



Anas SpA

Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori

S.S. 131 di "Carlo Felice"

Adeguamento e messa in sicurezza della S.S.131
Risoluzione dei nodi critici – 1° stralcio
dal km 158+000 al km 162+700

PROGETTO ESECUTIVO

CA283

PROGETTAZIONE: ANAS–Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori

PROGETTISTI:

Dott. Ing. Achille DEVITOFRANCESCHI Dott. Ing. Alessandro MICHELI
Ordine Ing. di Roma n. 19116 Ordine Ing. di Roma n. 19645

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Serena MAJETTA
Ordine Geol. Lazio n. 928

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio QUONDAM

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Salvatore FRASCA

PROTOCOLLO

DATA

Adeguamento della S.P. 125
Paratia di Controripa OS01 da km 3+687.14 a km
3+876.12
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

LOPLSP E 1701

NOME FILE

T000S01GETRE01A

CODICE
ELAB.

T00OS01GETRE01

REVISIONE

A

SCALA:

–

D

C

B

A

EMISSIONE

ing. A. Mangiola

ing. E. Mittiga

ing. A. Micheli

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

S.S. 131 di “Carlo Felice”

Adeguamento e messa in sicurezza della S.S. 131

Risoluzione di nodi critici – 1° stralcio

Dal km 158+000 al km 162+700

Adeguamento della S.P. 125

Paratia di controripa OS01 da pk 3+687.14 a pk 3+876.12

Relazione di calcolo

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	3
2.	RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI.....	4
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2	RIFERIMENTI PROGETTUALI.....	4
2.3	SOFTWARE.....	4
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
4.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	6
5.	CONDIZIONI GEOTECNICHE.....	10
6.	ANALISI DELLE PARATIE.....	11
6.1	COMBINAZIONI E COEFFICIENTI PARZIALI	11
6.2	METODOLOGIA DI CALCOLO, LEGAMI COSTITUTIVI E PARAMETRI.....	12
6.2.1	<i>Metodologia e legami costitutivi dei materiali.....</i>	<i>12</i>
6.2.1.1	<i>Parametri geotecnici e definizione dei legami costitutivi.....</i>	<i>15</i>
6.2.2	<i>Elementi strutturali.....</i>	<i>15</i>
6.2.3	<i>Azione sismica.....</i>	<i>16</i>
6.2.4	<i>Stabilità globale.....</i>	<i>17</i>
6.3	DISCRETIZZAZIONE DI CALCOLO	18
6.4	FASI DI CALCOLO.....	19
6.5	RISULTATI DI CALCOLO.....	27
6.6	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	39
6.6.1	<i>Verifica dell'armatura dei micropali.....</i>	<i>39</i>
6.6.2	<i>Verifiche di resistenza e geotecniche dei tiranti.....</i>	<i>41</i>
6.6.3	<i>Verifica della trave di ripartizione dei tiranti.....</i>	<i>43</i>

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione di calcolo si riportano le verifiche geotecniche e strutturali relative alla paratia di controripa OS01 prevista nell'ambito dello Svincolo di Bonorva Nord, dalla da pk 3+687.14 a pk 3+876.12 relative alla S.P. 125.

Nel seguito si sviluppano i seguenti punti:

- Descrizione dell'opera;
- Descrizione delle condizioni geotecniche del sito: definizione della stratigrafia e dei parametri geotecnici di progetto;
- Metodologie di calcolo;
- Principali risultati dell'analisi;
- Verifica di resistenza dei micropali;
- Verifiche geotecniche e di resistenza dei tiranti;
- Analisi di stabilità globale.

Tutte le verifiche sono state condotte in accordo al metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto indicato dalle NTC 2008 (Doc. Rif. [1]) e dalla relativa circolare applicativa del 2009 (Doc. Rif. [2]).

2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] UNI EN 1998-1-1. Ottobre 1997 - Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 1-1:Regole generali – Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture.

2.2 RIFERIMENTI PROGETTUALI

- [4] T00_GE00_GET_RE01_A - “Relazione geotecnica generale”.
- [5] T00_GE00_GET_PR01_A - “Svincolo di Bonorva Nord - Asse Principale – Profilo geotecnico”.
- [6] T00_GE00_GET_FG01÷2_A - “Svincolo di Bonorva Nord - Asse Principale e adeguamento alla S.P. 125 – Sezioni geotecniche ”.
- [7] T00_OS01_GET_DI01_A - “Adeguamento della S.P. 125 - Paratia di Controripa da pk 3+687.14 a pk 3+876.12 - Planimetria, Pianta e Prospetto”.
- [8] T00_OS01_GET_ST01_A - “Adeguamento della S.P. 125 - Paratia di Controripa da pk 3+687.14 a pk 3+876.12 - Sezioni Tipo e Fasi Costruttive”.
- [9] T00_OS01_GET_ST01_A - “Adeguamento della S.P. 125 - Paratia di Controripa da pk 3+687.14 a pk 3+876.12 - Particolari tirante”.
- [10] T00_OS01_GET_SZ01_A - “Adeguamento della S.P. 125 - Paratia di Controripa da pk 3+687.14 a pk 3+876.12 - Sezioni Trasversali”.
- [11] T00_OS01_GET_CA01_A - “Adeguamento della S.P. 125 - Paratia di Controripa da pk 3+687.14 a pk 3+876.12 - Carpenteria e Armature”.

2.3 SOFTWARE

- Plaxis 2D v2017.0. Il programma di calcolo è stato adottato per le analisi FEM 2D. In accordo a quanto prescritto nel paragrafo 10.2 del D.M. 14/01/2008, il progettista certifica la affidabilità del suddetto codice di calcolo e l' idoneità di utilizzo nel caso specifico.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali che costituiscono le opere di sostegno sono i seguenti:

Acciaio per carpenteria metallica S355:

- tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
- tensione di rottura caratteristica: $f_{tk} = 510 \text{ MPa}$
- fattore di sicurezza acciaio: $\gamma = 1.05$
- tensione di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma = 338 \text{ MPa}$

Acciaio in trefoli per tiranti:

- tensione di snervamento caratteristica: $f_{p(1)k} = 1670 \text{ MPa}$
- tensione di rottura caratteristica: $f_{ptk} = 1855 \text{ MPa}$
- fattore di sicurezza acciaio: $\gamma = 1.15$
- tensione di calcolo: $f_{yd} = f_{p(1)k} / \gamma = 1452 \text{ MPa}$

Calcestruzzo per trave di coronamento:

- Caratteristica di resistenza minima C28/35
- Classe di esposizione XC2
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck}=28 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck}=35 \text{ MPa}$
- Valore medio resistenza caratteristica cilindrica $f_{cm}=37 \text{ MPa}$
- Valore medio resistenza a trazione assiale $f_{ctm}=2,835 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità secante $E_{cm}=32580 \text{ MPa}$
- Classe di consistenza S3

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate tipo B450C
- Modulo elastico $E_s=210 \text{ GPa}$
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}\geq 450 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}\geq 540 \text{ MPa}$

4. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Lungo il tracciato della S.P.125, tra la pk 3+687.14 a pk 3+876.12, è attualmente presente un'opera di sostegno di controripa. Essa è situata in un tratto stradale a mezzacosta, in cui la SP 125 costeggia il fianco occidentale di un versante, al cui piede scorre la SS 131. L'intervento si rende necessario per sostituire l'opera di controripa esistente in c.a. di cui non sono state reperite carte progettuali, contabili, di collaudo, ne sono state eseguite indagini strutturali conoscitive. Da quello che appare dalle ricognizioni fotografiche, sinteticamente riportate da Figura 1 a Figura 4, l'opera risulta ammalorata ed in stato di degrado, tale per cui non risulta assolutamente assolvente alla normativa tecnica vigente riguardante le opere di sostegno.



Figura 1. Opera di controripa esistente sulla SP 125 – evidenze di calcestruzzo ammalorato e di scarsa qualità, di copriferro insufficiente, ed armature arrugginite e non regolari.



Figura 2. Opera di controripa esistente sulla SP 125 – evidenze di calcestruzzo ammalorato e di scarsa qualità, di copriferro insufficiente, ed armature arrugginite e non regolari.



Figura 3. Opera di controripa esistente sulla SP 125 – evidenze di calcestruzzo ammalorato e di scarsa qualità, di copriferro insufficiente, ed armature arrugginite.



Figura 4. Opera di controripa esistente sulla SP 125 – evidenze di calcestruzzo ammalorato e di scarsa qualità, di copriferro insufficiente, ed armature arrugginite e non regolari.

È pertanto necessario realizzare una nuova paratia di controripa, da eseguirsi da tergo dell'opera esistente, che in fase di sbancamento verrà demolita. L'opera si sviluppa per circa 177 m, con altezza di scavo massima pari a circa 4.6 m.

La pista di realizzazione dei micropali è realizzata, quindi, a monte di tale muro esistente, conformando una scarpata di scavo con pendenze 2/3 (v/h).

I micropali saranno realizzati con diametro di perforazione $D_p = 240$ mm, posti ad interasse di 0.45 m, armati con tubo in acciaio $\varnothing 139.7 \neq 10.0$ mm. La paratia è contrastata da un ordine definitivo di tiranti attivi a 3 trefoli da 0.6", aventi le seguenti caratteristiche:

Tabella 1. Caratteristiche dei tiranti

Ordine	D_p m	n_{tr} -	A mm ²	L_p m	L_a m	i m	Pretensione kN
1	160	3	139	5	7	3.15	210

In Figura 5 si riporta una sezione tipologica dell'intervento, scelta sulla sezione di calcolo di altezza massima, in cui è evidenziata (in rosso) la verifica grafica che il bulbo dei tiranti è sicuramente al di fuori dal cuneo di spinta, risultando $L_p = 5.00$ m > $L_{p,min} = 1.79$ m.

La faccia a vista della paratia sarà ricoperta da una fodera in c.a. e da un rivestimento in pietra locale.

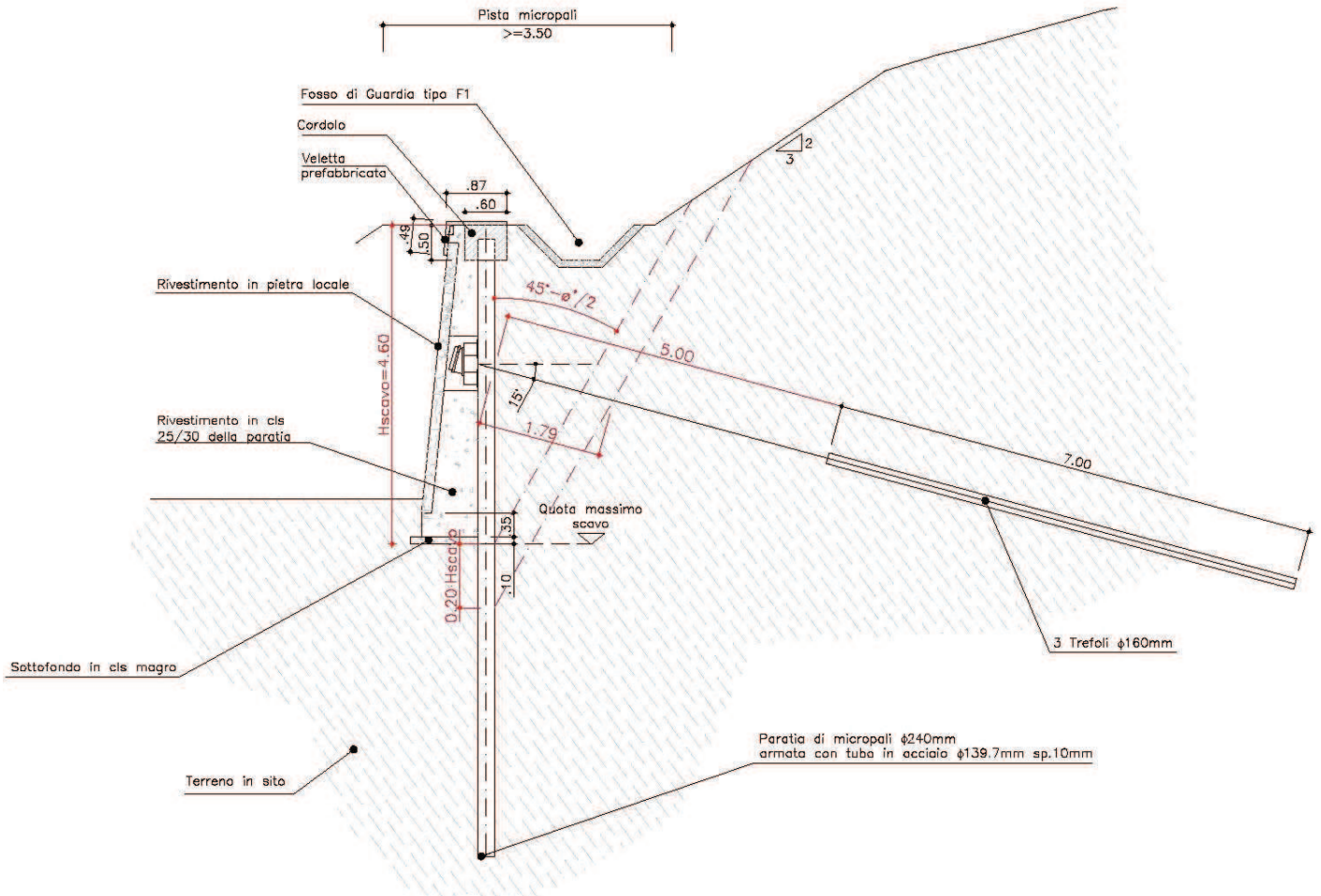


Figura 5: Sezione tipo e verifica della lunghezza libera dei tiranti

5. CONDIZIONI GEOTECNICHE

In corrispondenza dell'opera non è stata eseguita nessuna indagine e quindi si fa riferimento alle indagini più vicine:

- sondaggio S9 della campagna geognostica del 2015;
- sondaggio S7, S9 della campagna geognostica del 1998 Fondedile;
- sondaggio S8 della campagna geognostica del 1992.

