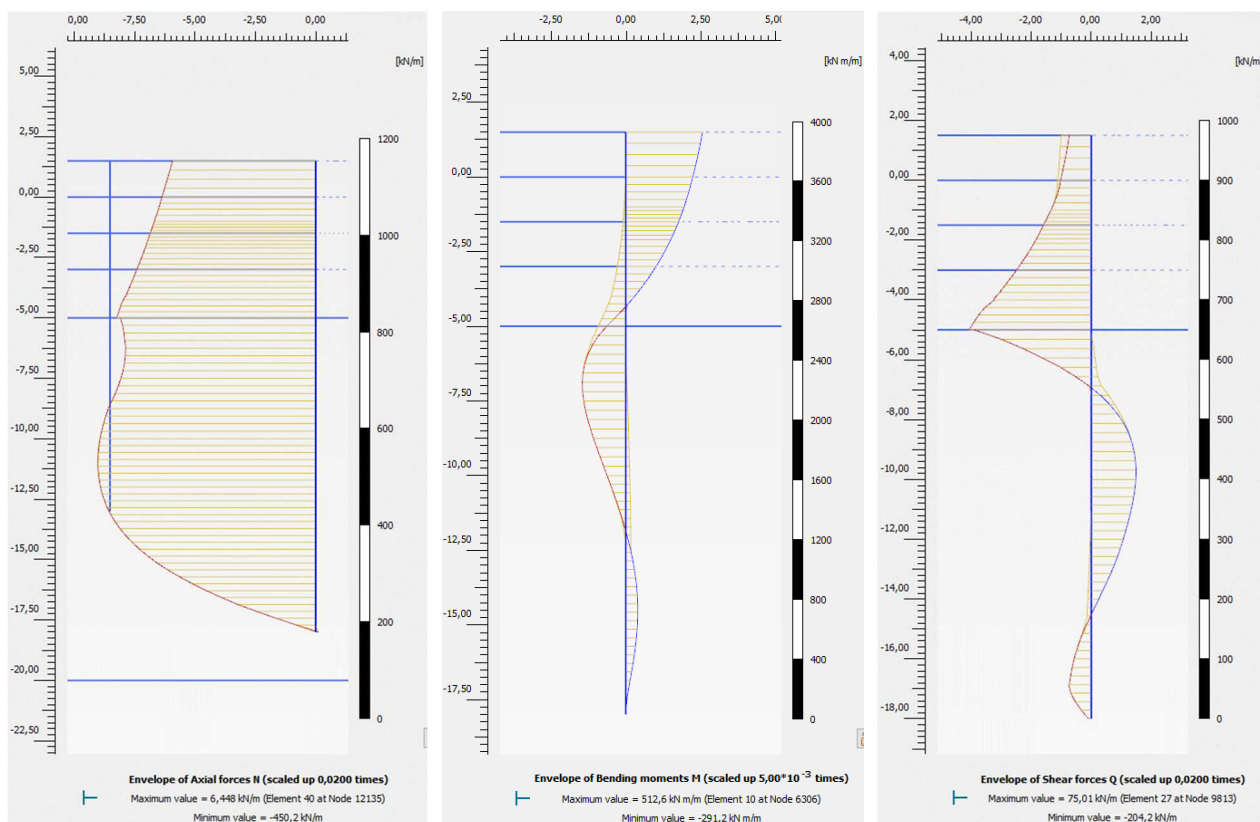


Figura 83 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q)– Comb. SLV – Fase 6

### 6.5.6.2 Paratia di sponda - Spostamenti

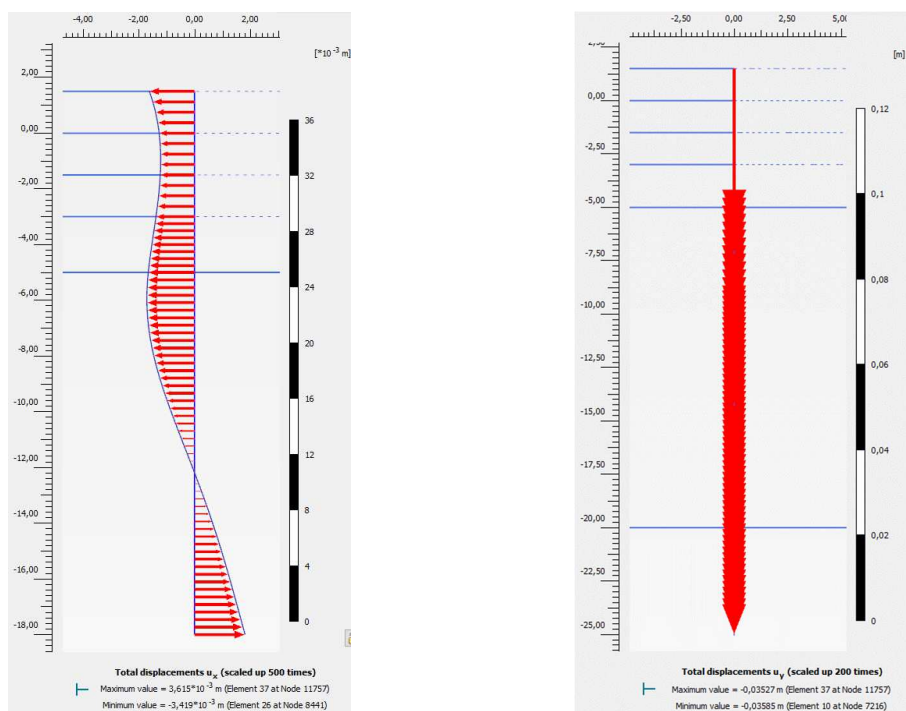


Figura 84 – Spostamenti orizzontali  $u_x$  e verticali  $u_y$  - Comb. SLE rara – Fase 5

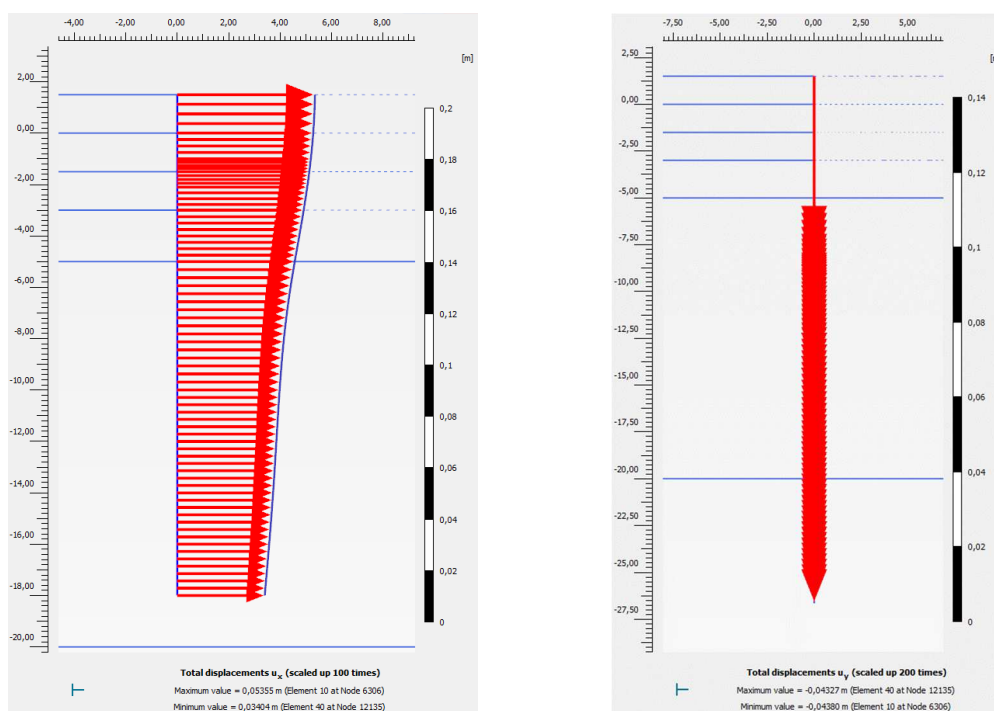


Figura 85 – Spostamenti orizzontali  $u_x$  e verticali  $u_y$  - Comb. SLV – Fase 6

Elemento	Spostamenti orizzontali massimi	
	SLE- rara	SLV
Paratia di sponda	$u_{x,max} = 0,4$ cm	$u_{x,max} = 5,4$ cm $< 5\% H=9,5$ cm

Tabella 23 – Spostamento orizzontale massimo allo SLE ed allo SLV

6.5.6.3 Paratia di ancoraggio – Sollecitazioni

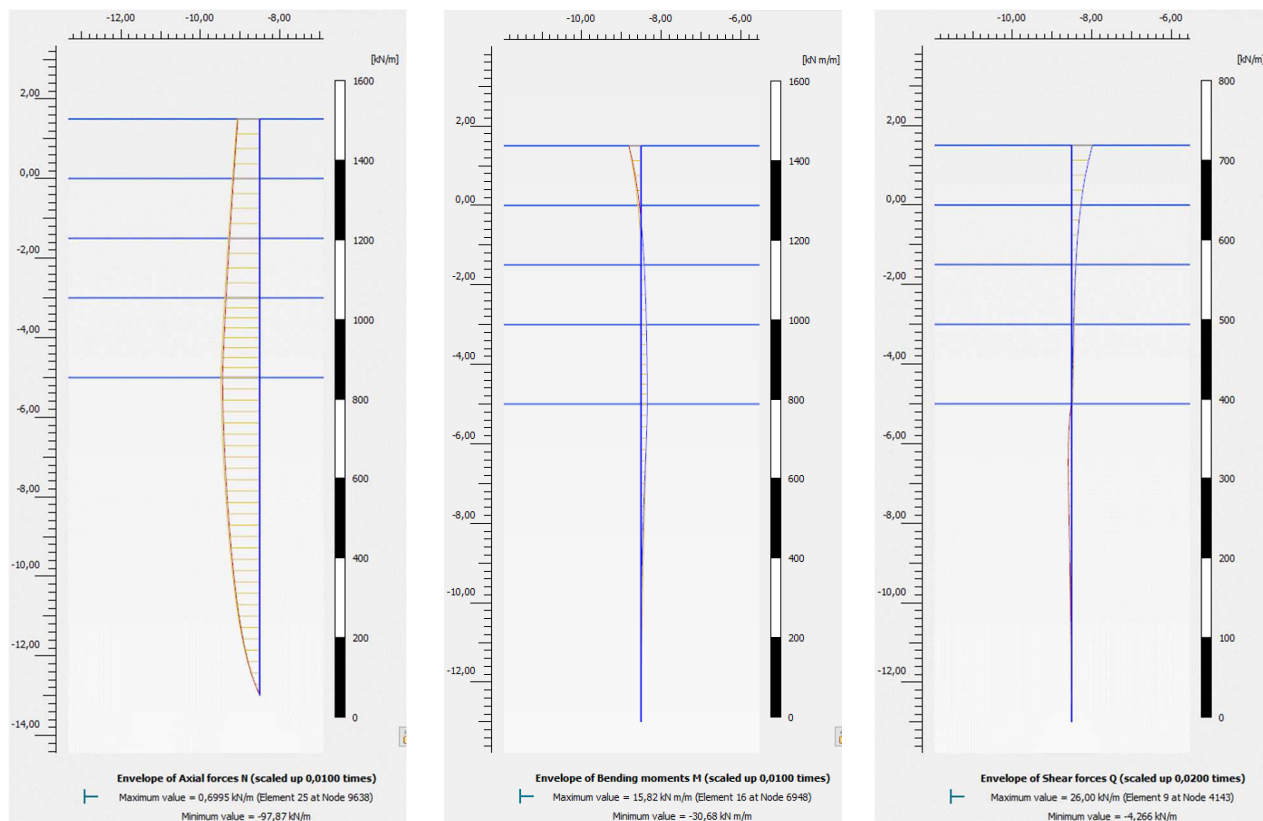


Figura 86 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLE rara – Fase 4

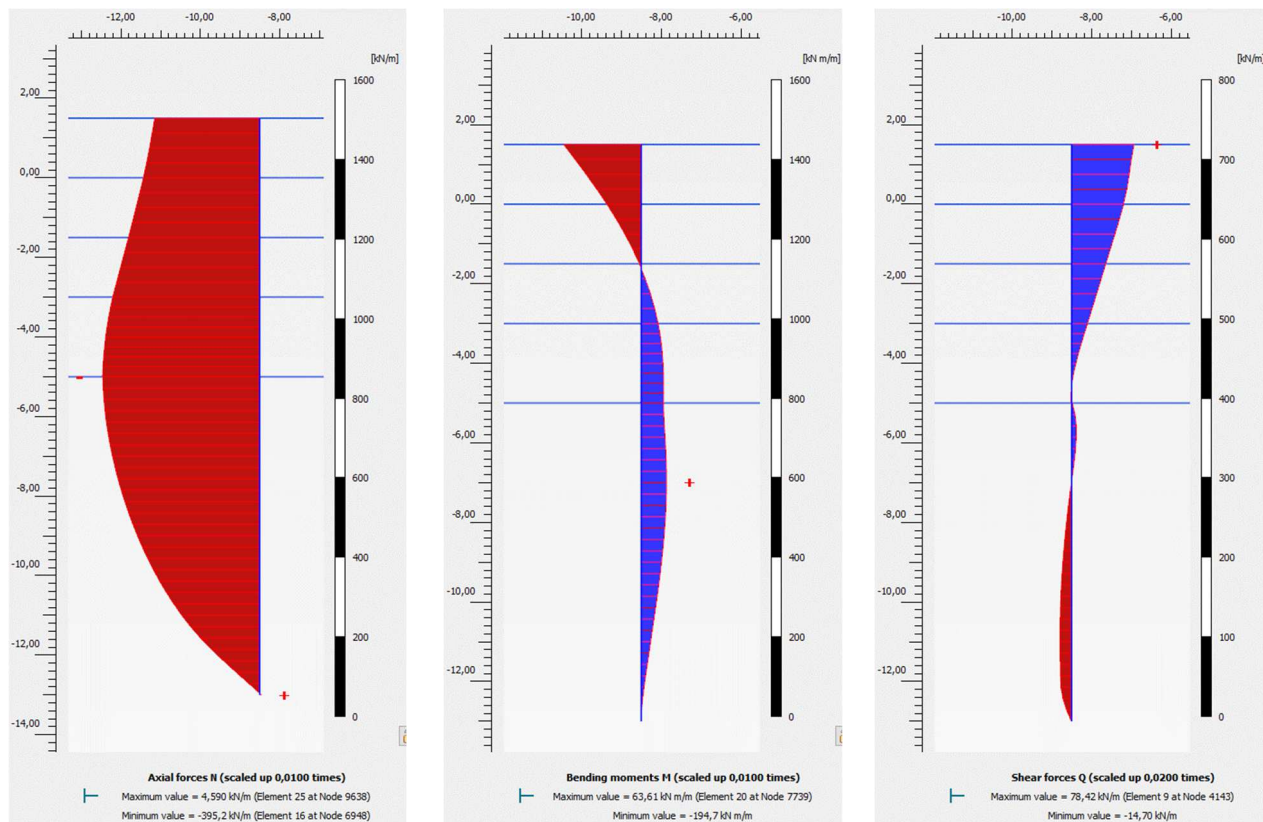


Figura 87 - Diagramma delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLE rara – Fase 5



*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

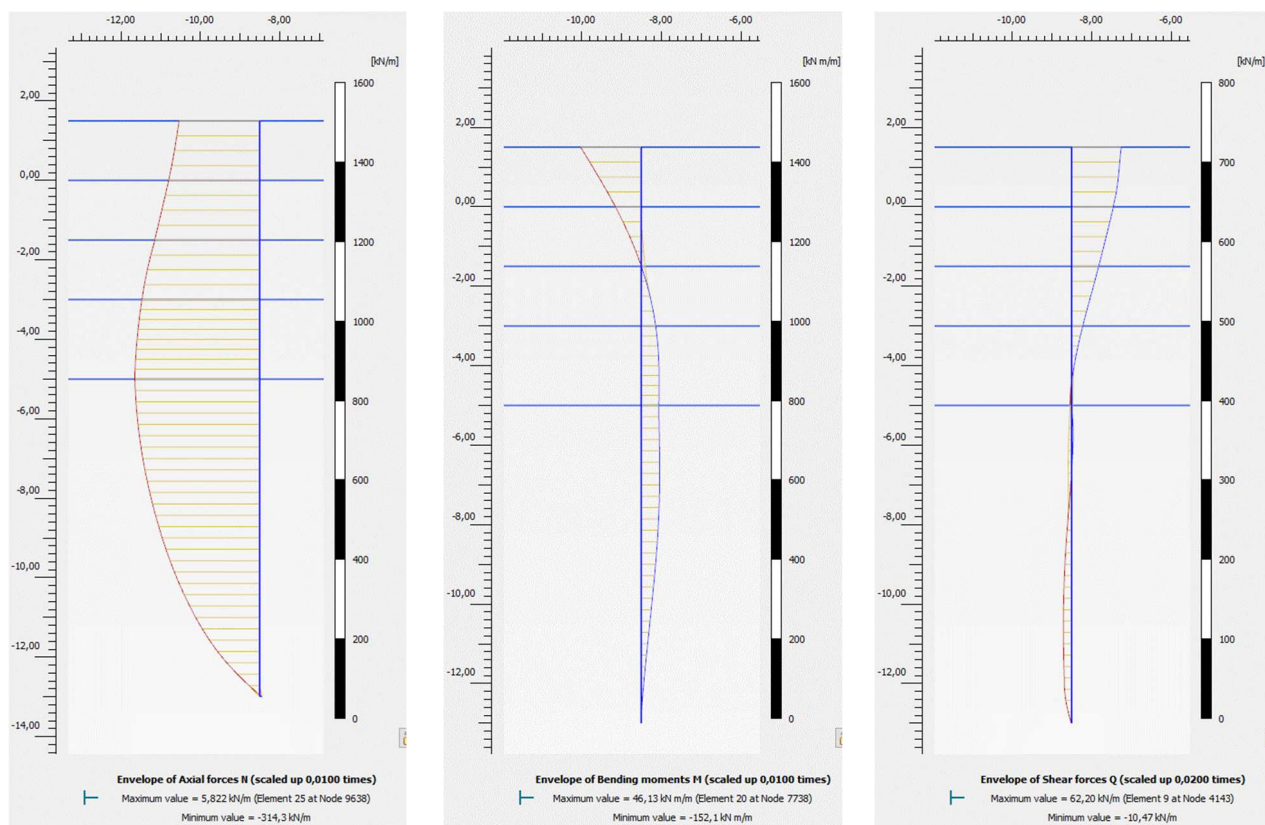


Figura 88 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLE frequente – Fase 5

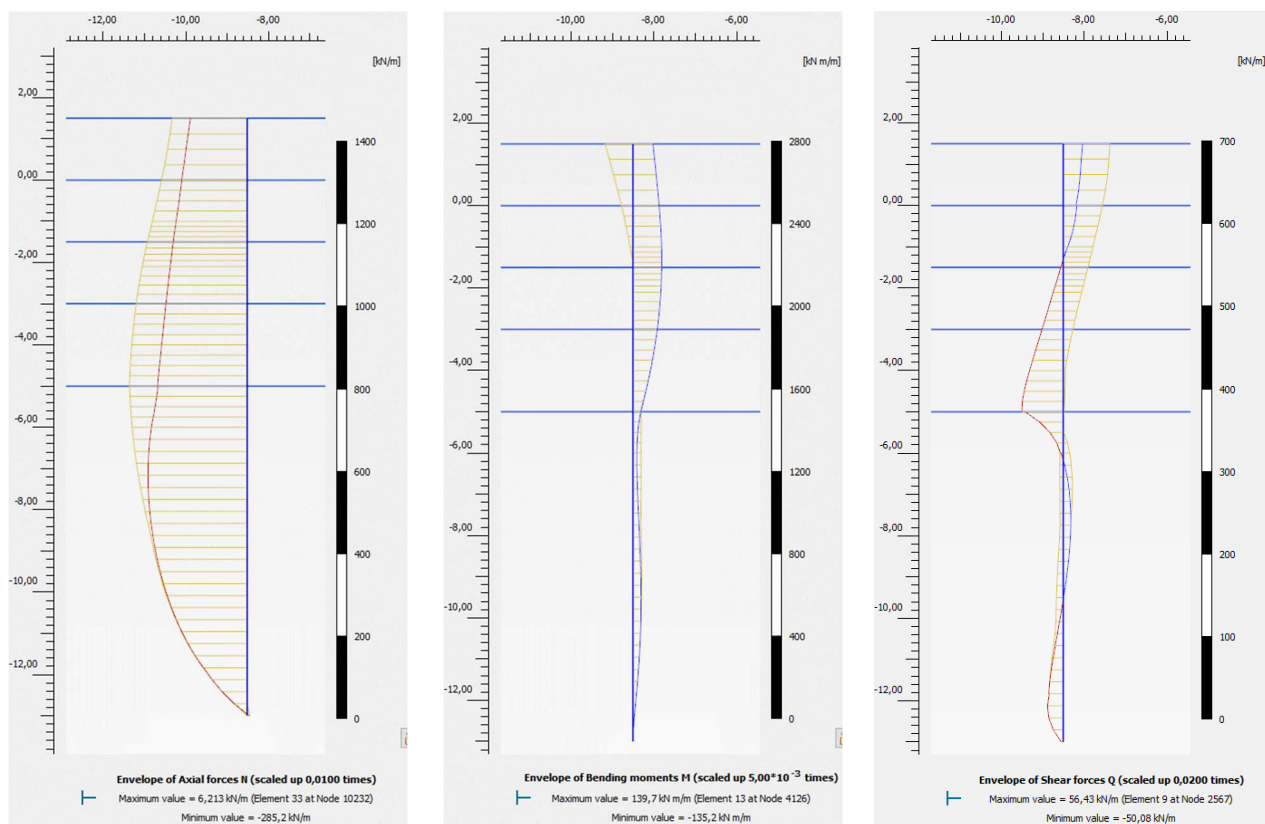


Figura 89 – Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLV – Fase 6

### 6.5.6.4 Paratia di ancoraggio – Spostamenti

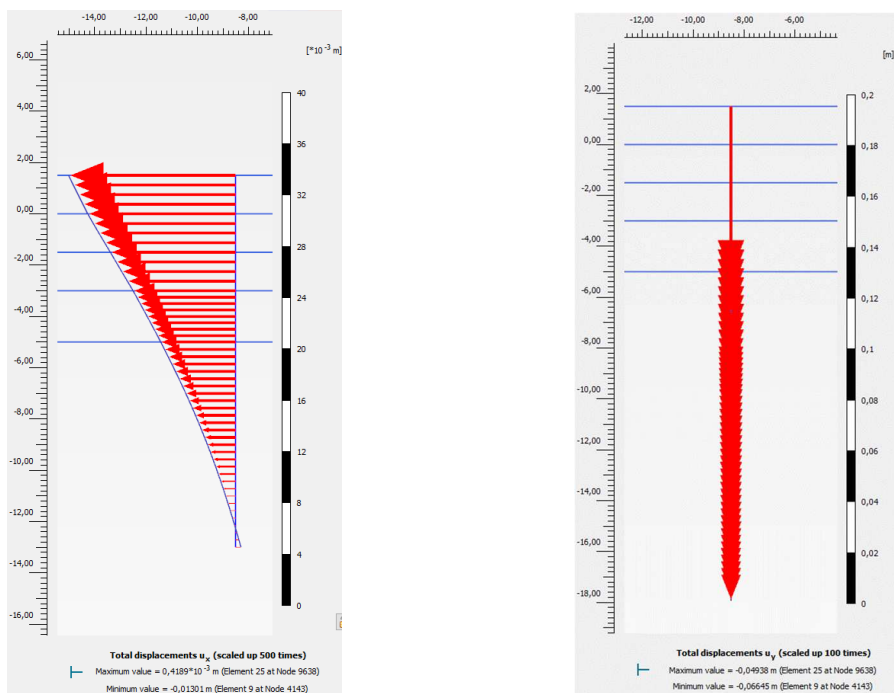


Figura 90 – Spostamenti orizzontali  $u_x$  e verticali  $u_y$  - Comb. SLE rara – Fase 5

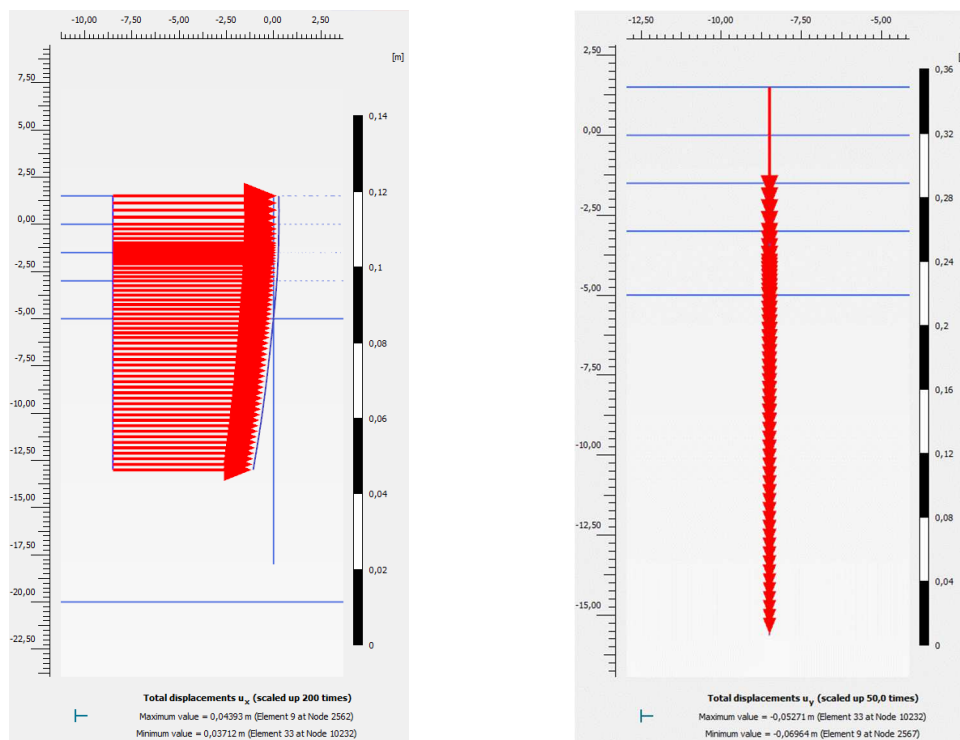


Figura 91 – Spostamenti orizzontali  $u_x$  e verticali  $u_y$  - Comb. SLV – Fase 6

Elemento	Spostamenti orizzontali massimi	
	SLE- rara	SLV
Paratia di ancoraggio	$u_{x,max} = 1,3$ cm	$u_{x,max} = 4,4$ cm $< 5\% H=7,0$ cm

Tabella 24 – Spostamento orizzontale massimo allo SLE ed allo SLV

### 6.5.6.5 Solettone - Sollecitazioni

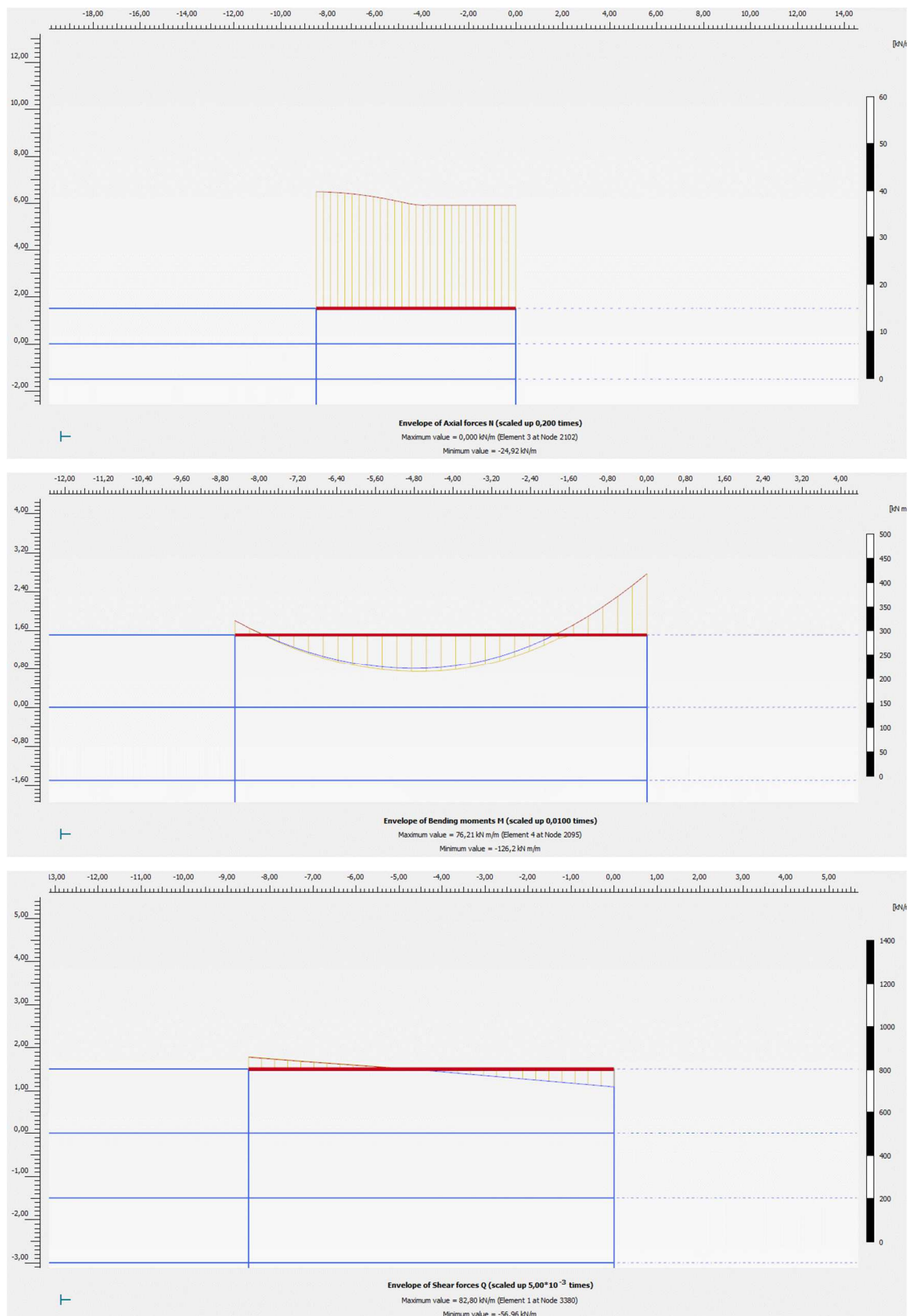


Figura 92: Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni (N,M,Q) – Combinazione SLE rara – Fase 4

