

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
Viadotto Fibbio dal Km 9+958.57 al Km 10+036.67
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: Maggio 2022		Data: Maggio 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 1 D 1 0 0 1 B - - - D I - - -

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	Ing Alberto Levorato	Maggio 2022

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	G. Furlani <i>G. Furlani</i>	Giugno 2021	V. Pastore <i>V. Pastore</i>	Giugno 2021	P. Ascari <i>P. Ascari</i>	Giugno 2021	P. Ascari
B	RECEPIMENTO ISTRUTTORIE	G. Furlani <i>G. Furlani</i>	Maggio 2022	V. Pastore <i>V. Pastore</i>	Maggio 2022	P. Ascari <i>P. Ascari</i>	Maggio 2022	

CIG. 8377957CD1 CUP: J41E91000000009 File: IN1712EI2CLVI01D1001A.DOCX
Cod. origine:



Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 2 di 51	

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normativa di riferimento.....	6
2.2	Documenti di riferimento.....	6
2.3	Software di riferimento.....	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
4	ANALISI DELLE PARATIE	8
4.1	Combinazioni e coefficienti parziali.....	8
4.2	Caratterizzazione geotecnica dei terreni	9
4.3	Elementi strutturali	10
4.4	Carichi applicati.....	10
4.5	Stabilità globale.....	10
4.6	Sezioni di calcolo	12
4.7	Discretizzazione di calcolo.....	12
4.7.1	Sezione 1	12
4.8	Fasi di calcolo	14
4.8.1	Sezione 1	14
4.9	Principali risultati delle analisi	18
4.9.1	Sezione 1	18
4.9.2	Stima portate di emungimento.....	23
4.10	Verifiche di resistenza palancole	25
4.11	Verifiche di resistenza sistema di contrasto sommitale.....	26
4.11.1	Verifica strutturale dei puntoni di contrasto.....	29
4.11.2	Verifica travi di ripartizione.....	30
4.12	Verifiche nei confronti degli stati limite idraulici	32
5	APPENDICE A. TABULATI DI CALCOLO PLAXIS.....	34
5.1	Sezione 1	34

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 3 di 51	

1 PREMESSA

La presente relazione sviluppa il dimensionamento, la verifica geotecnica e stabilità strutturale delle paratie provvisorie e degli scavi necessari per la realizzazione delle fondazioni del viadotto VI01D - Viadotto Fibbio dal km 9+958.57 al km 10+036.67, 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 della spalla B e della pila.

Per queste palificate che presentano uno scavo massimo di 5.3 m si prevedono palancole PU22 con lunghezza 15.0 m e sistema di contrasto con puntoni ($d_e=298.5$ mm, $s=10$ mm, acciaio S355) e travi di ripartizione in acciaio (HE 240 A acciaio S355) posto a circa 2.5 m da testa palanca. Il sistema di contrasto verrà rimosso dopo la realizzazione del plinto di fondazione.

È inoltre prevista la realizzazione di 2 pozzi di aggotamento 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.

Nelle seguenti figure si riportano le sezioni delle opere provvisionali di riferimento per i calcoli di seguito eseguiti.

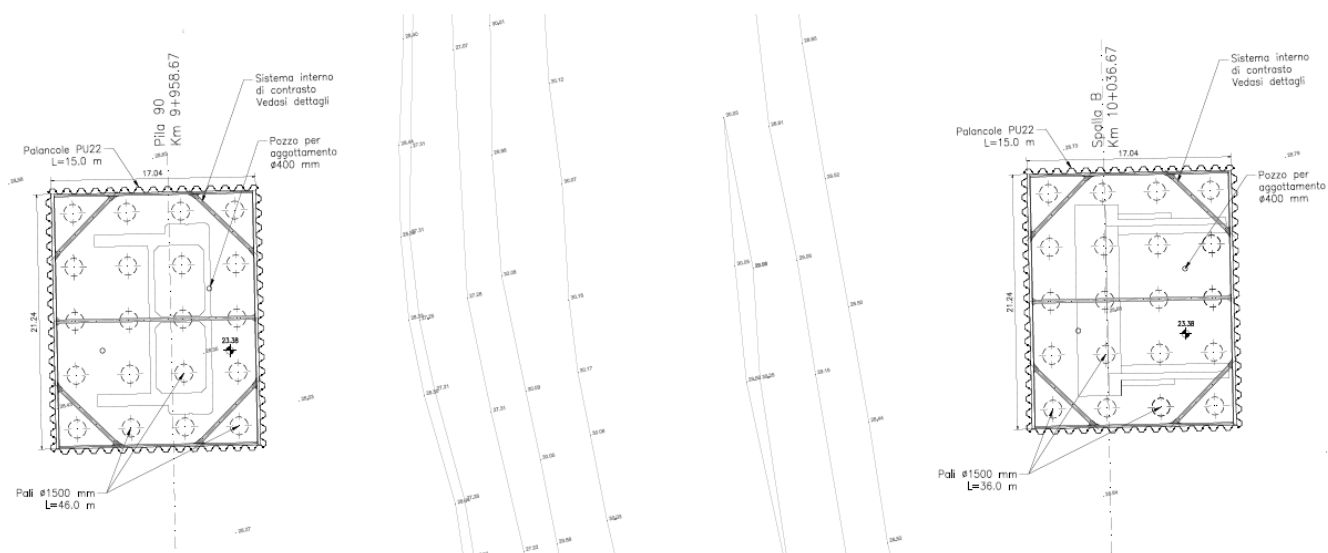


Figura 1 – Pianta opere provvisionali

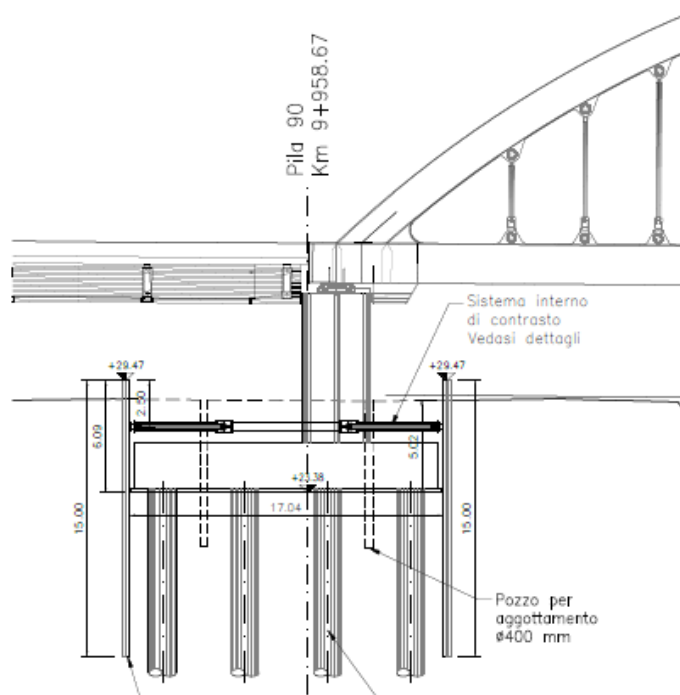


Figura 2 - Sezione trasversale - Pila P90

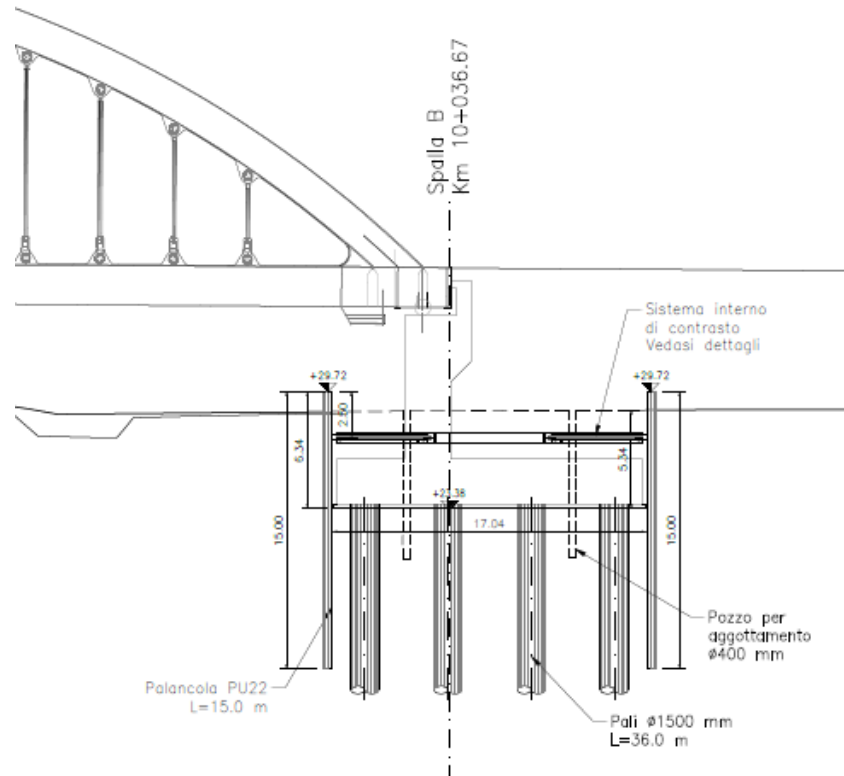


Figura 3 - Sezione trasversale – spalla B

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 6 di 51	

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.] IN1712EI2FZVI01D0001 - Profilo Geotecnico - Viadotto Fibbio dal km 9+958.57 al km 10+036.67.
- [DR 2.] IN1712EI2RBVI01D0001 – Relazione Geotecnica - Viadotto Fibbio dal km 9+958.57 al km 10+036.67.
- [DR 3.] Manuale di Progettazione RFI.
- [DR 4.] Capitolato RFI.

2.3 Software di riferimento

Le analisi sono svolte per mezzo dei seguenti programmi di calcolo:

- codice Plaxis 2D 2020 (Delft, Olanda).

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 7 di 51	

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 PU22, le cui caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nelle seguenti tabelle.

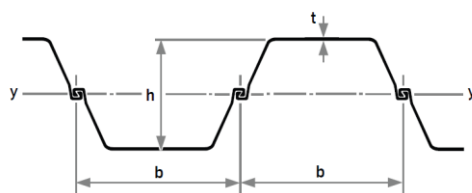


Tabella 1 - Caratteristiche palancole di progetto

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)
PU22	U	0.01829	0.6	0.45	0.0121	0.0095	0.0004946	0.0022	0.00258	1.44

Per la carpenteria metallica degli elementi del sistema di contrasto sommitale delle palancole previsti si adotta acciaio S355 con i seguenti profilati (con modulo dell'acciaio $E_s = 210000$ MPa):

- puntoni: $d_e = 298.5$ mm, $s = 10$ mm ($A = 90.63$ cm²).
- travi di ripartizione: doppio HE 240 A.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 8 di 51	

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.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 9 di 51

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

Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
Permanenti		Variabili				
sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli	$\tan \varphi'$	c'	cu
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					
	sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli	$\tan \varphi'$	c'	cu	--
<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.

La caratterizzazione geotecnica lungo lo sviluppo del viadotto è riportata nella relazione geotecnica dell'opera ([DR 2.]) da cui si osserva che nell'ambito di profondità di interesse delle opere provvisionali la stratigrafia è piuttosto uniforme con presenza di copertura di 1-2 m di terreno alluvionale 3a/3b ed a seguire ghiaia e poi sabbia da moderatamente addensate a molto addensate. Quindi per il dimensionamento delle opere provvisionali si è fatto riferimento ad una stratigrafia uniforme per tutto il viadotto e comunque cautelativa nello spessore di copertura unità 3a/3b e nei parametri di resistenza al taglio dei materiali. Nella seguente tabella si riportano la stratigrafia ed i parametri geotecnici di resistenza e di rigidezza adottati nei dimensionamenti a seguire.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 10 di 51	

Tabella 4 – Parametri geotecnici

da [m]	a [m]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	K [m/s]
0.0	-2.0	3a/3b	18.5	27	0	10	5E ⁻⁰⁶
-2.0	-30.0	6 / 4	19.0	38	0	50	2E ⁻⁰⁵
Dove: γ = peso di volume naturale ϕ' = angolo di resistenza al taglio c' = coesione drenata E' = modulo di deformazione elastico di Young operativo = $E_o / (3\div 5)$ K= permeabilità							

La falda, in accordo a quanto indicato nella relazione geotecnica ([DR 2.]) è stata assunta per il calcolo delle opere provvisorie prossima a quota +28.38 m s.l.m. (prossima al p.c.).

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 ($E=2.1 \cdot 10^8$ kPa), area e inerzia propria del profilato scelto (vedasi Tabella 1).

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

Il sistema di contrasto sommitale viene modellato con elemento "anchor" considerando l'area del puntone tubolare (vedasi capitolo 3) con il modulo di Young dell'acciaio ed un interasse medio di calcolo di 5.5 m circa.

4.4 Carichi applicati

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.

4.5 Stabilità globale

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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 11 di 51	

di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

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

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

In Figura 4 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

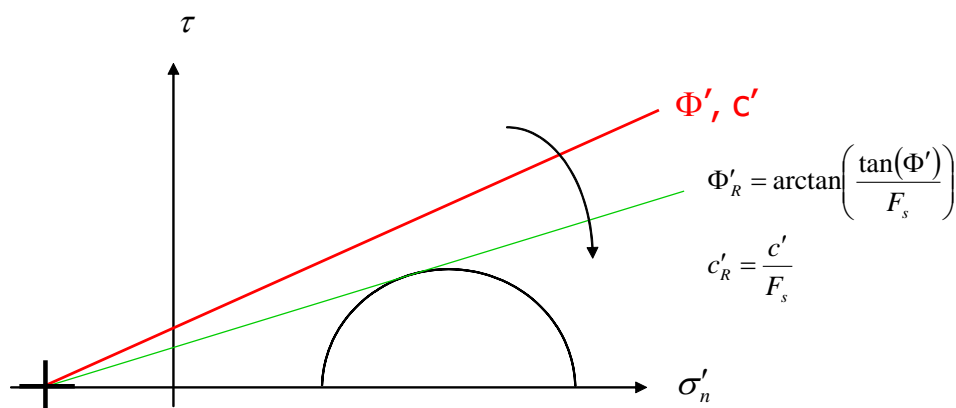


Figura 4 - Phi-c reduction method

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

- le superfici di rottura si propagano in maniera "naturale"; quindi non occorre specificare preventivamente i 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.
- 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.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 12 di 51	

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

- **Sezione 2.** palancolato PU22 L=15.0 m con sistema di contrasto a 2.5 m da testa palancola. Si riferisce allo scavo della spalla B che presentano altezza massima di scavo di 5.3 m.

