

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J41C09000000005

U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA

ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 3A: CIRCONVALLAZIONE DI TRENTO

OPERE CIVILI

Galleria GA03: relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I B 0 Q 3 A R 1 0 R H G A 0 3 0 0 0 0 1 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato - Data
A	Emissione Esecutiva	P. Quadrino	Gen 2021	G. Scasserra	Gen 2021	C. Mazzocchi	Gen 2021	L. Berardi Giu 2021
B	Aggiornamento a seguito richieste RFI	P. Quadrino	Giu 2021	L. Cosciotti	Giu 2021	C. Mazzocchi	Giu 2021	

File: IB0Q3AR10RHGA0300001B.docx

Sommario

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
2	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	8
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
3.1	CALCESTRUZZO	9
3.1.1	Calcestruzzo per diaframmi e pali	9
3.1.2	Calcestruzzo fodera interna.....	9
3.2	ACCIAIO	10
3.2.1	Acciaio per cemento armato.....	10
3.2.1	Acciaio per tubolari	10
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	11
5	CRITERI DI VERIFICA DEI DIAFRAMMI	12
5.1	VERIFICHE SLV	12
5.2	VERIFICHE GEOTECNICHE SLE	12
6	ANALISI DEI CARICHI	13
6.1	SPINTA DEL TERRENO	13
6.2	CARICHI PERMANENTI	14
6.3	CARICHI ACCIDENTALI	14
6.4	CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO.....	14
6.5	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	15
7	COMBINAZIONI DI CARICO	16
8	PROGETTO E VERIFICA: TRATTA 12+058.82 km– 12+188.54 km (Sez. A-a)	18
8.1	PARATIA DI PALI	18
8.1.1	FASI DI CALCOLO	20
8.1.2	RISULTATI	22
8.2	DIAFRAMMI.....	24
8.2.1	FASI DI CALCOLO	25
8.2.2	RISULTATI	30
9	PROGETTO E VERIFICA – TRATTA 12+188.54 km– 12+205.38 km	34

9.1	DATI DI INPUT	34
9.2	FASI DI CALCOLO	35
9.3	RISULTATI.....	41
10	PROGETTO E VERIFICA: TRATTA 12+205.38 km– 12+337.26 km.....	44
10.1	DATI DI INPUT	44
10.2	FASI DI CALCOLO	46
10.3	RISULTATI.....	51
11	VERIFICHE AL SOLLEVAMENTO.....	55
11.1	TAPPO DI FONDO	55
11.2	SOLETTA DI FONDO.....	55
11.3	STRUTTURA DEFINITIVA	55

1 PREMESSA

Il Lotto 3 “Circonvallazione di Trento e Rovereto” fa parte dei quattro lotti prioritari del progetto di Quadruplicamento della linea Fortezza – Verona, tratta di Accesso sud alla galleria di Base del Brennero, che ricade nel Corridoio della rete centrale europea denominato “Scandinavia – Mediterraneo”.

Il presente progetto sviluppa la sola circonvallazione ferroviaria della Città di Trento, denominata lotto 3A, ricadente interamente nel Comune di Trento, come parte integrante dei progetti di riqualificazione urbana e potenziamento della mobilità all’interno della città di Trento.

Gli interventi in progetto mirano al raggiungimento di importanti obiettivi in termini di incremento di capacità del corridoio e canalizzazione dei flussi, con il massimo beneficio per il territorio, dato dall’eliminazione del transito dei treni merci all’interno dell’abitato.

Il nuovo tracciato ferroviario si sviluppa per circa 13 km sulla sinistra orografica della Val d’Adige, tra i confini della Val Lagarina fino al tessuto insediativo della città di Trento, tra le località Acquaviva a sud e Roncafort a Nord. L’opera è costituita principalmente da una galleria naturale di linea, a doppia canna a singolo binario per uno sviluppo circa 10.5 km.



Figura 1 – Inquadramento generale dell’area d’intervento.

Nel seguente elaborato, è riportato il dimensionamento delle opere necessarie per la realizzazione della galleria GA03.

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La galleria GA03 si estende dalla progressiva 12+058.82 km alla 12+337.26 km, per uno sviluppo complessivo di circa 278 m, con altezze di scavo comprese tra 11 m e 12.50 m (intesi come valori massimi in fase provvisoria). Sono previsti in generale diaframmi con lunghezze di 21 m, l'esecuzione di un tappo di fondo con *jet-grouting*, lo scavo fino alla quota necessaria per la successiva realizzazione della soletta di fondo (quest'ultima di spessore $h=1.5\text{m}$) e delle pareti interne di spessore di 1.20 m, per la configurazione definitiva. Dove necessario sono stati inseriti puntoni provvisori e/o definitivi, come dettagliato nel seguito.

Nel solo caso relativo al cavalcaviaferrovia, per la realizzazione della GA03 si ricorre a paratie di micropali di diametro 350 mm e lunghezza pari a 18 m: questa particolare scelta progettuale è stata adottata a causa dei limiti logistici che rendono difficoltosa la realizzazione dei diaframmi al di sotto del cavalcavia esistente.

Si riportano di seguito la pianta, il profilo, e le sezioni rappresentative dell'opera, come stralci grafici estratti dallo specifico elaborato IBOQ 3A F 10 PZ GA 03 00 001 - IBOQ 3A F 10 PZ GA 03 00 002:

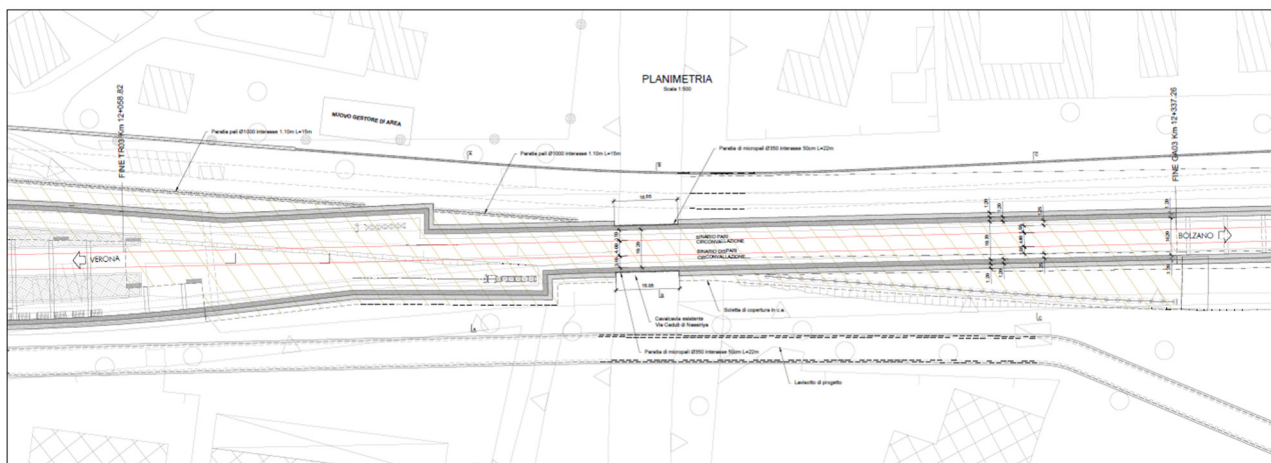


Figura 2 - Pianta GA03.

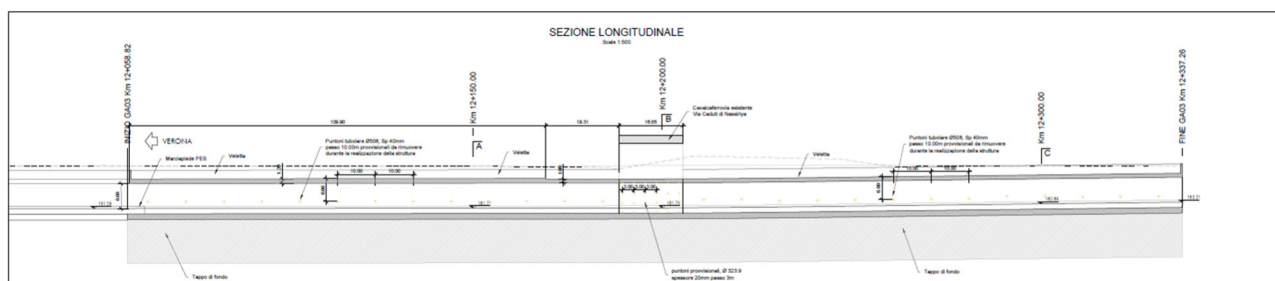
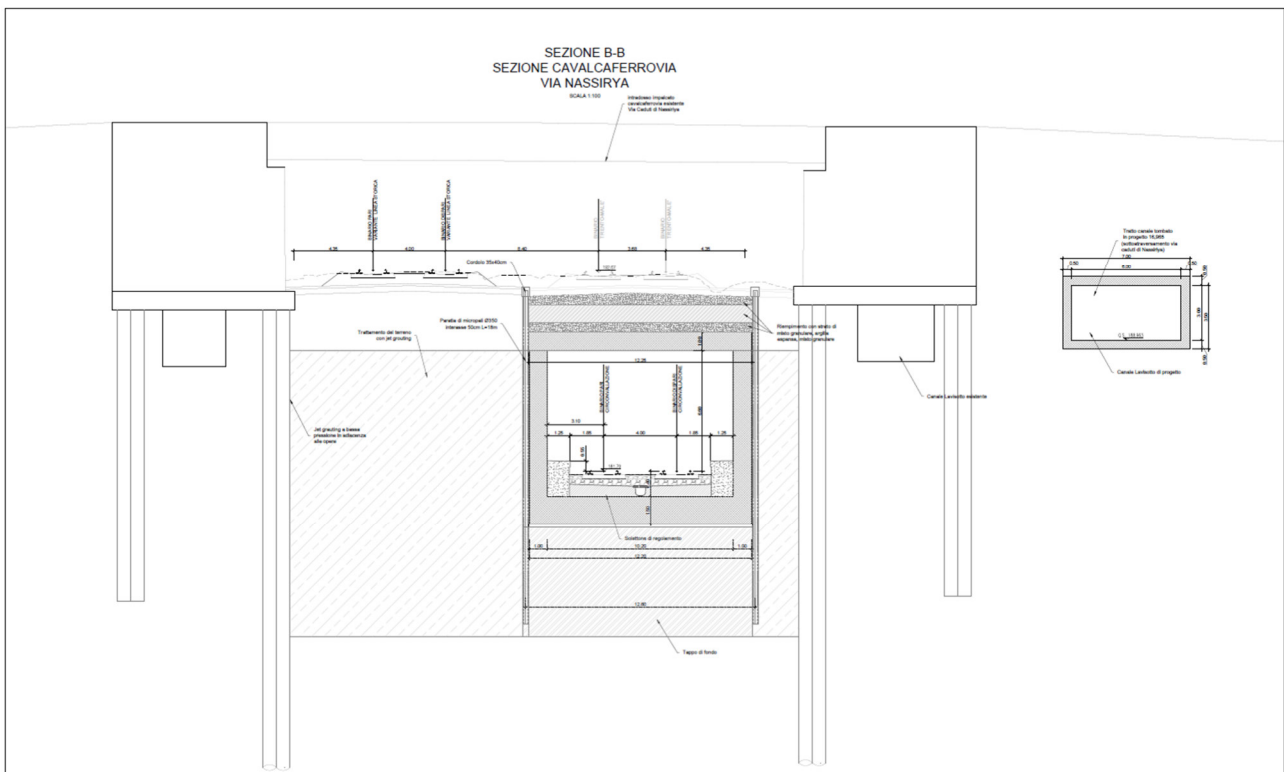
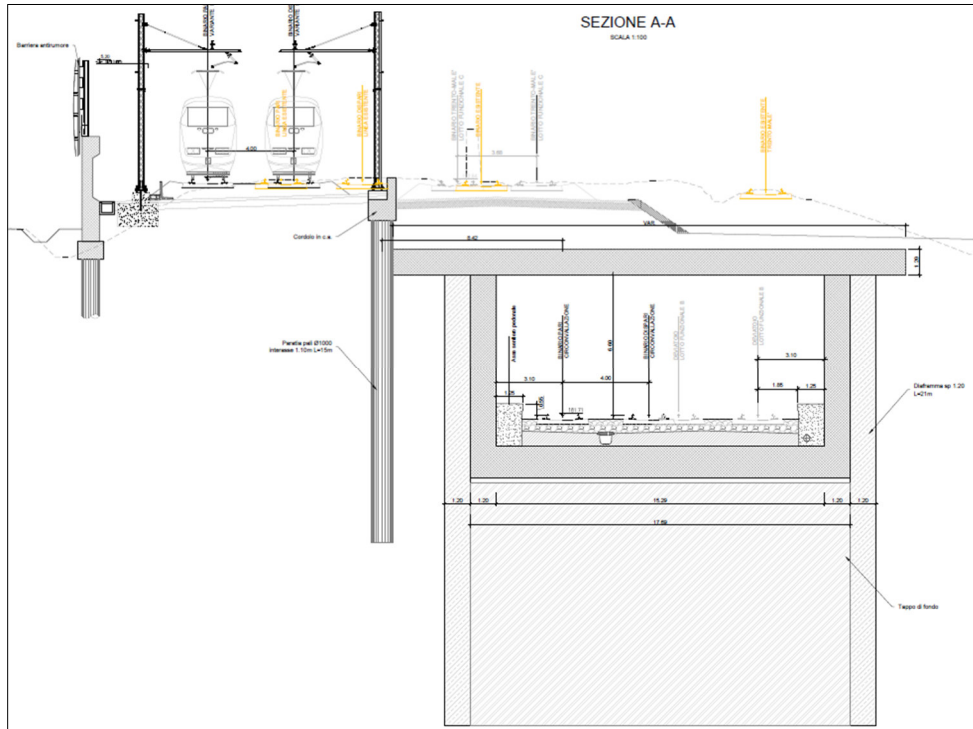


Figura 3 - Profilo GA03.



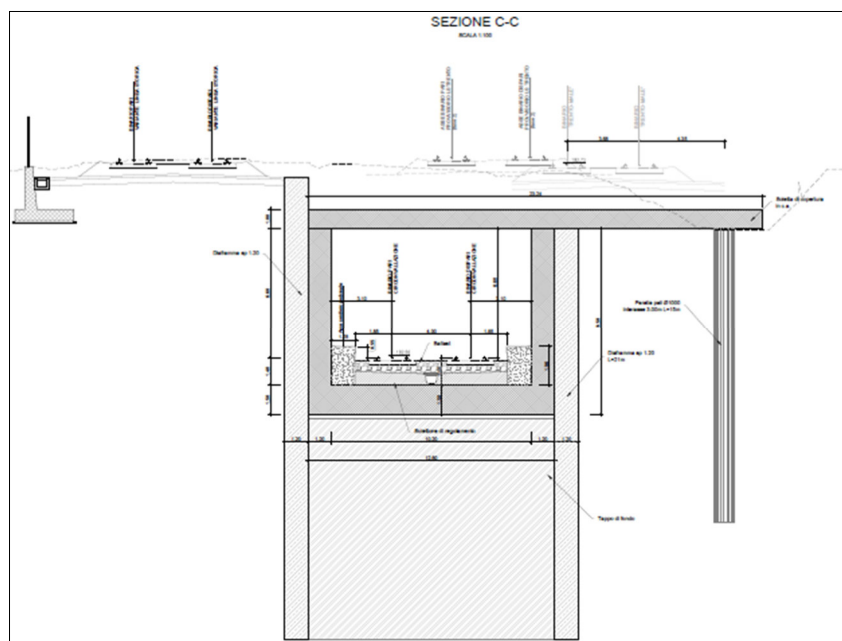


Figura 4 - Sezioni GA03.