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

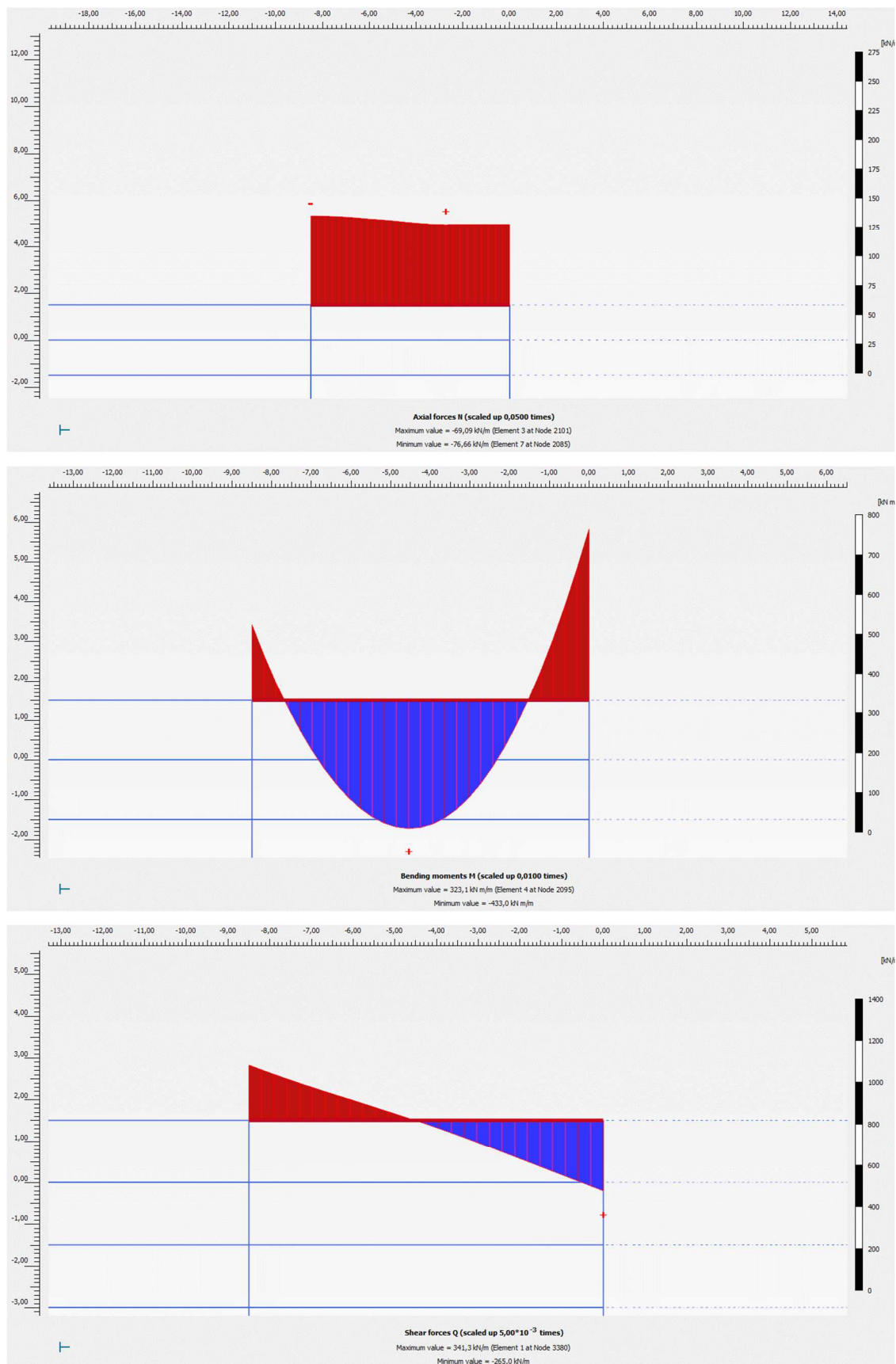


Figura 93: Diagramma delle sollecitazioni (N,M,Q) – Comb. SLE rara – Fase 5

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

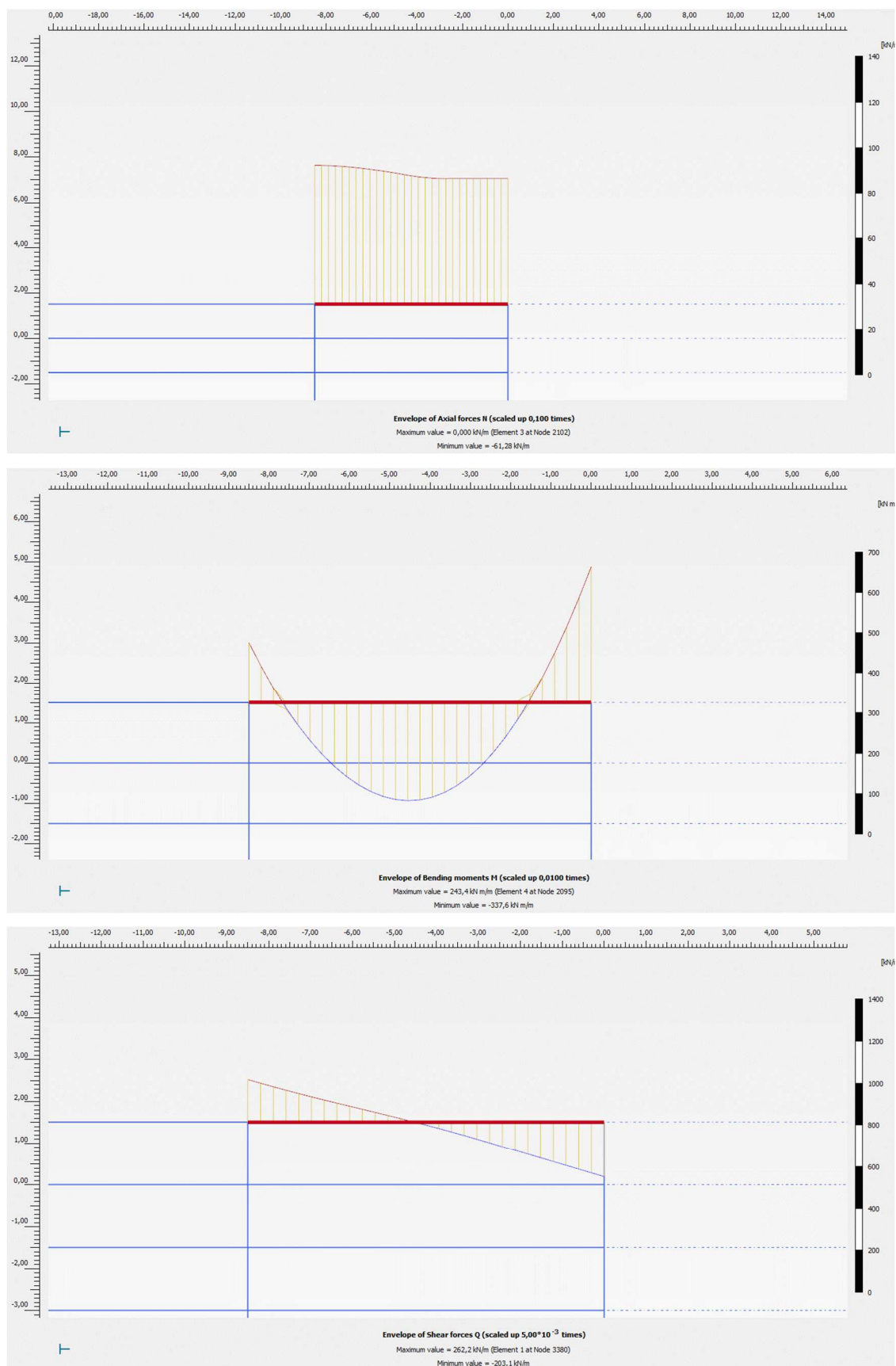


Figura 94: Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni – Combinazione SLE frequente – Fase 5

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

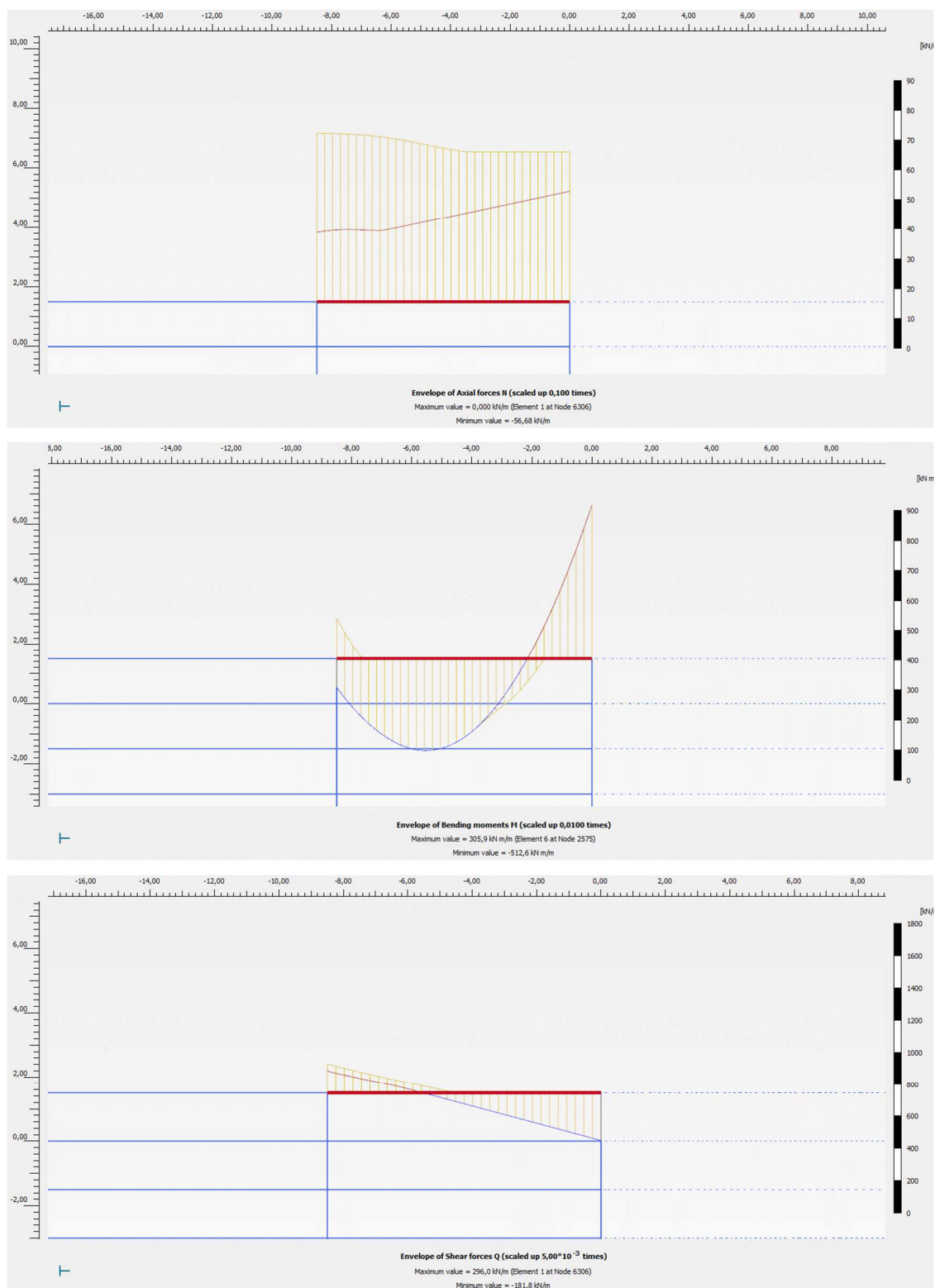


Figura 95 - Involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni – Comb. SLV – Fase 6

### 6.5.6.6 Solettone - Spostamenti

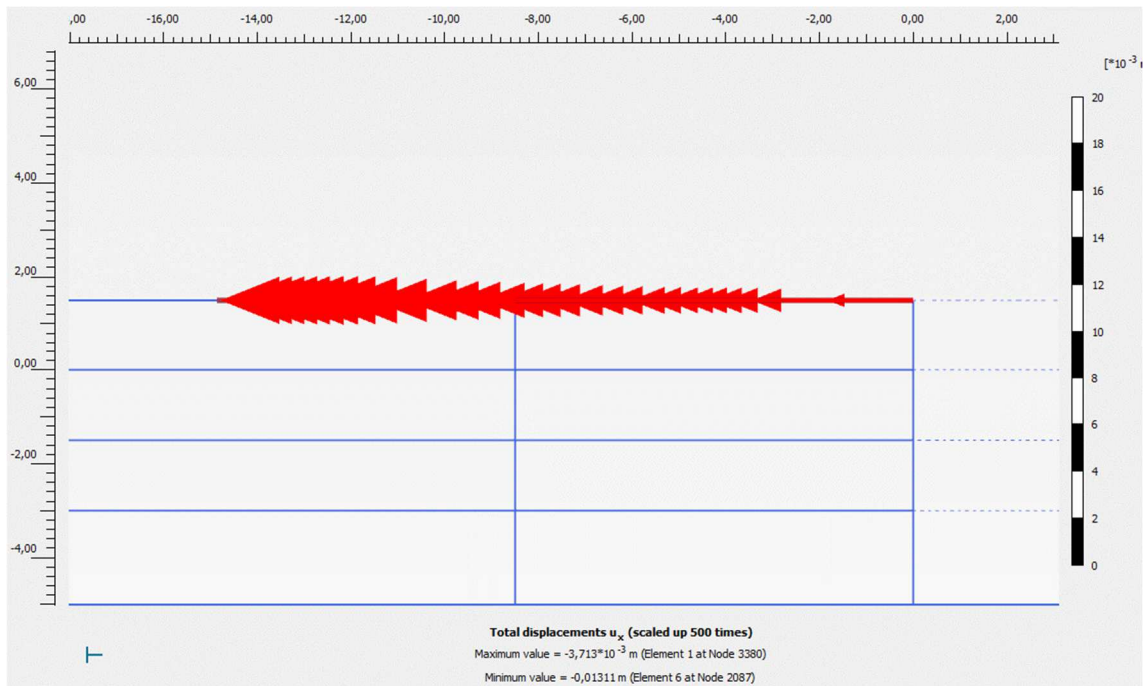


Figura 96 - Spostamenti orizzontali  $u_x$  - Comb. SLE rara – Fase 5

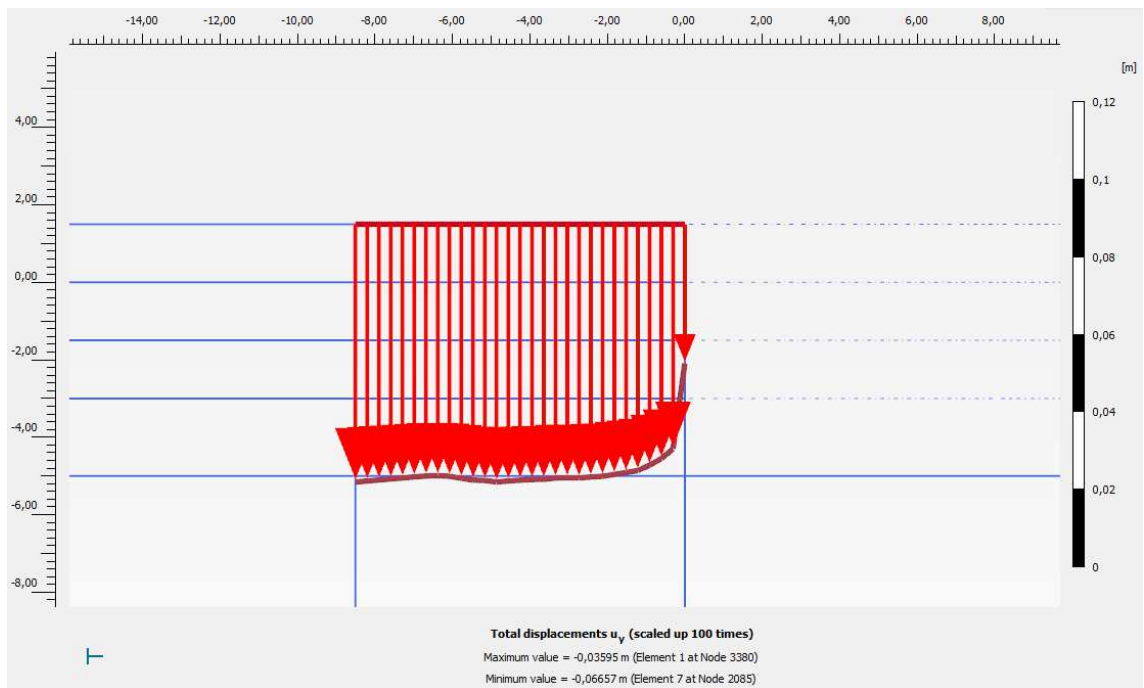


Figura 97 - Spostamenti verticali  $u_y$  - Comb. SLE rara – Fase 5

### 6.5.6.7 Piazzale - Cedimenti

I cedimenti del piazzale risultano contenuti ed inferiori a 3,9 cm, sia in fase statica (Figura 98) che in fase sismica (Figura 99).

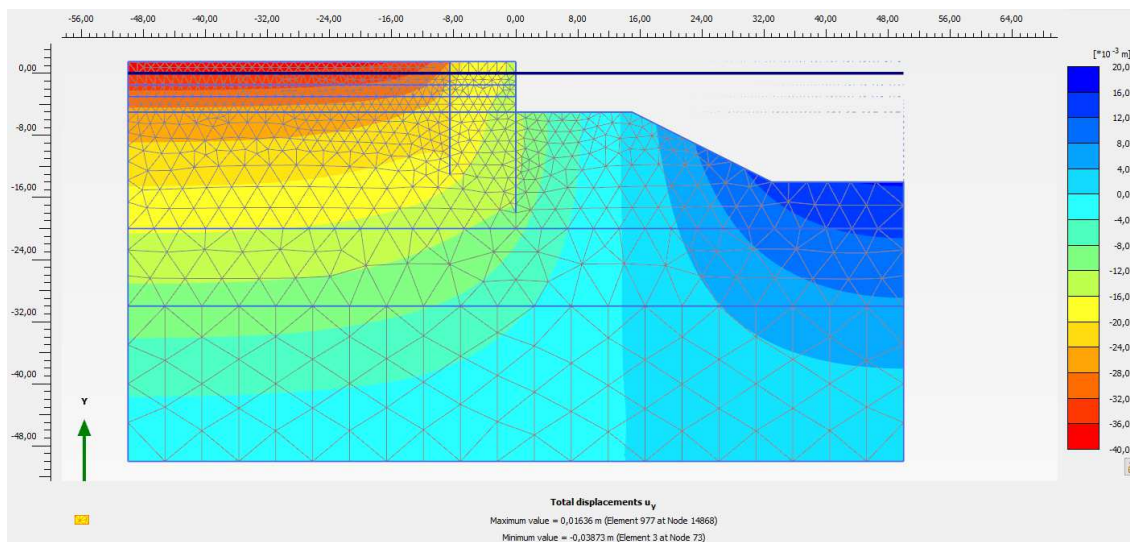


Figura 98 – Cedimenti – Combinazione SLE – rara – Fase 5

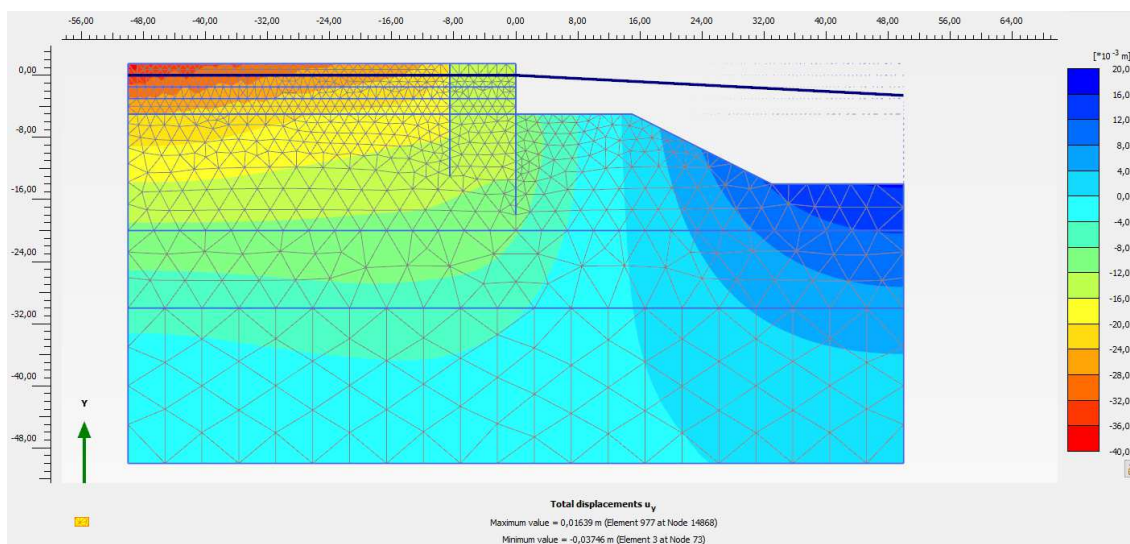


Figura 99 - Cedimenti – Combinazione SLD – Fase 6



## 7 VERIFICHE STRUTTURALI

### 7.1 Verifiche della paratia di sponda

Il seguente paragrafo sintetizza le verifiche strutturali della paratia di sponda, sulla base dei risultati delle analisi numeriche riportate al precedente paragrafo §6.

Nelle tabelle che seguono si riepilogano le sollecitazioni massime nei pali della paratia di sponda ottenute mediante le analisi numeriche, per ciascuna sezione di calcolo analizzata.

Si precisa che i valori delle sollecitazioni riportati nelle suddette tabelle sono stati ottenuti moltiplicando il valore fornito dalle analisi numeriche per l'interasse della palificata ( $i = 2,70$  m).

RISULTATI - PARATIA DI SPONDA							
SOLLECITAZIONI ELEMENTI STRUTTURALI		Permanenti	Solo Accidentali	SLE-Rara	SLU	U.M.	
Sezione 1	y = 1,1 m	M <sub>Ed,max</sub>	255,8	830,5	1086,3	1578,3	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-156,0	-648,6	-804,6	-1175,7	[kN]
	y = -6,5 m	V <sub>Ed,max</sub>	273,9	117,8	391,7	532,8	[kN]
Sezione 2	y = 1,4 m	M <sub>Ed,max</sub>	325,8	919,2	1245,0	1802,4	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-223,9	-717,5	-941,4	-1367,4	[kN]
	y = -6,5 m	V <sub>Ed,max</sub>	321,6	125,7	447,3	606,7	[kN]
Sezione 3	y = 1,5 m	M <sub>Ed,max</sub>	339,5	825,2	1164,7	1679,2	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-222,8	-695,0	-917,8	-1332,1	[kN]
	y = -5,0 m	V <sub>Ed,max</sub>	240,4	124,3	364,7	498,9	[kN]

Tabella 25

RISULTATI - PARATIA DI SPONDA				
SOLLECITAZIONI ELEMENTI STRUTTURALI			SLV	U.M.
Sezione 1	y = 1,1 m	M <sub>Ed,max</sub>	1371,6	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-735,0	[kN]
	y = -6,5 m	V <sub>Ed,max</sub>	648,7	[kN]
Sezione 2	y = 1,4 m	M <sub>Ed,max</sub>	1587,5	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-876,7	[kN]
	y = -6,5 m	V <sub>Ed,max</sub>	673,2	[kN]
Sezione 3	y = 1,4 m	M <sub>Ed,max</sub>	1378,8	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-795,5	[kN]
	y = -5,0 m	V <sub>Ed,max</sub>	549,4	[kN]

Tabella 26

RISULTATI - PARATIA DI SPONDA				
SOLLECITAZIONI ELEMENTI STRUTTURALI			SLE-Frequente	U.M.
Sezione 1	y = 1,1 m	M <sub>Ed,max</sub>	967,4	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-964,1	[kN]
Sezione 2	y = 1,1 m	M <sub>Ed,max</sub>	1135,6	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-1098,4	[kN]
Sezione 3	y = 1,1 m	M <sub>Ed,max</sub>	908,1	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-705,2	[kN]

Tabella 27

I pali della paratia di sponda hanno diametro di 1200 mm, sono posti ad interasse di 2,70 m e sono armati longitudinalmente con 24Φ24 e trasversalmente con staffe a spirale Φ10/15.

A favore di sicurezza nelle verifiche si trascura il carico assiale.

ELEMENTO STRUTTURALE	TIPOLOGIA	ARMATURA A FLESSIONE	ARMATURA A TAGLIO
PARATIA DI SPONDA	Pali Ø1200, i = 2,70 m	24φ24	Spirale φ10/15

Tabella 28 – Caratteristiche strutturali paratia di sponda

### 7.1.1 Verifiche a pressoflessione – Combinazioni SLU e SLV

Il momento resistente della paratia di sponda è pari a  $M_{Rd} = 4631$  kNm.

The screenshot displays the software interface for the design of a circular pile. Key parameters and results are as follows:

- Sezione circolare cava:**
  - Raggio esterno: 120 [cm]
  - Raggio interno: 0 [cm]
  - N° barre uguali: 24
  - Diametro barre: 2,4 [cm]
  - Copriferro (baric.): 6 [cm]
- Sollecitazioni:**
  - Metodo n
  - N<sub>Ed</sub>: 0 kN
  - M<sub>xEd</sub>: 0 kNm
  - M<sub>yEd</sub>: 0 kNm
- Materiali:**
  - B450C
  - C35/45
- P.to applicazione N:**
  - Centro
  - Baricentro cls
  - Coord. [cm]: xN = 0, yN = 0
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n
- Tipo flessione:**
- Result:** M<sub>xRd</sub> = 4.631 kNm

Figura 100 – Momento resistente  $M_{Rd}$  della paratia di sponda

Poiché risulta per ogni sezione analizzata  $M_{Rd} > M_{Ed,max}$ , le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte.

Sezione	Elemento	M <sub>Ed,max</sub> -[kNm]		M <sub>Rd</sub> [kNm]	Verifica M <sub>Rd</sub> / M <sub>Ed</sub> > 1	
		SLU	SLV		SLU	SLV
1	Paratia di sponda	1578,3	1371,6	4631	2,93	3,38
2	Paratia di sponda	1802,4	1587,5	4631	2,57	2,92
3	Paratia di sponda	1679,2	1378,8	4631	2,76	3,36

Tabella 29 – Sintesi delle verifiche a pressoflessione

### 7.1.2 Verifiche tensionali – Combinazione SLE-rara

Le tensioni limite del calcestruzzo e delle armature della paratia di sponda sono pari a:

- $\sigma_{c,max} = 22,4 \text{ MPa}$
- $\sigma_{s,max} = 360 \text{ MPa}$

Il valore massimo del momento nella combinazione SLE-rara risulta pari a 1245 kNm (vedi Tabella 25). Poiché per  $M = 1245 \text{ kNm}$  le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio di armatura sono inferiori ai limiti di normativa (vedi Figura 101), la verifica tensionale risulta soddisfatta.

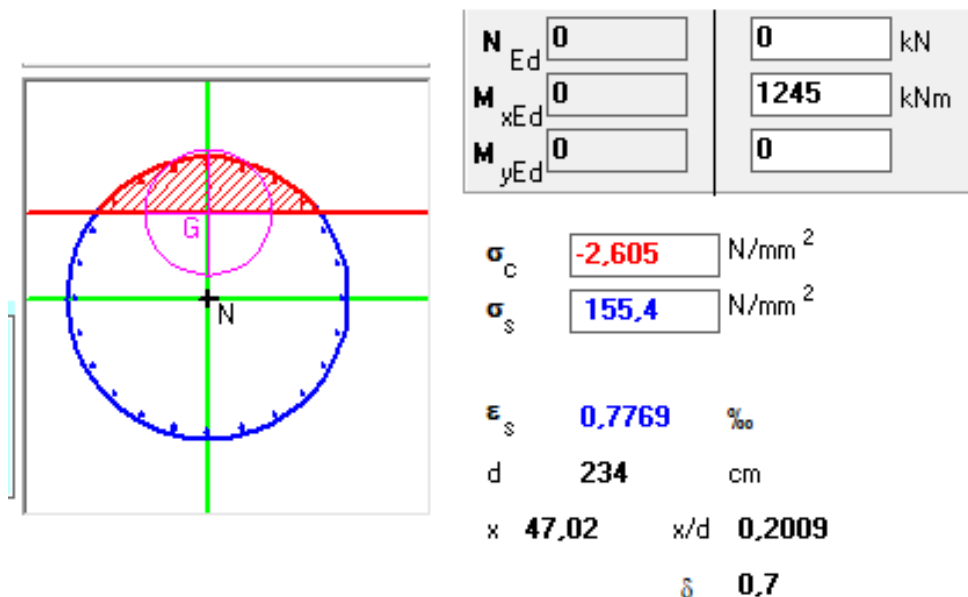
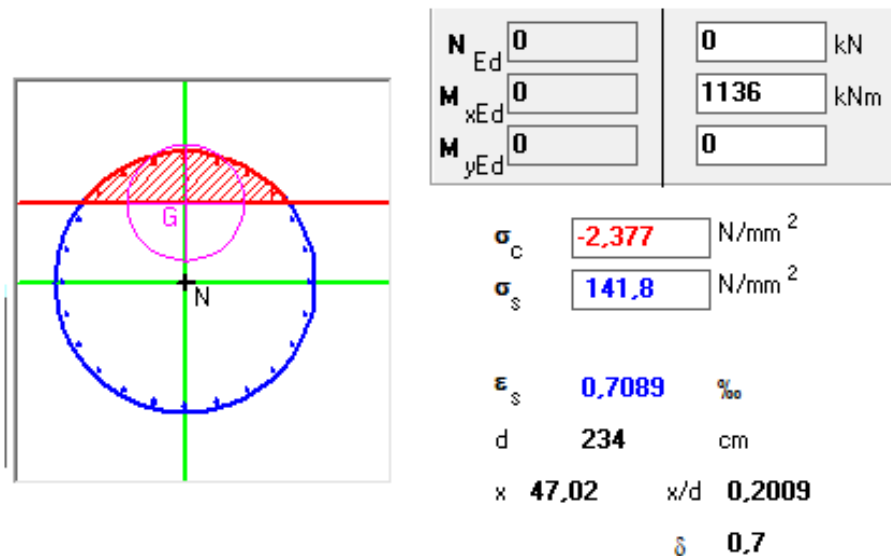


Figura 101 – Paratia di sponda - Verifica tensionale

### 7.1.3 Verifiche a fessurazione – Combinazione SLE-frequente

Il valore massimo del momento nella combinazione SLE-frequente risulta pari a 1136 kNm (vedi Tabella 27), in corrispondenza del quale la tensione nell'acciaio risulta pari a  $\sigma_s = 142 \text{ MPa}$ .



Dati i valori di tensione di esercizio nelle armature ( $\sigma_s < 160$  MPa), essendo soddisfatte le condizioni di cui alle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21/1/2019, la verifica della fessurazione si può ritenere soddisfatta senza alcun calcolo diretto.

#### 7.1.4 Verifiche a taglio– Combinazioni SLU e SLV

Per il calcolo della resistenza a taglio dei pali della paratia di sponda si è fatto riferimento alla trattazione di Clarke & Birjandi (1993), mediante la quale è possibile ricondurre il calcolo della sezione circolare a quello di una sezione rettangolare equivalente, caratterizzata dai parametri geometrici “efficaci”  $d_{eff}$  (altezza utile),  $A_{eff}$  (area della sezione resistente) e  $b_{w,eff}$  (larghezza della sezione resistente).

Utilizzando tale formulazione, l’altezza utile efficace della sezione circolare può essere calcolata come:

$$d_{eff} = r(1 + \sin\alpha)$$

dove

$$\sin\alpha = \frac{2r_s}{\pi r}$$

e  $r_s$  è il raggio in asse alle armature flessionali.

L’area resistente efficace  $A_{eff}$  viene approssimata tramite la relazione:

$$A_{eff} = r^2 \left( \frac{\pi}{2} + \alpha + \sin\alpha \cos\alpha \right)$$

ed infine la base efficace  $b_{w,eff}$  :

$$b_{w,eff} = \frac{A_{eff}}{d_{eff}} = \frac{\left( \frac{\pi}{2} + \alpha + \sin\alpha \cos\alpha \right)}{1 + \sin\alpha} r^2$$

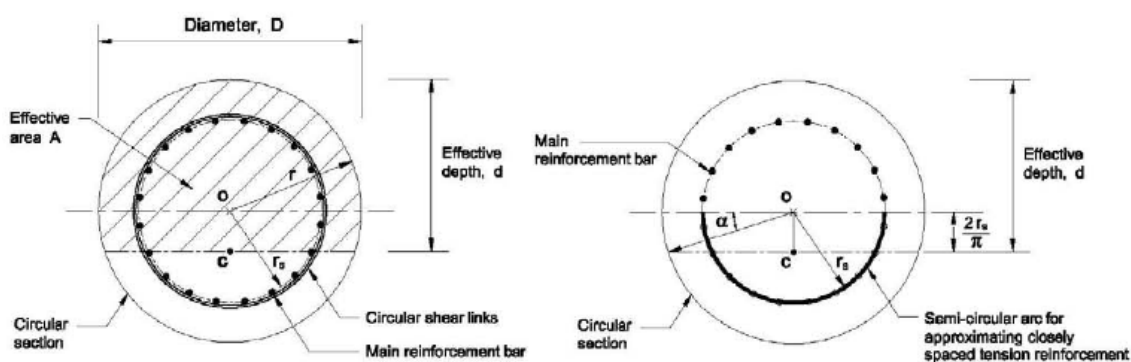


Figura 102 – Rappresentazione dei parametri geometrici effettivi ( $A_{eff}$ ,  $d_{eff}$ ,  $b_{w,eff}$ ) per una sezione circolare in cemento armato

Il taglio resistente della paratia di sponda risulta dunque pari a  $V_{Rd} = 863$  kN.

