

COMMITTENTE:



ALTA
SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE
OBIETTIVO N. 443/01**

LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA

Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza

PROGETTO ESECUTIVO

VIADOTTI E PONTI

AV - Viadotto Rio Guà dal km 33+722,75 al km 34+047,75

SCAVI, DEMOLIZIONE, OPERE PROVVISORIALI

Relazione di calcolo opere provvisoriali

GENERAL CONTRACTOR				DIRETTORE LAVORI				SCALA
IL PROGETTISTA		Conorzio Iricav Due						-
Ing. Giovanni MALAVENDA ALBO INGEGNERI PROV. DI MESSINA n. 4503		ing. Paolo Carmona						
Data: Agosto 2022		Data: Agosto 2022						

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

I N 1 7 1 2 E I 2 C L V I 0 9 A 1 0 0 1 C - - - D I - - -

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	Alberto LEVORATO 	Agosto 2022

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
B	RECEPIMENTO ISTRUTTORIE	G. Furlani 	Aprile 2022	V. Pastore 	Aprile 2022	P. Ascari 	Aprile 2022	
C	RECEPIMENTO ISTRUTTORIE	G. Furlani 	Agosto 2022	V. Pastore 	Agosto 2022	P. Ascari 	Agosto 2022	

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E91000000009	File: IN1712EI2CLVI09A1001C.DOCX
Progetto cofinanziato dalla Unione Europea		Cod. origine:



Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 2 di 117	

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
2.1	Normativa di riferimento.....	8
2.2	Documenti di riferimento.....	8
2.3	Software di riferimento.....	8
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	9
4	ANALISI DELLE PARATIE.....	10
4.1	Combinazioni e coefficienti parziali.....	10
4.2	Caratterizzazione geotecnica dei terreni	11
4.3	Elementi strutturali	12
4.4	Carichi applicati.....	13
4.4.1	Carichi ferroviari.....	13
4.4.2	Carichi da cantiere	14
4.5	Stabilità globale.....	15
4.6	Sezioni di calcolo	16
4.7	Discretizzazione di calcolo.....	16
4.7.1	Sezione 1	16
4.7.2	Sezione 2.....	17
4.8	Fasi di calcolo	18
4.8.1	Sezione 1	18
4.8.2	Sezione 2.....	20
4.9	Principali risultati delle analisi	23
4.9.1	Sezione 1	23
4.9.2	Sezione 2.....	28
4.9.3	Stima portate di emungimento.....	33
4.10	Verifiche nei confronti degli stati limite idraulici	35
4.10.1	Sezione 1	35

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 3 di 117	

4.10.2	Sezione 2	36
4.11	Verifiche di resistenza palancole	37
4.11.1	Sezione 1	38
4.11.2	Sezione 2	39
4.12	Verifiche di resistenza sistema di contrasto sommitale	39
4.12.1	Sezione 1 - Verifica strutturale dei puntoni di contrasto	42
4.12.2	Sezione 1 - Verifica travi di ripartizione	45
4.12.3	Sezione 2 - Verifica strutturale dei puntoni di contrasto	47
4.12.4	Sezione 2 - Verifica travi di ripartizione	50
5	APPENDICE A. TABULATI DI CALCOLO PLAXIS	52
5.1	Sezione 1	52
5.2	Sezione 2	83

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 4 di 117

1 PREMESSA

La presente relazione sviluppa il dimensionamento, la verifica geotecnica e stabilità strutturale delle paratie provvisorie necessarie per la realizzazione delle fondazioni del viadotto VI09A - Rio Guà dal km 33+722,75 al km 34+047,75, previsto nell'ambito della linea A.V. / A.C. Torino – Venezia, tratta Verona – Padova, lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza.

In particolare si tratta di palancolati metallici posti a presidio dello scavo delle pile 1÷12. Verranno realizzati con profili a doppia onda PU18 disposti planimetricamente sull'intero perimetro delle fondazioni, al fine di consentire lo scavo in sicurezza e limitare i processi di filtrazione idraulica verso l'interno. In relazione alla massima profondità di scavo, al livello di falda presente e alla stratigrafia, si prevedono due diverse sezioni di calcolo:

- pile P1÷P5 palancole PU18 con lunghezza L=12.0 m – stratigrafia 1;
- pile P6÷P12 palancole PU18 con lunghezza L=12.0 m – stratigrafia 2.

In relazione alla massima altezza di scavo ed al battente idraulico, si prevede inoltre un idoneo sistema di contrasto sommitale, costituito da puntoni tubolari $d_e=298.5$ mm, $s=10$ mm (acciaio S355) e travi di ripartizione HE 280 B (acciaio S355). Il sistema di contrasto verrà rimosso dopo la realizzazione del plinto di fondazione.

È inoltre prevista la realizzazione di 2 pozzi di aggettamento per ogni plinto, ubicati all'interno del palancolato. In presenza di terreni granulari permeabili, verranno attivati prima di iniziare lo scavo e consentiranno di mantenere asciutto il fondo scavo durante l'approfondimento, la scapitozzatura dei pali, la posa delle armature e il getto del plinto.

Le opere di sostegno in argomento, in accordo al punto 2.4.1 NTC2008, sono da ritenersi opere provvisorie e per esse è omessa la verifica sismica.

Le analisi statiche e le verifiche di seguito esposte hanno consentito di definire le caratteristiche minime di inerzia e resistenza delle opere provvisorie. Tuttavia, si deve tenere presente che nei terreni granulari addensati considerazioni legate a difficoltà di infissione delle palancole possono diventare determinanti nella scelta della sezione. In relazione alle condizioni locali ed alle tecnologie di infissione disponibili in cantiere, si potrebbe verificare la necessità di operare con palancole più 'pesanti', sovradimensionate quindi rispetto alle semplici necessità statiche.

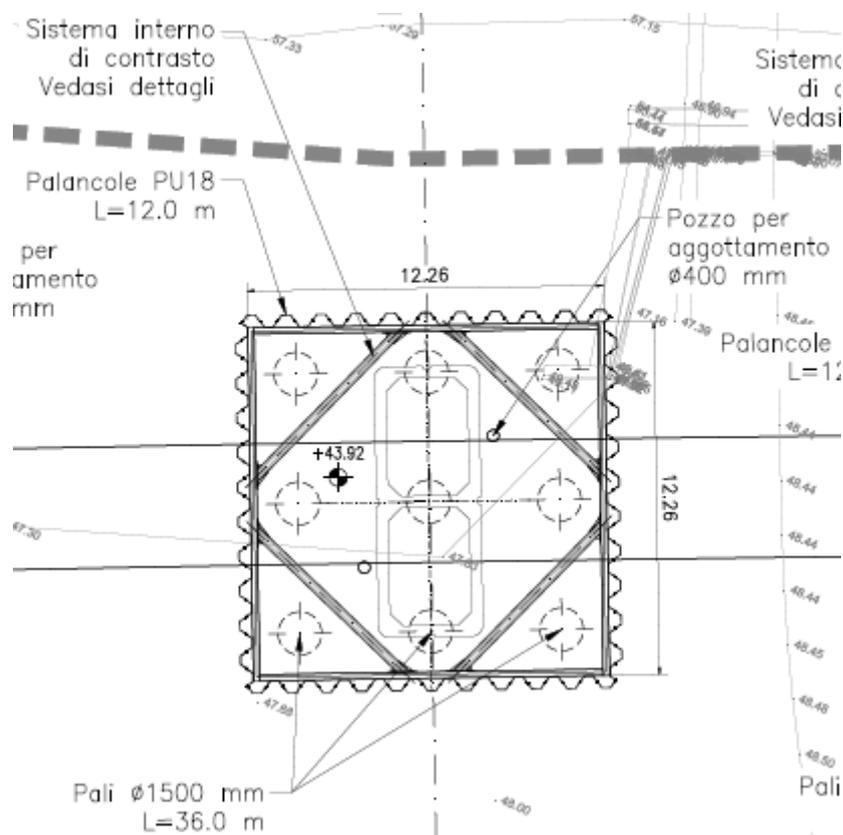


Figura 3 – Pianta - Pila P2

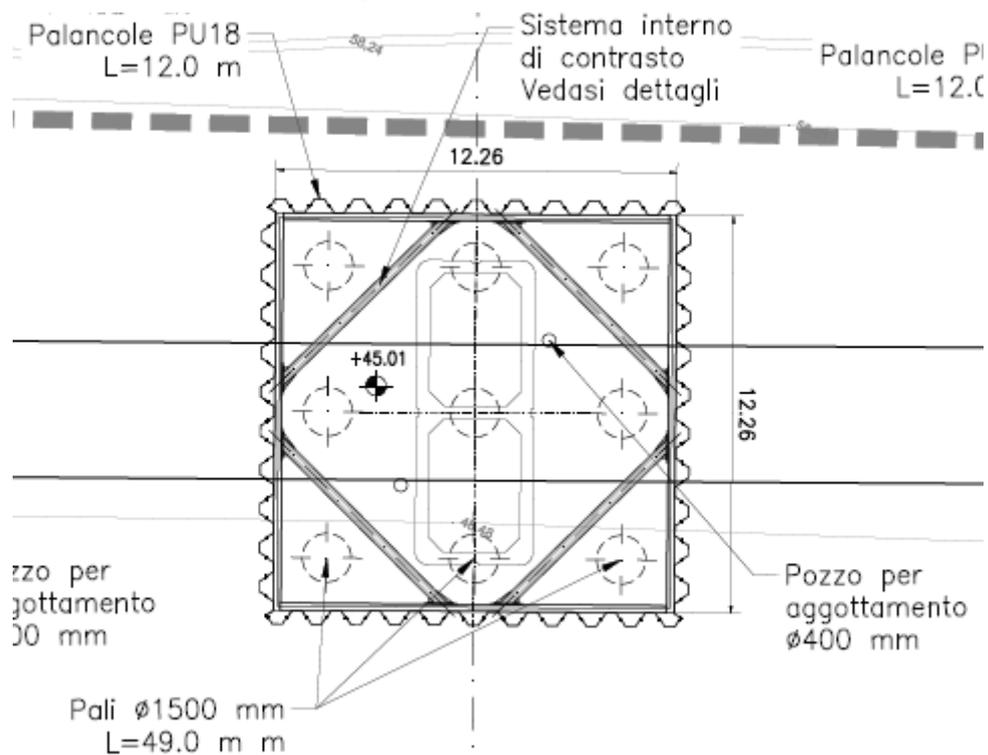


Figura 4 - Pianta - Pila P10

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 8 di 117	

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

- [NR 1] D.M. 14/01/2008 – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.
- [NR 2] UNI EN 1997-1:2005 – “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”.
- [NR 3] UNI EN 1998-1:2005 – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- [NR 4] BS 8006:1995 – “Code of practice for Strengthened/reinforced soils and other fills”.
- [NR 5] UNI EN 1993-5:2006 – “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio-Piling”.

2.2 Documenti di riferimento

- [DR 1.] IN1712EI2FZVI09A0001 - Profilo Geotecnico - AV - Viadotto Rio Guà dal km 33+722,75 al km 34+047,75.
- [DR 2.] IN1711EI2RBGE0000004 – Relazione Geotecnica Generale (dal km 33+500 al km 44+250).
- [DR 3.] IN1712EI2RBVI09A0001 – Relazione Geotecnica - AV - Viadotto Rio Guà dal km 33+722,75 al km 34+047,75.

2.3 Software di riferimento

Le analisi sono svolte per mezzo del codice Plaxis 2D 2020 (Delft, Olanda).

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 9 di 117	

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle palancole si prevede l'impiego di acciaio S 275 JR - EN 10025-2 (Fe430 B) cui corrisponde una tensione di snervamento $f_{yk} = 275$ MPa.

Nel presente documento si fa riferimento a palancole con un profilo PU18, le cui caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nelle seguenti tabelle.

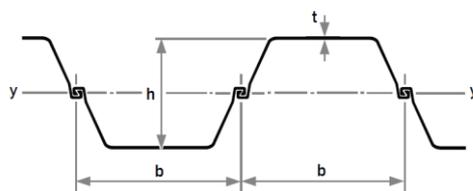


Tabella 1 - Caratteristiche palancole PU18

Nome	Tipo	A	b	h	t	S	I_y	W_{elx}	W_{plx}	w
(-)	(-)	(m ² /m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ⁴ /m)	(m ³ /m)	(m ³ /m)	(kN/m ²)
PU18	U	0.01633	0.6	0.43	0.0112	0.009	0.0003865	0.0018	0.002134	1.26

Per la carpenteria metallica degli elementi del sistema di contrasto sommitale delle palancole previsti si adotta acciaio S355 con i seguenti profilati:

- puntoni: $d_e = 298.5$ mm, $s = 10$ mm ($A = 90.63$ cm²).
- travi di ripartizione: doppio HE 280 B.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 10 di 117

4 ANALISI DELLE PARATIE

4.1 Combinazioni e coefficienti parziali

Le azioni sulle opere di sostegno sono state ricavate mediante lo studio dell'interazione tra l'opera e il terreno e dipendono quindi dallo stato tensionale iniziale in sito, dal regime delle pressioni interstiziali, dalle proprietà meccaniche dei terreni, degli elementi strutturali e dal contatto terra-opera, dalla geometria dell'opera e dalla sequenza costruttiva. Il peso del terreno che interagisce con la paratia e le azioni che da esso derivano sono considerati come azioni permanenti strutturali. Si considera inoltre un sovraccarico accidentale agente sul p.c. circostante che simula la presenza dei mezzi di cantiere.

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. 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.

La prima analisi (SLE), volta alla valutazione delle deformazioni della struttura e delle sollecitazioni in esercizio è stata effettuata utilizzando nel modello i parametri caratteristici del terreno ed i valori caratteristici delle azioni.

La seconda analisi (STR) da usare per le verifiche di resistenza strutturale è stata svolta con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 1: A1+M1+R1. Quindi è stata effettuata utilizzando nel modello i parametri caratteristici del terreno ed i valori caratteristici delle azioni permanenti (spinte terreno ed acqua), nonché amplificando le azioni variabili per un coefficiente γ_q^* ($\gamma_q^* = 1.50/1.30 = 1.15$). Il coefficiente amplificativo equivalente del gruppo A1 ($\gamma_q = 1.30$) è stato infine applicato direttamente alle sollecitazioni ricavate dalle analisi, in accordo al paragrafo 6.2.4.1.3 del D.M. 17/01/2018.

Come indicato al par.C.6.5.3.1 della Circolare Ministeriale, per le verifiche di stabilità geotecnica (GEO) si fa riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2: A2+M2+R2. Pertanto, dopo la simulazione di tutte le fasi di scavo, il margine di sicurezza si ricava con un ulteriore passo di calcolo, finalizzato alla ricerca di un meccanismo di collasso del terreno, riducendo progressivamente i parametri di resistenza dopo aver incrementato le azioni permanenti non strutturali e le azioni variabili (sovraccarichi) dei coefficienti parziali (γ_{G2} , γ_Q) del gruppo A2. La verifica è soddisfatta se il fattore di riduzione dei parametri risulta non inferiore al prodotto dei coefficienti parziali γ_M e γ_R .

Nelle seguenti tabelle si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (amplificativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno) ed adottati nelle suddette combinazioni di calcolo.

 IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001 Rev. C Foglio 11 di 117

Tabella 2 - Combinazioni per analisi statiche in esercizio (SLE)

Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
Permanenti		Variabili		tan φ'	c'	cu
sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli			
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 3 - Combinazioni per analisi statiche (STR e GEO)

	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)			Resistenze (γ_R)
	Permanenti		Variabili		tan φ'	c'	cu	
	sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli				
<i>STR</i> (A1 + M1 + R1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<i>GEO</i> (A2 + M2 + R2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40	1.10

4.2 Caratterizzazione geotecnica dei terreni

Per le unità costituenti il terreno esistente si è utilizzato un modello costitutivo elastico-perfettamente-plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

Nelle seguenti tabelle si riportano, per i litotipi di interesse progettuale, la stratigrafia ed i parametri geotecnici di resistenza e di rigidità che ne caratterizzano il comportamento numerico.

Tabella 4 – Stratigrafia 1 - Parametri geotecnici per le pile 1-5

da [m]	a [m]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	cu [kPa]	φ' [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	K [m/s]
0.0	- 6.5	argilla	18.5	60	27	5	15	5E-06
-6.5	-23.5	ghiaia	19.0	-	38	0	50	1E-04
-23.5	-28.5	argilla	18.5	100	27	5	15	5E-06

Dove:
 γ = peso di volume naturale
 φ' = angolo di resistenza al taglio
c' = coesione drenata
E' = modulo di deformazione elastico di Young operativo = E_o / (3+5)
cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate
k = permeabilità

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 12 di 117	

Tabella 5 – Stratigrafia 2 - Parametri geotecnici per le pile 6÷12

da [m]	a [m]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	cu [kPa]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	K [m/s]
0	-15.0	argilla	18.5	50-70	27	5	15	5E ⁻⁰⁶
-15.0	-18.0	ghiaia	19.0	-	39	0	50	1E ⁻⁰⁴
-18.0	-21.0	argilla	18.5	80	27	5	15	5E ⁻⁰⁶
-21.0	-27.0	ghiaia	19.0	-	39	0	50	1E ⁻⁰⁴

Per il nuovo rilevato ferroviario si considerano i seguenti parametri geotecnici:

- $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- $\phi' = 38^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$
- $E' = 35 \text{ MPa}$.

La falda, in accordo a quanto indicato nella relazione geotecnica ([DR 3.]) è stata assunta per il calcolo delle opere provvisorie a quota +45.5 m s.l.m..

4.3 Elementi strutturali

Le palancole provvisorie sono state modellate con elementi snelli (tipo beam), con legame costitutivo elastico lineare, aventi modulo di Young dell'acciaio ($E=2.1 \cdot 10^8 \text{ kPa}$), area e inerzia propria del profilato scelto (vedasi Tabella 1).

Sezione 1: profili PU18, L=12.0 m, infisse per almeno 11.0 m da p.c. (stratigrafia 1)

Sezione 2: profili PU18, L=12.0 m, infisse per almeno 11.0 m da p.c. (stratigrafia 2)

Il sistema di contrasto sommitale costituito da puntoni tubolari e travi di ripartizione è stato modellato con "node-to-node anchors", con legame costitutivo elastico lineare. La rigidità equivalente ottenuta è pari a circa $K_p=500000 \text{ kN/m} / \text{m}$, valutata considerando il modulo elastico dell'acciaio, l'area del tubo, la sua lunghezza ($L_p \approx 7 \text{ m}$), la sua inclinazione orizzontale rispetto alla paratia ($\alpha = 45^\circ$) e la sua fascia di influenza ($i_p \approx 6 \text{ m}$):

$$K_p = \frac{E_p \cdot A_p \cdot \cos^2(\alpha)}{i_p \cdot L_p}$$

Gli elementi strutturali interagiscono con il terreno circostante mediante elementi interfaccia caratterizzati con adesione nulla ed angolo di resistenza al taglio $\delta' = 2/3 \phi' \leq 20^\circ$.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 13 di 117

4.4 Carichi applicati

4.4.1 Carichi ferroviari

E' stato considerato il carico del rilevato ferroviario agente a monte con i carichi permanenti ed accidentali valutati in accordo alle STI (specifiche tecniche di interoperabilità) e indicate nel manuale Italferr.

Oltre ai carichi permanenti (14.4 kPa, a cui poi va applicato il coefficiente parziale per le azioni, $\gamma_F = 1.3$, Tabella 5.2.V NTC 2008), va considerato un carico da traffico ferroviario, valutato dal modello di carico 71 di cui al punto 6.3.2. della norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

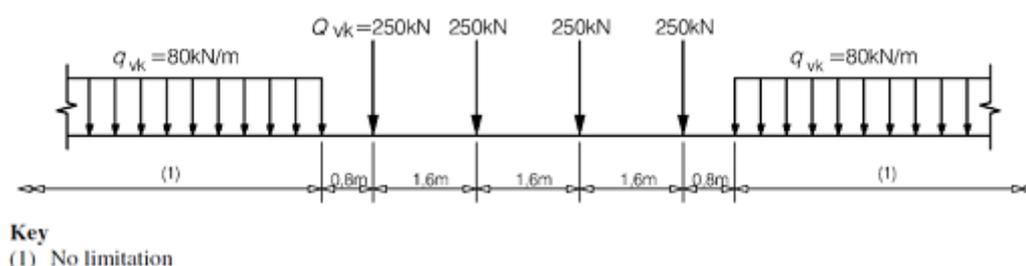
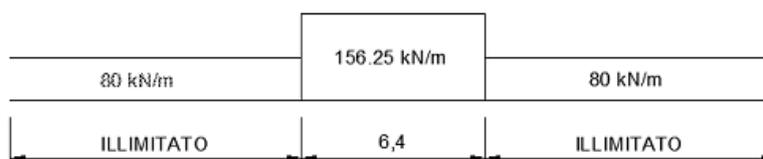


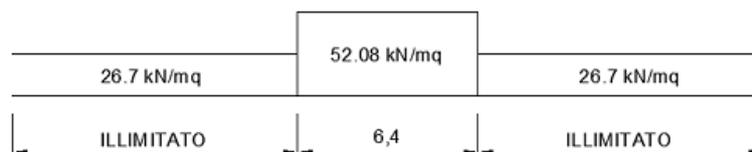
Figura 5 - Load model 71 (al punto 6.3.2. della norma EN 1991-2:2003)

Il carico equivalente per le opere in terra si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla norma EN 1991-1:2003. Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale il carico verticale equivalente a metro lineare agente a quota piattaforma ferroviaria risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kN/m}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m (a 0.7 m dal piano ferro), secondo quanto previsto dalla norma EN 1991-2:2003 punto 6.3.6.4, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria.



A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella seguente tabella.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 14 di 117	

Tabella 6

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

Nel caso in esame il coefficiente α è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P2 per il traffico passeggeri e F1 per il traffico merci.

Quindi in sintesi per le condizioni di carico esaminate si applicano i seguenti carichi (nella figura seguente è mostrato lo schema dei carichi applicati):

- SLE: carico permanente pari a 14.4 kPa, carico accidentale pari a 52.08 kPa.
- SLU/1.3: carico permanente pari a 14.4 kPa, carico accidentale pari a 59.9 kPa.
- GEO: carico permanente pari a 14.4 kPa, carico accidentale pari a 67.7 kPa.

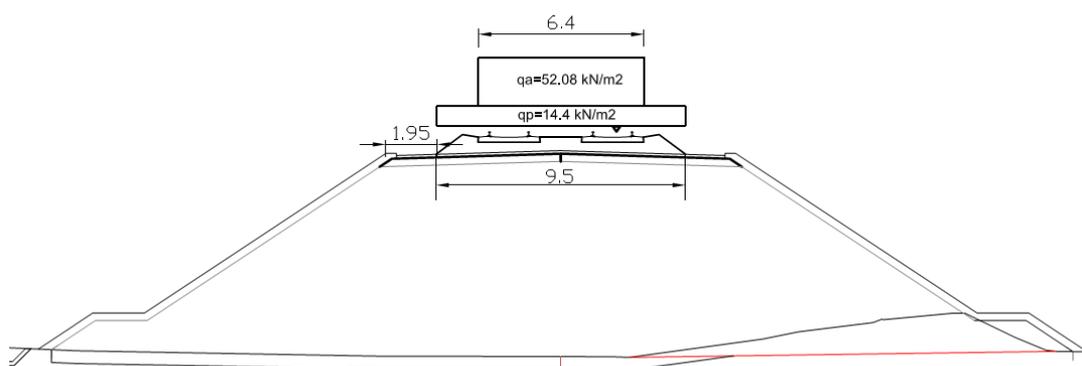


Figura 6 - Schema carichi applicati da STI

4.4.2 Carichi da cantiere

La presenza del sovraccarico accidentale dovuto al transito dei mezzi di cantiere è stata cautelativamente considerata nelle analisi applicando al piano campagna un sovraccarico di 10 kPa, uniformemente distribuito ed infinitamente esteso.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 15 di 117	

4.5 Stabilità globale

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

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

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

In Figura 7 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

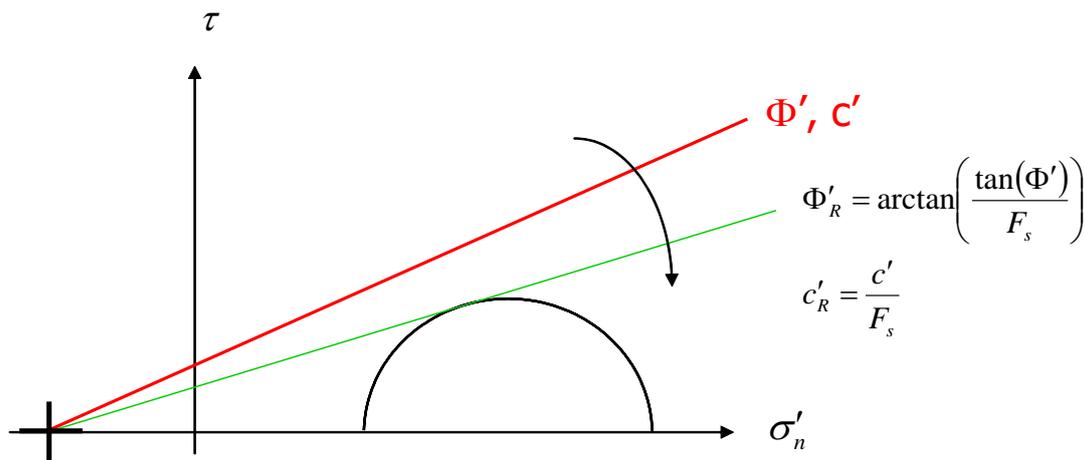


Figura 7 - Phi-c reduction method

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

- le superfici di rottura si propagano in maniera "naturale"; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematici e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede la definizione di ipotesi di calcolo "artificiali" (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 16 di 117	

- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile (si noti che i metodi classici dell'equilibrio limite prescindono dalla valutazione degli spostamenti e non richiedono pertanto la conoscenza dei legami tensioni-deformazioni ma del solo criterio di resistenza dei terreni interessati).

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

Tale analisi equivale 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 $FS > 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.

4.6 Sezioni di calcolo

Si sono individuate 2 sezioni di calcolo che rappresentano le situazioni più gravose in relazioni alle condizioni stratigrafiche ed alla massima altezza di scavo.

- **Sezione 1.** Si riferisce allo scavo della pila 2 che presenta altezza di scavo di 4.0 m e falda a 2.6 m da p.c.. La sezione di calcolo è cautelativamente rappresentativa per le pile dalla 1 alla 5 compresa (stratigrafia 1).
- **Sezione 2.** Si riferisce allo scavo della pila 10 che presenta altezza di scavo di 3.7 m e falda a 3.2 m da p.c.. La sezione di calcolo è cautelativamente rappresentativa per le pile dalla 6 alla 12 comprese (stratigrafia 2).

4.7 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.

4.7.1 Sezione 1

Nella seguente immagine si riporta la discretizzazione di calcolo adottata per la Sezione 1, in cui è evidenziata la successione stratigrafica. Il dominio discretizzato ha una larghezza di 120 m e un'altezza di 30 m circa, è costituito da circa 7060 elementi triangolari e da circa 57170 nodi.

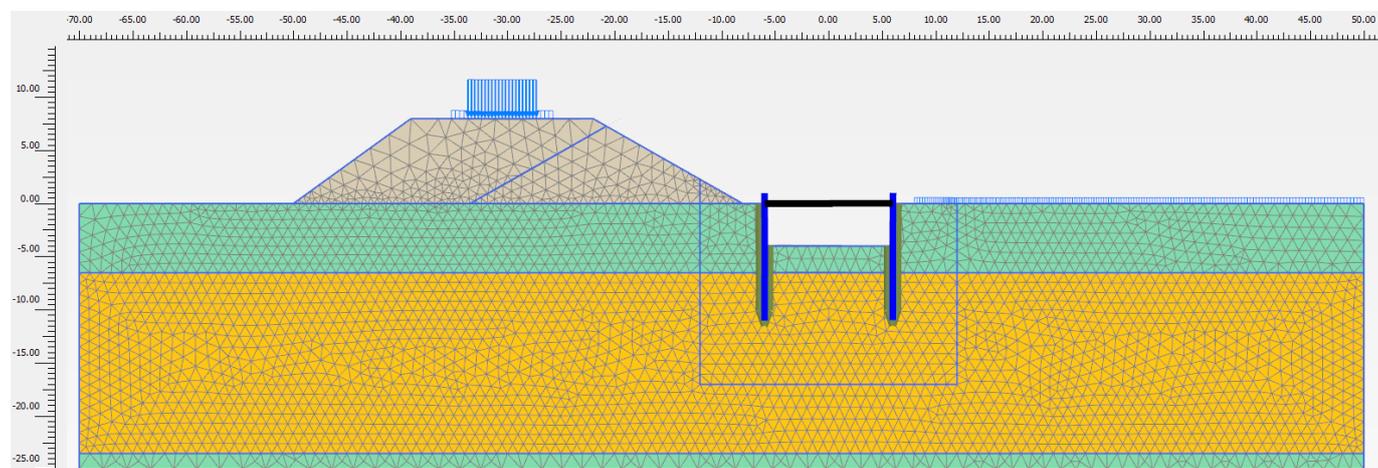


Figura 8 - Sezione 1, Discretizzazione del modello di calcolo

4.7.2 Sezione 2

Nella seguente immagine si riporta la discretizzazione di calcolo adottata per la Sezione 2, in cui è evidenziata la successione stratigrafica. Il dominio discretizzato ha una larghezza di 120 m e un'altezza di 30 m circa, è costituito da circa 4210 elementi triangolari e da circa 34280 nodi.

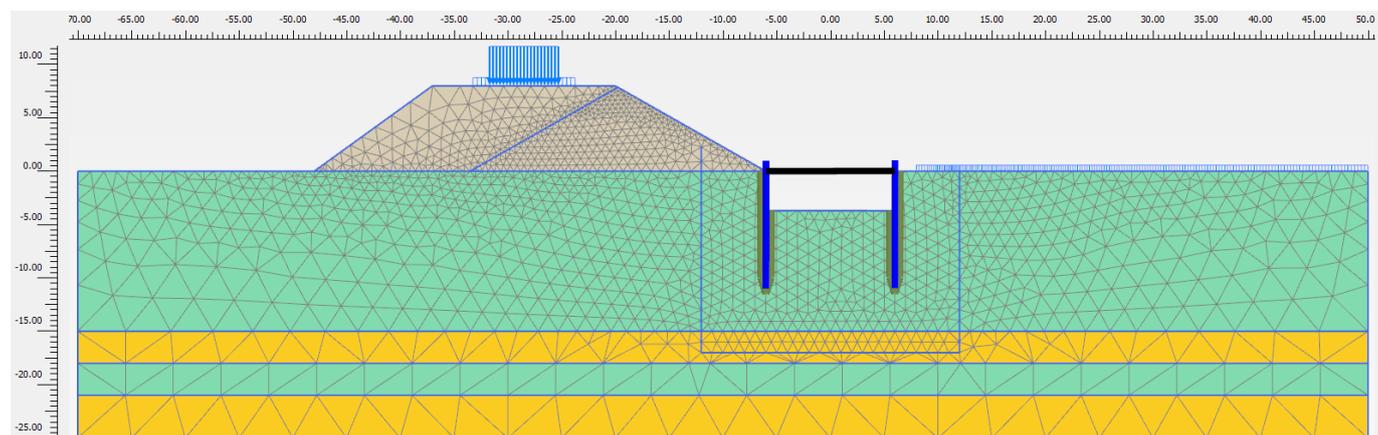


Figura 9 - Sezione 2, Discretizzazione del modello di calcolo

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 18 di 117	

4.8 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 schematizzate le paratie contrapposte, 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.