Per la realizzazione della GA03 si prevedono tre soluzioni progettuali differenziate in base alla configurazione di progetto:

- nel primo tratto, dalla progressiva 12+058.82 km alla 12+188.54 km (per uno sviluppo di circa 130 m), le altezze di scavo all'interno dei diaframmi sono di 11 m, la soluzione progettuale è caratterizzata da diaframmi che lavorano con una soletta in testa (stessa funzionalità di un puntone) sia in configurazione provvisoria, sia definitiva (vedi Sez A-A Figura 4). Nella sola fase di scavo è previsto un ordine di puntoni in acciaio provvisori all'incirca in mezzera dello scavo. Per la realizzazione della GA03 è prevista la deviazione della linea storica in sinistra, la cui sede è sostenuta da una paratia a sbalzo composta da pali di diametro 1000 mm posti ad interasse di 1.2 m. Tale paratia sarà funzionale anche per il successivo interrimento della linea storica, non oggetto del presente scenario;
- nel secondo tratto, dalla progressiva 12+188.54 km alla 12+205.38 km (per uno sviluppo di circa 17 m), le altezze di scavo sono di 12.35 m. La soluzione adottata presenta una condizione progettuale particolare rispetto alle altre: questa è caratterizzata da una paratia provvisoria di micropali con diametro pari a 350 mm, **lunghezza 18 m** ed interasse 0.50 m, che lavora con 5 ordini di puntoni provvisori in acciaio. La struttura definitiva è invece costituita dallo scatolare interno caratterizzato da una soletta di fondo 1.50 m di spessore, piedritti con 1 m di spessore e una soletta di copertura di 1 m di spessore, che sarà ricoperta con del materiale alleggerito fino a piano campagna. (vedi Sez B-B Figura 4). Data la particolarità dell'opera tutte le lavorazioni sono precedute da un trattamento di *jet - grouting* diffuso con funzione di impermeabilizzazione e consolidamento, vista la presenza del cavalcaferrovia e delle relative fondazioni su pali;
- nell'ultimo tratto, dalla progressiva 12+205.38 km alla 12+337.26 km (per uno sviluppo di circa 130 m), le altezze di scavo sono di 12.5 m. La soluzione progettuale è caratterizzata da diaframmi che lavorano con una soletta in testa. In fase di scavo è prevista l'installazione di un ordine di puntoni provvisori in acciaio in corrispondenza della mezzera dello scavo. La fase definitiva prevede, oltre alla soletta di copertura e alla soletta inferiore, le pareti interne trascurate nel calcolo (vedi Sez C-C Figura 4). In destra è prevista una paratia di pali di diametro pari a 1000 mm con interasse di 3 m, che funge da fondazione alla parte di soletta esterna ai diaframmi, con lo scopo di evitare cedimenti differenziali.

	ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI TRENTO					
	Galleria GA03: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO IB0Q	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO GA 0300 001	REV. B

2 NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore e delle Raccomandazioni di seguito elencate.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- Regolamento (UE) N° 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificata dal Regolamento (UE) N° 776/2019.

2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1]. Geotecnica – Relazione geotecnica generale– IB0Q 3A R 10 RH GE 00 06 001;
- [2]. Geotecnica - Profilo geotecnico lato nord – IB0Q 3A R 10 F5 GE 00 06 002;
- [3]. Opere civili – GA03: pianta, prospetto e sezioni – Tavola 1 – IB0Q 3A R 10 PZ GA 03 00 001;
- [4]. Opere civili – GA03: pianta, prospetto e sezioni – Tavola 2 – IB0Q 3A R 10 PZ GA 03 00 002.
- [5]. Opere civili – Galleria GA03: fasi costruttive – Tavola 1 – IB0Q 3A R 10 PZ GA 03 00 003;
- [6]. Opere civili – Galleria GA03: fasi costruttive – Tavola 2 – IB0Q 3A R 10 PZ GA 03 00 004;

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nel presente capitolo vengono riportate le principali caratteristiche dei materiali utilizzati per la realizzazione delle strutture.

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 Calcestruzzo per diaframmi e pali

- Classe di resistenza C25/30:
- Copriferro 60 mm
- $R_{ck} = 30$ MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9$ N/mm² Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 14.11$ N/mm² Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} = 2.55$ N/mm² Resistenza media a trazione del cls;
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79$ N/mm² Resistenza caratteristica a trazione del cls;
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19$ N/mm² Resistenza di calcolo a trazione del cls.
- $f_{bk} = 2.25 \eta \cdot f_{ctk} = 4.00$ N/mm² Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls.
- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2.68$ N/mm² Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.9$ N/mm² Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
- $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3} = 31447.16$ N/mm² Modulo elastico del calcestruzzo
- $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 13.69$ N/mm² Tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
- $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 9.96$ N/mm² Tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

3.1.2 Calcestruzzo fodera interna

- Classe di resistenza C32/40:
- Copriferro 40 mm
- $R_{ck} = 40$ MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione

- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.2 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 18.81 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} = 3.10 \text{ N/mm}^2$ Resistenza media a trazione del cls;
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica a trazione del cls;
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.44 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo a trazione del cls.
- $f_{bk} = 2.25 \eta \cdot f_{ctk} = 4.88 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls.
- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.25 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ N/mm}^2$ Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
- $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33642.78 \text{ N/mm}^2$ Modulo elastico del calcestruzzo
- $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 18.26 \text{ N/mm}^2$ Tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
- $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 13.28 \text{ N/mm}^2$ Tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

3.2 ACCIAIO

3.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- acciaio B450C
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
- modulo elastico $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$;
- tensione massima di esercizio per l'acciai $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ N/mm}^2$.

3.2.1 Acciaio per tubolari

- Acciaio S355
- Tensione di snervamento $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
- Tensione ultima a rottura $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$

	ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI TRENTO					
	Galleria GA03: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO IB0Q	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO GA 0300 001	REV. B

5 CRITERI DI VERIFICA DEI DIAFRAMMI

5.1 VERIFICHE SLV

Le verifiche delle paratie sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

- collasso del complesso opera-terreno;
- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto applicando la Combinazione 2 (A2+M2+R1), mentre per le verifiche strutturali l'analisi è stata condotta con la combinazione 1 (A1+M1+R1). È stata altresì considerato anche il caso sismico.

Le verifiche sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo Paratie Plus, un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da una paratia e permette di valutare il comportamento delle pareti durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

La verifica strutturali sono state condotte in maniera speditiva e conservativa (trascurando lo sforzo assiale nella sezione ed il contributo delle pareti della fodera interna) per assicurarsi il corretto funzionamento dell'elemento strutturale. Nelle successive fasi progettuali, analisi più accurate consentiranno di ottimizzare le strutture e le quantità di materiali.

5.2 VERIFICHE GEOTECNICHE SLE

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$$E_d \leq C_d$$

essendo E_d e C_d rispettivamente il valore di progetto dell'effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).

In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti.

Nel presene progetto è stata posta particolare attenzione, per le sezioni che lo richiedessero, alla valutazione dei cedimenti indotti sui binari in esercizio, verificando che il valore massimo degli stessi non fosse superiore ad 1 cm.

In particolare, tali cedimenti sono valutati applicando la correlazione di Kung et al. (2007), implementata nel codice di calcolo Paratie Plus 20.1, che consente di stimare i cedimenti verticali per diverse configurazioni di opera di sostegno con una serie di equazioni in forma chiusa.

Noto δv_{max} , il massimo cedimento verticale, il profilo dei cedimenti a monte dello scavo è valutato sulla base del seguente schema trilineare:

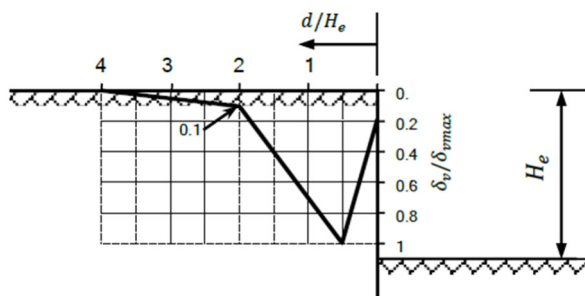


Figura 6 – Schematizzazione del Metodo di Kung et al. (2007) Implementato in Paratie Plus.

6 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all'unità di sviluppo dell'opera, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

6.1 SPINTA DEL TERRENO

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo Paratie Plus, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra il terreno e la struttura deformabile, a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace φ' , e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_{0,NC} \cdot (\text{OCR})^m$$

Dove

- $K_{0,NC} = 1 - \text{sen } \varphi'$ è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($\text{OCR}=1$),

- OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

Il coefficiente di spinta attiva e passiva sono dati secondo Rankine per una parete liscia, da:

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi'/2)$$

6.2 CARICHI PERMANENTI

Solamente nel caso della prima configurazione di progetto, i diaframmi si intestano ad una quota di circa 3 m al di sotto del piano campagna, pertanto prima della realizzazione degli stessi è necessario un prescavo; come carico permanente si considera un carico uniformemente distribuito a monte dei diaframmi pari al peso totale del terreno con spessore pari al prescavo stesso.

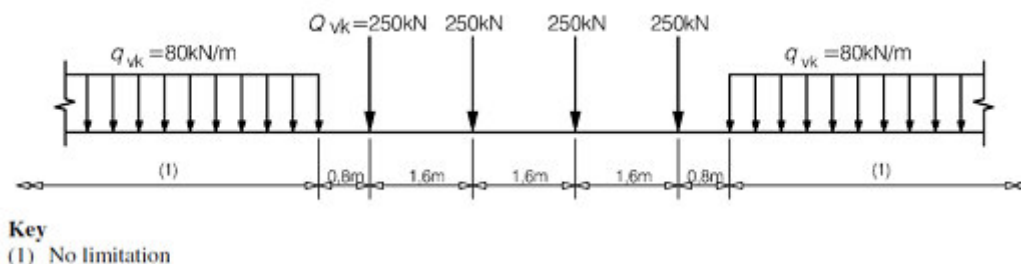
Per tutte i modelli adottati, si considera un carico permanente a monte dell'opera pari a 14.40 kPa, rappresentante il carico esercitato dalla presenza di 0.8 m di spessore di ballast ($\gamma = 18$ kN/m).

6.3 CARICHI ACCIDENTALI

Si considera un carico di 10 kPa generato dai macchinari di cantiere presenti in fase di realizzazione.

6.4 CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO

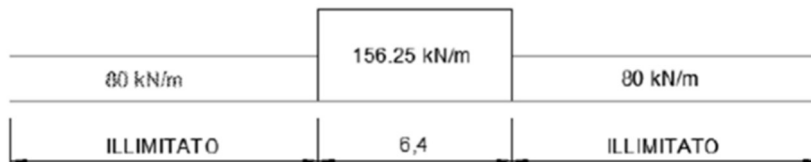
Nei modelli di calcolo si tiene conto della presenza della linea ferroviaria in esercizio. A favore di sicurezza si considera il modello di carico LM71.



Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kN/m}^2$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza pari alla somma della traversina (2.40 m) e la distribuzione all'interno di metà spessore di ballast ($2 \times 0.4 = 0.8$), si ha una larghezza di diffusione pari a di 3.20 m; si ottiene quindi:

$$156.25/3.20 = 48.83 \text{ kPa}$$

che, moltiplicato per il relativo coefficiente, pari a 1.1, diviene:

$$Q_{LM71} = 48.83 \times 1.1 = 53.71 \text{ kPa}$$

6.5 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Per l'opera in esame si è considerata una vita nominale di 75 anni e una classe d'uso III ($C_U = 1.5$), pertanto si ottiene una vita di riferimento pari a $V_R = 112.5$ anni.

Considerando una Categoria di sottosuolo C e una categoria topografica pari a T1, si ottengono i seguenti parametri sismici:

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.092 g
F_G	2.702
T_G	0.348 s
S_S	1.500
C_G	1.488
S_T	1.000
q	1.000

Tabella 2 – Parametri sismici.

quindi con $a_{max} = a_g \cdot S = 0.092 \cdot 1.5 = 0.138 \text{ g}$.

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), con riferimento alla sola configurazione finale dell'opera. Per le verifiche in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici sono pari all'unità. Si adotta il metodo pseudo-statico, calcolando il coefficiente sismico orizzontale secondo le prescrizioni della normativa (DM 17/01/2018):

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right)$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI TRENTO					
	Galleria GA03: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO IB0Q	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO GA 0300 001	REV. B

In cui α è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e β è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Considerando l'opera nella configurazione finale come struttura rigida che non ammette spostamenti, l'incremento di spinta del terreno dovuto all'azione sismica è stato calcolato attraverso la trattazione di Wood valida per pareti che accettano piccoli spostamenti e come una sollecitazione uniformemente distribuita:

$$\Delta F_E = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot H^2$$

È opportuno evidenziare che, con eccezione del solo caso relativo alla sezione che attraversa il cavalcaferrovia, è stato completamente trascurato l'effetto delle pareti interne della struttura nella sua configurazione definitiva. Considerando lo spessore delle stesse (1.2m), all'incirca analogo con quello dei diaframmi, tale assunzione assume un carattere molto cautelativo.

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.1]
 - Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.2]
 - Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.3]
 - Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.4]
 - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.5]
 - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
 $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.6]
- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:
- $$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$
- [2.5.7]

Per le verifiche si deve tenere conto dei coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenze.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_f (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Tabella 3 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 4 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Come da NTC18 al par 2.5.3, le combinazioni sismiche sono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con gli opportuni coefficienti parziali γ_R .


8 PROGETTO E VERIFICA: TRATTA 12+058.82 KM– 12+188.54 KM (SEZ. A-A)

8.1 PARATIA DI PALI

La paratia di pali è costituita da pali di diametro pari a 1000 mm e interasse 1.20 m, con lunghezza di 15 m.

Diaframma o Pali

Calcestruzzo



Materiale C25/30 ▾

Spessore Ct 0.6 m

Diametro Cd 1 m

Passo Cs 1.2 m

Efficacia del calcestruzzo
per il calcolo della
rigidezza [0-1] ac 1

In testa è presente un cordolo con sezione 1.3 m x 1 m. L'elemento strutturale lavora a sbalzo in configurazione provvisoria, mentre in quella definitiva risulta presente il riempimento e l'armamento di valle relativo alla linea Trento-Malè.

Di seguito si riporta la modellazione e la verifica della paratia di pali nello scenario provvisorio in cui la stessa lavora a sbalzo. Si omette di riportare nella presente relazione la verifica in condizioni sismiche in quanto associata a uno scenario definitivo caratterizzato dalla presenza dei diaframmi e della galleria artificiale che, contribuendo in maniera significativa alla rigidezza e alla resistenza dell'opera nella sua interezza, di fatto rendono lo scenario analizzato dimensionante.

I principali dati di input sono riassunti nella tabella seguente nella quale si evidenzia anche il valore dell'altezza di scavo di calcolo H_1 che tiene conto delle indicazioni di normativa sull'incremento da assumere secondo il par. 6.5.2.2.