TAGLIO RESISTENTE - SEZIONE CIRCOLARE		
Diametro	1,2	[m]
$i_{PALI}$	2,70	[m]
Spirale	10	[mm]
$\alpha$	90	[°]
Passo	15	[mm]
Copriferro	6	[cm]
$A_{sw}$	157,08	[mm <sup>2</sup> ]
$d_{eff}$	93,6	[cm]
$A_{eff}$	0,95	[m]
$b_{w,eff}$	101	[cm]
$N_{Ed}$	0	[kN]
$\sigma_{cp}$	0,00	[MPa]
$\alpha_c$	1,00	[-]
$\theta_{calc}$	21,8	[°]
$V_{Rdc}$	3108,8	[kN]
$V_{Rsd}$	863,2	[kN]
$V_{Rd}$	863	[kN]

Tabella 30 – Calcolo del taglio resistente della paratia di sponda

Poiché risulta per ogni sezione analizzata  $V_{Rd} > V_{Ed,max}$ , le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

Sezione	Elemento	$V_{Ed,max}$ [kN]		$V_{Rd}$ [kN]	Verifica $V_{Rd} / V_{Ed} > 1$	
		SLU	SLV		SLU	SLV
1	Paratia di sponda	532,8	648,7	863	1,62	1,33
2	Paratia di sponda	606,7	673,2	863	1,42	1,28
3	Paratia di sponda	498,9	549,4	863	1,73	1,57

Tabella 31 - Sintesi delle verifiche a taglio

## 7.2 Verifiche della paratia di ancoraggio

Il seguente paragrafo sintetizza le verifiche strutturali della paratia di ancoraggio, sulla base dei risultati delle analisi numeriche riportate al precedente paragrafo §6.

Nelle tabelle che seguono si riepilogano le sollecitazioni massime nei pali della paratia di ancoraggio ottenute mediante le analisi numeriche, per ciascuna sezione di calcolo analizzata. Si precisa che i valori delle sollecitazioni riportati nelle suddette tabelle sono stati ottenuti moltiplicando il valore fornito dalle analisi numeriche per l'interasse della palificata ( $i = 2.69$  m).

RISULTATI - PARATIA DI ANCORAGGIO							
SOLLECITAZIONI ELEMENTI STRUTTURALI			Permanenti	Solo Accidentali	SLE-Rara	SLU	U.M.
Sezione 1	y = 1,1 m	M <sub>Ed,max</sub>	10,5	342,6	353,1	527,6	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-81,04	-484,75	-565,80	-832,5	[kN]
	y = 1,1 m	V <sub>Ed,max</sub>	46,9	124,5	171,4	247,8	[kN]
Sezione 2	y = 1,4 m	M <sub>Ed,max</sub>	49,0	315,8	364,8	537,4	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-142,2	-526,9	-669,2	-975,3	[kN]
	y = 1,4 m	V <sub>Ed,max</sub>	53,5	137,0	190,5	275,1	[kN]
Sezione 3	y = 1,5 m	M <sub>Ed,max</sub>	79,7	437,0	516,7	759,2	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-147,7	-565,1	-712,8	-1039,6	[kN]
	y = 1,5 m	V <sub>Ed,max</sub>	68,4	138,2	206,6	296,2	[kN]

Tabella 32

RISULTATI - PARATIA DI ANCORAGGIO				
SOLLECITAZIONI ELEMENTI STRUTTURALI			SLV	U.M.
Sezione 1	y = 0,55 m	M <sub>Ed,max</sub>	484,6	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-244,1	[kN]
	y = -6,13 m	V <sub>Ed,max</sub>	160,9	[kN]
Sezione 2	y = 1,4 m	M <sub>Ed,max</sub>	695,4	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-303,5	[kN]
	y = 1,4 m	V <sub>Ed,max</sub>	206,9	[kN]
Sezione 3	y = -1,25 m	M <sub>Ed,max</sub>	375,7	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-473,3	[kN]
	y = -5,0 m	V <sub>Ed,max</sub>	134,7	[kN]

Tabella 33

RISULTATI - PARATIA DI ANCORAGGIO				
SOLLECITAZIONI ELEMENTI STRUTTURALI			SLE-Frequente	U.M.
Sezione 1	y = 1,1 m	M <sub>Ed,max</sub>	258,9	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-421,3	[kN]
Sezione 2	y = 1,4 m	M <sub>Ed,max</sub>	286,3	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-514,3	[kN]
Sezione 3	y = 1,5 m	M <sub>Ed,max</sub>	403,4	[kNm]
		N <sub>Ed</sub>	-546,44	[kN]

Tabella 34

I pali della paratia di ancoraggio hanno diametro di 1200 mm, sono posti ad interasse di 2,70 m e sono armati longitudinalmente con 20Φ24 e trasversalmente con staffe a spirale Φ10/15.

A favore di sicurezza nelle verifiche si trascura il carico assiale.

ELEMENTO STRUTTURALE	TIPOLOGIA	ARMATURA A FLESSIONE	ARMATURA A TAGLIO
PARATIA DI ANCORAGGIO	Pali Ø1200, i = 2,70 m	20φ24	Spirale φ10/15

Tabella 35 – Caratteristiche strutturali paratia di ancoraggio

### 7.2.1 Verifiche a pressoflessione – Combinazioni SLU e SLV

Il momento resistente della paratia di sponda è pari a  $M_{Rd} = 3893$  kNm.

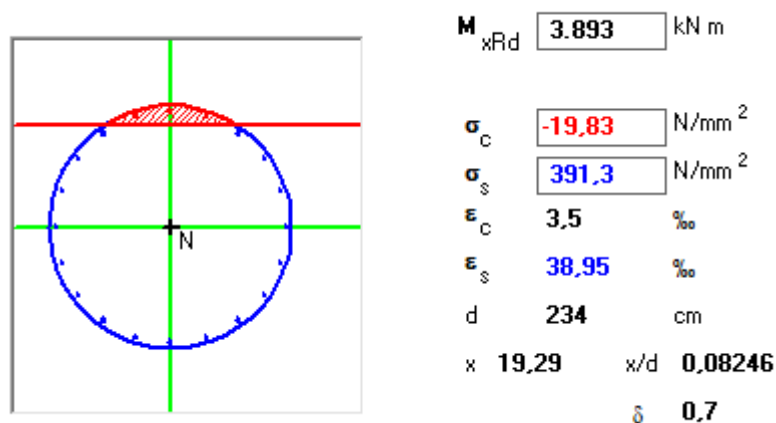


Figura 103 - Momento resistente  $M_{Rd}$  della paratia di ancoraggio

Poiché risulta per ogni sezione analizzata  $M_{Rd} > M_{Ed,max}$ , le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte.

Sezione	Elemento	M <sub>Ed,max</sub> [kNm]		M <sub>Rd</sub> [kNm]	Verifica M <sub>Rd</sub> / M <sub>Ed</sub> > 1	
		SLU	SLV		SLU	SLV
1	Paratia di ancoraggio	527,6	484,6	3893	7,38	8,03
2	Paratia di ancoraggio	537,4	695,4	3893	7,24	5,60
3	Paratia di ancoraggio	759,2	375,7	3893	5,13	10,36

Tabella 36 - Sintesi delle verifiche a pressoflessione

### 7.2.2 Verifiche tensionali – Combinazione SLE-rara

Le tensioni limite del calcestruzzo e delle armature della paratia di ancoraggio sono pari a:

- $\sigma_{c,max} = 22,4 \text{ MPa}$
- $\sigma_{s,max} = 360 \text{ MPa}$

Il valore massimo del momento nella combinazione SLE-rara risulta pari a 517 kNm (vedi Tabella 32). Poiché per  $M = 517 \text{ kNm}$  le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio di armatura sono inferiori ai limiti di normativa (vedi Figura 104), la verifica tensionale risulta soddisfatta.

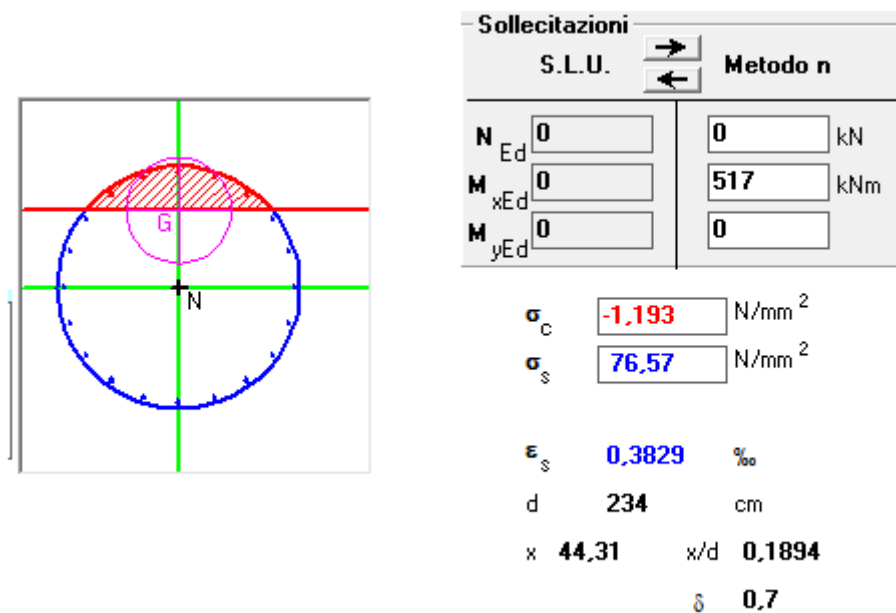
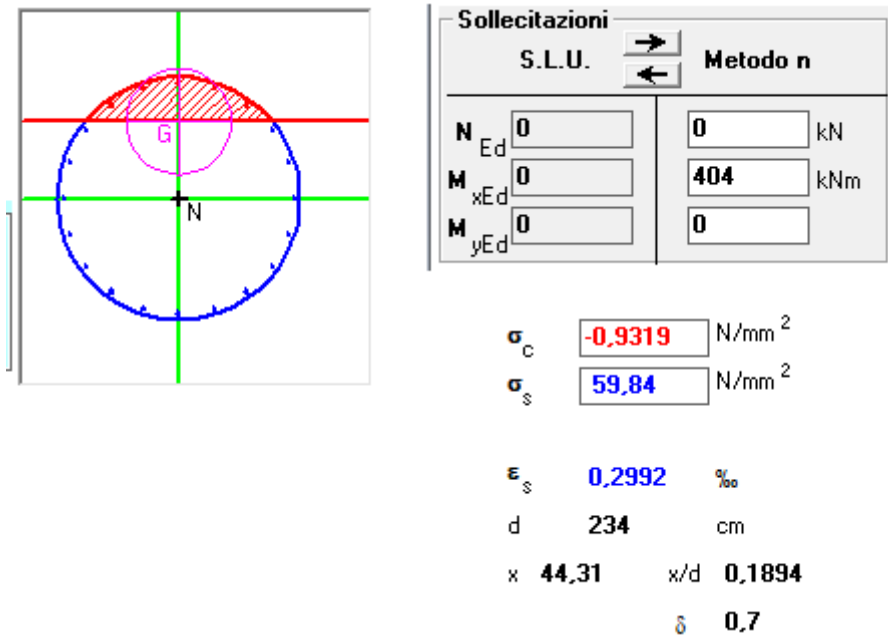


Figura 104 – Paratia di ancoraggio - Verifica tensionale

### 7.2.3 Verifiche a fessurazione – Combinazione SLE-frequente

Il valore massimo del momento nella combinazione SLE-frequente risulta pari a 404 kNm (vedi Tabella 34), in corrispondenza del quale la tensione nell'acciaio risulta pari a  $\sigma_s = 60 \text{ MPa}$ .





Dati i valori di tensione di esercizio nelle armature ( $\sigma_s < 160$  MPa), essendo soddisfatte le condizioni di cui alle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21/1/2019, la verifica della fessurazione si può ritenere soddisfatta senza alcun calcolo diretto.

#### 7.2.4 Verifiche a taglio– Combinazioni SLU e SLV

Per il calcolo della resistenza a taglio dei pali della paratia di ancoraggio si è fatto riferimento alla trattazione di Clarke & Birjandi (1993), la cui trattazione è sintetizzata al precedente paragrafo §7.1.4.

Il taglio resistente della paratia di ancoraggio è pari a  $V_{Rd} = 863$  kN.

TAGLIO RESISTENTE - SEZIONE CIRCOLARE		
Diametro	1,2	[m]
$i_{PALI}$	2,69	[m]
Spirale	10	[mm]
$\alpha$	90	[°]
Passo	15	[mm]
Copriferro	6	[cm]
$A_{sw}$	157,08	[mm <sup>2</sup> ]
$d_{eff}$	93,6	[cm]
$A_{eff}$	0,95	[m]
$b_{w,eff}$	101	[cm]

$N_{Ed}$	0	[kN]
$\sigma_{cp}$	0,00	[MPa]
$\alpha_c$	1,00	[-]
$\theta_{calc}$	21,8	[°]
$V_{Rdc}$	3108,8	[kN]
$V_{Rsd}$	863,2	[kN]
$V_{Rd}$	863	[kN]

Tabella 37 – Calcolo del taglio resistente della paratia di sponda

Poiché risulta per ogni sezione analizzata  $V_{Rd} > V_{Ed,max}$ , le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

Sezione	Elemento	$V_{Ed,max}$ [kN]		$V_{Rd}$ [kN]	Verifica $V_{Rd} / V_{Ed} > 1$	
		SLU	SLV		SLU	SLV
1	Paratia di sponda	247,8	160,9	863	3,48	5,36
2	Paratia di sponda	275,1	206,9	863	3,14	4,17
3	Paratia di sponda	296,2	134,7	863	2,91	6,41

Tabella 38 - Sintesi delle verifiche a taglio

### 7.3 Verifiche del solettone in c.a.

Il seguente paragrafo sintetizza le verifiche strutturali del solettone in c.a., sulla base dei risultati delle analisi numeriche riportate al precedente paragrafo §6.

Nel dettaglio, per quanto riguarda l'armatura a flessione si prevede l'adozione di un'armatura corrente simmetrica ( $A_{INF} = A_{SUP}$ ), denominata TIPO 1, e l'adozione di un'armatura maggiorata al lembo inferiore ( $A_{INF}$ ), denominata TIPO 2, da adottare nelle zone di momento massimo.

Sezione	SPESSORE	ARMATURA A FLESSIONE			ARMATURA A TAGLIO
		TIPO			
1	h =50 cm	TIPO 1	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/20$	$\phi 12/ 25 \times 25$
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/20$	
		TIPO 2	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/20$	
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/15$	
2	h =70 cm	TIPO 1	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/20$	
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/20$	
		TIPO 2	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/20$	
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/15$	
3	h =70 cm	TIPO 1	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/20$	
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/20$	
		TIPO 2	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/20$	
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/15$	

Tabella 39 - Caratteristiche strutturali del solettone

### 7.3.1 Verifiche a pressoflessione – Combinazioni SLU e SLV

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche a pressoflessione nelle combinazioni SLU e SLV per ciascuna sezione di calcolo analizzata. Nel dettaglio si riportano la tipologia di armatura considerata ed il grafico di confronto tra il momento resistente ed il momento sollecitante.

A tal riguardo si precisa che, in accordo a quanto specificato al paragrafo §4.1.2.3.5.2 delle NTC2018, le armature longitudinali sono state dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti della quantità:

$$a_1 = (0,9 d \operatorname{ctg}\theta) / 2$$

dove “d” è l’altezza utile della sezione “ $\theta$ ” è l’inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresse derivante dalle verifiche a taglio (vedi §7.3.4).

#### Sezione 1

In Tabella 40 si riporta l’armatura del solettone ed il relativo momento resistente. Con  $A_{SUP}$  viene indicata l’armatura nel lembo superiore mentre  $A_{INF}$  l’armatura nel lembo inferiore.

SEZIONE	h [cm]	ARMATURA A FLESSIONE			$ M_{Rd} $ [kNm]
1	50	TIPO 1	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/20$	M=368
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/20$	M=368
		TIPO 2	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/20$	M=368
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/15$	M=480

Tabella 40 – Sezione 1 - Caratteristiche strutturali del solettone

In Figura 105 si riportano le sollecitazioni flessionali  $M_{SLU}$  e  $M_{SLV}$  rispettivamente per la combinazione SLU ed SLV ed il relativo involucro  $M_{Ed}$ , ottenuto considerando lungo lo sviluppo del solettone il  $\max(M_{SLU}, M_{SLV})$  e traslando tale involucro nella direzione più sfavorevole della quantità  $a_1 = 0,493$  m.

Come è possibile osservare, il momento sollecitante  $M_{Ed}$  risulta inferiore al momento resistente  $M_{Rd}$  lungo tutto lo sviluppo del solettone. Le verifiche risultano dunque soddisfatte.

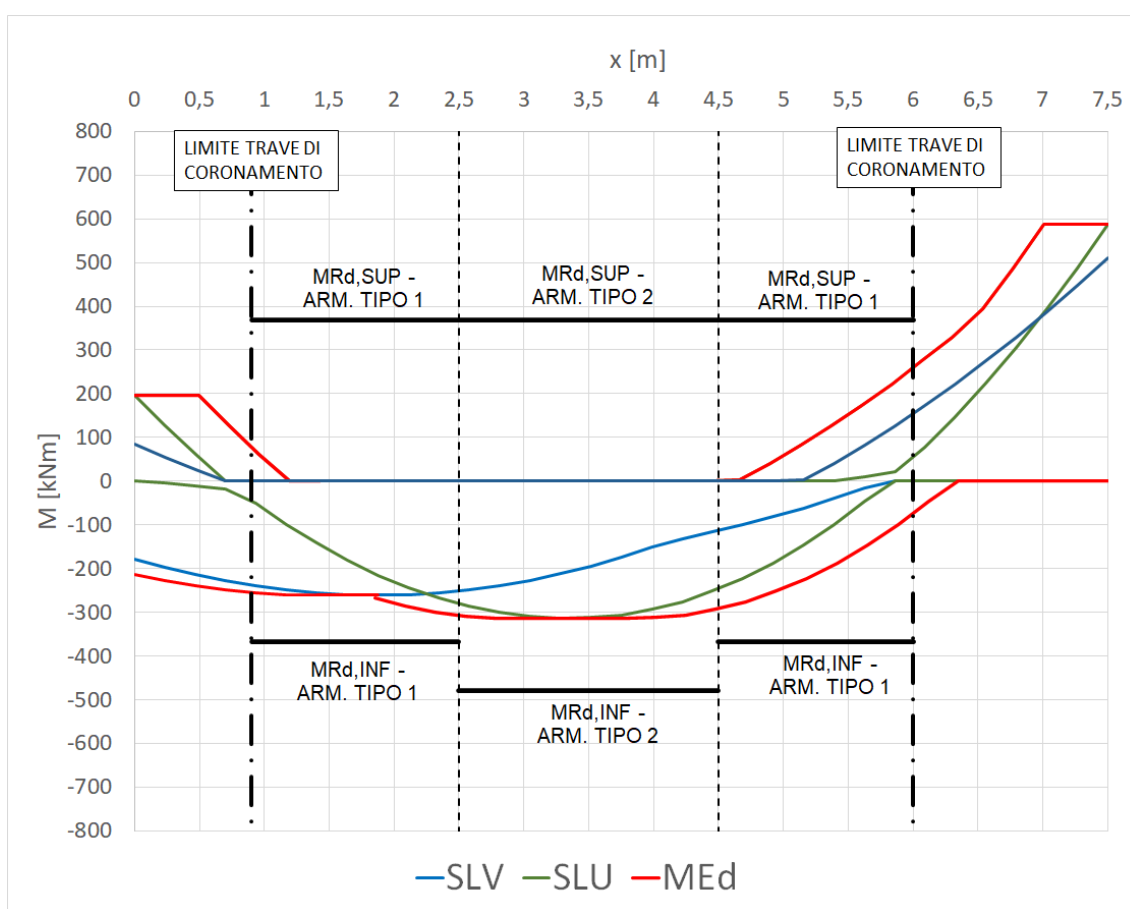


Figura 105 – Sezione 1 – Confronto momento sollecitante con momento resistente

### Sezione 2

In Tabella 41 si riporta l'armatura del solettone in c.a. ed il relativo momento resistente. Con  $A_{SUP}$  viene indicata l'armatura nel lembo superiore mentre  $A_{INF}$  l'armatura nel lembo inferiore.

SEZIONE	h [cm]	ARMATURA A FLESSIONE			$ M_{Rd} $ [kNm]
2	70	TIPO 1	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/20$	M=545
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/20$	M=545
		TIPO 2	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/20$	M=716
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/15$	M=716

Tabella 41 – Sezione 2 - Caratteristiche strutturali del solettone

In Figura 106 si riportano le sollecitazioni flessionali  $M_{SLU}$  e  $M_{SLV}$  rispettivamente per la combinazione SLU ed SLV ed il relativo involucpo  $M_{Ed}$ , ottenuto considerando lungo lo sviluppo del solettone il  $\max(M_{SLU}, M_{SLV})$  e traslando tale involucpo nella direzione più sfavorevole della quantità  $a_1 = 0,718$  m.

Come è possibile osservare, il momento sollecitante  $M_{Ed}$  risulta inferiore al momento resistente  $M_{Rd}$  lungo tutto lo sviluppo del solettone. Le verifiche risultano dunque soddisfatte.

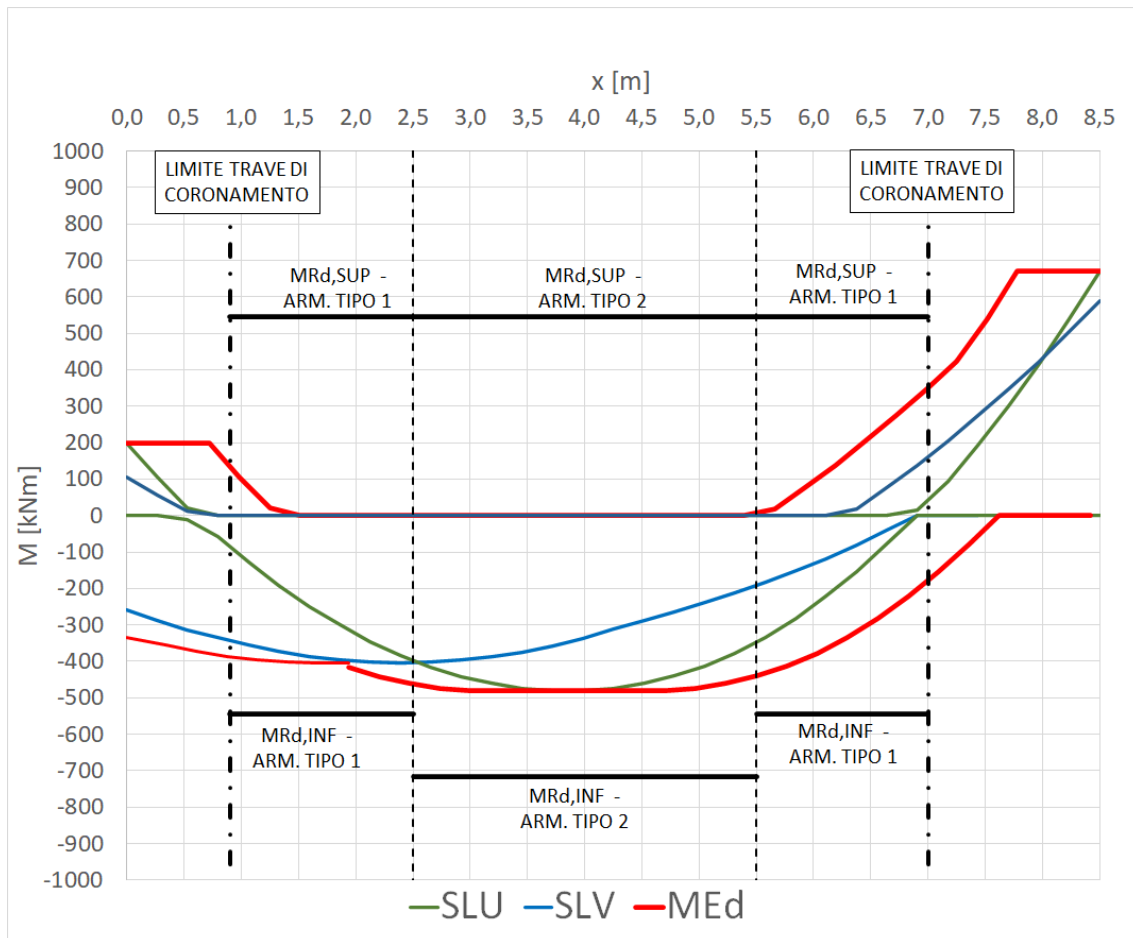


Figura 106 – Sezione 2 – Confronto momento sollecitante con momento resistente

### Sezione 3

In Tabella 42 si riporta l'armatura del solettone in c.a. ed il relativo momento resistente. Con  $A_{SUP}$  viene indicata l'armatura nel lembo superiore mentre  $A_{INF}$  l'armatura nel lembo inferiore.

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

SEZIONE	h [cm]	ARMATURA A FLESSIONE			$ M_{Rd} $ [kNm]
3	70	TIPO 1	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/20$	M=545
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/20$	M=545
		TIPO 2	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/20$	M=716
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/15$	M=716

Tabella 42 – Sezione 3 - Caratteristiche strutturali del solettone

In Figura 107 si riportano le sollecitazioni flessionali  $M_{SLU}$  e  $M_{SLV}$  rispettivamente per la combinazione SLU ed SLV ed il relativo inviluppo  $M_{Ed}$ , ottenuto considerando lungo lo sviluppo del solettone il  $\max(M_{SLU}, M_{SLV})$  e traslando tale inviluppo nella direzione più sfavorevole della quantità  $a_1 = 0,718$  m.

Come è possibile osservare, il momento sollecitante  $M_{Ed}$  risulta inferiore al momento resistente  $M_{Rd}$  lungo tutto lo sviluppo del solettone. Le verifiche risultano dunque soddisfatte.

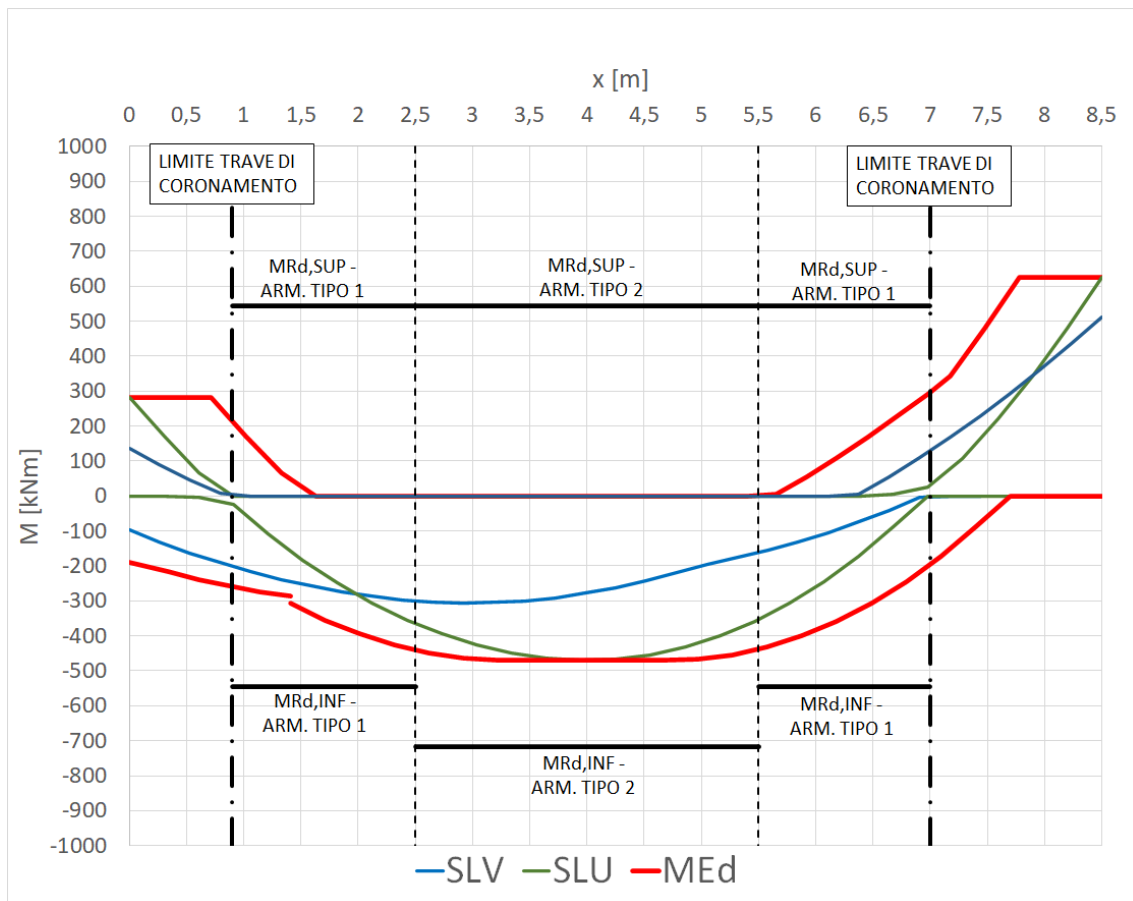


Figura 107 – Sezione 3 – Confronto momento sollecitante con momento resistente

### 7.3.2 Verifiche tensionali – Combinazione SLE-rara

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche a fessurazione nella combinazione SLE – frequente per ciascuna sezione di calcolo analizzata.

#### Sezione 1

Le tensioni limite del calcestruzzo e delle armature del solettone sono pari a:

- $\sigma_{c,max} = 22,4 \text{ MPa}$
- $\sigma_{s,max} = 360 \text{ MPa}$

Il valore massimo del momento flettente nella combinazione SLE-rara risulta pari a  $M_1 = 200 \text{ kNm}$  nella zona di armatura TIPO 1 e  $M_2 = 215 \text{ kNm}$  nella zona di armatura TIPO 2 (vedi Figura 108).

Poiché in corrispondenza di  $M_1$  ed  $M_2$  le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio di armatura sono inferiori ai limiti di normativa (vedi Figura 109 e Figura 110), la verifica tensionale risulta soddisfatta.