Il sondaggio S9 del 2015 è ubicato più a nord dell'opera ed ha evidenziato uno spessore notevole di terreni di copertura del substrato (12 m) costituiti prevalentemente da limo argilloso sabbioso con inclusi e talvolta ghiaia (unità LAS). Il substrato è costituito da una alternanza di livelli calcarenitici ed arenacei fino a 20.8 m, a seguire da siltite arenacea. Gli altri sondaggi delle campagne pregresse, sono ubicati a sud-ovest, a valle della SS131, la copertura limoso argillosa è minore (3 m al massimo) ed il substrato è costituito da siltiti e marne.

Per la definizione della stratigrafia, cautelativamente come spessore di unità LAS si prende il valore massimo intercettato dalle indagini e per la formazione di base si assume la facies marnosa (unità M), in accordo a quanto rappresentato nella carta geologica in corrispondenza dell'area.

Nelle seguenti figure sono riportati i risultati dell'elaborazione di tutte le prove in sito e di laboratorio eseguite sulle indagini in corrispondenza di quest'opera, utilizzate per la determinazione dei parametri geotecnici di progetto, di seguito sintetizzati.

Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto:

Unità LAS (limo argilloso sabbioso) da 0.0 a 7.0 m di profondità da p.c.

$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 28 \div 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \div 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_0 = 70 \div 350 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità M (Formazione di Mores marnosa) da 7.0 alla massima profondità di interesse progettuale:

$\gamma = 22.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume
$\varphi' = 26 \div 29^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 28 \div 35 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 120 \div 180 \text{ MPa}$	modulo di deformazione

La falda è assente alle profondità di interesse.

6. ANALISI DELLE PARATIE

6.1 COMBINAZIONI E COEFFICIENTI PARZIALI

Le analisi sono state effettuate in conformità al DM 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni). In particolare la norma prevede tre combinazioni progettuali distinte e alternative. La prima combinazione, indicata con la sigla SLE è di riferimento per le verifiche di compatibilità delle deformazioni proprie ed indotte dalle paratie, la seconda combinazione, indicata con la sigla STR, è quella di riferimento per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali, la terza, indicata con la sigla GEO, è di riferimento per le verifiche di stabilità geotecnica. Nelle seguenti tabelle si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (amplificativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno) adottati nelle suddette combinazioni di calcolo.

Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
Permanenti		Variabili		$\tan \varphi'$	c'	c_u
sfav.	fav.	sfav.	fav.			
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 2 – Combinazioni per analisi statiche in esercizio (SLE).

	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
	Permanenti		Variabili		$\tan \varphi'$	c'	c_u
	sfav.	fav.	sfav.	fav.			
STRU (A1 + M1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
GEO (A2 + M2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

Tabella 3 – Combinazioni per analisi statiche (STR, GEO).

6.2 METODOLOGIA DI CALCOLO, LEGAMI COSTITUTIVI E PARAMETRI

6.2.1 Metodologia e legami costitutivi dei materiali

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

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

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

Il codice rende disponibile un modello costitutivo denominato Hardening Soil Model, che permette di descrivere in maniera soddisfacente i principali aspetti del comportamento meccanico dei terreni da considerare nelle analisi dei problemi di scavo.

In generale nel modello costitutivo in esame, il terreno è assimilato ad un mezzo poroso continuo, caratterizzato da un legame costitutivo elastico-plastico con superficie di snervamento chiusa (vedasi Figura 6) e incrudimento isotropo regolato dalle deformazioni volumetriche plastiche (con legge flusso associato) e distorsionali plastiche (con legge di flusso non associato).

Le principali caratteristiche del modello costitutivo sono le seguenti:

- una differente rigidezza per percorsi tensionali di primo carico e di scarico-ricarico;
- sviluppo di deformazioni plastiche per stati tensionali deviatorici (con legge di flusso non associata) e sferici (con legge di flusso associata);
- criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb;
- il modulo di rigidezza secante E_{50} per percorsi tensionali di primo carico è funzione della tensione di confinamento applicata (Figura 7):

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

dove: $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento,
 σ'_{min} è la tensione efficace principale minore,
 E_{50ref} è il modulo di rigidezza secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),
 m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale,
 E_{50} è il modulo di rigidezza secante (al 50% della rottura) riferito alla tensione σ'_{min} ;

- il modulo di rigidezza E_{ur} per percorsi tensionali di scarico-ricarico è funzione della tensione di confinamento applicata (Figura 7):

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

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

Nel seguente paragrafo saranno compiutamente definiti i parametri di modello utilizzati per le varie unità geotecniche, determinati alla luce della caratterizzazione geotecnica.

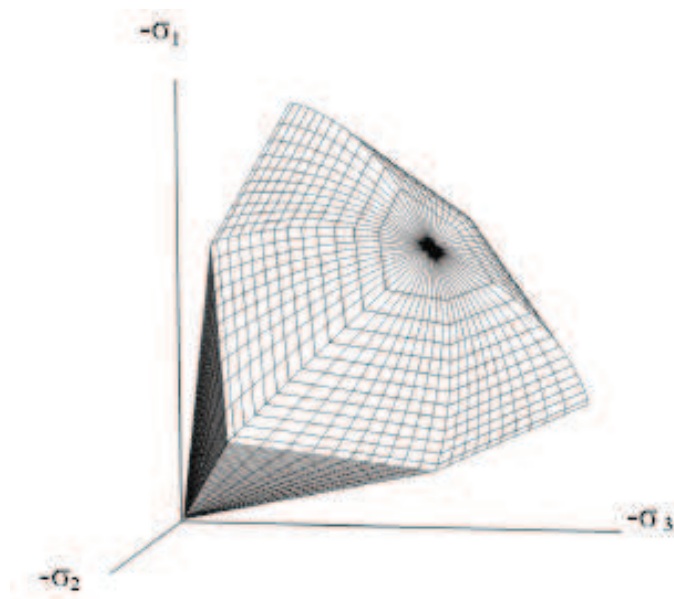


Figura 6 – Superficie di snervamento chiusa (Hardening Soil model)

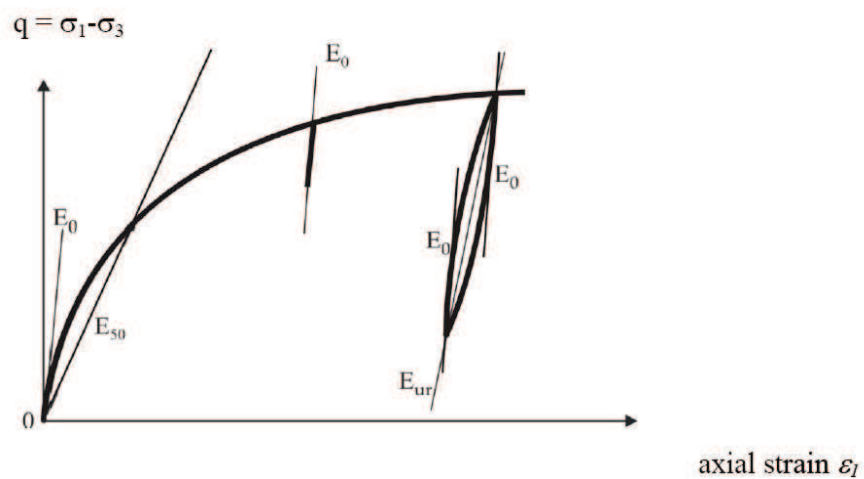


Figura 7 - Definizione di E_0 , E_{50} e E_{ur} (Hardening Soil model)

6.2.1.1 Parametri geotecnici e definizione dei legami costitutivi

Per le unità costituenti il terreno esistente si è utilizzato il modello costitutivo denominato Hardening Soil Model (HS), che permette di descrivere in maniera soddisfacente i principali aspetti del comportamento meccanico dei terreni da considerare nelle analisi dei problemi di scavo. La struttura del modello costitutivo in esame è stata dettagliatamente descritta nel precedente paragrafo. Per l'unità costituente il rilevato stradale esistente si è adottato un semplice legame costitutivo alla Mohr-Coulomb.

Nella seguente Tabella 4 si riportano, per i litotipi di interesse progettuale, i parametri geotecnici di resistenza e di rigidezza che ne caratterizzano il comportamento numerico. Per quanto riguarda la scelta dei parametri di deformabilità del terreno ($E_{50,ref}$, $E_{ur,ref}$, m), al fine di massimizzare le sollecitazioni strutturali, sono stati scelti cautelativamente valori medio-minimi del range di riferimento. In particolare per l'unità LAS, il valore del modulo secante $E_{50,ref}$ (alla pressione di riferimento $p_{ref} = 100$ kPa), è stato posto circa pari a 1 / 15 del valore del modulo elastico alle piccole deformazioni E_0 . In mancanza di dati sperimentali sulla legge del modulo con lo stato tensionale e la profondità, si assume, in relazione ai valori di $E_{50,ref}$, il parametro $m = 0.5$, come valore medio da letteratura su terreni granulari (Jambu, 1963).

	LAS	M	Ra	
γ	18.5	22.0	18.5	kN/m ³
c'	5	28	0	kPa
ϕ'	30	26	33	deg
$E_{50,ref}$	6	50	-	MPa
$E_{ur,ref}$	18	150	-	MPa
m	0.5	0.5	-	
E'	-	-	30	MPa

Tabella 4 – Parametri geotecnici dei terreni assunti nelle analisi

6.2.2 Elementi strutturali

Nel modello FEM 2D la paratia di micropali è stata modellata con elementi snelli (tipo *beam*), con legame costitutivo elastico-lineare, aventi rigidezza assiale e flessionale date dai contributi della malta cementizia ($\varnothing 240$ mm, interasse 0.45 m, $E_{CLS} = 30$ GPa) del profilato scelto (micropali $\varnothing 240$ mm, $\varnothing 139.7 \neq 10.0$ mm).

Nel modello, le proprietà degli elementi interfaccia sono state applicate definendo dei materiali con legame costitutivo analogo a quello dei terreni circostanti, con coesione e resistenza alla trazione nulla, in modo da consentirne il distacco.

Per quanto riguarda i tiranti, essi sono stati modellati con le loro effettive lunghezze (L_p ed L_a) e attribuendo differenti tipologie di elementi finiti al tratto libero (elemento tipo *anchor*), che trasmette l'azione assiale tra i 2 nodi di estremità senza interagire con gli elementi circostanti lungo la sua lunghezza, e al bulbo di fondazione (elemento tipo *geogrid*), in grado di interagire con gli elementi finiti di volume che modellano il terreno. Ad essi è

attribuita la rigidità assiale corrispondente al prodotto dell'area complessiva dei trefoli che lo costituiscono per il modulo di Young dell'acciaio ($E = 2.1 \cdot 10^8$ kPa) diviso l'interasse tra i tiranti. Per la valutazione della rigidità del tratto di fondazione, si considera anche il contributo della malta di iniezione ($\varnothing 160$ mm, $E = 20$ GPa); per il bulbo, inoltre, tale rigidità è dimezzata, per tener conto della distribuzione delle tensioni tangenziali tra esso e il terreno circostante, ipotizzata con andamento lineare.

6.2.3 Azione sismica

L'analisi della sicurezza della paratia in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi dell'equilibrio limite in condizioni pseudostatiche.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i coefficienti di accelerazione sismica k_h e k_v valgono rispettivamente:

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} / g$$
$$k_v = 0$$

dove:

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito in considerazione

g = accelerazione di gravità

$\alpha < 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera, dipendente dall'altezza dell'opera e dalla tipologia di suolo

$\beta < 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza
L'accelerazione massima è stata valutata come:

$$a_{max} = a_g S_S S_T$$

in cui:

a_g = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Nel caso in esame, per l'analisi della paratia, $a_g/g = 0.06$ e categoria sottosuolo C, $S_S = 1.5$, $S_T = 1.2$, $\alpha \cdot \beta = 0.5$, per cui si ottiene:

$$k_h = 0.054$$

Per l'analisi di stabilità globale si considera $\beta_s = 0.20$ quindi:

$k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g = 0.022$ coeff.sismico orizzontale

$k_v = \pm 0.5 k_h = \pm 0.011$ coeff.sismico verticale

6.2.4 Stabilità globale

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

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

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

In Figura 8 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

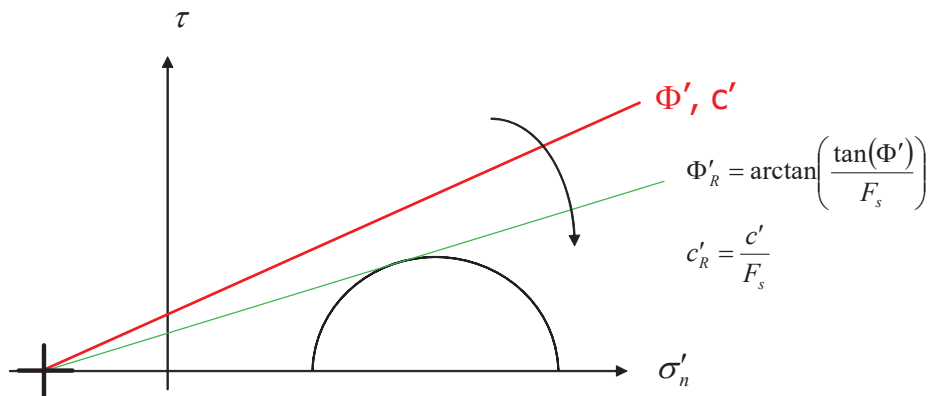


Figura 8 – Phi-c reduction method

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

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

Le analisi di stabilità sono svolte a partire dalle configurazioni di progetto, provvisorie o definitive, maggiormente cautelative, ossia la fase di raggiungimento dello scavo massimo, la fase di applicazione dei carichi accidentali a monte (se presente) e la fase sismica.

Tale analisi equivalgono alla verifica SLU (GEO) prevista dalla normativa vigente: combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio, $\gamma_R = 1.1$). Pertanto, per soddisfare le verifiche di stabilità geotecnica richieste dalla normativa occorre avere $FS > 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.