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, in cui è evidenziata la successione stratigrafica. Il dominio discretizzato ha una larghezza di 100 m e un'altezza di 40 m circa, è costituito da circa 3100 elementi triangolari e da circa 25600 nodi.

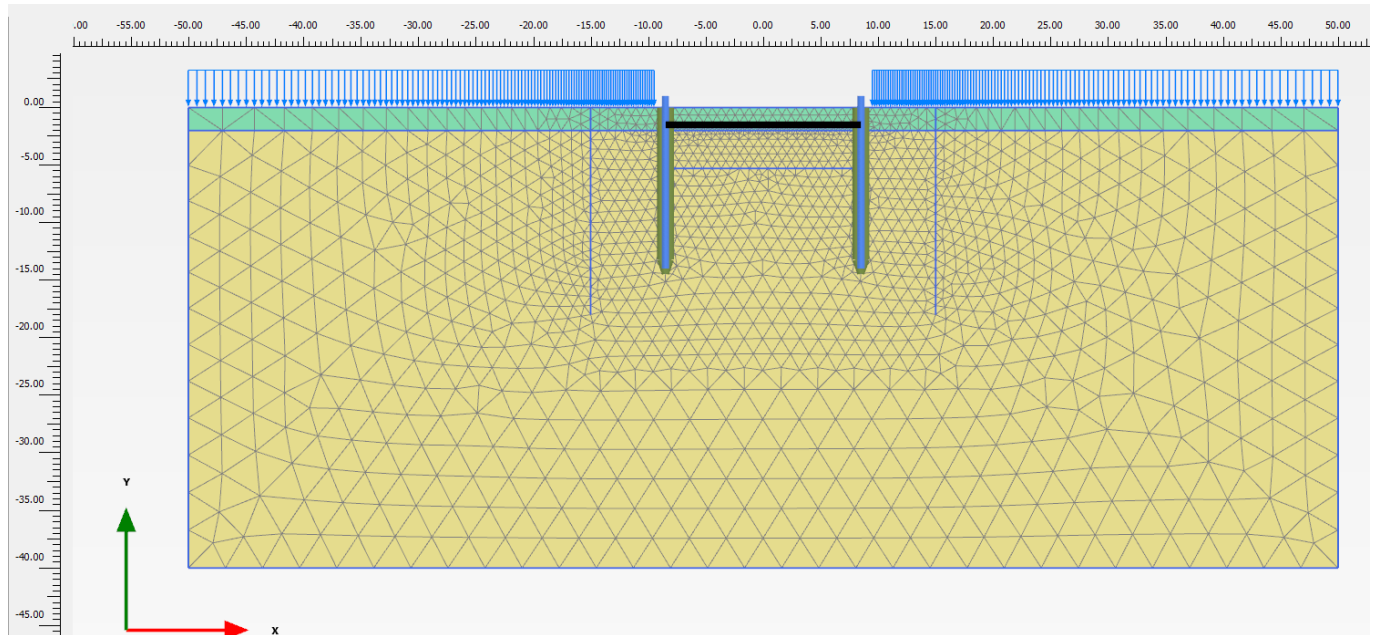


Figura 5 - Sezione 1, Discretizzazione del modello di calcolo

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 14 di 51	

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 prossima al p.c..
- Fase 2. Esecuzione delle palancole.
- Fase 3. Scavo fino a -1.7 m e applicazione del carico accidentale.
- Fase 4. Raggiungimento dello scavo massimo (-5.3 m dal p.c.) con inserimento sistema di contrasto sommitale 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 5. Amplificazione del carico accidentale ($\times 1.50/1.30 = 1.15$).
- Fase 6. A partire dalla Fase 4, amplificazione del carico accidentale ($\times 1.30$).
- 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 = 1.25×1.1), in osservanza alla normativa per la verifica SLU GEO (cfr. §4.5).

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
<p>VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001</p>	<p>Rev. B</p>	<p>Foglio 15 di 51</p>	

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).

Le principali fasi di calcolo sono rappresentate nelle seguenti immagini.

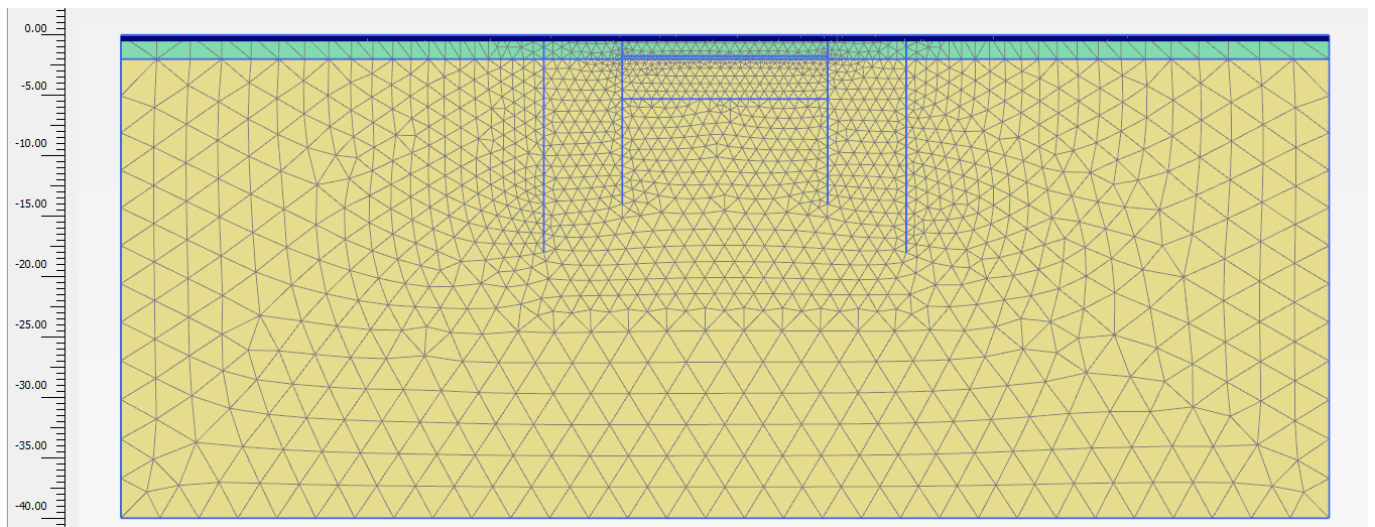


Figura 6 - Sezione 1, Inizializzazione geostatica

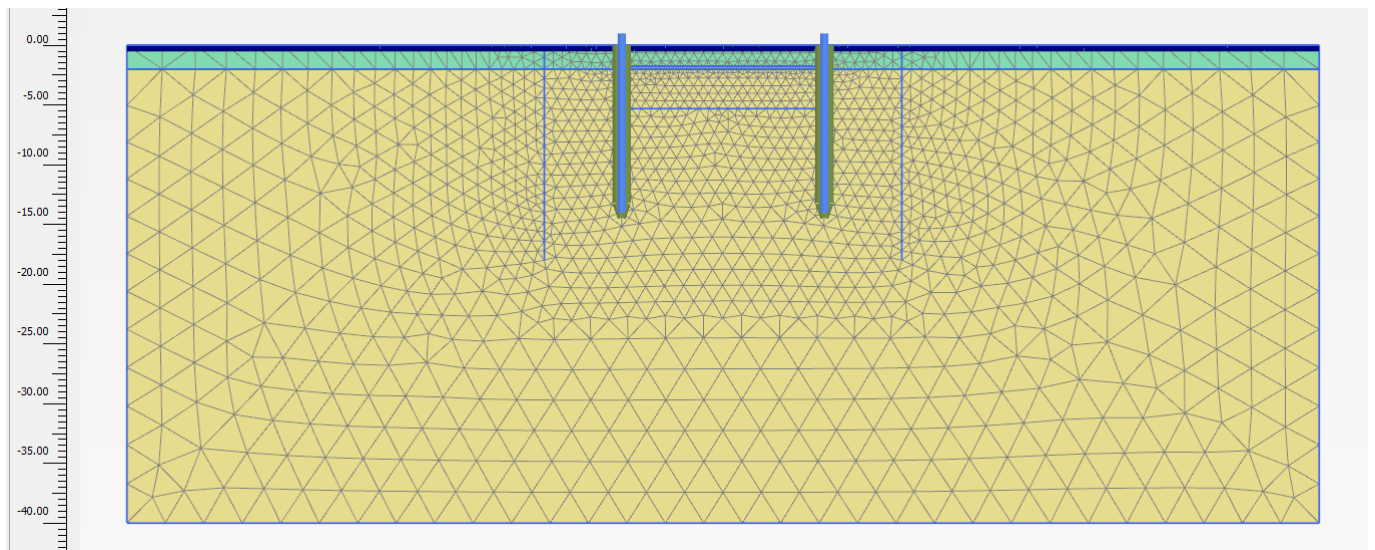


Figura 7 - Sezione 1, Realizzazione palancole

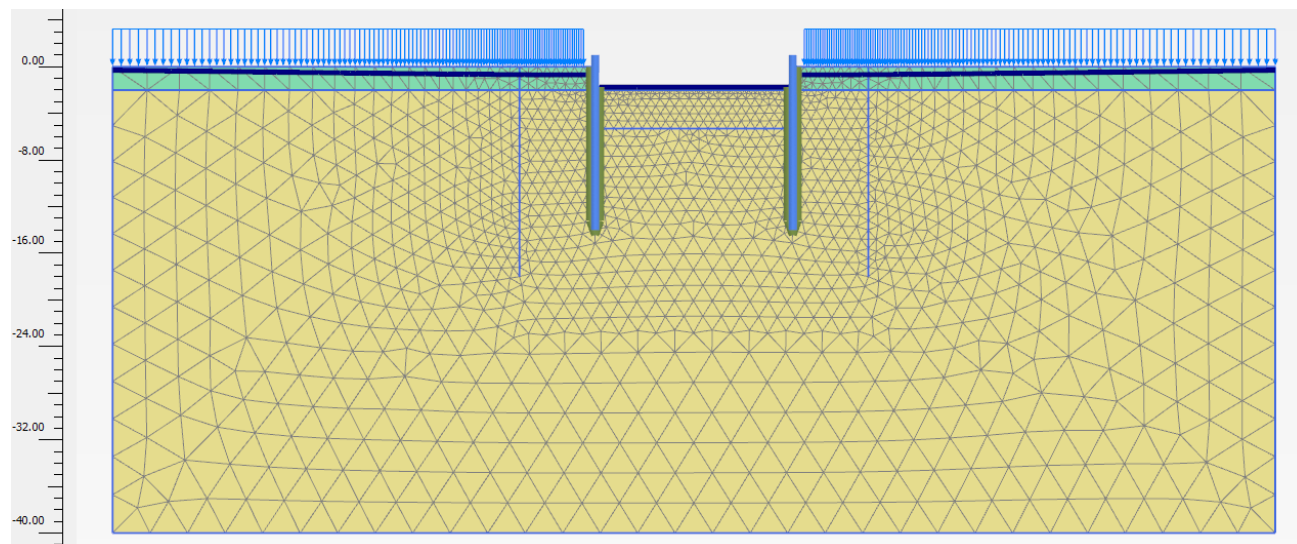


Figura 8 - Sezione 1, Scavo fino a -1.75 m per inserimento contrasto sommitale e applicazione dei carichi

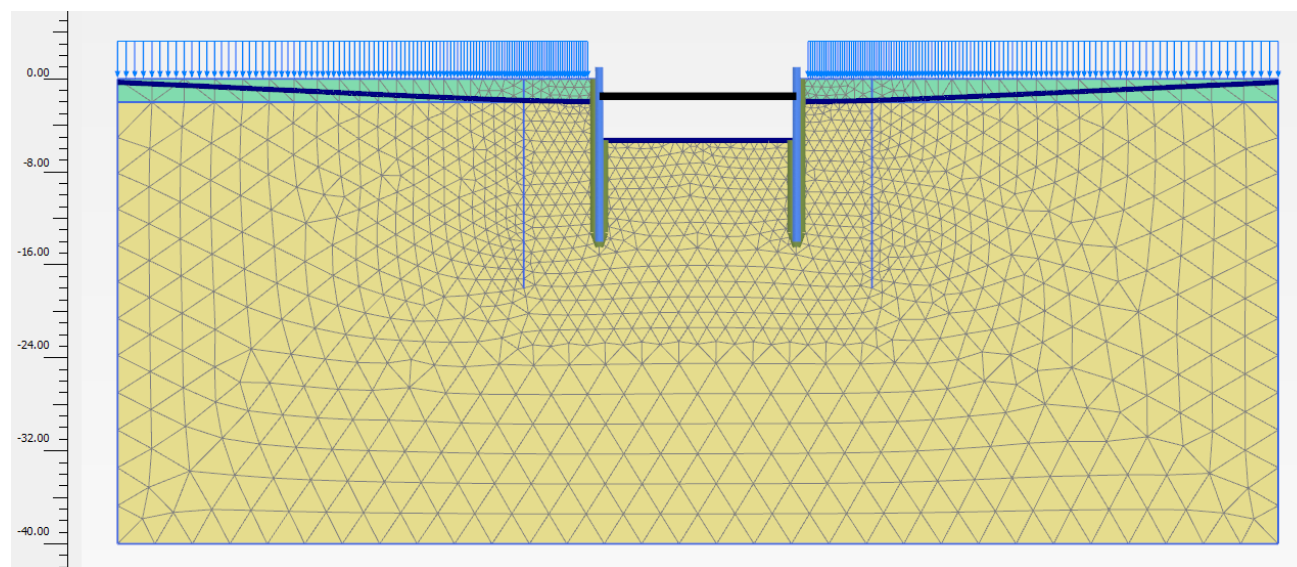


Figura 9 - Sezione 1, Scavo massimo e sistema di contrasto

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
E12 CL VI 01 D 1 001

Rev.
B

Foglio
17 di 51

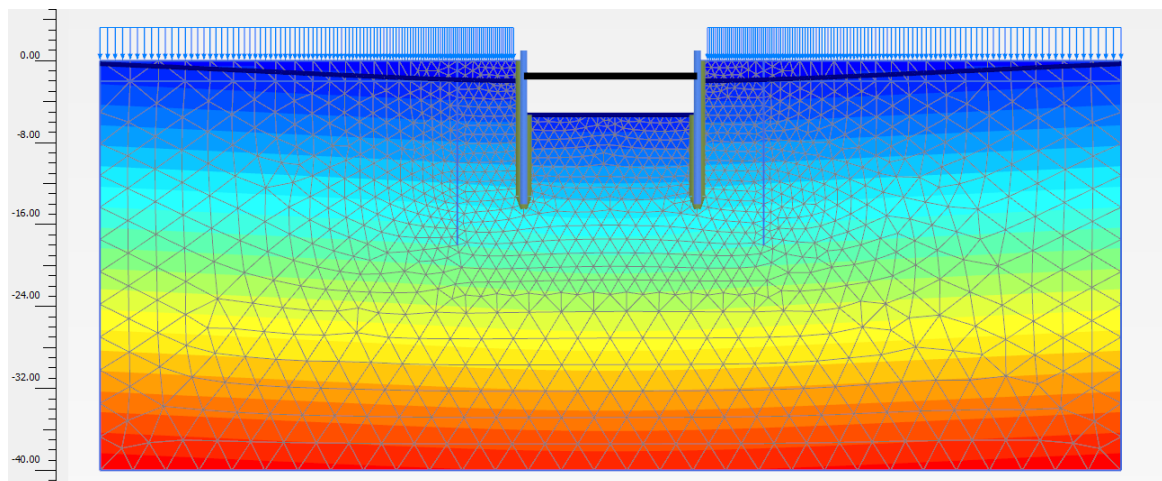


Figura 10 - Sezione 1, Pressioni neutre in fase di massimo scavo con carichi

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 18 di 51	

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 involucro 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 PU22 di lunghezza 15.0 m, la falda è prossima al p.c. e lo scavo massimo risulta di circa -5.3 m da p.c..