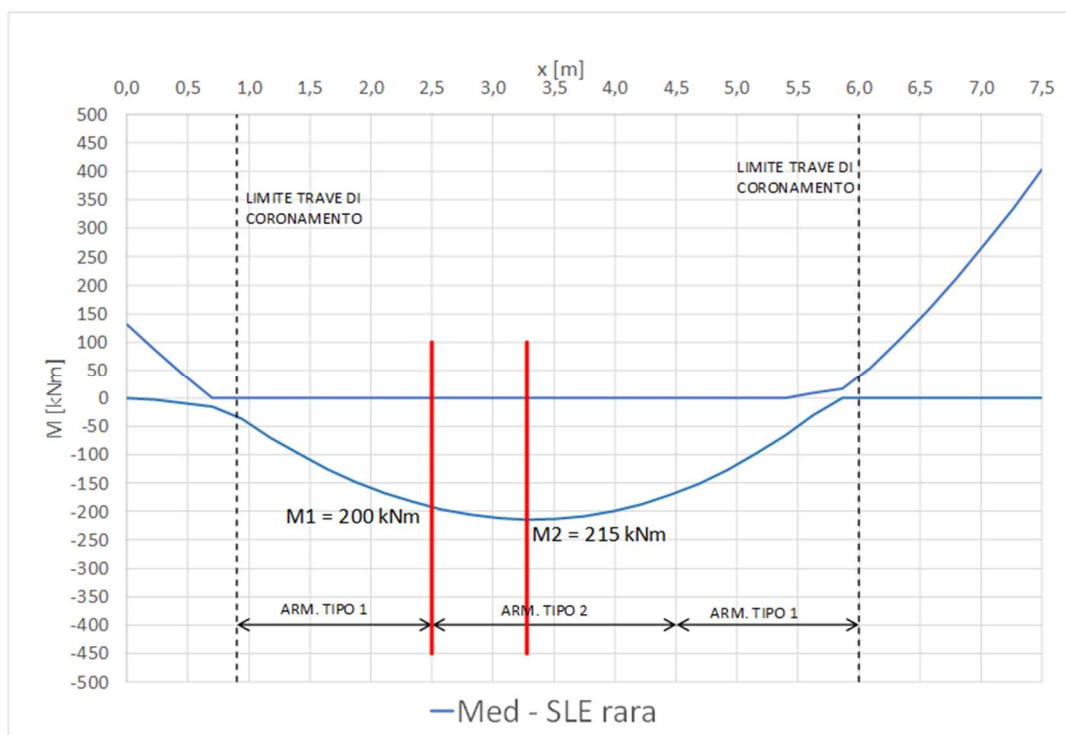


Figura 108 – Sezione 1 – Combinazione SLE – rara – Momento flettente sollecitante

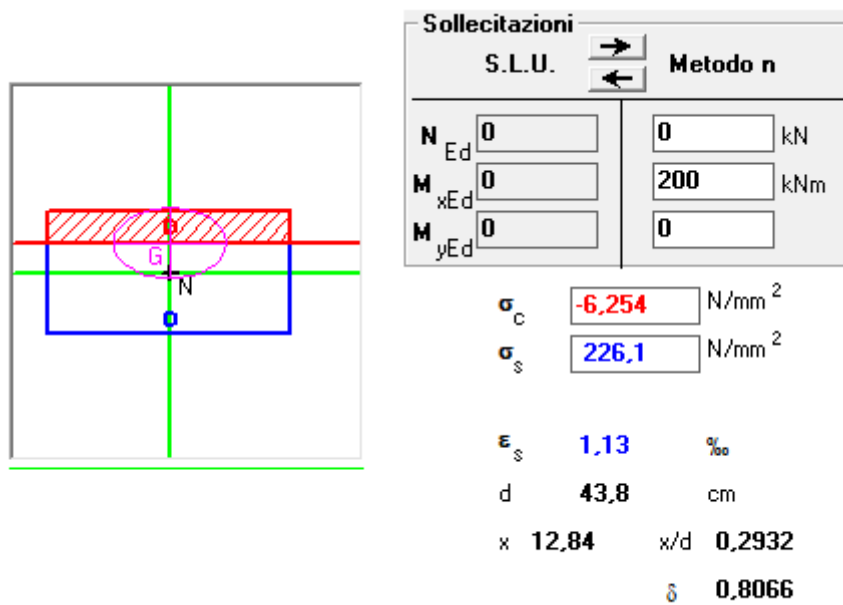


Figura 109 – Sezione 1 – Armatura TIPO 1 - Verifica tensionale

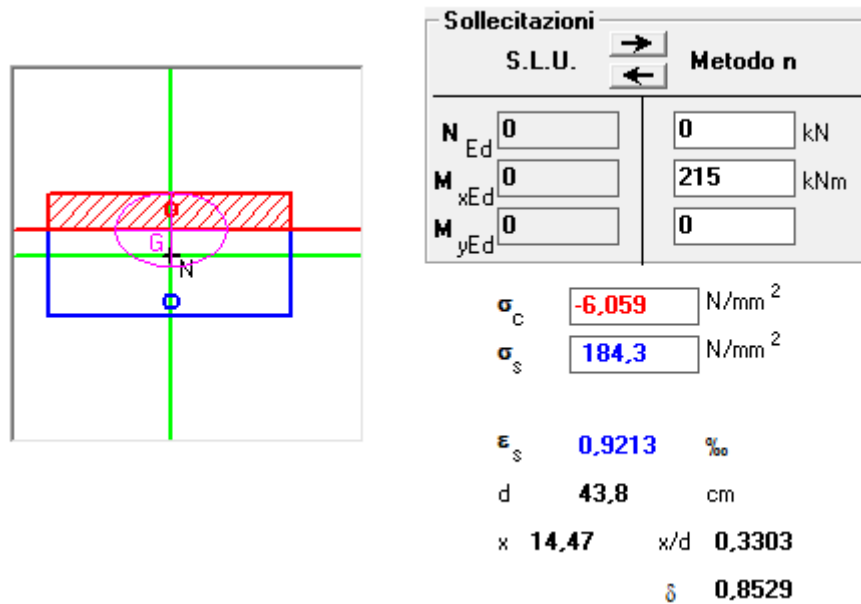


Figura 110 - Sezione 1 – Armatura TIPO 2 - Verifica tensionale



Sezione 2

Le tensioni limite del calcestruzzo e delle armature del solettone sono pari a:

- $\sigma_{c,max} = 22,4 \text{ MPa}$
- $\sigma_{s,max} = 360 \text{ MPa}$

Il valore massimo del momento flettente nella combinazione SLE-rara risulta pari a  $M_1 = 280 \text{ kNm}$  nella zona di armatura TIPO 1 e  $M_2 = 332 \text{ kNm}$  nella zona di armatura TIPO 2 (vedi Figura 111).

Poiché in corrispondenza di  $M_1$  ed  $M_2$  le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio di armatura sono inferiori ai limiti di normativa (vedi Figura 112 e Figura 113), la verifica tensionale risulta soddisfatta.

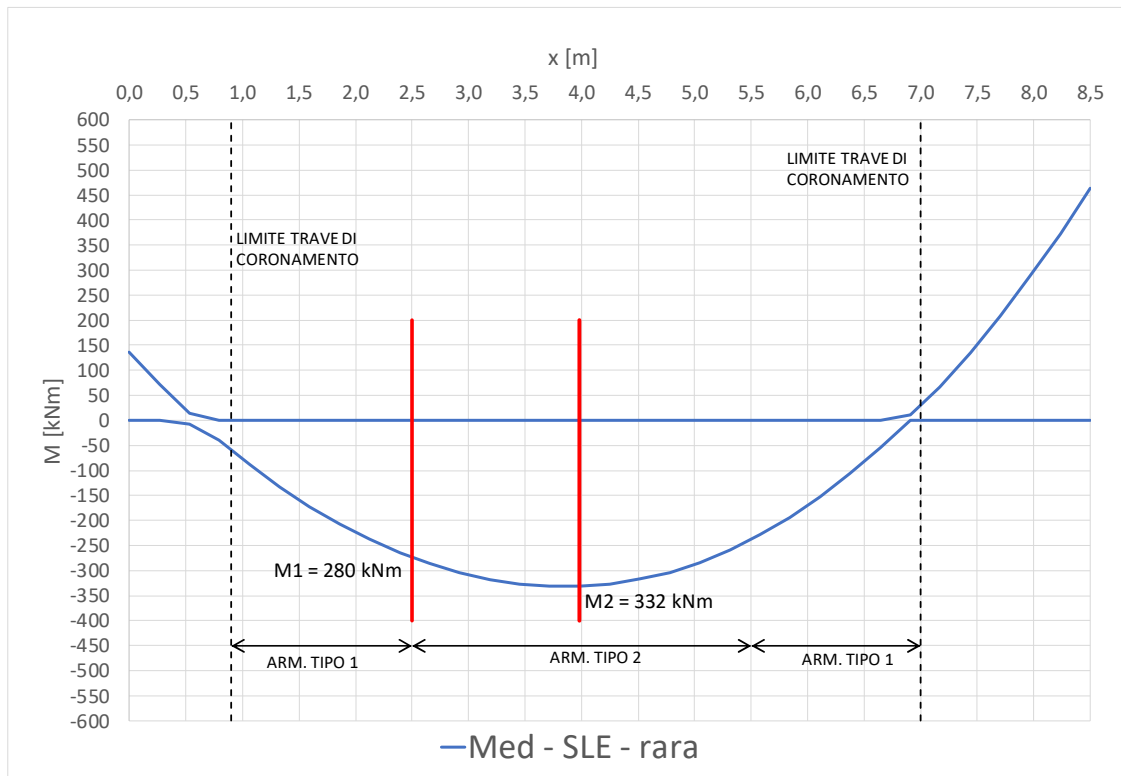


Figura 111 – Sezione 2 – Combinazione SLE – rara – Momento flettente sollecitante

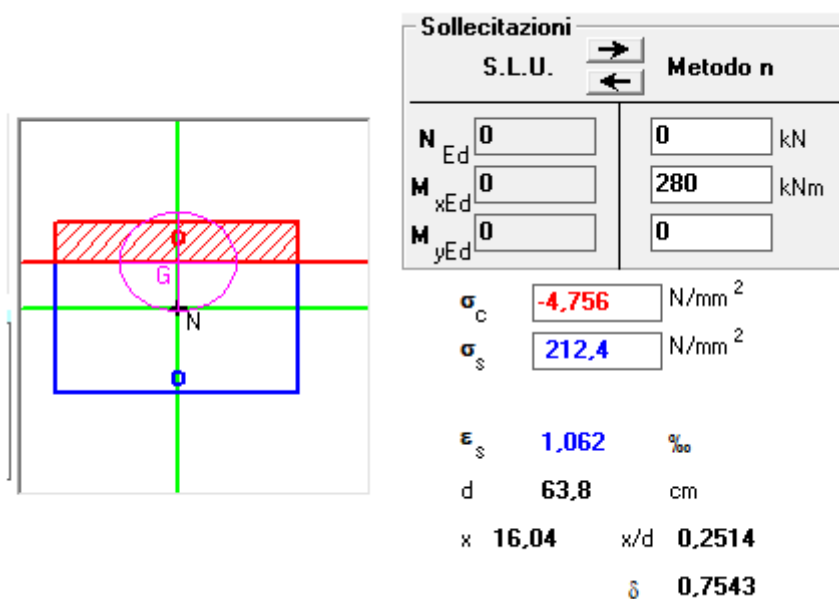


Figura 112 – Sezione 2 – Armatura TIPO 1 - Verifica tensionale

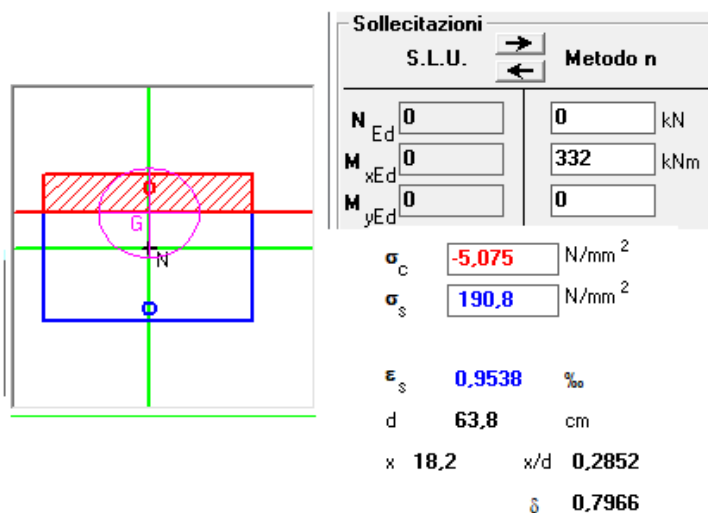


Figura 113 - Sezione 2 – Armatura TIPO 2 - Verifica tensionale

**Sezione 3**

Le tensioni limite del calcestruzzo e delle armature del solettone sono pari a:

- $\sigma_{c,max} = 22,4 \text{ MPa}$
- $\sigma_{s,max} = 360 \text{ MPa}$

Il valore massimo del momento flettente nella combinazione SLE-rara risulta pari a  $M_1 = 280 \text{ kNm}$  nella zona di armatura TIPO 1 e  $M_2 = 332 \text{ kNm}$  nella zona di armatura TIPO 2 (vedi Figura 114).

Poiché in corrispondenza di  $M_1$  ed  $M_2$  le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio di armatura sono inferiori ai limiti di normativa (vedi Figura 115 e Figura 116), la verifica tensionale risulta soddisfatta.

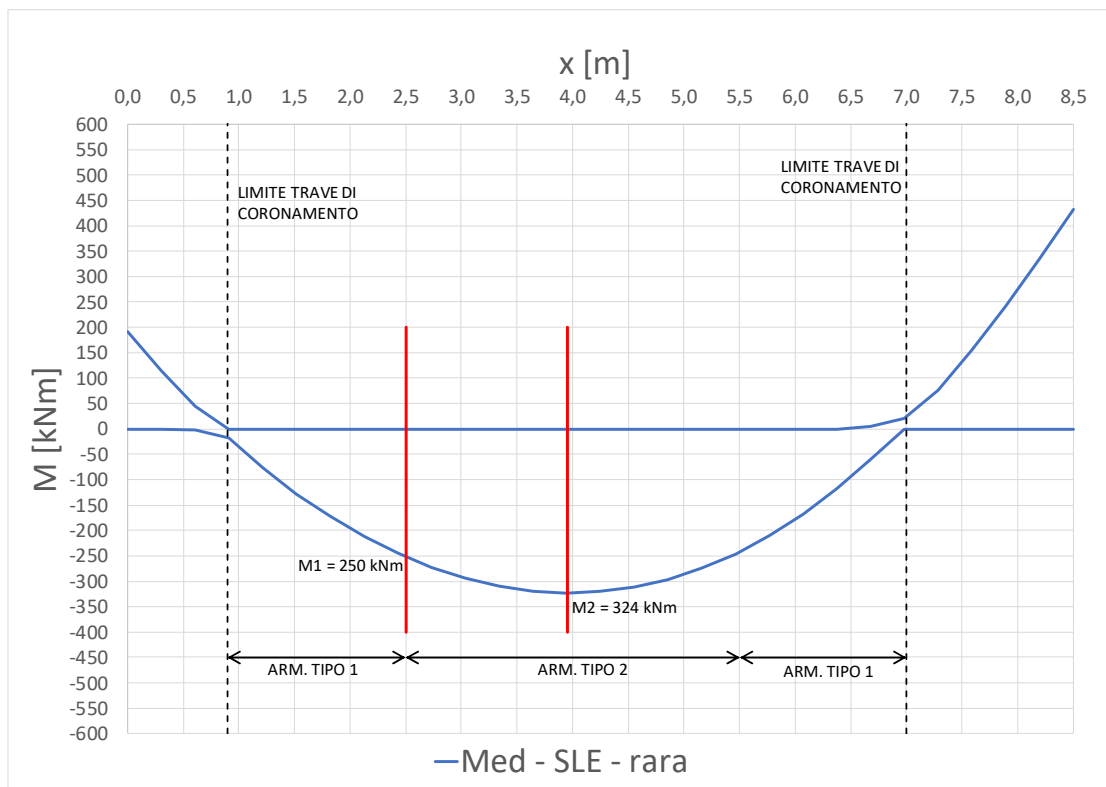


Figura 114 – Sezione 3 – Combinazione SLE – rara – Momento flettente sollecitante

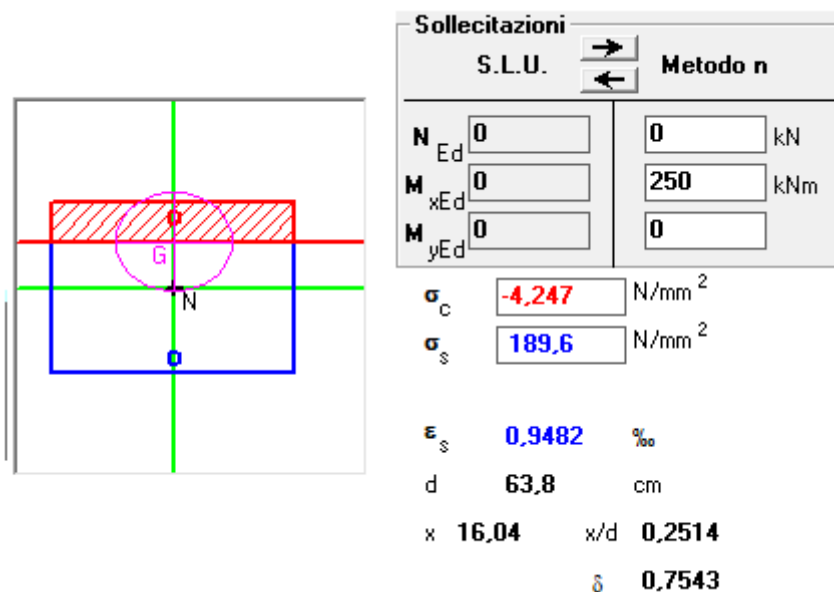


Figura 115 – Sezione 3 – Armatura TIPO 1 - Verifica tensionale

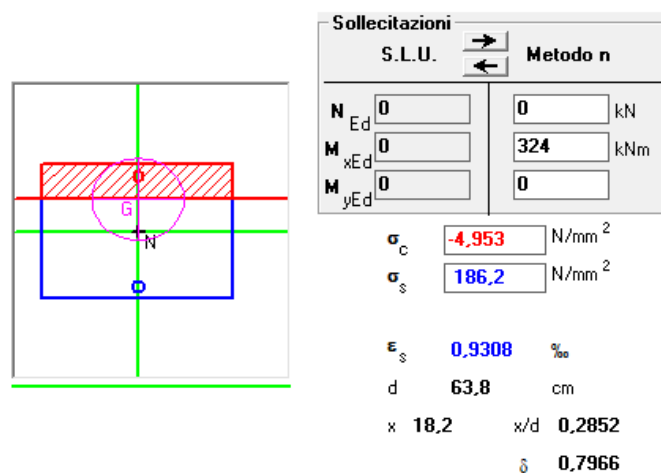


Figura 116 - Sezione 3 – Armatura TIPO 2 - Verifica tensionale

### 7.3.3 Verifiche a fessurazione – Combinazione SLE-frequente

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche a fessurazione nella combinazione SLE – frequente per ciascuna sezione di calcolo analizzata.

#### Sezione 1

Il valore limite di apertura delle fessure per la combinazione SLE – frequente è pari a  $w_1 = 0,2$  mm.

Il valore massimo del momento flettente nella combinazione SLE-frequente risulta pari a  $M1 = 145$  kNm nella zona di armatura TIPO 1 e  $M2 = 159$  kNm nella zona di armatura TIPO 2 (vedi Figura 117).

Per l'armatura TIPO 2, dati i valori di tensione di esercizio nelle armature ( $\sigma_s < 160$  MPa), essendo soddisfatte le condizioni di cui alle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21/1/2019, la verifica della fessurazione si può ritenere soddisfatta senza alcun calcolo diretto.

In Tabella 43 si riporta invece il calcolo dell'apertura delle fessure per la zona di armatura TIPO 1. Poiché risulta  $w_k < w_1$ , la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

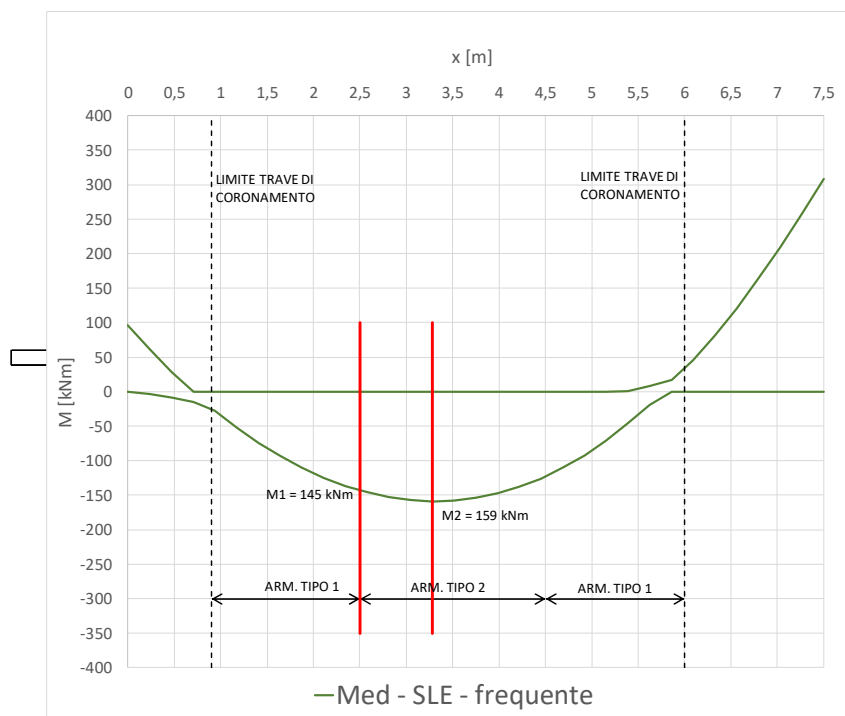


Figura 117 - Sezione 1 – Combinazione SLE – frequente – Momento flettente sollecitante

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE			
<b>Momento sollecitante</b>	$M_{Ed}$	145	[kNm]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	164	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	128	[mm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_b$	5,78	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s$	2262	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$	155000	[mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff.2}$	124000	[mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff.3}$	250000	[mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff.min}$	124000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,01824	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,35208	[MPa]
Fattore di durata del carico	$k_1$	0,40000	[-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$	0,00049	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$	0,00041	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$	0,00049	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	200,0	[mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq}$	24,0	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$	310,0	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1$	0,8	[-]
	$k_2$	0,5	[-]
	$k_3$	3,4	[-]
	$k_4$	0,4	[-]
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	$s_{r,max.1}$	393,7	[mm]
	$s_{r,max.2}$	483,6	[mm]
	$s_{r,max}$	393,7	[mm]
Ampiezza limite delle fessure	$w_{k,lim}$	0,20	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	$w_k$	0,194	[mm]

Tabella 43 – Sezione 1 – Armatura TIPO 1 – Verifica a fessurazione

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

<b>N</b> <sub>Ed</sub>	0	0	kN
<b>M</b> <sub>xEd</sub>	0	159	kNm
<b>M</b> <sub>yEd</sub>	0	0	

$\sigma_c$  -4,481 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  136,3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$  0,6814 ‰

d 43,8 cm

x 14,47    x/d 0,3303

$\delta$  0,8529

Tabella 44 - Sezione 1 – Armatura TIPO 2 – Verifica a fessurazione

Sezione 2

Il valore limite di apertura delle fessure per la combinazione SLE – frequente è pari a  $w_1 = 0,2$  mm.

Il valore massimo del momento flettente nella combinazione SLE-frequente risulta pari a  $M1 = 210$  kNm nella zona di armatura TIPO 1 e  $M2 = 252$  kNm nella zona di armatura TIPO 2 (vedi Figura 118).

Dati i valori di tensione di esercizio nelle armature ( $\sigma_s < 160$  MPa), essendo soddisfatte le condizioni di cui alle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21/1/2019, la verifica della fessurazione si può ritenere soddisfatta senza alcun calcolo diretto.

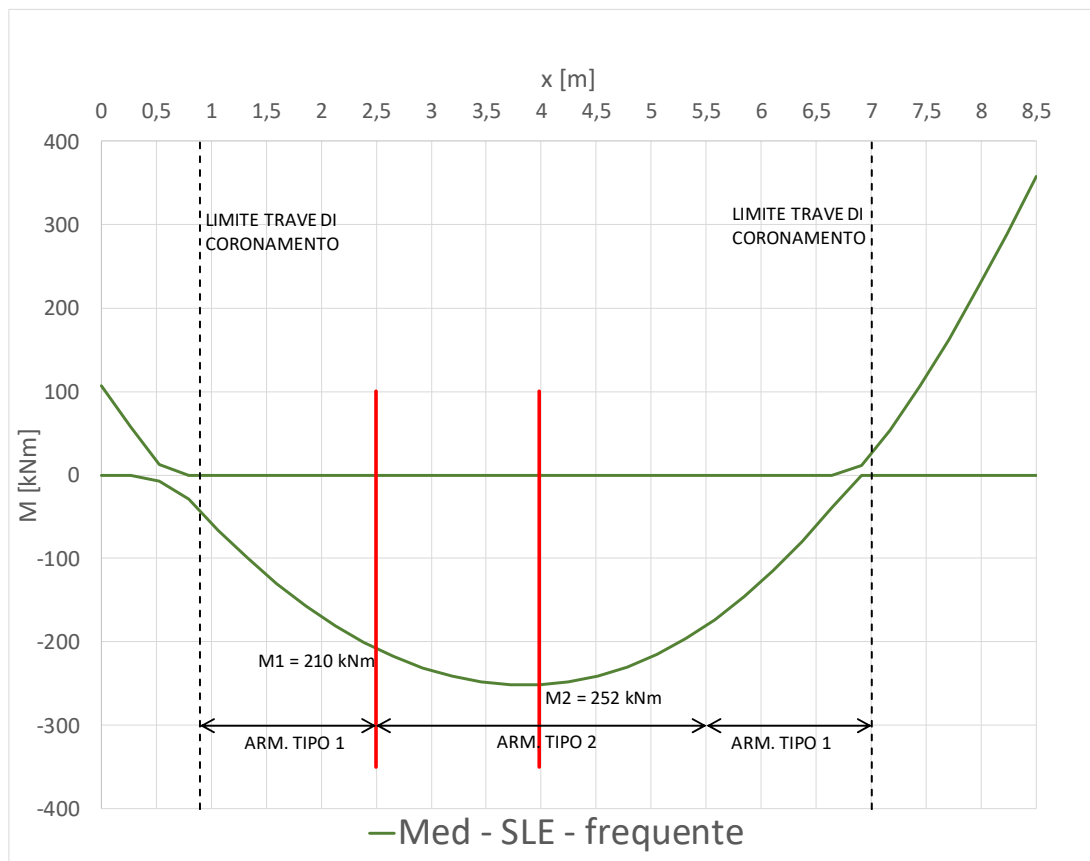


Figura 118 - Sezione 2 – Combinazione SLE – frequente – Momento flettente sollecitante

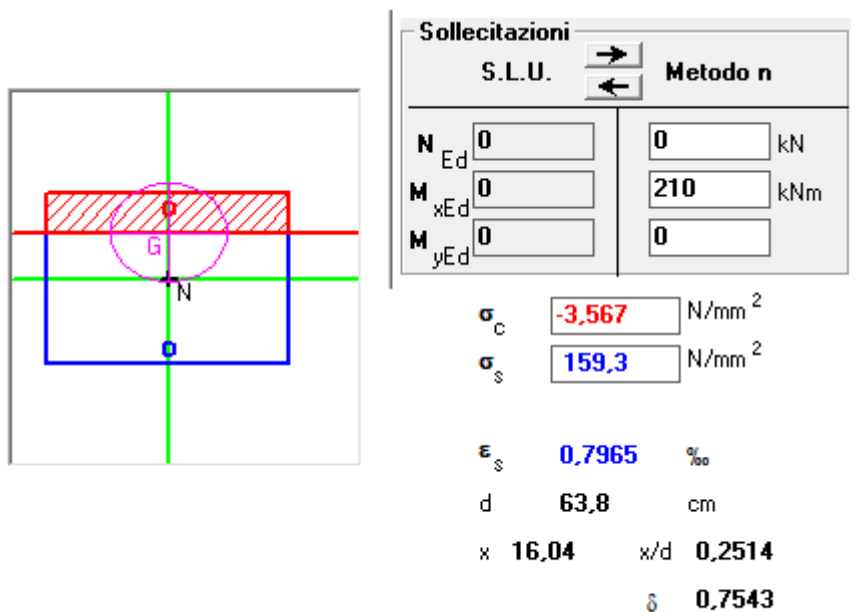


Tabella 45 – Sezione 2 – Armatura TIPO 1 – Verifica a fessurazione

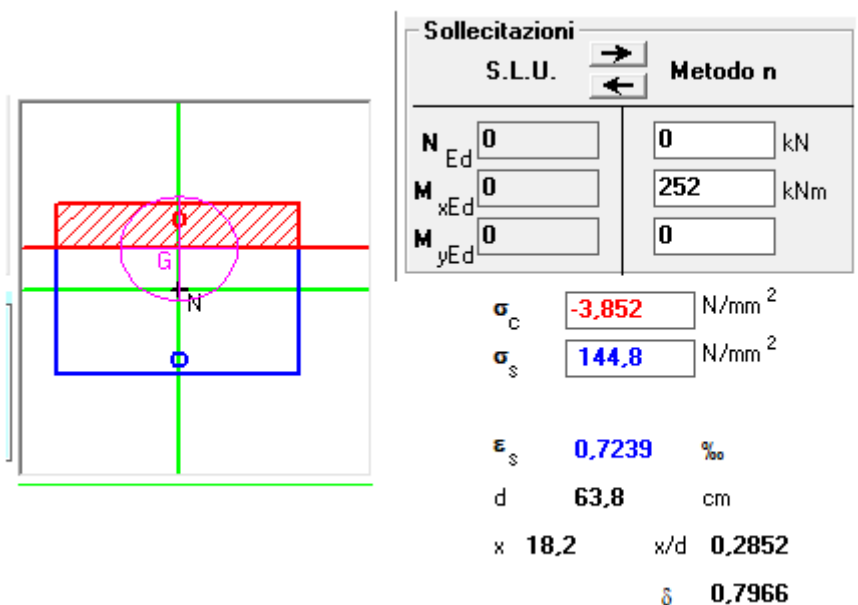


Tabella 46 - Sezione 2 – Armatura TIPO 2 – Verifica a fessurazione

### Sezione 3

Il valore limite di apertura delle fessure per la combinazione SLE – frequente è pari a  $w_1 = 0,2$  mm.



Il valore massimo del momento flettente nella combinazione SLE-frequente risulta pari a  $M1 = 195 \text{ kNm}$  nella zona di armatura TIPO 1 e  $M2 = 245 \text{ kNm}$  nella zona di armatura TIPO 2 (vedi Figura 119).

Dati i valori di tensione di esercizio nelle armature ( $\sigma_s < 160 \text{ MPa}$ ), essendo soddisfatte le condizioni di cui alle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21/1/2019, la verifica della fessurazione si può ritenere soddisfatta senza alcun calcolo diretto.