Nelle fasi in cui lo scavo intercetta il livello di falda, il calcolo tenso-deformativo viene fatto procedere dall'analisi 2D di filtrazione per la corretta determinazione delle pressioni neutre in fase di scavo. Tale calcolo idraulico contempla le seguenti condizioni al contorno: sui bordi della discretizzazione del modello di calcolo vengono fissati i valori iniziali delle pressioni neutre; pertanto tali bordi permettono la comunicazione con l'esterno e quindi l'alimentazione del processo di filtrazione; i contorni delle palancole si considerano impermeabili; il piano di scavo viene definito come una superficie drenante in equilibrio con la pressione atmosferica (pressione neutra nulla); viene così simulata l'operazione di emungimento a fondo scavo.

I modelli 2D sviluppati includono tutte le principali fasi esecutive, per i vari stati limite di progetto previsti dalla normativa. Nel seguito si illustrano esclusivamente le fasi di calcolo che riguardano le opere provvisorie. I risultati delle analisi saranno riportati nella sezione successiva.

4.8.1 Sezione 1

- Fase 1. Inizializzazione geostatica con presenza della falda di riferimento (corrisponde ad una soggiacenza minima di circa -2.6 m dal p.c.).
- Fase 2. Posa in opera delle palancole.
- Fase 3. Raggiungimento dello scavo massimo (-4.0 m dal p.c.) e contestuale attivazione del sistema di dewatering e mantenimento del livello idrico interno allo scavo a quota fondo scavo. Il mantenimento "all'asciutto" dell'interno della trincea (tramite emungimento) è simulato imponendo la quota del piano libero della falda interno a fondo scavo e operando un'analisi di filtrazione in condizioni stazionarie.
- Fase 4. Applicazione del carico accidentale e permanente.
- Fase 5. Amplificazione del carico accidentale ($\times 1.50/1.30 = 1.15$) e permanente ($\times 1.30/1.30 = 1.0$).
- Fase 6. A partire dalla Fase 4, amplificazione del carico accidentale ($\times 1.30$) e permanente ($\times 1.0$).
- Fase 7. A partire dalla Fase 6 si esegue la verifica di stabilità globale, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (φ' - c' *reduction method*) fino al raggiungimento del coefficiente di sicurezza desiderato, maggiore di 1.375 (FS min = 1.25 \times 1.1), in osservanza alla normativa per la verifica SLU GEO (cfr. § 4.5).

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 19 di 117	

Le Fasi 3 e 4 sono rappresentative delle condizioni SLE per la valutazione degli spostamenti.

La Fase 5 è quella di riferimento per le verifiche STR A1+M1 amplificando le sollecitazioni di calcolo ottenute x 1.30.

La Fase 7 contempla la verifica di stabilità GEO (A2+M2+R2).

E' stata riprodotta l'intera storia dell'opera in costruzione che include il riposizionamento del rilevato ferroviario (rappresentato in maniera schematica con rilevato di area equivalente). Le principali fasi di calcolo sono rappresentate nelle seguenti immagini.

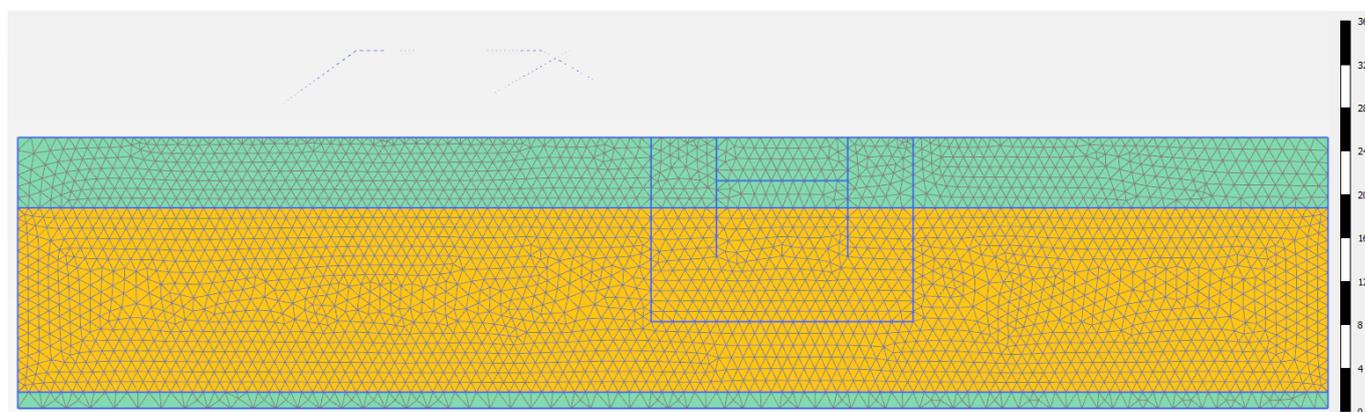


Figura 10 - Sezione 1, Inizializzazione geostatica

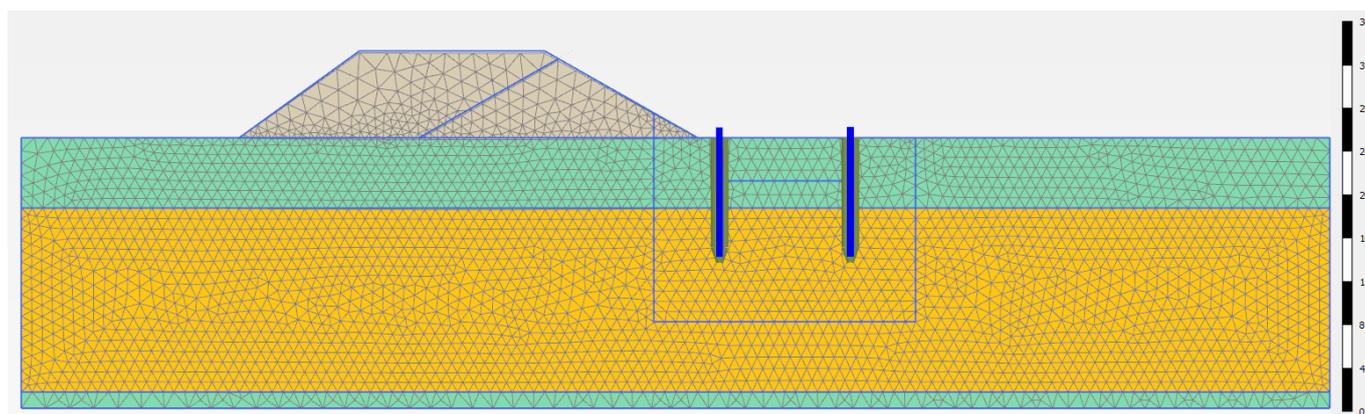


Figura 11 - Sezione 1, Realizzazione palancole

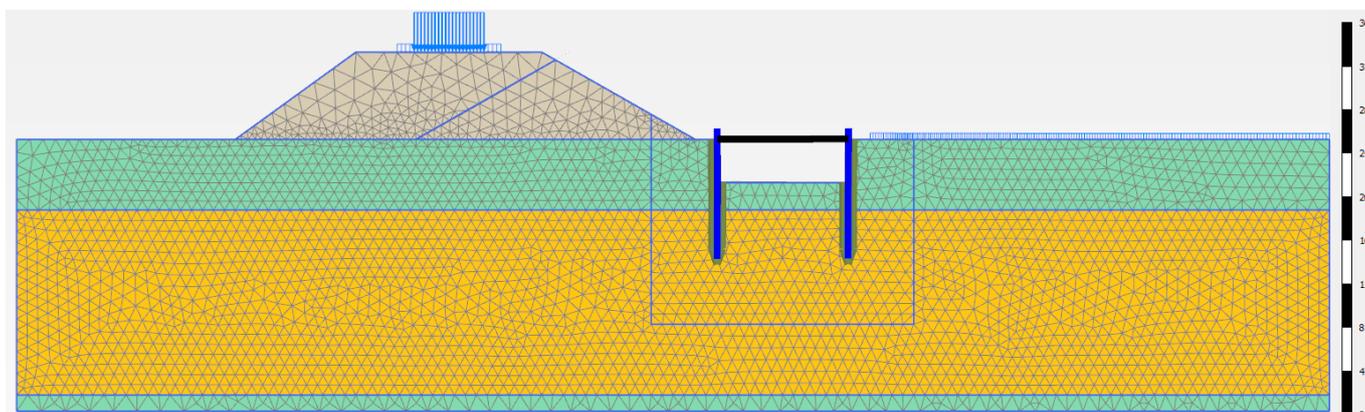


Figura 12 - Sezione 1, Scavo massimo, sistema di puntonamento sommitale e applicazione dei carichi

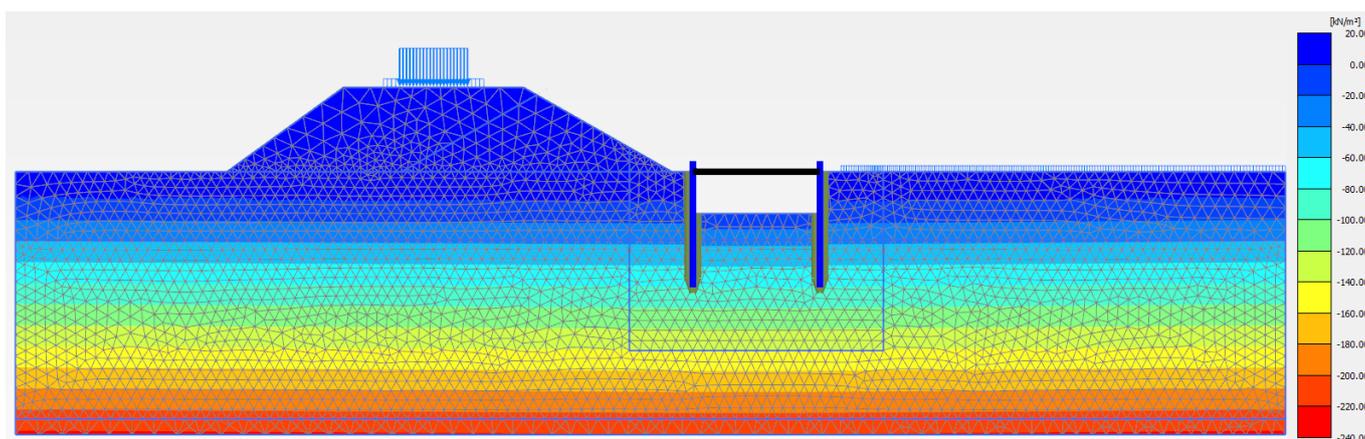


Figura 13 - Sezione 1, Pressioni neutre in fase di massimo scavo con carichi

4.8.2 Sezione 2

- Fase 1. Inizializzazione geostatica con presenza della falda di riferimento (corrisponde ad una soggiacenza minima di circa -3.2 m dal p.c.).
- Fase 2. Esecuzione delle palancole.
- Fase 3. Raggiungimento dello scavo massimo (-3.7 m dal p.c.) e contestuale attivazione del sistema di dewatering e mantenimento del livello idrico interno allo scavo a quota fondo scavo. Il mantenimento "all'asciutto" dell'interno della trincea (tramite emungimento) è simulato imponendo la quota del piano libero della falda interno a fondo scavo e operando un'analisi di filtrazione in condizioni stazionarie.
- Fase 4. Applicazione del carico accidentale e permanente.
- Fase 5. Amplificazione del carico accidentale ($\times 1.50/1.30 = 1.15$) e permanente ($\times 1.30/1.30 = 1.0$).
- Fase 6. A partire dalla Fase 4, amplificazione del carico accidentale ($\times 1.30$) e permanente ($\times 1.0$).

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
<p>VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001</p>	<p>Rev. C</p>	<p>Foglio 21 di 117</p>	

Fase 7. A partire dalla Fase 6 si esegue la verifica di stabilità globale, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (φ' - c' reduction method) fino al raggiungimento del coefficiente di sicurezza desiderato, maggiore di 1.375 (FS min = 1.25 x 1.1), in osservanza alla normativa per la verifica SLU GEO (cfr. §4.5).

Le Fasi 3 e 4 sono rappresentative delle condizioni SLE per la valutazione degli spostamenti.

La Fase 5 è quella di riferimento per le verifiche STR A1+M1 amplificando le sollecitazioni di calcolo ottenute x 1.30.

La Fase 7 contempla la verifica di stabilità GEO (A2+M2+R2).

E' stata riprodotta l'intera storia dell'opera in costruzione che include il riposizionamento del rilevato ferroviario (rappresentato in maniera schematica con rilevato di area equivalente). Le principali fasi di calcolo sono rappresentate nelle seguenti immagini.

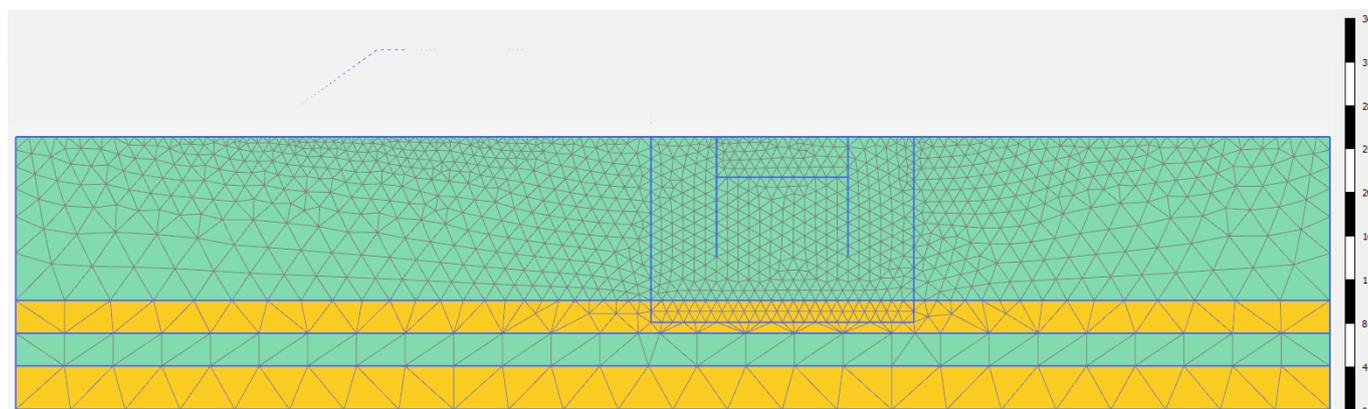


Figura 14 - Sezione 2, Inizializzazione geostatica

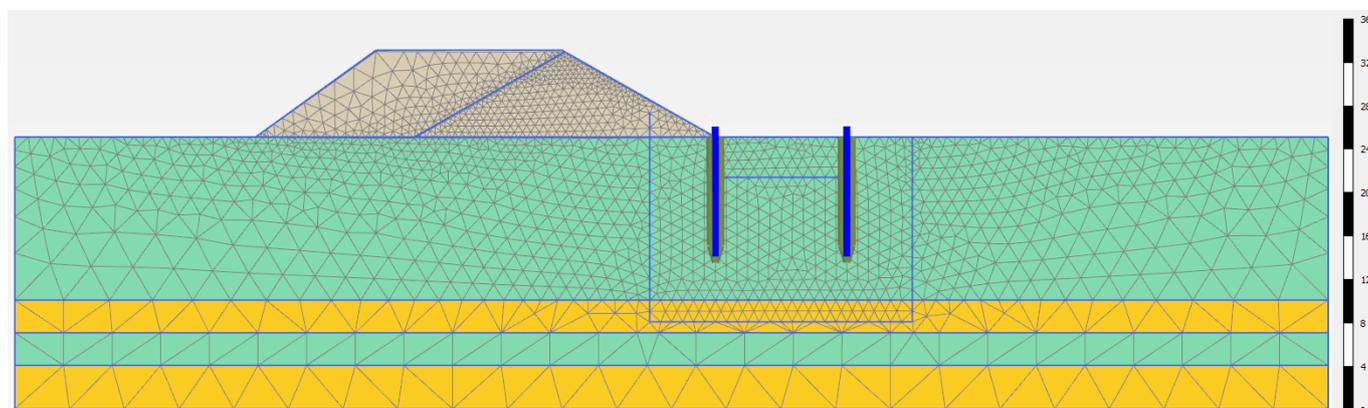


Figura 15 - Sezione 2, Realizzazione palancole

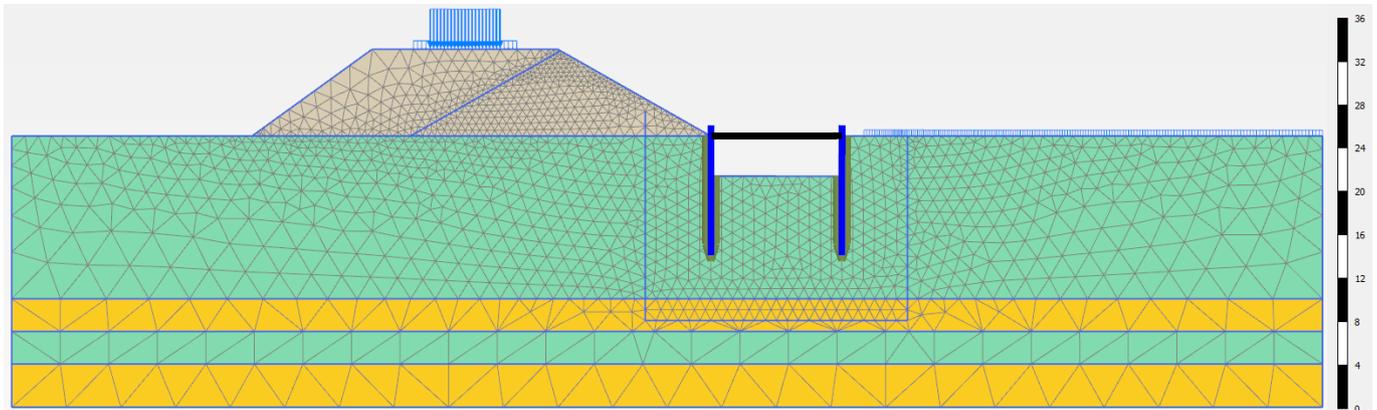


Figura 16 - Sezione 2, Scavo massimo, sistema di puntonamento sommitale e applicazione dei carichi

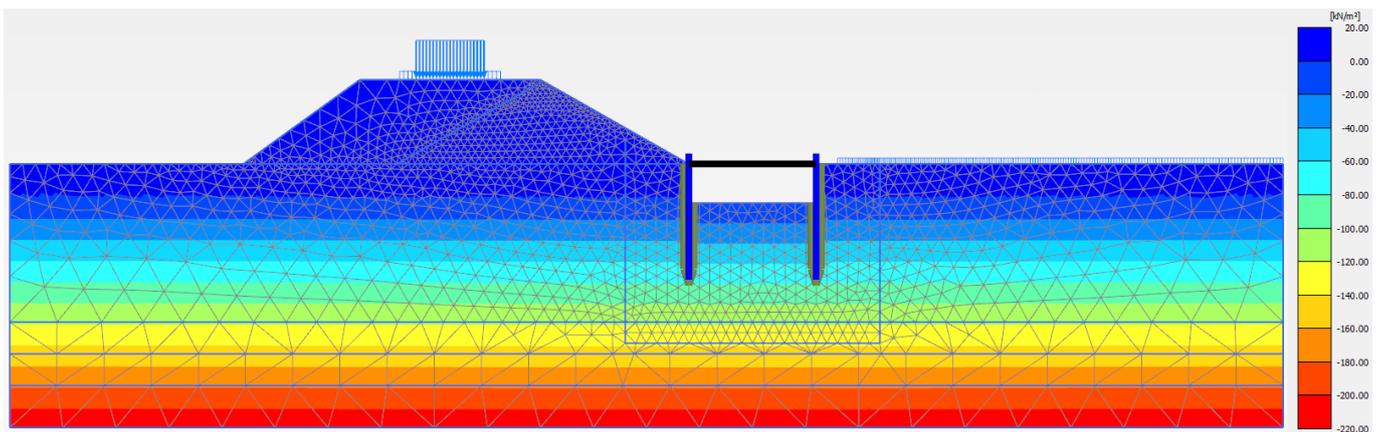


Figura 17 - Sezione 2, Pressioni neutre in fase di massimo scavo con carichi

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
<p>VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001</p>	<p>Rev. C</p>	<p>Foglio 23 di 117</p>	

4.9 Principali risultati delle analisi

Nelle seguenti immagini, per ogni sezione di calcolo, si riporta:

- il campo di spostamenti totali al raggiungimento del fondo scavo massimo;
- gli spostamenti delle palancole in rappresentazione vettoriale;
- le azioni interne di momento flettente, azione assiale e taglio sulle palancole, come involuppo di tutte le fasi esecutive modellate;
- la tabella riassuntiva delle azioni interne massime nelle palancole;
- evidenza della verifica di stabilità globale.

4.9.1 Sezione 1

Questa sezione di calcolo presenta palancole PU18 di lunghezza 12.0 m con sistema di puntone, la falda è circa a quota -2.6 m da p.c. e lo scavo massimo risulta a quota -4.0 da p.c..

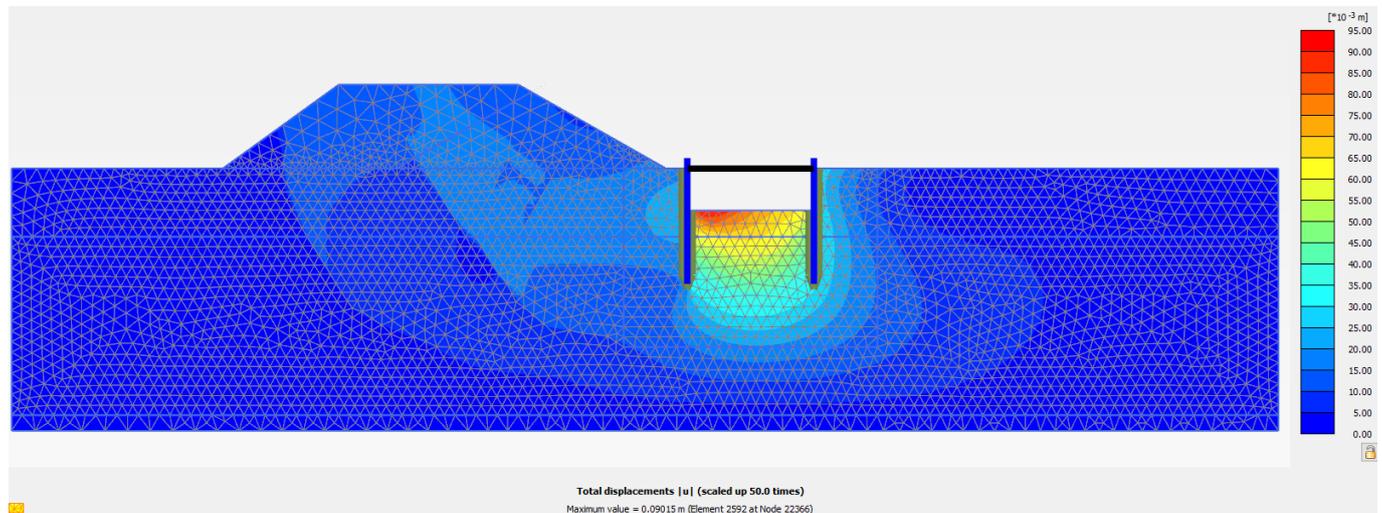


Figura 18 - Sezione 1, Spostamenti totali in fase di scavo massimo

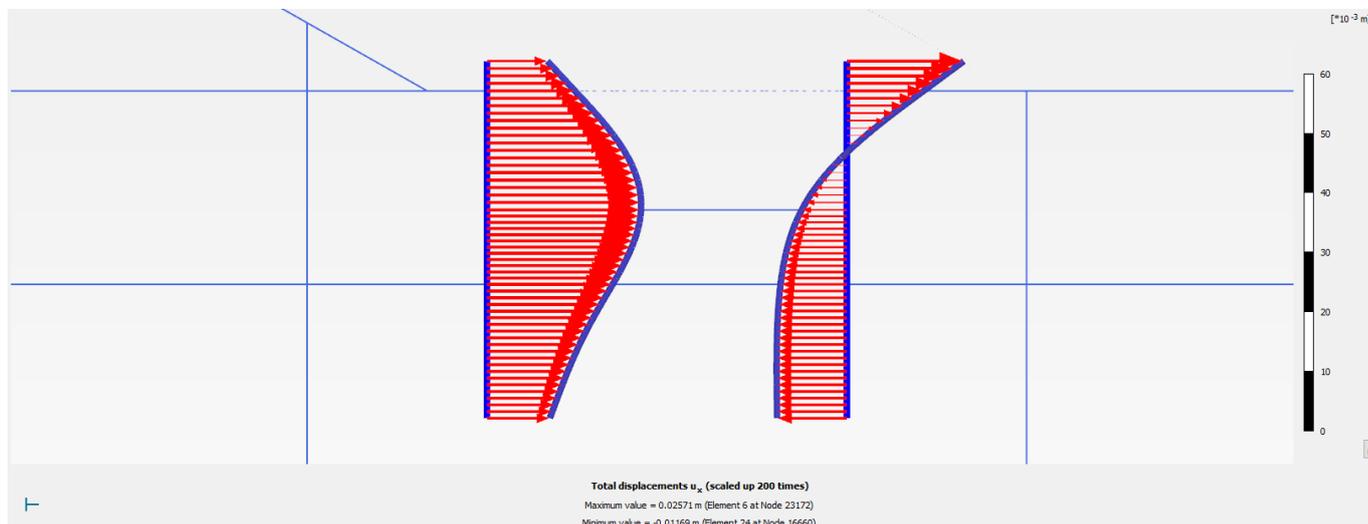


Figura 19 - Sezione 1, Spostamenti totali palancole SLE

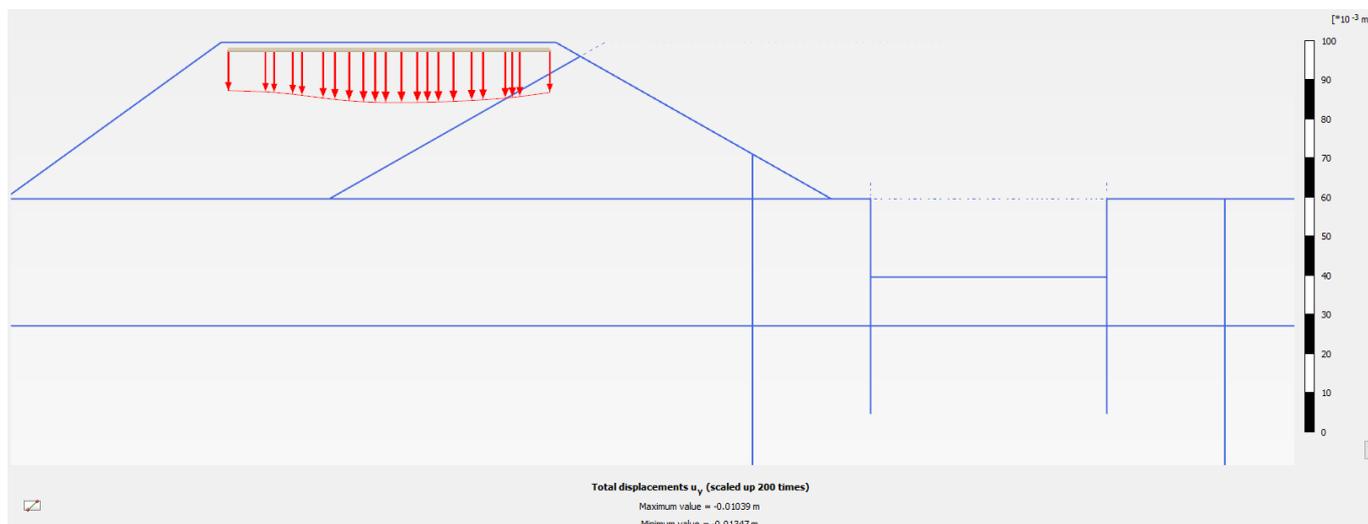


Figura 20 – Sezione 1, Spostamenti verticali sul rilevato SLE

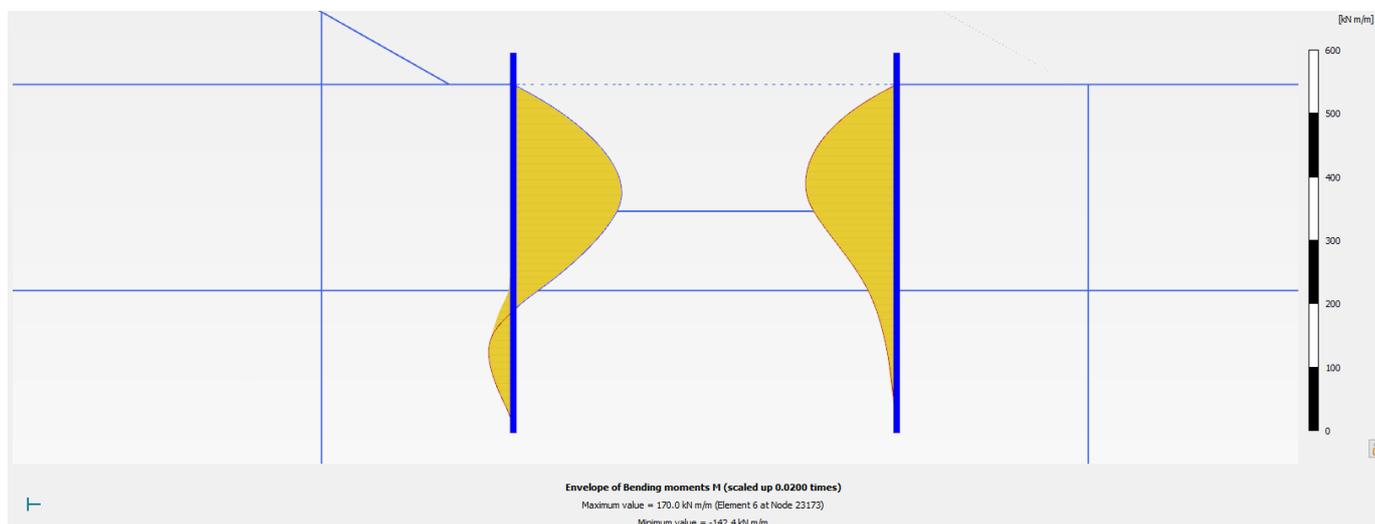


Figura 21 - Sezione1, Inviluppo del momento flettente palancole (Fase 5: SLU/1.3)