6.3 DISCRETIZZAZIONE DI CALCOLO

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

Nella seguente immagine si riporta la discretizzazione di calcolo adottate, in cui è evidenziata la successione stratigrafica. Il dominio discretizzato ha una larghezza di 70 m e un'altezza di 45 m circa, costituito da circa 3000 elementi triangolari.

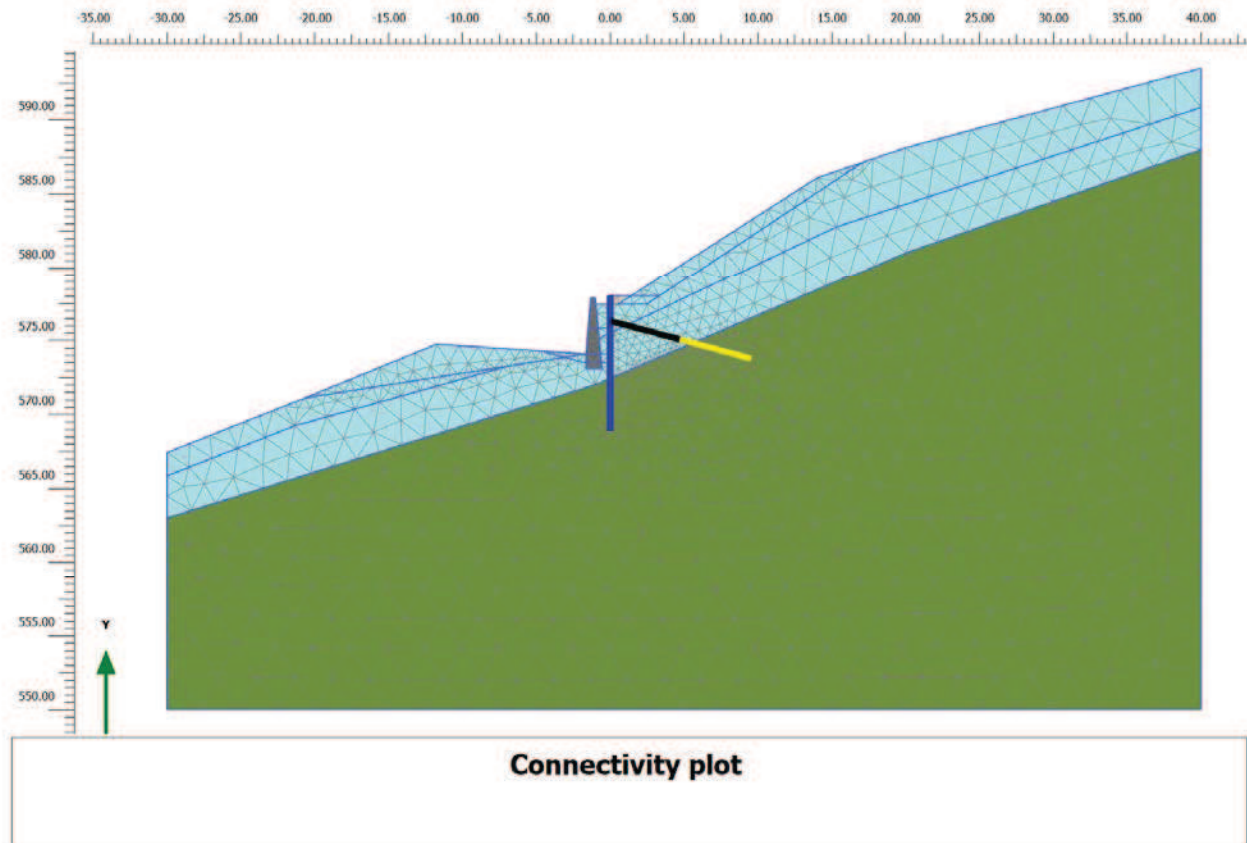


Figura 9 – Discretizzazione di calcolo

6.4 FASI DI CALCOLO

Il tipo di analisi utilizzato consente di riprodurre nel dettaglio la storia della costruzione di opere geotecniche. In generale, mediante il codice FEM utilizzato, possono essere schematizzati gli elementi strutturali, l'evoluzione delle condizioni idrauliche al contorno, la variazione delle condizioni di vincolo e di carico.

Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione tutte le principali fasi operative previste per la realizzazione dell'opera. Quindi, il termine di ciascuna analisi rappresenta la condizione iniziale per la fase successiva. Le fasi di scavo vengono simulate mediante la disattivazione dei cluster di terreno corrispondenti, mentre la messa in opera o la rimozione degli elementi strutturali (paratia e tiranti) viene simulata attivando o disattivando gli elementi strutturali corrispondenti.

I modelli 2D sviluppati includono tutte le principali fasi esecutive, nella configurazione definitiva a lungo termine, per l'evento sismico, per gli stati limite di progetto previsti dalla normativa.

Nel seguito si illustrano le fasi di calcolo considerate:

- Fase 1. Inizializzazione geostatica.
 - Fase 2. Prescavo con pendenza 3/2 (h/v) per realizzazione della pista micropali
 - Fase 3. Esecuzione della paratia di micropali.
 - Fase 4. Scavo di prima fase, fino a 0.50 m al di sotto della quota di testa tirante.
 - Fase 5. Realizzazione dell'ordine di tiranti e applicazione della pretensione.
 - Fase 6. Raggiungimento della quota di scavo massimo.
 - Fase 7. Sistemazione finale dell'opera (SLE).
 - Fase 8. Applicazione della spinta sismica (statica-equivalente) allo SLV.
- Fase 9. A partire dalla fase di scavo massimo (Fase 6.) e dalla fase sismica SLV (Fase 8.) si esegue la verifica di stabilità globale, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (φ' - c' *reduction method*) fino al collasso del sistema geotecnico, verificando un fattore di sicurezza globale maggiore di 1.375 (FS min = 1.25 x 1.1), in osservanza alla normativa per la verifica SLU GEO (cfr. § 6.2.3).

Tutte le fasi di calcolo ad esclusione della verifica di stabilità globale sono verificate anche agli SLU, amplificando gli effetti delle fasi statiche per un opportuno coefficiente parziale (cfr. 6.1).

Le principali fasi di calcolo sono rappresentate nelle seguenti immagini, per le varie sezioni di calcolo.

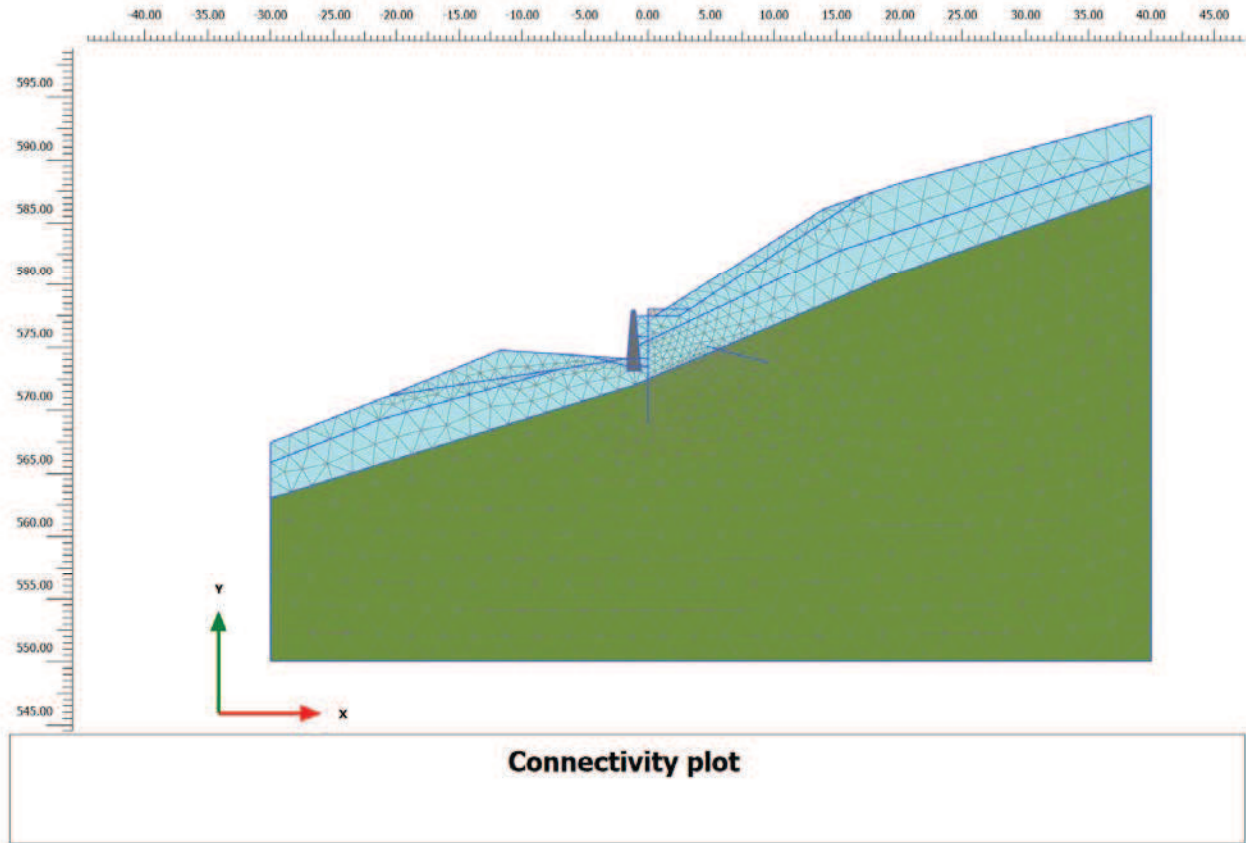


Figura 10 - Inizializzazione geostatica.

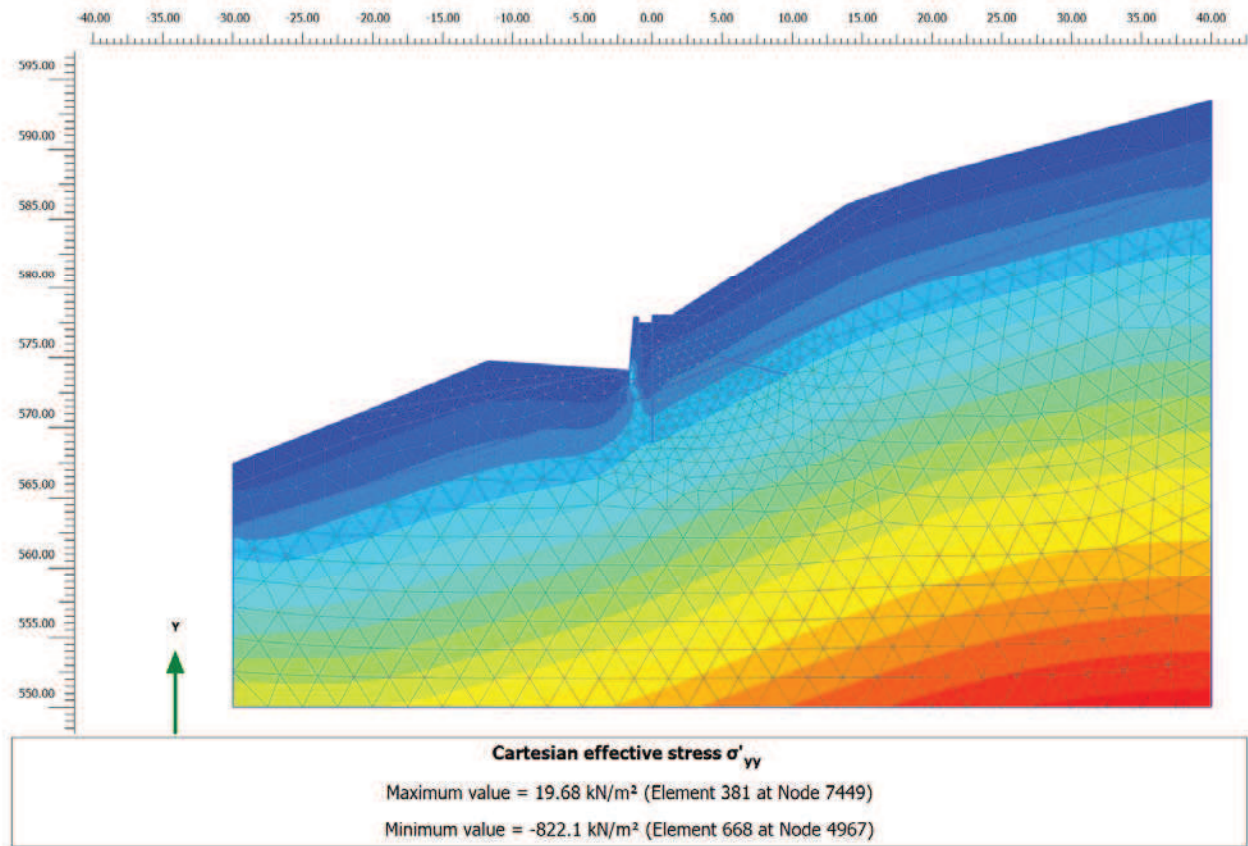


Figura 11 – Tensioni verticali efficaci.