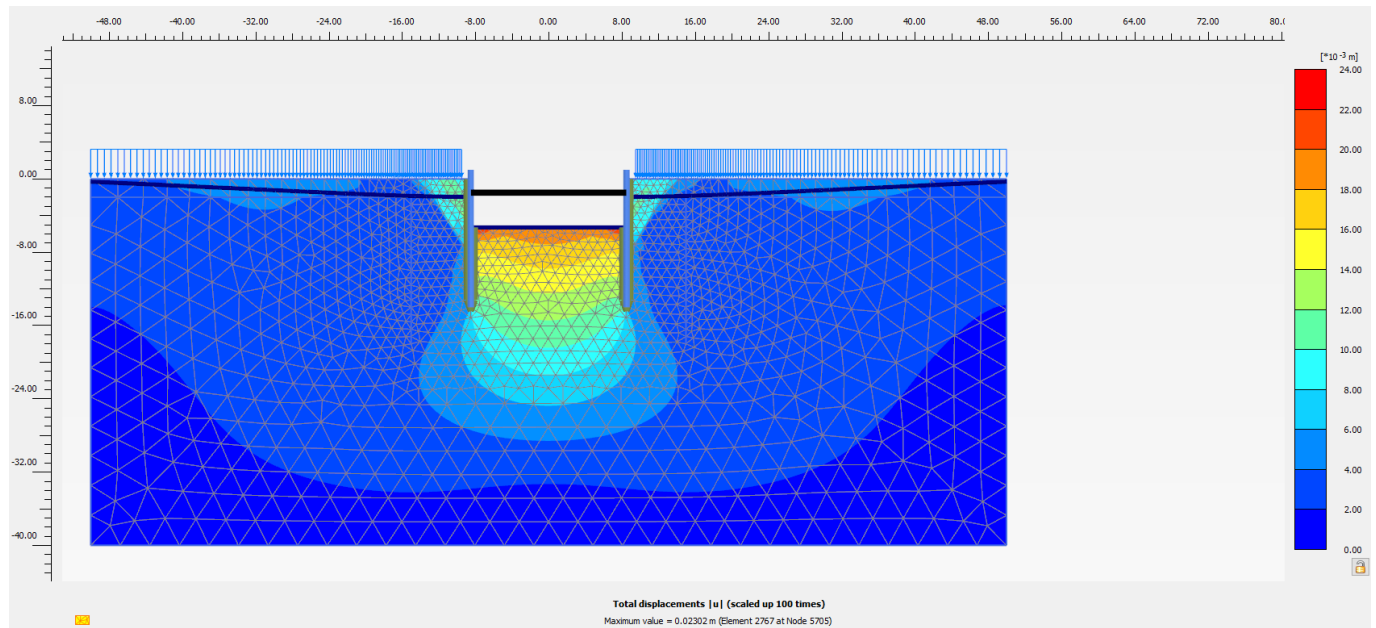


Figura 11 – Sezione 1, Spostamenti totali in fase di scavo massimo

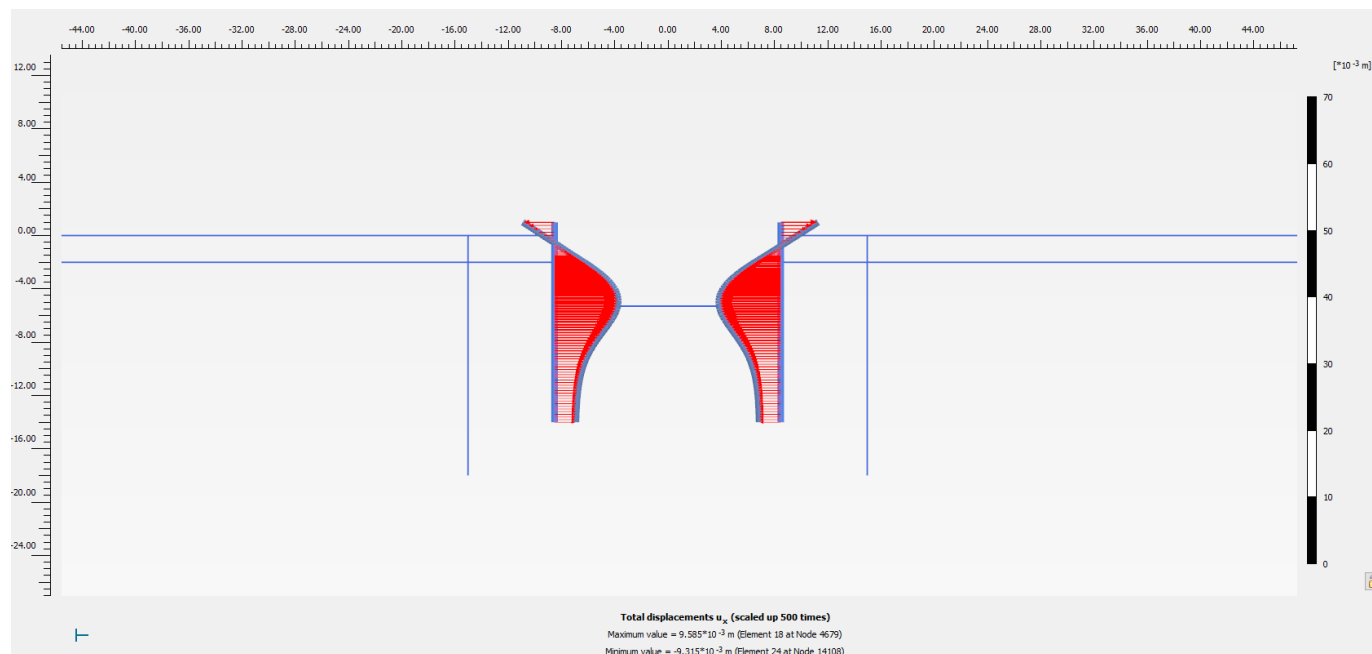


Figura 12 - Sezione 1, Spostamenti totali palancole SLE

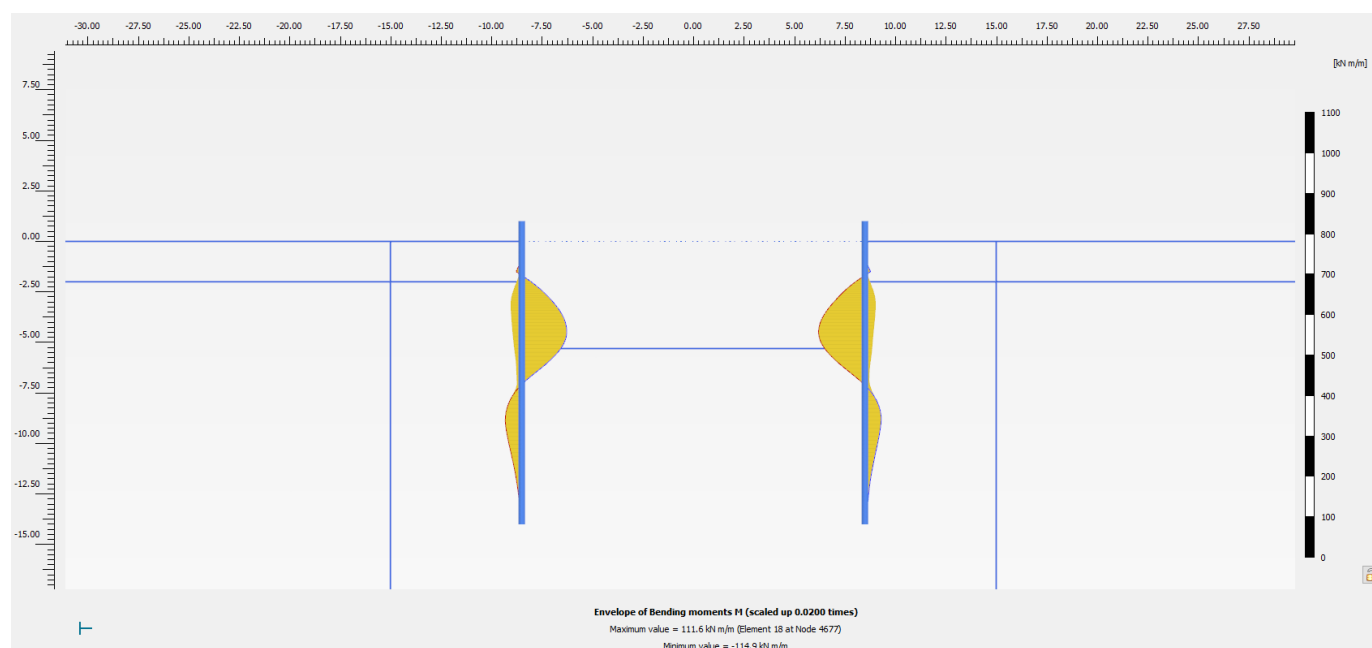


Figura 13 – Sezione 1, Involuppo del momento flettente palancole (Fase 5: SLU/1.3)

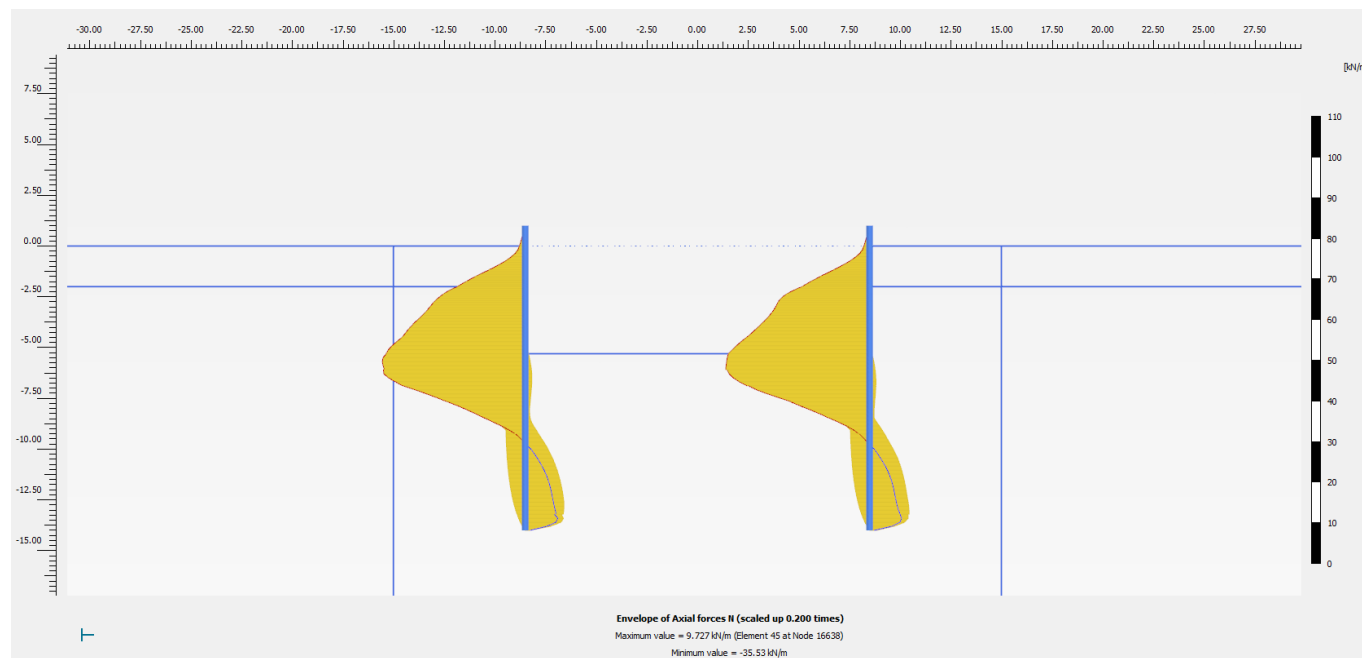


Figura 14 - Sezione 1, Involuppo dell'azione assiale palancole (Fase 5: SLU/1.3)