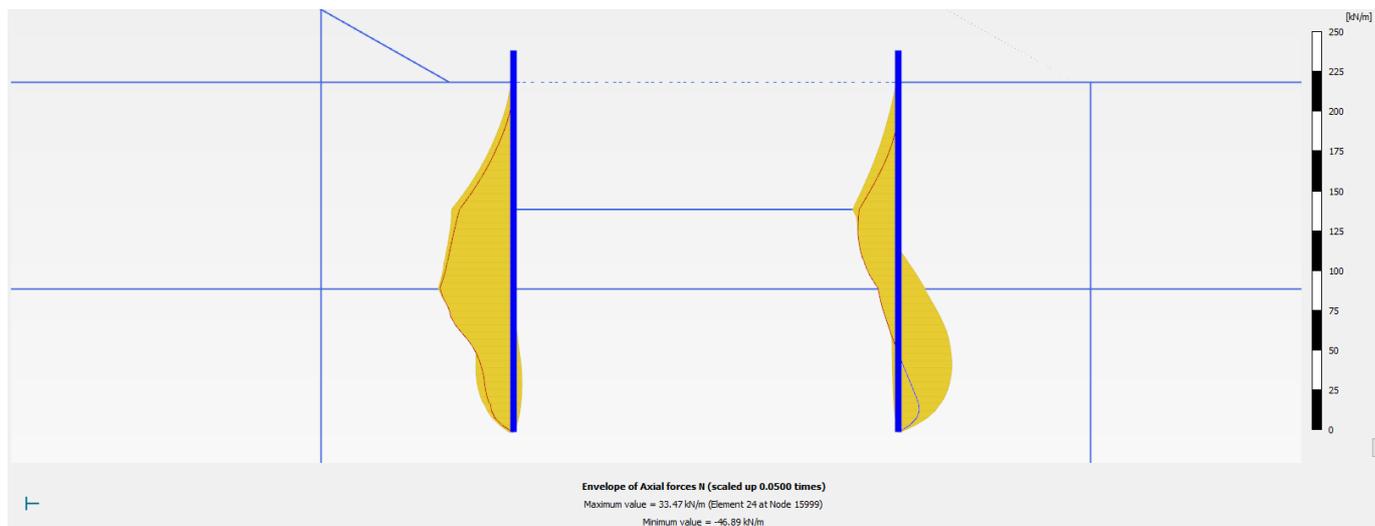


Figura 22 - Sezione 1, Inviluppo dell'azione assiale palancole (Fase 5: SLU/1.3)

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 26 di 117	

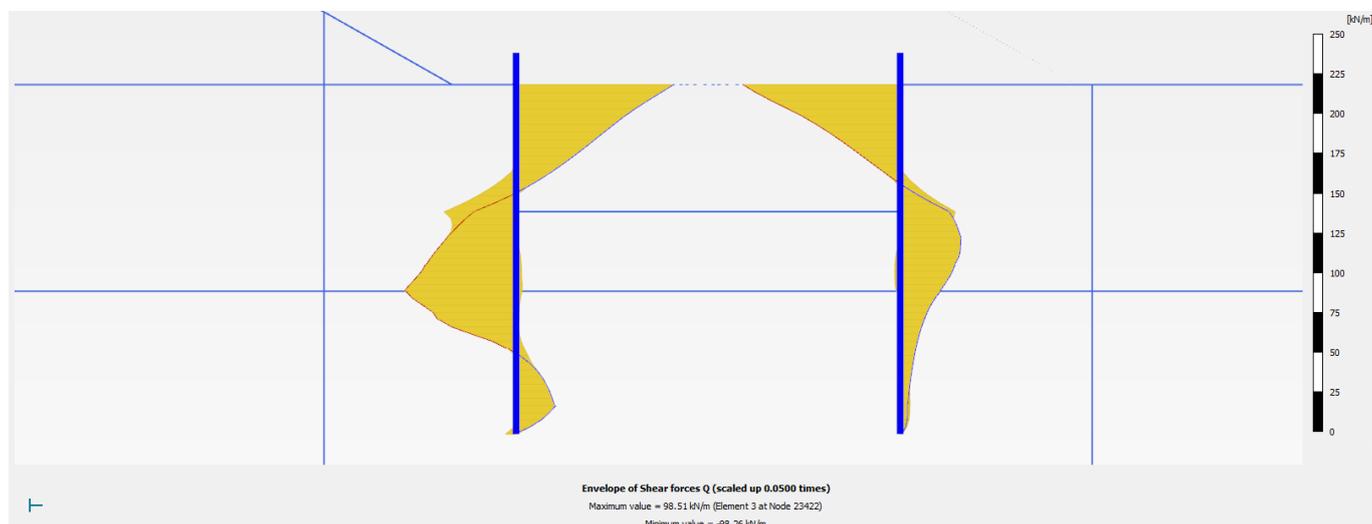


Figura 23 - Sezione 1, Involuppo del taglio palancole (Fase 5: SLU/1.3)

Nella seguente tabella si riportano sinteticamente i massimi risultati in termini di azione interne sulle palancole, finalizzanti le verifiche di resistenza. I valori delle sollecitazioni allo SLU si ottengono amplificando i risultati della fase di calcolo 5 per il coefficiente parziale $\gamma_A = 1.3$, in accordo a quanto esplicitato nel precedente paragrafo 4.8.

Tabella 7 - Sintesi risultati palancole

Paratia di Palancole	Fase 5: SLU/1.3	SLU
azione assiale massima, Nmax [kN/m]	46.9	61.0
momento massimo, Mmax [kNm/m]	170.0	221.0
taglio massimo, Tmax [kN/m]	98.5	128.0
Spostamento max [mm]	26	

Nelle seguenti immagini si espongono nell'ordine il campo di spostamenti globali e i punti di plasticizzazione ottenuti al termine dell'analisi *c-φ-reduction* effettuata con la finalità di soddisfare la verifica di stabilità globale dell'opera in condizioni di scavo massimo. 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, pertanto la verifica di stabilità globale è soddisfatta.

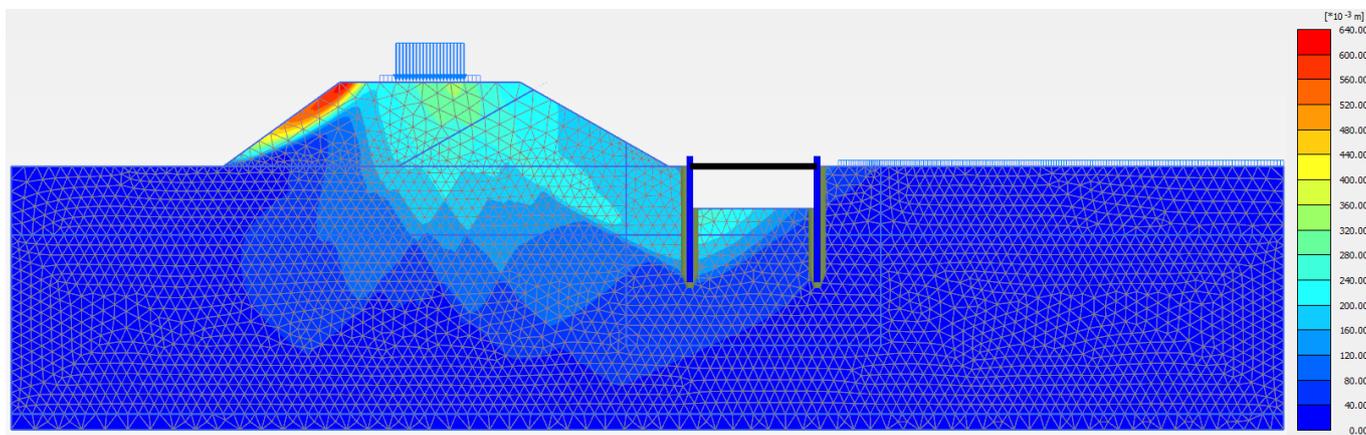


Figura 24 - Sezione 1, Individuazione del cinematismo di potenziale instabilità



Figura 25 - Sezione 1, Punti di plasticizzazione al termine della verifica di stabilità globale

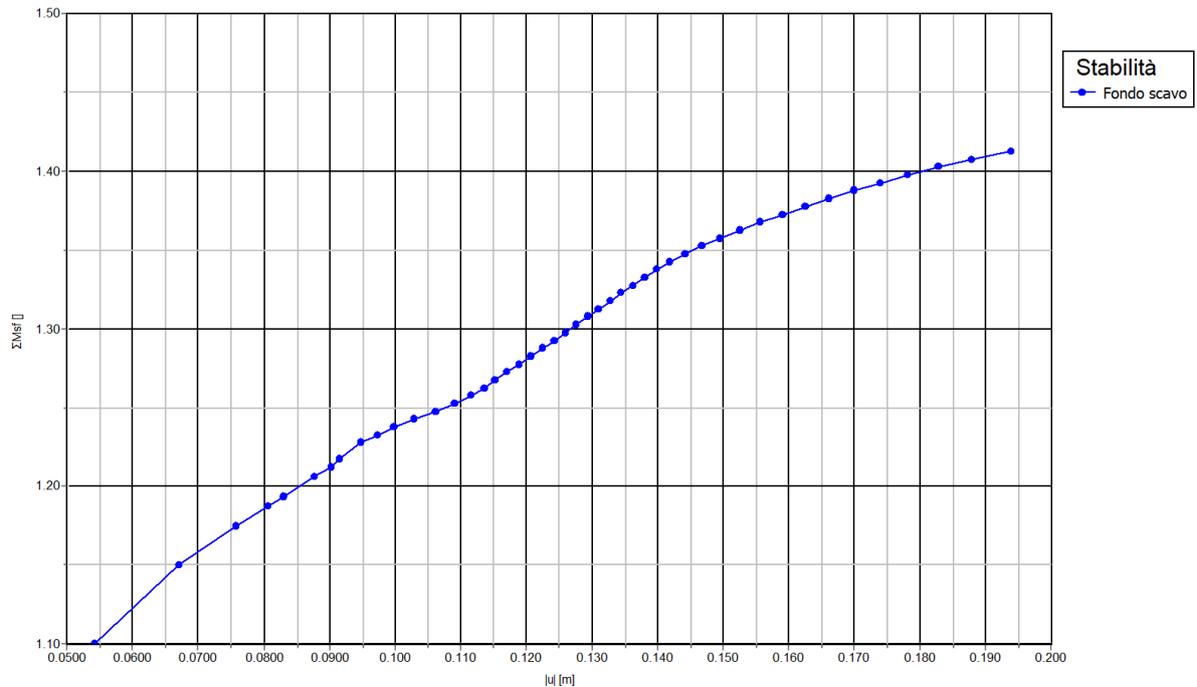


Figura 26 - Sezione 1, Sicurezza alla stabilità globale vs spostamento totale del punto di controllo ($FS > 1.1 \times 1.25 = 1.375$)

4.9.2 Sezione 2

Questa sezione di calcolo presenta palancole PU18 di lunghezza 12.0 m con sistema di puntonamento, la falda è circa a quota -3.2 m da p.c. e lo scavo massimo risulta a quota -3.7 m da p.c..

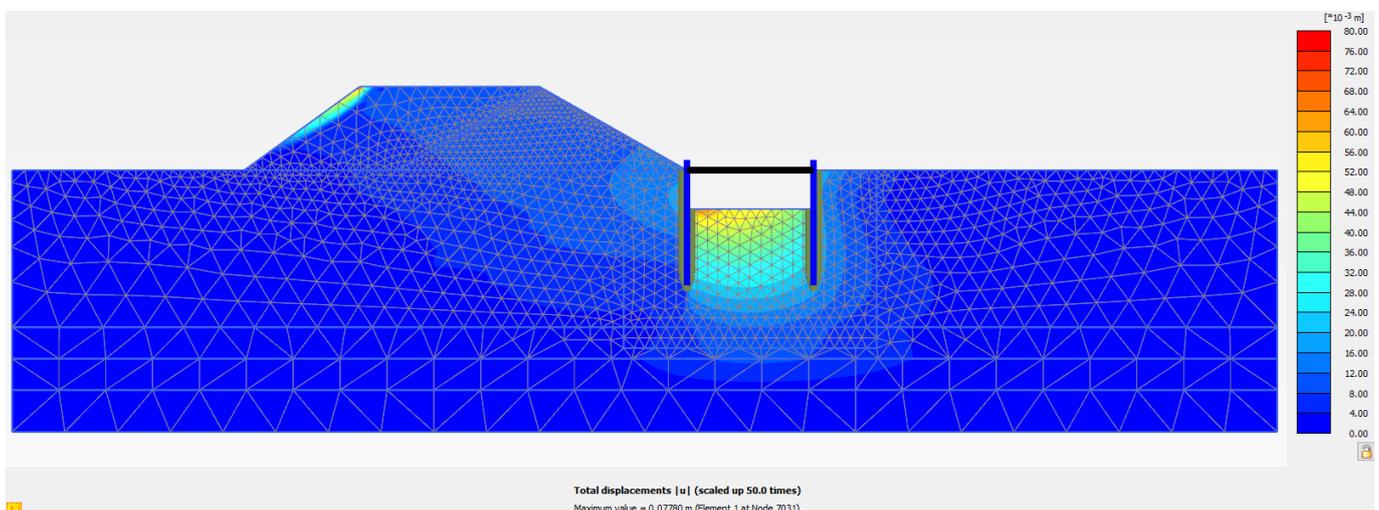


Figura 27 – Sezione 2, Spostamenti totali in fase di scavo massimo

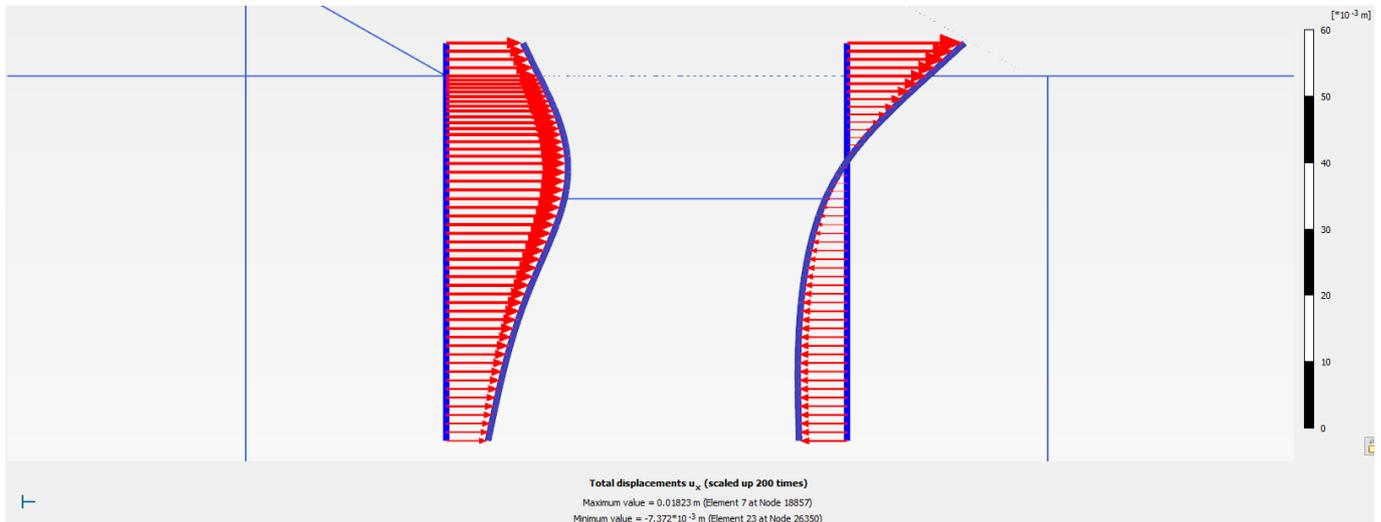


Figura 28 - Sezione 2, Spostamenti totali palancole SLE

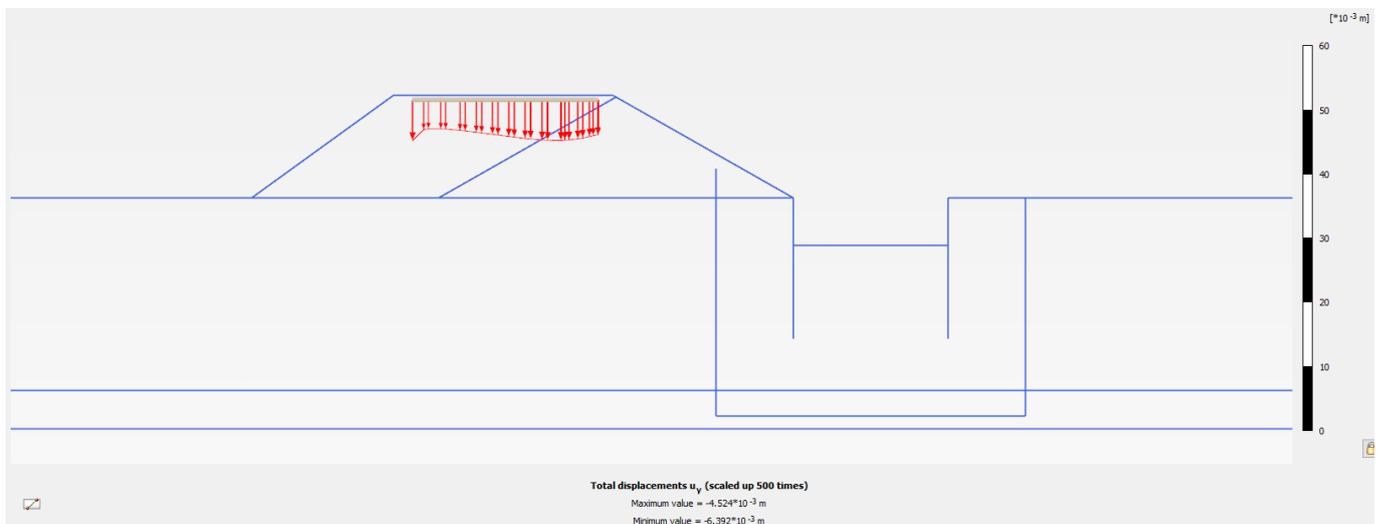


Figura 29 – Sezione 2, Spostamenti verticali sul rilevato SLE

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
<p>VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001</p>	<p>Rev. C</p>	<p>Foglio 30 di 117</p>	

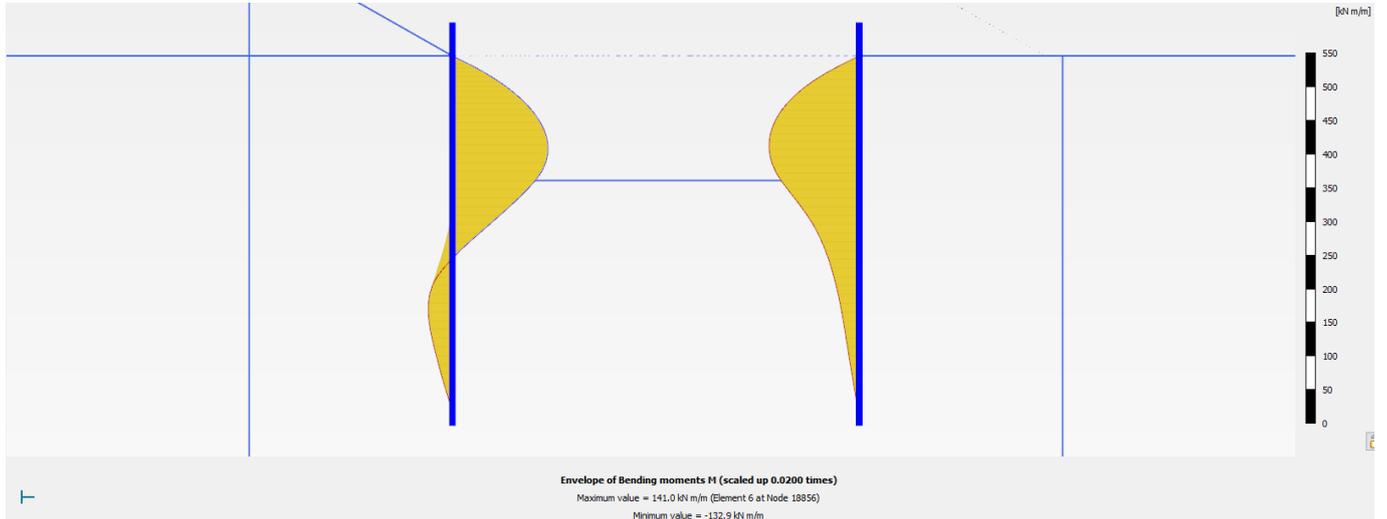


Figura 30 – Sezione 2, Involuppo del momento flettente palancole (Fase 5: SLU/1.3)

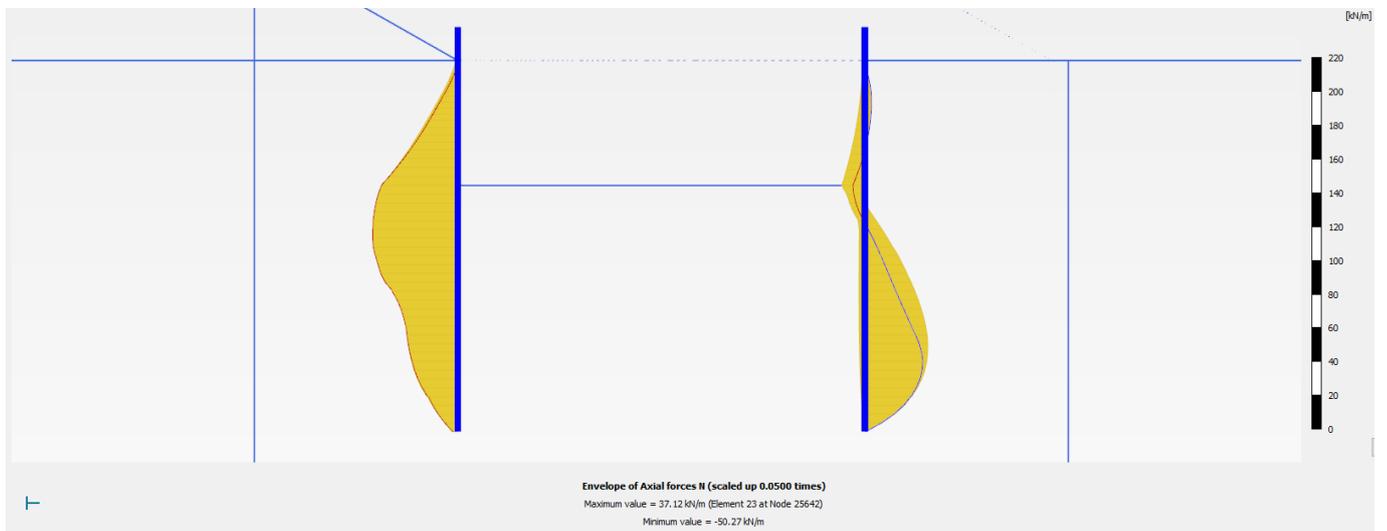


Figura 31 - Sezione 2, Involuppo dell'azione assiale palancole (Fase 5: SLU/1.3)

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 31 di 117	

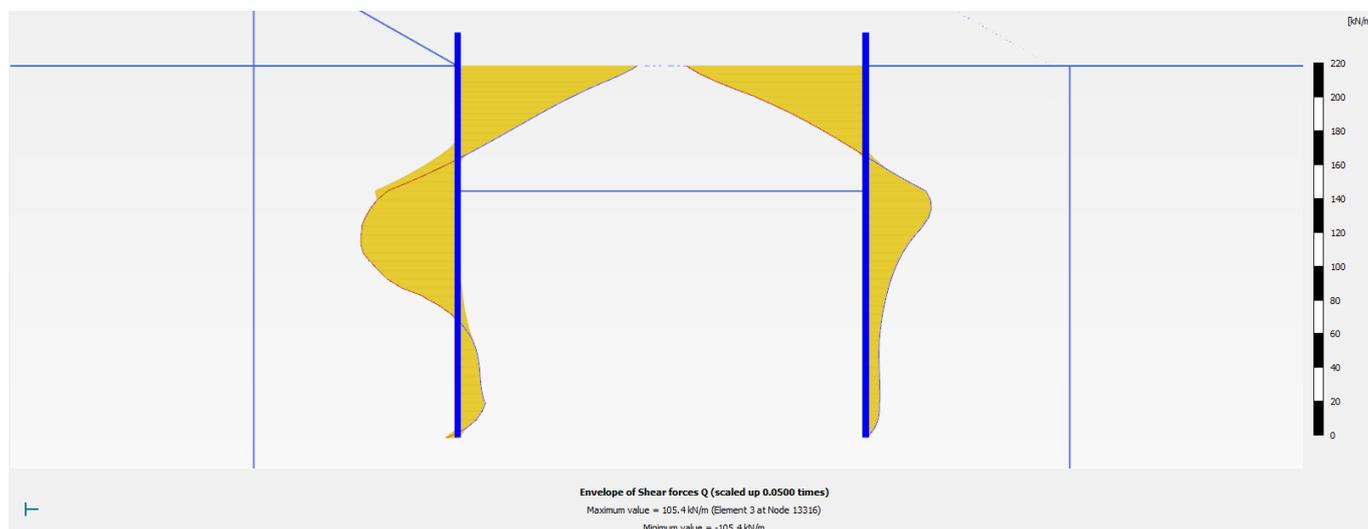


Figura 32 - Sezione 2, Involuppo del taglio palancole (Fase 5: SLU/1.3)

Nella seguente tabella si riportano sinteticamente i massimi risultati in termini di azione interne sulle palancole, finalizzanti le verifiche di resistenza. I valori delle sollecitazioni allo SLU si ottengono amplificando i risultati della fase di calcolo 5 per il coefficiente parziale $\gamma_A = 1.3$, in accordo a quanto esplicitato nel precedente paragrafo 4.8.

Tabella 8 - Sintesi risultati palancole

Paratia di Palancole	Fase 5:SLU/1.3	SLU
azione assiale massima, N_{max} [kN/m]	50.3	65.4
momento massimo, M_{max} [kNm/m]	141.0	183.3
taglio massimo, T_{max} [kN/m]	105.4	137.0
Spostamento max [mm]	18	

Nelle seguenti immagini si espongono nell'ordine il campo di spostamenti globali e i punti di plasticizzazione ottenuti al termine dell'analisi *c-φ-reduction* effettuata con la finalità di soddisfare la verifica di stabilità globale dell'opera in condizioni di scavo massimo. 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, pertanto la verifica di stabilità globale è soddisfatta.