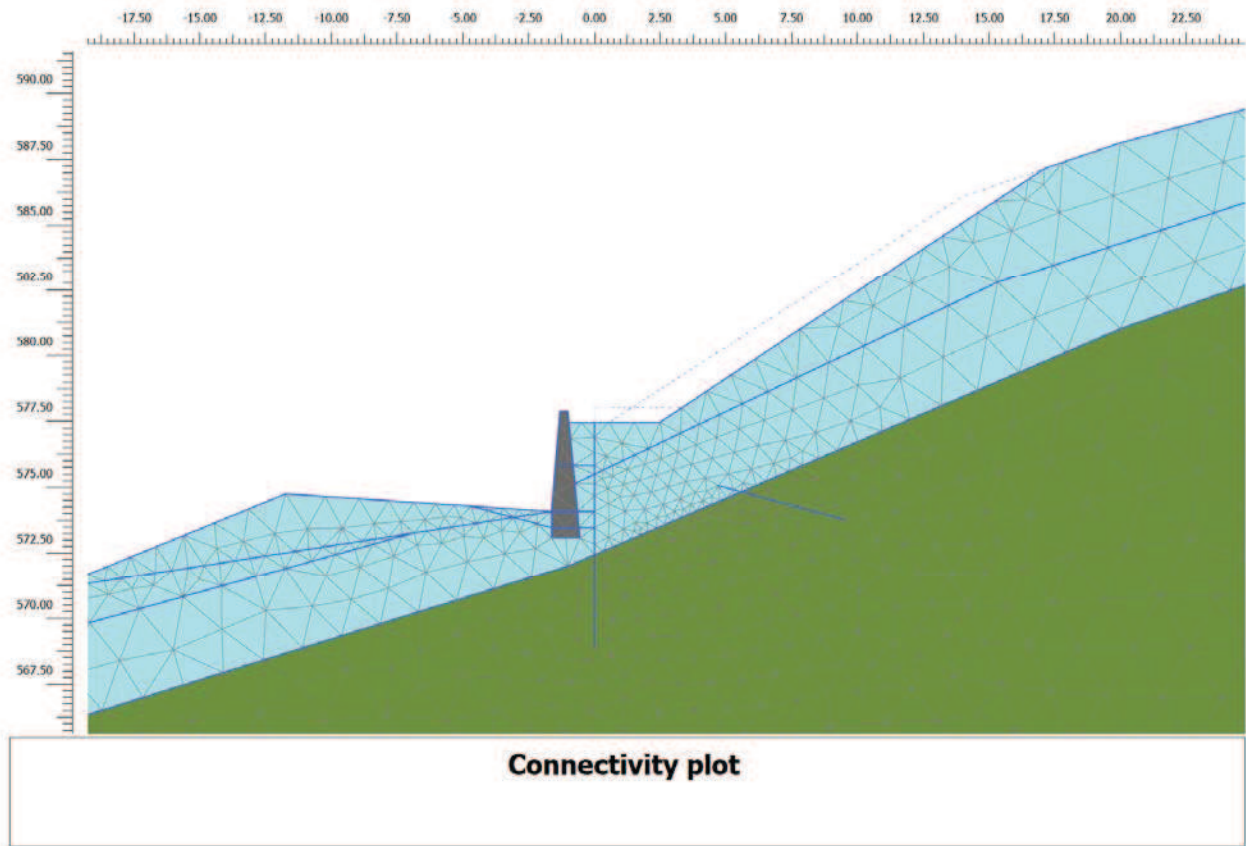


Figura 12 – Prescavo per realizzazione micropali.

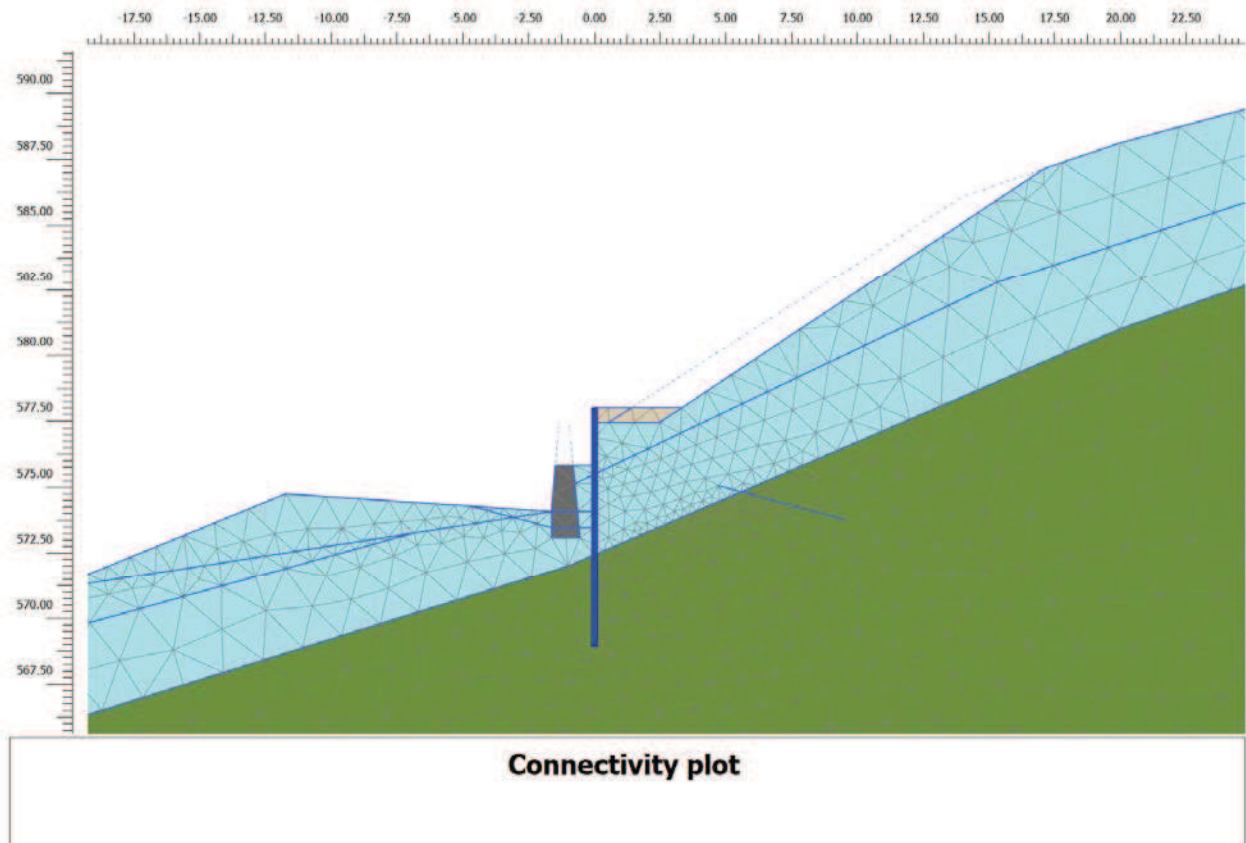


Figura 13 - Scavo per realizzazione tiranti.

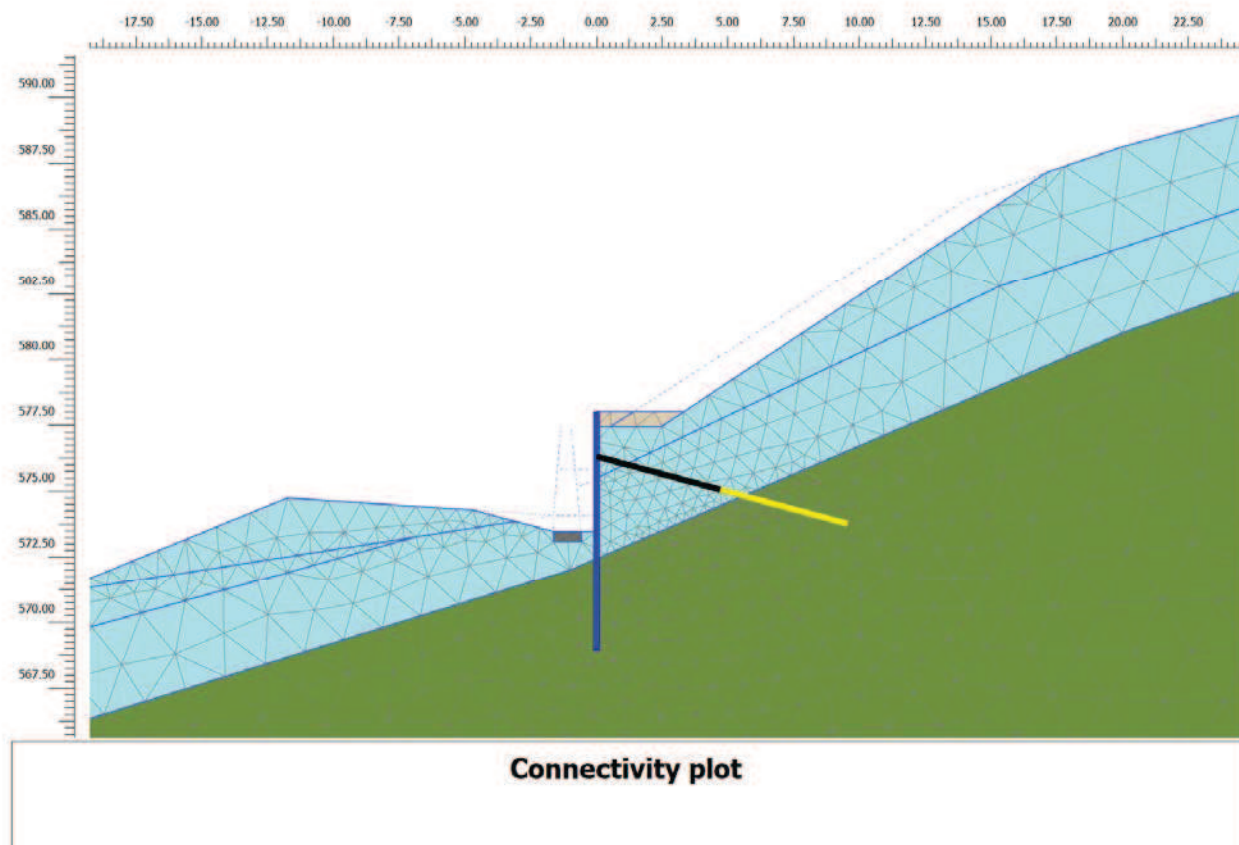


Figura 14 - Scavo massimo

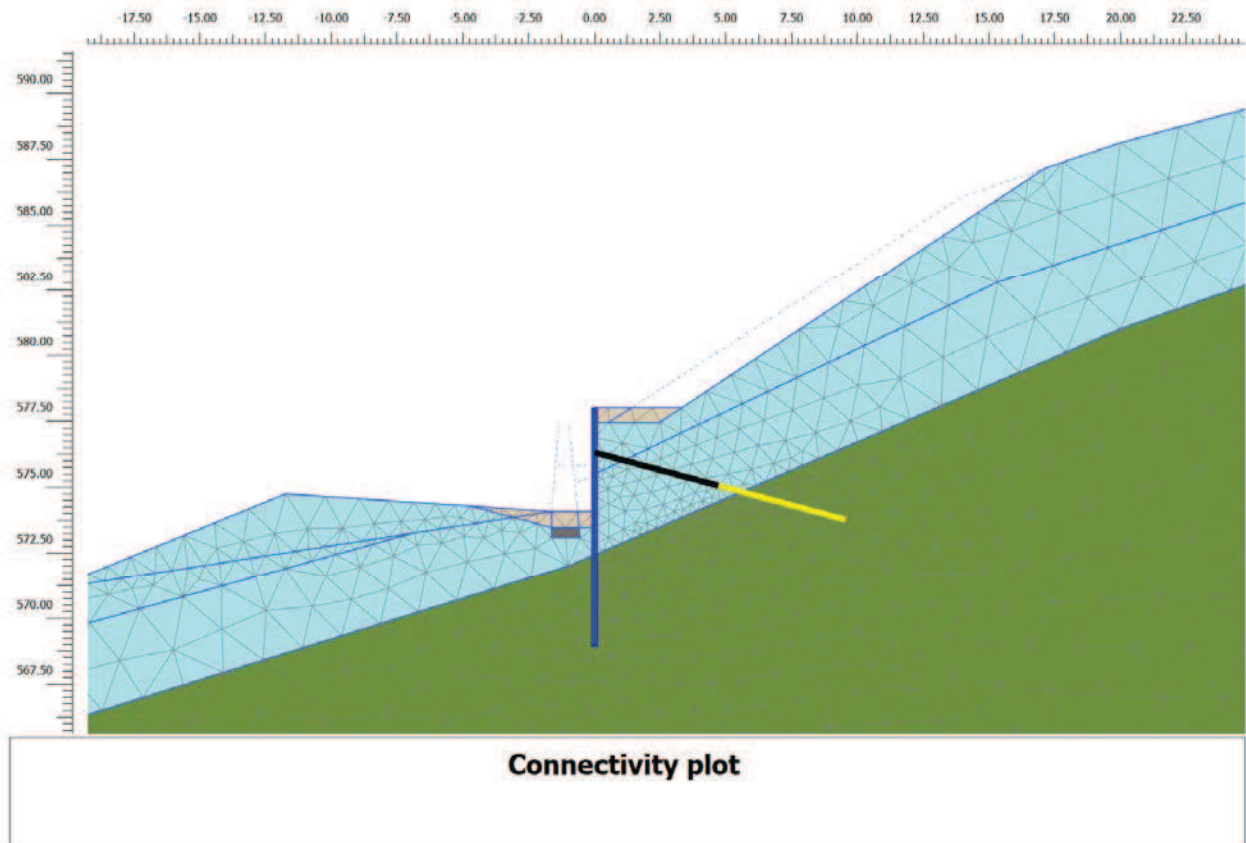


Figura 15 – Sistemazione finale (SLE QP)