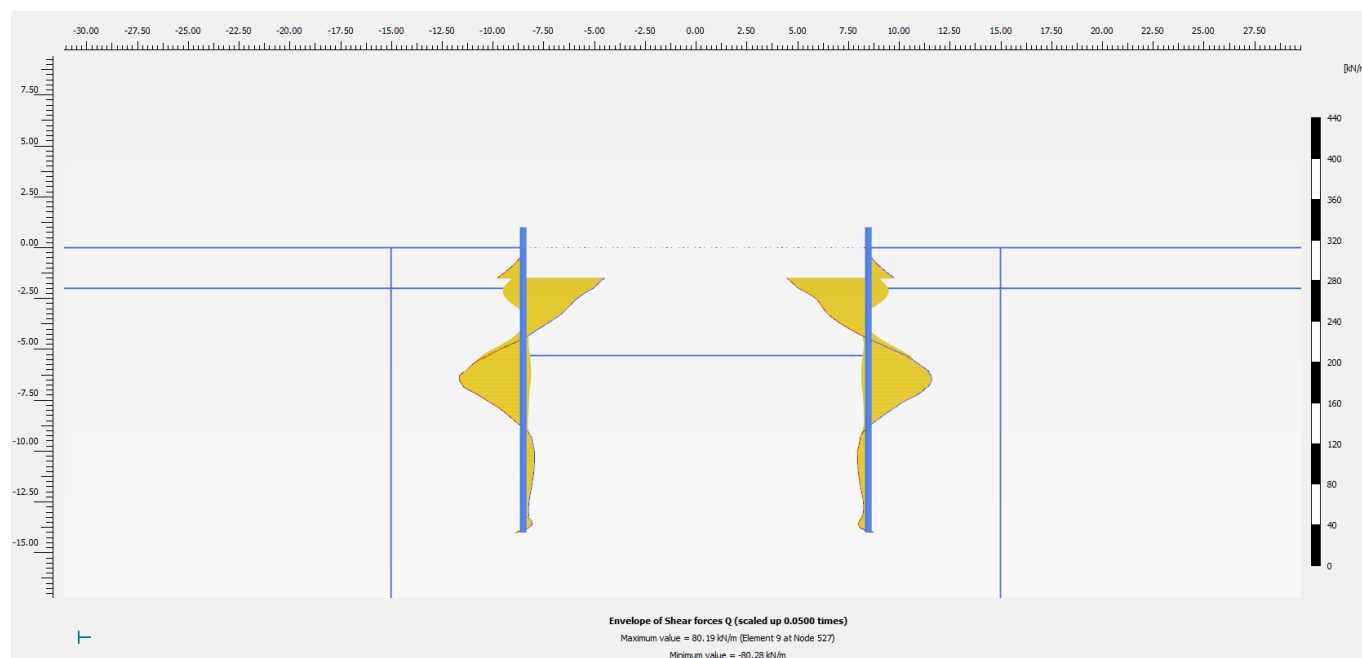


Figura 15 - Sezione 1, Involuppo del taglio palancole (Fase 5: SLU/1.3)

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.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 21 di 51	

Tabella 5 - Sintesi risultati palancole

Paratia di Palancole	Fase 5:SLU/1.3	SLU
azione assiale massima, Nmax [kN/m]	35.5	59.0
momento massimo, Mmax [kNm/m]	114.9	149.4
taglio massimo, Tmax [kN/m]	80.3	171.0
Sollecitazione massima sul sistema di contrasto [kN]	581.9	756.5
Spostamento max [mm]	9	

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.

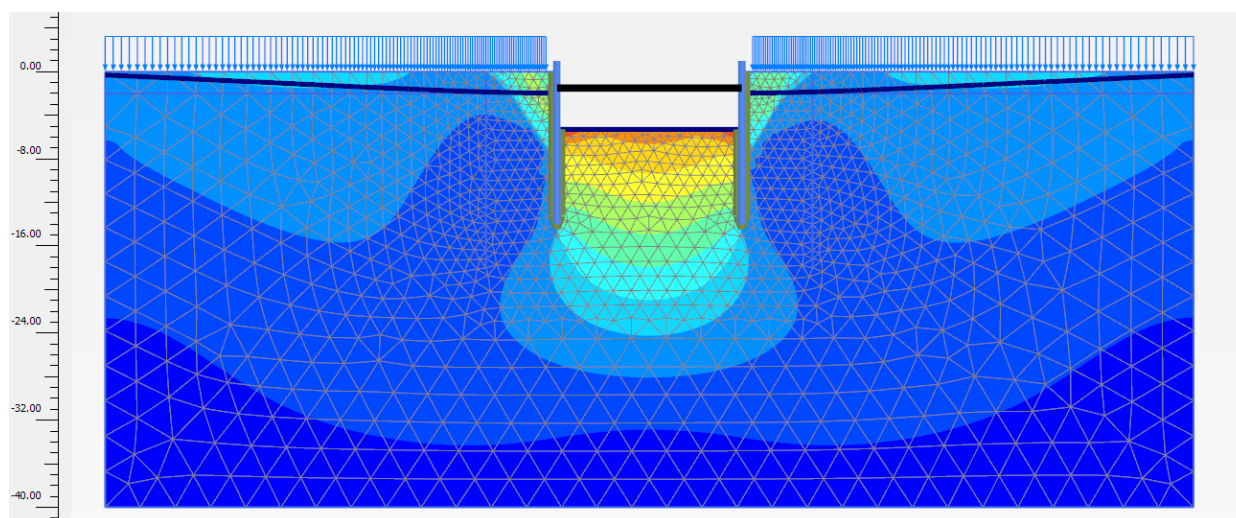


Figura 16 - Sezione 1, Individuazione del cinematiso di potenziale instabilità

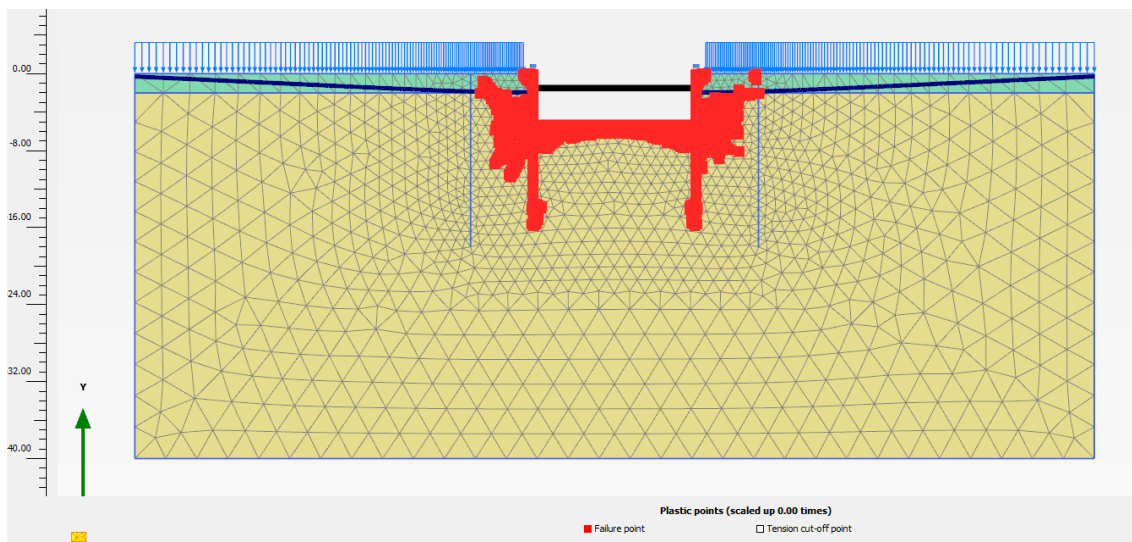


Figura 17 - Sezione 1, Punti di plasticizzazione al termine della verifica di stabilità globale

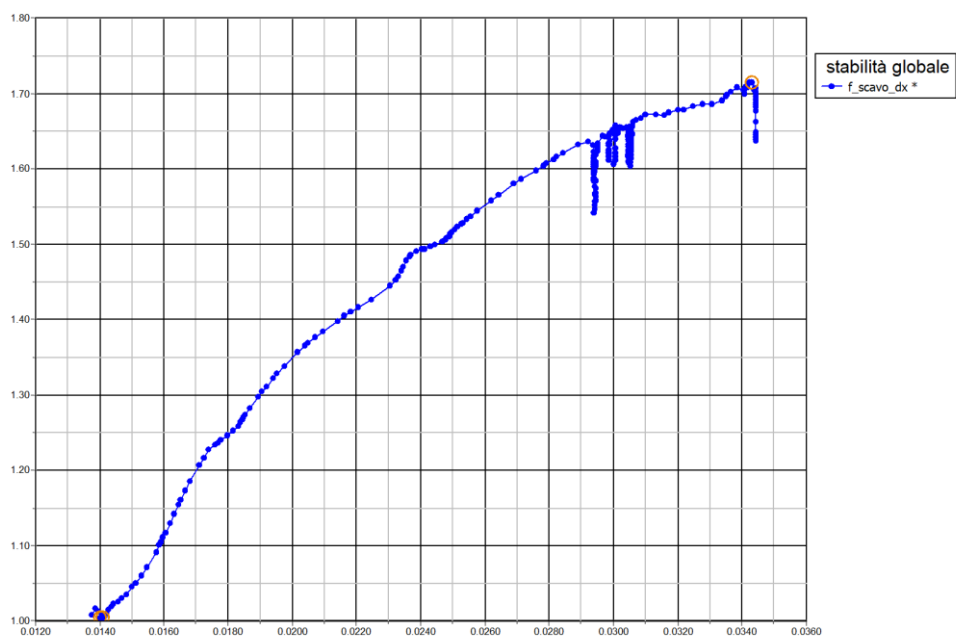


Figura 18 - Sezione 2, Sicurezza alla stabilità globale vs spostamento totale del punto di controllo ($FS > 1.1 \times 1.25 = 1.375$)

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 23 di 51

4.9.2 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 aggettamento: 158 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=	3.59E ⁻⁰⁵	m ³ /s/m
L=	25.5	m
Qtot=	158	m ³ /day

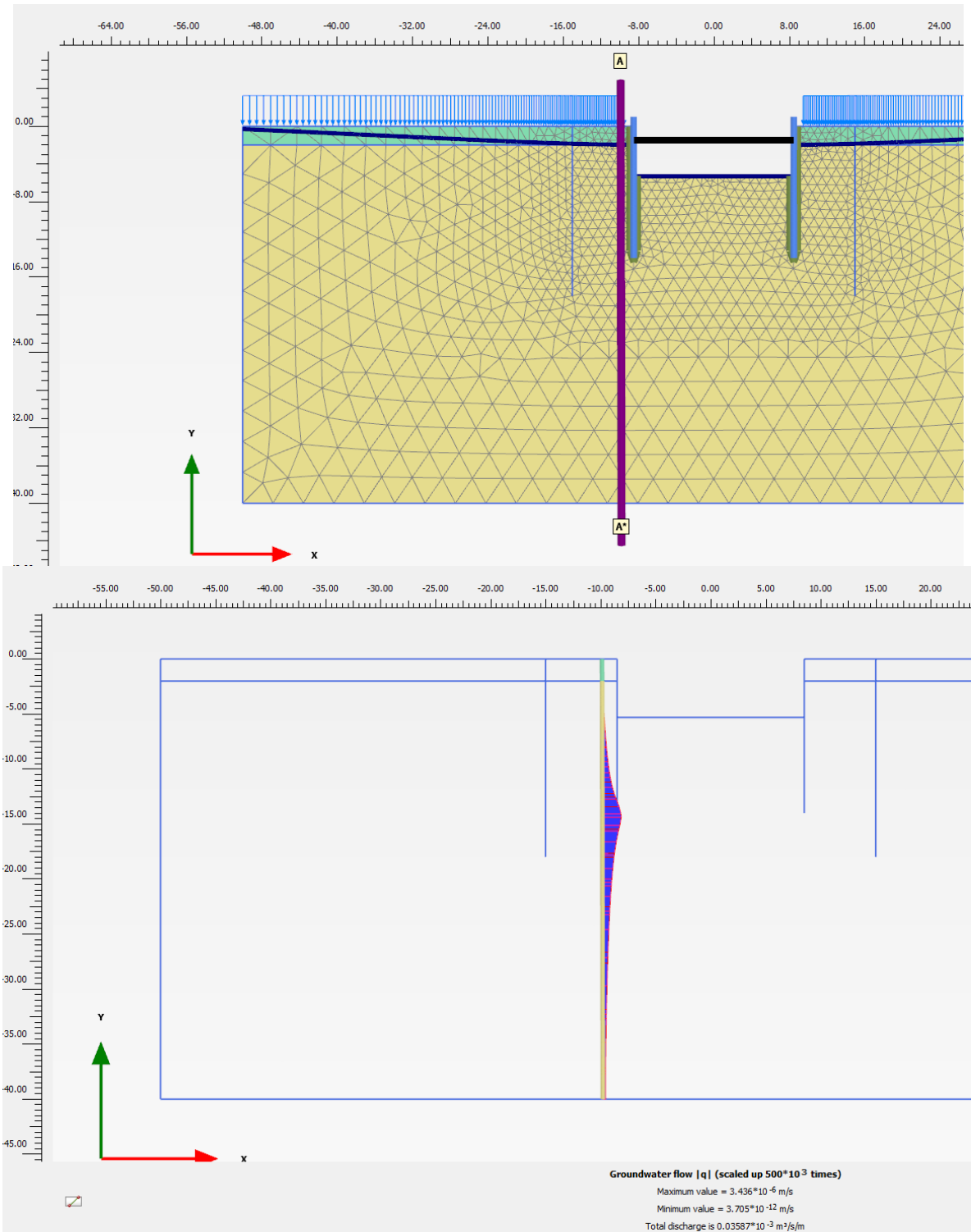


Figura 19 - Sezione A-A – stima portata q

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 25 di 51

4.10 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:

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

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

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:

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

dove:

$k = 1.33$ per palancole ad U

$k = 1.11$ 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.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE					
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	<table border="1"> <tr> <td>Progetto IN17</td> <td>Lotto 12</td> <td>Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001</td> <td>Rev. B</td> <td>Foglio 26 di 51</td> </tr> </table>	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 26 di 51
Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 26 di 51		