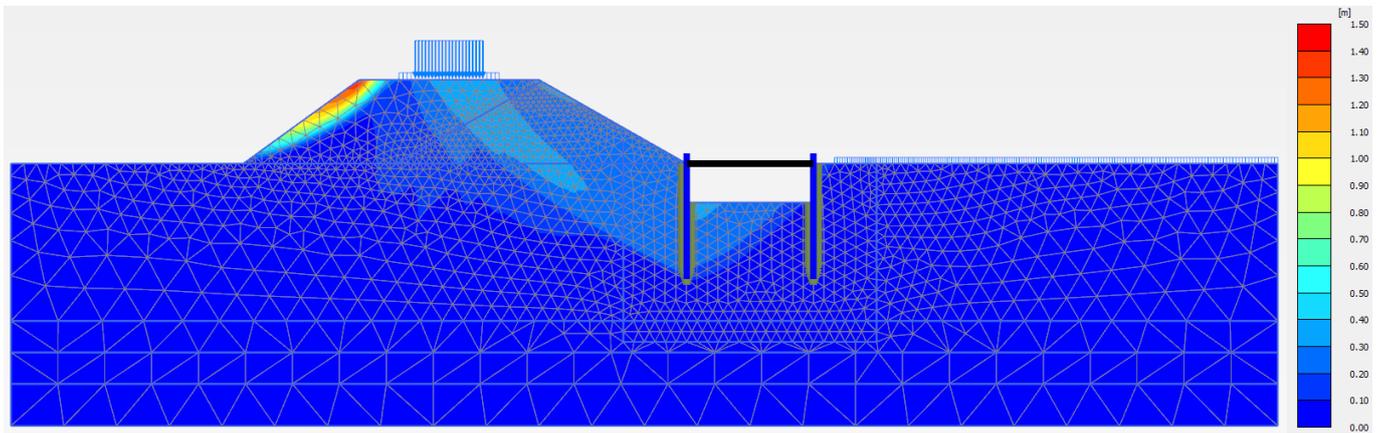


Figura 33 - Sezione 2, Individuazione del cinematismo di potenziale instabilità



Figura 34 - Sezione 2, Punti di plasticizzazione al termine della verifica di stabilità globale

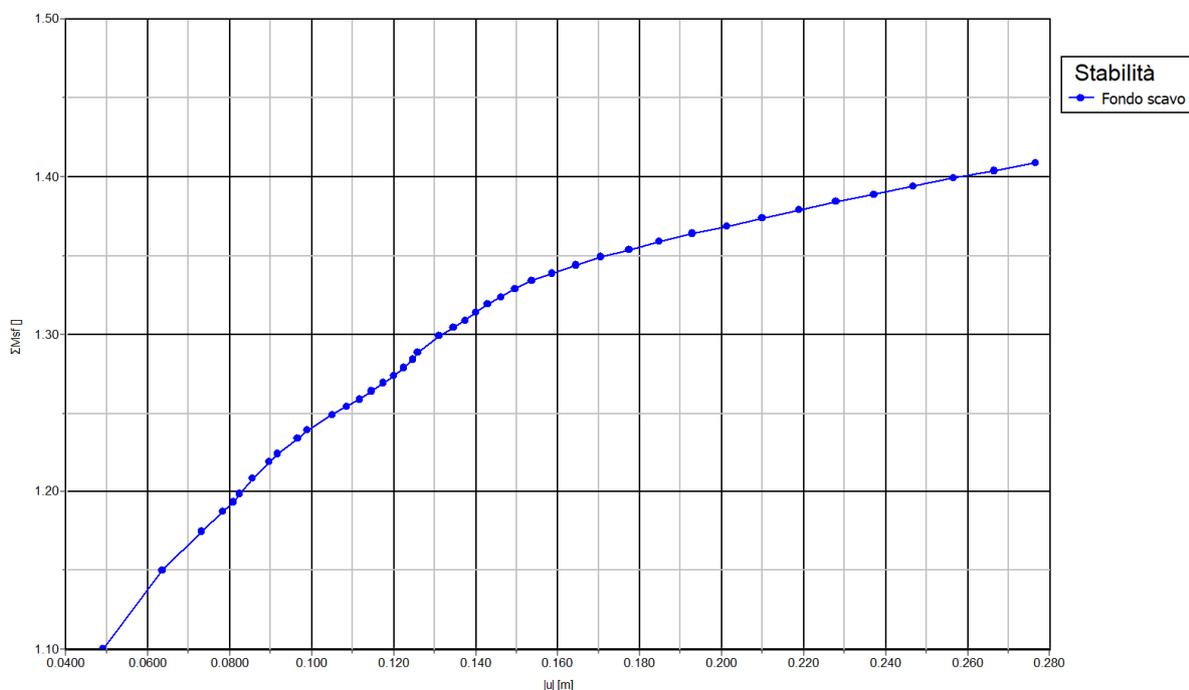


Figura 35 - Sezione 2, Sicurezza alla stabilità globale vs spostamento totale del punto di controllo ($FS > 1.1 \times 1.25 = 1.375$)

4.9.3 Stima portate di emungimento

Tale stima viene eseguita per la sezione 1 con maggiore battente idraulico e massimo scavo. Per l'analisi eseguita in corrispondenza della sezione 1 (stratigrafia 1), si fornisce nelle figure seguenti una stima della portata di aggotamento: 24 m³/giorno, valutata considerando il problema simmetrico e quindi moltiplicando per due la stima di portata (q) desunta dalla seguente sezione (A-A) e considerando una lunghezza (L) amplificata cautelativamente del 20%. Tale stima di portata è puramente indicativa e per il dimensionamento del sistema di emungimento dovranno essere applicati fattori di sicurezza almeno pari a 4.

q=	9.24E ⁻⁰⁶	m ³ /s/m
L=	14.8	m
Qtot=	24	m ³ /day

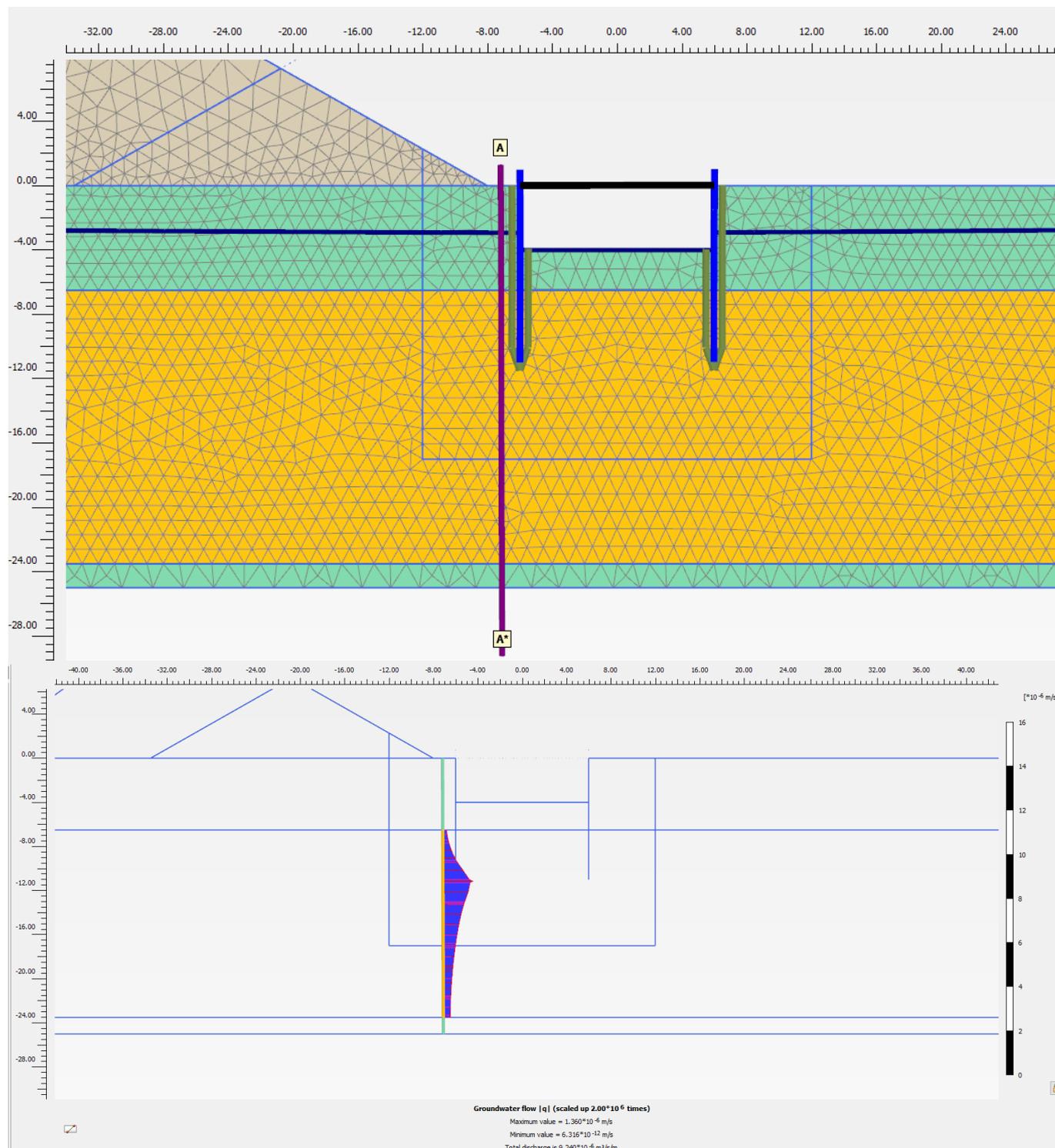


Figura 36 - Sezione A-A – stima portata q – sezione 1

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 35 di 117

4.10 Verifiche nei confronti degli stati limite idraulici

4.10.1 Sezione 1

Sollevamento a breve termine

Se lo scavo interessa un terreno a grana fine sovrastante un terreno ad elevata permeabilità deve essere considerata la condizione di sollevamento a breve termine. In questo caso l'azione instabilizzante è data dalla pressione idrostatica iniziale alla base dello strato di argilla:

$$p_w = \gamma_w \cdot H_w$$

mentre l'azione stabilizzante è la pressione totale alla base dello strato impervio:

$$p = \gamma_{sat} \cdot D$$

Per la verifica a sollevamento (UPL), si è fatto riferimento alle indicazioni contenute nel paragrafo 6.2.3.2 delle NTC 2008 ove le azioni stabilizzanti vengono ridotte x 0.9 e le azioni instabilizzanti amplificate x 1.1.

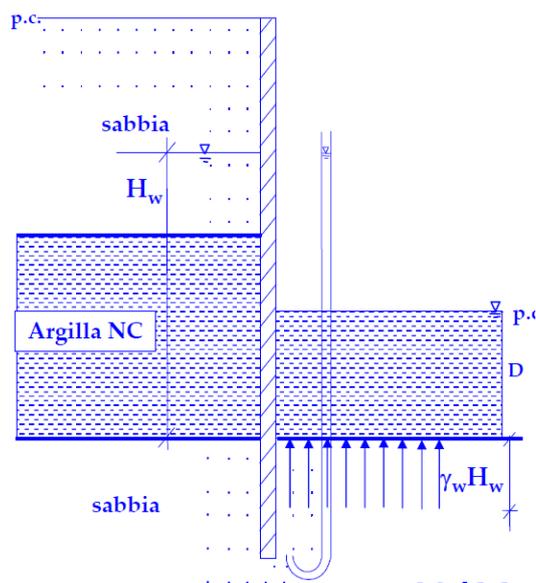


Figura 37 – Sollevamento a breve termine

Tabella 9 - Valori per verifica sollevamento Sezione 1 e Sezione 2

Hw	D	γ_{sat}	p_w	p	$p_{w,d} = p_w \cdot 1.1$	$p_{,d} = p \cdot 0.9$
3.9 m	2.5 m	18.5 kN/m ³	39 kPa	46.25 kPa	42.9 kN/m	41.6 kN/m

Risultando $p_{w,d} > p_{,d}$, la verifica, per poco, non è soddisfatta. I coefficienti sono vicini alla verifica, in ogni caso, l'attivazione dei pozzi d'aggottamento consente di rilassare le pressioni alla base dell'eventuale strato argilloso, evitando l'instabilità dello stesso.

4.10.2 Sezione 2

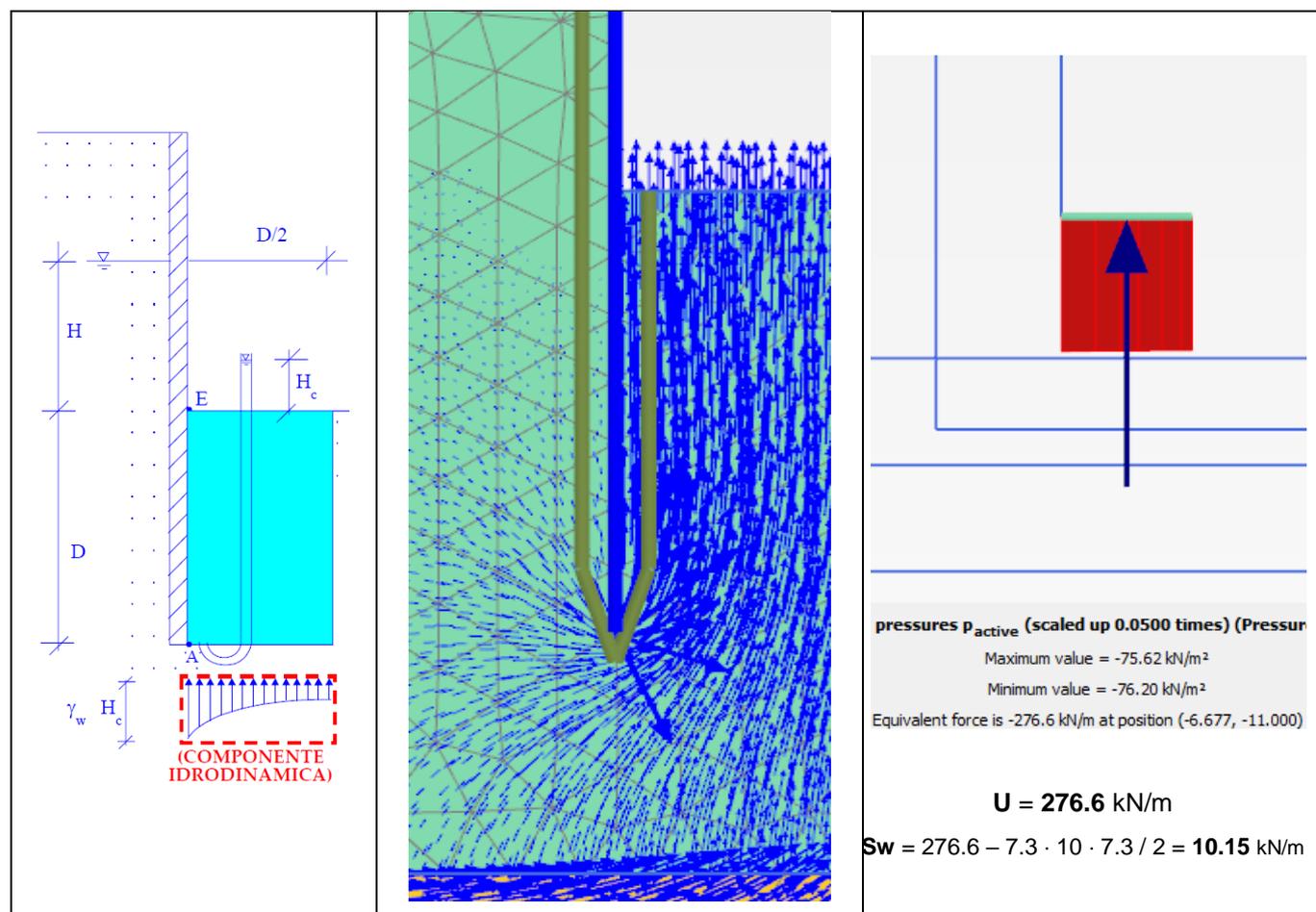
Sollevamento a lungo termine

Il sollevamento del fondo scavo è un fenomeno analogo al sifonamento, dovuto alle forze di filtrazione al piede di un diaframma, che si estende a tutta la profondità D dello scavo per una larghezza pari a $D/2$ (vedasi figura seguente). La forza instabilizzante è quella dovuta alle forze di filtrazione (componente idrodinamica della pressione interstiziale con carico idraulico H_c riferito al fondo scavo):

$$S_w = \gamma_w \cdot H_c \cdot D/2$$

mentre la forza stabilizzante è data dal peso immerso del cuneo di terreno ($\gamma' = 8.5 \text{ kN/m}^3$):

$$W' = \gamma' \cdot D \cdot D/2$$



D	D/2	γ'	W'	Sw	Sw,d = Sw · 1.1	$W',d = W' \cdot 0.9$
7.3 m	3.65 m	8.5 kN/m ³	226.5 kN/m	10.15 kN/m	11.2 kN/m	203.85 kN/m

Risultando $S_{w,d} < W',d$, la verifica è soddisfatta.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 37 di 117	

Si esegue anche la verifica di stabilità del fondo scavo in termini di tensioni totali, applicando sempre i coefficienti parziali di norma per la combinazione EQU.

D	D/2	γ	W	U	U,d = U · 1.1	W,d = W · 0.9
7.3 m	3.65 m	18.5 kN/m ³	492.9 kN/m	276.6 kN/m	304.3 kN/m	443.6 kN/m

Risultando $U_d < W_d$, la verifica è soddisfatta.

4.11 Verifiche di resistenza palancole

Per le palancole si adotta la metodologia di verifica in accordo con la normativa italiana vigente (N.T.C.'08) e con l'Eurocodice 3 (EN 1993-5). Per le verifiche si considera cautelativamente per l'acciaio $f_{yk} = 270$ MPa.

Le azioni interne allo stato limite ultimo, N_{Ed} , M_{Ed} and V_{Ed} , sono ottenute dal paragrafo 4.9.

Si determina quindi:

$$M_{Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \cdot \beta_B \quad \text{momento resistente di progetto per sezioni di classe 1 e 2}$$

dove:

W_{pl} è il modulo di resistenza plastico

β_B è un coefficiente riduttivo per palancole a U, dipendente dal numero di palancole interconnesse e dal tipo di suolo

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad \text{resistenza a taglio di progetto}$$

Se la forza di taglio agente di progetto V_{Ed} è maggiore del 50% della resistenza di progetto V_{Rd} , il momento resistente si riduce secondo la seguente espressione:

$$M_{Rd} = \left(\beta_B \cdot W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w \cdot \sin \alpha} \right) f_{yd} \quad \text{momento resistente ridotto}$$

$$\rho = (2V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2$$

Data l'azione assiale resistente del palancoleto $N_{Rd} = A \cdot f_{yd}$, dove A è la sezione resistente, se il rapporto N_{Ed}/N_{Rd} è maggiore di 0.25 per palancole ad U, o maggiore di 0.1 per palancole a Z, il momento resistente si riduce secondo la seguente espressione:

$$M_{N,Rd} = k \cdot M_{Rd} (1 - N_{Ed} / N_{Rd}) \leq M_{Rd} \quad \text{momento resistente ridotto}$$

dove:

$k = 1.33$ per palancole ad U

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 38 di 117

$k = 1.11$ per palancole a Z

Essendo $N_{Ed} \leq N_{Rd}$, $M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \leq M_{Rd}$, $V_{Ed} \leq V_{Rd}$, come mostrato nelle seguenti tabelle, la verifica è soddisfatta.

4.11.1 Sezione 1

Tipo di profilo:	U_Z_Sheet_Pile			
Profilo:	PU 18			
Classe acciaio:	S 270			
$f_{yk} =$	270	N/mm ²	tensione di snervamento caratteristica	
$\gamma_{m,slu} =$	1.05		fattore parziale	
$f_{yd} =$	257	N/mm ²	tensione di snervamento di progetto	
$N_{Ed} =$	61.0	kN/m	axial load	
$M_{Ed} =$	221.0	kN-m/m	bending moment	
$V_{Ed} =$	128.0	kN/m	shear	
tipo:	2			
classe:	U			
$W_{el} =$	1800	cm ³ /m	modulo di resistenza elastico - asse forte	
$A =$	163	cm ² /m	area	
$W_{pl} =$	2134	cm ³ /m	modulo di resistenza plastico - asse forte	
$A_v =$	62.8	cm ² /m	area resistente a taglio	
$b =$	600	mm	larghezza	
$h =$	430	mm	altezza	
$t_w =$	9	mm	spessore anima	
$t_f =$	11.2	mm	spessore ali	
$\alpha =$	57.5°	deg	inclinazione dell'anima	
$\beta_B =$	1.0		coefficiente riduttivo	
$n =$	0.01		axial load strength ratio	

Tabella 10 - Verifica di resistenza (Sezione 1)

DESIGN ACTIONS			DESIGN RESISTANCE				CHECK
(F_{Ed})			(R_d)				(>1)
N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	N_{Rd}	M_{Rd}	V_{Rd}	$M_{N,Rd}$	$(R_d/F_{Ed})_{min}$
kN/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	--
61	221	128	4191	549	933	549	2.48

OK

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001 Rev. C Foglio 39 di 117

4.11.2 Sezione 2

Tipo di profilo:	U_Z_Sheet_Pile			
Profilo:	PU 18			
Classe acciaio:	S 270			
$f_{yk} =$	270	N/mm ²	tensione di snervamento caratteristica	
$\gamma_{m,slu} =$	1.05		fattore parziale	
$f_{yd} =$	257	N/mm ²	tensione di snervamento di progetto	
N_{Ed} =	65.4	kN/m	axial load	
M_{Ed} =	183.3	kN-m/m	bending moment	
V_{Ed} =	137.0	kN/m	shear	
tipo:	2			
classe:	U			
$W_{el} =$	1800	cm ³ /m	modulo di resistenza elastico - asse forte	
$A =$	163	cm ² /m	area	
$W_{pl} =$	2134	cm ³ /m	modulo di resistenza plastico - asse forte	
$A_v =$	62.8	cm ² /m	area resistente a taglio	
$b =$	600	mm	larghezza	
$h =$	430	mm	altezza	
$t_w =$	9	mm	spessore anima	
$t_f =$	11.2	mm	spessore ali	
$\alpha =$	57.5°	deg	inclinazione dell'anima	
$\beta_B =$	1.0		coefficiente riduttivo	
$n =$	0.02		axial load strength ratio	

Tabella 11 - Verifica di resistenza (Sezione 2)

DESIGN ACTIONS			DESIGN RESISTANCE				CHECK
(F_{Ed})			(R_d)				(>1)
N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	N_{Rd}	M_{Rd}	V_{Rd}	$M_{N,Rd}$	$(R_d/F_{Ed})_{min}$
kN/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	--
65	183	137	4191	549	933	549	2.99 OK

4.12 Verifiche di resistenza sistema di contrasto sommitale

La verifica delle sezioni in acciaio del sistema di contrasto sommitale (puntoni tubolari e travi di ripartizione dei tiranti) viene eseguita secondo il criterio valido per sezioni compatte di classe 1 o 2 con il metodo plastico – par. 4.2 – Costruzioni

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 40 di 117	

in Acciaio – N.T.C.-2008 adottando per il materiale $f_{tk} = 510$ MPa (tensione caratteristica di rottura) e $f_{yk} = 355$ MPa (tensione caratteristica di snervamento) per acciaio S355.

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

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

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

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

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

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

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

A è l'area della sezione

W_{pl} è il modulo di resistenza plastico

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:

$$A_v = 2 \cdot A / \pi \quad \text{per i profilati circolari cavi;}$$

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

Per le verifiche in caso di presso-flessione-tensione, con o senza taglio, di sezioni circolari sottili, si determina quindi il dominio di resistenza M-N, in caso di plasticizzazione della sezione fino al raggiungimento della deformazione ultima sulla fibra maggiormente tesa ($\epsilon_u = 1\%$). Da tale dominio, si determina il momento ultimo mantenendo costante il rapporto M/N e pari a M_{Ed}/N_{Ed} . Le verifiche per sezioni circolari sottili sono quindi date dalle seguenti.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 41 di 117

$$M_{N,y,Rd} = M_{ult}(N_{Ed}; M_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad \text{presso-tenso-flessione, per profilati circolari cavi;}$$

$$M_{y,V,N,Rd} = (1 - \rho) M_{ult}(N_{Ed}; M_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad \text{presso-tenso-flessione e taglio, per profilati circolari cavi;}$$

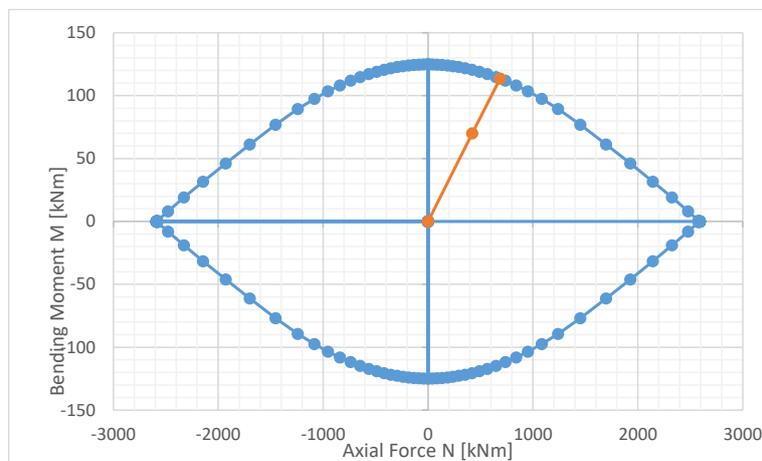


Figura 38 - Esempio di determinazione del momento ultimo dal dominio di resistenza per sezioni circolari sottili

La verifica di stabilità delle membrature compresse e presso-inflesse si effettua soddisfacendo le seguenti disequazioni, in accordo alla vigente normativa:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \geq N_{Ed} \quad \text{stabilità assiale;}$$

$$FS_b = \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed}}{f_{yd} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}\right)} \leq 1 \quad \text{stabilità flessionale per aste presso - inflesse;}$$

dove:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{è il fattore di riduzione per la stabilità assiale}$$

$$\Phi = 0.5 \left(1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right)$$

α

$$\lambda = \lambda / \lambda_c$$

$$M_{yeq,Ed} = \max \{1.3 \cdot M_{m,Ed}; 0.75 \cdot M_{Ed}\} \leq M_{Ed} \quad \text{è il momento equivalente di calcolo}$$

$$M_{eq,Ed} = 0.6 M_a - 0.4 M_b \geq 0.4 M_b \quad \text{è il momento equivalente di calcolo per aste vincolate agli estremi, con momento variabile linearmente tra i valori di estremi } M_a \text{ e } M_b, \text{ con } |M_a| \geq |M_b|$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 42 di 117	

M_{cr} è il momento critico
 $W_y = W_{y,pl}$ per sezioni di classe 1 e 2 è il modulo di resistenza

4.12.1 Sezione 1 - Verifica strutturale dei puntoni di contrasto

I puntoni sono verificati allo SLU secondo quanto previsto dalla normativa vigente ed in accordo alla metodologia riportata nel paragrafo precedente. Le azioni di calcolo sono valutate in base alle reazioni derivanti dal calcolo riportate al paragrafo 4.9.1.

La sollecitazione assiale massima che arriva al sistema di contrasto sommitale modellato nel calcolo è 127.4 kN/m (SLU) con un interasse medio di 6.0 m. Considerando che i puntoni sono inclinati di 45°, l'azione massima sul singolo puntone vale $127.4 \cdot 6.0 / \cos(45) = 1081.0$ kN.

Il momento flettente e il taglio di calcolo sono valutati per il solo peso proprio del profilato Ø298.5#10 (amplificato per 1.3 allo SLU), per lo schema di trave appoggiata agli estremi:

$$\begin{aligned}
N_{Ed} &= 1081 \text{ kN} \\
M_{Ed} &= 7.4 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
V_{Ed} &= 3.7 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Le caratteristiche geometriche ed i parametri di verifica, con riferimento ai simboli descritti al precedente paragrafo, sono i seguenti:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>			
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 43 di 117

tipo:	∅				
classe:	1				
$W_{el,maj}$ =	633	cm ³	modulo di resistenza elastico - asse forte		
$W_{el,min}$ =	633	cm ⁴	modulo di resistenza elastico - asse debole		
A =	91	cm ²	area		
$W_{pl,maj}$ =	833	cm ³	modulo di resistenza plastico - asse forte		
$W_{pl,min}$ =	833	cm ⁴	modulo di resistenza plastico - asse debole		
A_v =	57.7	cm ²	area resistente a taglio		
b =	298.5	mm	larghezza		
h =	298.5	mm	altezza		
t_w =	10	mm	spessore anima		
t_f =	10	mm	spessore ali		
r =	-	mm	raggio curvatura raccordo		
ρ =	0.000		parametro di riduzione resistenza a taglio		
n =	0.35		rapporto azione/resistenza assiale		
a =	0.34		parametro di riduzione resistenza assiale		
Stabilità Assiale					
i_{maj} =	10	cm	raggio d'inerzia		
l_0 =	8.00	m	lunghezza libera di inflessione		
λ =	78		snellezza		
λ_{max} =	250	per membrature secondarie	OK FS=	3.19	
$\underline{\lambda} = \lambda/\lambda_c$ =	1.026		snellezza adimensionale		
α =	0.21	for curve	fattore d'imperfezione		
Φ =	1.113				
χ =	0.648		fattore di riduzione per stabilità assiale		
Stabilità Flessionale					
asse forte		asse debole			
$M_{av,Ed}$ =	4.93	kN·m	0.00	kN·m	
M_A =	0.00	kN·m	0.00	kN·m	
M_B =	0.00	kN·m	0.00	kN·m	
$M_{eq,Ed}$ =	6.41	kN·m	0.00	kN·m	
N_{cr} =	3057	kN	3057	kN	carico critico Euleriano
ψ =	1.00				

Le verifiche di resistenza e stabilità per carico di punta assiale e flessionale sono riportate nella seguente tabella. La resistenza flessionale ridotta per effetto dell'azione assiale è valutata per mezzo del dominio di resistenza riportato nella successiva immagine. Poiché le resistenze (Rd) sono sempre maggiori delle relative azioni di progetto (Ed) e risultando $FSb < 1$, le verifiche sono soddisfatte.

Tabella 12 - Verifica puntoni

Verifica in Campo Plastico			
$N_{pl,Rd} =$	3064	kN	OK FS= 2.83
$M_{c,Rd} =$	282	kN·m	OK FS= 38.05
$V_{c,Rd} =$	1126	kN	OK FS= 304.43
$M_{y,V,Rd} =$	282	kN·m	OK FS= 38.05
$M_{N,y,Rd} =$	20	kN·m	OK FS= 2.70
$M_{y,V,N,Rd} =$	20	kN·m	OK FS= 2.70
Verifica di Stabilità Assiale			
$N_{b,Rd} =$	1984	kN	OK FS= 1.84
Verifica di Stabilità Flessionale			
$FS_b =$	0.580	≤ 1	OK FS= 1.72

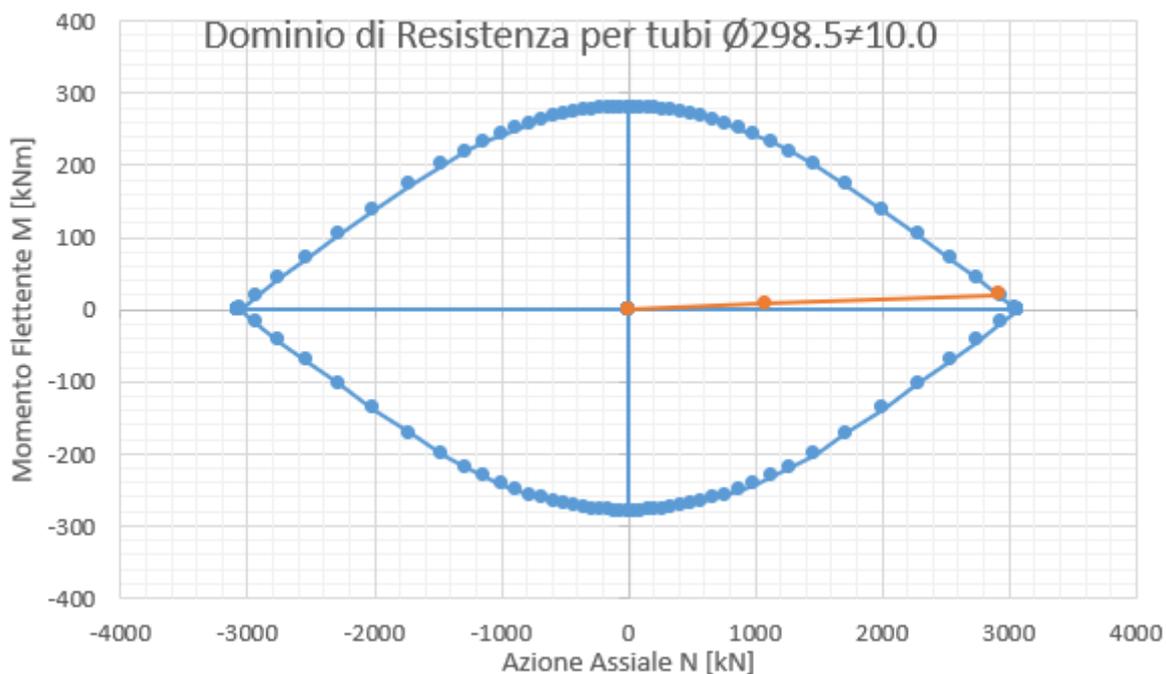


Figura 39: Dominio di resistenza allo SLU per i puntoni

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 45 di 117	

4.12.2 Sezione 1 - Verifica travi di ripartizione

Si prevedono travi di ripartizione in acciaio (S355) costituite da HE 280 B.

Il momento flettente M_{max} ed il taglio massimo T_{max} sono calcolati modellando la trave di coronamento come una trave continua su appoggi disposti ad un interasse pari all'interasse fra i puntoni e sollecitata da un carico uniformemente ripartito pari alla reazione dei puntoni F_h (kN/m). Al fine di massimizzare le sollecitazioni flessionali si considera:

$$M_{max} = F_h \frac{L^2}{8}$$

$$T_{max} = F_h \frac{L}{2}$$

$L = 6.0$ m (luce massima tra i puntoni).