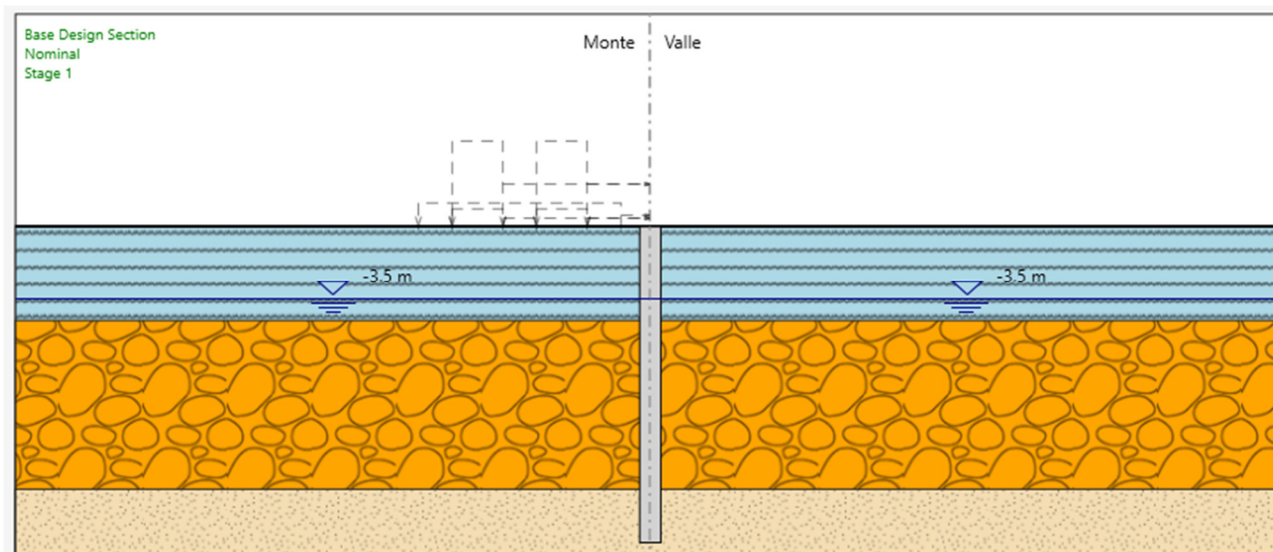
Tipologia struttura di sostegno	Paratia di pali D =1000 mm, i = 1.20 m
Altezza totale diaframma	$H_{tot} = 15 \text{ m} + 1\text{m cordolo} = 16 \text{ m}$
Altezza di scavo (da estradosso cordolo)	$H = 3.6 \text{ m}$
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2) (da estradosso cordolo)	$H_1 = H + \min [0.5; 10\%\Delta t] = 4 \text{ m}$
Inclinazione del piano campagna a monte	0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0°
Sovraccarichi permanenti destra	$g = 0 \text{ kPa}$
Sovraccarichi permanenti sinistra	$g = 14.4 \text{ kPa (ballast)}$
Sovraccarichi accidentali destra	$q = 0 \text{ kPa (cantiere)}$
Sovraccarichi accidentali sinistra	$q = 53.71 \text{ kPa (treno)}$

Tabella 5 – Caratteristiche generali relative all'opera.

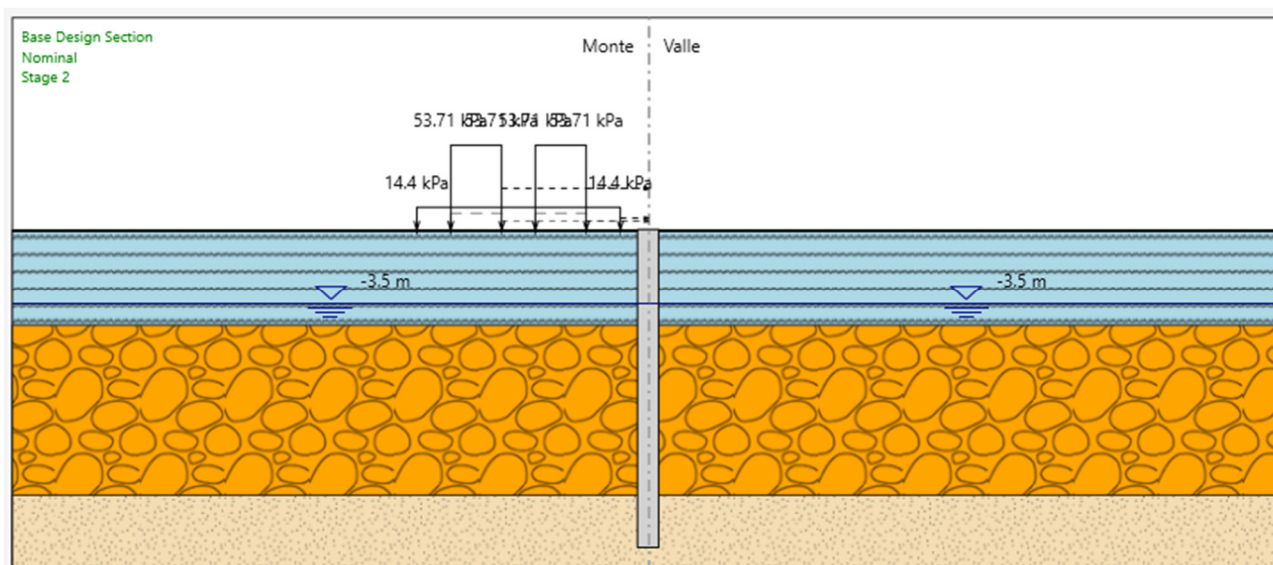
8.1.1 FASI DI CALCOLO

Nel presente paragrafo vengono brevemente descritte e indicate in forma grafica le fasi assunte nel calcolo, nella fattispecie gli step prevedono:

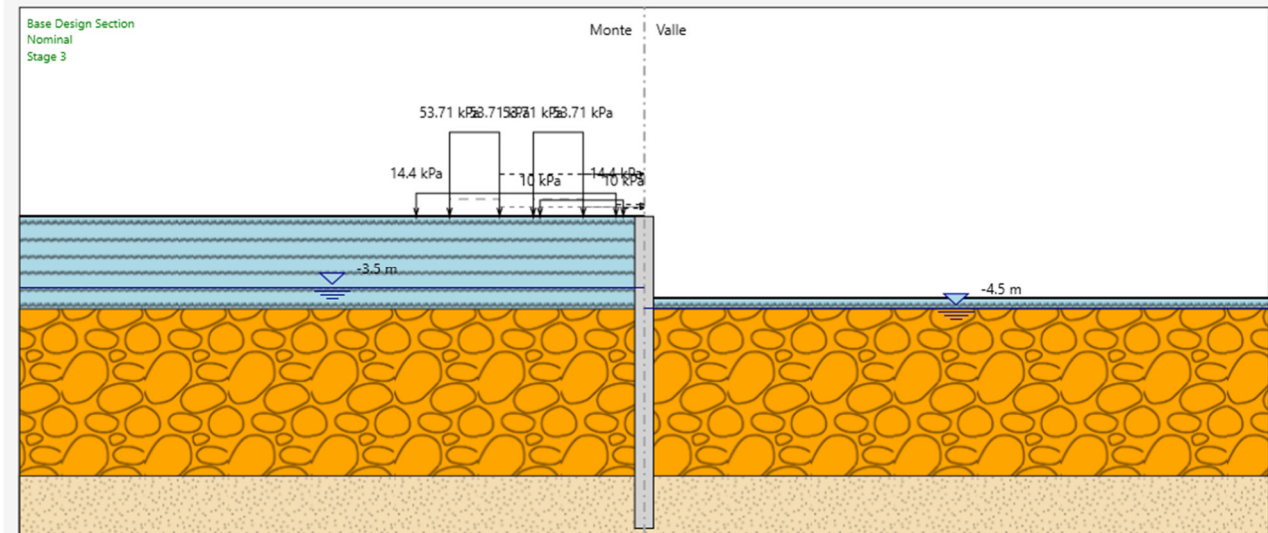
a) Realizzazione paratia di pali;



b) Applicazione del carico permanente a monte associato al peso del ballast (14.40 kPa) e del sovraccarico accidentale relativo all'azione ferroviaria in esercizio su entrambi i binari (53.71);



c) Scavo fino a quota fondo scavo ($H_1 = 4.00$ m da p.c.).



8.1.2 RISULTATI

Nelle figure che seguono si riportano i grafici delle sollecitazioni di maggior interesse ottenuti nelle fasi di calcolo più significative.

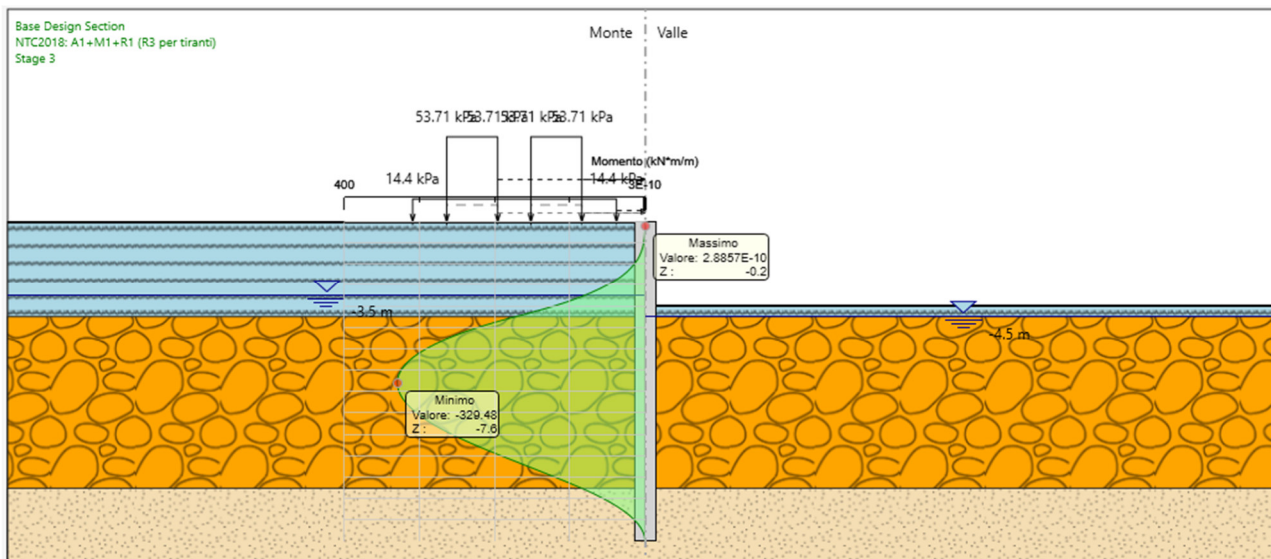


Figura 7 – Momento SLU – Stage c.

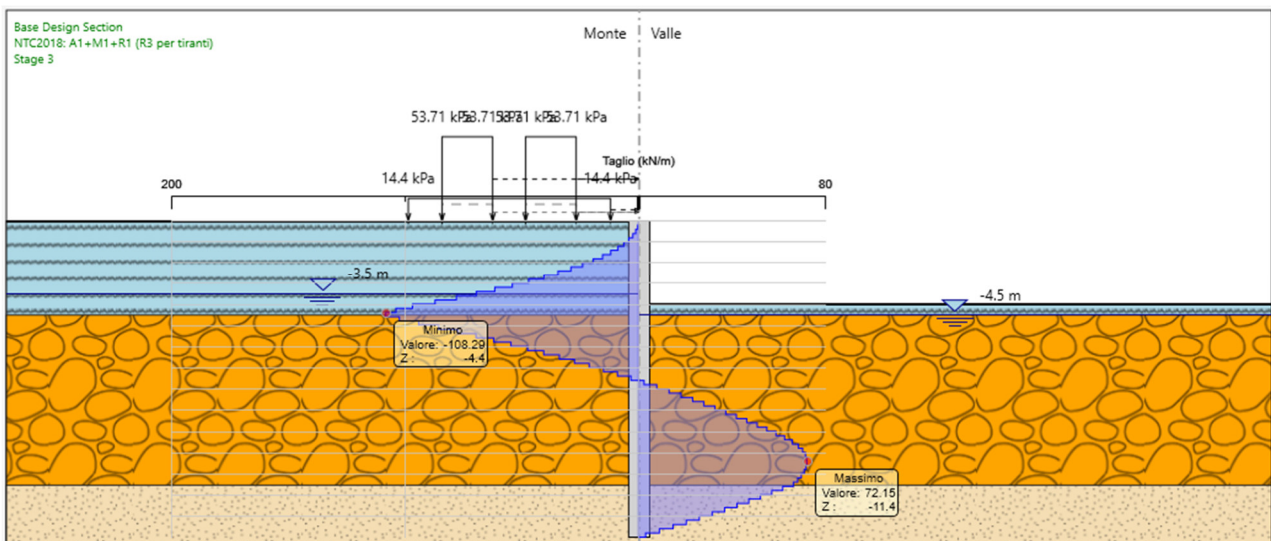


Figura 8 – Taglio SLU – Stage c.

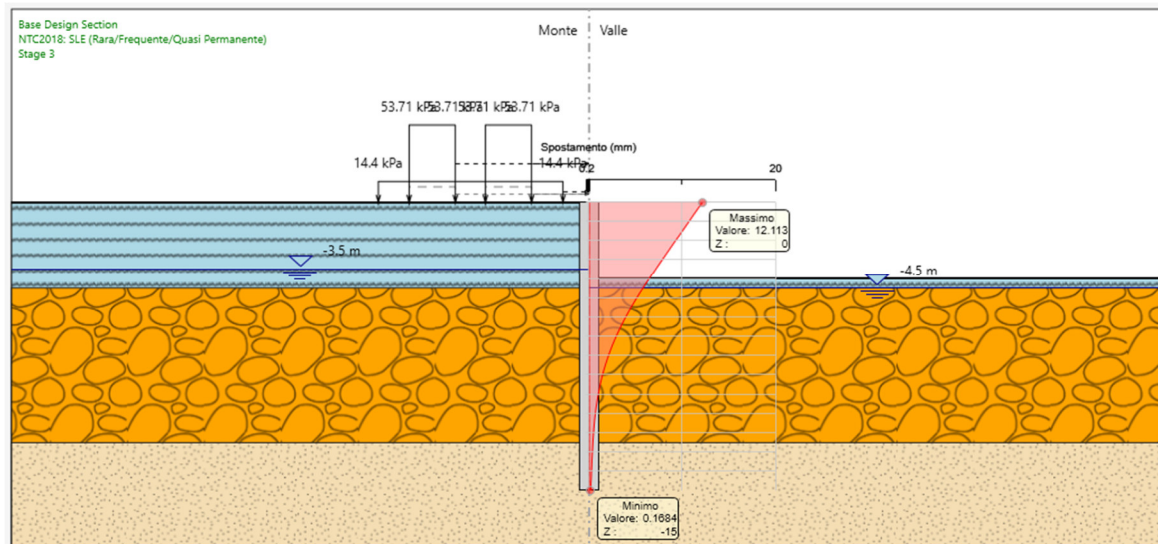


Figura 9 – Spostamento SLE – Stage c.

Lo spostamento orizzontale massimo assoluto è pari a 12 mm circa.

Lo spostamento massimo che l'opera può subire è pari a:

$$0.005 H_{\text{scavo}} = 0.005 * 4 = 20 \text{ mm}$$

Condizione soddisfatta

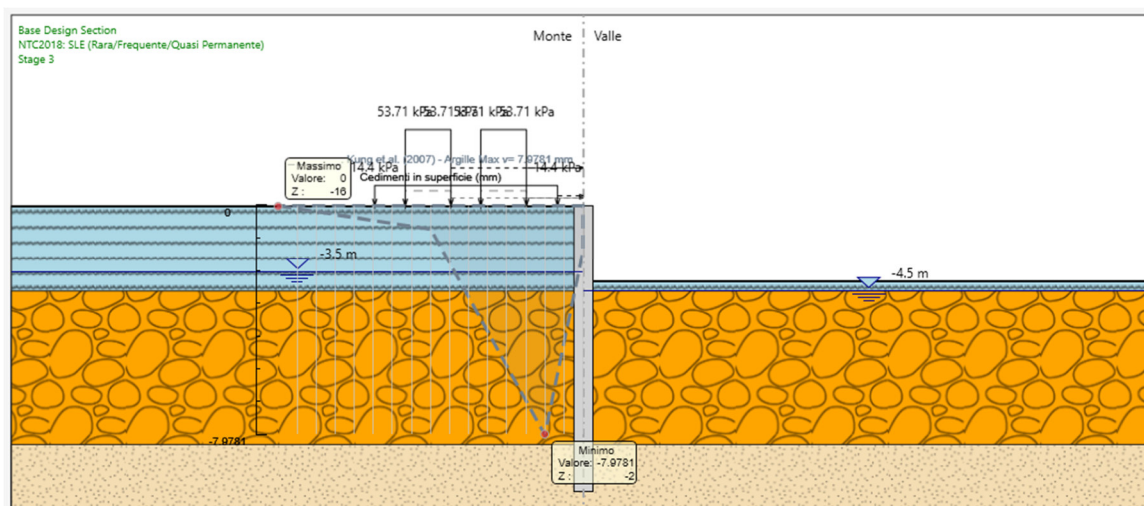


Figura 10 – Cedimento sotto al binario – Stage c.