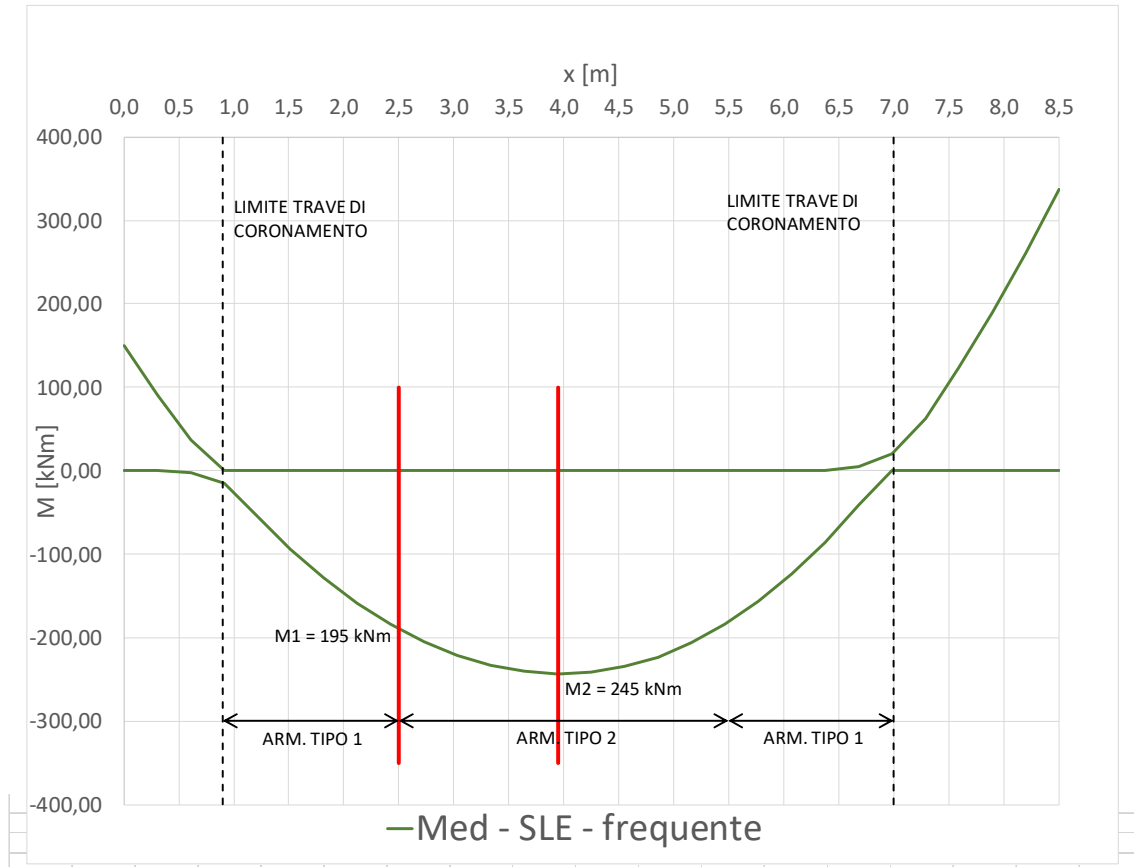


Figura 119 - Sezione 3 – Combinazione SLE – frequente – Momento flettente sollecitante

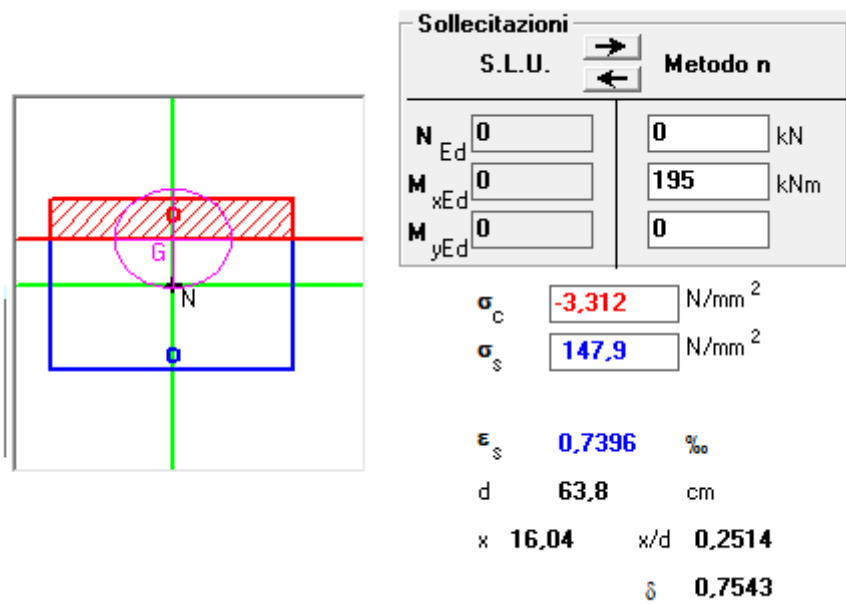


Tabella 47 – Sezione 3 – Armatura TIPO 1 – Verifica a fessurazione

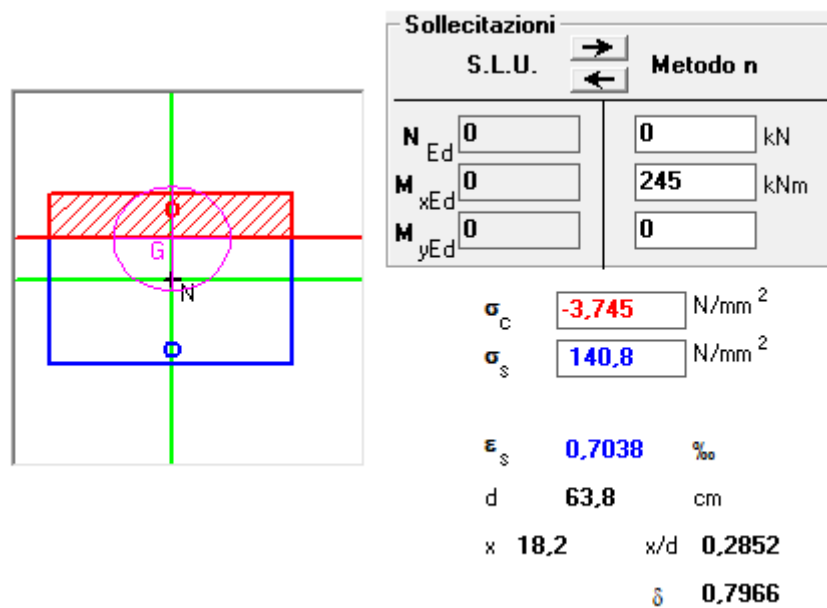


Tabella 48 - Sezione 3 – Armatura TIPO 2 – Verifica a fessurazione

### 7.3.4 Verifiche a taglio– Combinazioni SLU e SLV

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche a taglio nelle combinazioni SLU ed SLV per ciascuna sezione di calcolo analizzata.

#### Sezione 1

Il taglio sollecitante  $V_{Ed}$  allo SLU ed allo SLV risultano rispettivamente pari a 300 kN e 200 kN.

Poiché risulta  $V_{Ed} < V_{Rd}$ , per entrambe le combinazioni di carico, le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

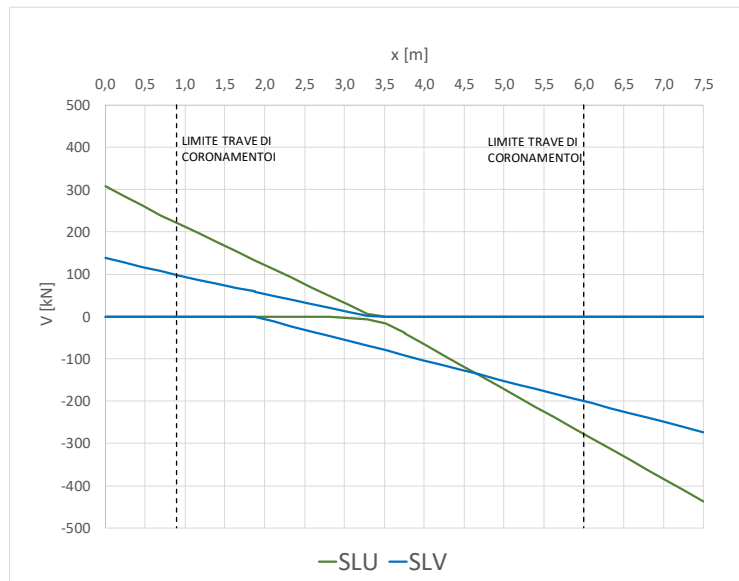


Figura 120 - Sezione 1 – Taglio sollecitante

Caratteristiche geometriche della sezione				Azioni di calcolo			
Base della sezione	$b_w$	1000	mm	Taglio di calcolo - SLU	$V_{Ed}$	300,00	kN
Altezza della sezione	H	500	mm	Taglio di calcolo - SLV	$V_{Ed}$	200	kN
				Sforzo normale	$N_{Ed}$	0,00	kN
Determinazione resistenza a taglio				Elementi privi di armatura resistente a taglio			
Armatura longit.	$A_{sl}$	2261,95	mm <sup>2</sup>	-	$V_{cls1}$	236,21	kN
-	k	1,68	-	-	$V_{cls2}$	203,23	kN
-	$v_{min}$	0,46	N/mm <sup>2</sup>	<b>Resistenza al taglio</b>	$V_{Rd}$	<b>236,21</b>	<b>kN</b>
Rapporto geom di arm long	$\rho_1$	0,00516	-	<b>Necessità di armature a taglio</b>	$V_{Rd} < V_{Ed}$	<b>SI</b>	
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>	Elementi con amature trasversali resistenti a taglio			
Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	452,39	mm <sup>2</sup>	Resistenza a "taglio trazione"	$V_{RSD}$	697,82	kN
Interasse tra due armat trasversali	s	250,00	mm	Resistenza a "taglio compressione"	$V_{RCD}$	1438,49	kN
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_{cw}$	1,00	-	<b>Resistenza al taglio</b>	$V_{Rd}$	<b>697,82</b>	<b>kN</b>
	$\cot\theta_{eq}$	3,73		<b>Verifica - SLU</b>	$V_{Rd}/V_{Ed}$	<b>2,33</b>	<b>kN</b>
Inclinazione bielle di calcestruzzo compresse	$\theta_{eq}$	15,0		<b>Verifica - SLV</b>	$V_{Rd}/V_{Ed}$	<b>3,49</b>	<b>kN</b>
	$\cot\theta_{calcolo}$	2,50	-				

Tabella 49 – Sezione 1 – Verifiche a taglio

## Sezione 2

Il taglio sollecitante  $V_{Ed}$  allo SLU ed allo SLV risultano rispettivamente pari a 350 kN e 250 kN.

Poiché risulta  $V_{Ed} < V_{Rd}$ , per entrambe le combinazioni di carico, le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

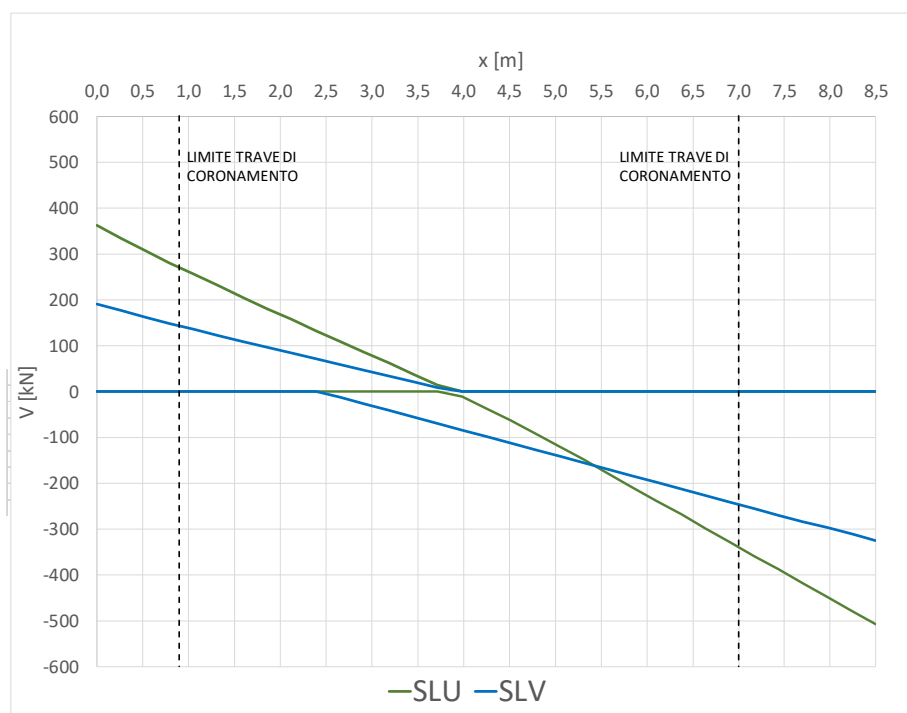


Figura 121 - Sezione 2 – Taglio sollecitante

Caratteristiche geometriche della sezione				Azioni di calcolo			
Base della sezione	$b_w$	1000	mm	Taglio di calcolo - SLU	$V_{ED}$	350	kN
Altezza della sezione	H	700	mm	Taglio di calcolo - SLV	$V_{ED}$	250	kN
				Sforzo normale	$N_{Ed}$	0	kN
Determinazione resistenza a taglio				Elementi privi di armatura resistente a taglio			
Armatura longit.	$A_{sl}$	2261,95	mm <sup>2</sup>	-	$V_{cls1}$	282,54	kN
-	k	1,56	-	-	$V_{cls2}$	265,87	kN
-	$v_{min}$	0,42	N/mm <sup>2</sup>	<b>Resistenza al taglio</b>	$V_{Rd}$	<b>282,54</b>	<b>kN</b>
Rapporto geom di arm long	$\rho_1$	0,00355	-	<b>Necessità di armature a taglio</b>	$V_{Rd,ck} < V_{ED}$	SI	
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>	Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	452,39	mm <sup>2</sup>	Resistenza a "taglio trazione"	$V_{RSD}$	1016,46	kN
Interasse tra due armat trasversali	s	250,00	mm	Resistenza a "taglio compressione"	$V_{RCD}$	2095,34	kN
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_{cw}$	1,00	-	<b>Resistenza al taglio</b>	$V_{Rd}$	<b>1016,46</b>	<b>kN</b>
Inclinazione bielle di calcestruzzo compresse	$\cot\theta_{eq}$	3,73		Verifica - SLU	$V_{Rd}/V_{ED}$	2,90	kN
	$\cot\theta_{calcolo}$	2,50	-	Verifica - SLV	$V_{Rd}/V_{ED}$	4,07	kN

Tabella 50 – Sezione 2 – Verifiche a taglio

### Sezione 3

Il taglio sollecitante  $V_{Ed}$  allo SLU ed allo SLV risultano rispettivamente pari a 325 kN e 220 kN.

Poiché risulta  $V_{Ed} < V_{Rd}$ , per entrambe le combinazioni di carico, le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

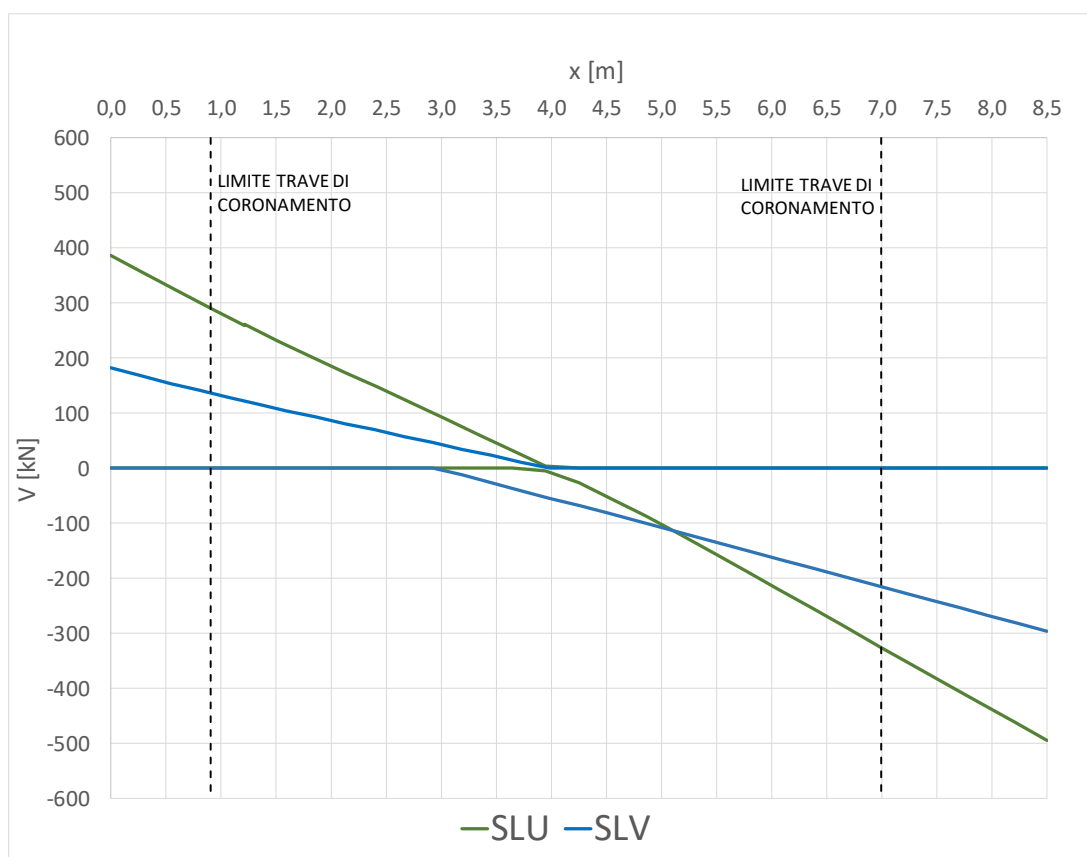


Figura 122 - Sezione 3 – Taglio sollecitante

Caratteristiche geometriche della sezione				Azioni di calcolo			
Base della sezione	$b_w$	1000	mm	Taglio di calcolo - SLU	$V_{ED}$	325	kN
Altezza della sezione	H	700	mm	Taglio di calcolo - SLV	$V_{ED}$	220	kN
				Sforzo normale	$N_{Ed}$	0	kN
Determinazione resistenza a taglio				Elementi privi di armatura resistente a taglio			
Armatura longit.	$A_{sl}$	2261,95	mm <sup>2</sup>	-	$V_{cls1}$	282,54	kN
-	k	1,56	-	-	$V_{cls2}$	265,87	kN
-	$v_{min}$	0,42	N/mm <sup>2</sup>	<b>Resistenza al taglio</b>	$V_{Rd}$	<b>282,54</b>	<b>kN</b>
Rapporto geom di arm long	$\rho_l$	0,00355	-	<b>Necessità di armature a taglio</b>	$V_{RD,dk} < V_{ED}$	SI	
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>	Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	452,39	mm <sup>2</sup>	Resistenza a "taglio trazione"	$V_{RSD}$	1016,46	kN
Interasse tra due armat trasversali	s	250,00	mm	Resistenza a "taglio compressione"	$V_{RCD}$	2095,34	kN
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_{cw}$	1,00	-	<b>Resistenza al taglio</b>	$V_{Rd}$	<b>1016,46</b>	<b>kN</b>
	$\cot\theta_{eq}$	3,73		Verifica - SLU	$V_{Rd}/V_{ED}$	3,13	kN
Inclinazione bielle di calcestruzzo compresse	$\theta_{eq}$	15,0		Verifica - SLV	$V_{Rd}/V_{ED}$	4,62	kN
	$\cot\theta_{calcolo}$	2,50	-				

Tabella 51 – Sezione 3 – Verifiche a taglio

### 7.4 Verifiche delle travi di coronamento

Il seguente paragrafo sintetizza le verifiche strutturali delle travi di coronamento in c.a., sulla base dei risultati delle analisi numeriche riportate al precedente paragrafo §6.

Nei paragrafi che seguono verrà indicata come trave sx la trave in corrispondenza della paratia di ancoraggio e come trave dx la trave in corrispondenza della paratia di sponda.

In Tabella 52 vengono sintetizzati gli spessori e le armature di calcolo considerati nelle verifiche.

SEZIONE	ELEMENTO	SPESSORE	ARMATURA A FLESSIONE		ARMATURA A TAGLIO
1	TRAVE SX	h = 50cm	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/20$	$\phi 12/ 25 \times 25$
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/20$	
	TRAVE DX	h = 80cm	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/15$	
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/20$	
2	TRAVE SX	h = 70cm	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/20$	
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/20$	
	TRAVE DX	h = 80cm	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/15$	
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/20$	
3	TRAVE SX	h = 70cm	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/20$	
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/20$	
	TRAVE DX	h = 80cm	SUPERIORE	$A_{SUP} = \phi 24/15$	
			INFERIORE	$A_{INF} = \phi 24/20$	

Tabella 52 - Caratteristiche strutturali del solettone

#### 7.4.1 Verifiche a pressoflessione – Combinazioni SLU e SLV

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche a pressoflessione nelle combinazioni SLU e SLV per ciascuna sezione di calcolo analizzata. Come sollecitazioni di progetto viene preso in considerazione come significativo il valore del momento flettente individuato a 50 cm dall'asse delle paratie.

##### Sezione 1

In Tabella 53 si riporta il confronto tra il momento sollecitante e quello resistente valutato per le travi di coronamento. Poiché risulta  $M_{Ed} < MRd$ , le verifiche risultano soddisfatte.

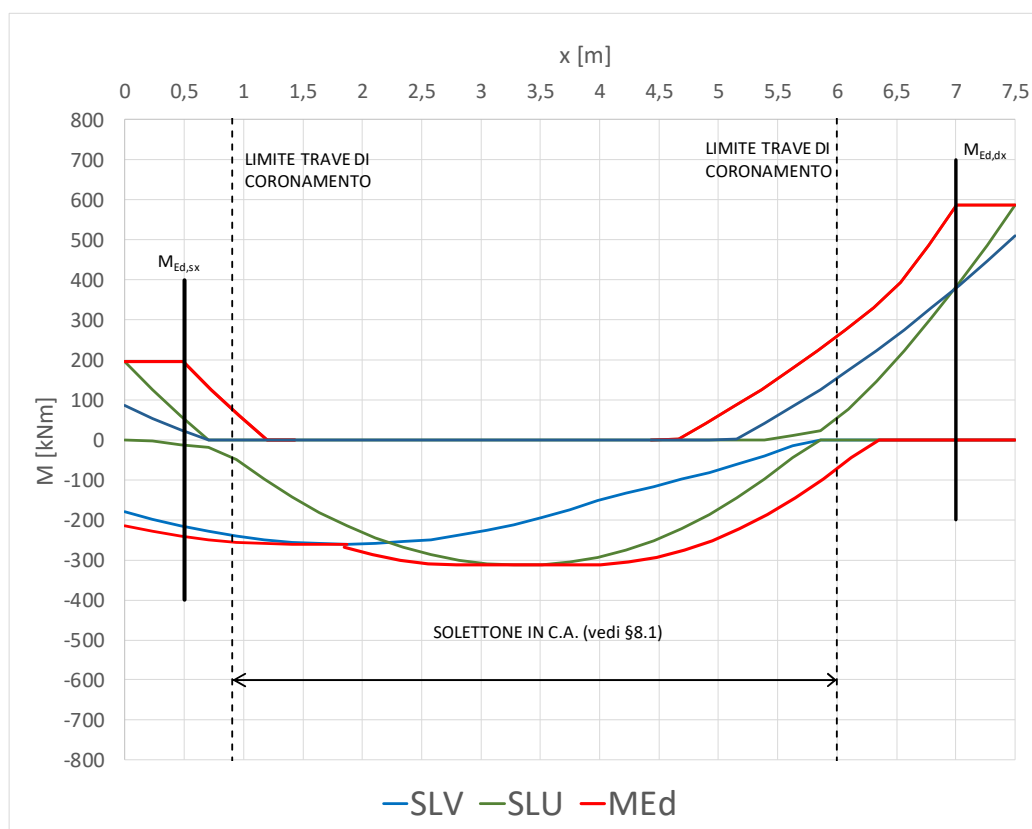


Figura 123 – Sezione 1 - Momento sollecitante travi di coronamento

Sezione	Elemento	$M_{Ed,max}$ [kNm]	$M_{Rd}$ [kNm]	Verifica $M_{Rd} / M_{Ed} > 1$
1	Trave SX	200	368	1,84
	Trave DX	587	834	1,42

Tabella 53 – Sezione 1 – Verifica pressoflessione travi di coronamento

### Sezione 2

In Tabella 54 si ripota il confronto tra il momento sollecitante e quello resistente valutato per le travi di coronamento. Poiché risulta  $M_{Ed} < M_{Rd}$ , le verifiche risultano soddisfatte.

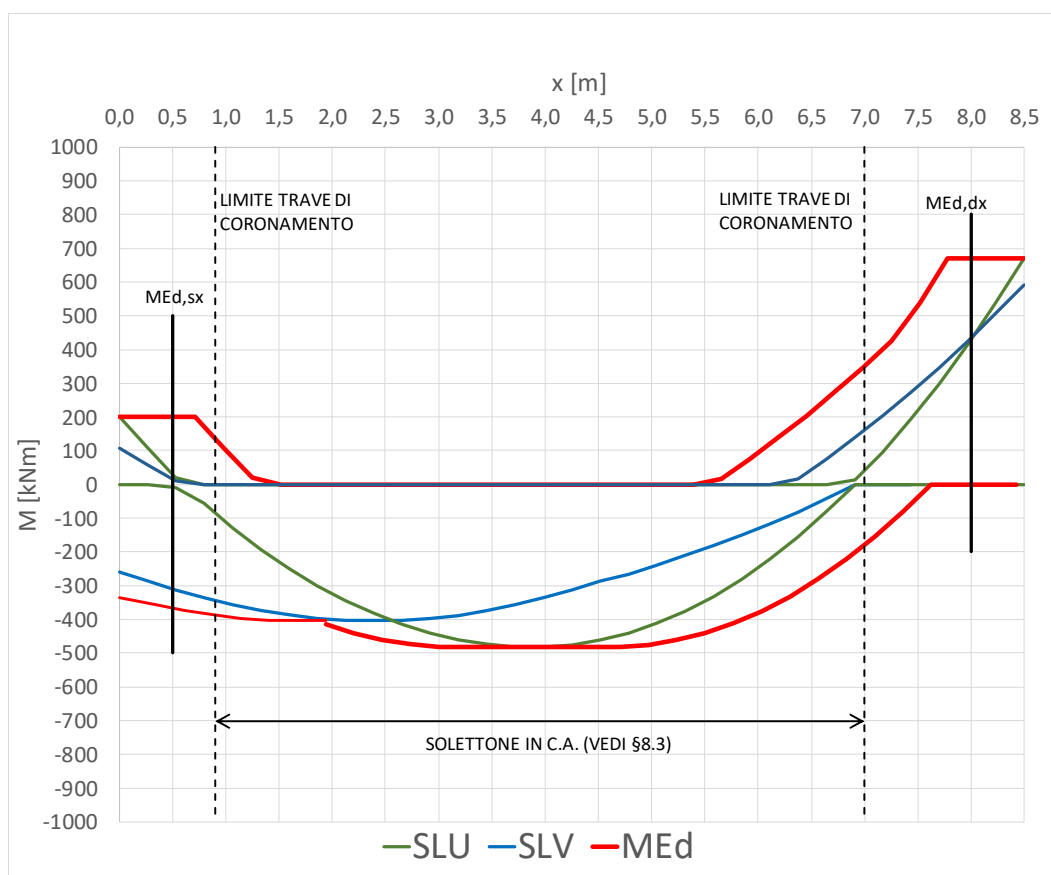


Figura 124 - Sezione 2 - Momento sollecitante travi di coronamento

Sezione	Elemento	$M_{Ed,max}$ [kNm]	$M_{Rd}$ [kNm]	Verifica $M_{Rd} / M_{Ed} > 1$
1	Trave SX	200	545	2,73
	Trave DX	670	834	1,24

Tabella 54 – Sezione 2 – Verifica pressoflessione travi di coronamento

### Sezione 3

In Tabella 55 si riporta il confronto tra il momento sollecitante e quello resistente valutato per le travi di coronamento. Poiché risulta  $M_{Ed} < M_{Rd}$ , le verifiche risultano soddisfatte.



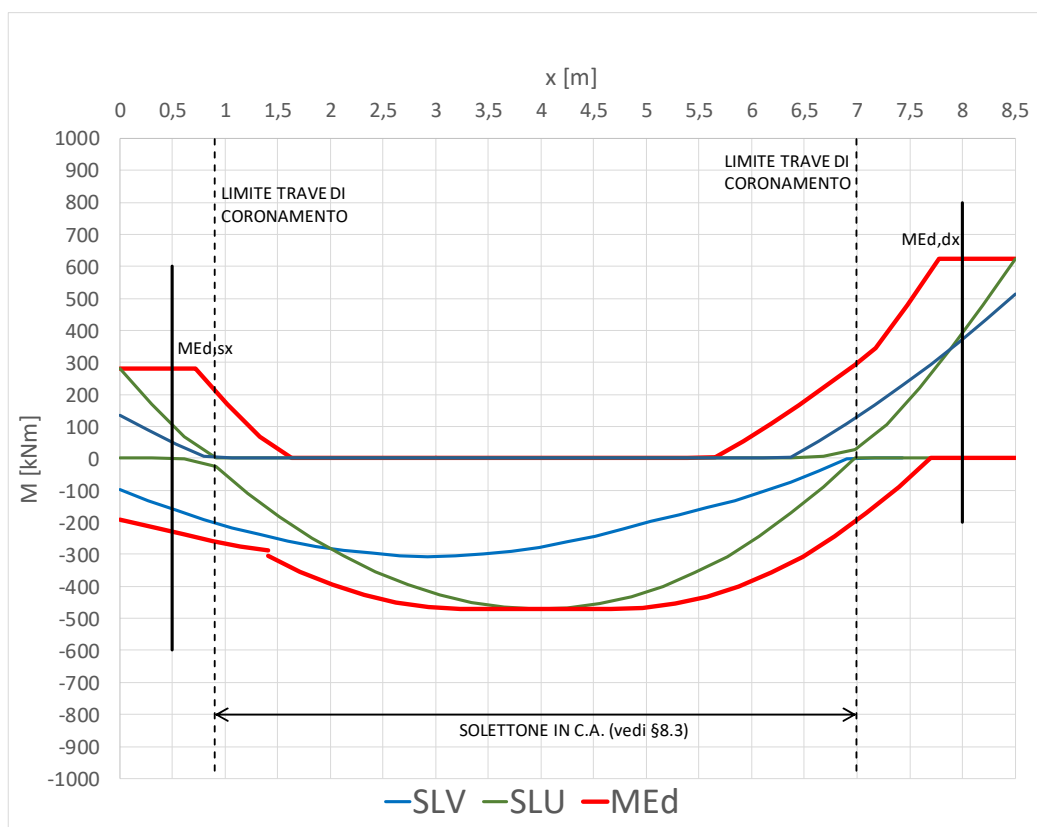


Figura 125 - Sezione 2 - Momento sollecitante travi di coronamento

Sezione	Elemento	$M_{Ed,max}$ [kNm]	$M_{Rd}$ [kNm]	Verifica $M_{Rd} / M_{Ed} > 1$
1	Trave SX	285	545	1,91
	Trave DX	625	834	1,33

Tabella 55 – Sezione 3 – Verifica pressoflessione travi di coronamento

#### 7.4.2 Verifiche tensionali – Combinazione SLE-rara

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche a fessurazione nella combinazione SLE – frequente per ciascuna sezione di calcolo analizzata. Come sollecitazioni di progetto viene preso in considerazione come significativo il valore del momento flettente individuato a 50 cm dall'asse delle paratie.

##### Sezione 1

Le tensioni limite del calcestruzzo e delle armature delle travi di coronamento sono pari a:

- $\sigma_{c,max} = 22,4$  MPa
- $\sigma_{s,max} = 360$  MPa

Il valore massimo del momento flettente nella combinazione SLE-rara risulta pari a  $M_{Ed,sx} = 50$  kNm per la trave di coronamento lato paratia di ancoraggio e  $M_{Ed,dx} = 272$  kNm per la trave di coronamento lato paratia di sponda (vedi Figura 126).

Poiché in corrispondenza di  $M_{Ed,sx}$  ed  $M_{Ed,dx}$  le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio di armatura sono inferiori ai limiti di normativa (vedi Figura 109 e Figura 110), la verifica tensionale risulta soddisfatta.