Nel caso in esame le sollecitazioni valgono (SLU STR):

$$F_h = 98.0 \cdot 1.3 \cdot 6 = 764.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = 573.3 \text{ kNm}$$

$$T_{max} = 382.2 \text{ kN}$$

Nella seguente tabella sono mostrate le caratteristiche delle travi di ripartizioni adottate.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 46 di 117

Tabella 13 – Caratteristiche travi di ripartizione adottate

Tipo di profilo:	HE			
Profilo:	HE 280 B			
Classe acciaio:	S 355			
$f_{yk} =$	355	N/mm ²	tensione di snervamento caratteristica	
$\gamma_{m,slu} =$	1.05		fattore parziale	
$f_{yd} =$	338	N/mm ²	tensione di snervamento di progetto	
n. di profili =	2			
$N_{Ed} =$	764	kN	axial load	
$M_{Ed} =$	573	kN·m	bending moment	
$V_{Ed} =$	382	kN	shear	
tipo:	H			
classe:	1			
$W_{el} =$	1376	cm ³	modulo di resistenza elastico - asse forte	
$A =$	131	cm ²	area	
$W_{pl} =$	1534	cm ³	modulo di resistenza plastico - asse forte	
$A_v =$	41.1	cm ²	area resistente a taglio	
$b =$	280	mm	larghezza	
$h =$	280	mm	altezza	
$t_w =$	10.5	mm	spessore anima	
$t_f =$	18	mm	spessore ali	
$r =$	24	mm	raggio curvatura raccordo	
$\rho =$	0.000		parametro di riduzione resistenza a taglio	
$n =$	0.09		rapporto azione/resistenza assiale	
$a =$	0.23		parametro di riduzione resistenza assiale	

Nella seguente tabella sono mostrati i risultati della verifica. Poiché le resistenze (R_d) sono sempre maggiori delle relative azioni di progetto (F_{Ed}) e risultando $(R_d/F_{Ed}) > 1$, le verifiche sono soddisfatte.

Tabella 14 - Verifica travi di ripartizione

AZIONI DI PROGETTO			RESISTENZE DI PROGETTO						VERIFICA
(F_{Ed})			(R_d)						(>1)
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	kNm	kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm	kNm	--
0	573	382	8885	1037	1606	1037	1037	1037	1.81

OK

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 47 di 117	

4.12.3 Sezione 2 - Verifica strutturale dei puntoni di contrasto

I puntoni sono verificati allo SLU secondo quanto previsto dalla normativa vigente ed in accordo alla metodologia riportata nel paragrafo precedente. Le azioni di calcolo sono valutate in base alle reazioni derivanti dal calcolo riportate al paragrafo 4.9.2.

La sollecitazione assiale massima che arriva al sistema di contrasto sommitale modellato nel calcolo è 137.2 kN/m (SLU) con un interasse medio di 6.0 m. Considerando che i puntoni sono inclinati di 45°, l'azione massima sul singolo puntone vale $137.2 \cdot 6.0 / \cos(45) = 1163.7$ kN.

Il momento flettente e il taglio di calcolo sono valutati per il solo peso proprio del profilato Ø298.5#10 (amplificato per 1.3 allo SLU), per lo schema di trave appoggiata agli estremi:

$$N_{Ed} = 1164 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 7.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ed} = 3.7 \text{ kN}$$

Le caratteristiche geometriche ed i parametri di verifica, con riferimento ai simboli descritti al precedente paragrafo, sono i seguenti:

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 48 di 117

tipo:	∅				
classe:	1				
$W_{el,maj}$ =	633	cm ³	modulo di resistenza elastico - asse forte		
$W_{el,min}$ =	633	cm ⁴	modulo di resistenza elastico - asse debole		
A =	91	cm ²	area		
$W_{pl,maj}$ =	833	cm ³	modulo di resistenza plastico - asse forte		
$W_{pl,min}$ =	833	cm ⁴	modulo di resistenza plastico - asse debole		
A_v =	57.7	cm ²	area resistente a taglio		
b =	298.5	mm	larghezza		
h =	298.5	mm	altezza		
t_w =	10	mm	spessore anima		
t_f =	10	mm	spessore ali		
r =	-	mm	raggio curvatura raccordo		
ρ =	0.000		parametro di riduzione resistenza a taglio		
n =	0.38		rapporto azione/resistenza assiale		
a =	0.34		parametro di riduzione resistenza assiale		
Stabilità Assiale					
i_{maj} =	10	cm	raggio d'inerzia		
l_0 =	8.00	m	lunghezza libera di inflessione		
λ =	78		snellezza		
λ_{max} =	250		per membrature secondo OK FS= 3.19		
$\underline{\lambda} = \lambda/\lambda_c$ =	1.026		snellezza adimensionale		
α =	0.21		for curve fattore d'imperfezione		
Φ =	1.113				
χ =	0.648		fattore di riduzione per stabilità assiale		
Stabilità Flessionale					
asse forte			asse debole		
$M_{av,Ed}$ =	4.93	kN·m	0.00	kN·m	
M_A =	0.00	kN·m	0.00	kN·m	
M_B =	0.00	kN·m	0.00	kN·m	
$M_{eq,Ed}$ =	6.41	kN·m	0.00	kN·m	
N_{cr} =	3057	kN	3057	kN	carico critico Euleriano
ψ =	1.00				

Le verifiche di resistenza e stabilità per carico di punta assiale e flessionale sono riportate nella seguente tabella. La resistenza flessionale ridotta per effetto dell'azione assiale è valutata per mezzo del dominio di resistenza riportato nella successiva immagine. Poiché le resistenze (R_d) sono sempre maggiori delle relative azioni di progetto (E_d) e risultando $FS_b < 1$, le verifiche sono soddisfatte.

Tabella 15 - Verifica puntoni

Verifica in Campo Plastico			
$N_{pl,Rd} =$	3064	kN	OK FS= 2.63
$M_{c,Rd} =$	282	kN·m	OK FS= 38.05
$V_{c,Rd} =$	1126	kN	OK FS= 304.43
$M_{y,V,Rd} =$	282	kN·m	OK FS= 38.05
$M_{N,y,Rd} =$	19	kN·m	OK FS= 2.52
$M_{y,V,N,Rd} =$	19	kN·m	OK FS= 2.52
Verifica di Stabilità Assiale			
$N_{b,Rd} =$	1984	kN	OK FS= 1.71
Verifica di Stabilità Flessionale			
$FS_b =$	0.623	≤ 1	OK FS= 1.60

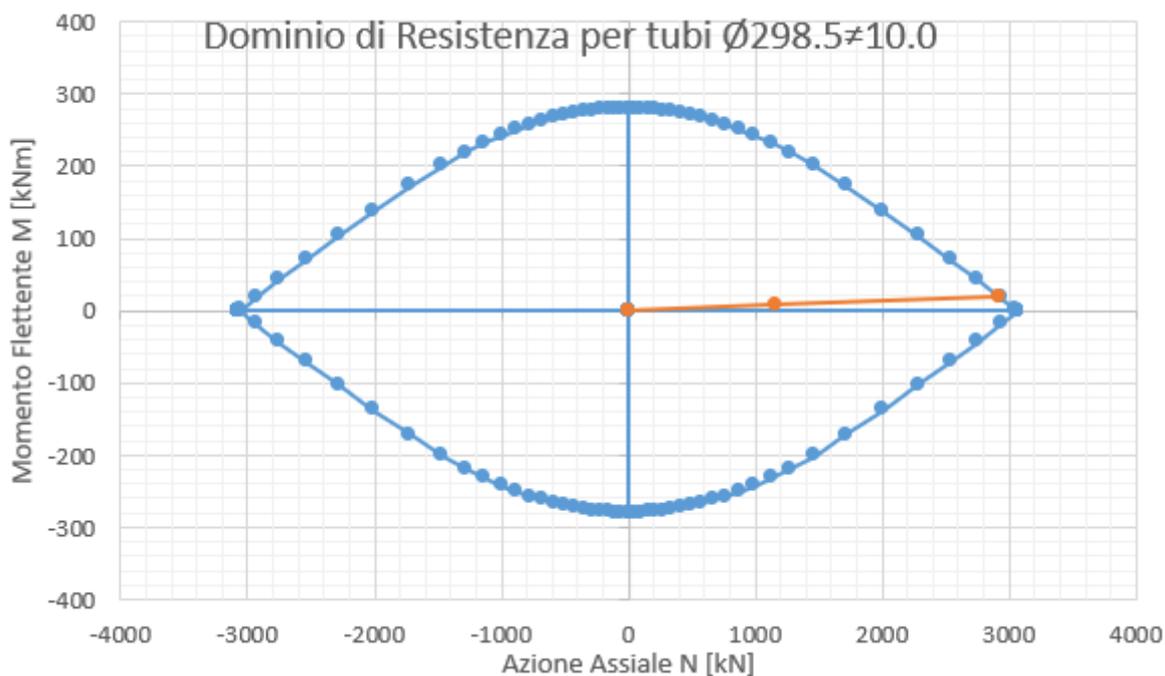


Figura 40: Dominio di resistenza allo SLU per i puntoni

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 50 di 117

4.12.4 Sezione 2 - Verifica travi di ripartizione

Si prevedono travi di ripartizione in acciaio (S355) costituite da HE 280 B.

Il momento flettente M_{max} ed il taglio massimo T_{max} sono calcolati modellando la trave di coronamento come una trave continua su appoggi disposti ad un interasse pari all'interasse fra i puntoni e sollecitata da un carico uniformemente ripartito pari alla reazione dei puntoni F_h (kN/m). Al fine di massimizzare le sollecitazioni flessionali si considera:

$$M_{max} = F_h \frac{L^2}{8}$$

$$T_{max} = F_h \frac{L}{2}$$

$L = 6.0$ m (luce massima tra i puntoni).

Nel caso in esame le sollecitazioni valgono (SLU STR):

$$F_h = 105.5 \cdot 1.3 \cdot 6 = 822.9 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = 617.2 \text{ kNm}$$

$$T_{max} = 411.4 \text{ kN}$$

Nella seguente tabella sono mostrate le caratteristiche delle travi di ripartizioni adottate.

 IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento E12 CL VI 09 A 1 001 Rev. C Foglio 51 di 117

Tabella 16 – Caratteristiche travi di ripartizione adottate

Tipo di profilo:	HE			
Profilo:	HE 280 B			
Classe acciaio:	S 355			
$f_{yk} =$	355	N/mm ²	tensione di snervamento caratteristica	
$\gamma_{m,slu} =$	1.05		fattore parziale	
$f_{yd} =$	338	N/mm ²	tensione di snervamento di progetto	
n. di profili =	2			
$N_{Ed} =$	822.9	kN	axial load	
$M_{Ed} =$	617.2	kN-m	bending moment	
$V_{Ed} =$	411.4	kN	shear	
tipo:	H			
classe:	1			
$W_{el} =$	1376	cm ³	modulo di resistenza elastico - asse forte	
$A =$	131	cm ²	area	
$W_{pl} =$	1534	cm ³	modulo di resistenza plastico - asse forte	
$A_v =$	41.1	cm ²	area resistente a taglio	
$b =$	280	mm	larghezza	
$h =$	280	mm	altezza	
$t_w =$	10.5	mm	spessore anima	
$t_f =$	18	mm	spessore ali	
$r =$	24	mm	raggio curvatura raccordo	
$\rho =$	0.000		parametro di riduzione resistenza a taglio	
$n =$	0.09		rapporto azione/resistenza assiale	
$a =$	0.23		parametro di riduzione resistenza assiale	

Nella seguente tabella sono mostrati i risultati della verifica. Poiché le resistenze (R_d) sono sempre maggiori delle relative azioni di progetto (F_{Ed}) e risultando $(R_d/F_{Ed}) > 1$, le verifiche sono soddisfatte.

Tabella 17 - Verifica travi di ripartizione

AZIONI DI PROGETTO			RESISTENZE DI PROGETTO						VERIFICA
(F_{Ed})			(R_d)						(>1)
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	kNm	kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm	kNm	--
0	617	411	8885	1037	1606	1037	1037	1037	1.68

OK

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI09A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 09 A 1 001	Rev. C	Foglio 52 di 117	

5 APPENDICE A. TABULATI DI CALCOLO PLAXIS

5.1 Sezione 1

PLAXIS Report

1.1.1.1.1.1 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb (1/2)

Identification	Ghiaia	Argilla
Identification number	1	4
Drainage type	Drained	Drained
Colour		
Comments		
γ_{unsat}	kN/m ³ 19.00	18.50
γ_{sat}	kN/m ³ 19.00	18.50
Dilatancy cut-off	No	No
e_{init}	0.5000	0.5000
e_{min}	0.000	0.000
e_{max}	999.0	999.0
Rayleigh α	0.000	0.000
Rayleigh β	0.000	0.000
E	kN/m ² 50.00E3	15.00E3
ν (nu)	0.3000	0.3000
G	kN/m ² 19.23E3	5769
E_{Oed}	kN/m ² 67.31E3	20.19E3
c_{ref}	kN/m ² 1.000	5.000
ϕ (phi)	° 38.00	27.00
ψ (psi)	° 0.000	0.000

Identification		Ghiaia	Argilla
V_s	m/s	99.65	55.31
V_p	m/s	186.4	103.5
Set to default values		Yes	Yes
E_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000
c_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard
Skempton-B		0.9783	0.9783
v_u		0.4950	0.4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	1.875E6	562.5E3
Stiffness		Standard	Standard
Strength		Rigid	Rigid
R_{inter}		1.000	1.000
Consider gap closure		Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /s/m	0.000	0.000
R	m ² K/kW	0.000	0.000
K_0 determination		Automatic	Automatic
Identification		Ghiaia	Argilla
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes
$K_{0,x}$		0.3843	0.5460
$K_{0,z}$		0.3843	0.5460
Data set		Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10.00	10.00
2 μ m - 50 μ m	%	13.00	13.00
50 μ m - 2 mm	%	77.00	77.00
Use defaults		None	None

k_x	m/s	0.1000E-3	5.000E-6
k_y	m/s	0.1000E-3	5.000E-6
$-\psi_{\text{unsat}}$	m	10.00E3	10.00E3
e_{init}		0.5000	0.5000
S_s	1/m	0.000	0.000
c_k		1000E12	1000E12
c_s	kJ/t/K	0.000	0.000
λ_s	kW/m/K	0.000	0.000
ρ_s	t/m ³	0.000	0.000
Solid thermal expansion		Volumetric	Volumetric
α_s	1/K	0.000	0.000
D_v	m ² /s	0.000	0.000
f_{TV}		0.000	0.000
Identification	Ghiaia	Argilla	
Unfrozen water content	None	None	

1.1.1.1.2 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb (2/2)

Identification	Argilla_Interfaccia	Ghiaia_Interfaccia	Rilevato	Rilevato*
Identification number	6	7	8	9
Drainage type	Drained	Drained	Drained	Drained
Colour				
Comments				
γ_{unsat}	kN/m ³ 18.50	19.00	20.00	19.00
γ_{sat}	kN/m ³ 18.50	19.00	20.00	19.00
Dilatancy cut-off	No	No	No	No
e_{init}	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
e_{min}	0.000	0.000	0.000	0.000
e_{max}	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh α	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β	0.000	0.000	0.000	0.000
E	kN/m ² 15.00E3	50.00E3	35.00E3	50.00E3
ν (nu)	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000
G	kN/m ² 5769	19.23E3	13.46E3	19.23E3
E_{Oed}	kN/m ² 20.19E3	67.31E3	47.12E3	67.31E3
c_{ref}	kN/m ² 1.000	1.000	1.000	10.00

ϕ (phi)	°	18.00	20.00	38.00	38.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000
identification		Argilla_Interfaccia	Ghiaia_Interfaccia	Rilevato	Rilevato*
V_s	m/s	55.31	99.65	81.26	99.65
V_p	m/s	103.5	186.4	152.0	186.4
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes
E_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000	0.000
Y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000
C_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000	0.000
Y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9783	0.9783	0.9783	0.9783
v_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	562.5E3	1.875E6	1.313E6	1.875E6
Stiffness		Standard	Standard	Standard	Standard
Strength		Rigid	Rigid	Rigid	Rigid
R_{inter}		1.000	1.000	1.000	1.000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /s/m	0.000	0.000	0.000	0.000
R	m ² K/kW	0.000	0.000	0.000	0.000
K_0 determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
Identification		Argilla_Interfaccia	Ghiaia_Interfaccia	Rilevato	Rilevato*
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes	Yes	Yes
$K_{0,x}$		0.6910	0.6580	0.3843	0.3843
$K_{0,z}$		0.6910	0.6580	0.3843	0.3843
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10.00	10.00	10.00	10.00
2 μ m - 50 μ m	%	13.00	13.00	13.00	13.00

50 μm - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00
Use defaults		None	None	None	None
k_x	m/s	5.000E-6	0.1000E-3	0.1000E-3	0.1000E-3
k_y	m/s	5.000E-6	0.1000E-3	0.1000E-3	0.1000E-3
$-\psi_{\text{unsat}}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
S_s	1/m	0.000	0.000	0.000	0.000
c_k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12
c_s	kJ/t/K	0.000	0.000	0.000	0.000
λ_s	kW/m/K	0.000	0.000	0.000	0.000
ρ_s	t/m ³	0.000	0.000	0.000	0.000
Solid thermal expansion		Volumetric	Volumetric	Volumetric	Volumetric
α_s	1/K	0.000	0.000	0.000	0.000
D_v	m ² /s	0.000	0.000	0.000	0.000
f_{T_v}		0.000	0.000	0.000	0.000
Identification		Argilla_Interfaccia	Ghiaia_Interfaccia	Rilevato	Rilevato*
Unfrozen water content	None	None	None	None	None

1.1.1.2 Materials - Plates -

Identification	PU_18
Identification number	1
Comments	
Colour	
Material type	Elastic
Isotropic	Yes
EA_1	kN/m 3.429E6
EA_2	kN/m 3.429E6
EI	kN m ² /m 81.16E3
d	m 0.5329
w	kN/m/m 1.280
ν (nu)	0.000
Rayleigh α	0.000
Rayleigh β	0.000
Prevent punching	No

Identification number 1

c kJ/t/K 0.000

λ kW/m/K 0.000

Identification PU_18

ρ t/m³ 0.000

α 1/K 0.000

1.1.1.3 Materials - Anchors -

Identification Puntone

Identification number 1

Comments

Colour

Material type Elastic

EA kN 500.0E3

L_{spacing} m 1.000

Identification number 1

c kJ/t/K 0.000

λ kW/m/K 0.000

ρ t/m³ 0.000

α 1/K 0.000

Identification number 1

c kJ/t/K 0.000

λ kW/m/K 0.000

ρ t/m³ 0.000

α 1/K 0.000

A m² 0.000

Identification Puntone

Identification number 1

c kJ/t/K 0.000

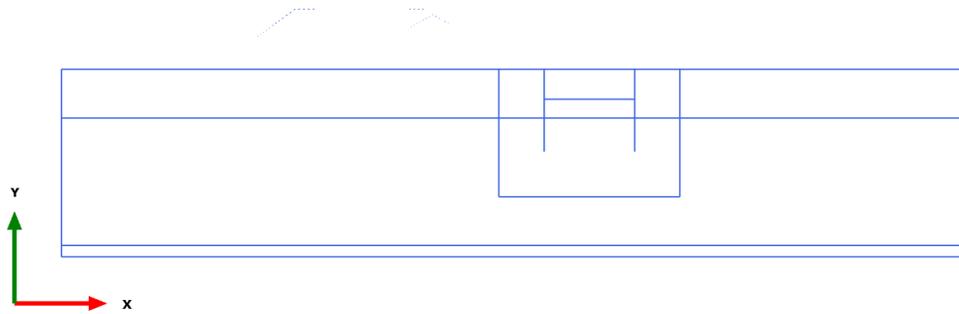
λ kW/m/K 0.000

ρ t/m³ 0.000

α 1/K 0.000

A m² 0.000

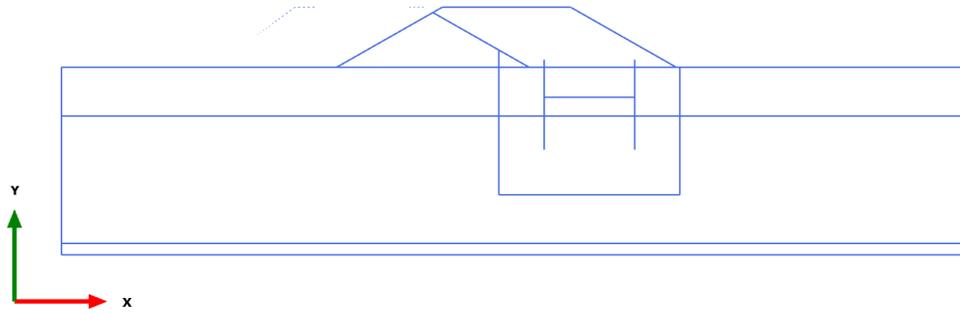
3.1.1.1.1 Calculation results, Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Shear forces Q



Shear forces Q (scaled up 1.00 times)

No results

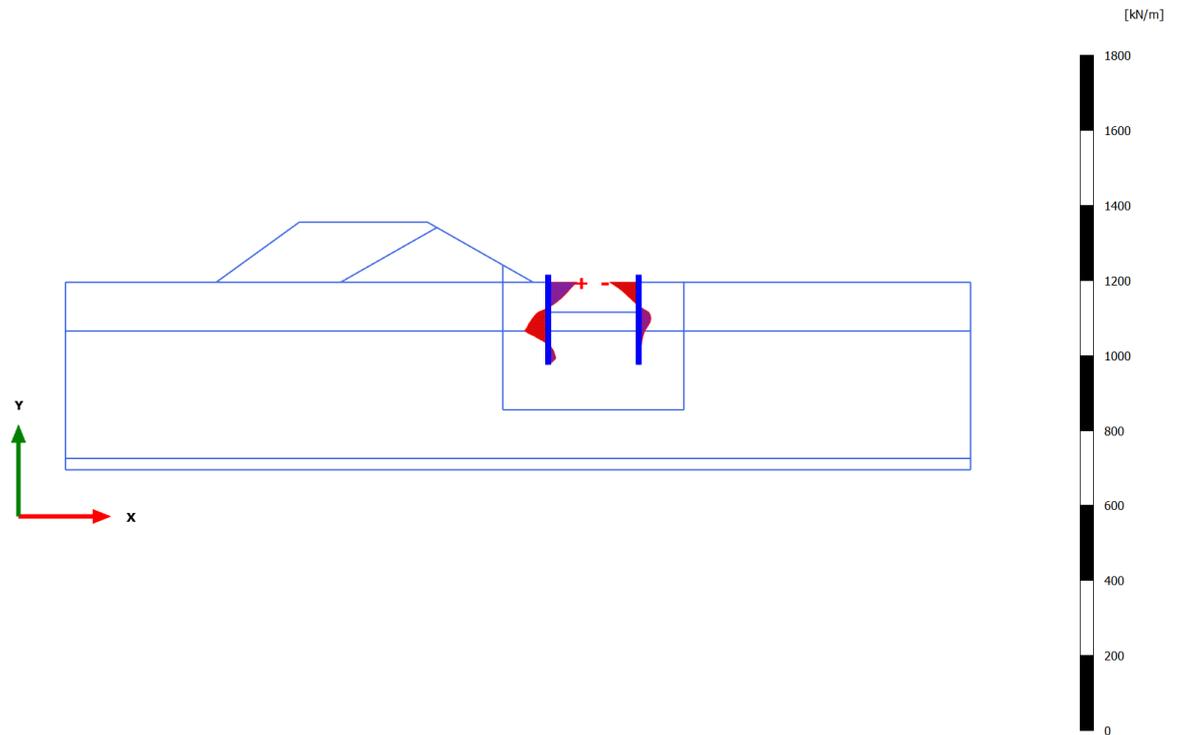
3.1.1.1.2 Calculation results, Plate, Rilevato Storico [Phase_8] (8/12), Shear forces Q



Shear forces Q (scaled up 1.00 times)

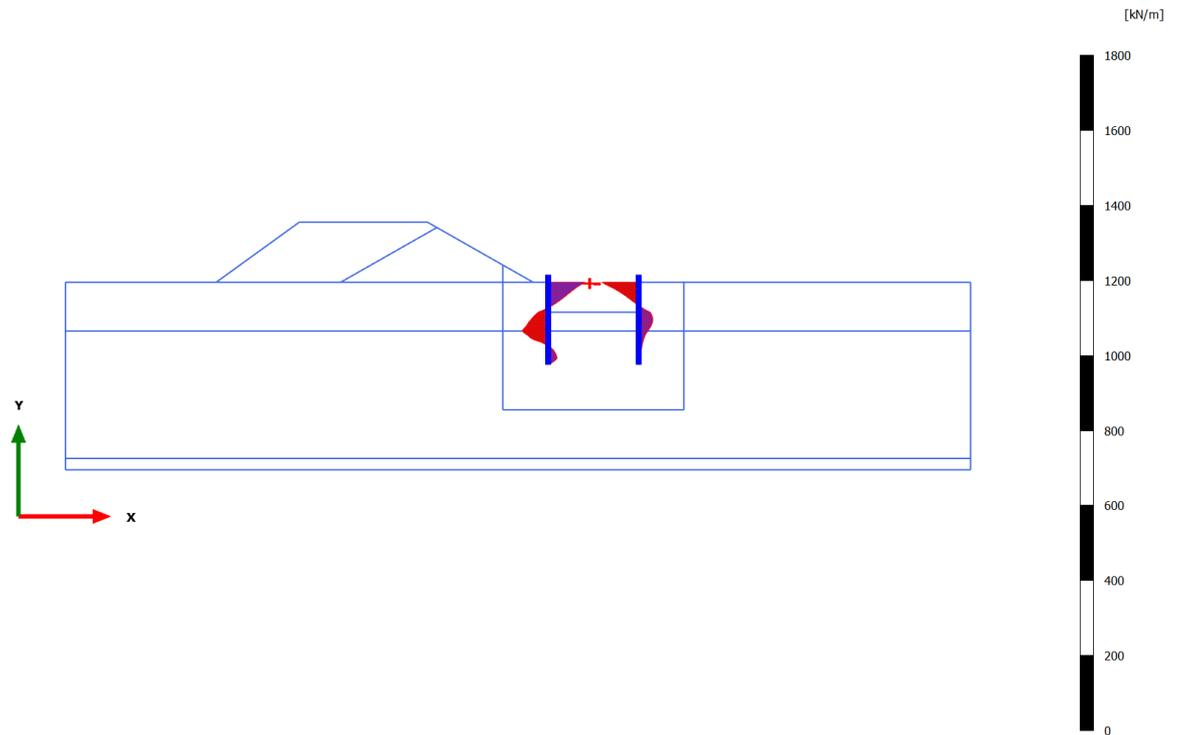
No results

3.1.1.1.3 Calculation results, Plate, Scavo max [Phase_3] (3/39), Shear forces Q

**Shear forces Q (scaled up 0.0500 times)**

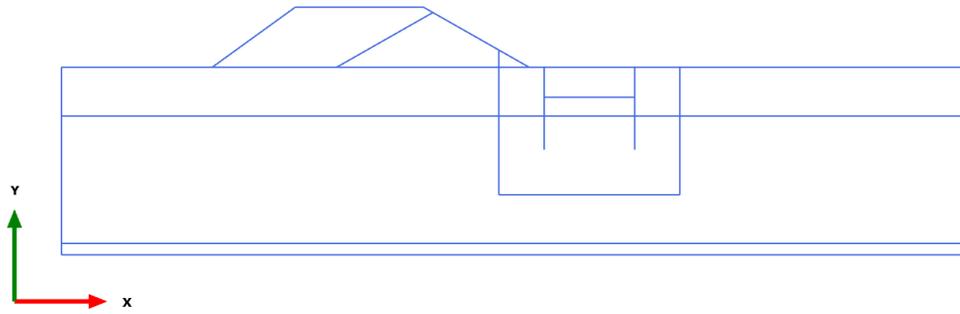
Maximum value = 76.90 kN/m (Element 3 at Node 23422)

Minimum value = -76.82 kN/m (Element 7 at Node 14855)

**Shear forces Q (scaled up 0.0500 times)**

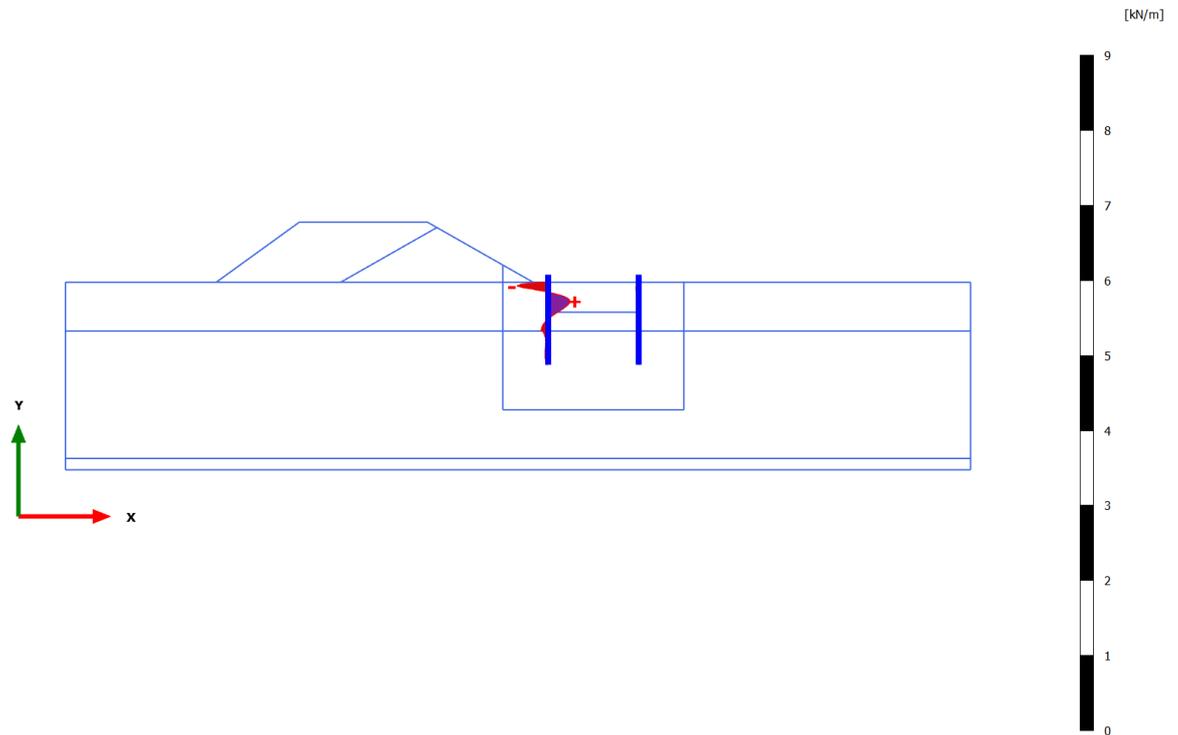
Maximum value = 97.46 kN/m (Element 3 at Node 23422)

Minimum value = -97.18 kN/m (Element 7 at Node 14855)



Shear forces Q (scaled up 1.00 times)