Il cedimento massimo stimato sotto al binario, in corrispondenza dello Stage c, risulta 0.8 cm, quindi inferiore a 1 cm.

La paratia analizzata risulta correttamente dimensionata in quanto le sollecitazioni ricavate sono compatibili con le caratteristiche inerziali e di resistenza della stessa.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI TRENTO					
	Galleria GA03: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO IBOQ	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO GA 0300 001	REV. B

8.2 DIAFRAMMI

L'opera è costituita da una coppia di diaframmi di spessore pari a 1.20 m e lunghezza di 21 m. In testa è presente una soletta di spessore **pari a 1.2 m**. La procedura realizzativa è prevista con metodo *top-down*.

I principali dati di input sono riassunti nella tabella seguente nella quale si evidenzia anche il valore dell'altezza di scavo di calcolo H_1 che tiene conto delle indicazioni di normativa sull'incremento da assumere secondo il par. 6.5.2.2.

Tipologia struttura di sostegno	Diaframmi sp = 1.20 m
Altezza totale diaframma	$H_{tot} = 21m + 1.2m \text{ soletta copertura} = 22.2m$
Altezza di scavo (da estradosso cordolo)	H = 11.00 m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2) (da estradosso cordolo)	$H_1 = H + \min [0.5; 10\% \Delta t] = 11.50 \text{ m}$
Inclinazione del piano campagna a monte	0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0°
Sovraccarichi permanenti destra	g = 0 kPa
Sovraccarichi permanenti sinistra	g = 14.4 kPa (ballast) + 54 kPa (3 m di spessore di terreno)
Sovraccarichi accidentali destra	q = 10 kPa (cantiere)
Sovraccarichi accidentali sinistra	q = 53.71 kPa (doppio binario)
Contrasti	Soletta di copertura + puntoni provvisionali in acciaio

Tabella 6 – Caratteristiche generali relative all'opera.

Nel calcolo è stato considerato il miglioramento del terreno per lo spessore interessato dal *jet-grouting*, mentre è stata trascurata, con approccio conservativo, la presenza delle pareti della struttura interna nella configurazione definitiva.

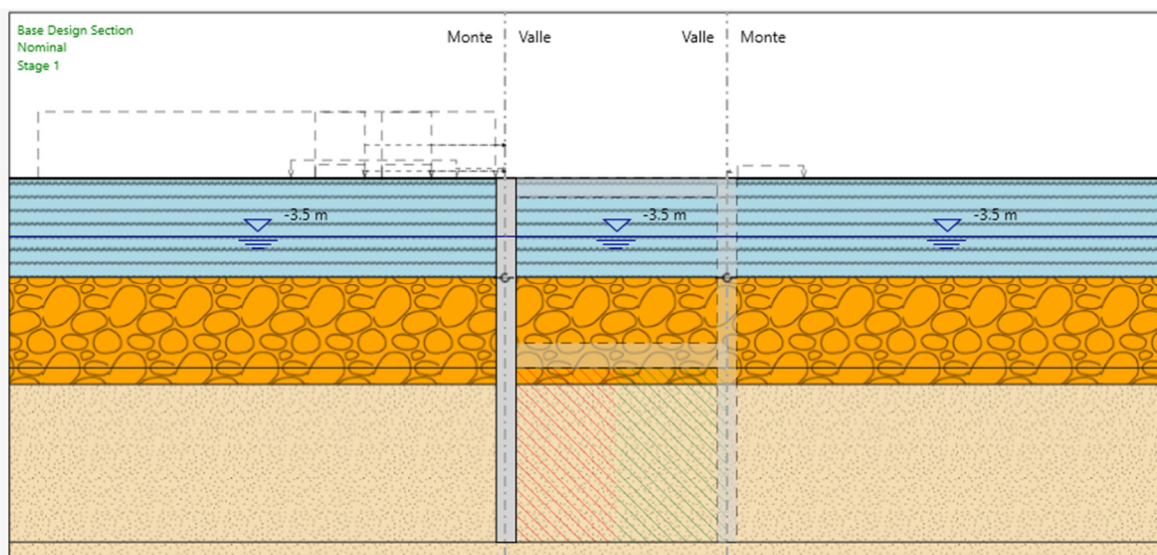
Per simulare la presenza del tappo di fondo sono state assegnate al terreno trattato a fondo scavo le seguenti caratteristiche:

- Coesione efficace: $c' = 100 \text{ kPa}$
- Angolo di resistenza al taglio: ϕ' a favore di sicurezza di assume coincidente con ϕ' del terreno non trattato
- Coefficiente di permeabilità: $k = 0.00001 \text{ m/s}$
- Coefficiente moltiplicativo del modulo di Young E: 5.

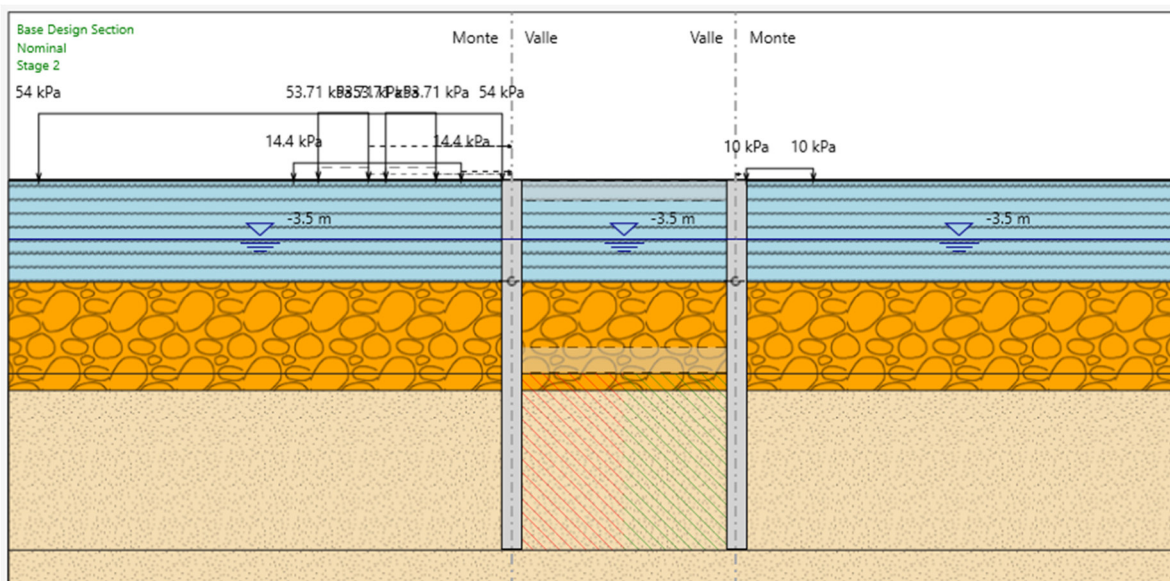
8.2.1 FASI DI CALCOLO

Nel presente paragrafo vengono brevemente descritte e indicate in forma grafica le fasi assunte nel calcolo, nella fattispecie gli step prevedono:

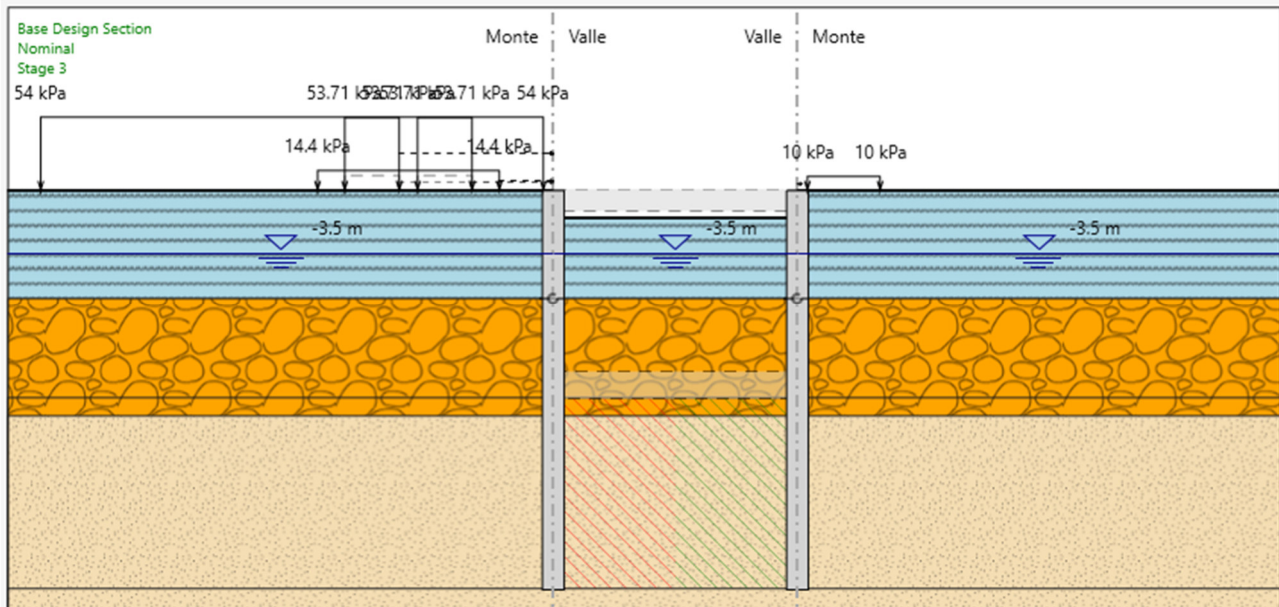
a) Realizzazione diaframmi e tappo di fondo (con caratteristiche come sopra descritte);



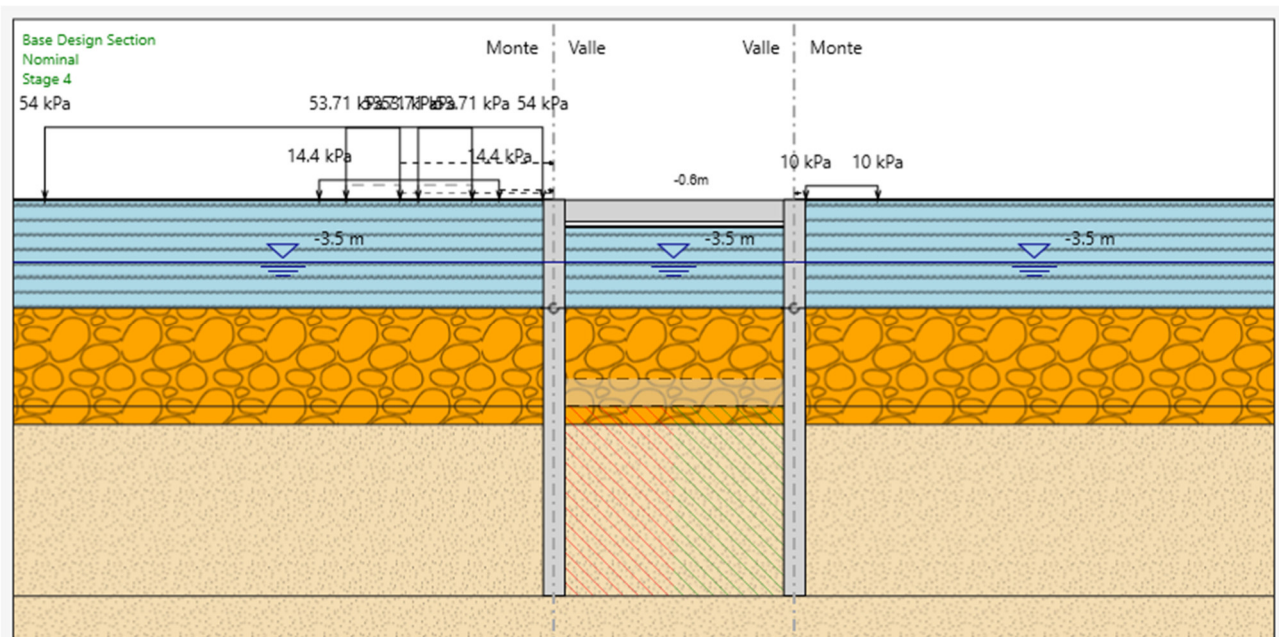
b) Applicazione del sovraccarico accidentale a monte relativo ai macchinari da cantiere (10 kPa), del carico accidentale del sovraccarico ferroviario (53.71 kPa), del carico permanente associato allo spessore di ballast (14.4 kPa) e ai 3 m di spessore di terreno (54 kPa) di cui al prescavo;



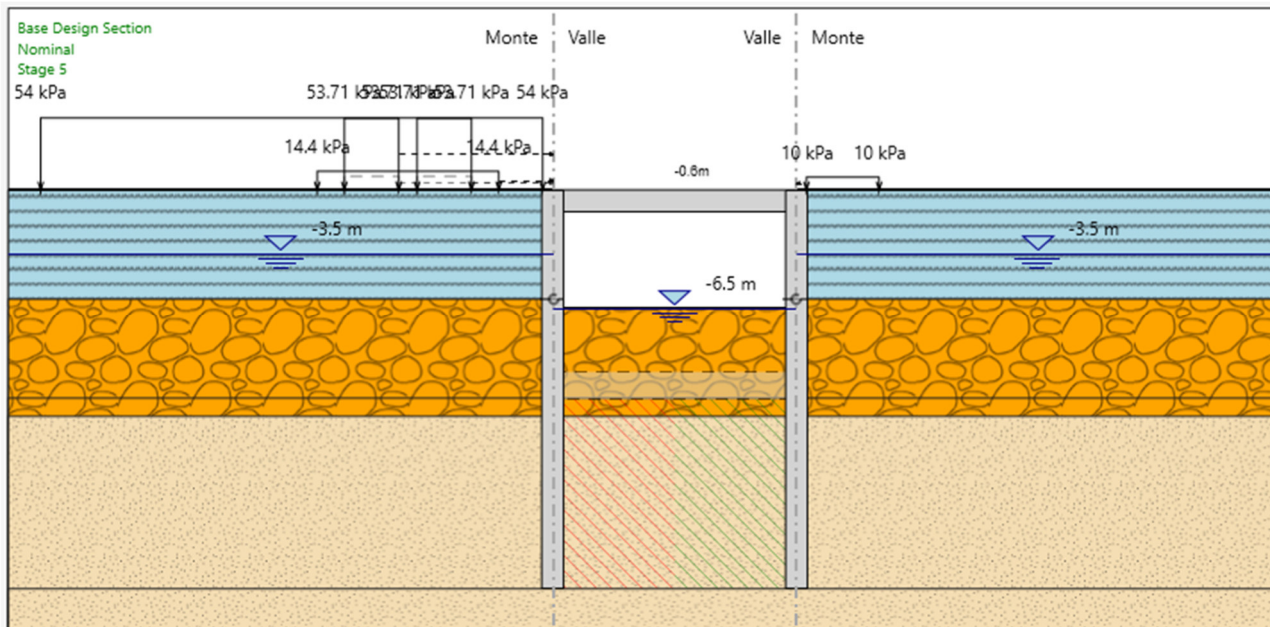
c) Scavo fino a quota -1.5 m da p.c.;