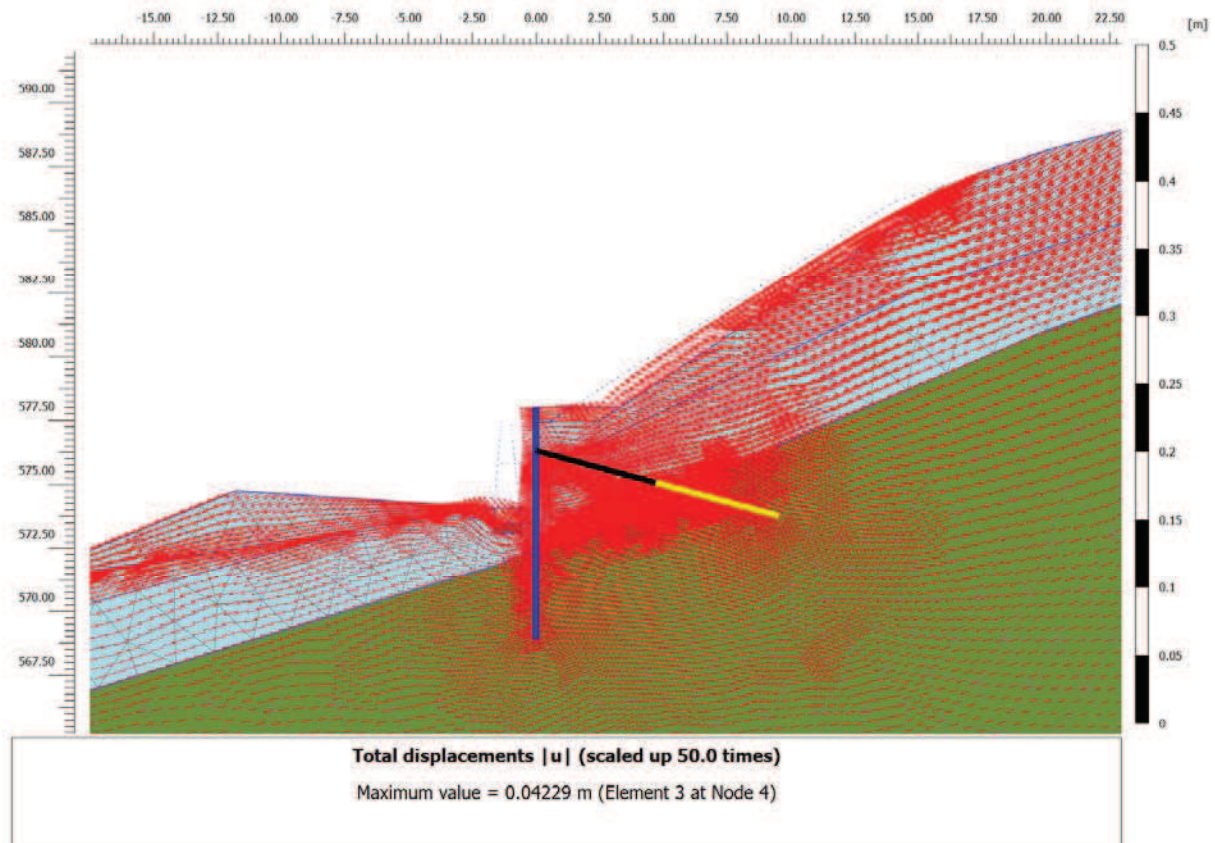


Figura 16 – Applicazione dell'azione sismica (vettori spostamento risultanti)

6.5 RISULTATI DI CALCOLO

Nelle seguenti immagini si riporta:

- il campo di spostamenti totali al raggiungimento del fondo scavo massimo
- gli spostamenti della paratia in rappresentazione vettoriale
- le azioni interne di momento flettente, azione assiale e taglio sui micropali, come involucro di tutte le fasi esecutive modellate
- la tabella riassuntiva delle azioni interne massime nei micropali e nei tiranti
- evidenza della verifica di stabilità globale

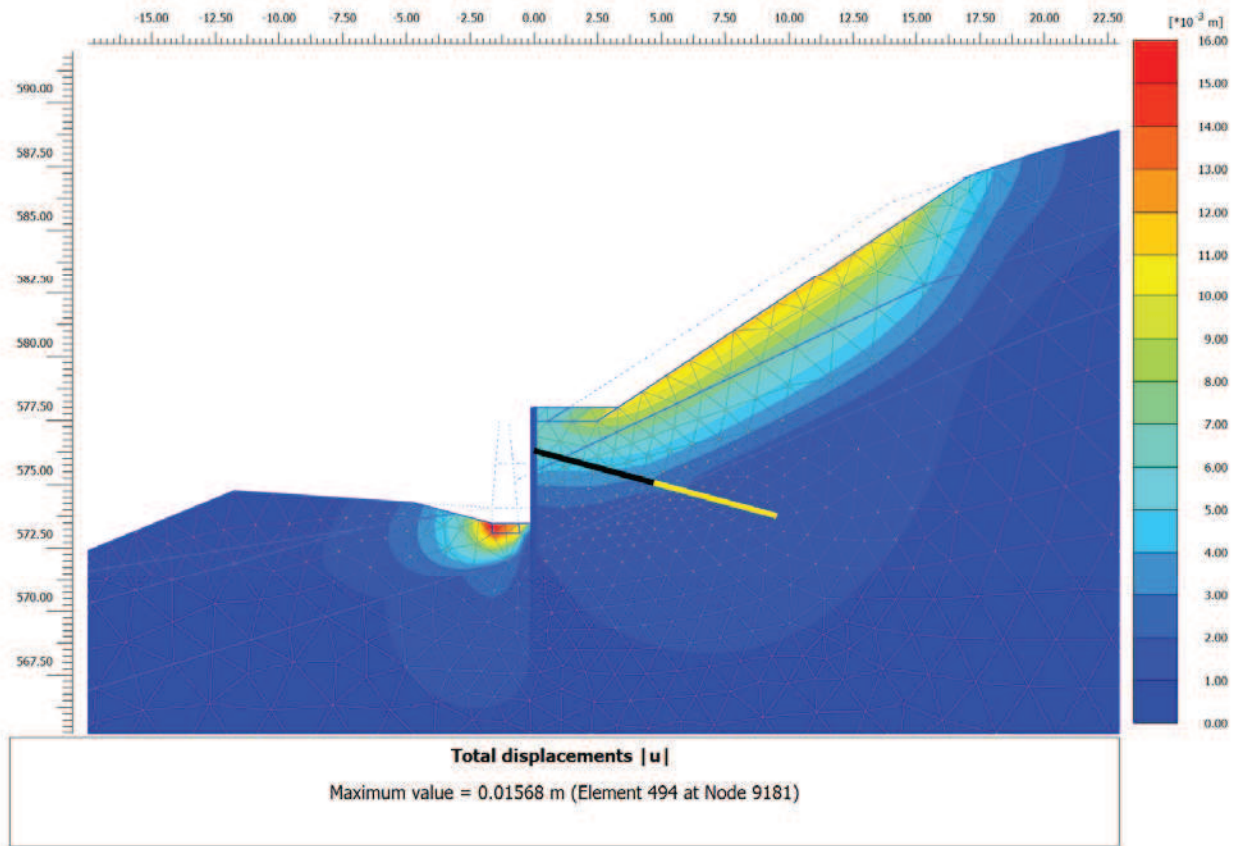


Figura 17 – Spostamenti totali nella fase di scavo massimo

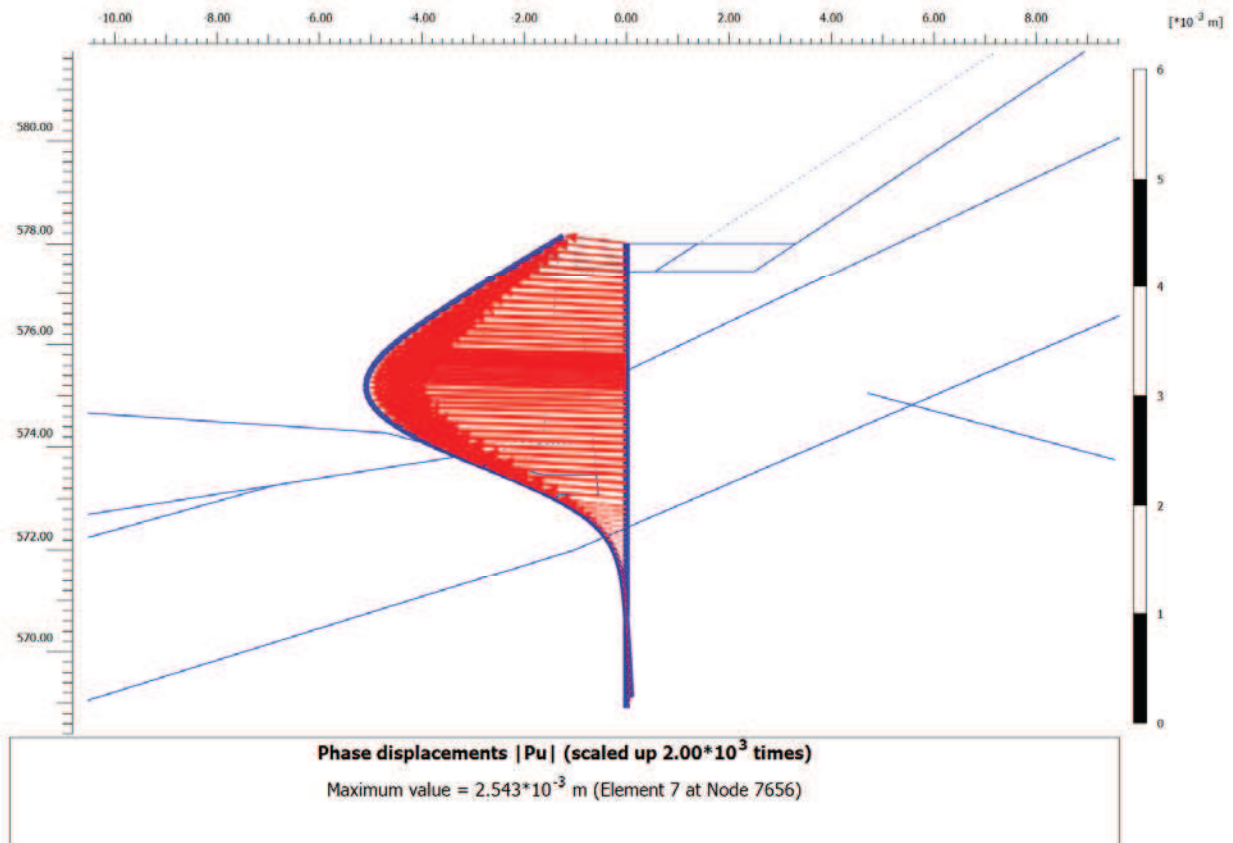


Figura 18 - Spostamenti di fase micropali nella fase di scavo massimo. $|u_{\max}| = 3$ mm

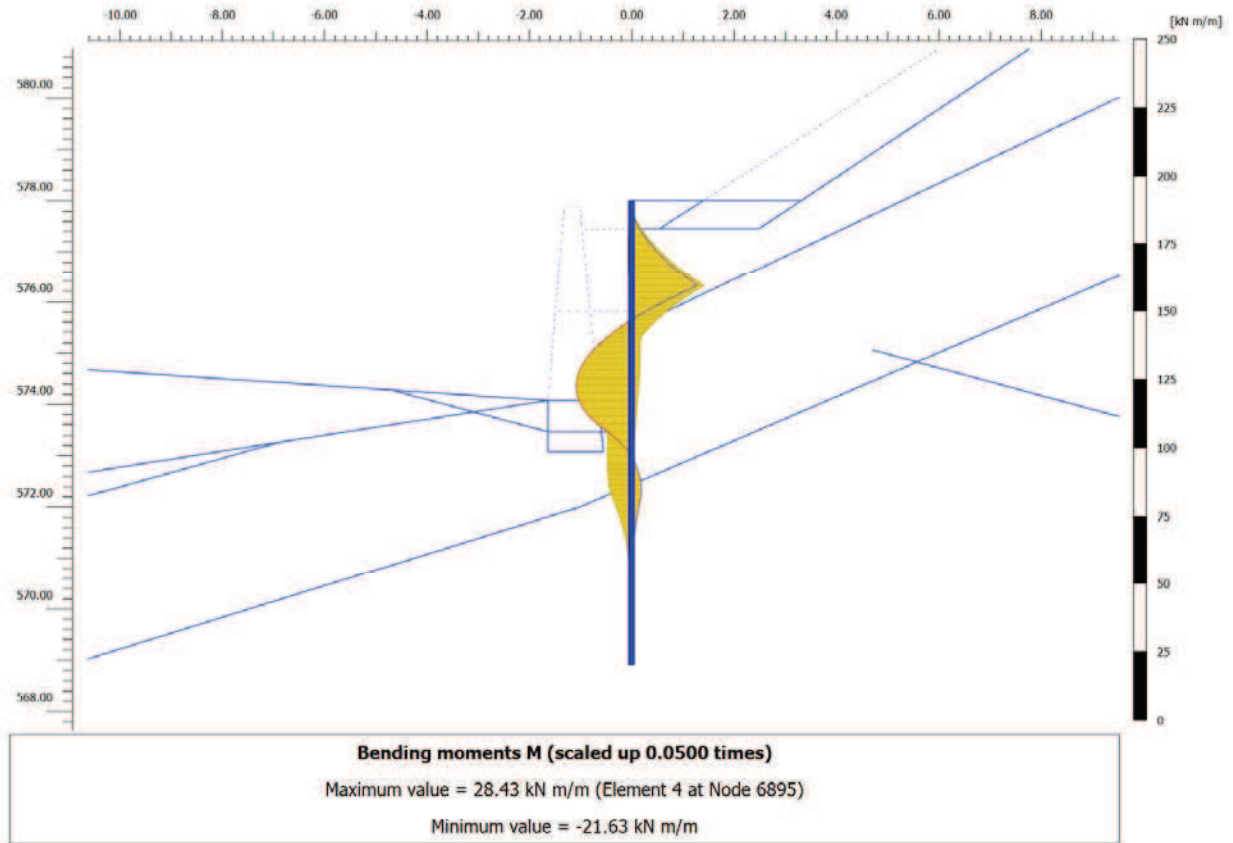


Figura 19 - Involuppo momento flettente fasi esecutive e configurazione finale.