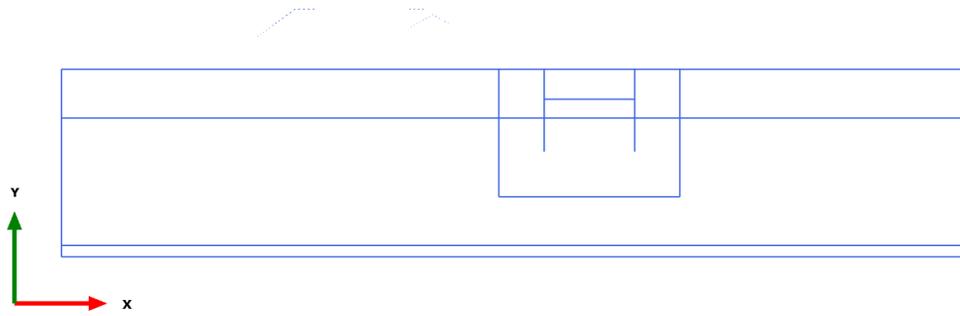
No results

**Shear forces Q (scaled up 10.0 times)**

Maximum value = 0.2913 kN/m (Element 5 at Node 22904)

Minimum value = -0.4170 kN/m (Element 3 at Node 23280)

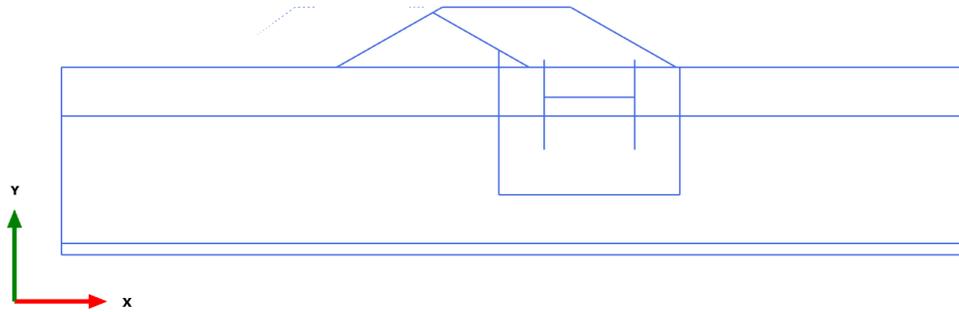
3.1.1.2.1 Calculation results, Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Bending moments M



Bending moments M (scaled up 1.00 times)

No results

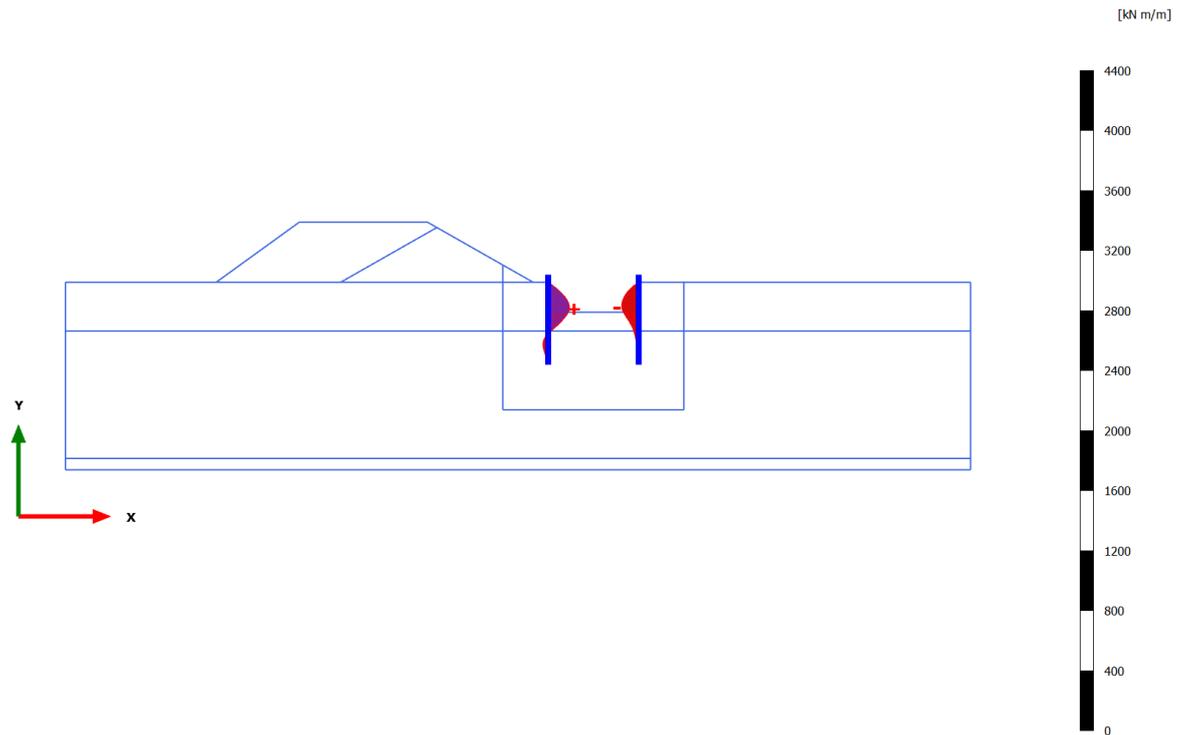
3.1.1.2.2 Calculation results, Plate, Rilevato Storico [Phase_8] (8/12), Bending moments M



Bending moments M (scaled up 1.00 times)

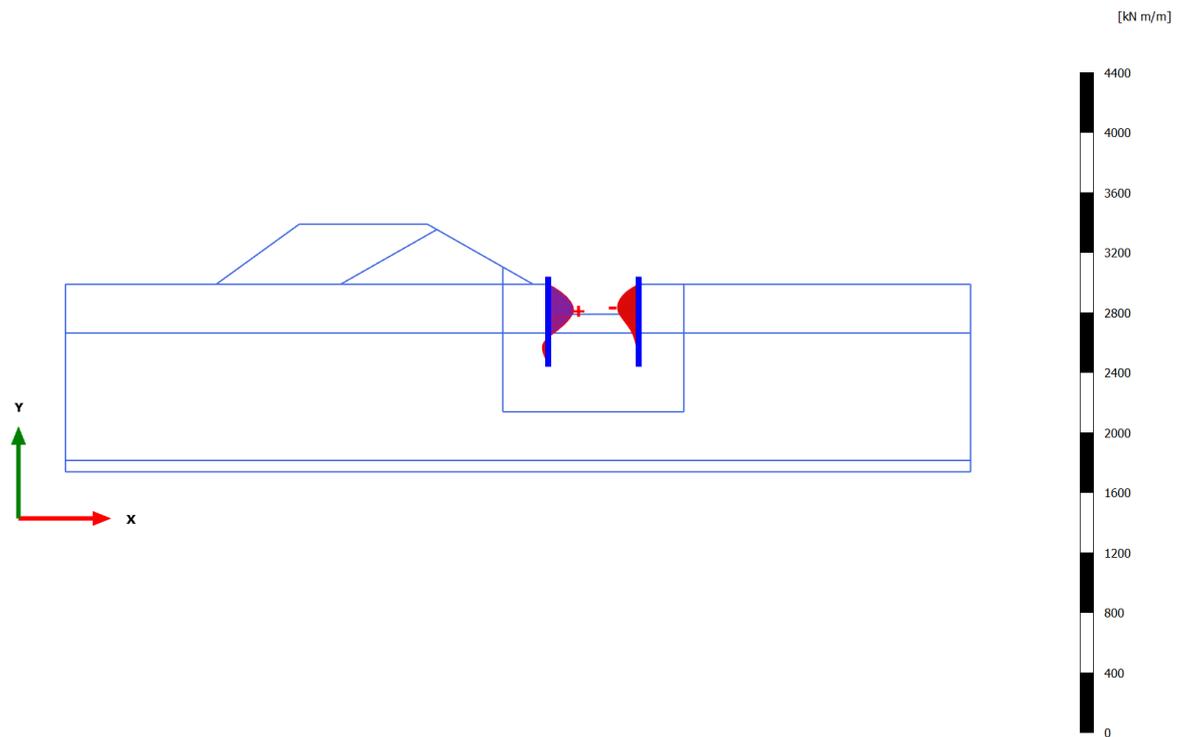
No results

3.1.1.2.3 Calculation results, Plate, Scavo max [Phase_3] (3/39), Bending moments M

**Bending moments M (scaled up 0.0200 times)**

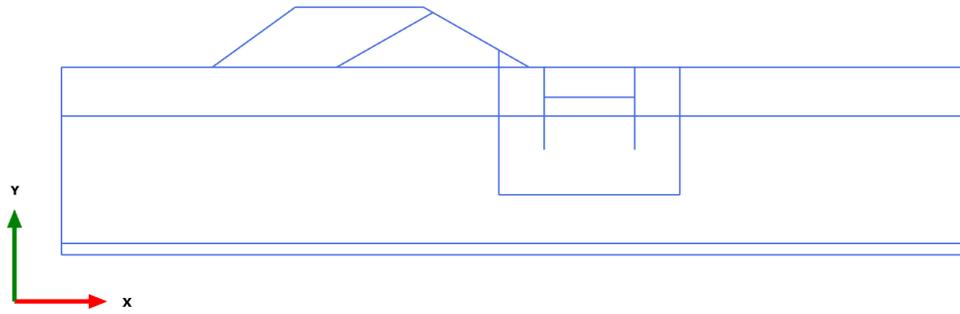
Maximum value = 141.7 kN m/m (Element 6 at Node 23173)

Minimum value = -112.6 kN m/m (Element 10 at Node 14106)

**Bending moments M (scaled up 0.0200 times)**

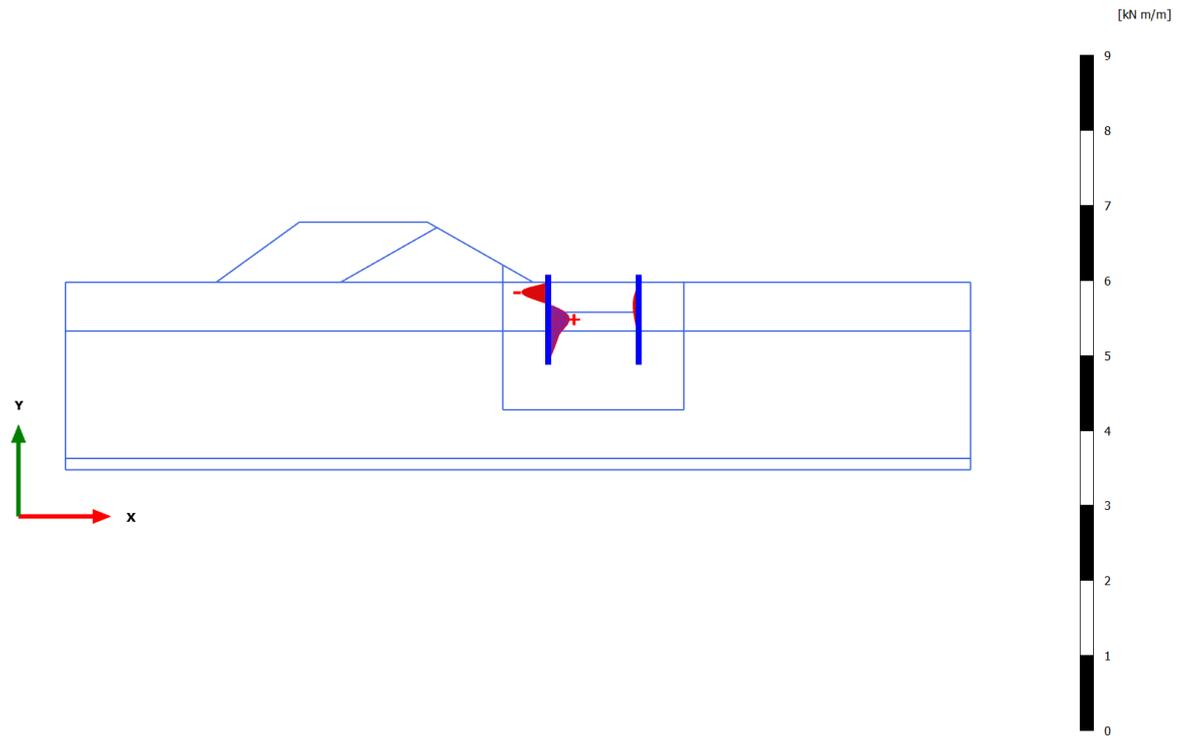
Maximum value = 168.5 kN m/m (Element 6 at Node 23173)

Minimum value = -140.2 kN m/m (Element 9 at Node 14103)



Bending moments M (scaled up 1.00 times)

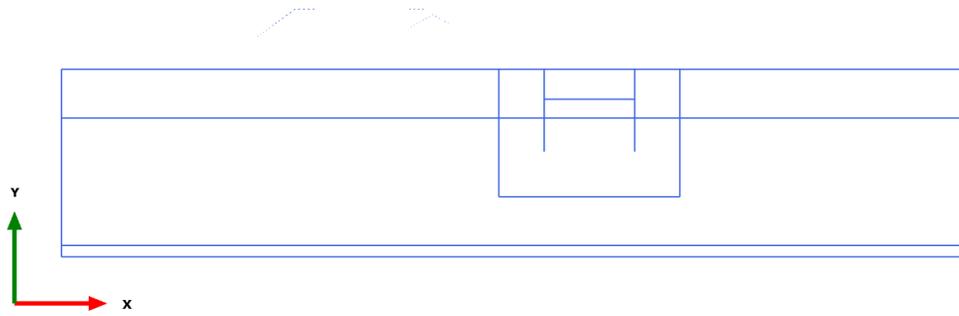
No results

**Bending moments M (scaled up 10.0 times)**

Maximum value = 0.2804 kN m/m (Element 11 at Node 23191)

Minimum value = -0.3513 kN m/m (Element 4 at Node 23219)

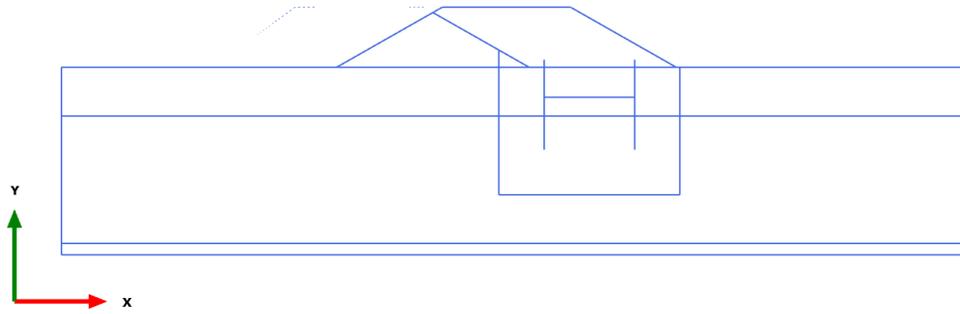
3.1.1.3.1 Calculation results, Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Axial forces N



Axial forces N (scaled up 1.00 times)

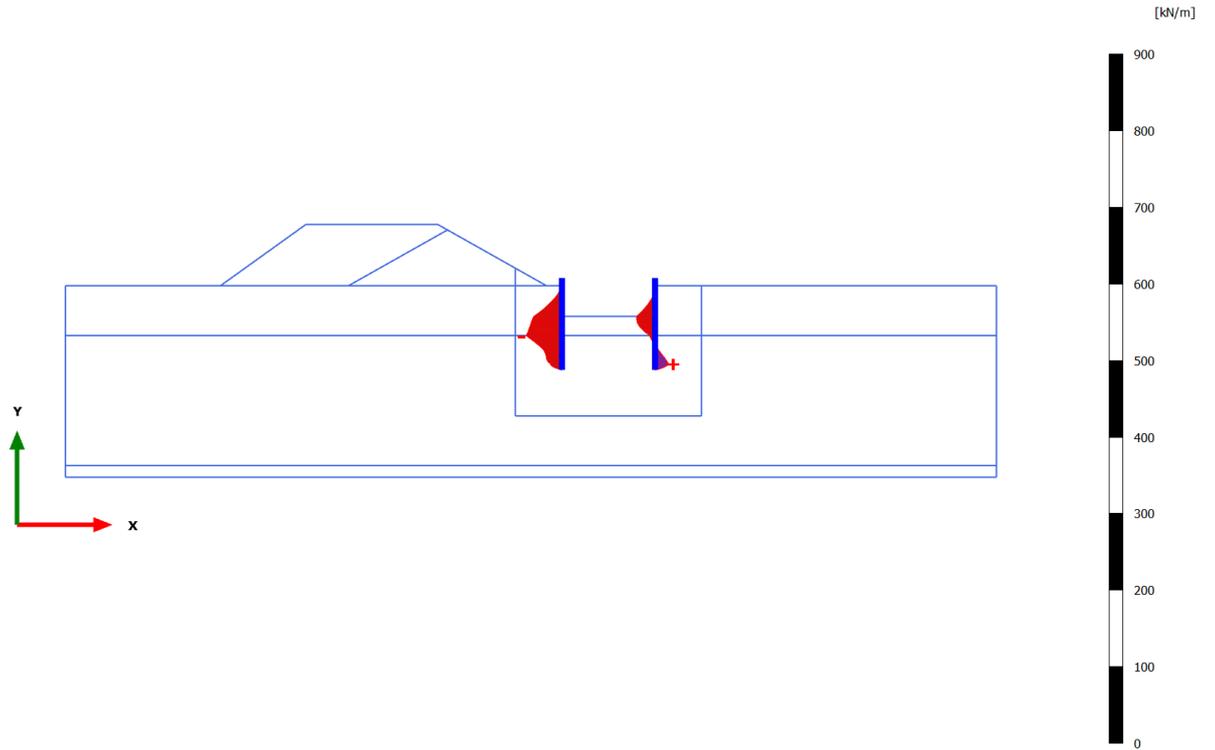
No results

3.1.1.3.2 Calculation results, Plate, Rilevato Storico [Phase_8] (8/12), Axial forces N



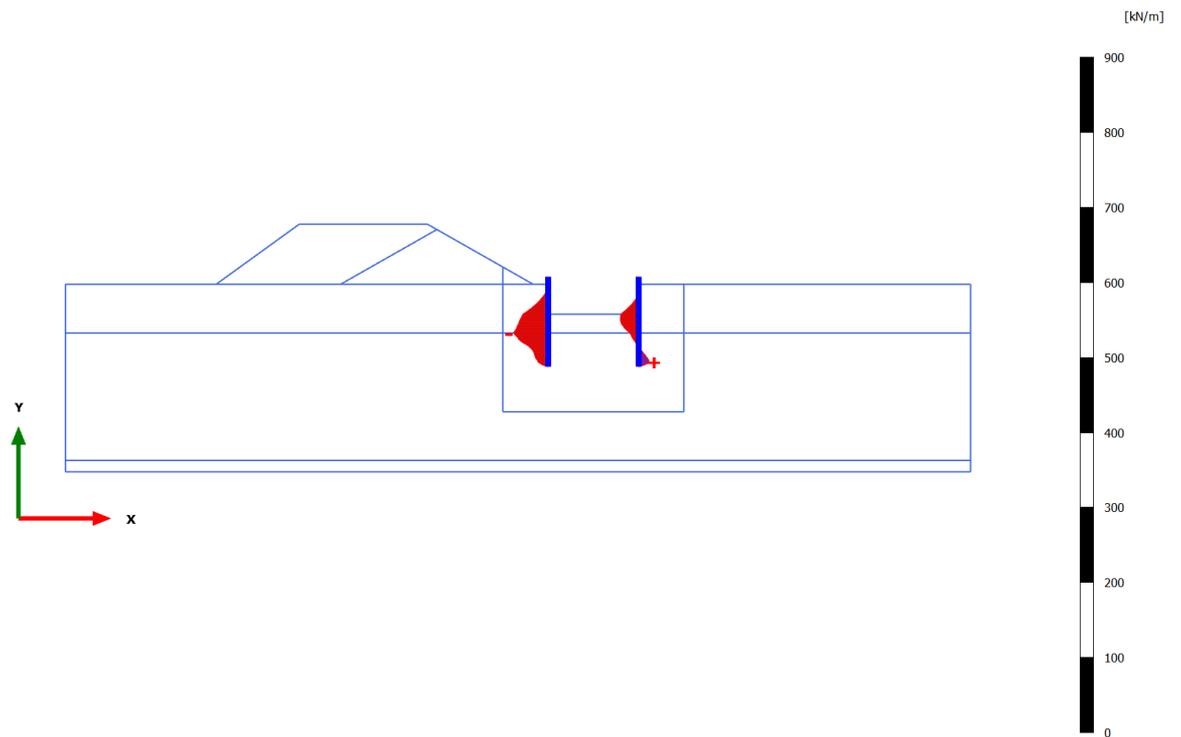
Axial forces N (scaled up 1.00 times)
No results

3.1.1.3.3 Calculation results, Plate, Scavo max [Phase_3] (3/39), Axial forces N

**Axial forces N (scaled up 0.100 times)**

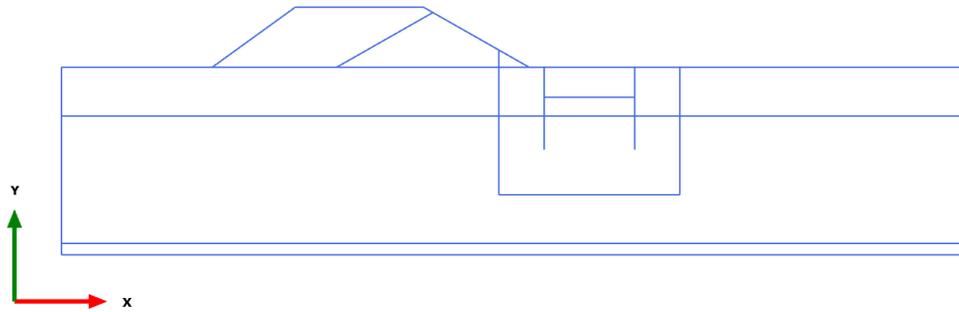
Maximum value = 16.85 kN/m (Element 25 at Node 17098)

Minimum value = -46.09 kN/m (Element 13 at Node 22651)

**Axial forces N (scaled up 0.100 times)**

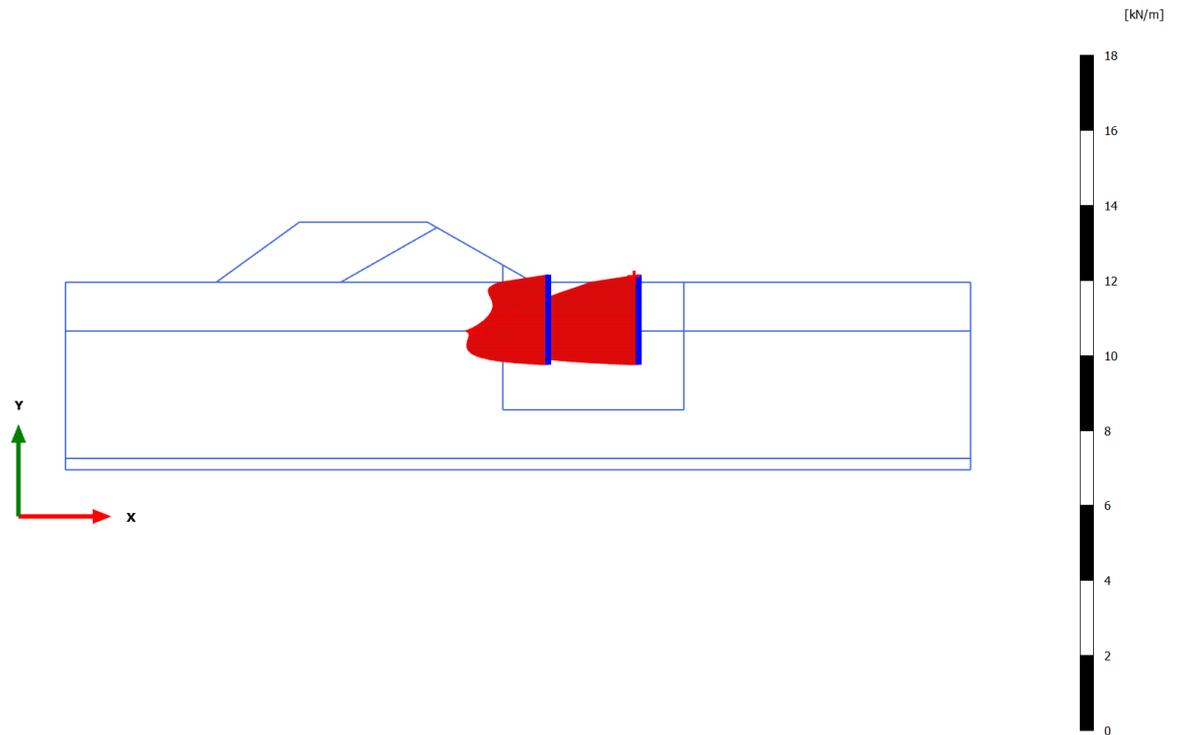
Maximum value = 13.85 kN/m (Element 26 at Node 17102)

Minimum value = -45.82 kN/m (Element 13 at Node 22651)



Axial forces N (scaled up 1.00 times)

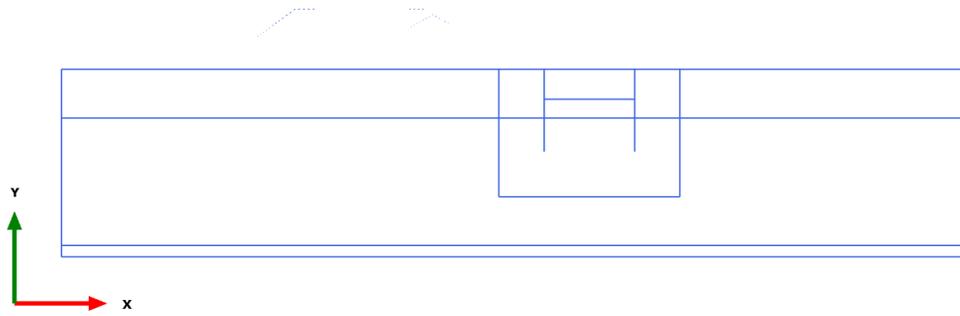
No results

**Axial forces N (scaled up 5.00 times)**

Maximum value = $-0.07777 \cdot 10^{-3}$ kN/m (Element 2 at Node 14859)

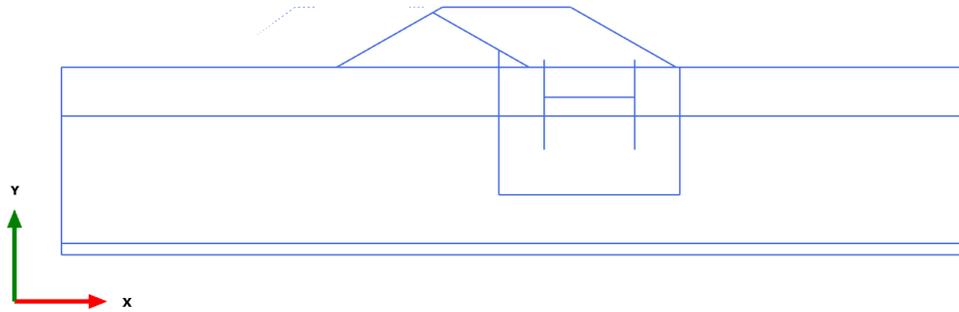
Minimum value = -4.251 kN/m (Element 16 at Node 15072)

3.2.1.1.1 Calculation results, Node-to-node anchor, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)
No results

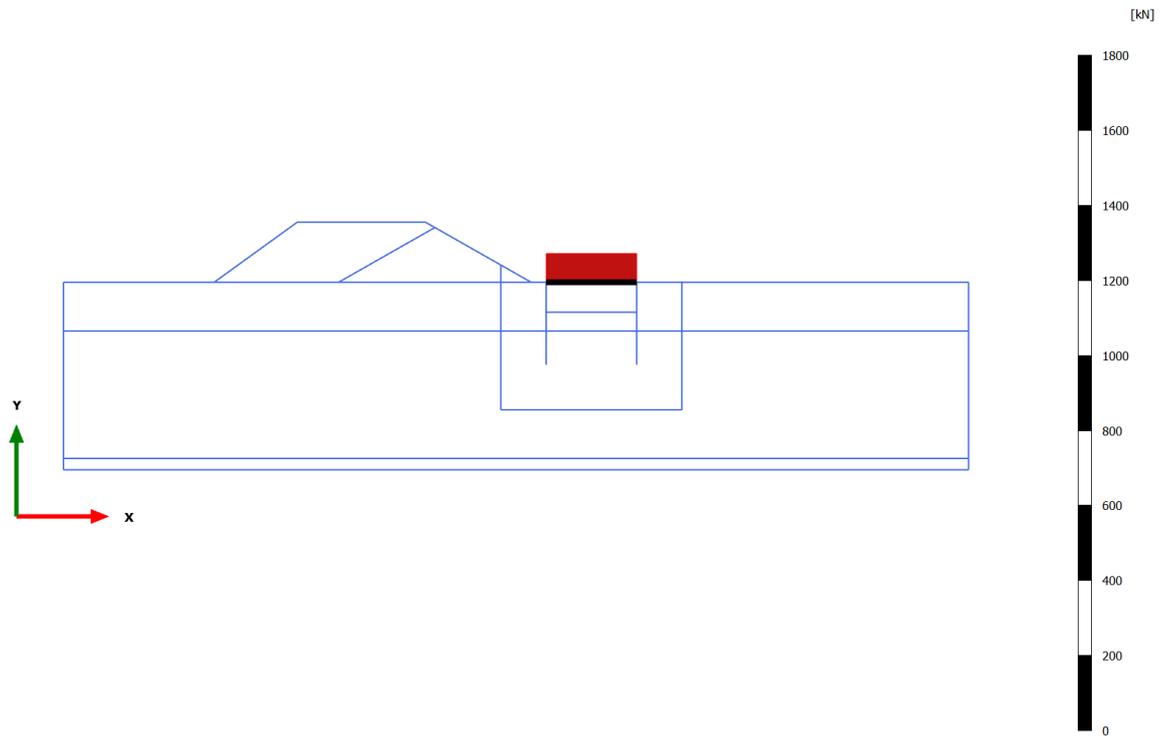
3.2.1.1.2 Calculation results, Node-to-node anchor, Rilevato Storico [Phase_8] (8/12), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)