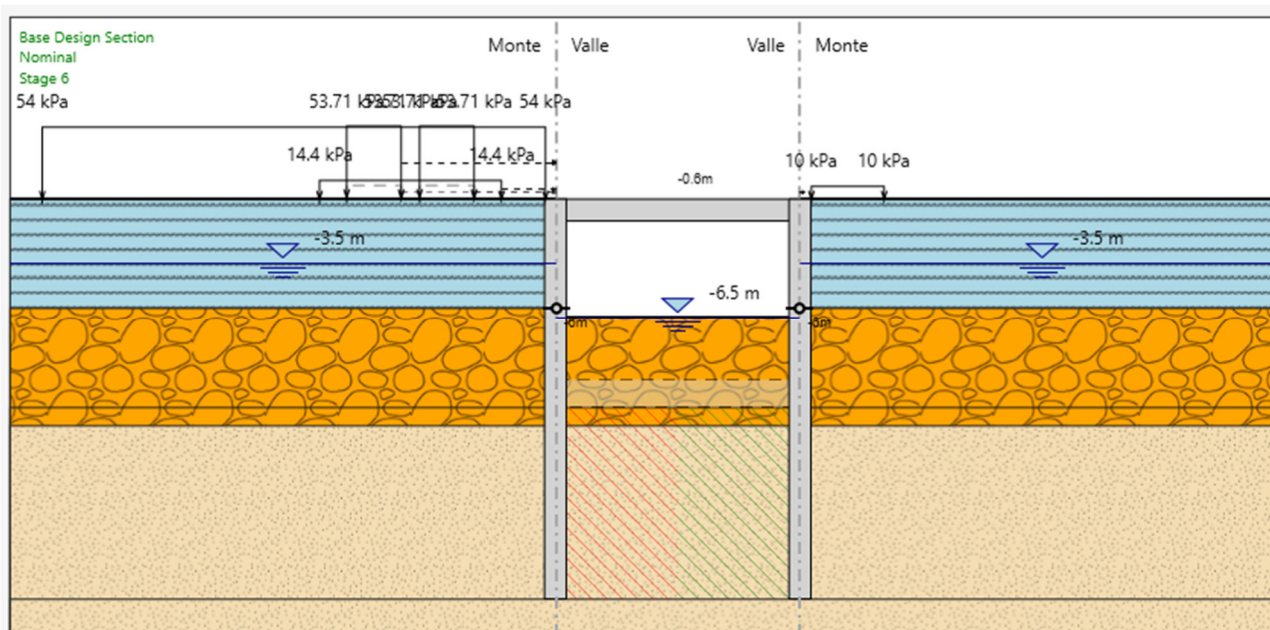
d) Realizzazione soletta di copertura a quota -0.6 m da p.c.;



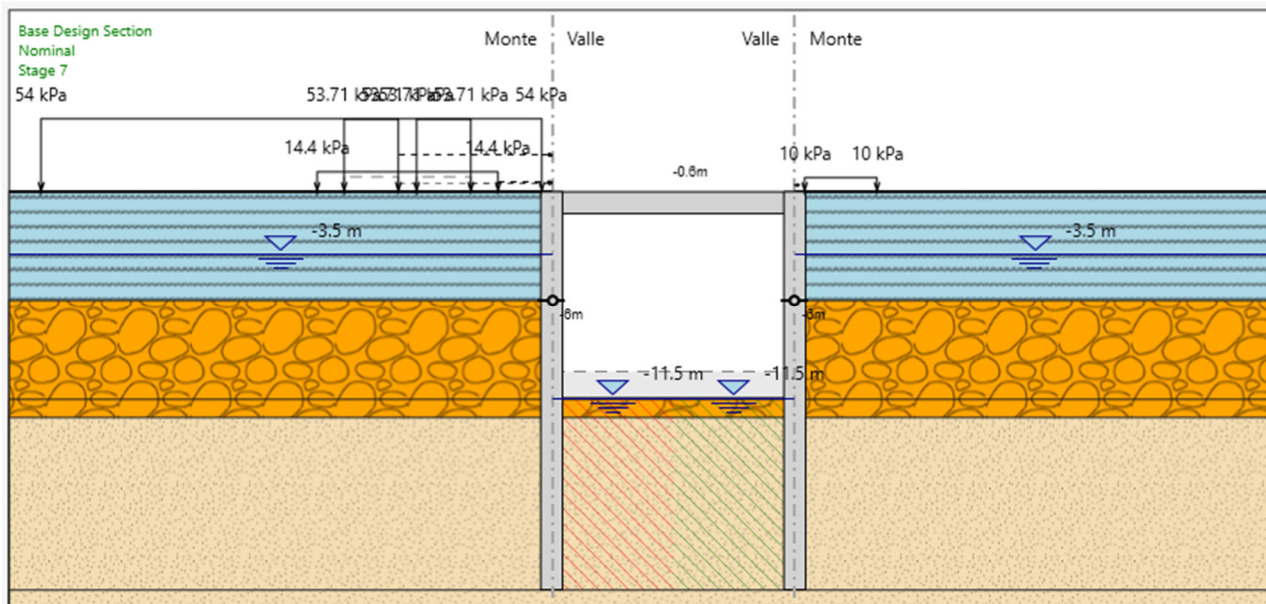
e) Scavo fino a quota -6.5 m da p.c. e abbassamento della falda a fondo scavo;



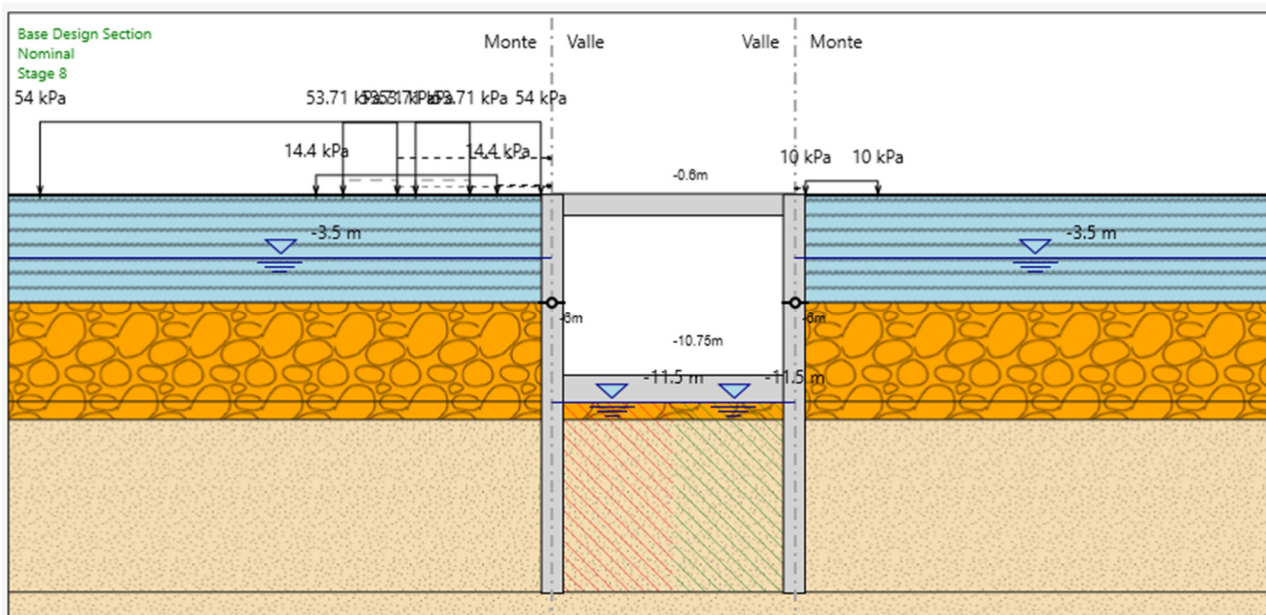
f) Realizzazione puntone provvisorio a quota -6 m da p.c.;



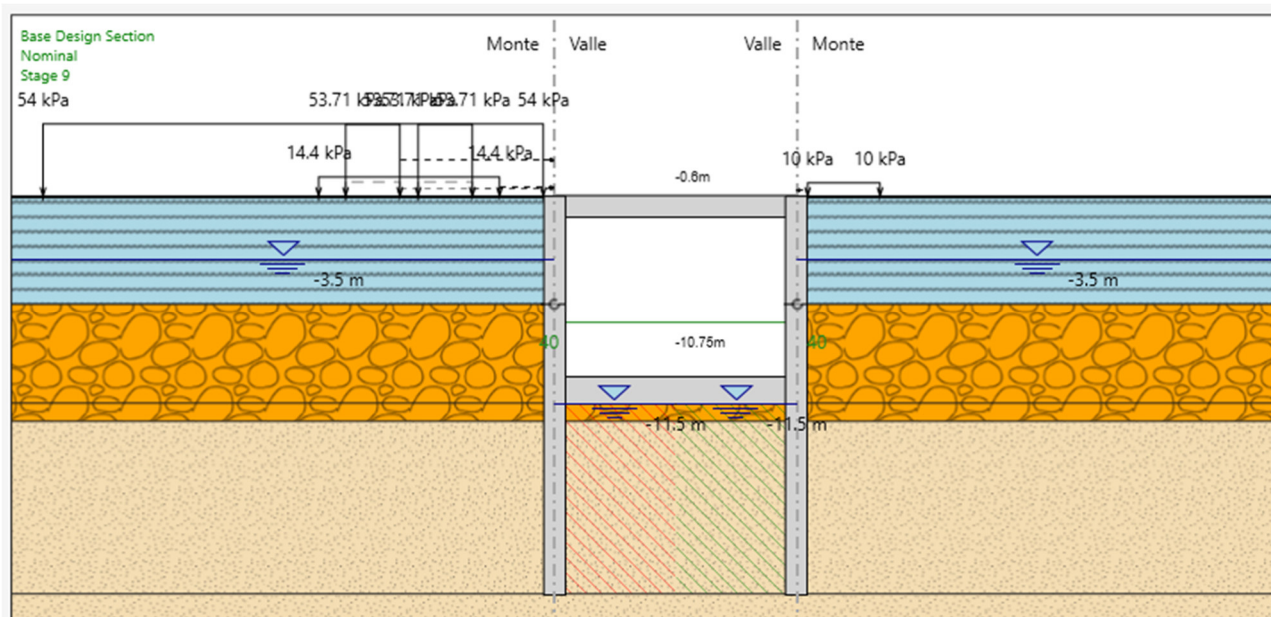
g) Scavo fino a quota fondo scavo ($H_1 = 11.50$ m da p.c.) e abbassamento della falda a fondo scavo;



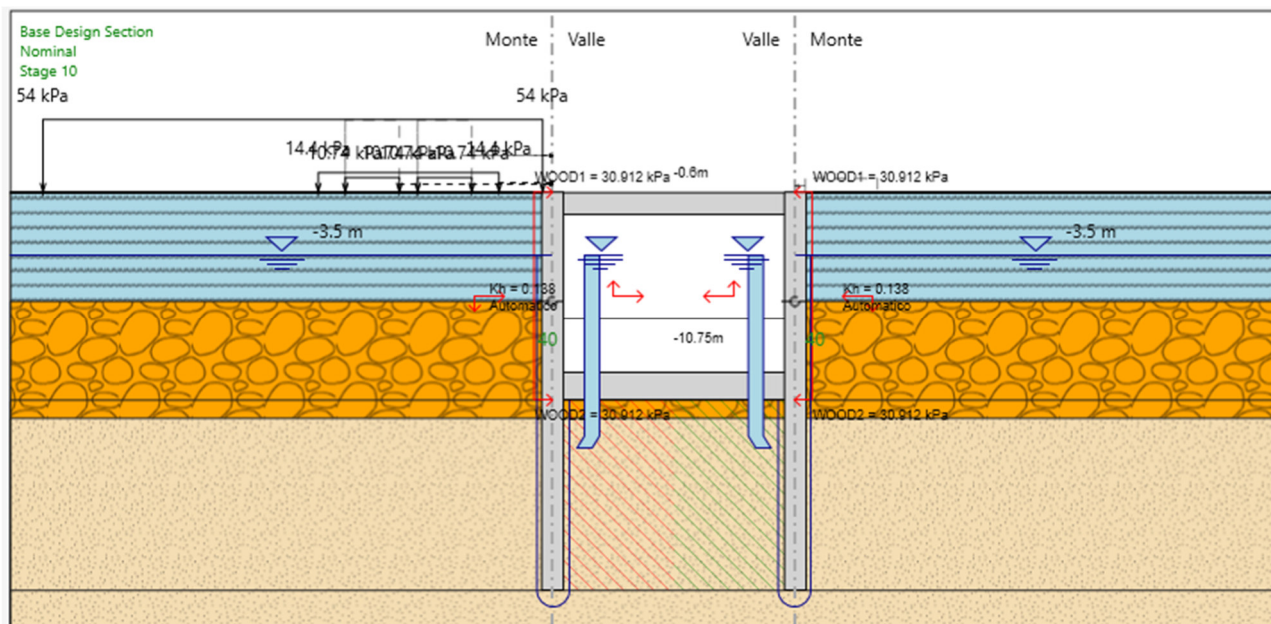
h) Realizzazione soletta di fondo (spessore 1.50 m);



i) Rimozione puntone provvisorio e applicazione del carico sulla soletta di fondo derivante dall'armamento del binario ferroviario;



l) Applicazione azione sismica, in cui si tiene conto dell'incremento della pressione idrostatica al di sotto della soletta di fondo.



8.2.2 RISULTATI

Nelle figure che seguono si riportano i grafici delle sollecitazioni di maggior interesse ottenuti nelle fasi di calcolo più significative.

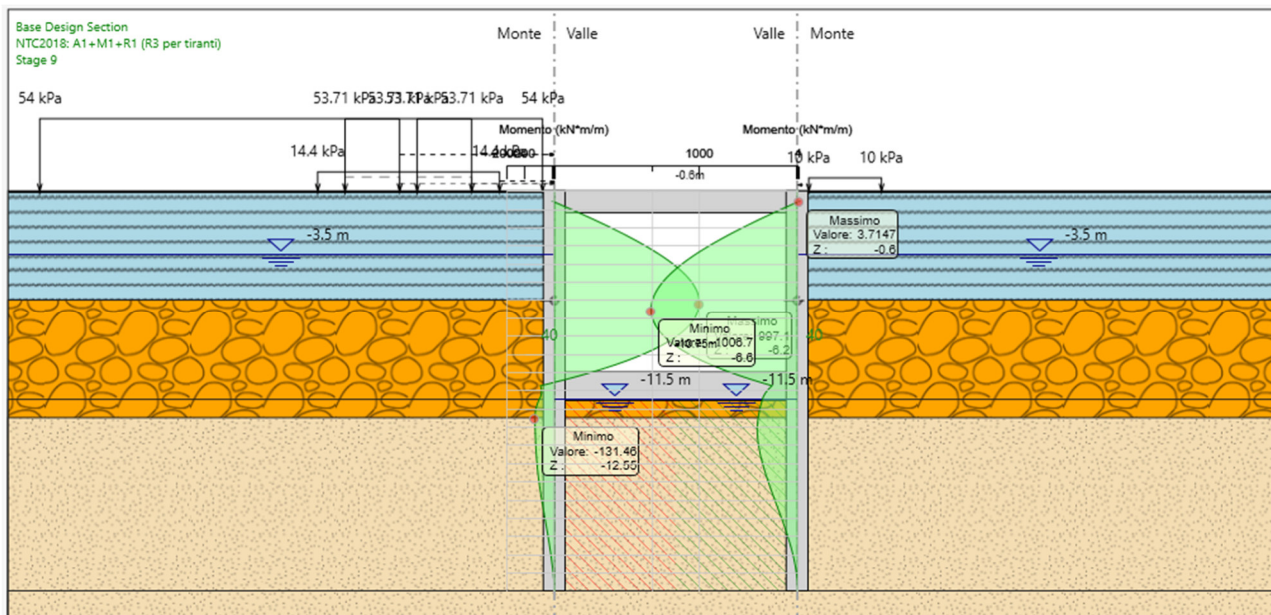


Figura 11 – Momento SLU – Stage i.