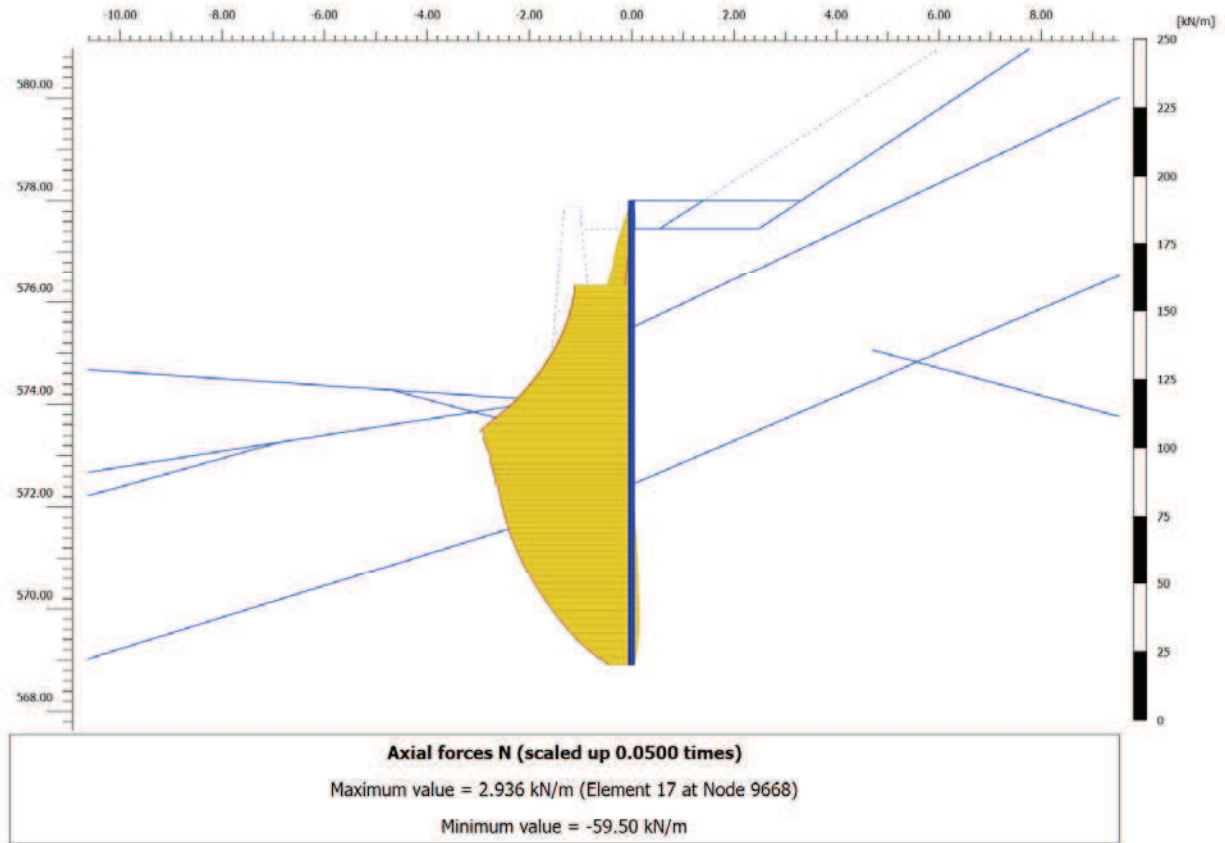


Figura 20 - Involuppo azione assiale fasi esecutive e configurazione finale.

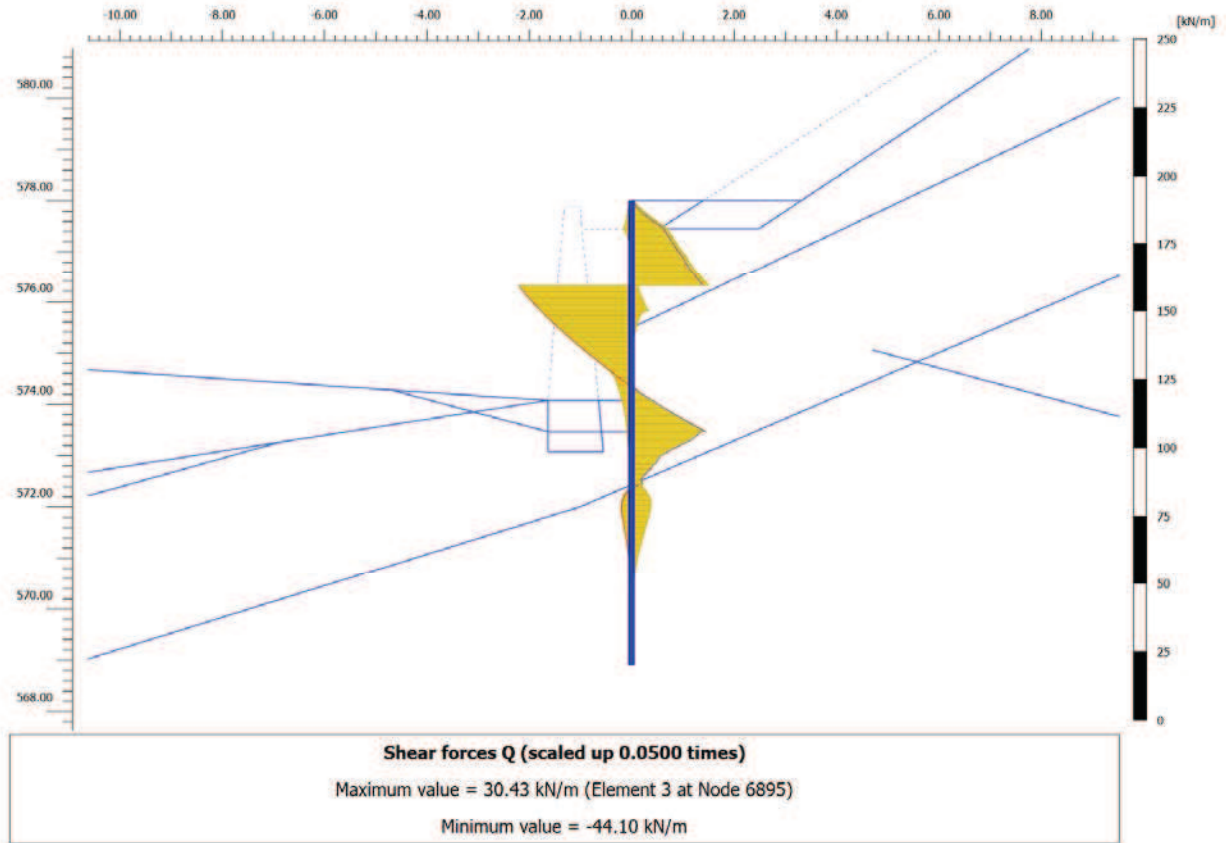


Figura 21 - Involuppo taglio fasi esecutive e configurazione finale.

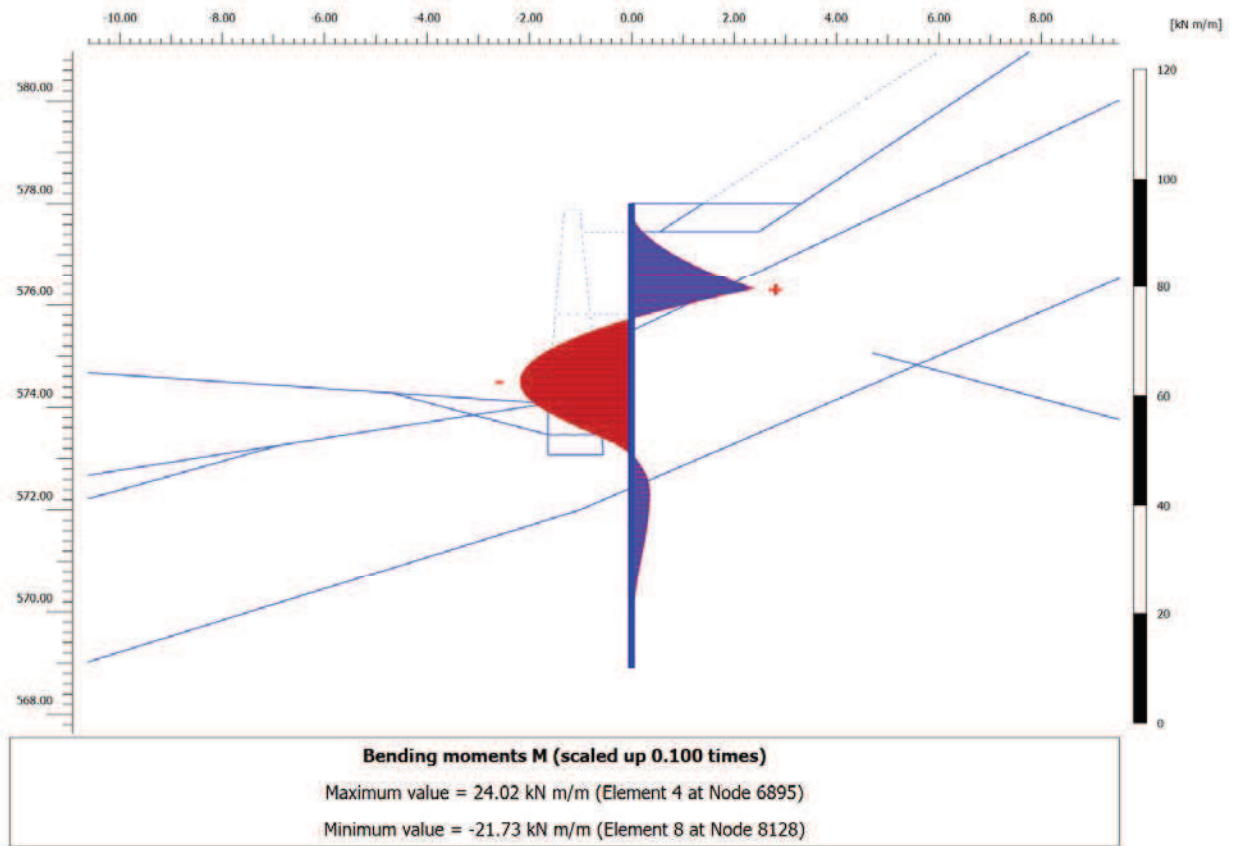


Figura 22 - Momento flettente allo SLV.

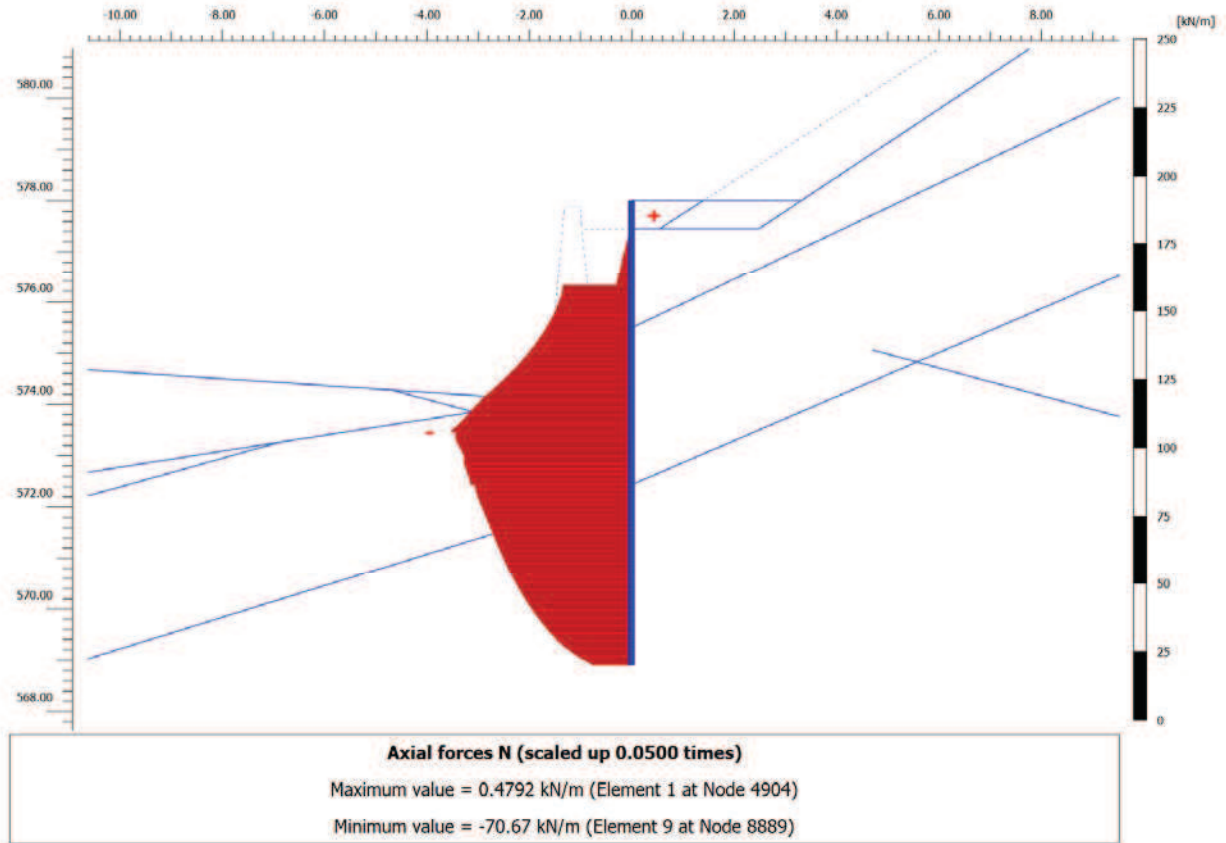


Figura 23 - Azione assiale allo SLV.