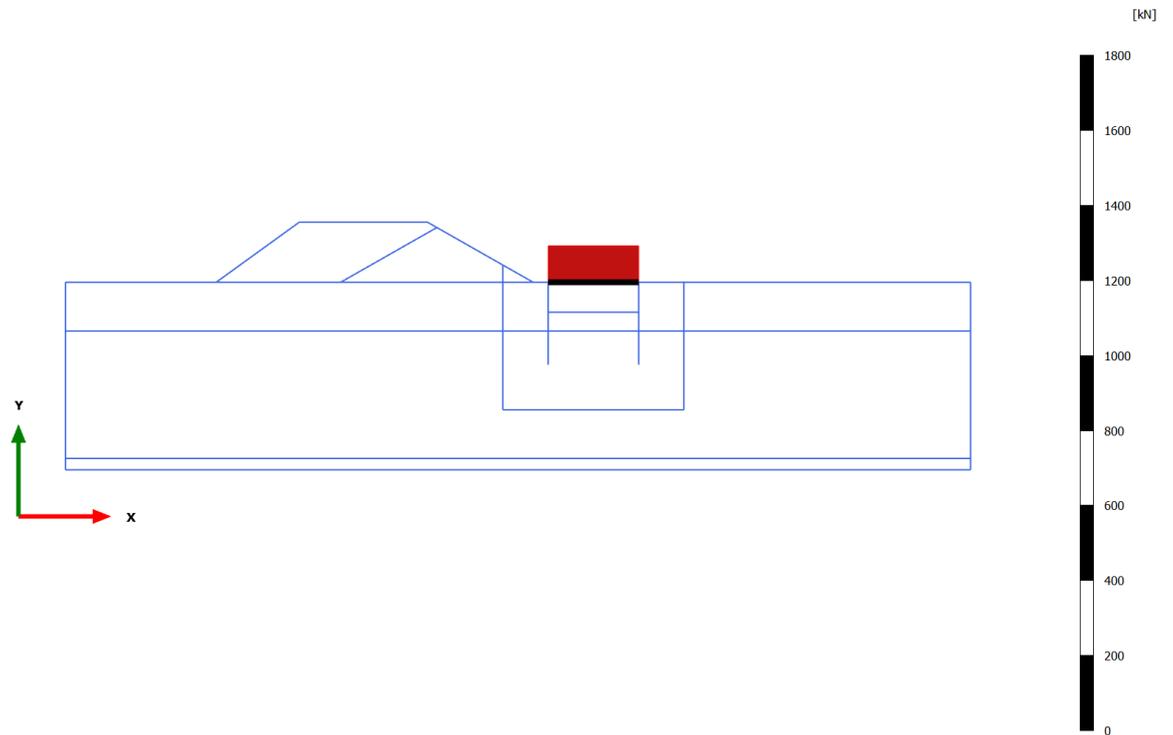
No results

3.2.1.1.3 Calculation results, Node-to-node anchor, Scavo max [Phase_3] (3/39), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 0.0500 times)

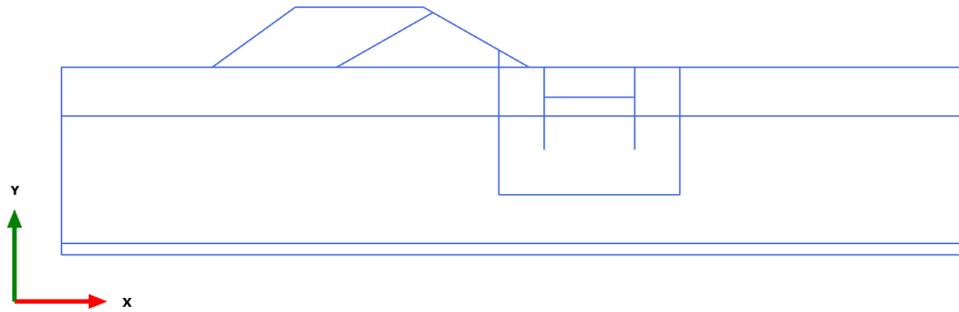
Uniform value of -76.46 kN



Anchor force for curves F N (scaled up 0.0500 times)

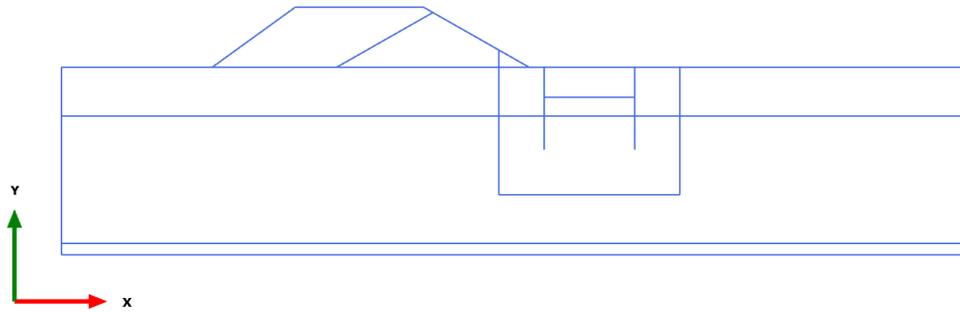
Uniform value of -96.93 kN

3.2.1.1.5 Calculation results, Node-to-node anchor, Rilevato nuovo [Phase_9] (9/167), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)

No results



Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)

No results

5.2 Sezione 2

PLAXIS Report

1.1.1.1.1.1 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb (1/2)

Identification	Ghiaia	Limo	Sabbia+Ghiaia	Argilla	Sabbia
Identification number	1	2	3	4	5
Drainage type	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
Colour					
Comments					
γ_{unsat}	kN/m ³ 19.00	18.00	20.00	18.50	19.00
γ_{sat}	kN/m ³ 19.00	18.00	20.00	18.50	19.00
Dilatancy cut-off	No	No	No	No	No
e_{init}	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
e_{min}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
e_{max}	999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh α	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E	kN/m ² 50.00E3	15.00E3	50.00E3	15.00E3	40.00E3
ν (nu)	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000
G	kN/m ² 19.23E3	5769	19.23E3	5769	15.38E3
E_{oed}	kN/m ² 67.31E3	20.19E3	67.31E3	20.19E3	53.85E3
c_{ref}	kN/m ² 1.000	1.000	1.000	5.000	1.000
ϕ (phi)	° 39.00	28.00	37.00	27.00	37.00
ψ (psi)	° 0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Identification		Ghiaia	Limo	Sabbia+Ghiaia	Argilla	Sabbia
V_s	m/s	99.65	56.07	97.12	55.31	89.13
V_p	m/s	186.4	104.9	181.7	103.5	166.7
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
E_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9783	0.9783	0.9783	0.9783	0.9783
v_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	1.875E6	562.5E3	1.875E6	562.5E3	1.500E6
Stiffness		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Strength		Rigid	Manual	Manual	Rigid	Manual
R_{inter}		1.000	0.6700	0.6700	1.000	0.6700
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /s/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
R	m ² K/kW	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K_0 determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic

Identification		Ghiaia	Limo	Sabbia+Ghiaia	Argilla	Sabbia
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
$K_{0,x}$		0.3707	0.5305	0.3982	0.5460	0.3982
$K_{0,z}$		0.3707	0.5305	0.3982	0.5460	0.3982
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μm	%	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2 μm - 50 μm	%	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
50 μm - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00
Use defaults		None	None	None	None	None
k_x	m/s	0.1000E-3	5.000E-6	0.1000E-3	5.000E-6	0.1000E-3
k_y	m/s	0.1000E-3	5.000E-6	0.1000E-3	5.000E-6	0.1000E-3
$-\psi_{\text{unsat}}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
S_s	1/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
c_k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12
c_s	kJ/t/K	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
λ_s	kW/m/K	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
ρ_s	t/m ³	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Solid thermal expansion		Volumetric	Volumetric	Volumetric	Volumetric	Volumetric
α_s	1/K	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D_v	m ² /s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
f_{T_v}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Identification	Ghiaia	Limo	Sabbia+Ghiaia	Argilla	Sabbia
Unfrozen water content	None	None	None	None	None
1.1.1.1.1.2 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb (2/2)					
Identification	Argilla_Interfaccia	Ghiaia_Interfaccia	Rilevato		
Identification number	6	7	8		
Drainage type	Drained	Drained	Drained		
Colour					
Comments					
γ_{unsat}	kN/m ³	18.50	19.00	20.00	
γ_{sat}	kN/m ³	18.50	19.00	20.00	
Dilatancy cut-off		No	No	No	
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	
e_{min}		0.000	0.000	0.000	
e_{max}		999.0	999.0	999.0	
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	
E	kN/m ²	15.00E3	50.00E3	35.00E3	
ν (nu)		0.3000	0.3000	0.3000	
G	kN/m ²	5769	19.23E3	13.46E3	
E_{Oed}	kN/m ²	20.19E3	67.31E3	47.12E3	

Identification		Argilla_Interfaccia	Ghiaia_Interfaccia	Rilevato
c_{ref}	kN/m ²	1.000	1.000	0.000
ϕ (phi)	°	18.00	20.00	38.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000
V_s	m/s	55.31	99.65	81.26
V_p	m/s	103.5	186.4	152.0
Set to default values		Yes	Yes	Yes
E_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000
Y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000
c_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000
Y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9783	0.9783	0.9783
v_u		0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	562.5E3	1.875E6	1.313E6
Stiffness		Standard	Standard	Standard
Strength		Rigid	Rigid	Rigid
R_{inter}		1.000	1.000	1.000

Identification		Argilla_Interfaccia	Ghiaia_Interfaccia	Rilevato
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /s/m	0.000	0.000	0.000
R	m ² K/kW	0.000	0.000	0.000
K ₀ determination		Automatic	Automatic	Automatic
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes	Yes	Yes
K _{0,x}		0.6910	0.6580	0.3843
K _{0,z}		0.6910	0.6580	0.3843
Data set		Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10.00	10.00	10.00
2 μ m - 50 μ m	%	13.00	13.00	13.00
50 μ m - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00
Use defaults		None	None	None
k _x	m/s	5.000E-6	0.1000E-3	0.1000E-3
k _y	m/s	5.000E-6	0.1000E-3	0.1000E-3
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e _{init}		0.5000	0.5000	0.5000

Identification		Argilla_Interfaccia	Ghiaia_Interfaccia	Rilevato
S_s	1/m	0.000	0.000	0.000
C_k		1000E12	1000E12	1000E12
c_s	kJ/t/K	0.000	0.000	0.000
λ_s	kW/m/K	0.000	0.000	0.000
ρ_s	t/m ³	0.000	0.000	0.000
Solid thermal expansion		Volumetric	Volumetric	Volumetric
α_s	1/K	0.000	0.000	0.000
D_v	m ² /s	0.000	0.000	0.000
f_{Tv}		0.000	0.000	0.000
Unfrozen water content		None	None	None

1.1.1.1.2 Materials - Soil and interfaces - Linear elastic

Identification	Rilevato*
Identification number	9
Drainage type	Drained
Colour	
Comments	
γ_{unsat}	kN/m ³ 19.00
γ_{sat}	kN/m ³ 19.00
Dilatancy cut-off	No
e_{init}	0.5000
e_{min}	0.000
e_{max}	999.0
Rayleigh α	0.000
Rayleigh β	0.000
E	kN/m ² 38.46E3
ν (nu)	0.000
G	kN/m ² 19.23E3
E_{oed}	kN/m ² 38.46E3
V_s	m/s 99.65

Identification		Rilevato*
V_p	m/s	140.9
Set to default values		Yes
E_{inc}	kN/m ² /m	0.000
Y_{ref}	m	0.000
Undrained behaviour		Standard
Skempton-B		0.9933
v_u		0.4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	1.904E6
Stiffness		Standard
Strength		Rigid
R_{inter}		1.000
Consider gap closure		Yes
δ_{inter}		0.000
Cross permeability		Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /s/m	0.000
R	m ² K/kW	0.000
K_0 determination		Automatic
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes
$K_{0,x}$		0.5000

Identification		Rilevato*
$K_{0,2}$		0.5000
Data set		Standard
Type		Coarse
< 2 μm	%	10.00
2 μm - 50 μm	%	13.00
50 μm - 2 mm	%	77.00
Use defaults		None
k_x	m/s	0.1000E-3
k_y	m/s	0.1000E-3
$-\psi_{\text{unsat}}$	m	10.00E3
e_{init}		0.5000
S_s	1/m	0.000
c_k		1000E12
c_s	kJ/t/K	0.000
λ_s	kW/m/K	0.000
ρ_s	t/m ³	0.000
Solid thermal expansion		Volumetric
α_s	1/K	0.000
D_v	m ² /s	0.000

Identification	Rilevato*	
f_{tv}	0.000	
Unfrozen water content	None	
1.1.1.2 Materials - Plates -		
Identification	PU_18	
Identification number	1	
Comments		
Colour		
Material type	Elastic	
Isotropic	Yes	
EA_1	kN/m	3.429E6
EA_2	kN/m	3.429E6
EI	kN m ² /m	81.16E3
d	m	0.5329
w	kN/m/m	1.280
ν (nu)	0.000	
Rayleigh α	0.000	
Rayleigh β	0.000	
Prevent punching	No	
Identification number	1	
c	kJ/t/K	0.000
λ	kW/m/K	0.000

Identification	PU_18
----------------	-------

ρ	t/m ³	0.000
--------	------------------	-------

α	1/K	0.000
----------	-----	-------

1.1.1.3 Materials - Anchors -

Identification	Puntone
----------------	---------

Identification number	1
-----------------------	---

Comments	
----------	--

Colour	
--------	---

Material type	Elastic
---------------	---------

EA	kN	500.0E3
----	----	---------

L _{spacing}	m	1.000
----------------------	---	-------

Identification number	1
-----------------------	---

c	kJ/t/K	0.000
---	--------	-------

λ	kW/m/K	0.000
-----------	--------	-------

ρ	t/m ³	0.000
--------	------------------	-------

α	1/K	0.000
----------	-----	-------

Identification number	1
-----------------------	---

c	kJ/t/K	0.000
---	--------	-------

λ	kW/m/K	0.000
-----------	--------	-------

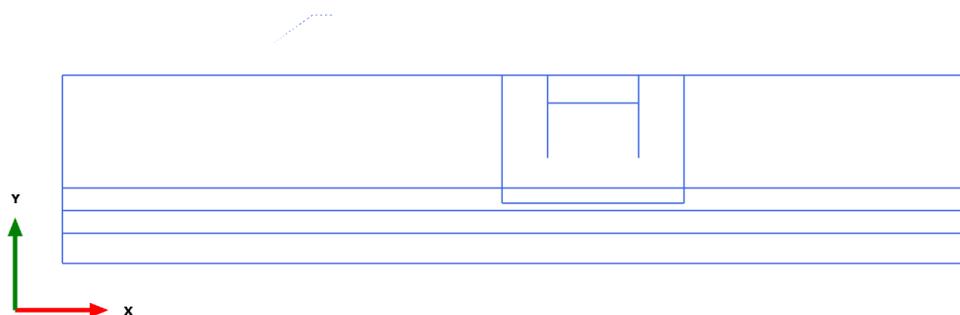
ρ	t/m ³	0.000
--------	------------------	-------

α	1/K	0.000
----------	-----	-------

A	m ²	0.000
---	----------------	-------

Identification	Puntone	
Identification number	1	
c	kJ/t/K	0.000
λ	kW/m/K	0.000
ρ	t/m ³	0.000
α	1/K	0.000
A	m ²	0.000

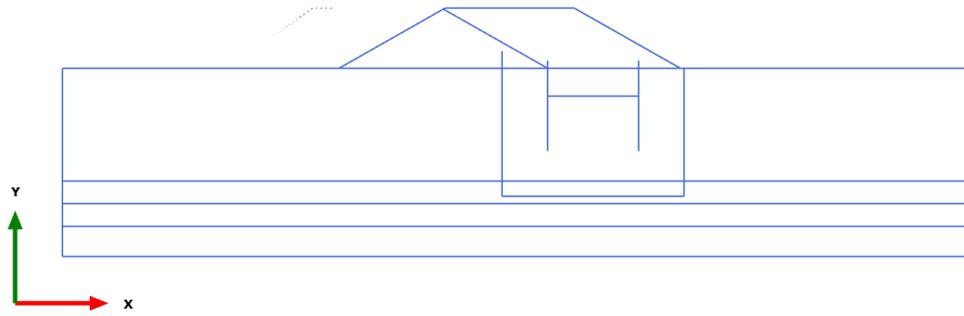
3.1.1.1.1 Calculation results, Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Shear forces Q



Shear forces Q (scaled up 1.00 times)

No results

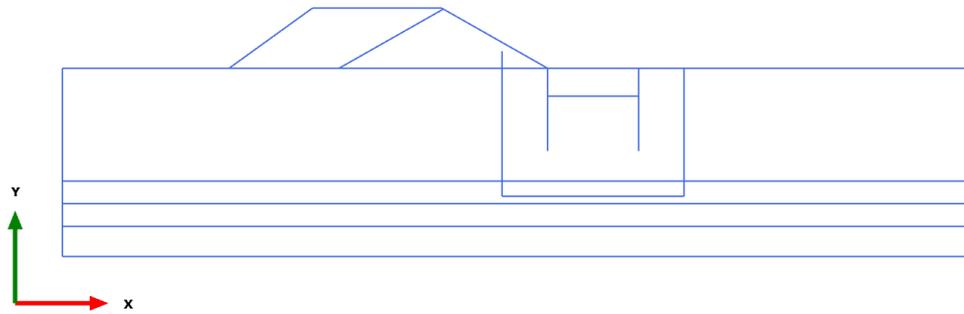
3.1.1.1.2 Calculation results, Plate, Rilevato Storico [Phase_8] (8/10), Shear forces Q



Shear forces Q (scaled up 1.00 times)

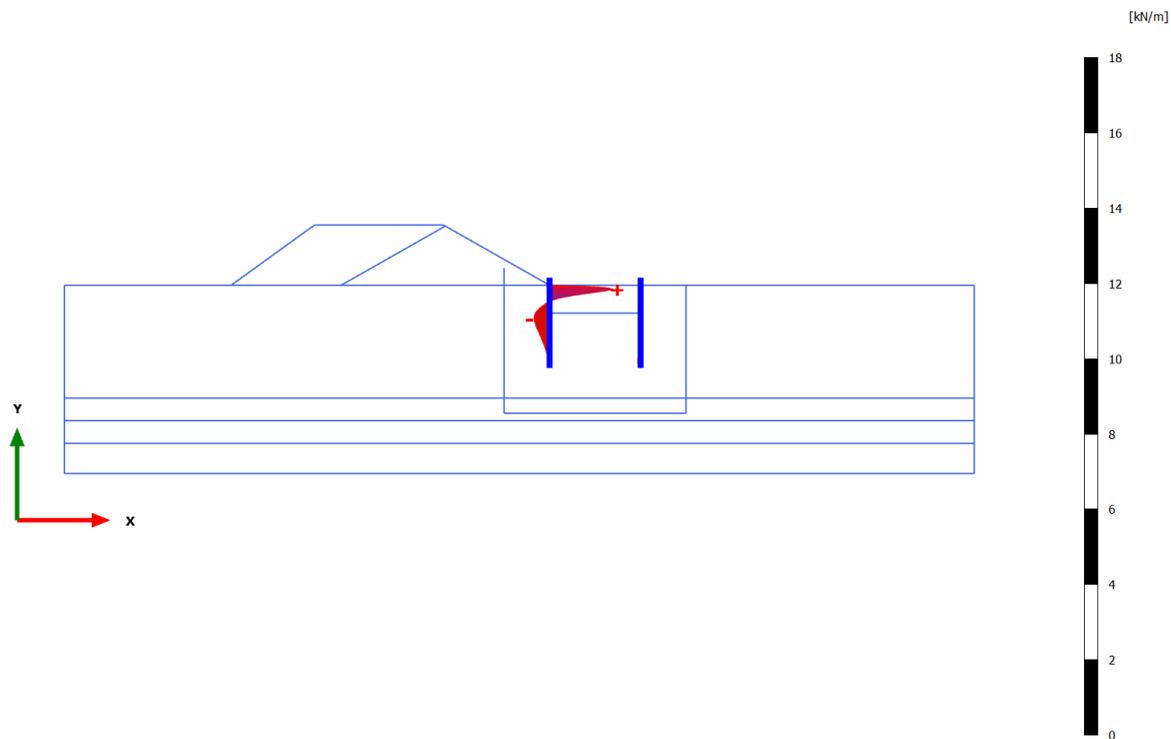
No results

3.1.1.1.3 Calculation results, Plate, Rilevato nuovo [Phase_9] (9/325), Shear forces Q



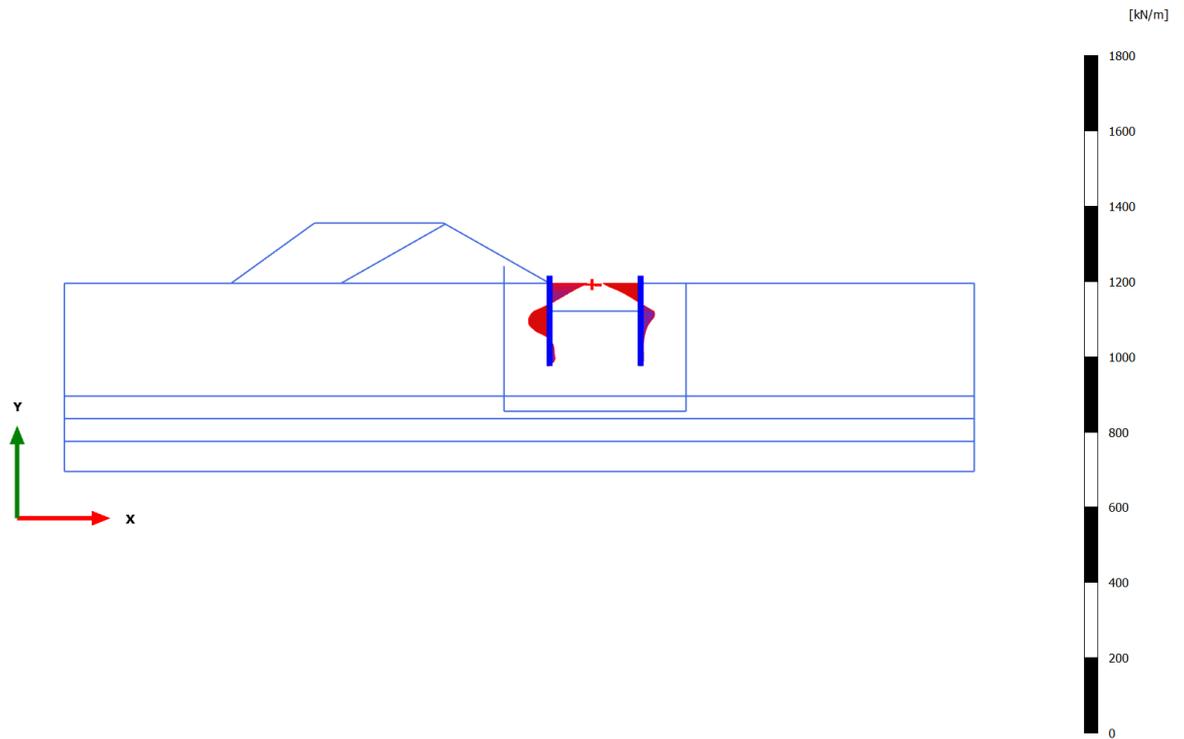
Shear forces Q (scaled up 1.00 times)

No results

**Shear forces Q (scaled up 5.00 times)**

Maximum value = 1.663 kN/m (Element 4 at Node 14662)

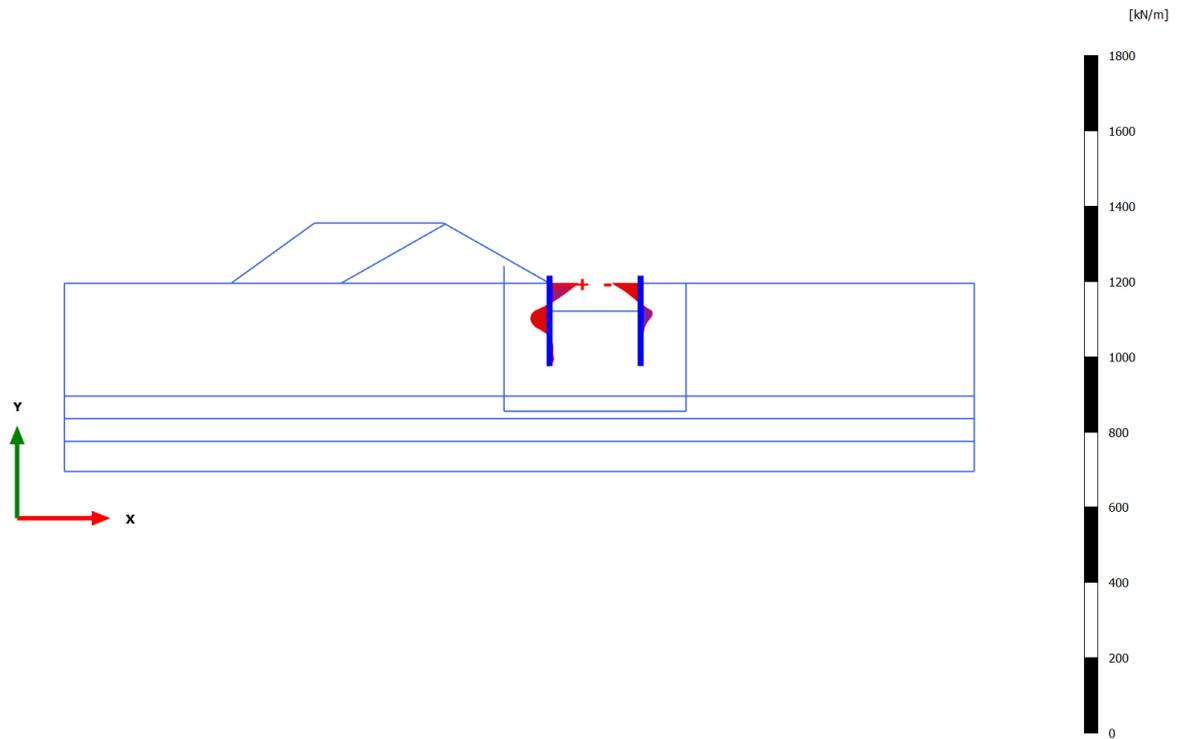
Minimum value = -0.4066 kN/m (Element 12 at Node 19937)

**Shear forces Q (scaled up 0.0500 times)**

Maximum value = 99.76 kN/m (Element 3 at Node 13316)

Minimum value = -99.72 kN/m (Element 8 at Node 21673)

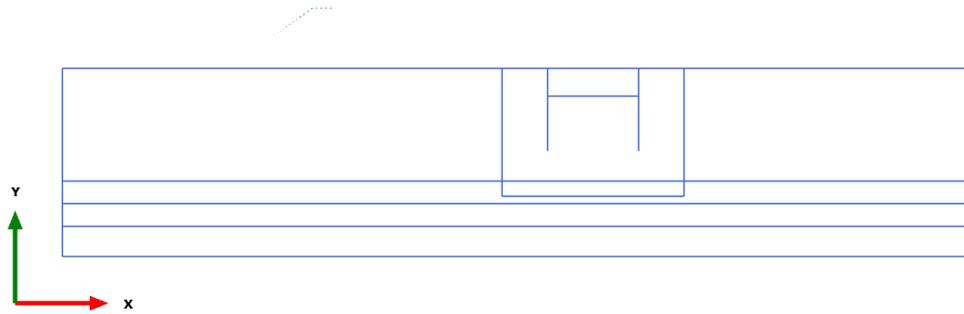
3.1.1.1.6 Calculation results, Plate, Scavo max [Phase_3] (3/453), Shear forces Q

**Shear forces Q (scaled up 0.0500 times)**

Maximum value = 74.71 kN/m (Element 3 at Node 13316)

Minimum value = -74.69 kN/m (Element 8 at Node 21673)

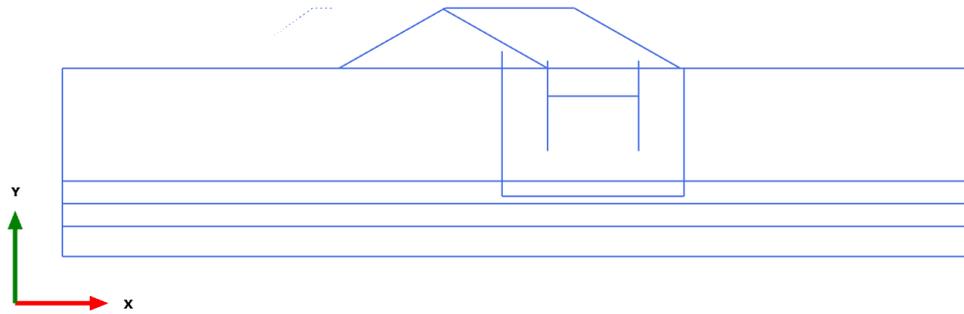
3.1.1.2.1 Calculation results, Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Bending moments M



Bending moments M (scaled up 1.00 times)

No results

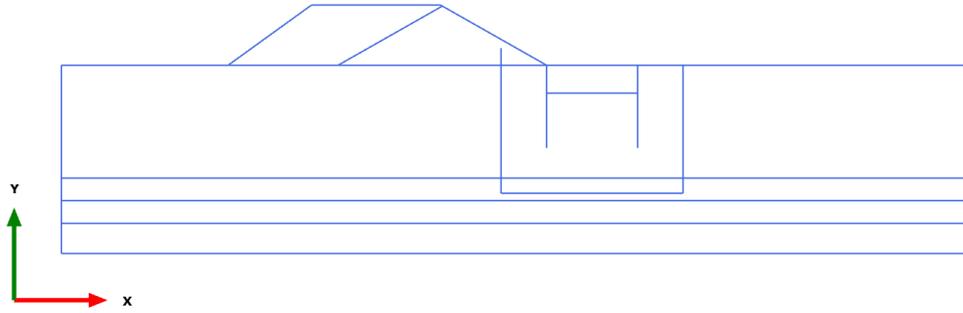
3.1.1.2.2 Calculation results, Plate, Rilevato Storico [Phase_8] (8/10), Bending moments M



Bending moments M (scaled up 1.00 times)