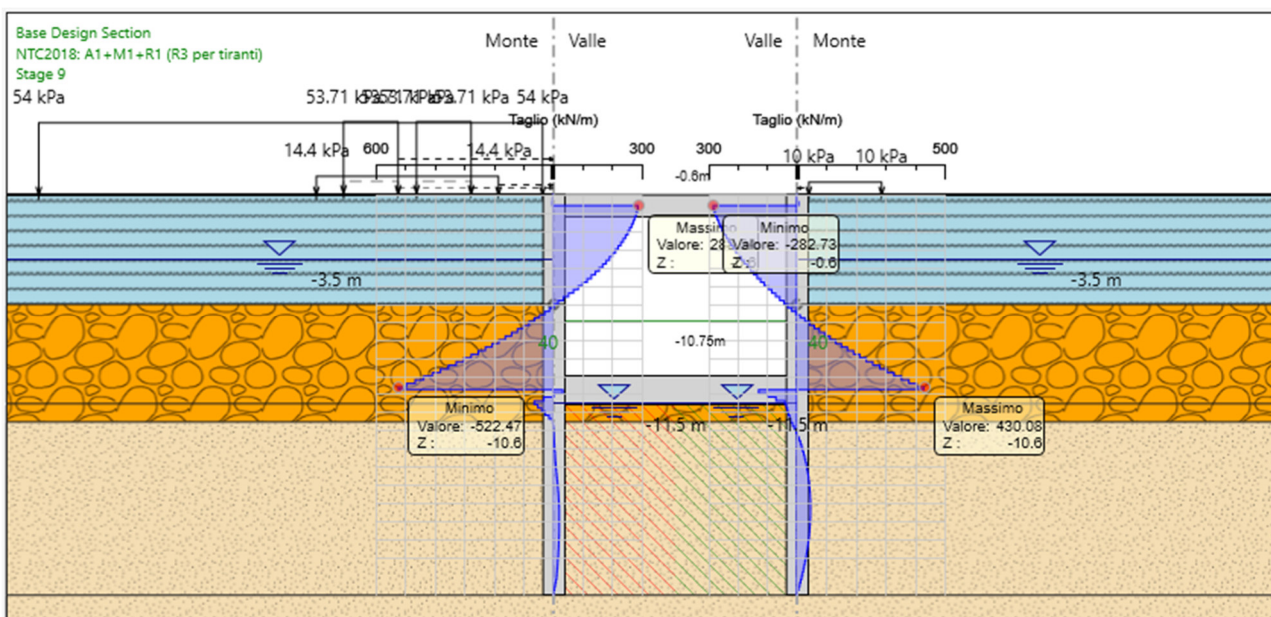


Figura 12 – Taglio SLU – Stage i.

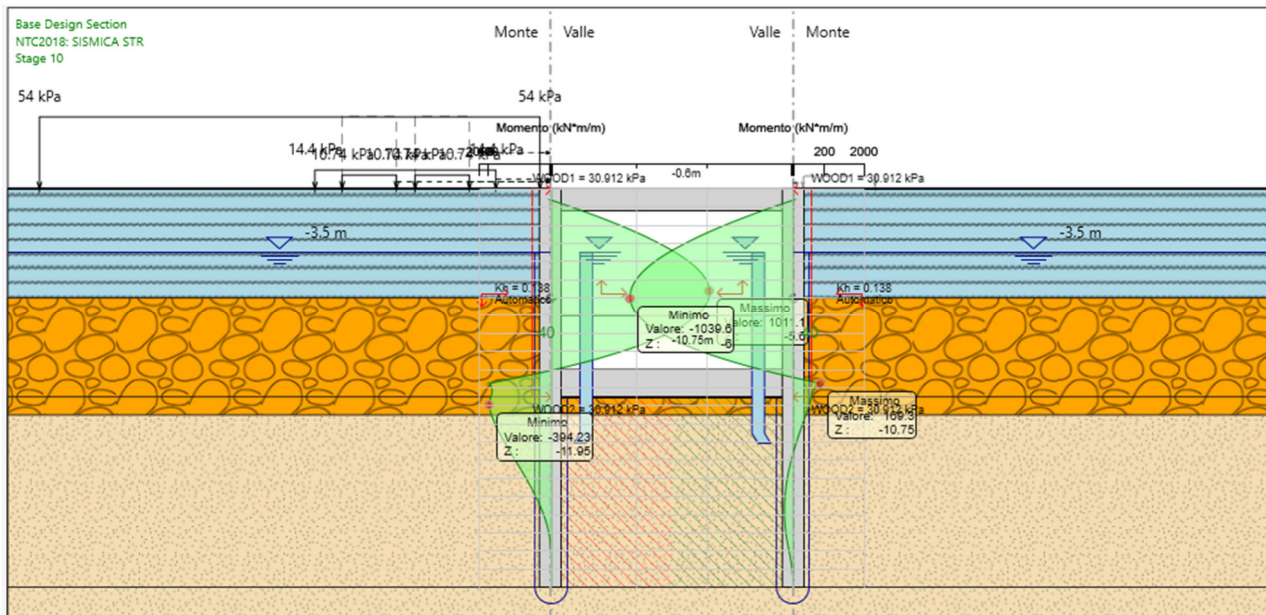


Figura 13 – Momento SLV – Stage I.

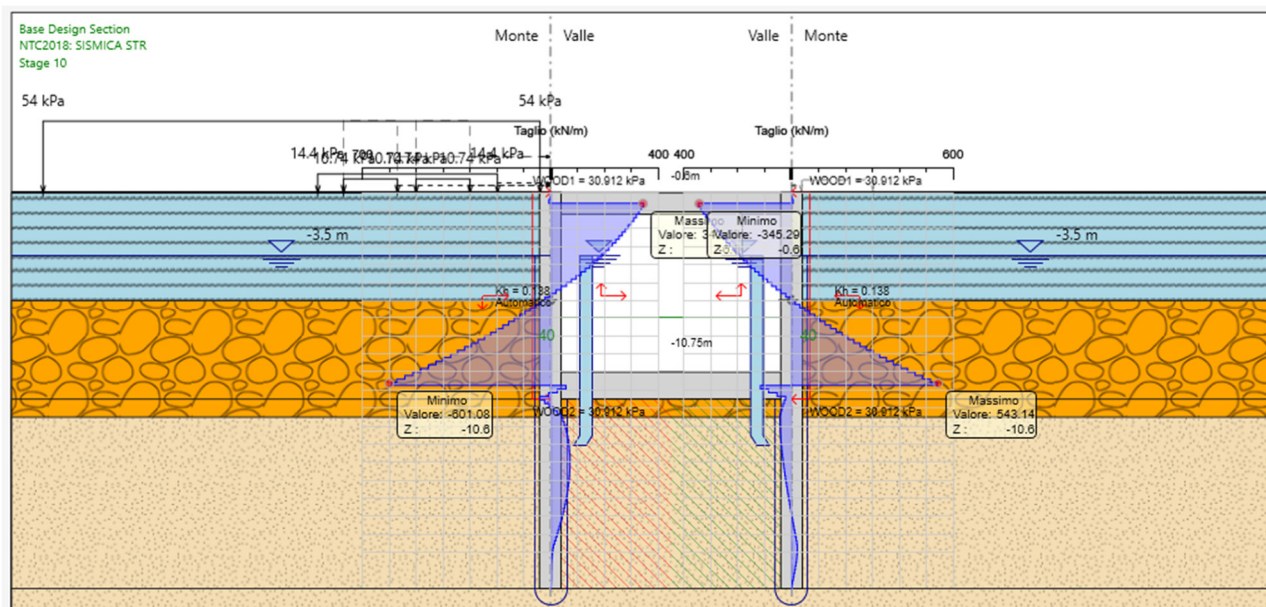


Figura 14 – Taglio SLV - Stage I.

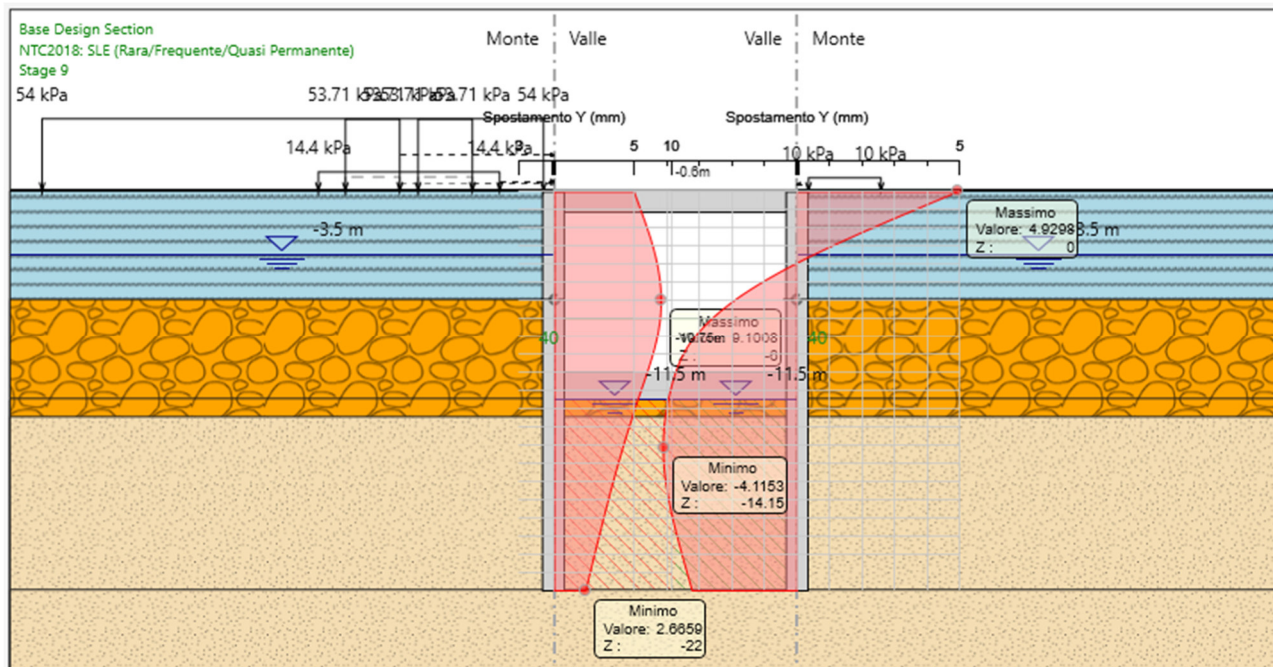


Figura 15 – Spostamento SLE – Stage I.

Lo spostamento orizzontale massimo assoluto è pari a 9.10 mm circa.

Lo spostamento massimo che l'opera può subire è pari a:

$$0.005 H_{\text{scavo}} = 0.005 * 11.50 = 57 \text{ mm}$$

Condizione soddisfatta

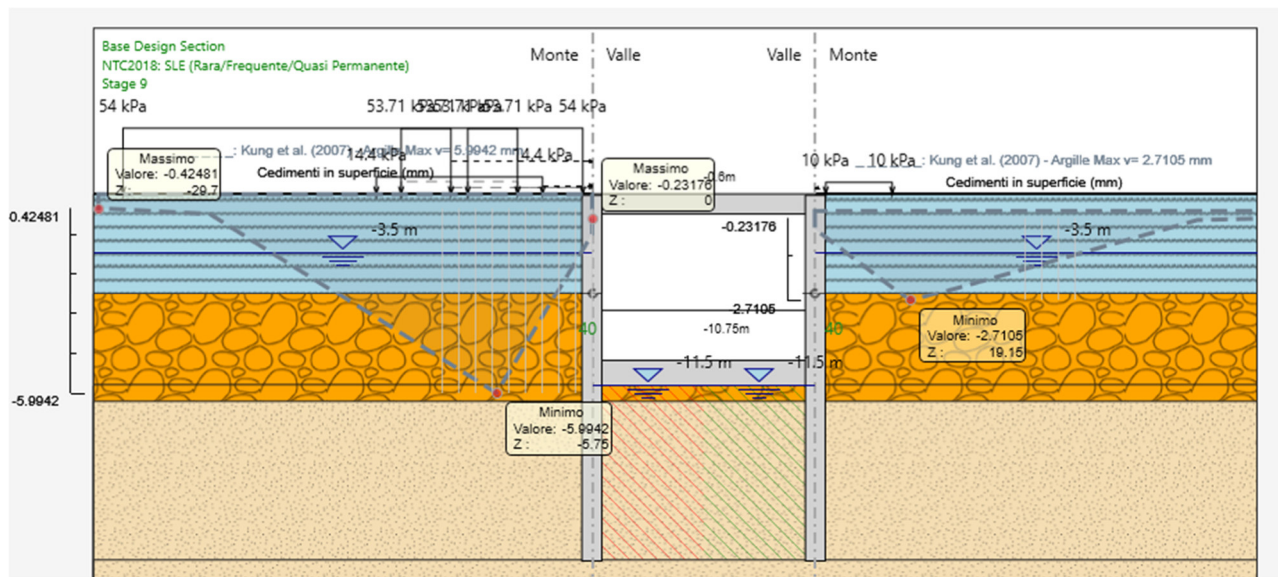


Figura 16 – Cedimento sotto al binario – Stage I.

**ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA****ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA****LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI
TRENTO**Galleria GA03: Relazione tecnico
descrittiva e di predimensionamento

PROGETTO

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IB0Q

3A R 10

RH

GA 0300 001

B

33 DI 56

Il cedimento massimo stimato sotto al binario, in corrispondenza dello Stage i, risulta inferiore a 1 cm.

Dalle sollecitazioni ricavate, la combinazione sismica risulta la più gravosa, tuttavia nella configurazione definitiva tale sollecitazione si ripartisce tra i diaframmi e le pareti della struttura interna, la cui presenza è stata cautelativamente omessa nel modello sottoposto ad analisi. Avendo diaframmi e pareti definitive interne lo stesso spessore (1.20 m), quindi rigidità confrontabile, si può assumere in prima approssimazione che l'azione sismica si ripartisca circa equamente tra i due. Sulla base di quanto sopra considerato, la sollecitazione dimensionante diviene quella in condizioni statiche.

L'opera modellata è cautelativa rispetto alla condizione reale, in quanto le sollecitazioni sono state assegnate completamente al diaframma, senza tener conto dell'ausilio della fodera interna. Tuttavia, i diaframmi analizzati sono correttamente dimensionati in quanto le sollecitazioni ricavate sono compatibili con le caratteristiche inerziali e di resistenza degli stessi.

Per garantire la verifica dell'opera come esplicitato nelle fasi di calcolo è stato inserito nella mezzera dell'altezza di scavo un ordine di puntoni provvisori in acciaio delle seguenti caratteristiche:

1° ORDINE DI PUNTONI: tubolari in acciaio di diametro 508 mm e spessore 40 mm, disposti con un passo di 10 m;

9 PROGETTO E VERIFICA – TRATTA 12+188.54 KM– 12+205.38 KM

9.1 DATI DI INPUT

La sezione qui discussa riguarda l'attraversamento del cavalcaferrovia esistente: visto lo spazio ridotto per la realizzazione di diaframmi, vengono realizzate per fasi paratie di micropali, necessarie per la realizzazione dello scatolare la cui soletta di fondo raggiunge circa 12 m di profondità.

L'opera è costituita da una coppia di paratie di micropali di diametro pari a 350 mm, interasse 0.50 m e lunghezza di 18 m. I due elementi strutturali sono collegati tra loro tramite 5 ordini di puntoni provvisionali.