Tipo di profilo:	U_Z_Sheet_Pile		
Profilo:	PU 22		
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
$N_{Ed} =$	46.2	kN/m	axial load
$M_{Ed} =$	149.4	kN-m/m	bending moment
$V_{Ed} =$	104.4	kN/m	shear
tipo:	2		
classe:	U		
$W_{el} =$	2200	cm ³ /m	modulo di resistenza elastico - asse forte
$A =$	183	cm ² /m	area
$W_{pl} =$	2580	cm ³ /m	modulo di resistenza plastico - asse forte
$A_v =$	69.3	cm ² /m	area resistente a taglio
$b =$	600	mm	larghezza
$h =$	450	mm	altezza
$t_w =$	9.5	mm	spessore anima
$t_f =$	12.1	mm	spessore ali
$\alpha =$	62.4°	deg	inclinazione dell'anima
$\beta_B =$	1.0		coefficiente riduttivo
$n =$	0.01		axial load strength ratio

Tabella 6 - Verifica di resistenza (Sezione 1) – PU22

AZIONI DI PROGETTO			RESISTENZE DI PROGETTO				VERIFICA
(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	--
46	149	104	4706	663	1029	663	4.44

OK

4.11 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 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:

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 27 di 51

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

per sola azione assiale;

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

per solo momento flettente;

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

per solo taglio;

$$M_{y,V,Rd} = M_{c,Rd} \cdot (1 - \rho) \geq M_{Ed}$$

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:

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

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

Per le verifiche in caso di presso-flesso-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.

$$M_{N,y,Rd} = M_{ult} (N_{Ed}; M_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

presso-tenso-flessione, per profilati circolari cavi;

$$M_{y,V,N,Rd} = (1 - \rho) M_{ult} (N_{Ed}; M_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

presso-tenso-flessione e taglio, per profilati circolari cavi;

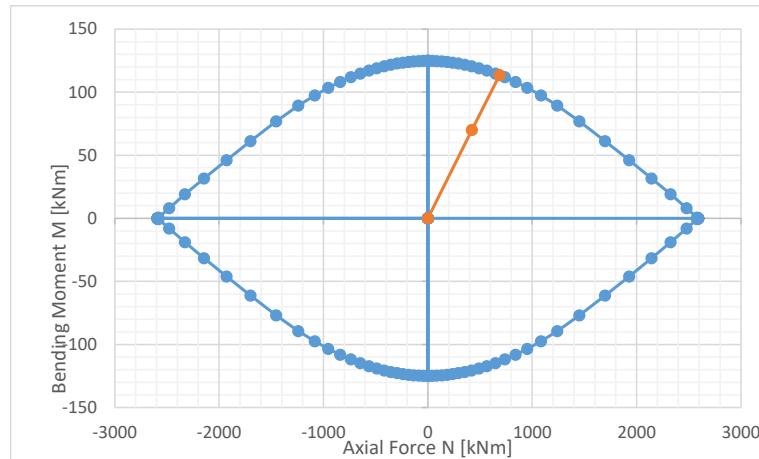


Figura 20 - Esempio di determinazione del momento ultimo dal dominio di resistenza per sezioni circolari sottili

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

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

stabilità assiale;

$$FS_b = \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed}}{f_{yd} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}\right)} \leq 1$$

stabilità flessionale per aste presso - inflesse;

dove:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \leq 1$$

è il fattore di riduzione per la stabilità assiale

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

α

è il fattore di imperfezione

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

è la snellezza adimensionale

$$M_{yeq,Ed} = \max \{1.3 \cdot M_{m,Ed}; 0.75 \cdot M_{Ed}\} \leq M_{Ed}$$

è il momento equivalente di calcolo

$$M_{eq,Ed} = 0.6 M_a - 0.4 M_b \geq 0.4 M_b$$

è il momento equivalente di calcolo per aste vincolate agli

estremi, con momento variabile linearmente tra i valori di estremi M_a e M_b , con $|M_a| \geq |M_b|$

M_{cr}

è il momento critico

$$W_y = W_{y,pl} \text{ per sezioni di classe 1 e 2}$$

è il modulo di resistenza

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE					
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	<table border="1"> <tr> <td>Progetto IN17</td> <td>Lotto 12</td> <td>Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001</td> <td>Rev. B</td> <td>Foglio 29 di 51</td> </tr> </table>	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 29 di 51
Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 29 di 51		

4.11.1 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.

La sollecitazione assiale massima che arriva al sistema di contrasto sommitale modellato nel calcolo è 756.5 kN (SLU). 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:

$$N_{Ed} = 756.5 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 33.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ed} = 7.9 \text{ kN}$$

Le caratteristiche geometriche ed i parametri di verifica, con riferimento ai simboli descritti al precedente paragrafo, sono i seguenti. La lunghezza massima del puntone è 17 m.

tipo:	Ø		
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	=	0.1020614	m
I_0	17.00	m			raggio d'inerzia
λ	167				lunghezza libera di inflessione
λ_{max}	250				snellezza
					per membrature secondarie
$\lambda = \lambda/\lambda_c$	2.180				OK FS= 1.50
α	0.21				snellezza adimensionale
Φ	3.084				fattore d'imperfezione
χ	0.190				fattore di riduzione per stabilità assiale
Stabilità Flessionale					
					asse forte
$M_{av,Ed}$	22.28	kN·m		$M_{av,Ed}$	0.00 kN·m
M_A	0.00	kN·m		M_A	0.00 kN·m
M_B	0.00	kN·m		M_B	0.00 kN·m
$M_{eq,Ed}$	28.96	kN·m		$M_{eq,Ed}$	0.00 kN·m
N_{cr}	677	kN		N_{cr}	677 kN
ψ	1.00				carico critico Eulerian

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 30 di 51

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 7 - Verifica puntoni

Verifica in Campo Plastico					
$N_{pl,Rd} =$	3064	kN			OK FS= 4.05
$M_{c,Rd} =$	282	kN·m			OK FS= 8.43
$V_{c,Rd} =$	1126	kN			OK FS= 143.26
$M_{y,V,Rd} =$	282	kN·m			OK FS= 8.43
$M_{N,y,Rd} =$	101	kN·m			OK FS= 3.04
$M_{y,V,N,Rd} =$	101	kN·m			OK FS= 3.04

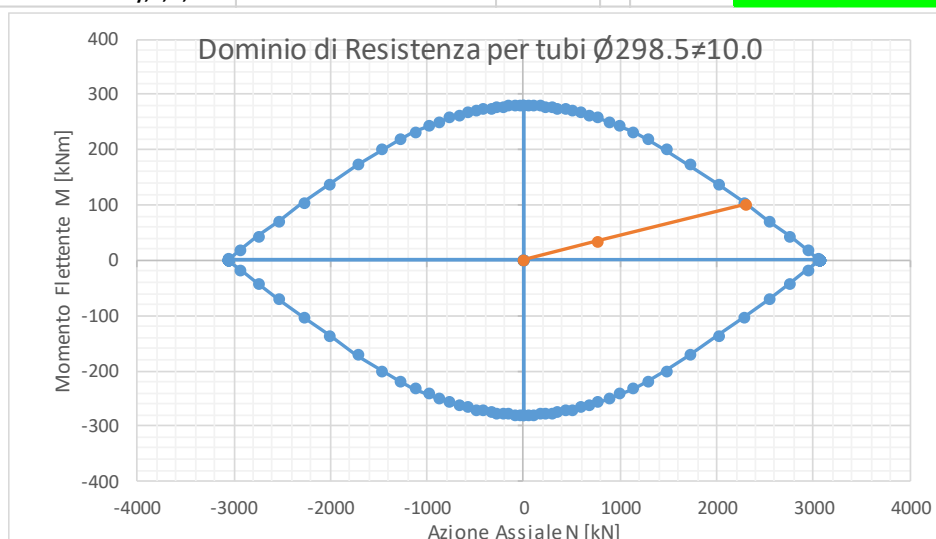


Figura 21: Dominio di resistenza allo SLU per i puntoni

4.11.2 Verifica travi di ripartizione

Si prevedono travi di ripartizione in acciaio (S355) costituite da due HE 240 A.

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). Per la stima delle sollecitazioni flessionali si considera:

$$M_{max} = F_h \frac{L^2}{10}$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento E12 CL VI 01 D 1 001 Rev. B Foglio 31 di 51

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

L = 5.5 m (luce massima tra i puntoni).

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

$$F_h = 756.5 / 5.5 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = 416 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 378 \text{ kN}$$

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

Tabella 8 – Caratteristiche travi di ripartizione adottate

Tipo di profilo:	HE			
Profilo:	HE 240 A			
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			
tipo:	H			
classe:	2			
$W_{el} =$	675	cm ³	modulo di resistenza elastico - asse forte	
A =	77	cm ²	area	
$W_{pl} =$	745	cm ³	modulo di resistenza plastico - asse forte	
$A_v =$	25.1	cm ²	area resistente a taglio	
b =	240	mm	larghezza	
h =	230	mm	altezza	
$t_w =$	7.5	mm	spessore anima	
$t_f =$	12	mm	spessore ali	
r =	21	mm	raggio curvatura raccordo	
$\rho =$	0.000		parametro di riduzione resistenza a taglio	
n =	0.00		rapporto azione/resistenza assiale	
a =	0.25		parametro di riduzione resistenza assiale	

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

Tabella 9 - Verifica travi di ripartizione

DATI				AZIONI DI PROGETTO (F _{Ed})			RESISTENZE DI PROGETTO (R _d)						VERIFICA (>1)
Section	Order	N _Q	i	N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	N _{pl,Rd}	M _{c,Rd}	V _{c,Rd}	M _{y,V,Rd}	M _{N,y,Rd}	M _{y,V,N,Rd}	(R _d /F _{Ed}) _{min}
-	-	kN	m	kN	kNm	kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm	kNm	--
SPB	0	756.5	5.50	0	416	378	5193	503	981	503	503	503	1.21

OK

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001	Rev. B	Foglio 32 di 51

4.12 Verifiche nei confronti degli stati limite idraulici

Sifonamento

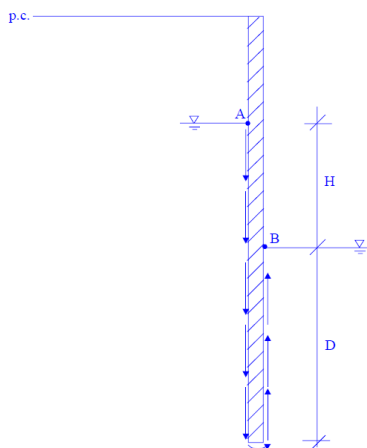
In un terreno privo di legami coesivi, in presenza di filtrazione ascendente quando il gradiente idraulico è prossimo al valore critico $i = i_c \approx 1$, si annullano le forze intergranulari, si annulla la resistenza del terreno e le particelle solide possono essere trasportate dall'acqua in movimento, dando origine ad un fenomeno progressivo di erosione che conduce al collasso della struttura del terreno. Tale fenomeno è noto come instabilità idrodinamica (o sifonamento). Il fattore di sicurezza globale nei confronti del sifonamento è il rapporto tra il gradiente idraulico critico, $i_c \approx 1.0$, e quello presente in esercizio (gradiente di efflusso), i_E :

$$FS = i_c / i_E \approx 1 / i_E$$

In via cautelativa, con riferimento al percorso di filtrazione più corto (situazione più critica), nell'ipotesi di perdita di carico lineare con la profondità e trascurando lo spessore della paratia, il gradiente di efflusso, i_E è dato da:

$$i_E = H / (H + 2 \cdot D)$$

dove H è la differenza di carico idraulico monte-valle e D è la profondità di infissione della paratia misurata sotto il fondo scavo.



	H scavo	H	D	i_E	FS
Sezione 1	5.3 m	5.3 m	8.7 m	0.23	4.3

Si tratta quindi di gradienti di efflusso piuttosto bassi, tali da evitare il pericolo di sifonamento.

Nel seguito si esprime la verifica di sifonamento in termini di pressioni come richiesto da NTC 2008, le pressioni totali a fondo scavo dovranno essere maggiori delle pressioni idrostatiche instabilizzanti:

$$U_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d}$$

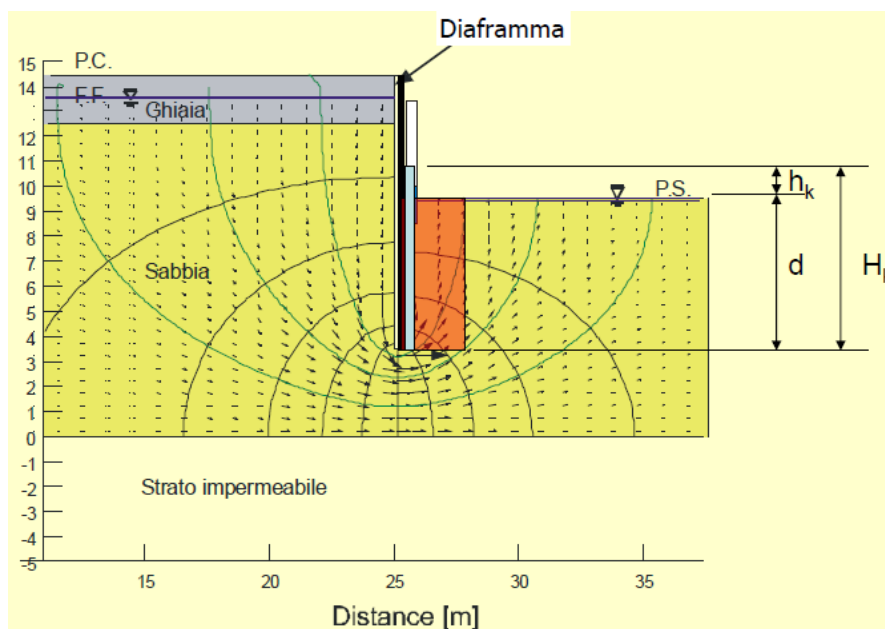


Figura 22 – Schema reticolo di filtrazione per verifica sifonamento

Quindi in termini di tensioni totali si verifica:

$$\gamma_{G,inst} (\gamma_w \cdot H_k) \leq \gamma_{G,std} (\gamma_{sat,k} \cdot d)$$

$$1.3 \cdot (\gamma_w \cdot H_k) \leq 0.9 \cdot (\gamma_{sat,k} \cdot d)$$

Dove:

$\gamma_{G,inst} = 1.3$; $\gamma_{G,std} = 0.9$ coefficienti parziali di normativa NTC 2008

γ_w = peso dell'acqua; $\gamma_{sat,k}$ = peso di volume del terreno

H_k ; d = profondità indicate come da schema di Figura 22.