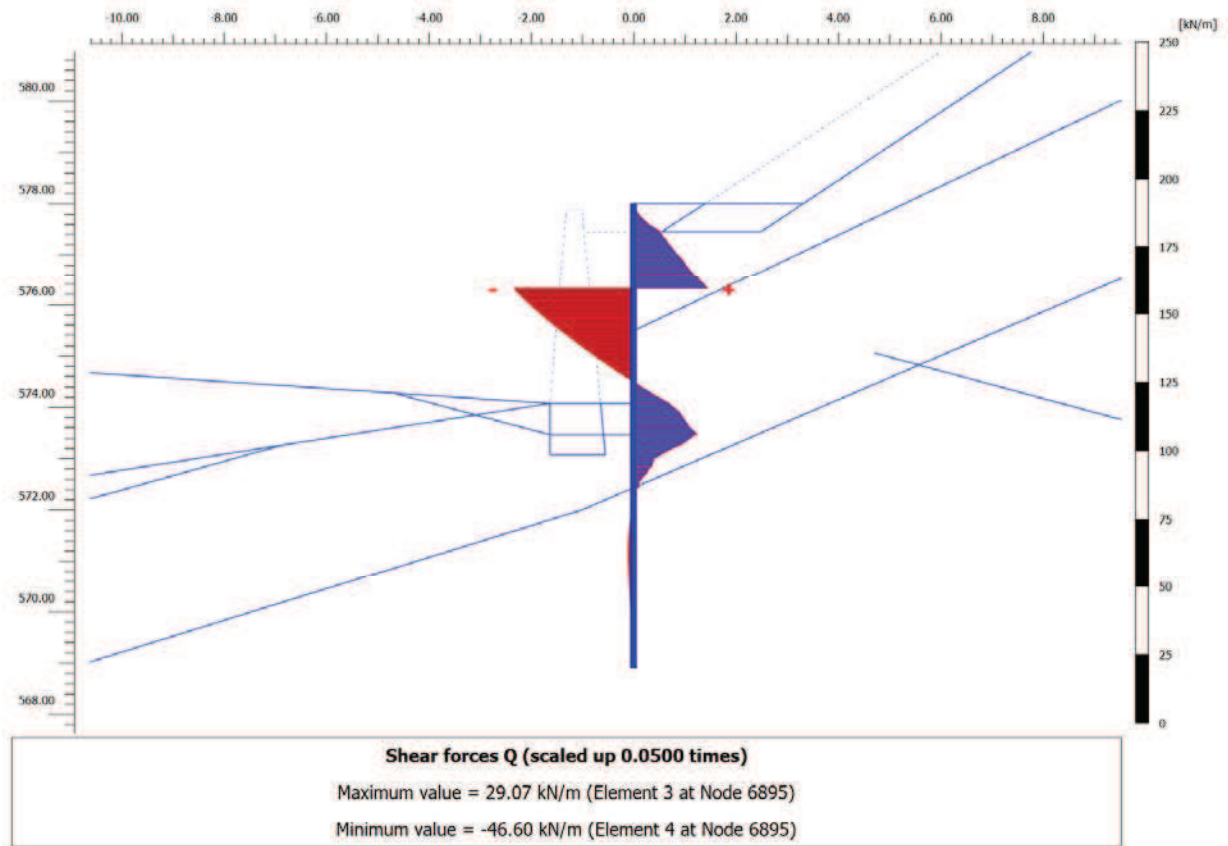


Figura 24 – Taglio allo SLV.

Nella seguente tabella si riportano sinteticamente i massimi risultati in termini di azione interne sui micropali e di trazione sui tiranti, finalizzati alle verifiche di resistenza.

Tabella 5 – Sintesi risultati micropali

SLE			SLV		
N_d	M_d	V_d	N_d	M_d	V_d
kN/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kN/m
60	28	44	71	24	47

Per quanto riguarda i tiranti si ottengono le seguenti azioni massime di calcolo.

Tabella 6 – Sintesi risultati tiranti

Ordine	SLE	SLV
1	235 kN	247 kN

I valori allo SLU STR si ottengono amplificando i risultati allo SLE per il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.3$, in accordo a quanto assunto al paragrafo 6.1.

Nelle seguenti immagini si espone il campo di spostamenti globali ottenuti al termine dell'analisi *c-φ-reduction* effettuata con la finalità di soddisfare la verifica di stabilità globale dell'opera, nella configurazione di scavo massimo e in condizioni sismiche. Nella successiva immagine si riporta anche il diagramma dell'incremento del fattore di sicurezza con lo spostamento totale di un punto di controllo. Quest'ultimo evidenzia che il fattore di sicurezza alla stabilità globale ottenuto è superiore al minimo imposto dalla normativa, pari a 1.375 (cfr. 6.2.3), pertanto la verifica di stabilità globale è soddisfatta.

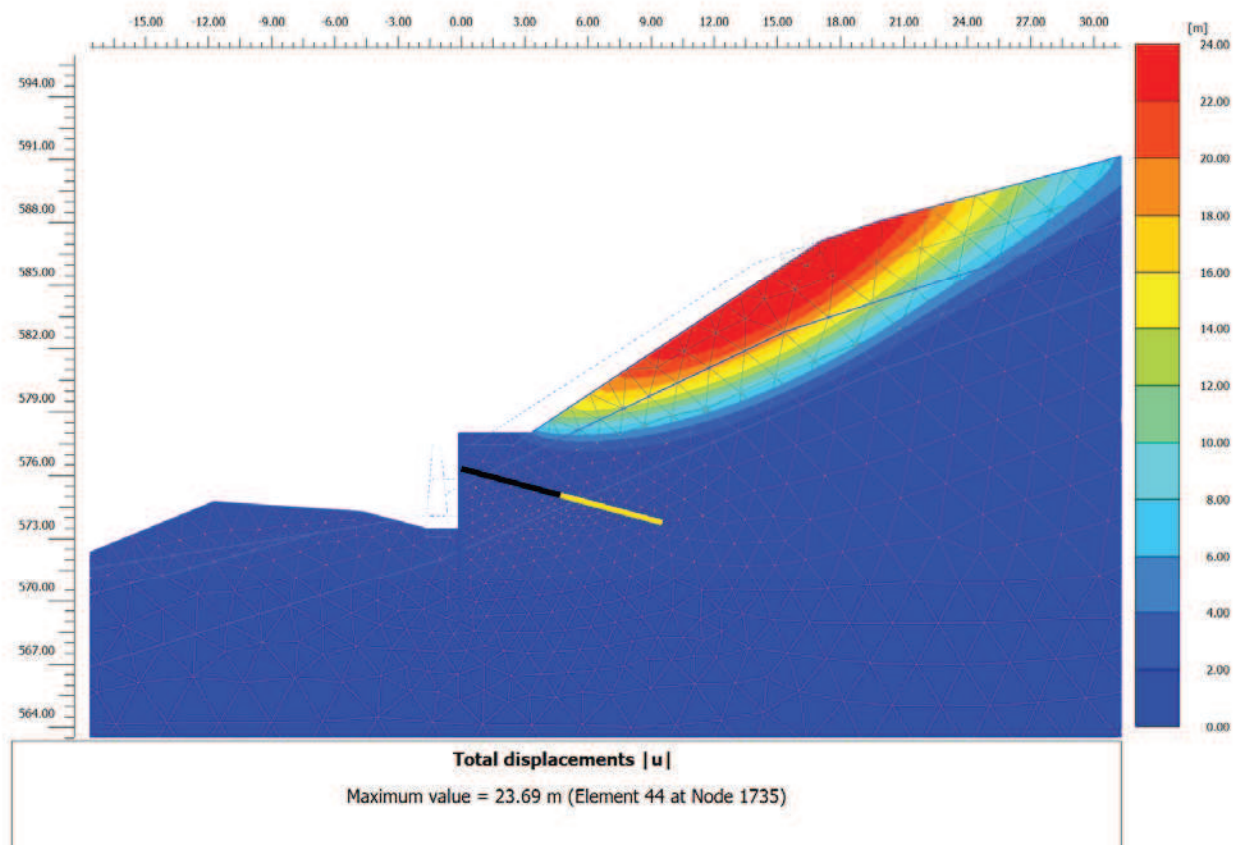


Figura 25 – Spostamenti globali al termine della verifica di stabilità globale, in fase di scavo massimo, per FS = 1.74

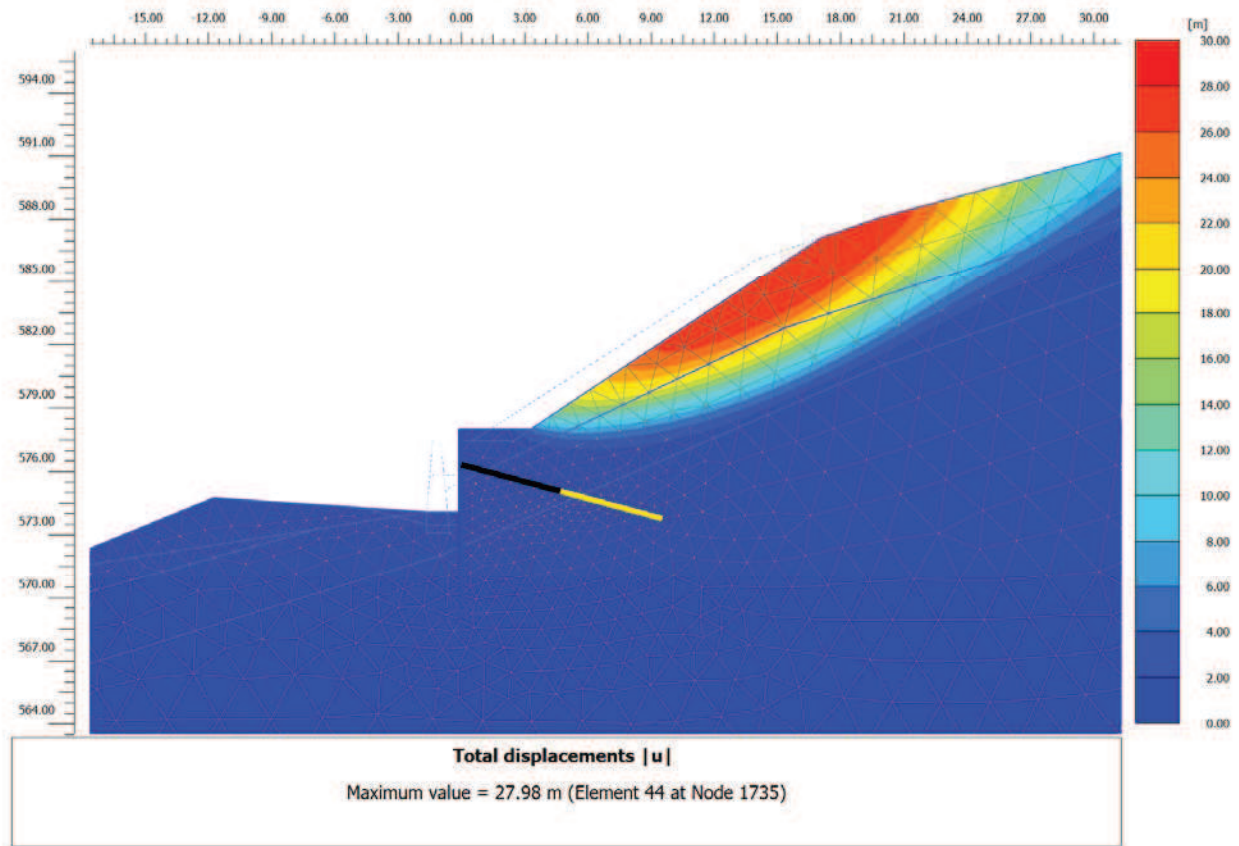


Figura 26 – Spostamenti globali al termine della verifica di stabilità globale, in fase sismica (SLV GEO), per FS = 1.68

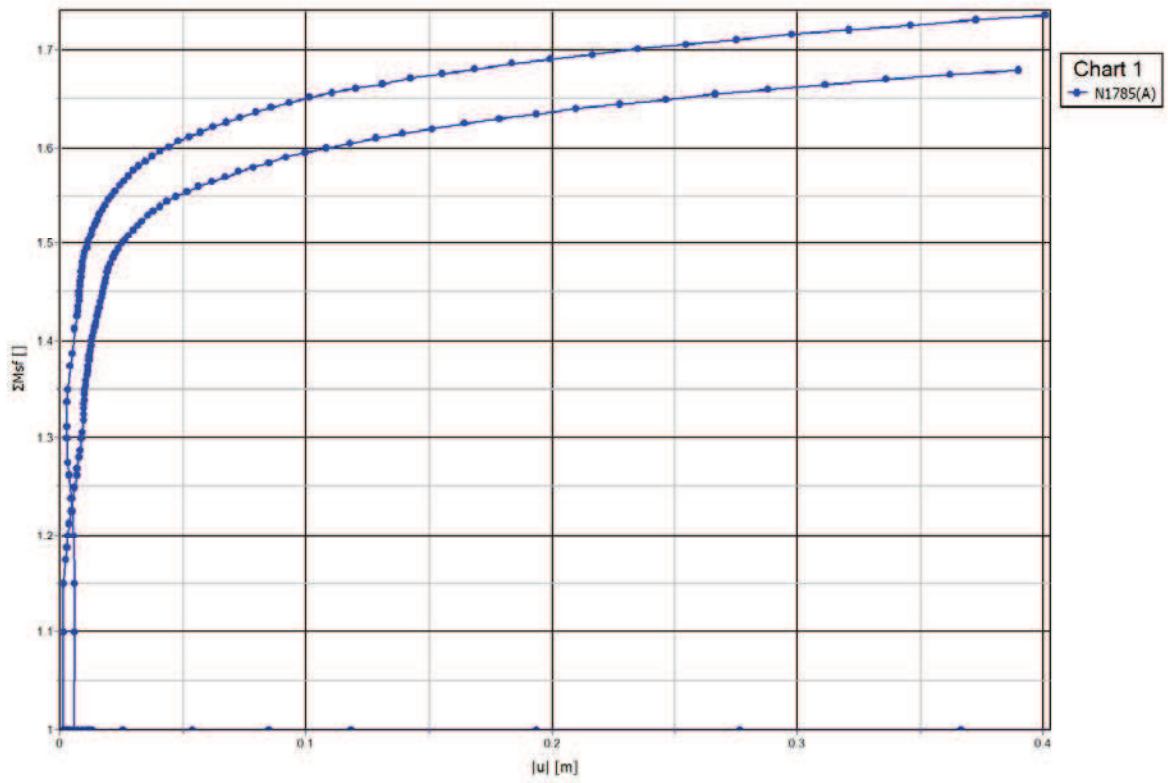


Figura 27 - Sicurezza alla stabilità globale Vs spostamento totale del punto di controllo (FS=1.68)

6.6 VERIFICHE DI RESISTENZA

6.6.1 Verifica dell'armatura dei micropali

La verifica delle sezioni in acciaio viene eseguita secondo il criterio valido per sezioni compatte di classe 1 o 2 con il metodo plastico – *par. 4.2 – Costruzioni in Acciaio – N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008*, adottando per il materiale $f_{tk} = 510$ MPa (tensione caratteristica di rottura) e $f_{yk} = 355$ MPa (tensione caratteristica di snervamento) – acciaio S355 - *par. 11.3.4 – Acciai per Strutture Metalliche e per Strutture Composte - N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008*.