I principali dati di input sono riassunti nella tabella seguente nella quale si evidenzia anche il valore dell'altezza di scavo di calcolo H_1 che tiene conto delle indicazioni di normativa sull'incremento da assumere secondo il par. 6.5.2.2.

Tipologia struttura di sostegno	Paratia di micropali D = 350 mm
Altezza totale diaframma	$H_{tot} = 18 \text{ m} + 0.35\text{m cordolo} = 18.35 \text{ m}$
Altezza di scavo (da estradosso cordolo)	$H = 12.35 \text{ m}$
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2) (da estradosso cordolo)	$H_1 = H + \min [0.5; 10\% \Delta t] = 12.85 \text{ m}$
Inclinazione del piano campagna a monte	0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0°
Sovraccarichi permanenti destra	$g = 0 \text{ kPa}$
Sovraccarichi permanenti sinistra	$g = 14.4 \text{ kPa (ballast)}$
Sovraccarichi accidentali destra	$q = 0 \text{ kPa}$
Sovraccarichi accidentali sinistra	$q = 53.71 \text{ kPa (doppio binario)}$
Contrasti	5 ordini di puntoni provvisionali

È opportuno evidenziare che nel caso specifico, vista la particolarità della sezione, il modello sottoposto ad analisi tiene conto della presenza delle pareti interne dell'opera definitiva, nelle varie fasi realizzative, attraverso l'inserimento di elementi *slave*. L'elemento *slave* (parete interna) interagisce con la paratia di micropali (in questo caso elemento *master*) come entità interagendo con essa attraverso i vincoli interni che conducono agli stessi spostamenti laterali, ma rotazioni indipendenti. In questo modo si ottengono diagrammi di momento continui in entrambe le pareti.

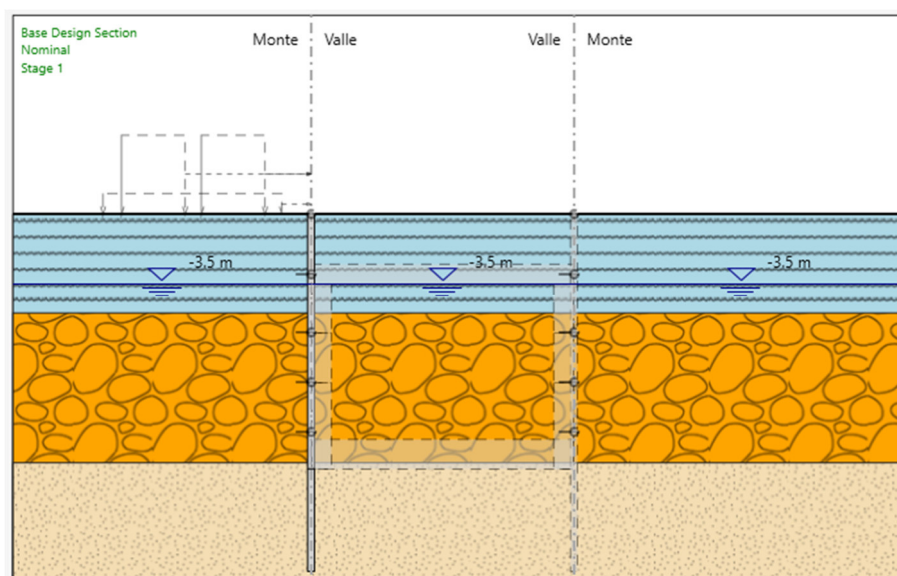
Nel calcolo cautelativamente non è stato considerato il miglioramento del terreno per lo spessore interessato dal *jet-grouting*, che nel caso specifico riguarda non solo lo spessore di terreno al di sotto dello scavo, ma si estende fino alle fondazioni del cavalcaferrovia. Tuttavia per simulare la presenza del *jet-grouting* nella

analisi si impone una superficie piezometrica sia a monte che a valle delle paratie alla quota del fondo scavo.

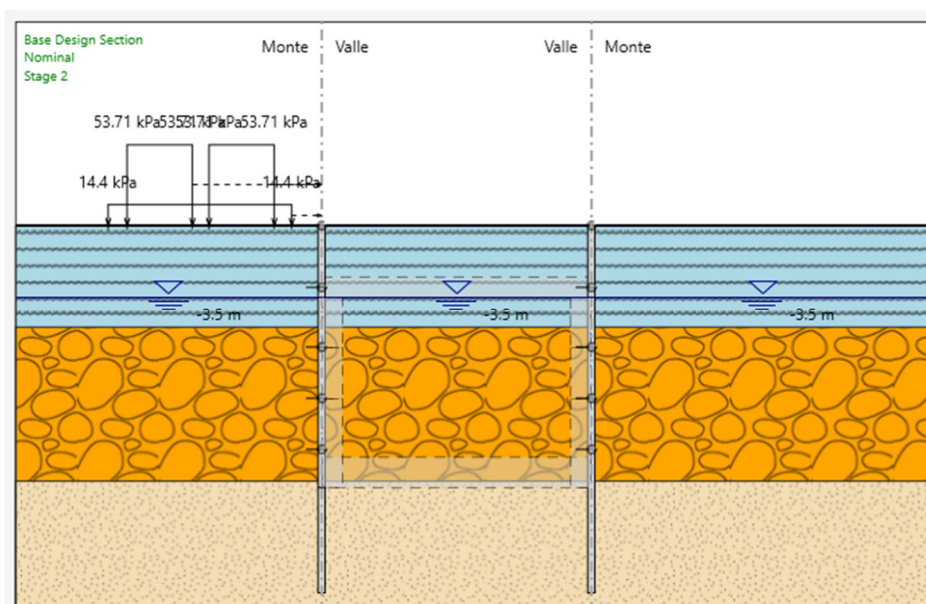
9.2 FASI DI CALCOLO

Nel presente paragrafo vengono brevemente descritte e indicate in forma grafica le fasi assunte nel calcolo, nella fattispecie gli step prevedono:

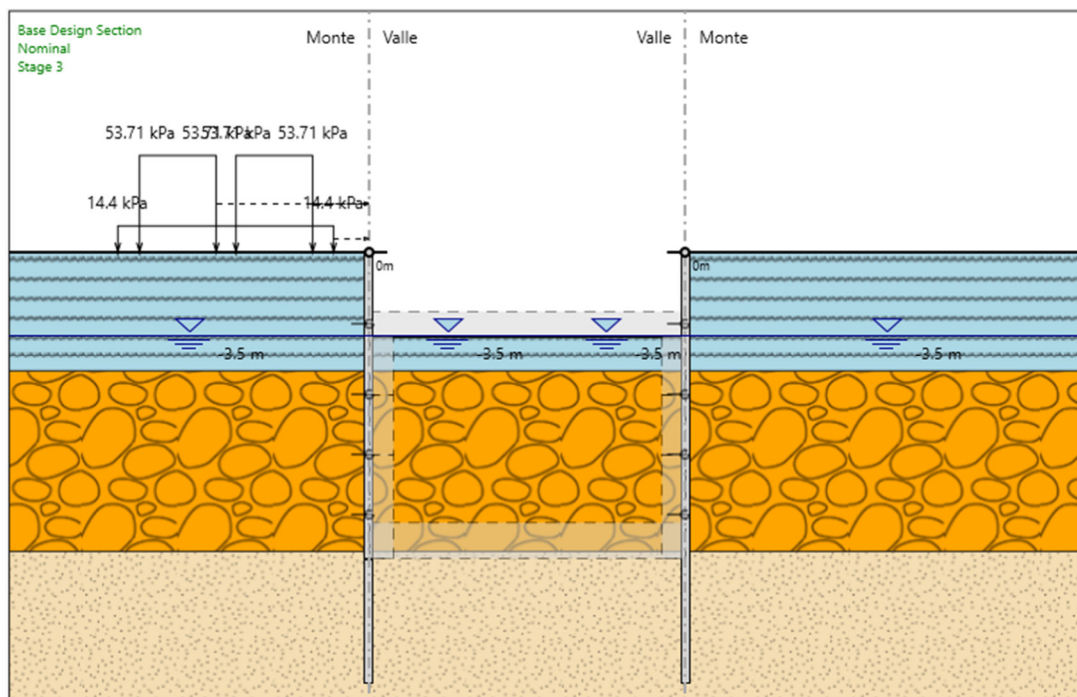
a) Realizzazione paratia di micropali;



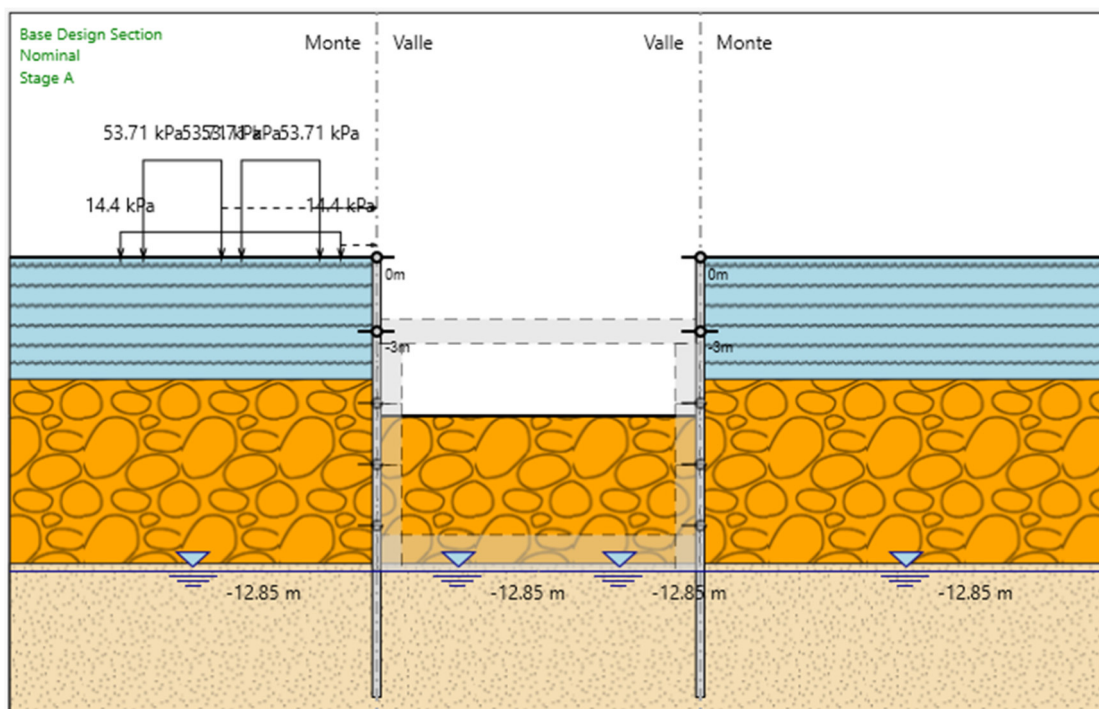
b) Applicazione in sinistra del sovraccarico ferroviario in esercizio su entrambi i binari (53.71 kPa) e del carico permanente associato allo spessore di ballast (14.4 kPa);



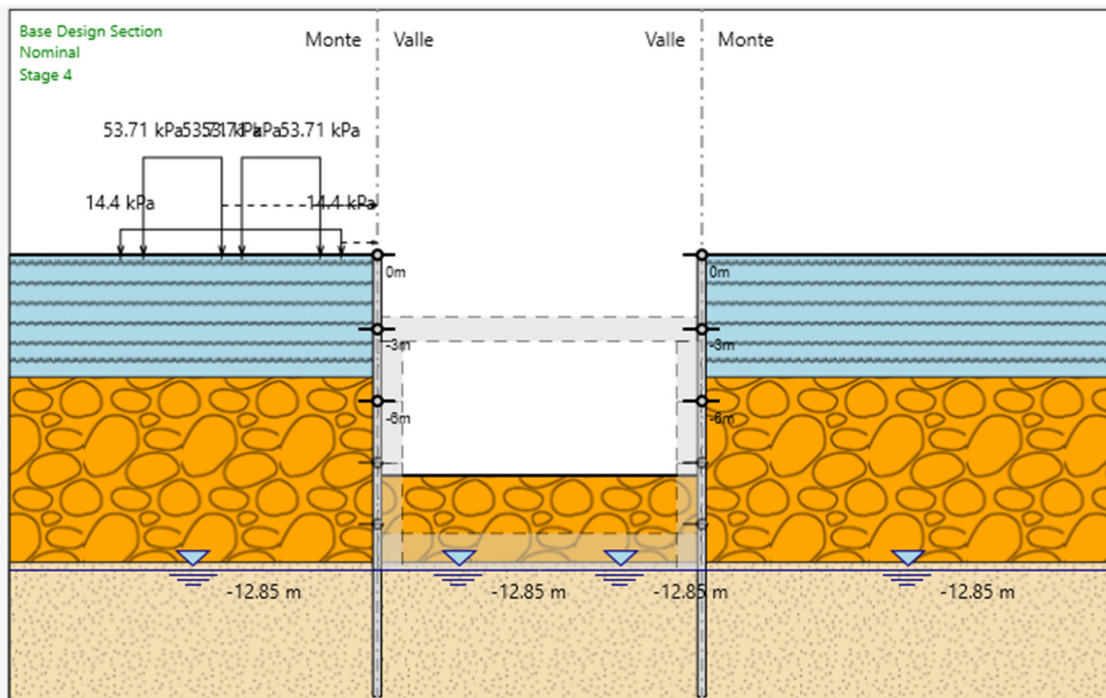
c) Realizzazione 1° ordine di puntoni provvisionali a quota p.c. e scavo fino a quota -3.5 m da p.c.