Nel caso in esame si ha:

$$d = 8.7 \text{ m,}$$

$$H_k = d + h_k = d + (H/2) = 8.7 + (5.3 / 2) = 11.35 \text{ m}$$

$$1.3 \cdot (\gamma_w \cdot H_k) = 1.3 \cdot 10 \cdot 11.35 = 147.55 \text{ kPa}$$

$$0.9 \cdot (\gamma_{sat,k} \cdot d) = 0.9 \cdot 19.0 \cdot 8.7 = 148.77 \text{ kPa}$$

Quindi si verifica che: $1.3 \cdot (\gamma_w \cdot H_k) \leq 0.9 \cdot (\gamma_{sat,k} \cdot d)$

147.55 kPa è effettivamente < 148.77 kPa.

La verifica è soddisfatta.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>VI01D - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL VI 01 D 1 001</p>	<p>Rev. B</p>	<p>Foglio 34 di 51</p>	

5 APPENDICE A. TABULATI DI CALCOLO PLAXIS



5.1 Sezione 1

PLAXIS Report

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normativa di riferimento.....	6
2.2	Documenti di riferimento.....	6
2.3	Software di riferimento.....	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
4	ANALISI DELLE PARTIE	8
4.1	Combinazioni e coefficienti parziali	8
4.2	Caratterizzazione geotecnica dei terreni	9
4.3	Elementi strutturali	10
4.4	Carichi applicati	10
4.5	Stabilità globale	10
4.6	Sezioni di calcolo	12
4.7	Discretizzazione di calcolo.....	12
4.7.1	Sezione 1	12
4.8	Fasi di calcolo	14
4.8.1	Sezione 1	14
4.9	Principali risultati delle analisi	18
4.9.1	Sezione 1	18
4.9.2	Stima portate di emungimento.....	23
4.10	Verifiche di resistenza palancole	25
4.11	Verifiche di resistenza sistema di contrasto sommitale	26
4.11.1	Verifica strutturale dei puntoni di contrasto	29
4.11.2	Verifica travi di ripartizione.....	30
4.12	Verifiche nei confronti degli stati limite idraulici	32
5	APPENDICE A. TABULATI DI CALCOLO PLAXIS	34
5.1	Sezione 1	34



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

Identification	Argilla	Sabbia
----------------	---------	--------

Identification number		4	5
Drainage type		Drained	Drained
Colour			
Comments			
γ_{unsat}	kN/m ³	18.50	19.00
γ_{sat}	kN/m ³	18.50	19.00
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	10.00E3	50.00E3
ν (nu)		0.3000	0.3000
G	kN/m ²	3846	19.23E3
E_{Oed}	kN/m ²	13.46E3	67.31E3
c_{ref}	kN/m ²	0.000	0.000
ϕ (phi)	°	27.00	38.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000

Identification		Argilla	Sabbia
V_s	m/s	45.16	99.65
V_p	m/s	84.49	186.4
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	375.0E3	1.875E6
Stiffness		Standard	Standard
Strength		Manual	Manual
R_{inter}		0.6700	0.6700
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		Argilla	Sabbia
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes
$K_{0,x}$		0.5460	0.3843
$K_{0,z}$		0.5460	0.3843
Data set		Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse
< 2 μm	%	10.00	10.00
2 μm - 50 μm	%	13.00	13.00
50 μm - 2 mm	%	77.00	77.00
Use defaults		None	None
k_x	m/s	5.000E-6	0.02000E-3
k_y	m/s	5.000E-6	0.02000E-3
$-\psi_{\text{unsat}}$	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	Argilla	Sabbia
Unfrozen water content	None	None
1.1.1.1.1.2 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb (2/2)		
Identification	Argilla_Interfaccia	Sabbia_Interfaccia
Identification number	7	9
Drainage type	Drained	Drained
Colour		
Comments		
γ_{unsat}	kN/m ³ 18.50	19.00
γ_{sat}	kN/m ³ 18.50	19.00
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 10.00E3	50.00E3
ν (nu)	0.3000	0.3000
G	kN/m ² 3846	19.23E3
E_{oed}	kN/m ² 13.46E3	67.31E3

Identification		Argilla_Interfaccia	Sabbia_Interfaccia
c_{ref}	kN/m ²	0.5000	0.5000
ϕ (phi)	°	18.00	20.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000
V_s	m/s	45.16	99.65
V_p	m/s	84.49	186.4
Set to default values		Yes	Yes
E_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000
γ_{ref}	m	0.000	0.000
c_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000
γ_{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
ν_u		0.4950	0.4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	375.0E3	1.875E6
Stiffness		Standard	Standard
Strength		Rigid	Manual
R_{inter}		1.000	0.6700

Identification		Argilla_Interfaccia	Sabbia_Interfaccia
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
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes	Yes
K _{0,x}		0.6910	0.6580
K _{0,z}		0.6910	0.6580
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	5.000E-6	0.02000E-3
k _y	m/s	5.000E-6	0.02000E-3
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3	10.00E3
e _{init}		0.5000	0.5000

Identification		Argilla_Interfaccia	Sabbia_Interfaccia
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
Unfrozen water content		None	None

1.1.1.2 Materials - Plates -

Identification	PU_22
Identification number	2
Comments	
Colour	
Material type	Elastic
Isotropic	Yes
EA_1	kN/m 3.843E6
EA_2	kN/m 3.843E6
EI	kN m ² /m 103.9E3
d	m 0.5696
w	kN/m/m 1.400
ν (nu)	0.000
Rayleigh α	0.000
Rayleigh β	0.000
Prevent punching	No
Identification number	2
c	kJ/t/K 0.000
λ	kW/m/K 0.000

Identification	PU_22
----------------	-------

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

α	1/K	0.000
----------	-----	-------

1.1.1.3 Materials - Anchors -

Identification	steel \varnothing 298.5 \times 10.0 i=5.5m
----------------	------------------------------------------------

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

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

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

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

EA	kN	1.900E6
----	----	---------

L _{spacing}	m	5.500
----------------------	---	-------

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	steel \varnothing 298.5 \times 10.0 i=5.5m
----------------	------------------------------------------------

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

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

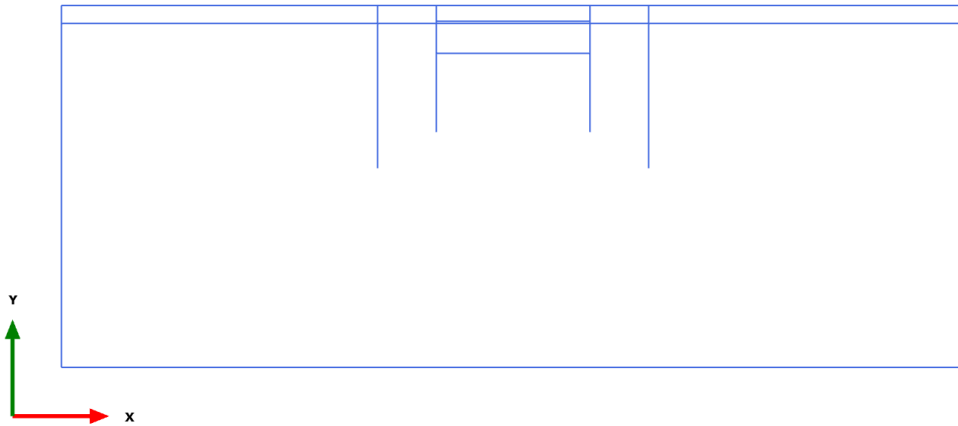
λ	kW/m/K	0.000
-----------	--------	-------

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

α	1/K	0.000
----------	-----	-------

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

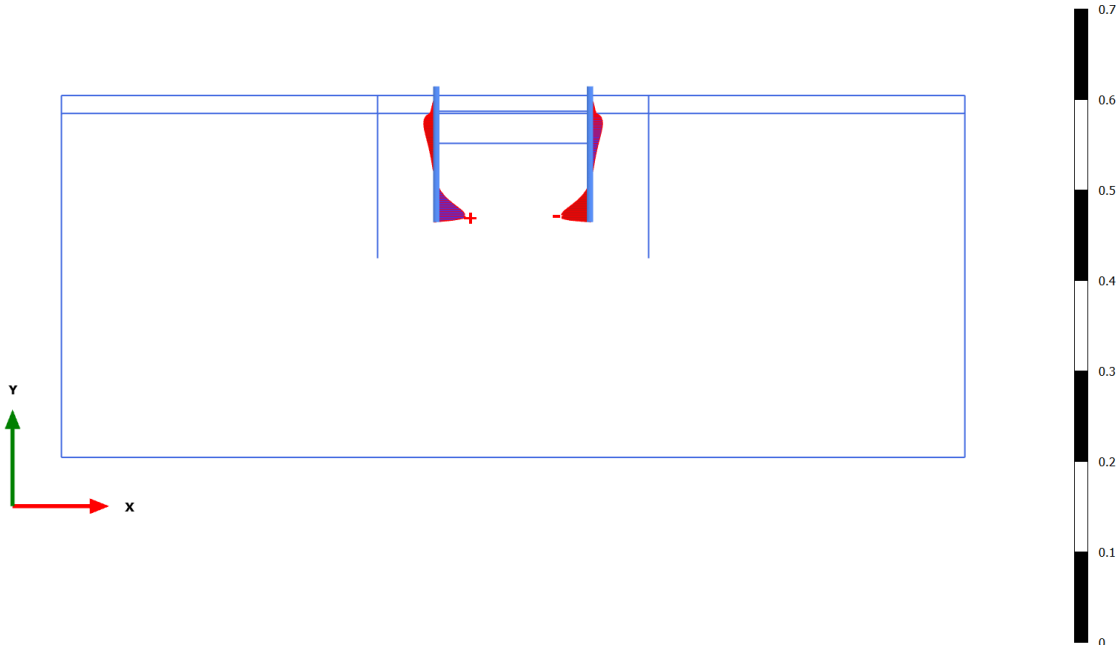
3.1.1.1.1 Calculation results, Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Shear forces Q



Shear forces Q (scaled up 1.00 times)
No results

3.1.1.1.2 Calculation results, Plate, Palancoleto [Phase_2] (2/4), Shear forces Q

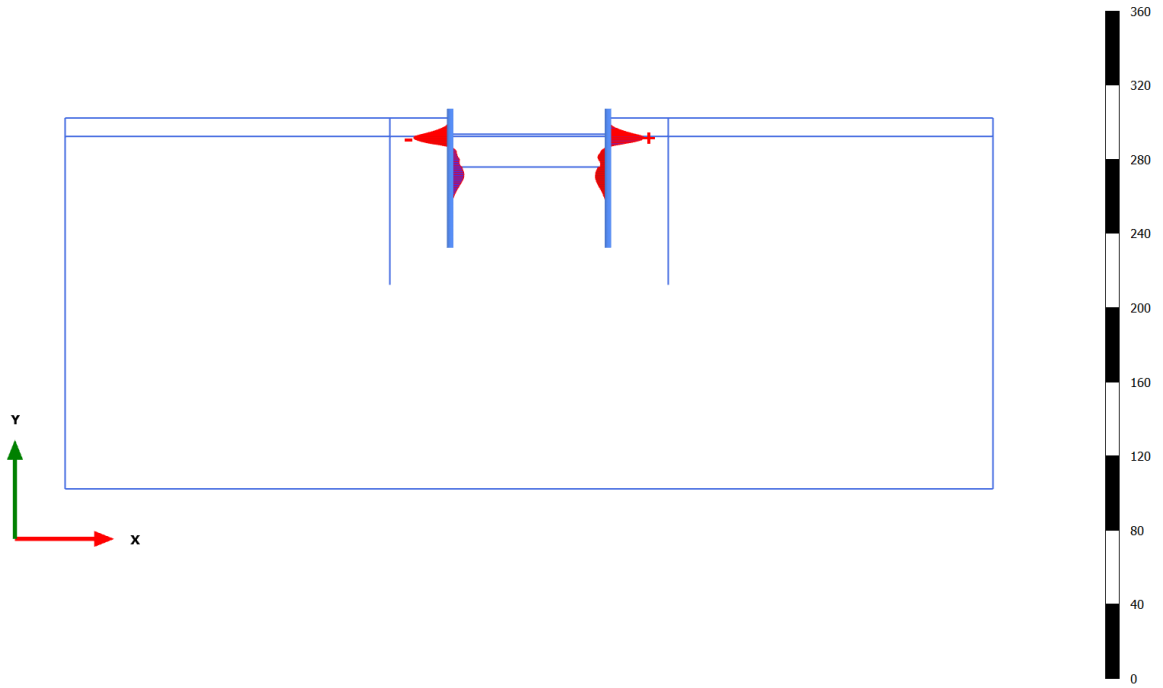
[kN/m]



Shear forces Q (scaled up 100 times)
Maximum value = 0.03235 kN/m (Element 35 at Node 12680)
Minimum value = -0.03164 kN/m (Element 45 at Node 16638)

3.1.1.1.3 Calculation results, Plate, Scavo 1 [Phase_8] (8/37), Shear forces Q

[kN/m]



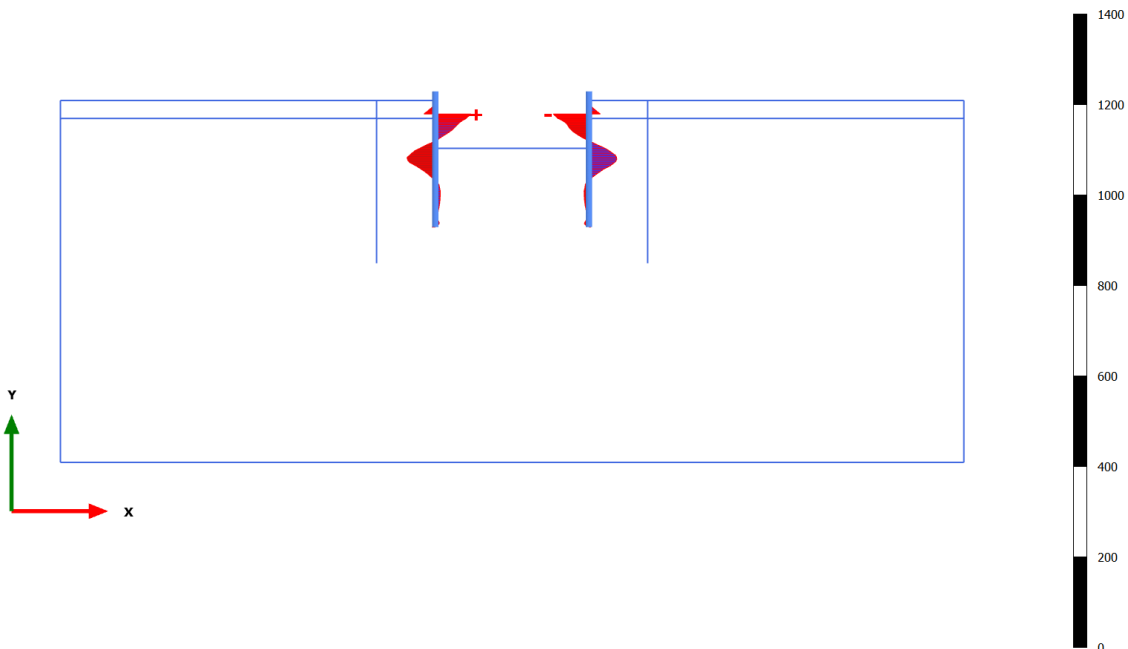
Shear forces Q (scaled up 0.200 times)