Note le massime sollecitazioni di taglio e momento flettente in condizione di SLU la verifica dei micropali è effettuata tramite le seguenti espressioni, per sezioni di classe 1 e 2:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \geq N_{Ed} \quad \text{per sola azione assiale;}$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \geq M_{Ed} \quad \text{per solo momento flettente;}$$

$$V_{c,Rd} = A_V \cdot f_{yd} / \sqrt{3} \geq V_{Ed} \quad \text{per solo taglio;}$$

$$M_{y,V,Rd} = M_{c,Rd} (1 - \rho) \geq M_{Ed} \quad \text{per momento flettente e taglio;}$$

dove:

N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} sono il carico assiale, il momento e il taglio di progetto allo SLU/SLV

$N_{pl,Rd}$ è il carico assiale resistente

$M_{c,Rd}$ è il momento resistente per sola flessione

$V_{c,Rd}$ è il taglio resistente

A è l'area della sezione

W_{pl} è il modulo di resistenza plastico

A_V e ρ sono l'area resistente a taglio e il relativo fattore di riduzione della resistenza a flessione, dati dalle seguenti:

$$A_V = 2 \cdot A / \pi$$

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$$

Per il caso in esame si adottano tubi $\varnothing 139.7 \times 10.0$ posti ad interasse 0.45 m. Le azioni massime di verifica sono pari alle massime tra quelle allo SLU STR (ottenute amplificando lo SLE per $\gamma = 1.3$) e quelle allo SLV (cfr. Tabella 5). La seguente tabella espone i risultati delle verifiche di resistenza. La resistenza flessionale ridotta per effetto dell'azione assiale è valutata per mezzo del dominio di resistenza riportato nella successiva immagine. Risultando sempre $R_d > F_{Ed}$, le verifiche sono soddisfatte.

Tabella 7 - Verifiche di resistenza dell'armatura tubolare dei micropali

AZIONI DI PROGETTO (F_{Ed})			RESISTENZE DI PROGETTO (R_d)						VERIFICA (>1)
N_{Ed} kN	M_{Ed} kNm	V_{Ed} kN	$N_{pl,Rd}$ kN	$M_{C,Rd}$ kNm	$V_{C,Rd}$ kN	$M_{y,V,Rd}$ kNm	$M_{N,y,Rd}$ kNm	$M_{y,V,Rd}$ kNm	$(R_d/F_{Ed})_{min}$ --
35	16	26	1378	57	506	57	56	56	3.42

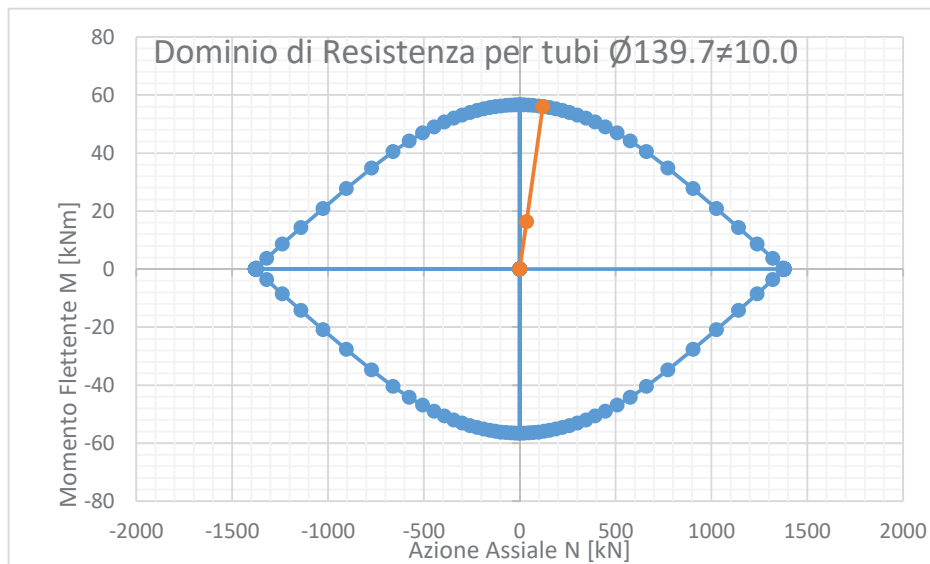


Figura 28 - Domino di resistenza e azioni di calcolo

6.6.2 Verifiche di resistenza e geotecniche dei tiranti

Le azioni massime di verifica sono pari alle massime tra quelle allo SLU STR (ottenute amplificando lo SLE per $\gamma=1.3$) e quelle allo SLV (cfr. Tabella 7).

La resistenza dell'acciaio dei tiranti è data dalla seguente espressione.

$$N_{yd} = \frac{f_{p(1)k} A n_{tr}}{\gamma_s}$$

dove:

$f_{p(1)k} = 1640$ MPa è la resistenza caratteristica di rottura dell'acciaio dei trefoli

$A = 139$ mm² è l'area di ciascun trefolo

n_{tr} è il numero di trefoli per tirante

$\gamma_s = 1.15$ è il coefficiente parziale dell'acciaio

I parametri di verifica sono riportati nella seguente tabella. Risultando $N_{yd} > N_Q$, la verifica è soddisfatta.

Tabella 8. Verifica di resistenza dell'acciaio dei tiranti

Ordine	n_{tr}	$f_{p(1)k}$	A (0.6")	N_{yd}	N_Q	FS
-	-	kPa	mm ²	kN	kN	-
1	3	1670	139	606	306	1.98

La fondazione dei tiranti (tratto attivo) sarà eseguita con iniezione di malta cementizia ad alta pressione con criteri di pressione e volumi controllati. In considerazione delle caratteristiche tecnologiche e della natura dei terreni si valutano le tensioni "caratteristiche" di adesione laterale limite fondazione-terreno $\alpha\tau_{lim}$, riferite al diametro nominale di perforazione. Tali valori sono in accordo a quanto suggerito dall'esperienza di Bustamante e Doix per il caso in esame: in Figura 29 si riporta l'abaco di riferimento per la τ_{lim} (da moltiplicare per $\alpha = 1.1$) per il litotipo in esame; il valore scelto corrisponde a $N_{SPT} = 50$, sicuramente cautelativo per la formazione delle Marne, prevalentemente litoide, in cui le prove SPT sono andate in gran parte a rifiuto (cfr. [4]).

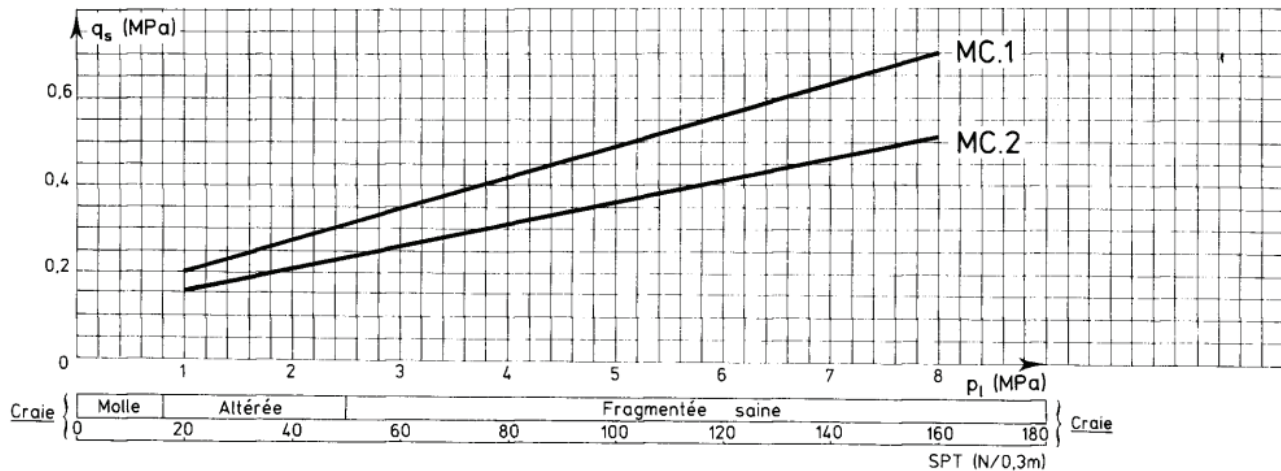


Figura 29. Abaco di Bustamante e Doix per Gessi, Marne e Marne Calcaree

L'espressione della resistenza del bulbo di fondazione è data dalla seguente. La verifica è meglio esplicitata dal coefficiente di sicurezza FS, che deve risultare non inferiore all'unità.

$$N_{Rf} = \frac{\pi D_p \alpha \tau_{lim} L_a}{\gamma_R \xi}; \quad FS = \frac{N_{Rf}}{N_Q}$$

dove:

N_{Rf} è la resistenza di progetto dell'interfaccia tra il bulbo di fondazione ed il terreno

$\alpha \tau_{lim}$ è la tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno

γ_R è il coefficiente parziale riduttivo della resistenza (=1.1 per provvisori; =1.2 per definitivi)

ξ_{a3} è il fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili di indagine (assunto cautelativamente pari a 1.8 con riferimento ad una sola verticale di indagine).

L_a è la lunghezza attiva

D_p è il diametro di perforazione

N_Q è lo sforzo allo stato limite ultimo

I parametri di verifica sono riportati nella seguente tabella. Risultando $N_{Rf} > N_Q$, la verifica è soddisfatta.

Tabella 9. Verifica geotecnica della fondazione dei tiranti

Ordine	N_Q	D_p	$\alpha \tau_{lim}$	γ_R	ξ	L_a	N_{Rf}	FS
-	kN	mm	kPa	-	-	m	kN	-
1	306	160	250	1.2	1.8	7	407	1.33

6.6.3 Verifica della trave di ripartizione dei tiranti

Il momento flettente M_{\max} ed il taglio massimo T_{\max} sono calcolati modellando la trave di ripartizione come una trave continua su 4 appoggi disposti ad un interasse pari all'interasse fra i tiranti i e sollecitata da un carico uniformemente ripartito pari alla reazione dei tiranti $F_h = N_Q/i$.

$$M_{Ed} = \frac{N_Q}{i} \frac{i^2}{10}$$

$$T_{Ed} \cong \frac{N_Q}{i} \frac{i}{2}$$

Note le massime sollecitazioni di taglio e momento flettente in condizione di SLU la verifica dell'armatura dei micropali è effettuata tramite le seguenti espressioni, in conformità alla normativa vigente per sezioni di classe 1 e 2:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \geq N_{Ed}$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \geq M_{Ed}$$

$$V_{c,Rd} = A_V \cdot f_{yd} / \sqrt{3} \geq V_{Ed}$$

$$M_{y,V,Rd} = \left(W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_V^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot f_{yd} \geq M_{Ed}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{c,Rd} (1-n) / (1-0.5 \cdot a) \geq M_{Ed}$$

$$M_{y,V,N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot (1-\rho) \cdot (1-n) / (1-0.5 \cdot a) \geq M_{Ed}$$

dove:

N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} sono il carico assiale, il momento e il taglio di progetto allo SLU/SLV

$N_{pl,Rd}$ è il carico assiale resistente

$M_{c,Rd}$ è il momento resistente per sola flessione

$V_{c,Rd}$ è il taglio resistente

$M_{y,V,Rd}$ è il momento resistente per $V_{Ed} > 0.5 \cdot V_{c,Rd}$

$M_{N,y,Rd}$ è il momento resistente per $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} > \min \{ a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A ; 0.5 \}$

A è l'area della sezione

W_{pl} è il modulo di resistenza plastico

b è la larghezza del profilato

h è l'altezza del profilato

t_w è lo spessore dell'anima

t_f è lo spessore delle ali

r è il raggio di curvatura

A_V e ρ sono l'area resistente a taglio e il relativo fattore di riduzione della resistenza a flessione, dati dalle seguenti:

$$A_V = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$$

Nel caso di sezioni di classe 3 o 4, la verifica è effettuata in campo elastico, tramite il calcolo della tensione ideale σ_{id} , data dalla seguente:

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} = \sqrt{\left(\frac{M_{Ed}}{W_{el}} \right)^2 + 3 \left(\frac{T_{Ed}}{A_V} \right)^2} \leq f_{yd}$$

dove W_{el} è il modulo di resistenza elastico.

La tensione di progetto dell'acciaio f_{yd} , si ottiene dalla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio f_{yk} (355 MPa), fattorizzata con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.05$. Le principali caratteristiche della sezione sono le seguenti:

Profilo:	HE 180 A	
n. profili =	2	
classe:	2	
W_{el} =	294	cm ³
A =	45	cm ²
W_{pl} =	325	cm ³
A_v =	14.5	cm ²
b =	180	mm
h =	171	mm
t_w =	6	mm
t_f =	9.5	mm
r =	15	mm

Nella seguente tabella si riportano i risultati delle verifiche, che risultano sempre soddisfatte:

Tabella 10 – Verifica delle travi di ripartizione dei tiranti

DATI TIRANTI			AZIONI DI PROGETTO (F_{Ed})			RESISTENZE DI PROGETTO (R_d)						VERIFICA (>1)
Ordine	N_Q	i	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	$N_{pl,Rd}$	$M_{c,Rd}$	$V_{c,Rd}$	$M_{y,V,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	$M_{y,V,N,Rd}$	(R_d/F_{Ed}) _{min}
-	kN	m	kN	kNm	kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm	kNm	--
1	306	3.15	0	96	153	3063	220	567	220	220	220	2.28