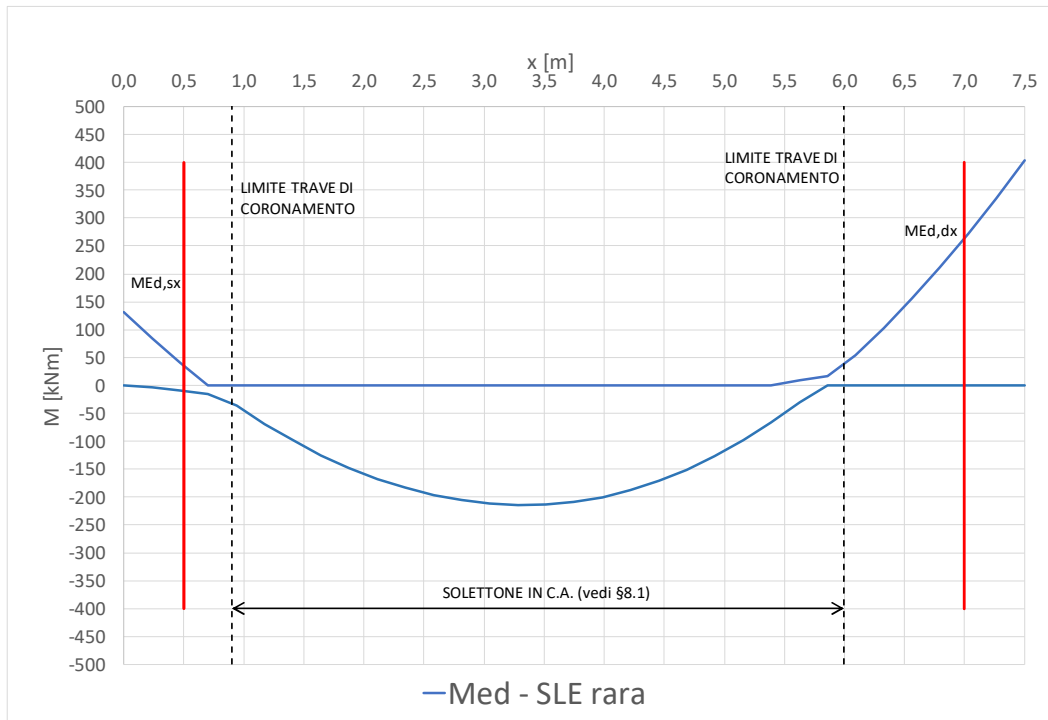


Figura 126 – Sezione 1 – Combinazione SLE – rara – Momento flettente sollecitante

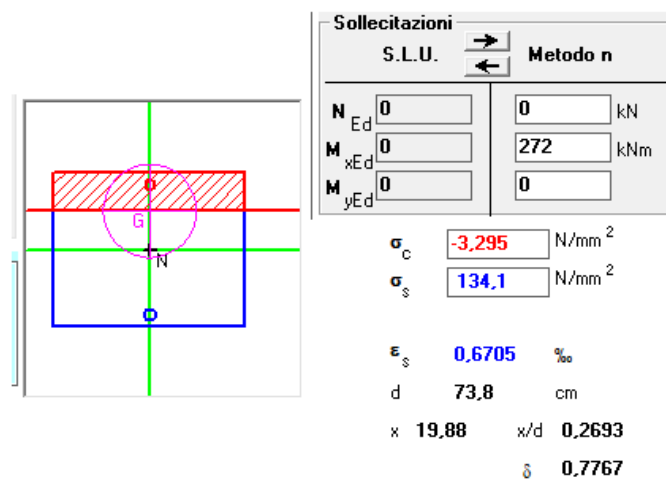


Figura 127 – Sezione 1 – Trave sx - Verifica tensionale

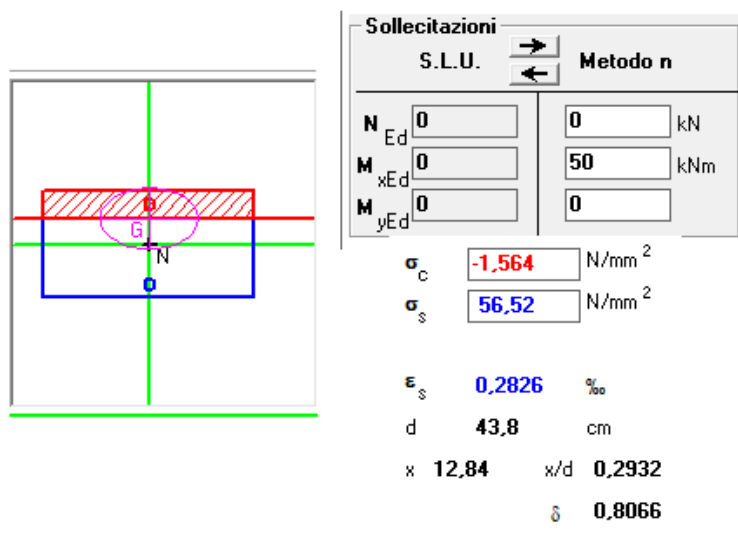


Figura 128 - Sezione 1 – Trave dx - Verifica tensionale

### Sezione 2

Le tensioni limite del calcestruzzo e delle armature delle travi di coronamento sono pari a:

- $\sigma_{c,max} = 22,4$  MPa
- $\sigma_{s,max} = 360$  MPa

Il valore massimo del momento flettente nella combinazione SLE-rara risulta pari  $M_{Ed,dx} = 290$  kNm per la trave di coronamento lato paratia di sponda (vedi Figura 129). Poiché in corrispondenza di  $M_{Ed,sx}$  ed  $M_{Ed,dx}$  le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio di armatura sono inferiori ai limiti di normativa (Figura 130), la verifica tensionale risulta soddisfatta. La verifica per la trave di coronamento lato paratia di sponda viene invece omessa in quanto come è possibile osservare le sollecitazioni flessionali risultano trascurabili in relazione agli spessori della trave.

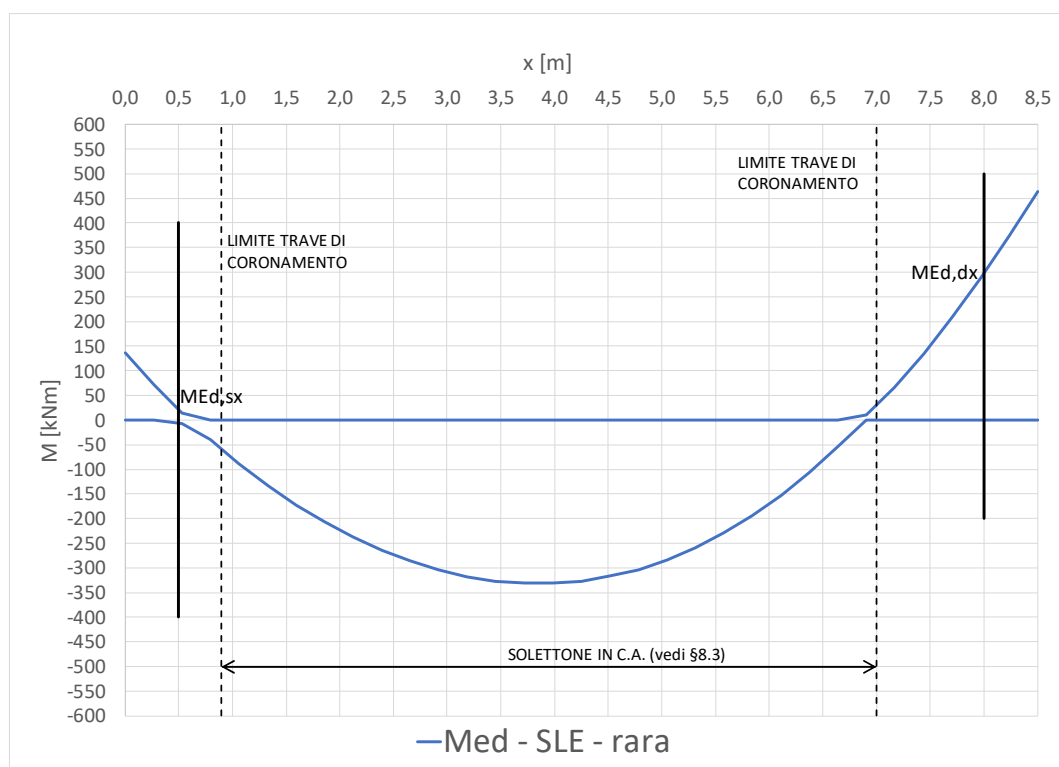


Figura 129 – Sezione 2 – Combinazione SLE – rara – Momento flettente sollecitante

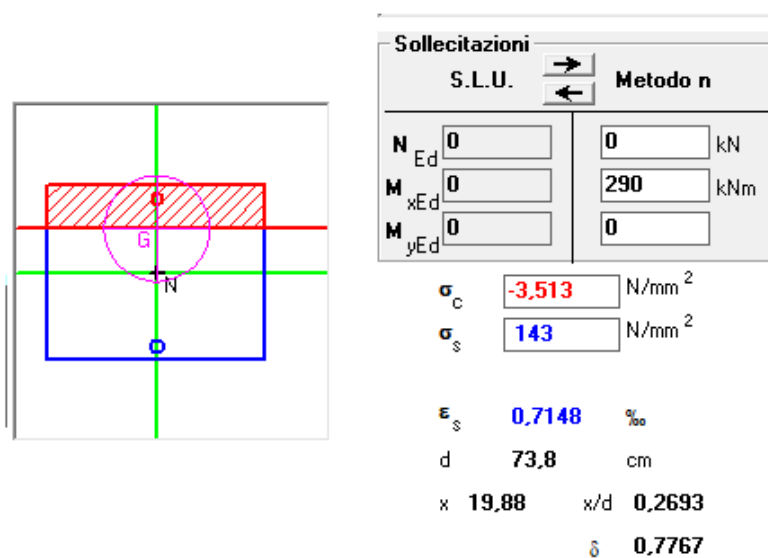


Figura 130 - Sezione 2 – Trave dx - Verifica tensionale

### Sezione 3

Le tensioni limite del calcestruzzo e delle armature delle travi di coronamento sono pari a:

- $\sigma_{c,max} = 22,4 \text{ MPa}$
- $\sigma_{S,max} = 360 \text{ MPa}$

Il valore massimo del momento flettente nella combinazione SLE-rara risulta pari a  $M_{Ed,sx} = 70 \text{ kNm}$  per la trave di coronamento lato paratia di ancoraggio e  $M_{Ed,dx} = 285 \text{ kNm}$  per la trave di coronamento lato paratia di sponda (vedi Figura 131).

Poiché in corrispondenza di  $M_{Ed,sx}$  ed  $M_{Ed,dx}$  le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio di armatura sono inferiori ai limiti di normativa (vedi Figura 132 e Figura 133), la verifica tensionale risulta soddisfatta.

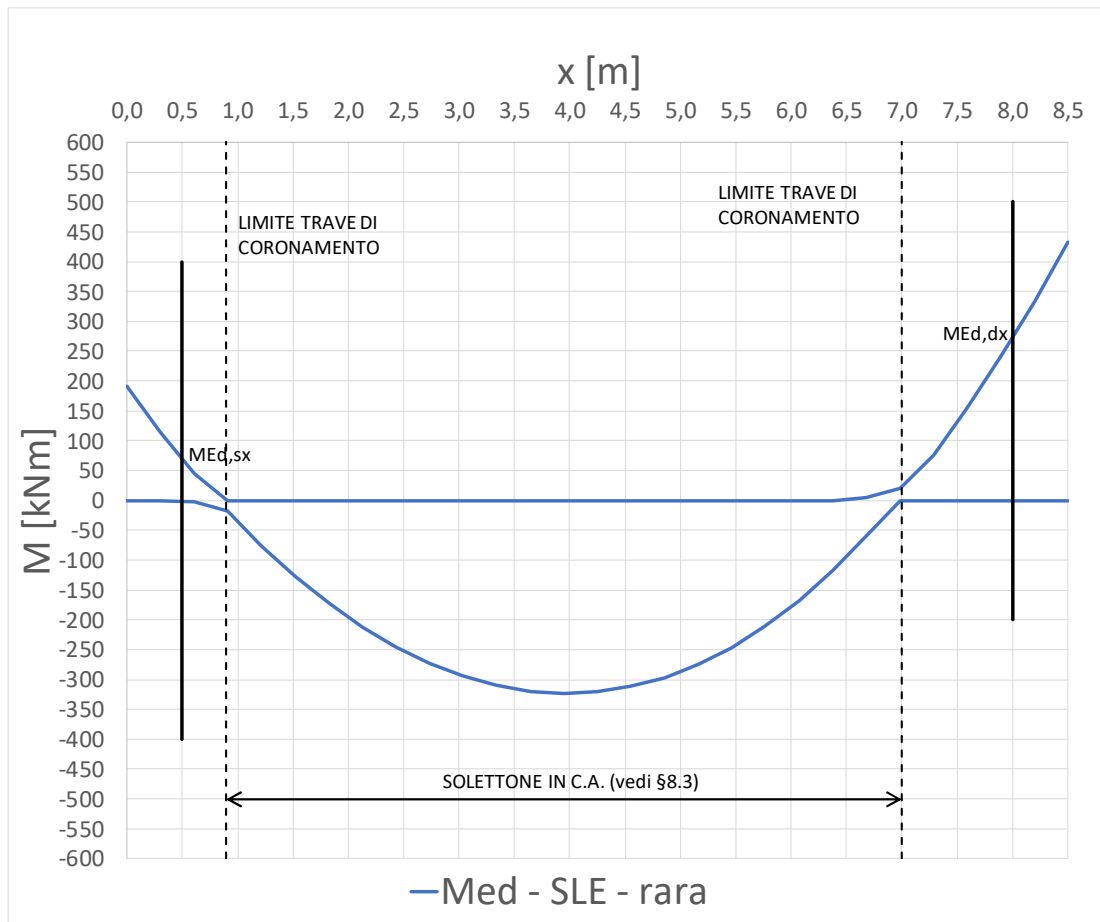


Figura 131 – Sezione 3 – Combinazione SLE – rara – Momento flettente sollecitante

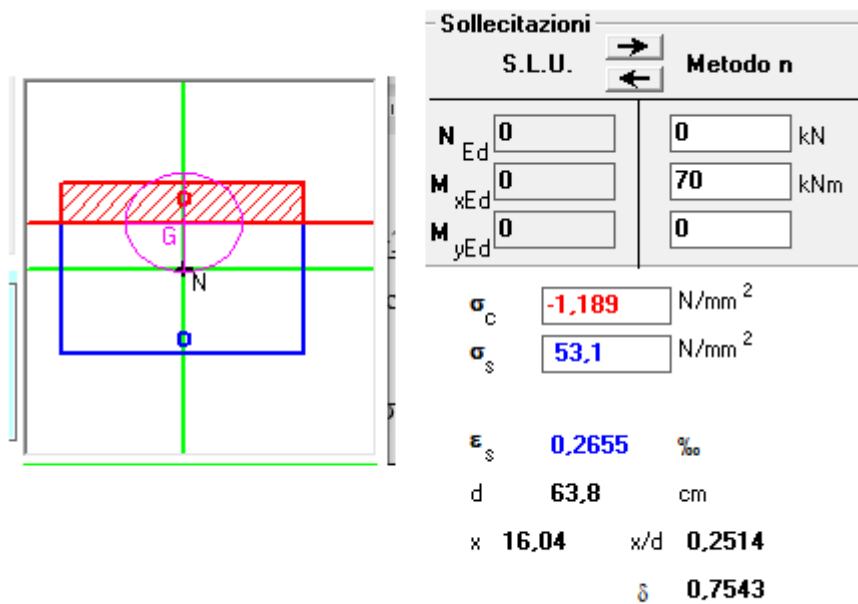


Figura 132 – Sezione 3 – Trave sx - Verifica tensionale

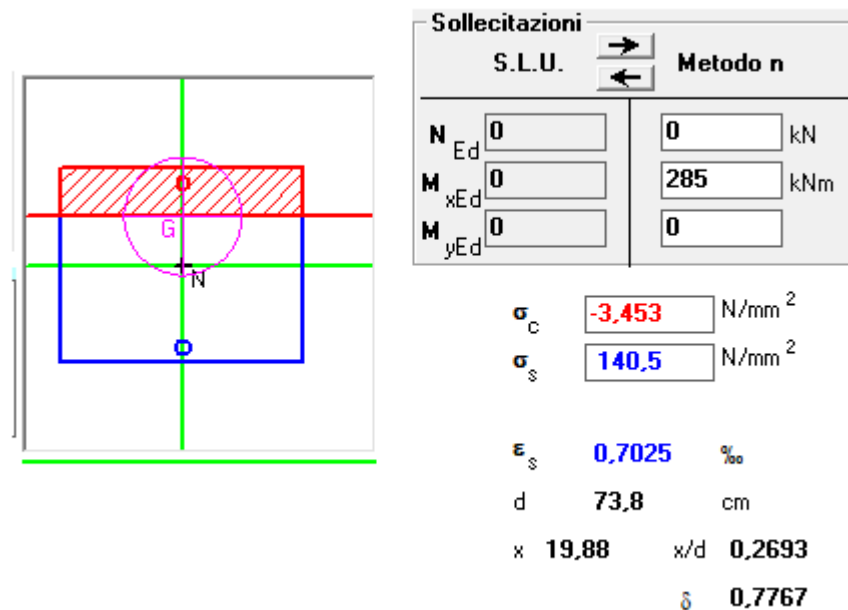


Figura 133 - Sezione 3 – Trave dx - Verifica tensionale

### 7.4.3 Verifiche a fessurazione – Combinazione SLE-frequente

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche a fessurazione nella combinazione SLE – frequente per ciascuna sezione di calcolo analizzata. Come sollecitazioni di progetto viene preso in considerazione come significativo il valore del momento flettente individuato a 50 cm dall’asse delle paratie.

#### Sezione 1

Il valore limite di apertura delle fessure per la combinazione SLE – frequente è pari a  $w_1 = 0,2$  mm.

Il valore massimo del momento flettente nella combinazione SLE-frequente risulta pari a  $M_{Ed,sx} = 30$  kNm per la trave di coronamento lato paratia di ancoraggio e  $M_{Ed,dx} = 200$  kNm per la trave di coronamento lato paratia di sponda (vedi Figura 134). Poiché già in combinazione rara (momenti sollecitanti maggiori) le tensioni di esercizio risultano inferiori a 160 MPa, essendo soddisfatte le condizioni di cui alle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21/1/2019, la verifica della fessurazione si può ritenere soddisfatta senza alcun calcolo diretto.

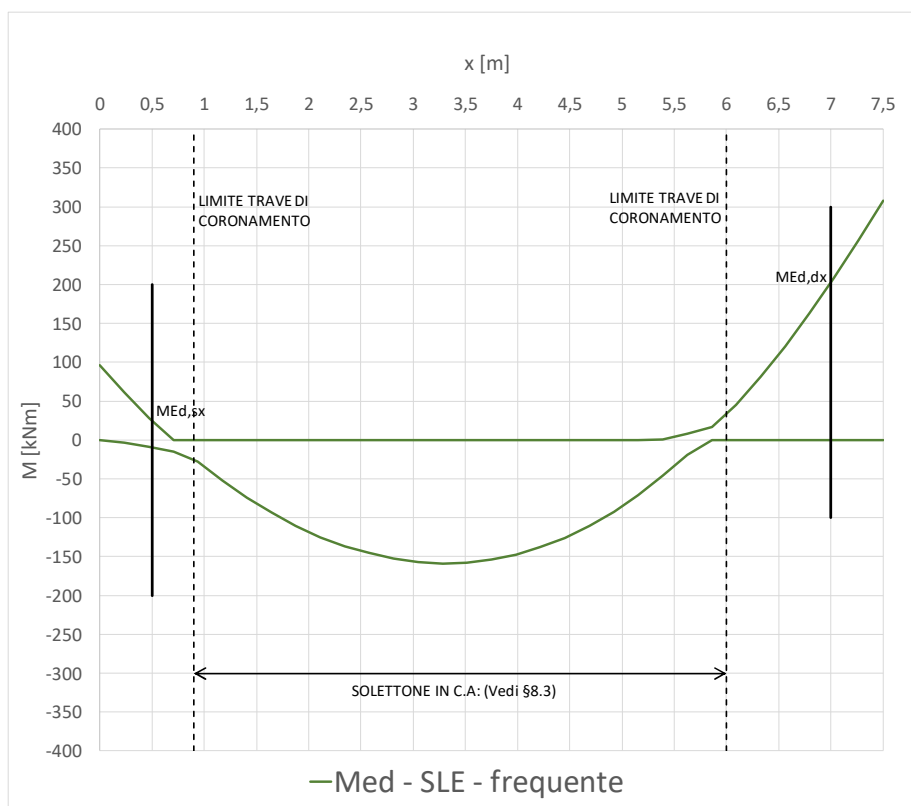


Figura 134 - Sezione 1 – Combinazione SLE – frequente – Momento flettente sollecitante

Sezione 2

Il valore limite di apertura delle fessure per la combinazione SLE – frequente è pari a  $w_1 = 0,2$  mm.

Il valore massimo del momento flettente nella combinazione SLE-frequente risulta pari a  $M_{Ed,sx} = 15$  kNm per la trave di coronamento lato paratia di ancoraggio e  $M_{Ed,dx} = 225$  kNm per la trave di coronamento lato paratia di sponda (vedi Figura 135). Poiché già in combinazione rara (momenti sollecitanti maggiori) le tensioni di esercizio risultano inferiori a 160 MPa, essendo soddisfatte le condizioni di cui alle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21/1/2019, la verifica della fessurazione si può ritenere soddisfatta senza alcun calcolo diretto.

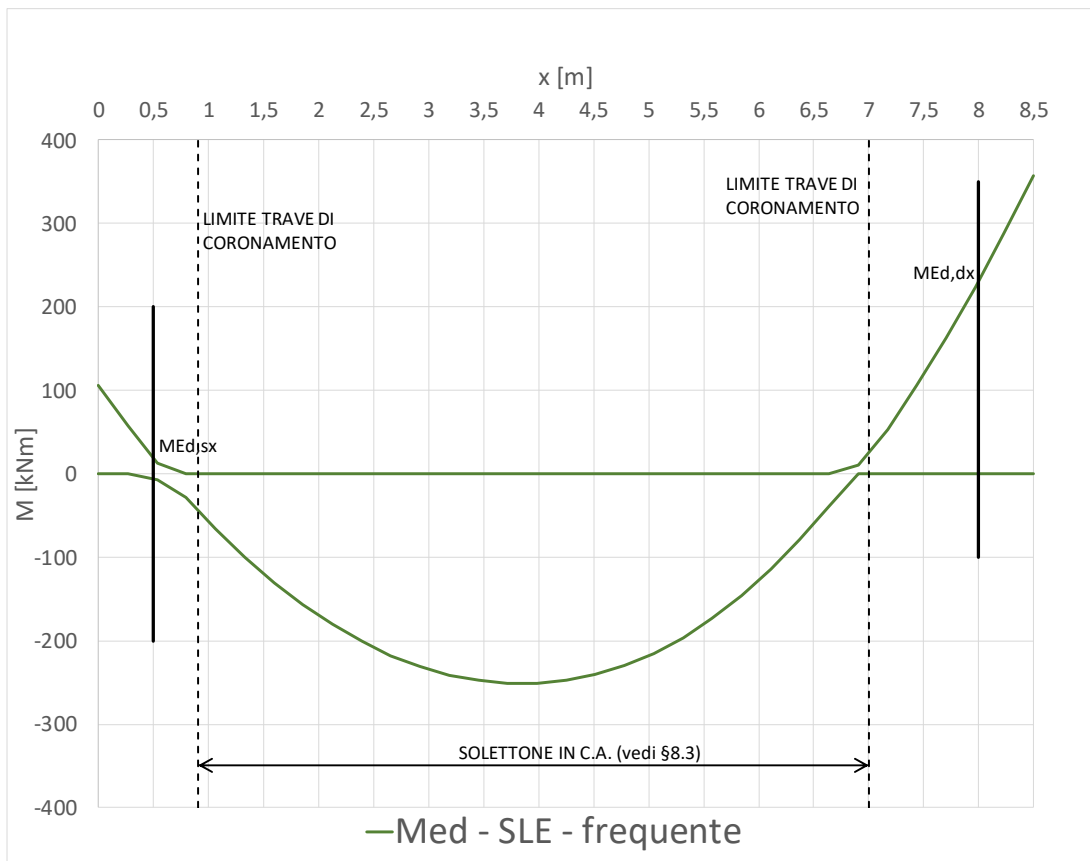


Figura 135 - Sezione 2 – Combinazione SLE – frequente – Momento flettente sollecitante



### Sezione 3

Il valore limite di apertura delle fessure per la combinazione SLE – frequente è pari a  $w_1 = 0,2$  mm.

Il valore massimo del momento flettente nella combinazione SLE-frequente risulta pari a  $M_{Ed,sx} = 55$  kNm per la trave di coronamento lato paratia di ancoraggio e  $M_{Ed,dx} = 220$  kNm per la trave di coronamento lato paratia di sponda (vedi Figura 136). Poiché già in combinazione rara (momenti sollecitanti maggiori) le tensioni di esercizio risultano inferiori a 160 MPa, essendo soddisfatte le condizioni di cui alle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21/1/2019, la verifica della fessurazione si può ritenere soddisfatta senza alcun calcolo diretto.

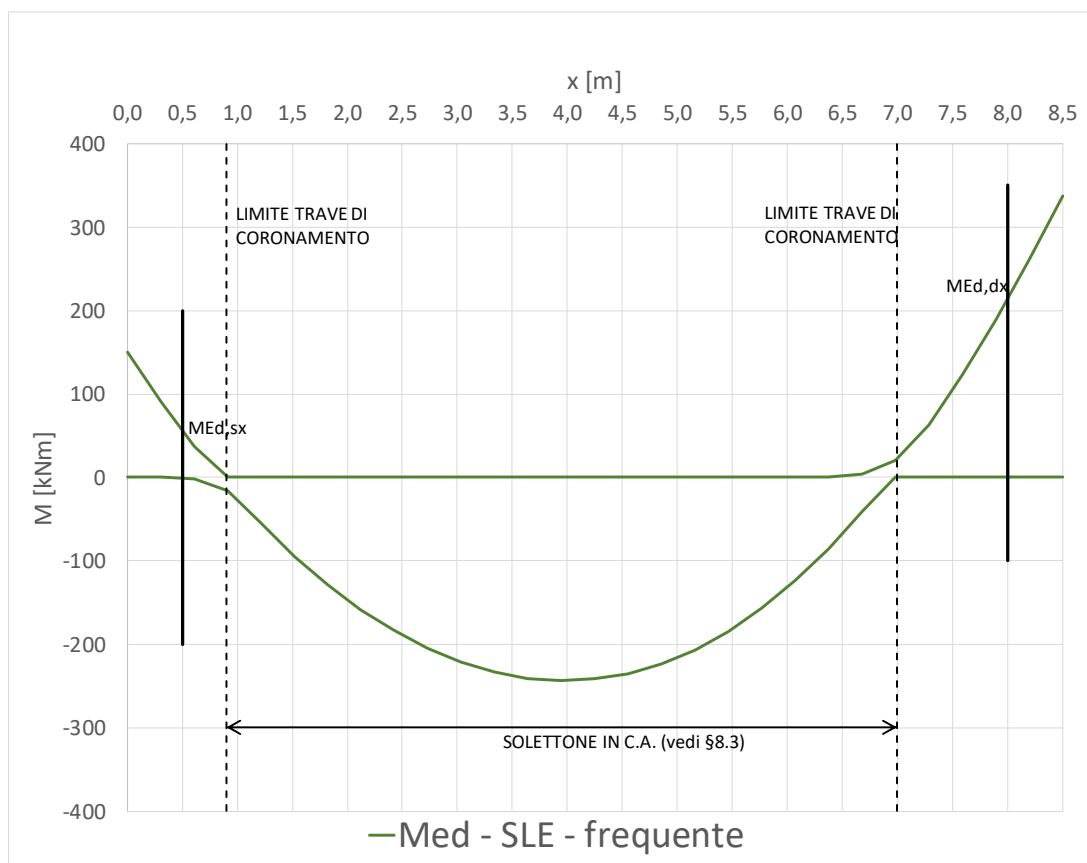


Figura 136 - Sezione 3 – Combinazione SLE – frequente – Momento flettente sollecitante

#### 7.4.4 Verifiche a taglio– Combinazioni SLU e SLV

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche a taglio nelle combinazioni SLU ed SLV per ciascuna sezione di calcolo analizzata. Come sollecitazioni di progetto viene preso in considerazione come significativo il valore del taglio agente individuato a 50 cm dall'asse delle paratie.

##### Sezione 1

Il massimo taglio sollecitante  $V_{Ed}$  (involuppo SLU e ed SLV) risulta pari a 260 kN per la trave di coronamento lato paratia di ancoraggio (trave sx) e 390 kN per la trave di coronamento lato paratia di sponda (trave dx).

Poiché risulta  $V_{Ed} < V_{Rd}$ , le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

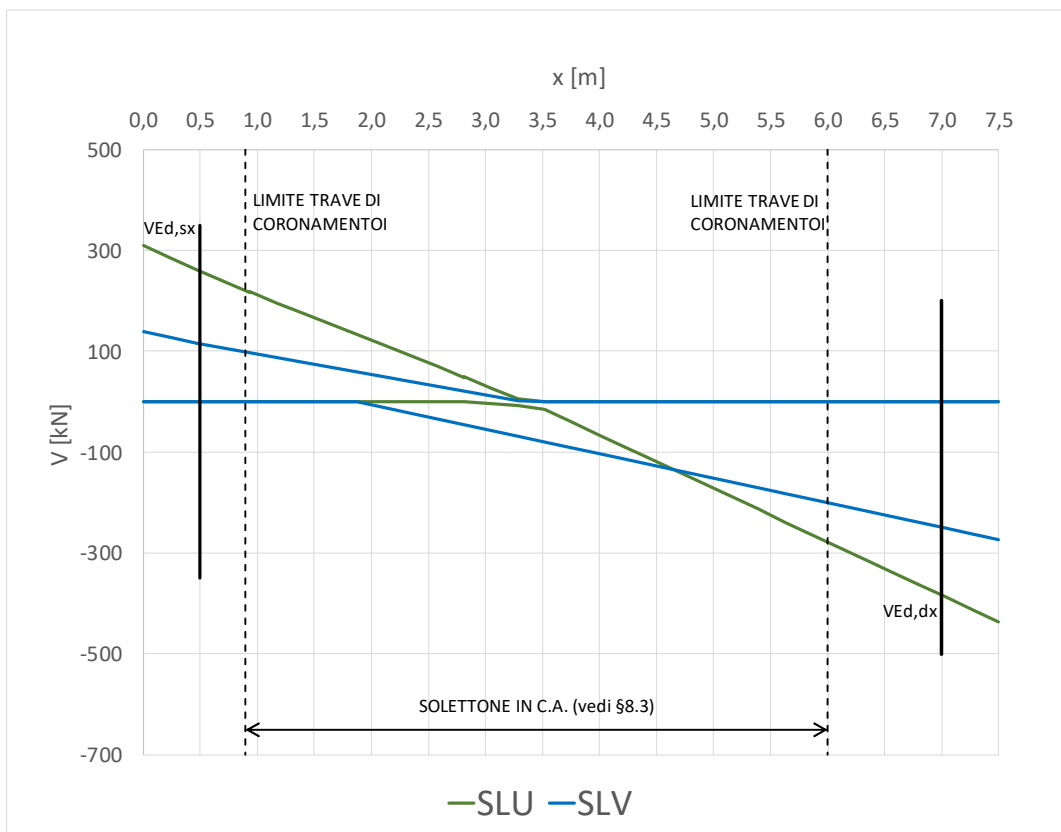


Figura 137 - Sezione 1 – Taglio sollecitante

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

Caratteristiche geometriche della sezione				Azioni di calcolo			
Base della sezione	$b_w$	1000	mm	Taglio di calcolo	$V_{ED}$	260,00	kN
Altezza della sezione	H	500	mm	Sforzo normale	$N_{Ed}$	0,00	kN

Determinazione resistenza a taglio				Elementi privi di armatura resistente a taglio			
Armatura longit.	$A_{sl}$	2261,95	mm <sup>2</sup>	-	$V_{cls1}$	236,21	kN
-	k	1,68	-	-	$V_{cls2}$	203,23	kN
-	$v_{min}$	0,46	N/mm <sup>2</sup>	<b>Resistenza al taglio</b>	$V_{Rd}$	<b>236,21</b>	<b>kN</b>
Rapporto geom di arm long	$\rho_1$	0,00516	-	<b>Necessità di armature a taglio</b>	$V_{RD,cls} < V_{ED}$	SI	
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>	<b>Elementi con amature trasversali resistenti a taglio</b>			
Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	452,39	mm <sup>2</sup>	Resistenza a "taglio trazione"	$V_{RSD}$	697,82	kN
Interasse tra due armat trasversali	s	250,00	mm	Resistenza a "taglio compressione"	$V_{RCD}$	1438,49	kN
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_{cw}$	1,00	-	<b>Resistenza al taglio</b>	$V_{Rd}$	<b>697,82</b>	<b>kN</b>
	$\cot\theta_{eq}$	3,73		<b>Verifica</b>	$V_{Rd}/V_{ED}$	<b>2,68</b>	<b>kN</b>
Inclinazione bielle di calcestruzzo compresse	$\theta_{eq}$	15,0					
	$\cot\theta_{calcolo}$	2,50	-				

Tabella 56 – Sezione 1 – Trave sx - Verifiche a taglio

Caratteristiche geometriche della sezione				Azioni di calcolo			
Base della sezione	$b_w$	1000	mm	Taglio di calcolo	$V_{ED}$	390,00	kN
Altezza della sezione	H	800	mm	Sforzo normale	$N_{Ed}$	0,00	kN

Determinazione resistenza a taglio				Elementi privi di armatura resistente a taglio			
Armatura longit.	$A_{sl}$	2261,95	mm <sup>2</sup>	-	$V_{cls1}$	303,50	kN
-	k	1,52	-	-	$V_{cls2}$	295,99	kN
-	$v_{min}$	0,40	N/mm <sup>2</sup>	<b>Resistenza al taglio</b>	$V_{Rd}$	<b>303,50</b>	<b>kN</b>
Rapporto geom di arm long	$\rho_1$	0,00306	-	<b>Necessità di armature a taglio</b>	$V_{RD,cls} < V_{ED}$	SI	
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>	<b>Elementi con amature trasversali resistenti a taglio</b>			
Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	452,39	mm <sup>2</sup>	Resistenza a "taglio trazione"	$V_{RSD}$	1175,78	kN
Interasse tra due armat trasversali	s	250,00	mm	Resistenza a "taglio compressione"	$V_{RCD}$	2423,76	kN
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_{cw}$	1,00	-	<b>Resistenza al taglio</b>	$V_{Rd}$	<b>1175,78</b>	<b>kN</b>
	$\cot\theta_{eq}$	3,73		<b>Verifica</b>	$V_{Rd}/V_{ED}$	<b>3,01</b>	<b>kN</b>
Inclinazione bielle di calcestruzzo compresse	$\theta_{eq}$	15,0					
	$\cot\theta_{calcolo}$	2,50	-				

Tabella 57 – Sezione 1 – Trave dx - Verifiche a taglio

## Sezione 2

Il massimo taglio sollecitante  $V_{Ed}$  (involuppo SLU e ed SLV) risulta pari a 310 kN per la trave di coronamento lato paratia di ancoraggio (trave sx) e 450 kN per la trave di coronamento lato paratia di sponda (trave dx).