Maximum value = 19.49 kN/m (Element 19 at Node 13087)

Minimum value = -19.63 kN/m (Element 13 at Node 1329)

3.1.1.1.4 Calculation results, Plate, Puntone e Scavo max [Phase_3] (3/99), Shear forces Q

[kN/m]

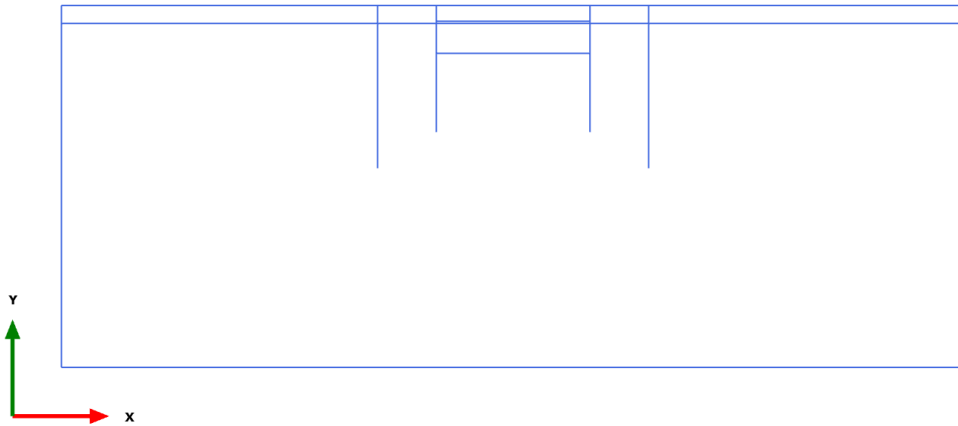


Shear forces Q (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = 79.14 kN/m (Element 9 at Node 527)

Minimum value = -79.18 kN/m (Element 10 at Node 13037)

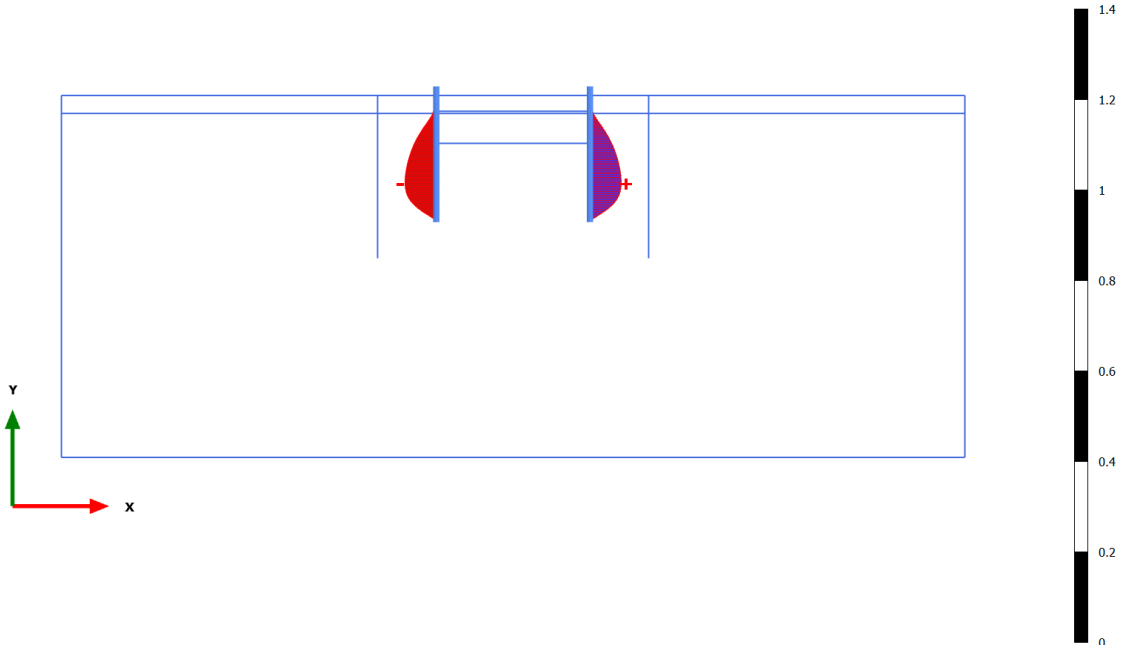
3.1.1.2.1 Calculation results, Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Bending moments M



Bending moments M (scaled up 1.00 times)
No results

3.1.1.2.2 Calculation results, Plate, Palancoleto [Phase_2] (2/4), Bending moments M

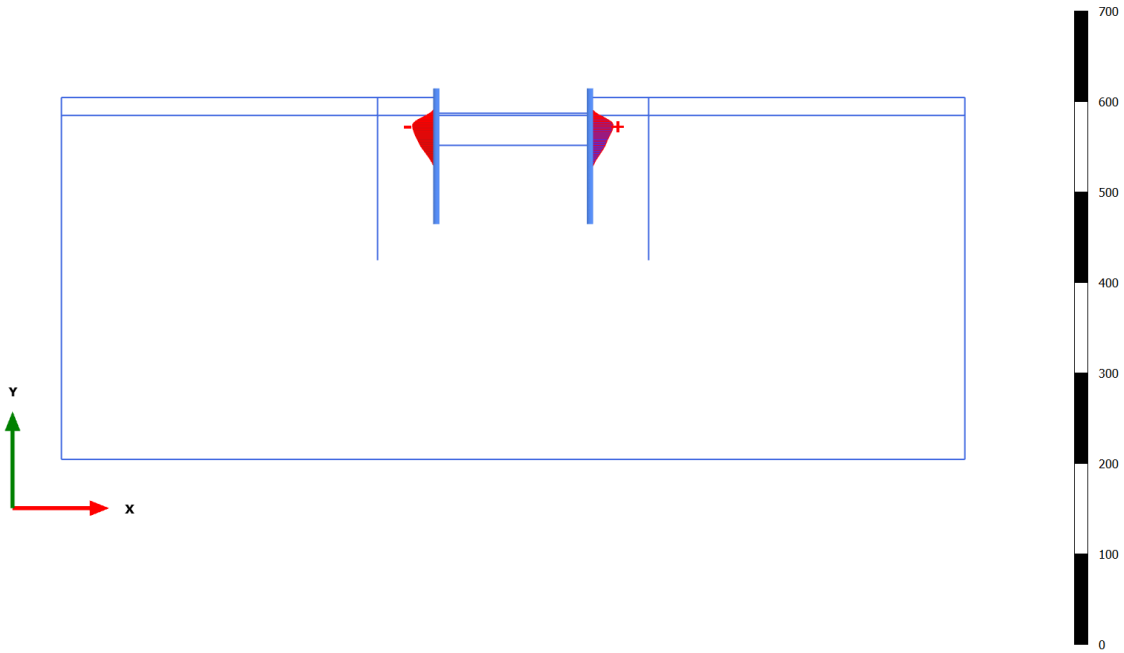
[kN m/m]



Bending moments M (scaled up 50.0 times)
Maximum value = 0.06937 kN m/m (Element 41 at Node 15314)
Minimum value = -0.06935 kN m/m (Element 30 at Node 8325)

3.1.1.2.3 Calculation results, Plate, Scavo 1 [Phase_8] (8/37), Bending moments M

[kN m/m]



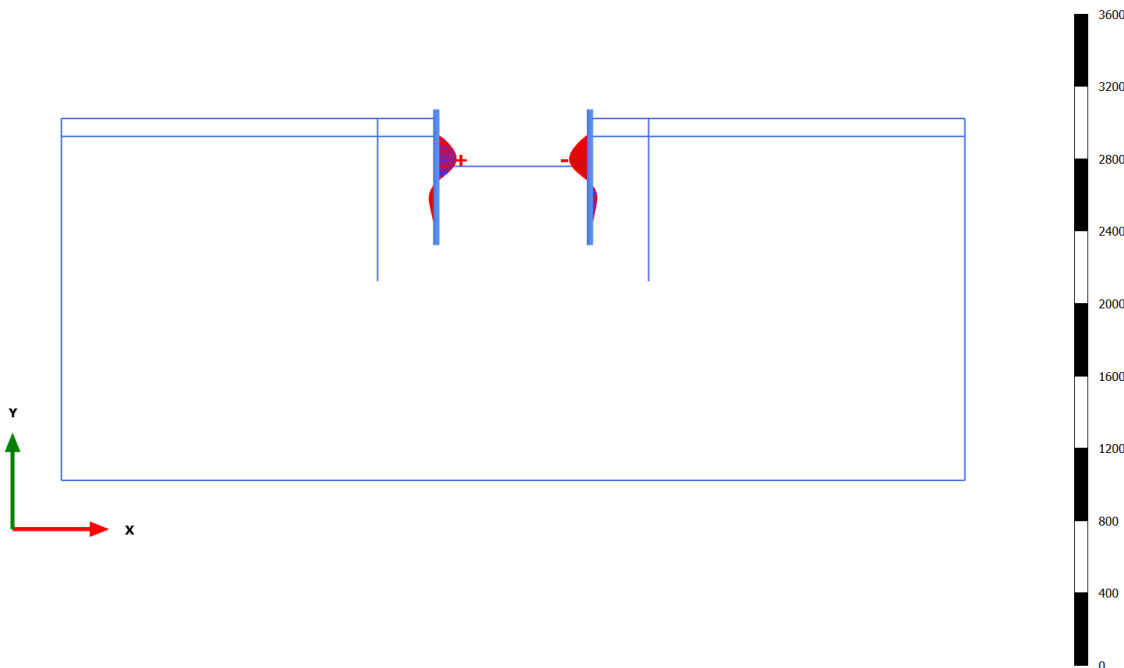
Bending moments M (scaled up 0.100 times)

Maximum value = 25.78 kN m/m (Element 21 at Node 13700)

Minimum value = -26.42 kN m/m (Element 15 at Node 2514)

3.1.1.2.4 Calculation results, Plate, Puntone e Scavo max [Phase_3] (3/99), Bending moments M

[kN m/m]

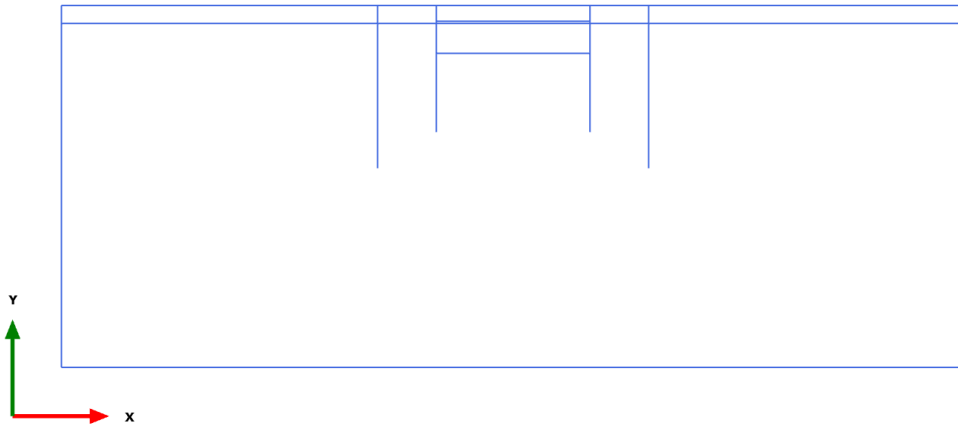


Bending moments M (scaled up 0.0200 times)

Maximum value = 110.4 kN m/m (Element 17 at Node 4677)

Minimum value = -113.1 kN m/m (Element 23 at Node 14106)

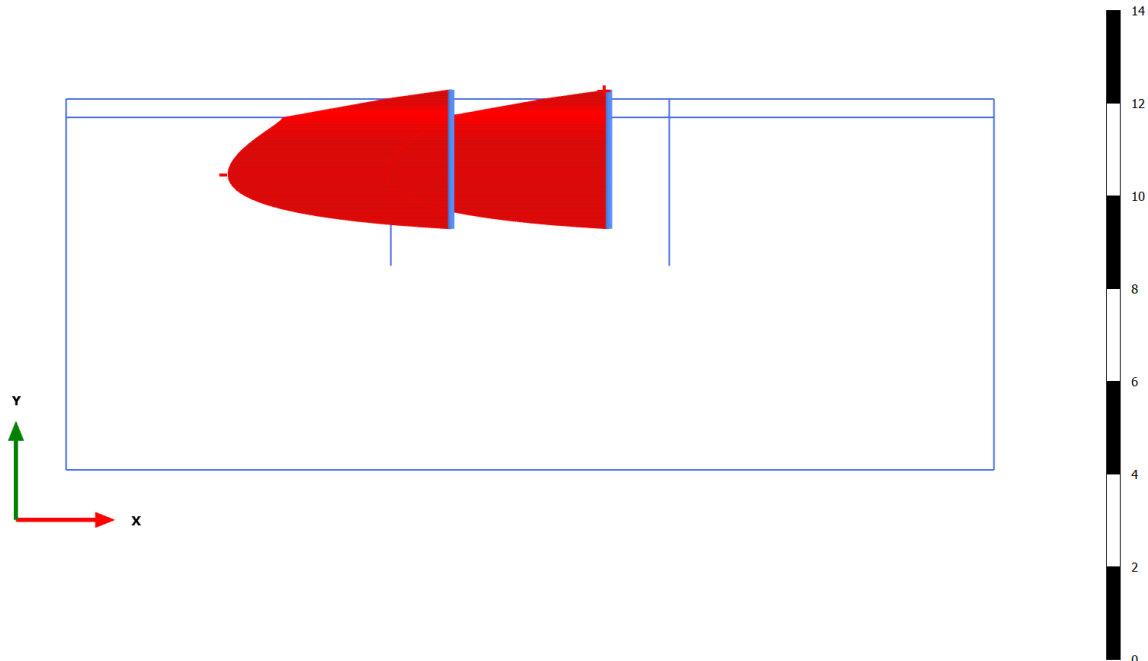
3.1.1.3.1 Calculation results, Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Axial forces N