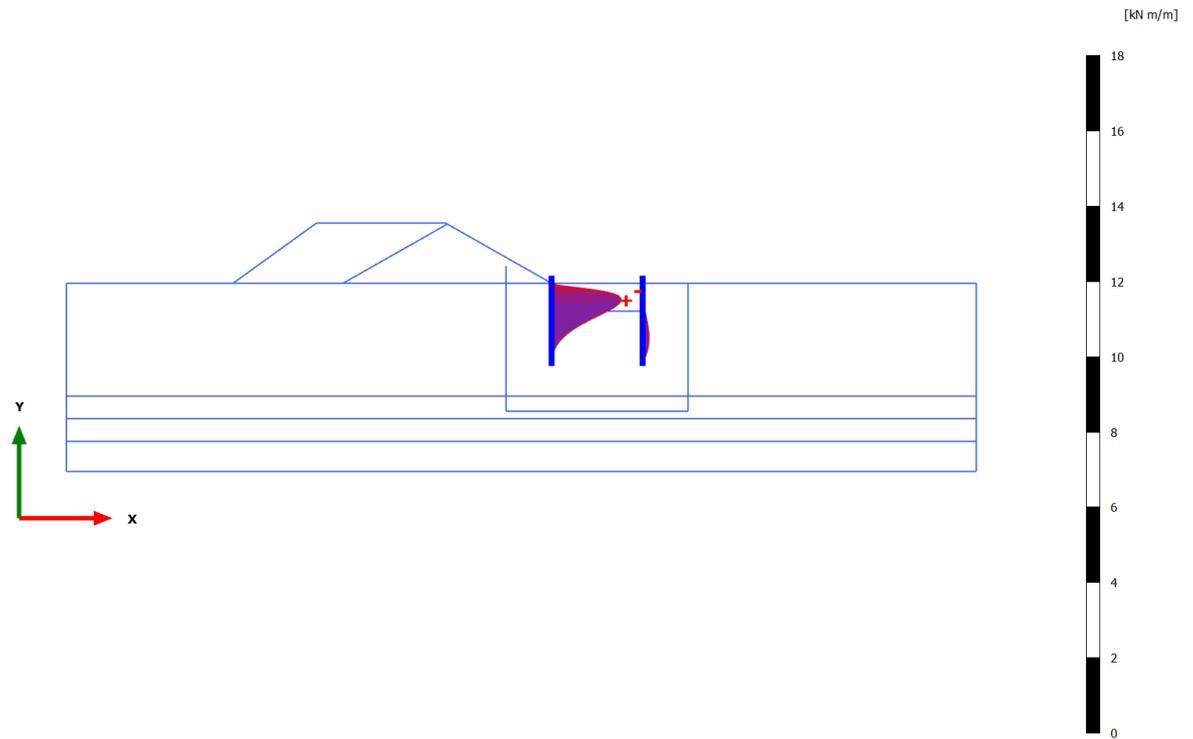
No results

3.1.1.2.3 Calculation results, Plate, Rilevato nuovo [Phase_9] (9/325), Bending moments M



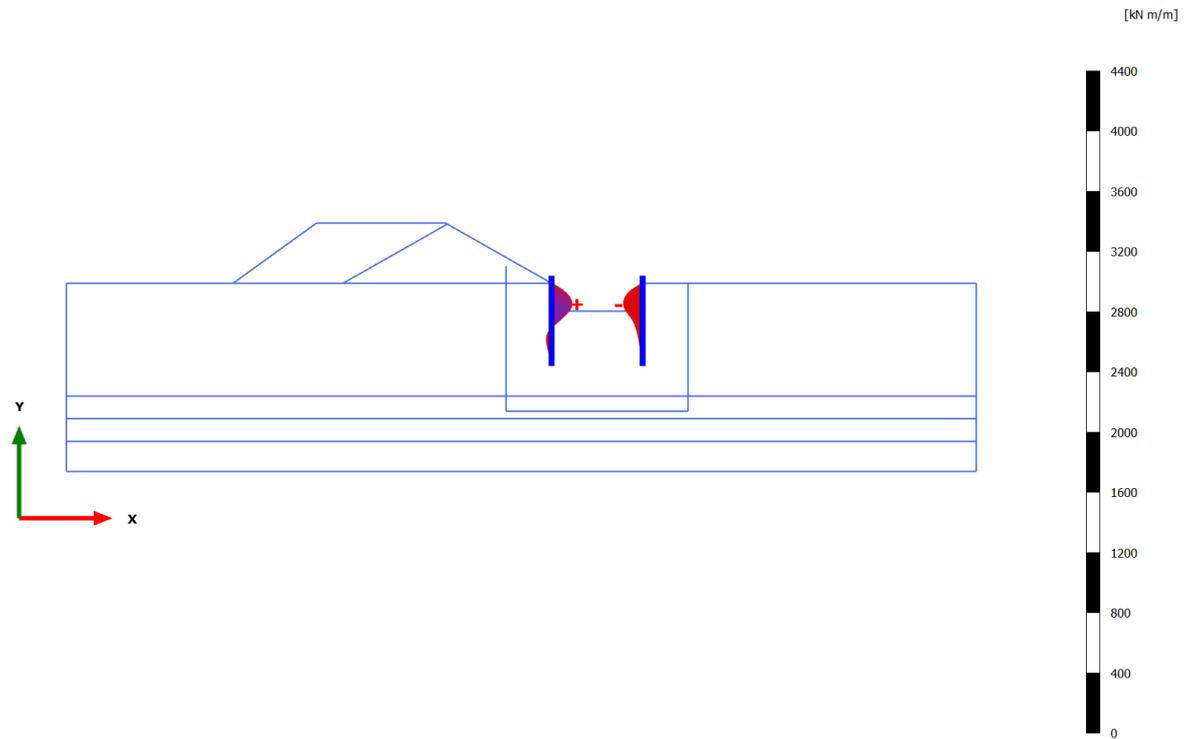
Bending moments M (scaled up 1.00 times)

No results

**Bending moments M (scaled up 5.00 times)**

Maximum value = 1.834 kN m/m (Element 6 at Node 17654)

Minimum value = $-3.039 \cdot 10^{-3}$ kN m/m (Element 8 at Node 21955)

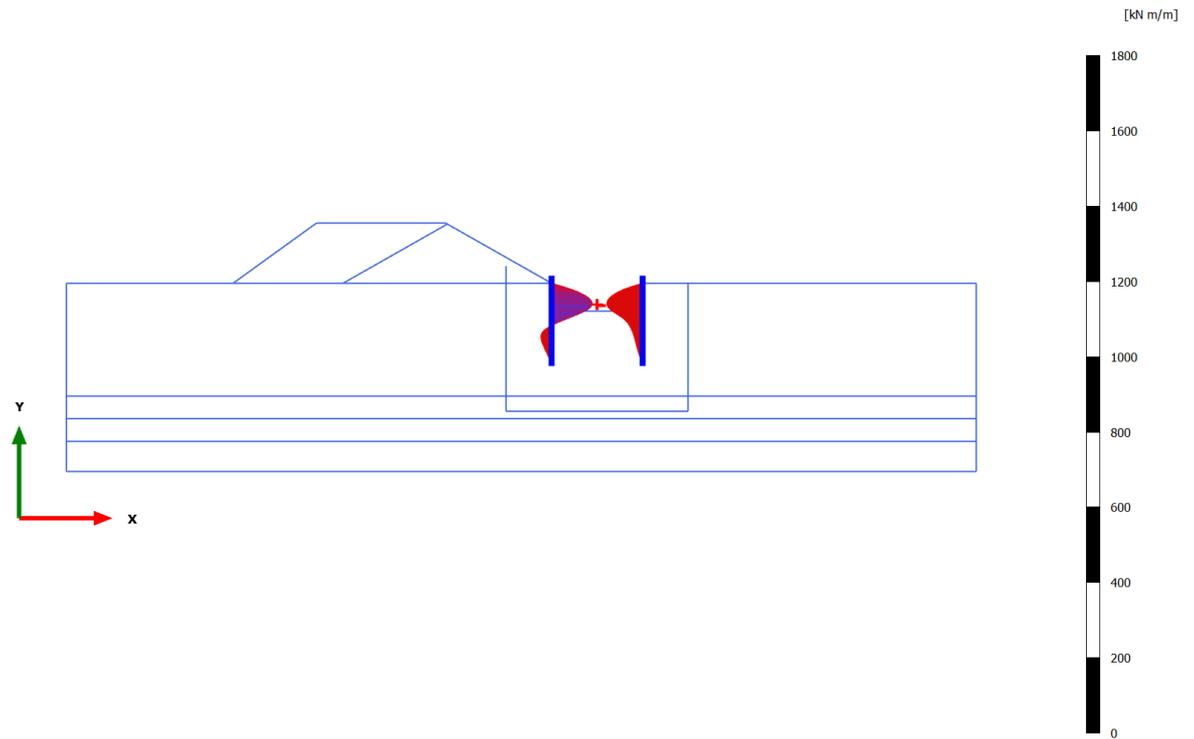


Bending moments M (scaled up 0.0200 times)

Maximum value = 135.0 kN m/m (Element 7 at Node 18856)

Minimum value = -125.9 kN m/m (Element 10 at Node 23553)

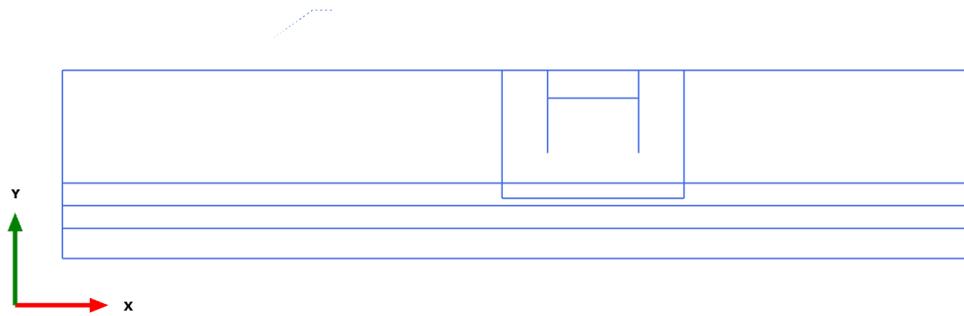
3.1.1.2.6 Calculation results, Plate, Scavo max [Phase_3] (3/453), Bending moments M

**Bending moments M (scaled up 0.0500 times)**

Maximum value = 107.4 kN m/m (Element 6 at Node 18856)

Minimum value = -94.36 kN m/m (Element 11 at Node 23553)

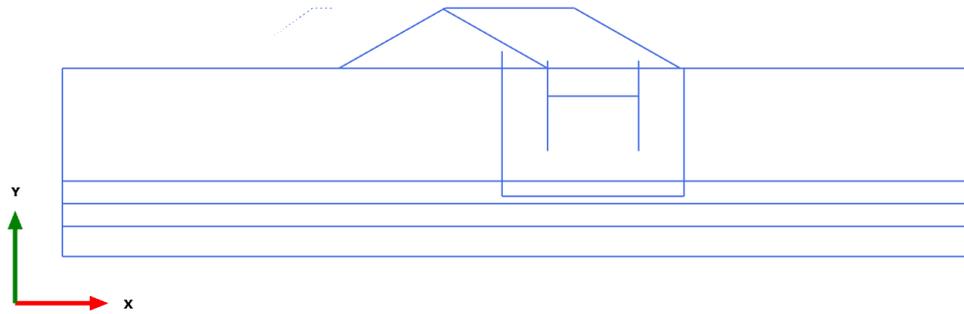
3.1.1.3.1 Calculation results, Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Axial forces N



Axial forces N (scaled up 1.00 times)

No results

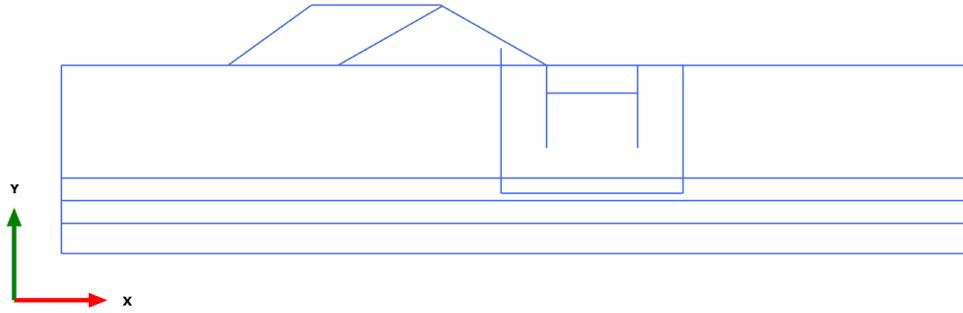
3.1.1.3.2 Calculation results, Plate, Rilevato Storico [Phase_8] (8/10), Axial forces N



Axial forces N (scaled up 1.00 times)

No results

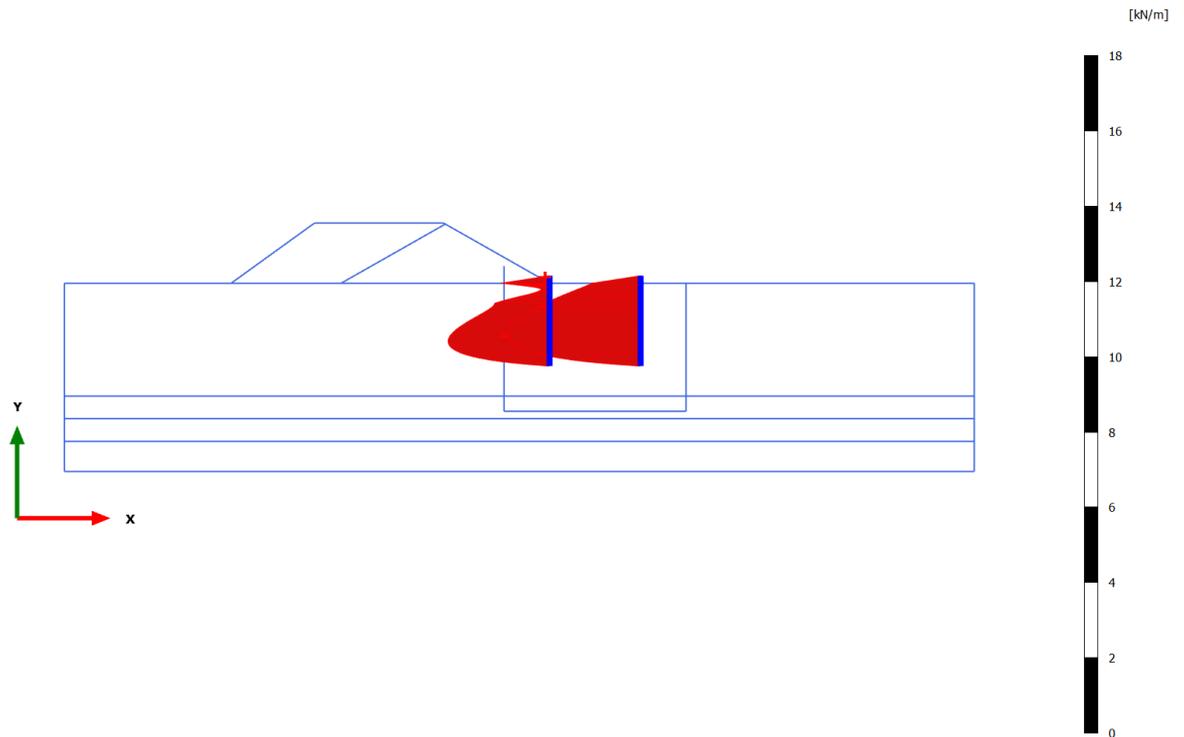
3.1.1.3.3 Calculation results, Plate, Rilevato nuovo [Phase_9] (9/325), Axial forces N



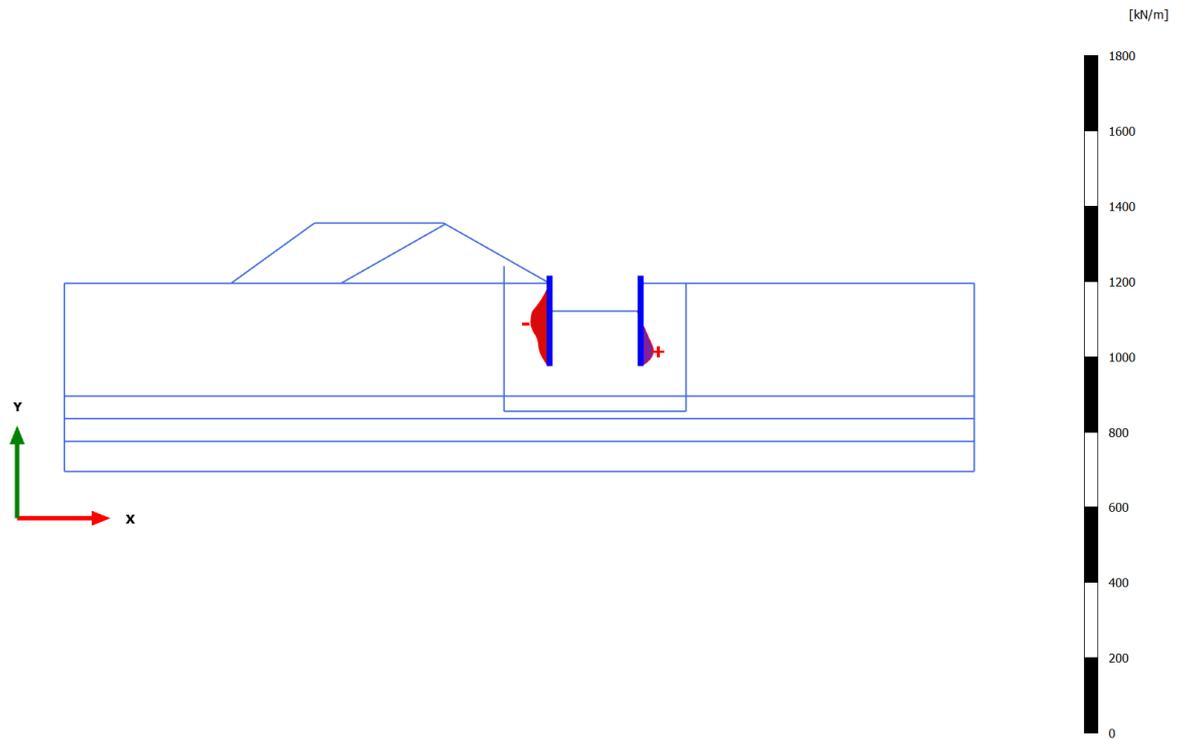
Axial forces N (scaled up 1.00 times)

No results

3.1.1.3.4 Calculation results, Plate, Palancolato [Phase_2] (2/337), Axial forces N

**Axial forces N (scaled up 5.00 times)**Maximum value = $-0.07777 \cdot 10^{-3}$ kN/m (Element 1 at Node 12971)

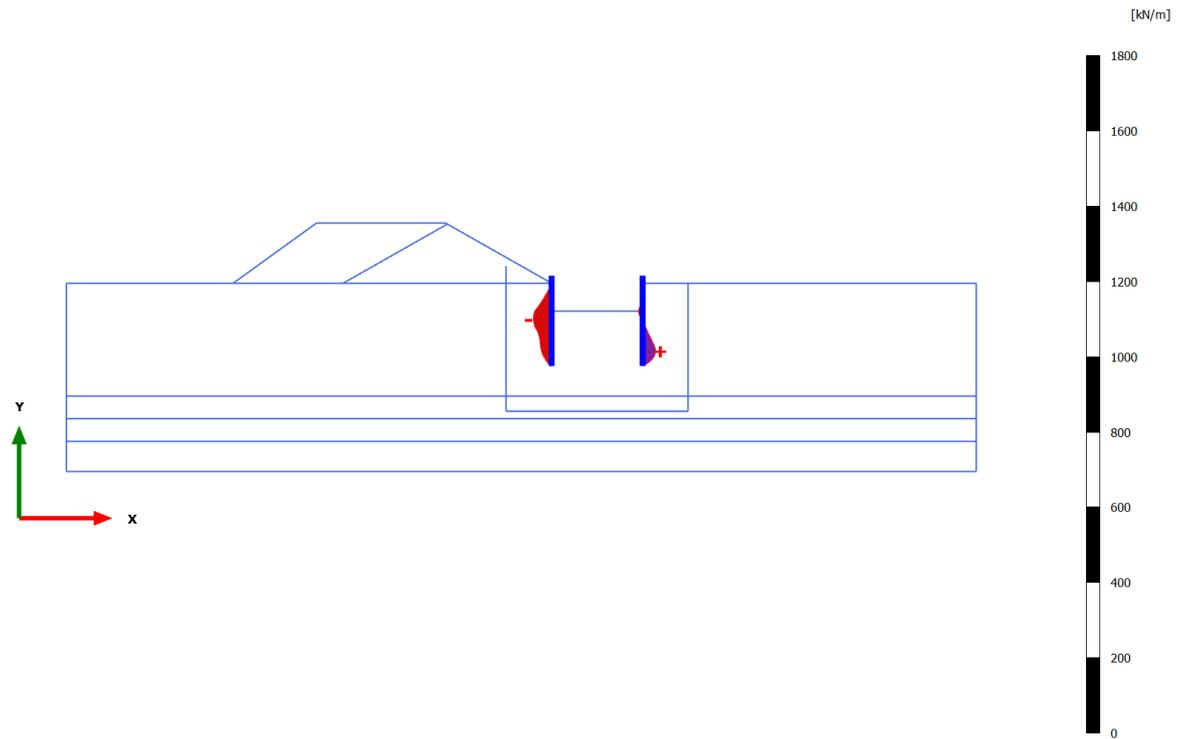
Minimum value = -3.477 kN/m (Element 21 at Node 25093)

**Axial forces N (scaled up 0.0500 times)**

Maximum value = 33.83 kN/m (Element 23 at Node 26350)

Minimum value = -49.26 kN/m (Element 13 at Node 20874)

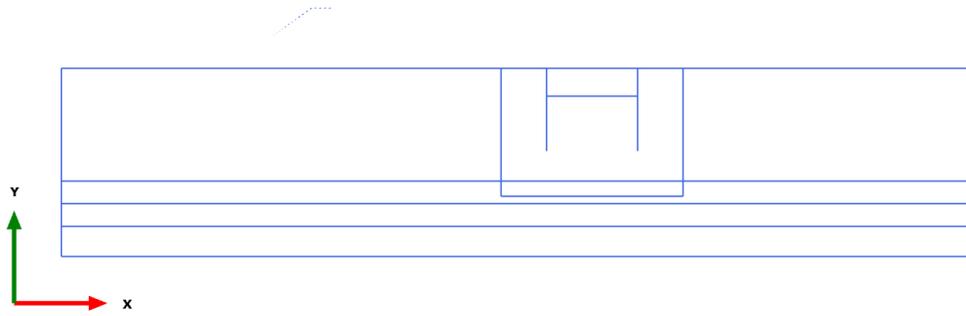
3.1.1.3.6 Calculation results, Plate, Scavo max [Phase_3] (3/453), Axial forces N

**Axial forces N (scaled up 0.0500 times)**

Maximum value = 34.15 kN/m (Element 23 at Node 26350)

Minimum value = -47.99 kN/m (Element 12 at Node 20872)

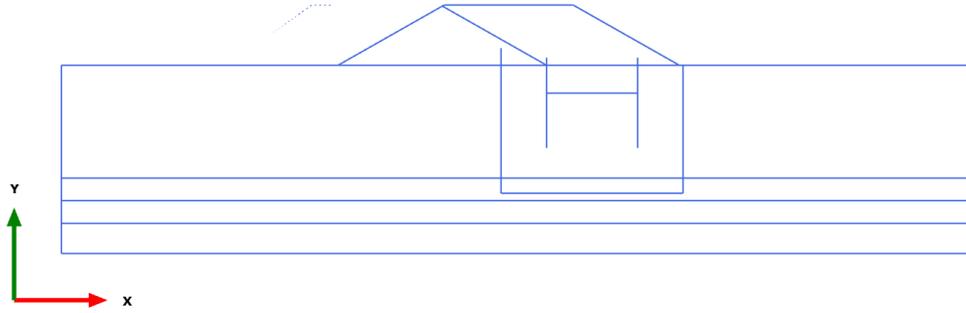
3.2.1.1.1 Calculation results, Node-to-node anchor, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)

No results

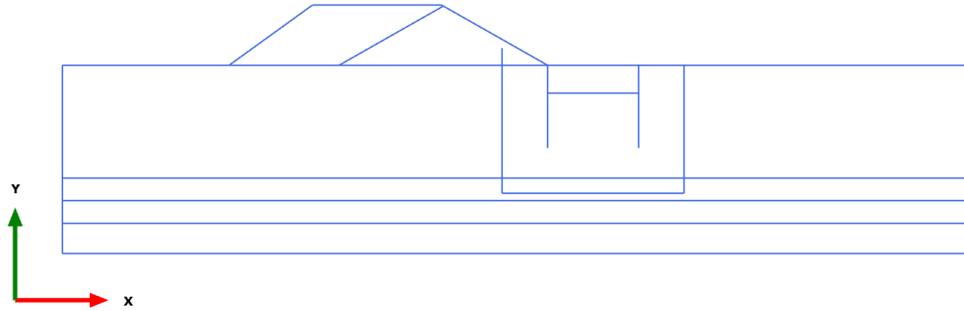
3.2.1.1.2 Calculation results, Node-to-node anchor, Rilevato Storico [Phase_8] (8/10), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)

No results

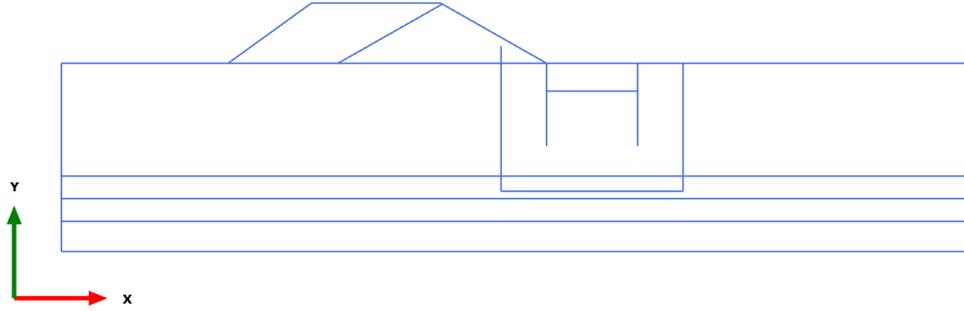
3.2.1.1.3 Calculation results, Node-to-node anchor, Rilevato nuovo [Phase_9] (9/325), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)

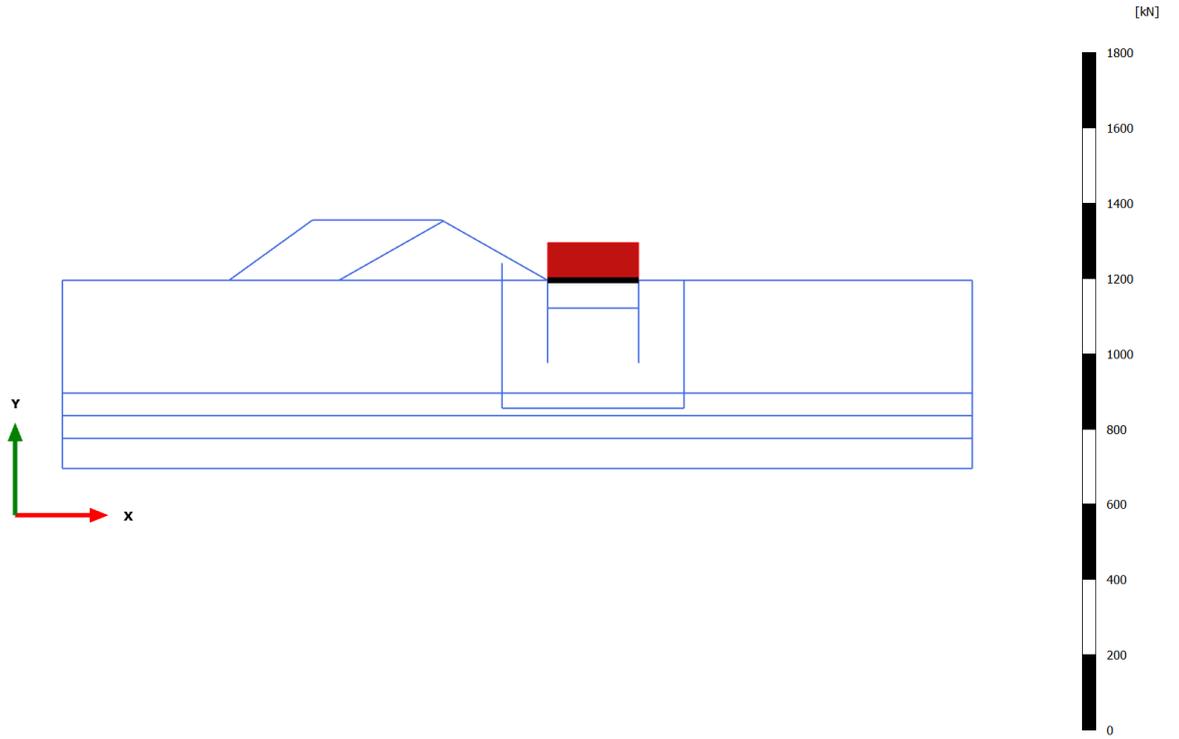
No results

3.2.1.1.4 Calculation results, Node-to-node anchor, Palancoleto [Phase_2] (2/337), Anchor force for curves F N



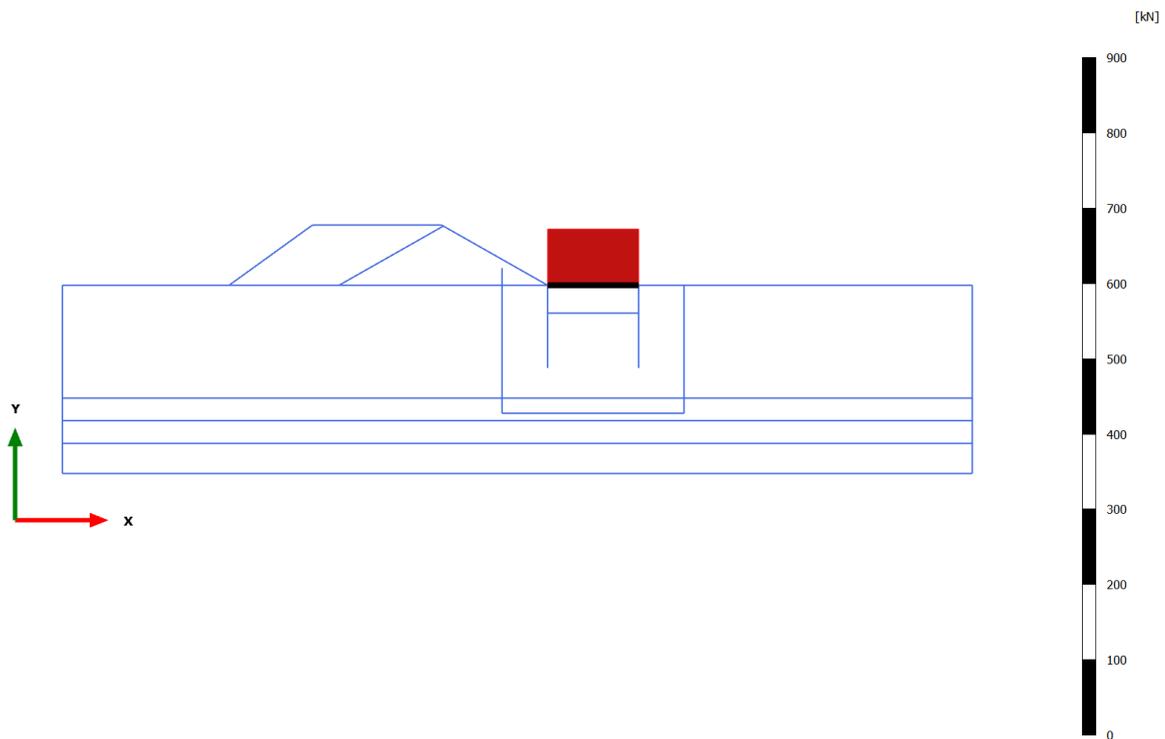
Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)
No results

3.2.1.1.5 Calculation results, Node-to-node anchor, Sovraccarico [Phase_5] (5/385), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 0.0500 times)
 Uniform value of -99.92 kN

3.2.1.1.6 Calculation results, Node-to-node anchor, Scavo max [Phase_3] (3/453), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 0.100 times)
 Uniform value of -74.57 kN