Poiché risulta  $V_{Ed} < V_{Rd}$ , le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018

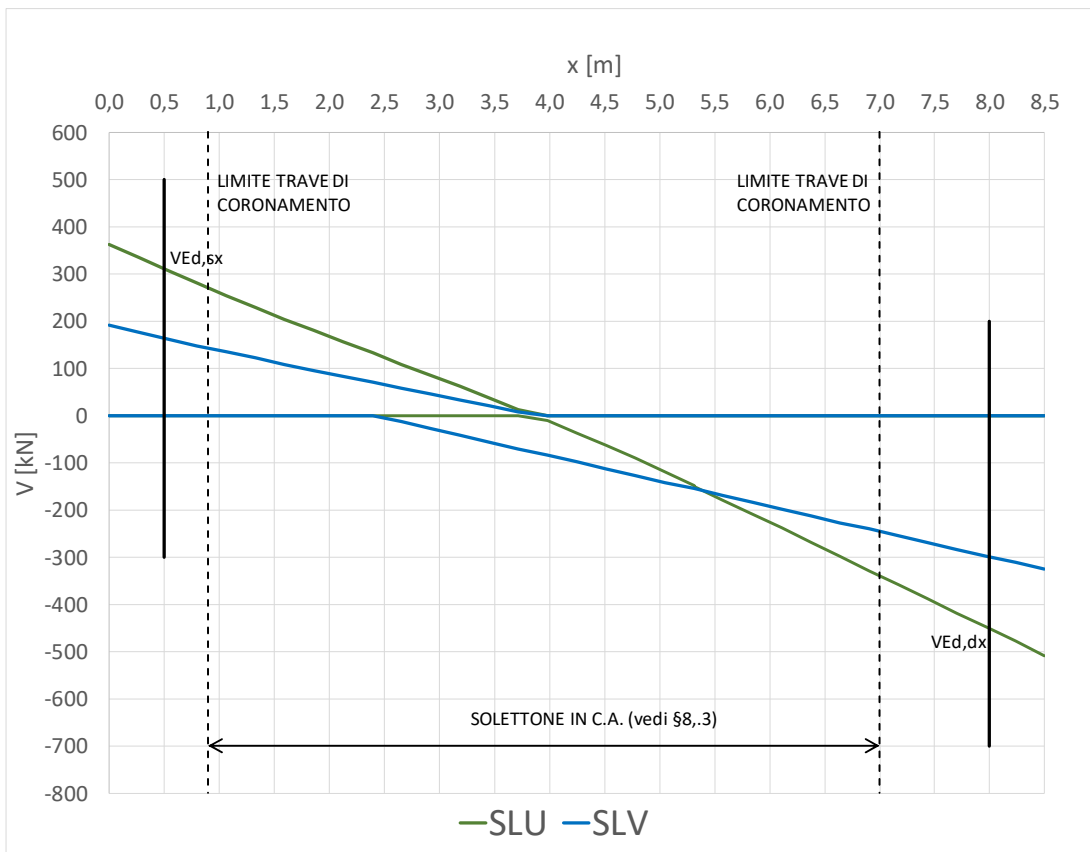


Figura 138 - Sezione 2 – Taglio sollecitante

Caratteristiche geometriche della sezione				Azioni di calcolo		
Base della sezione	$b_w$	1000	mm	Taglio di calcolo	$V_{ED}$	310,00 kN
Altezza della sezione	H	700	mm	Sforzo normale	$N_{ED}$	0,00 kN

Determinazione resistenza a taglio				Elementi privi di armatura resistente a taglio		
Armatura longit.	$A_{st}$	2261,95	mm <sup>2</sup>	-	$V_{cls1}$	282,54 kN
-	k	1,56	-	-	$V_{cls2}$	265,87 kN
-	$v_{min}$	0,42	N/mm <sup>2</sup>	<b>Resistenza al taglio</b>	$V_{Rd}$	<b>282,54 kN</b>
Rapporto geom di arm long	$\rho_1$	0,00355	-	<b>Necessità di armature a taglio</b>	$V_{Rd,cb} < V_{ED}$	SI
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>			
Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	452,39	mm <sup>2</sup>			
Interasse tra due armat trasversali	s	250,00	mm	<b>Elementi con amature trasversali resistenti a taglio</b>		
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_{cw}$	1,00	-	Resistenza a "taglio trazione"	$V_{RSD}$	1016,46 kN
	$\cot\theta_{eq}$	3,73	-	Resistenza a "taglio compressione"	$V_{RCD}$	2095,34 kN
Inclinazione bielle di calcestruzzo compresse	$\theta_{eq}$	15,0	-	<b>Resistenza al taglio</b>	$V_{Rd}$	<b>1016,46 kN</b>
	$\cot\theta_{calcolo}$	2,50	-	<b>Verifica</b>	$V_{Rd}/V_{ED}$	<b>3,28 kN</b>

Tabella 58 – Sezione 2 – Trave sx - Verifiche a taglio

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

Caratteristiche geometriche della sezione				Azioni di calcolo			
Base della sezione	$b_w$	1000	mm	Taglio di calcolo	$V_{ED}$	450,00	kN
Altezza della sezione	$H$	800	mm	Sforzo normale	$N_{Ed}$	0,00	kN

Determinazione resistenza a taglio				Elementi privi di armatura resistente a taglio			
Armatura longit.	$A_{sl}$	2261,95	mm <sup>2</sup>	-	$V_{cls1}$	303,50	kN
-	$k$	1,52	-	-	$V_{cls2}$	295,99	kN
-	$v_{min}$	0,40	N/mm <sup>2</sup>	<b>Resistenza al taglio</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>303,50</b>	<b>kN</b>
Rapporto geom di arm long	$\rho_s$	0,00306	-	<b>Necessità di armature a taglio</b>	$V_{Rd,ck} < V_{ED}$	SI	
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>	<b>Elementi con amature trasversali resistenti a taglio</b>			
Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	452,39	mm <sup>2</sup>	Resistenza a "taglio trazione"	$V_{RSD}$	1175,78	kN
Interasse tra due armat trasversali	$s$	250,00	mm	Resistenza a "taglio compressione"	$V_{RCD}$	2423,76	kN
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_{cw}$	1,00	-	<b>Resistenza al taglio</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>1175,78</b>	<b>kN</b>
-	$\cot\theta_{eq}$	3,73	-	<b>Verifica</b>	$V_{Rd}/V_{ED}$	2,61	kN
Inclinazione bielle di calcestruzzo compresse	$\theta_{eq}$	15,0	-				
-	$\cot\theta_{calcolo}$	2,50	-				

Tabella 59 – Sezione 2 – Trave dx - Verifiche a taglio

**Sezione 3**

Il massimo taglio sollecitante  $V_{Ed}$  (involuppo SLU e ed SLV) risulta pari a 330 kN per la trave di coronamento lato paratia di ancoraggio (trave sx) e 450 kN per la trave di coronamento lato paratia di sponda (trave dx).

Poiché risulta  $V_{Ed} < V_{Rd}$ , per entrambe le combinazioni di carico, le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

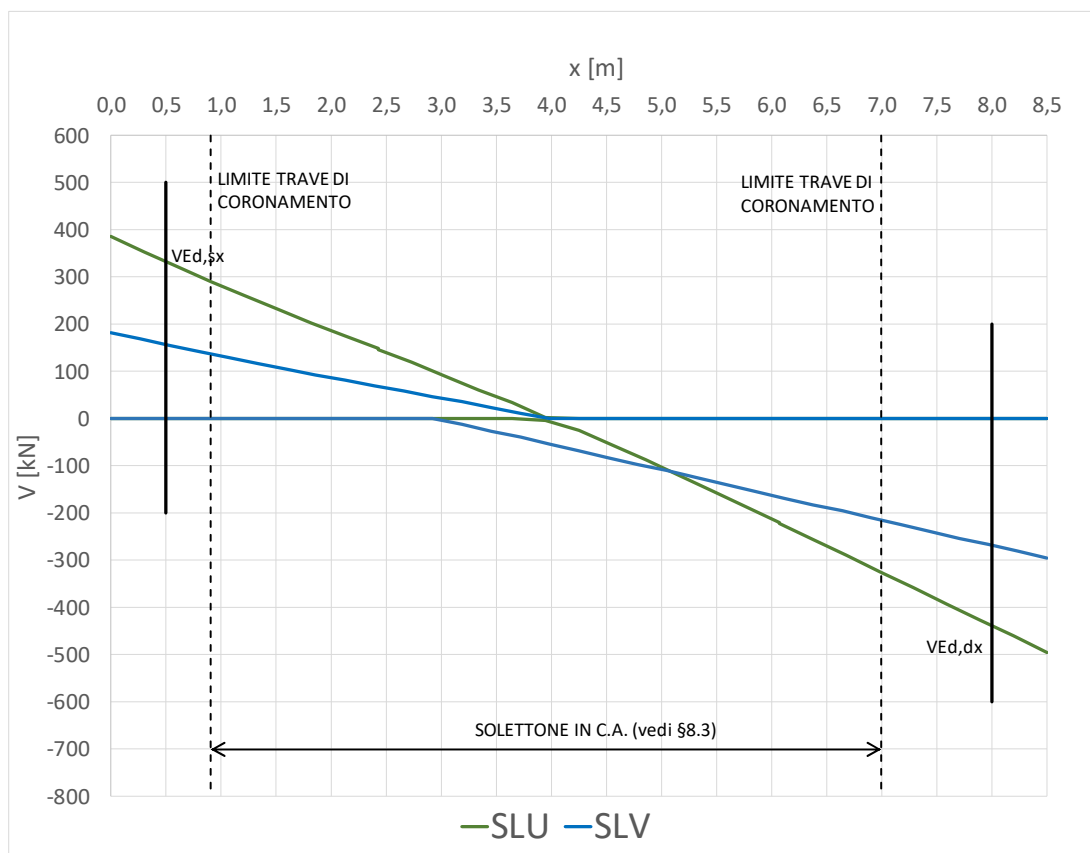


Figura 139 - Sezione 3 – Taglio sollecitante

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

Caratteristiche geometriche della sezione				Azioni di calcolo			
Base della sezione	$b_w$	1000	mm	Taglio di calcolo	$V_{ED}$	330,00	kN
Altezza della sezione	H	700	mm	Sforzo normale	$N_{Ed}$	0,00	kN

Determinazione resistenza a taglio				Elementi privi di armatura resistente a taglio			
Armatura longit.	$A_{sl}$	2261,95	mm <sup>2</sup>	-	$V_{cls1}$	282,54	kN
-	k	1,56	-	-	$V_{cls2}$	265,87	kN
-	$v_{min}$	0,42	N/mm <sup>2</sup>	<b>Resistenza al taglio</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>282,54</b>	<b>kN</b>
Rapporto geom di arm long	$\rho_1$	0,00355	-				
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>	<b>Necessità di armature a taglio</b>	$V_{Rd,ck} < V_{ED}$	SI	
Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	452,39	mm <sup>2</sup>	Elementi con amature trasversali resistenti a taglio			
Interasse tra due armat trasversali	s	250,00	mm	Resistenza a "taglio trazione"	$V_{RSD}$	1016,46	kN
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_{cw}$	1,00	-	Resistenza a "taglio compressione"	$V_{RCD}$	2095,34	kN
	$\cot\theta_{eq}$	3,73		<b>Resistenza al taglio</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>1016,46</b>	<b>kN</b>
Inclinazione bielle di calcestruzzo compresse	$\theta_{eq}$	15,0		<b>Verifica</b>	$V_{Rd}/V_{ED}$	<b>3,08</b>	<b>kN</b>
	$\cot\theta_{calcolo}$	2,50	-				

Tabella 60 – Sezione 3 – Trave sx - Verifiche a taglio

Caratteristiche geometriche della sezione				Azioni di calcolo			
Base della sezione	$b_w$	1000	mm	Taglio di calcolo	$V_{ED}$	450,00	kN
Altezza della sezione	H	800	mm	Sforzo normale	$N_{Ed}$	0,00	kN

Determinazione resistenza a taglio				Elementi privi di armatura resistente a taglio			
Armatura longit.	$A_{sl}$	2261,95	mm <sup>2</sup>	-	$V_{cls1}$	303,50	kN
-	k	1,52	-	-	$V_{cls2}$	295,99	kN
-	$v_{min}$	0,40	N/mm <sup>2</sup>	<b>Resistenza al taglio</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>303,50</b>	<b>kN</b>
Rapporto geom di arm long	$\rho_1$	0,00306	-				
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>	<b>Necessità di armature a taglio</b>	$V_{Rd,ck} < V_{ED}$	SI	
Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	452,39	mm <sup>2</sup>	Elementi con amature trasversali resistenti a taglio			
Interasse tra due armat trasversali	s	250,00	mm	Resistenza a "taglio trazione"	$V_{RSD}$	1175,78	kN
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_{cw}$	1,00	-	Resistenza a "taglio compressione"	$V_{RCD}$	2423,76	kN
	$\cot\theta_{eq}$	3,73		<b>Resistenza al taglio</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>1175,78</b>	<b>kN</b>
Inclinazione bielle di calcestruzzo compresse	$\theta_{eq}$	15,0		<b>Verifica</b>	$V_{Rd}/V_{ED}$	<b>2,61</b>	<b>kN</b>
	$\cot\theta_{calcolo}$	2,50	-				

Tabella 61 – Sezione 3 – Trave dx - Verifiche a taglio

## **8 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE**

Le verifiche di stabilità globale sono state riferite ai criteri propri delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M 17/01/18. Per l'opera in esame le verifiche di stabilità sono state eseguite secondo la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R2), per le condizioni sismiche secondo quanto specificato al paragrafo 7.11.4. del D.M 17/01/18 ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici.

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte mediante il metodo "c- $\varphi$  reduction" implementato all'interno del codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 2D, che prevede la progressiva riduzione delle caratteristiche di resistenza terreno (c' e tan $\varphi$ ') fino allo sviluppo completo di un meccanismo di rottura.

Il coefficiente di sicurezza è definito come segue:

$$F_s = \frac{\text{resistenza disponibile}}{\text{resistenza a rottura}}$$

Le verifiche risultano soddisfatte se i coefficienti di sicurezza ottenuti sono superiori a:

- $\gamma_R = 1,10$  per la condizione statica SLU secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 [A2+M2+R2];
- $\gamma_R = 1,20$  per la condizione sismica SLV;

dove  $\gamma_R$  è il coefficiente parziale per la verifica di stabilità globale.

In accordo a quanto previsto al §C.6.5.3.1.2 della Circ. Min. n.7 del 21.01.2019, il comportamento degli elementi strutturali è schematizzato ammettendo la formazione di cerniere plastiche, con valori delle sollecitazioni limite pari a quelli delle plasticizzazioni di progetto. Nel dettaglio il dominio M-N resistente al limite di plasticizzazione delle sezioni in c.a. viene approssimato a favore di sicurezza con un dominio di forma romboidale di vertici ( $N_{1p}, 0$ ), ( $0, M_p$ ), ( $N_{2p}, 0$ ) e ( $0, M_p$ ), dove:

- $N_{1p}$  = sforzo normale massimo di compressione della sezione in c.a. per  $M = 0$ ;
- $N_{2p}$  = sforzo normale massimo di trazione della sezione in c.a. per  $M = 0$ ;
- $M_p$  = momento flettente resistente della sezione in c.a. per  $N = 0$ .

Nel caso del solettone in c.a., essendo caratterizzato da tratti ad armature non simmetriche (vedi §7.3), è stato a favore di sicurezza considerato per tutto il suo sviluppo l'armatura minima simmetrica prevista.

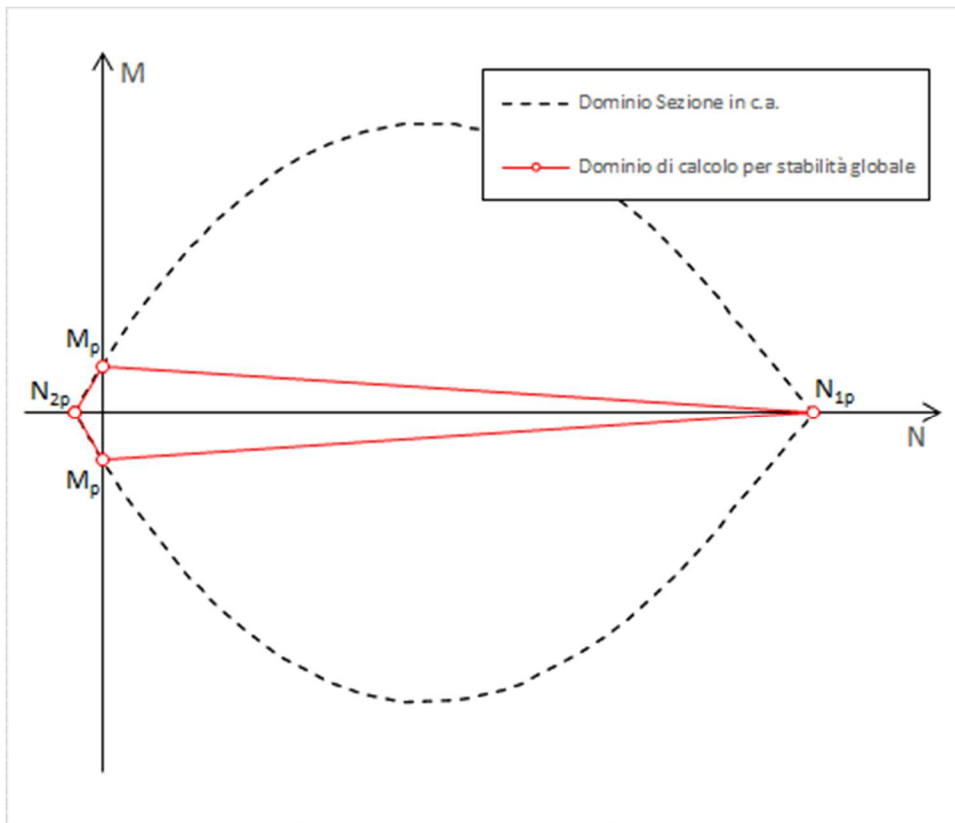


Figura 140 – Schematizzazione dominio resistente sezioni in c.a. per analisi di stabilità globale

In Tabella 62 vengono sintetizzati per ciascuna sezione di calcolo i valori del coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità globale ottenuti mediante le analisi numeriche. Come si osserva, i valori del coefficiente di sicurezza sono sempre maggiori di quelli minimi richiesti, dunque le verifiche risultano soddisfatte.

Sezione di calcolo	SLU		SLV	
	F <sub>s</sub> [-]	F <sub>smin</sub> = γ <sub>R</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>smin</sub> = γ <sub>R</sub>
Sezione 1	2,05	1,10	1,73	1,20
Sezione 2	2,08	1,10	1,74	1,20
Sezione 3	2,35	1,10	1,89	1,20

Tabella 62 – Verifiche di Stabilità Globale – Sintesi dei coefficienti di sicurezza

Nei seguenti paragrafi vengono mostrati i risultati delle analisi di stabilità per ciascuna sezione di calcolo analizzata. Nel dettaglio, vengono mostrati i meccanismi di rottura e l'andamento della curva step di calcolo-F<sub>s</sub> che evidenzia il raggiungimento del plateau ossia del massimo fattore di riduzione dei parametri geotecnici in corrispondenza del quale si sviluppa la condizione limite di condizione di rottura.



## 8.1 Sezione 1

### 8.1.1 Condizione statica

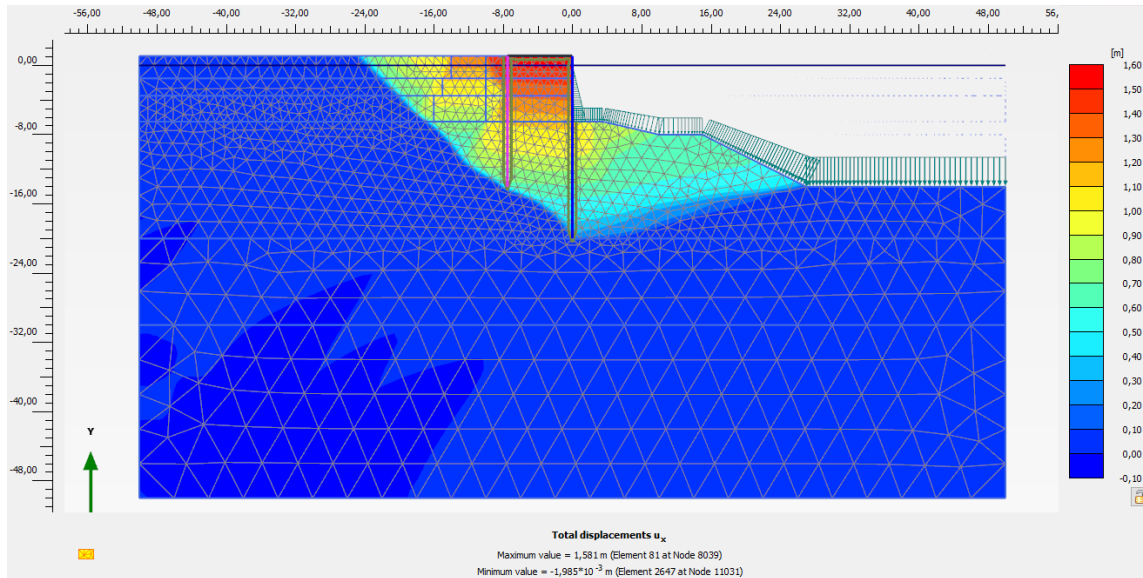


Figura 141 - Sezione 1 - Combinazione statica SLU – Meccanismo di rottura per  $F_s = 2,05$

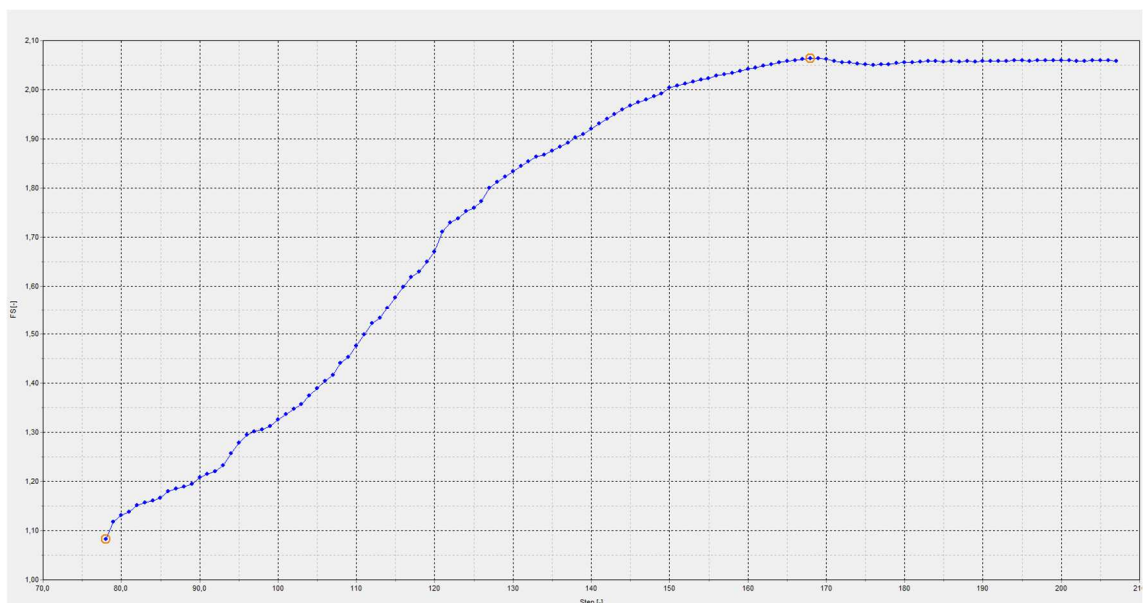


Figura 142 – Sezione 1 - Combinazione statica SLU - Risultati  $c-\varphi$  reduction

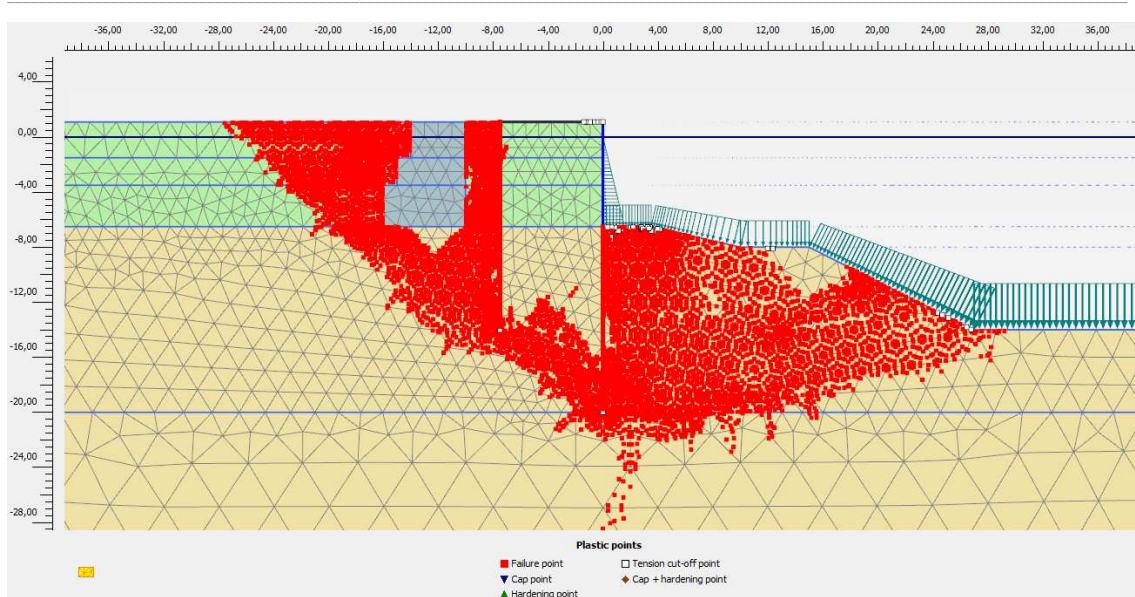


Figura 143 - Sezione 1 - Combinazione statica SLU – Punti che hanno raggiunto la condizione di plasticità in condizioni di collasso

### 8.1.2 Condizione sismica

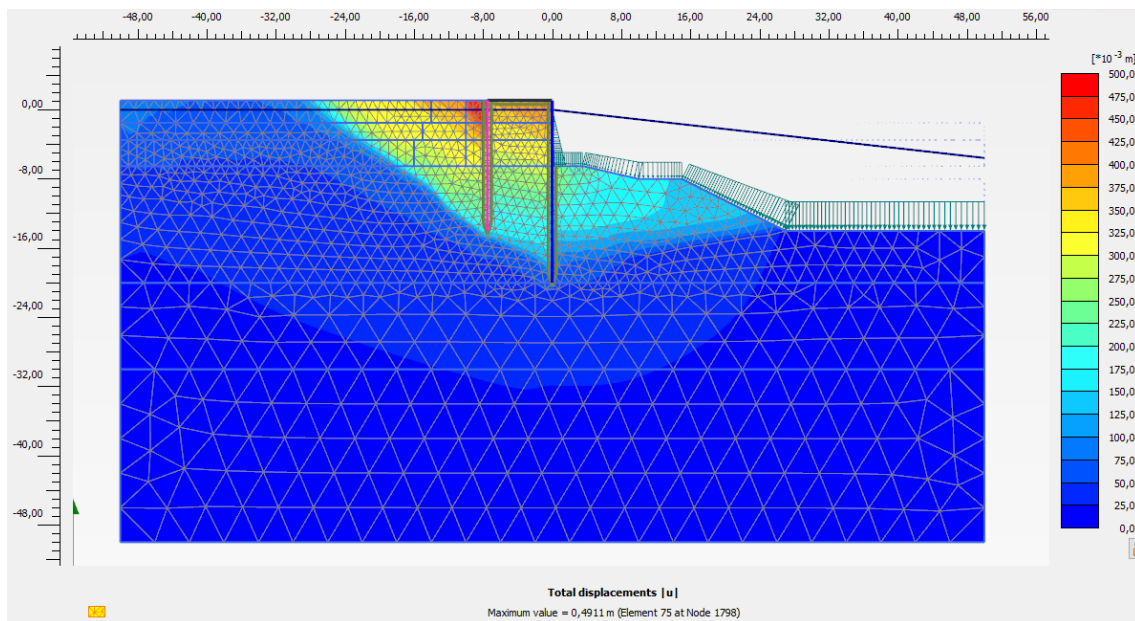


Figura 144 – Sezione 1 - Combinazione sismica SLV – Meccanismo di rottura per  $F_s = 1,73$

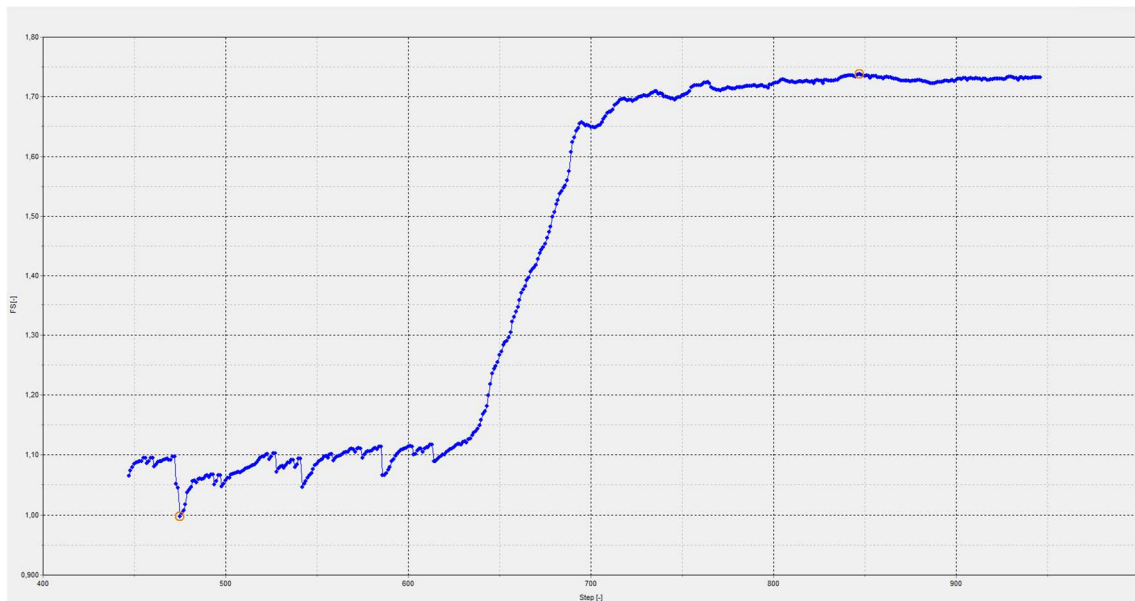


Figura 145 – Sezione 1 - Combinazione sismica SLV - Risultati  $c-\varphi$  reduction