Axial forces N (scaled up 1.00 times)
No results

3.1.1.3.2 Calculation results, Plate, Palancoleto [Phase_2] (2/4), Axial forces N

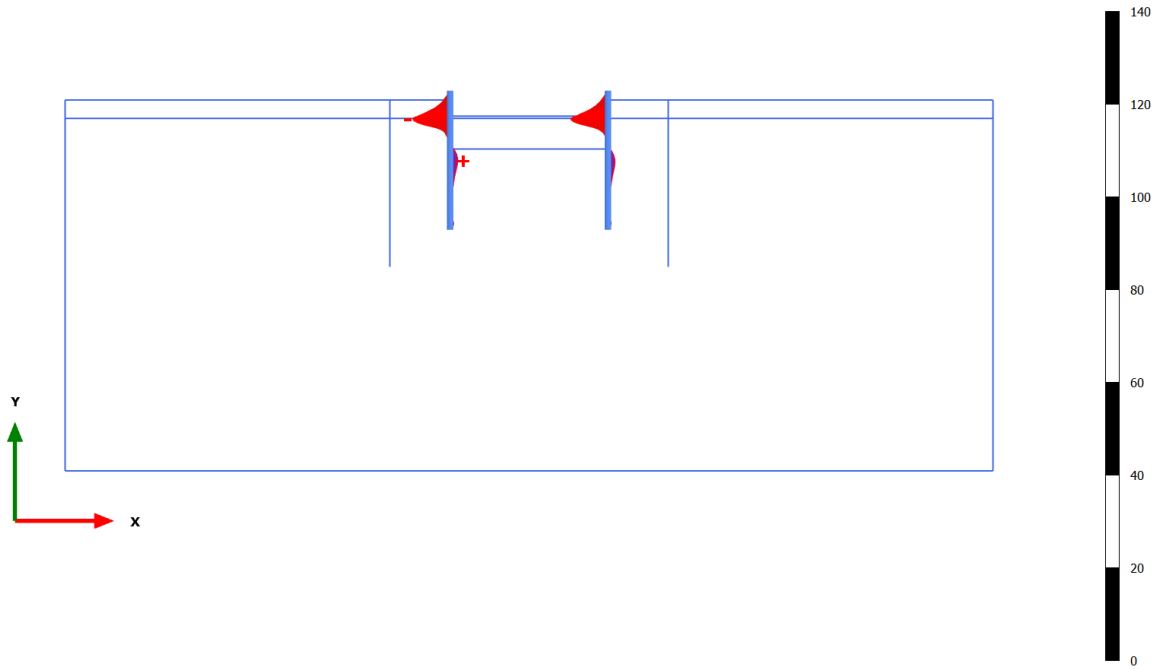
[kN/m]



Axial forces N (scaled up 5.00 times)
Maximum value = $-0.08506 \cdot 10^{-3}$ kN/m (Element 2 at Node 12810)
Minimum value = -4.810 kN/m (Element 28 at Node 6927)

3.1.1.3.3 Calculation results, Plate, Scavo 1 [Phase_8] (8/37), Axial forces N

[kN/m]



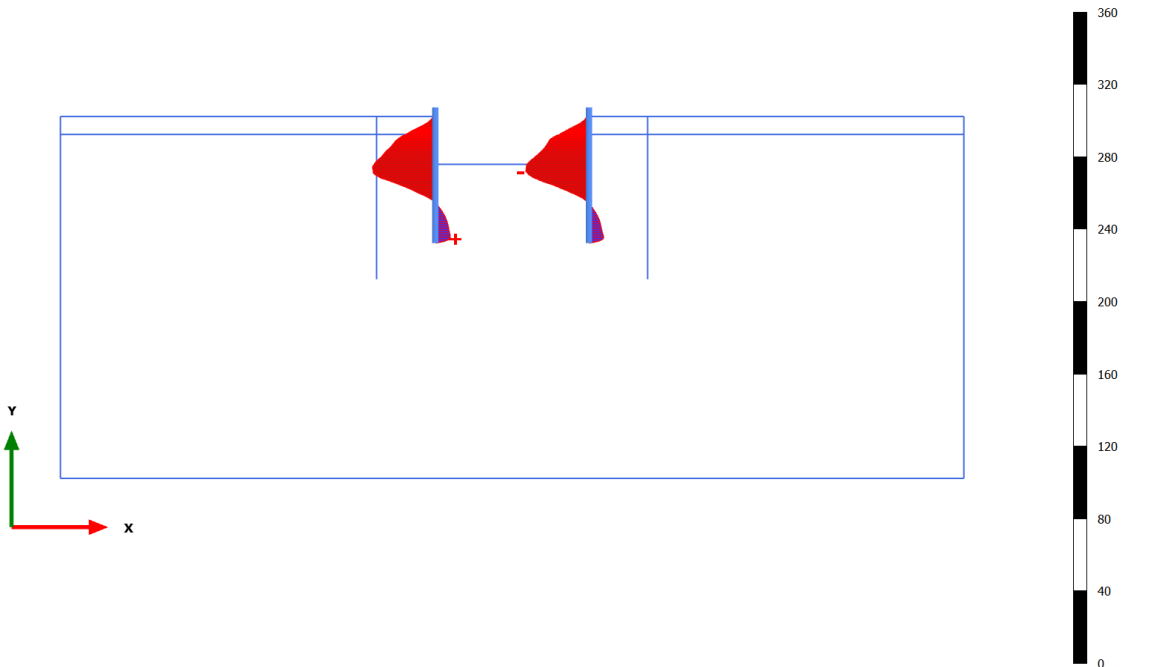
Axial forces N (scaled up 0.500 times)

Maximum value = 1.672 kN/m (Element 26 at Node 5887)

Minimum value = -8.091 kN/m (Element 11 at Node 1327)

3.1.1.3.4 Calculation results, Plate, Puntone e Scavo max [Phase_3] (3/99), Axial forces N

[kN/m]

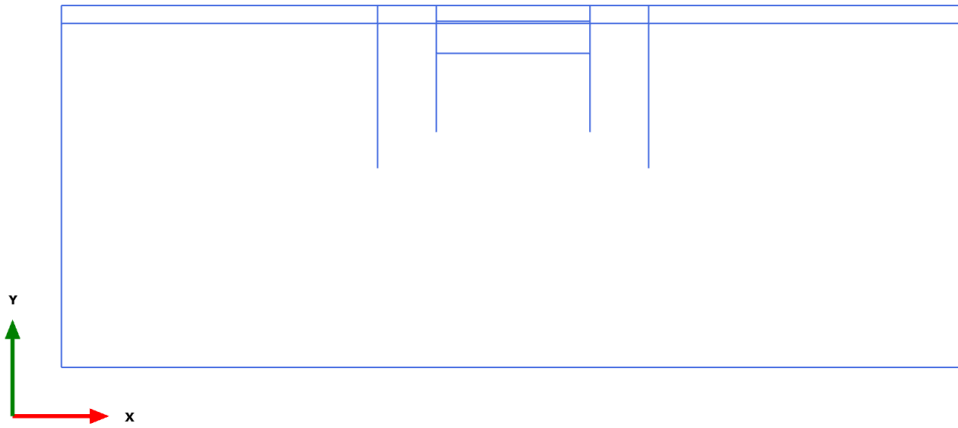


Axial forces N (scaled up 0.200 times)

Maximum value = 8.484 kN/m (Element 35 at Node 12680)

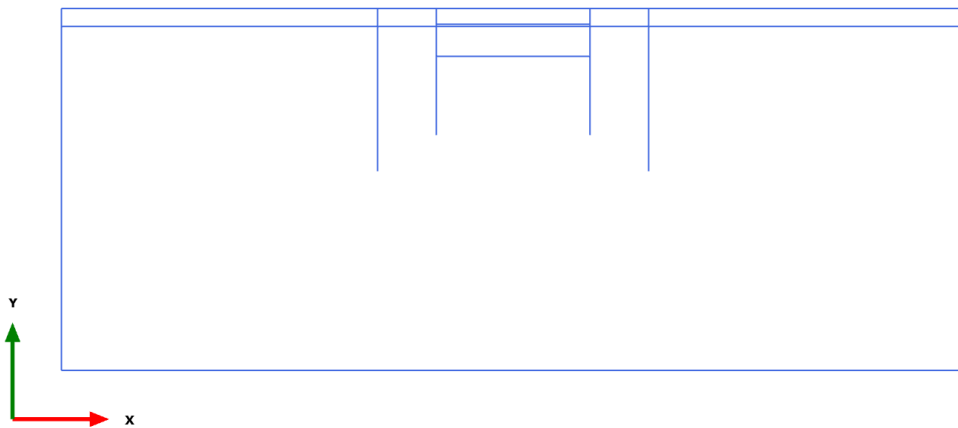
Minimum value = -34.98 kN/m (Element 36 at Node 14652)

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



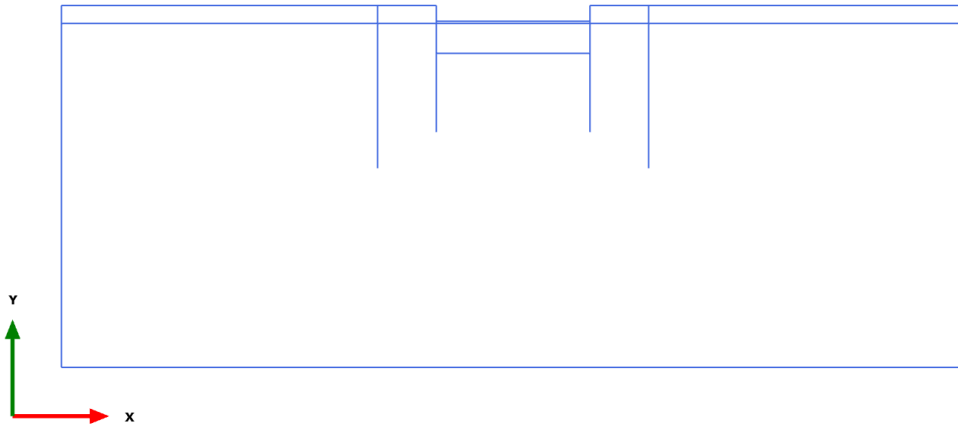
Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)
No results

3.2.1.1.2 Calculation results, Node-to-node anchor, Palancolato [Phase_2] (2/4), Anchor force for curves F N



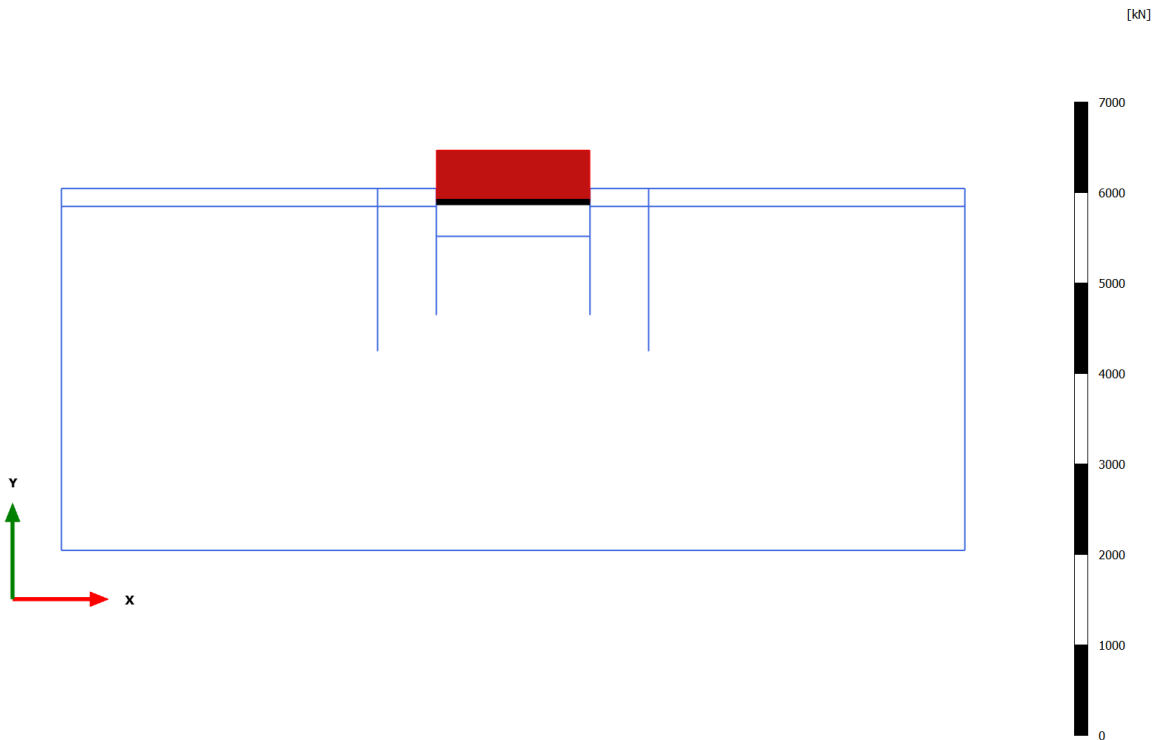
Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)
No results

3.2.1.1.3 Calculation results, Node-to-node anchor, Scavo 1 [Phase_8] (8/37), 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, Puntone e Scavo max [Phase_3] (3/99), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 0.0100 times)
Uniform value of -574.6 kN