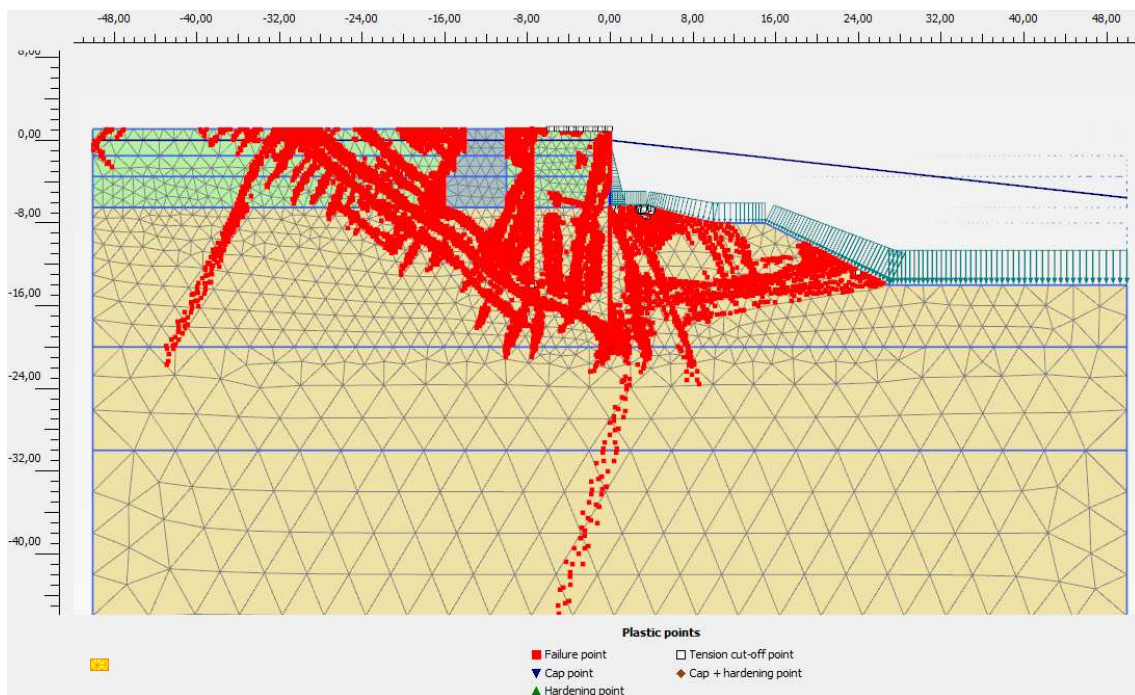


Figura 146 - Sezione 1 - Combinazione statica SLV – Punti che hanno raggiunto la condizione di plasticità in condizioni di collasso

## 8.2 Sezione 2

### 8.2.1 Condizione statica

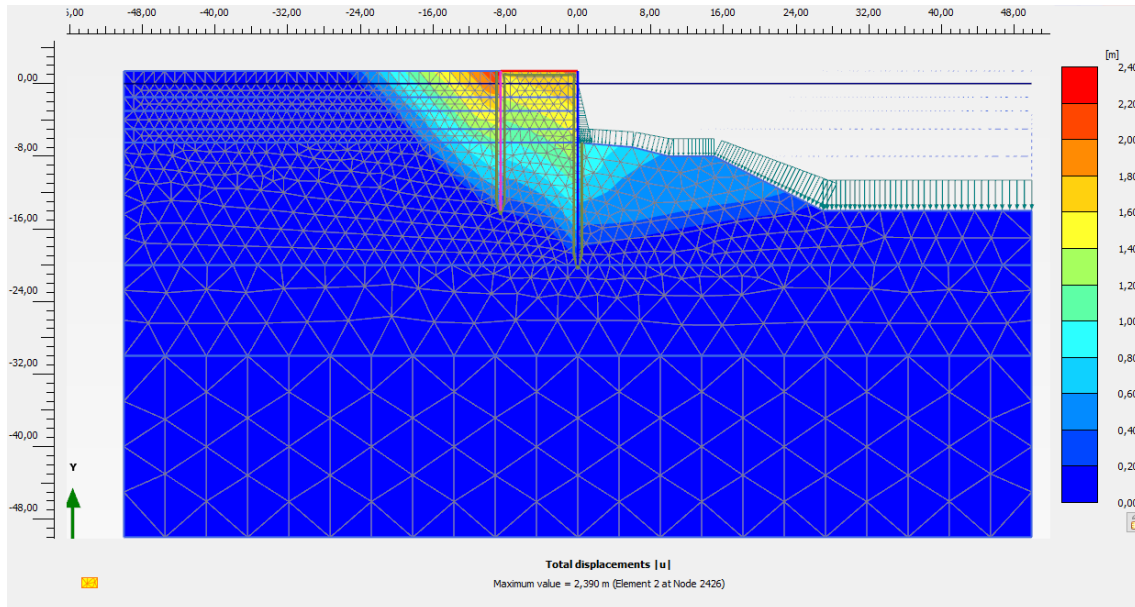


Figura 147 - Sezione 2 - Combinazione statica SLU – Meccanismo di rottura per  $F_s = 2,08$

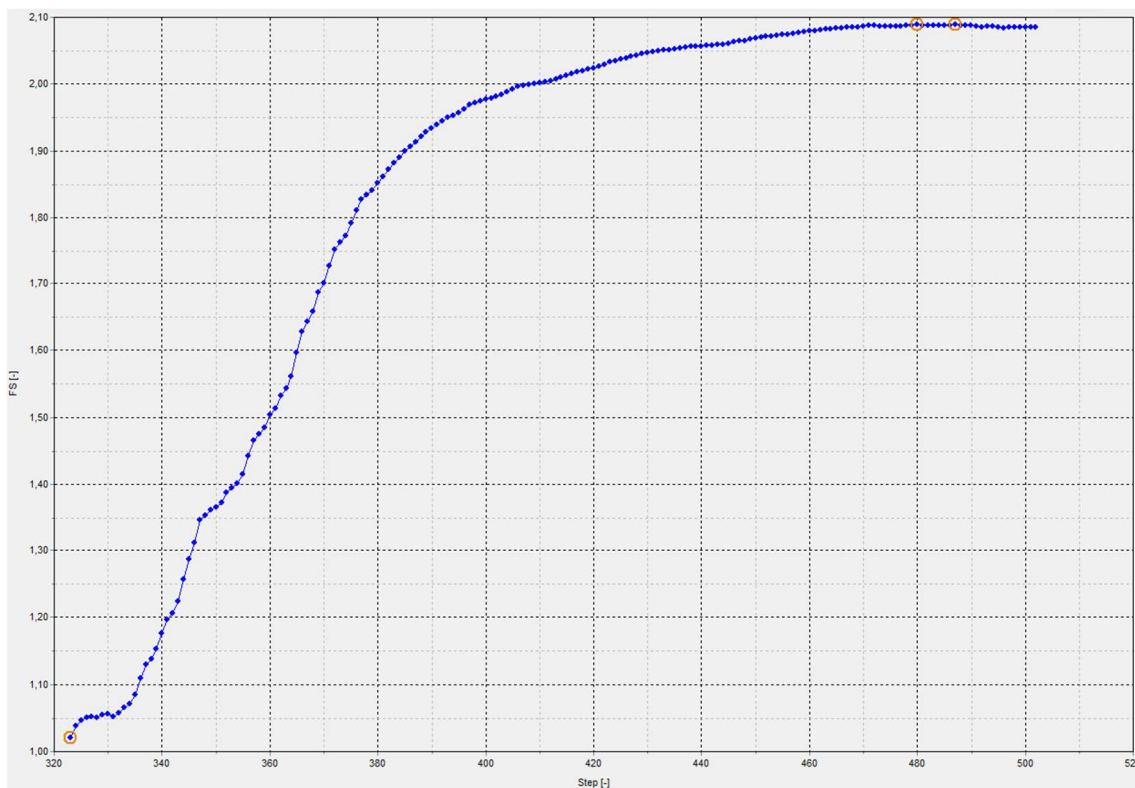


Figura 148 – Sezione 2 - Combinazione statica SLU - Risultati  $c-\varphi$  reduction

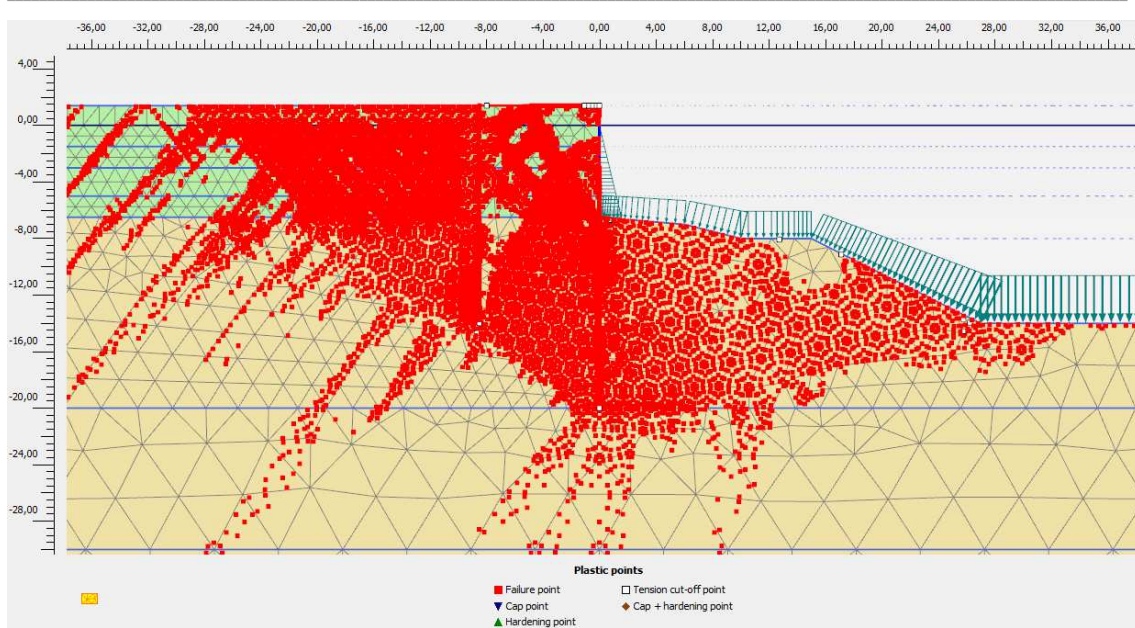


Figura 149 - Sezione 2 - Combinazione statica SLU – Punti che hanno raggiunto la condizione di plasticità in condizioni di collasso

## 8.2.2 Condizione sismica

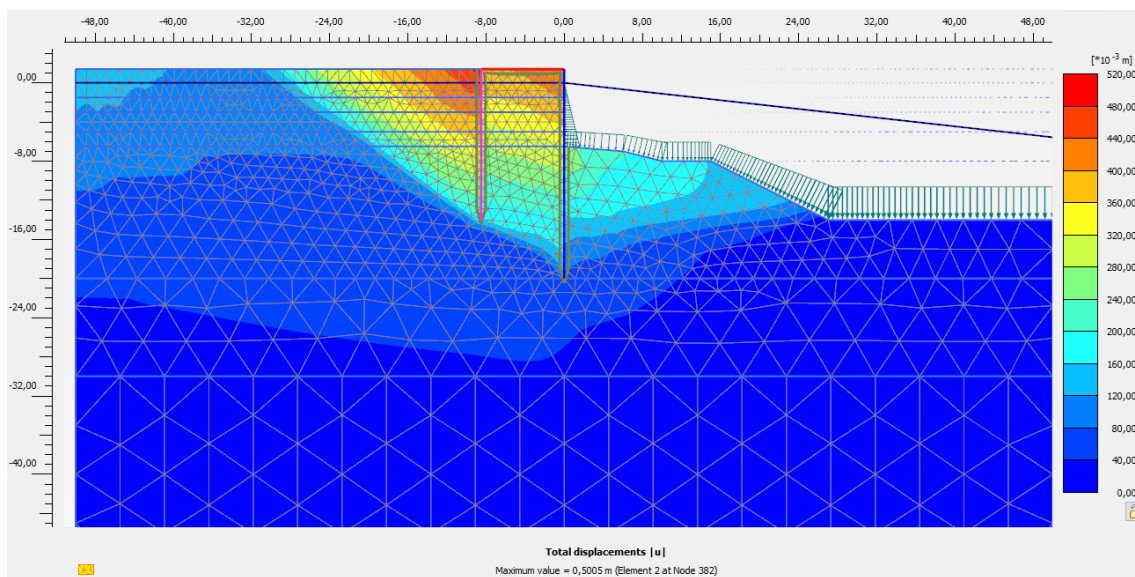


Figura 150 – Sezione 2 - Combinazione sismica SLV – Meccanismo di rottura per  $F_s = 1,74$

*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

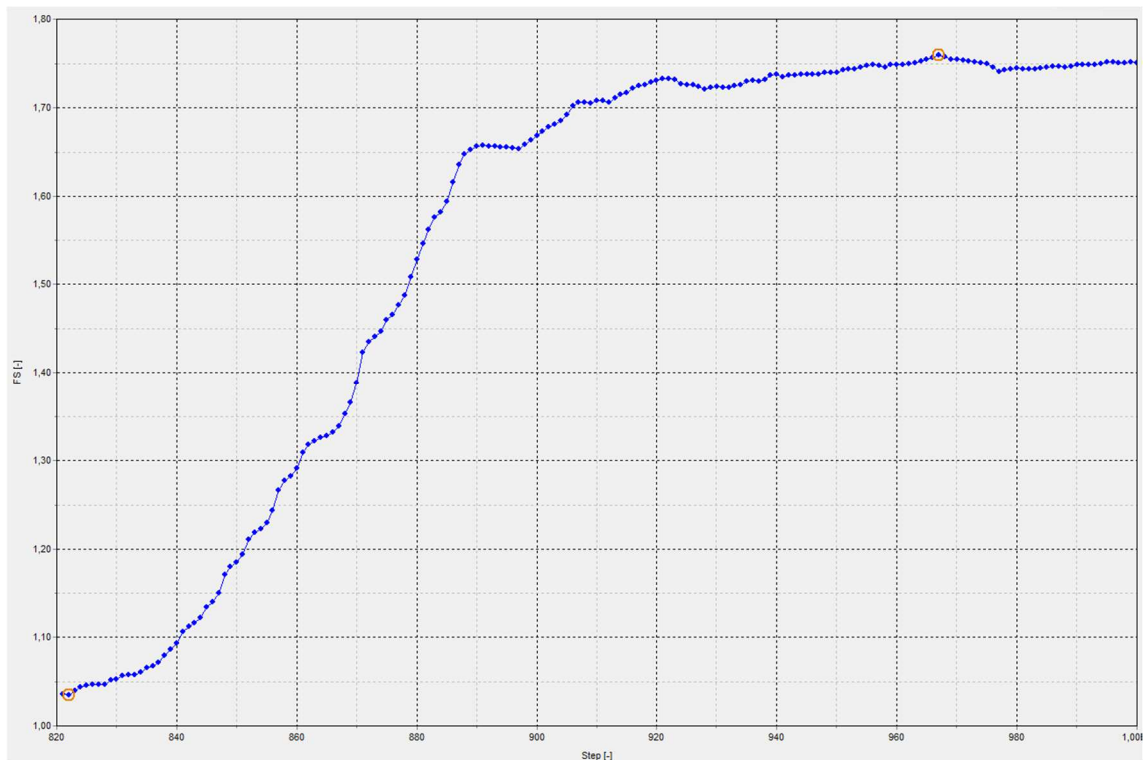


Figura 151 – Sezione 2 - Combinazione sismica SLV - Risultati  $c-\varphi$  reduction

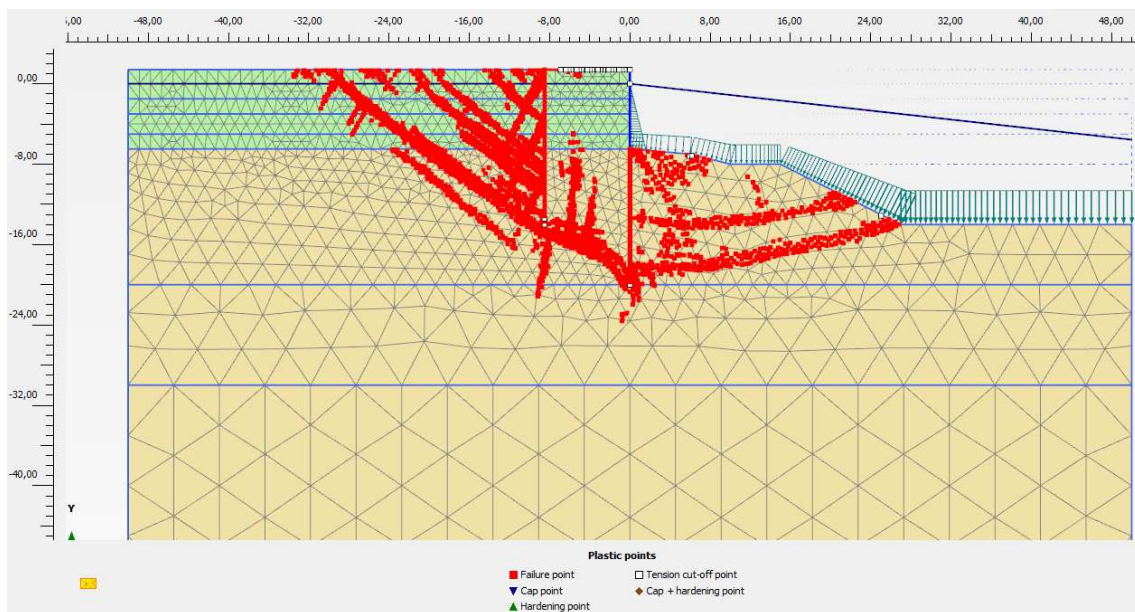


Figura 152 - Sezione 2 - Combinazione statica SLV – Punti che hanno raggiunto la condizione di plasticità in condizioni di collasso

### 8.3 Sezione 3

#### 8.3.1 Condizione statica

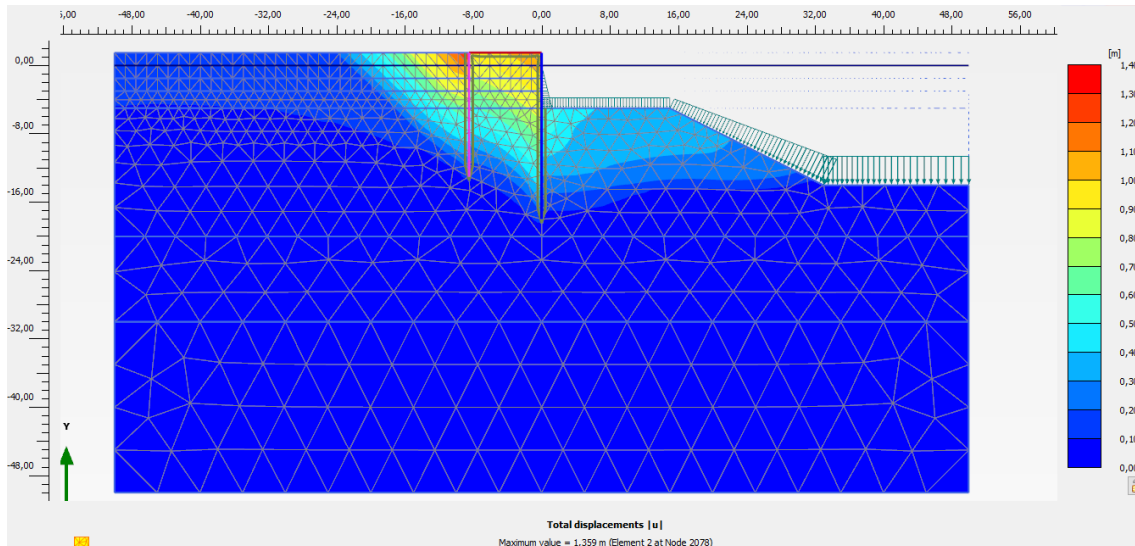


Figura 153 - Sezione 3 - Combinazione statica SLU – Meccanismo di rottura per  $F_s = 2,35$

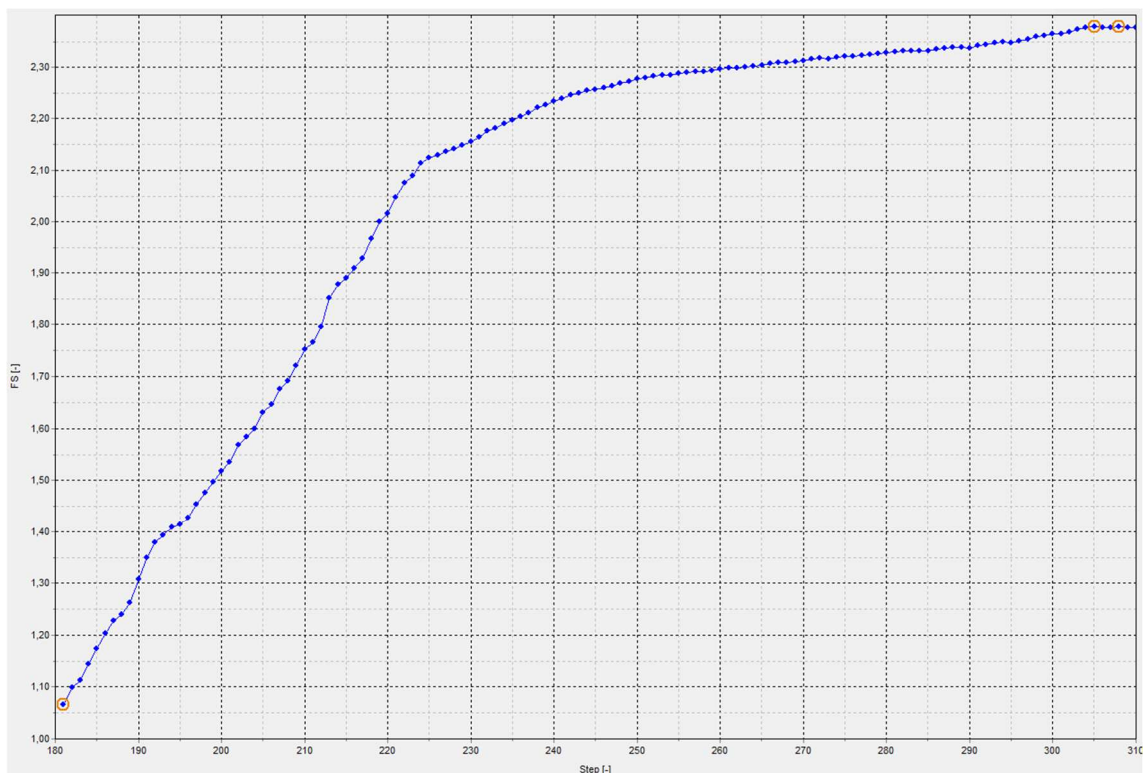


Figura 154 – Sezione 3 - Combinazione statica SLU - Risultati c- $\phi$  reduction

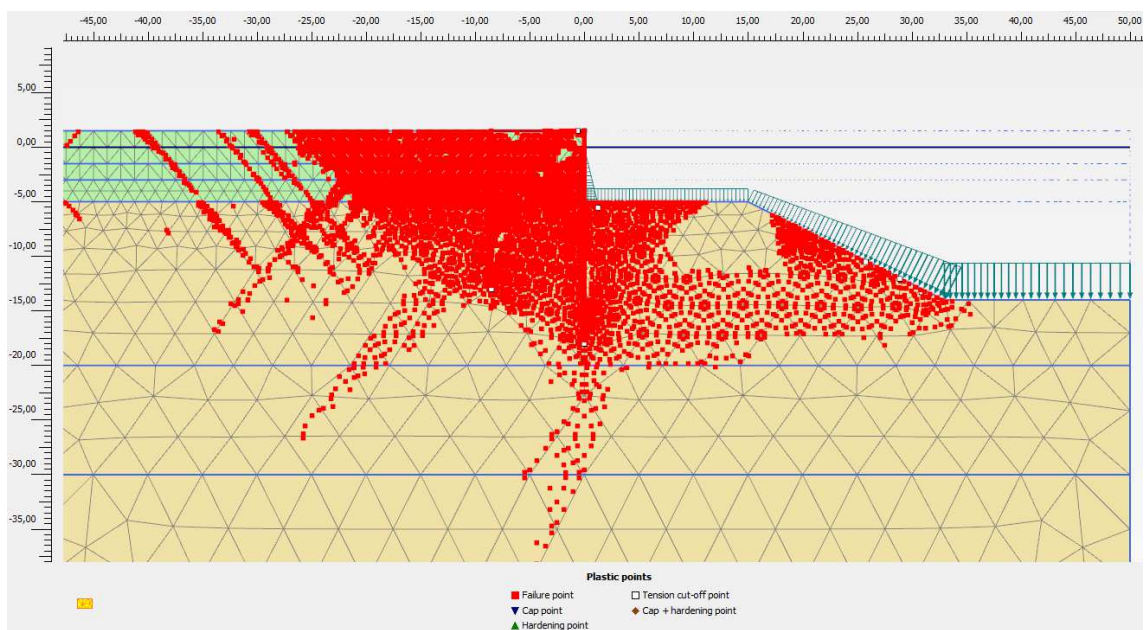


Figura 155 - Sezione 3 - Combinazione statica SLU – Punti che hanno raggiunto la condizione di plasticità in condizioni di collasso

### 8.3.2 Condizione sismica

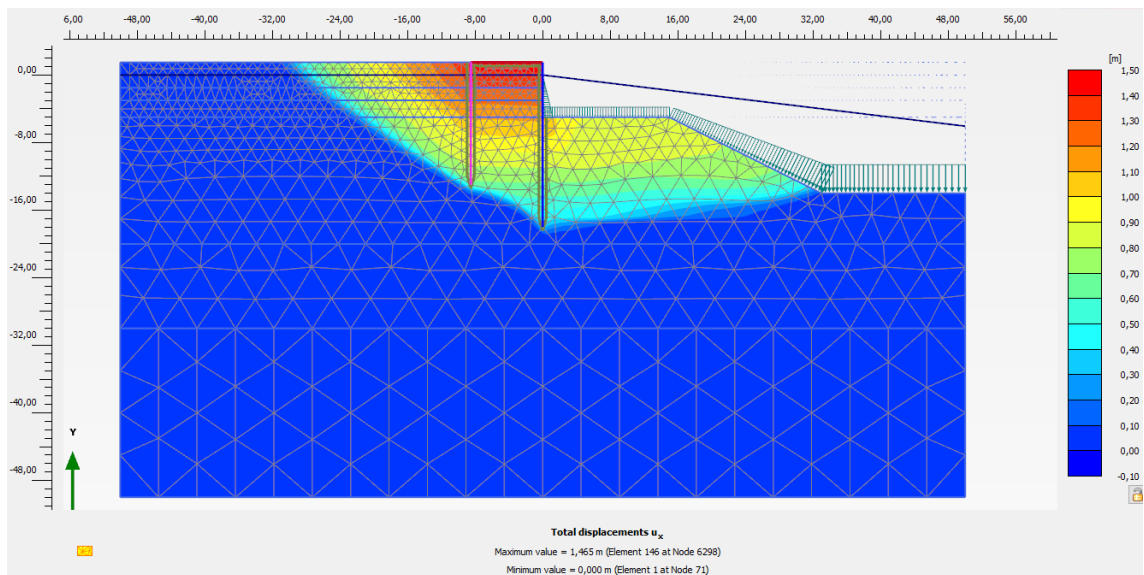


Figura 156 – Sezione 3 - Combinazione sismica SLV – Meccanismo di rottura per  $F_s = 1,89$



*LOTTO C – Realizzazione delle opere marittime per la realizzazione della nuova strada esterna per il collegamento delle aree assegnate secondo protocollo di intesa del 28/12/2018*

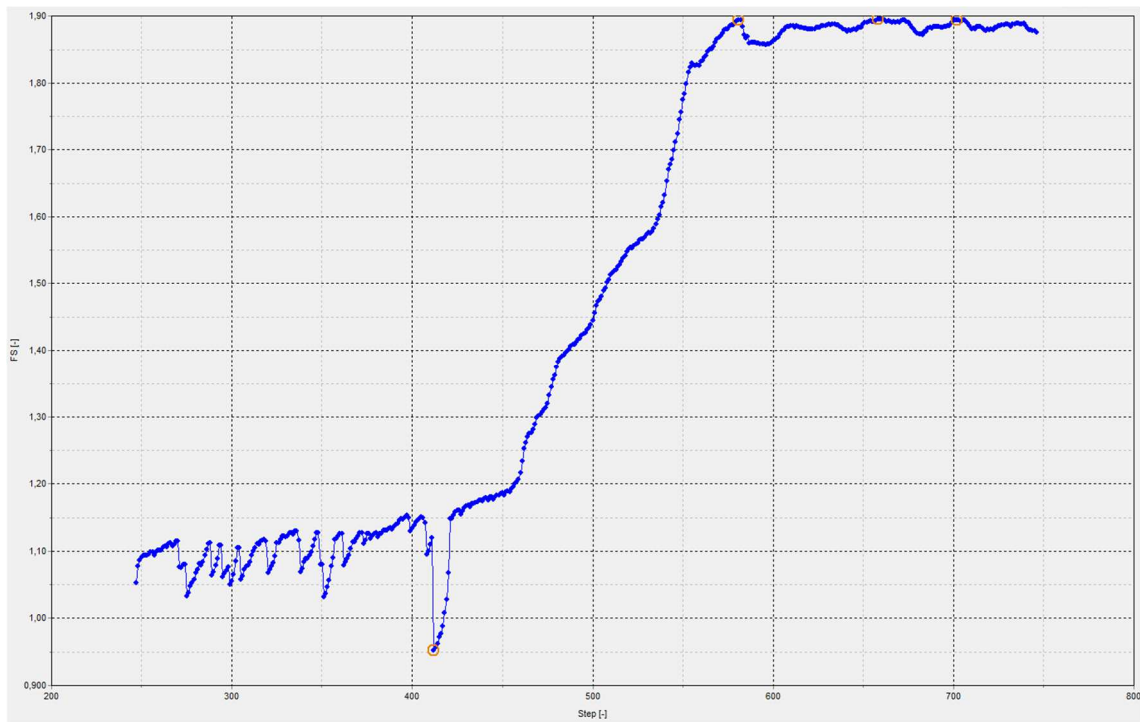


Figura 157 – Sezione 3 - Combinazione sismica SLV - Risultati  $c-\varphi$  reduction

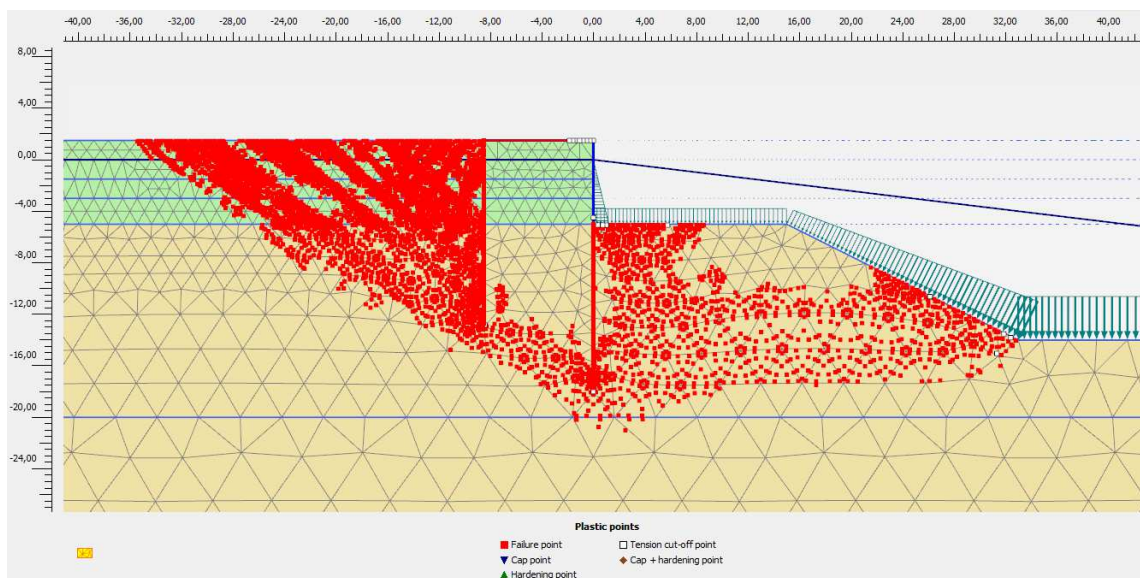


Figura 158 - Sezione 3 - Combinazione statica SLV – Punti che hanno raggiunto la condizione di plasticità in condizioni di collasso