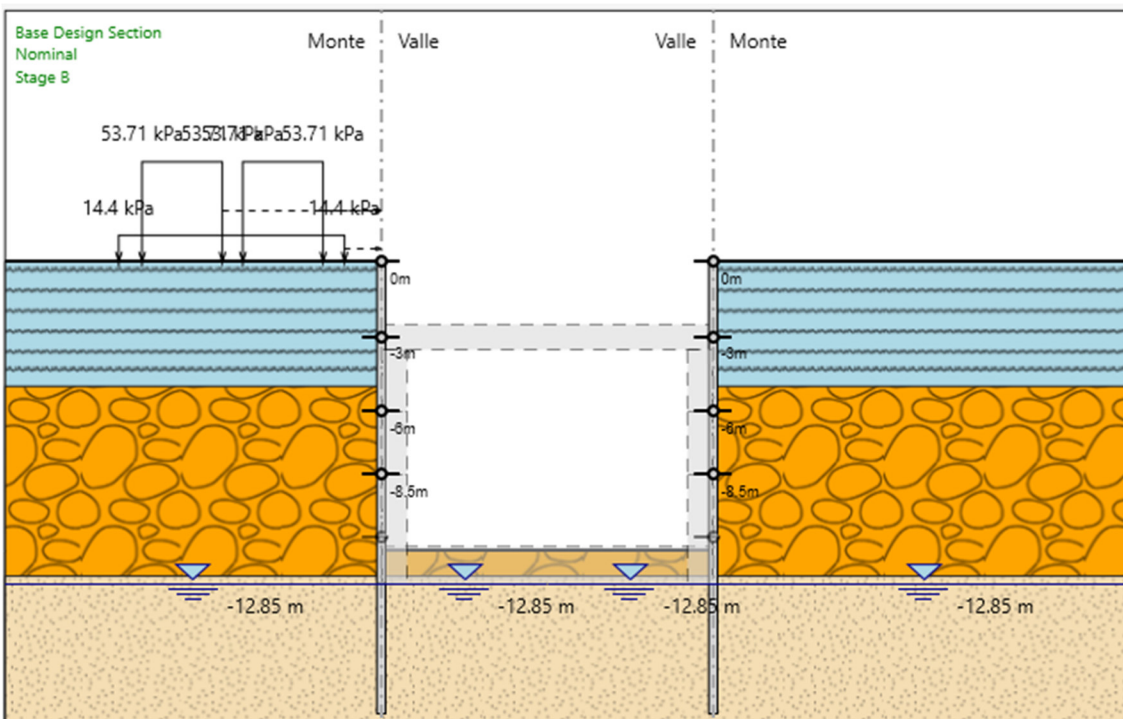
d) Realizzazione 2° ordine di puntoni provvisionali a quota -3 m da p.c. e scavo fino a quota -6.5 m da p.c., con falda posta a fondo scavo per simulare la presenza del jet grouting;



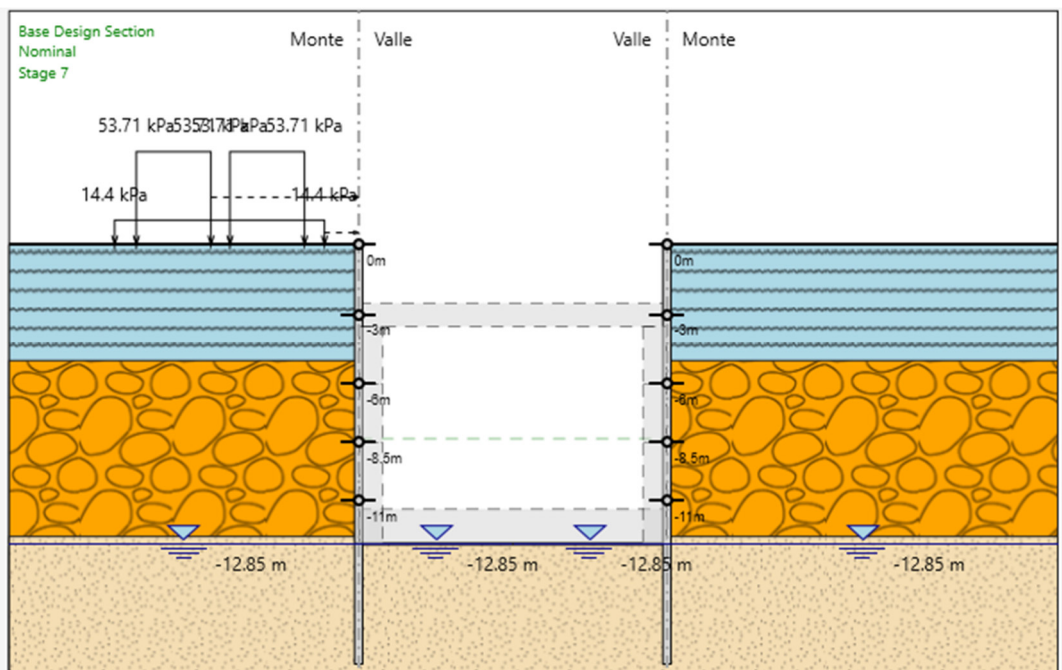
e) Realizzazione 3° ordine di puntoni provvisionali a quota -6 m da p.c. e scavo fino a quota -9 m da p.c.;



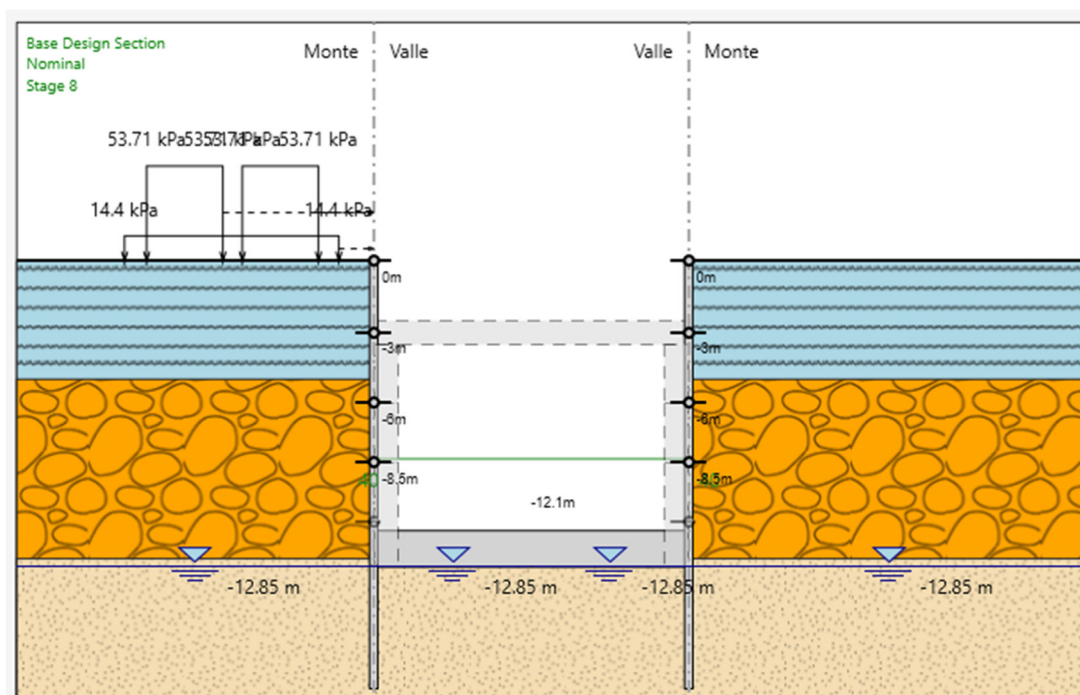
f) Realizzazione 4° ordine di puntoni provvisionali a quota -8.50 m da p.c. e scavo fino a quota -11.5 m da p.c.;



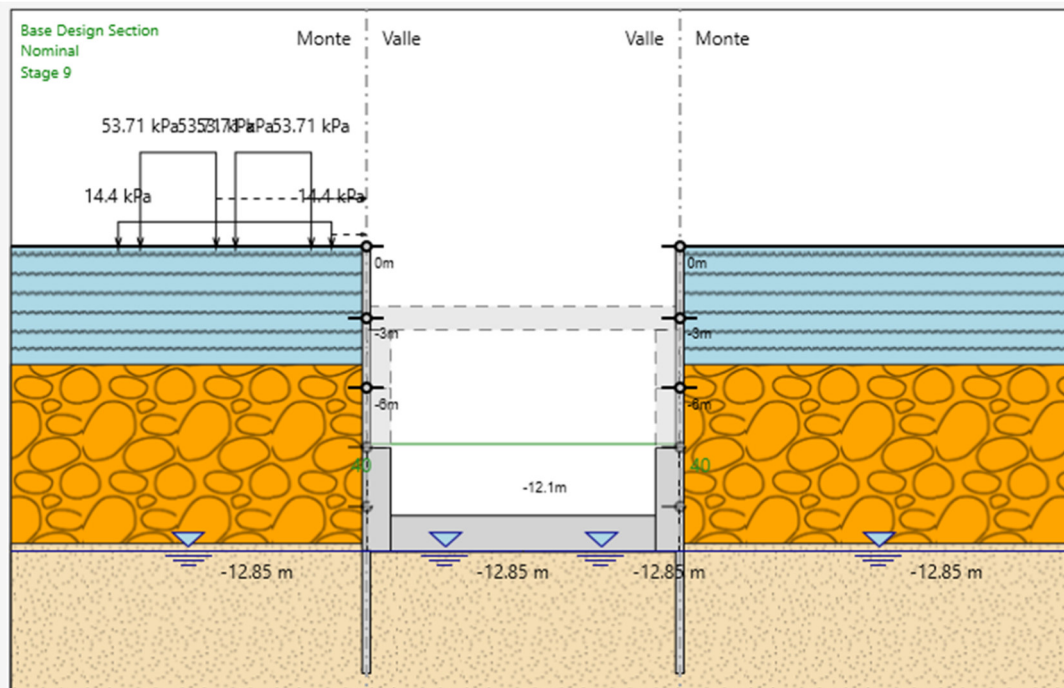
g) Realizzazione 5° ordine di puntoni provvisionali a quota -11 m da p.c. e scavo fino a quota fondo scavo ($H_1 = 12.85$ m da p.c.)



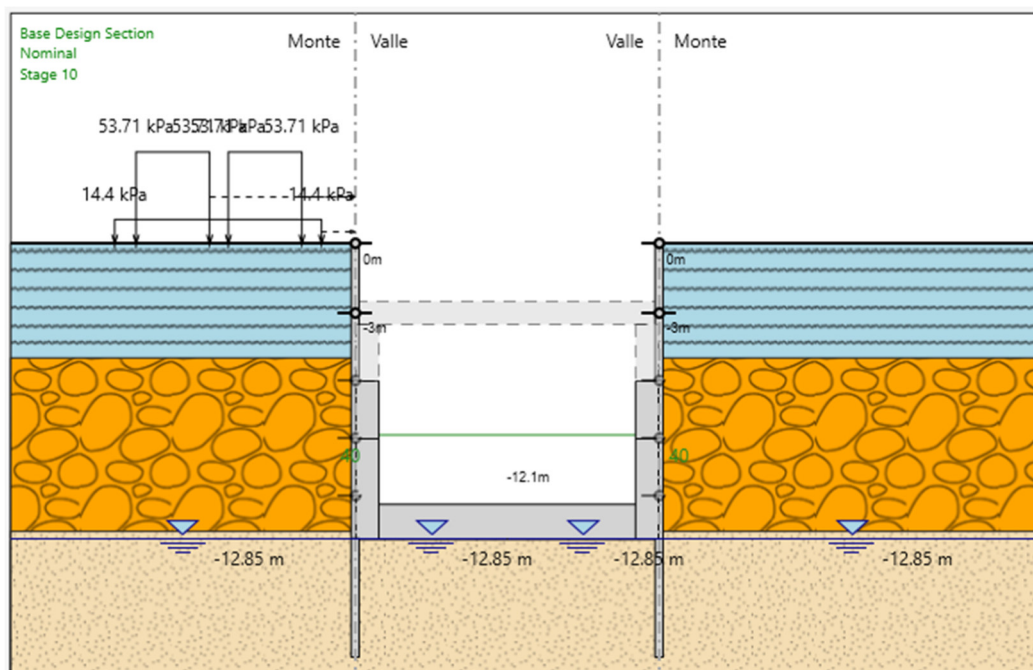
h) Realizzazione soletta di fondo (spessore 1.50 m), rimozione del 5° ordine di puntoni provvisionali e carico della stessa derivante dall'armamento ferroviario;



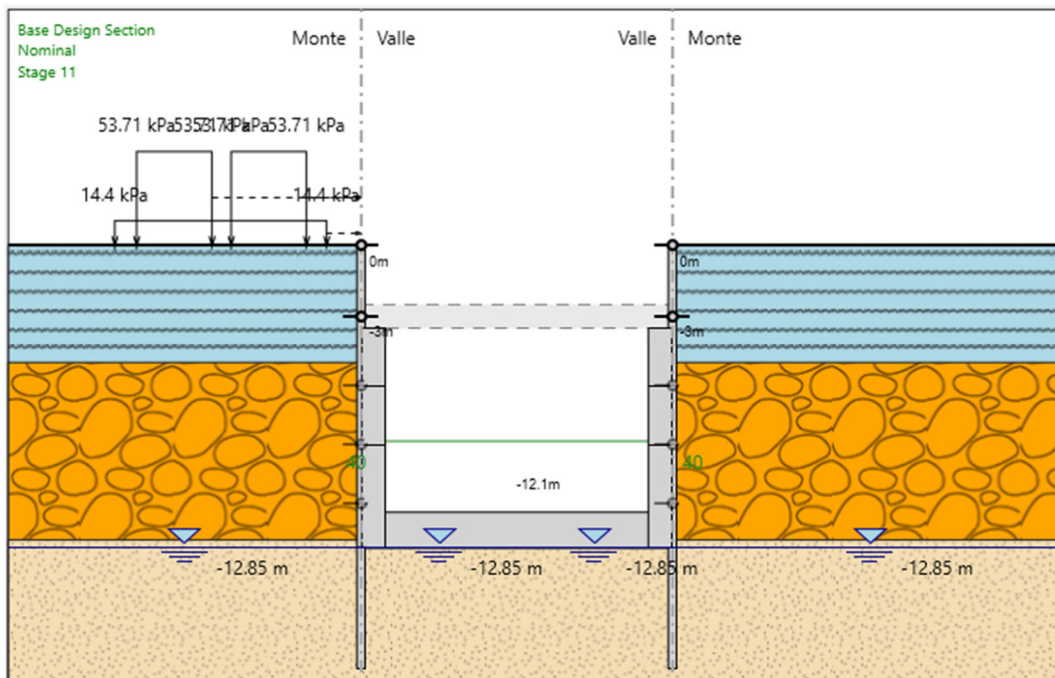
i) Realizzazione primo tratto di piedritti della scatola interna e rimozione del 4° ordine di puntoni provvisionali



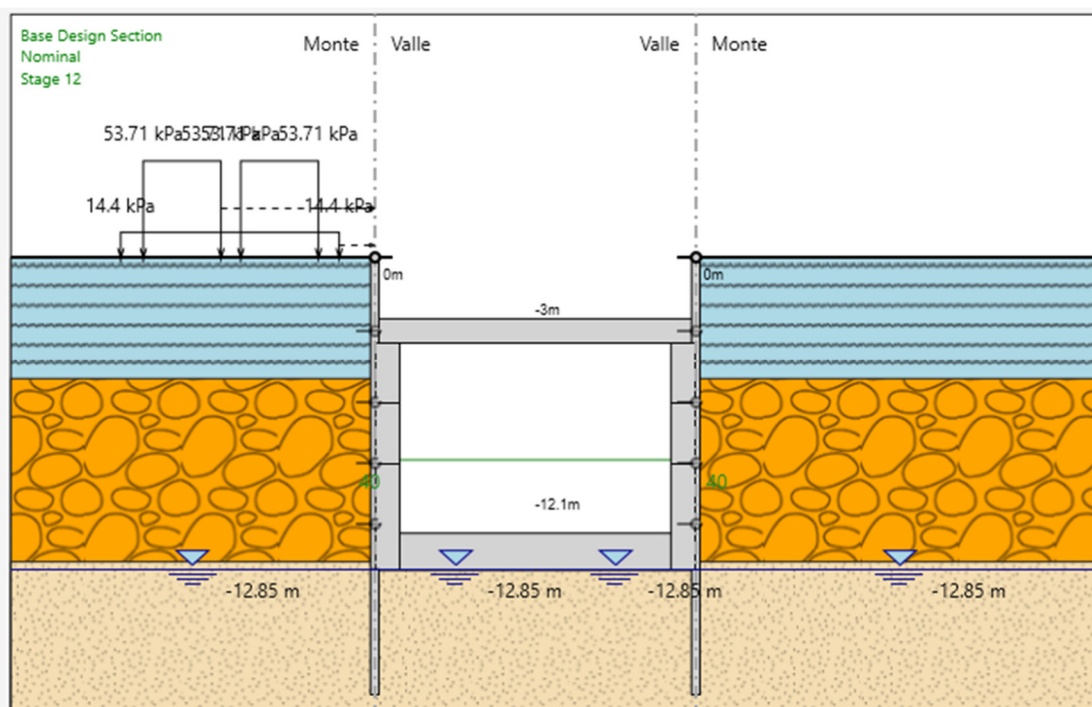
l) Realizzazione secondo tratto di piedritti della scatola interna e rimozione del 3° ordine di puntoni provvisionali



m) Realizzazione ultimo tratto di piedritti della scatola interna;



n) Rimozione ultimo ordine di puntoni provvisionali e realizzazione soletta di copertura



9.3 RISULTATI

Di seguito si riportano i grafici delle sollecitazioni di maggior interesse ottenuti nelle fasi di calcolo più significative per la paratia di micropali.

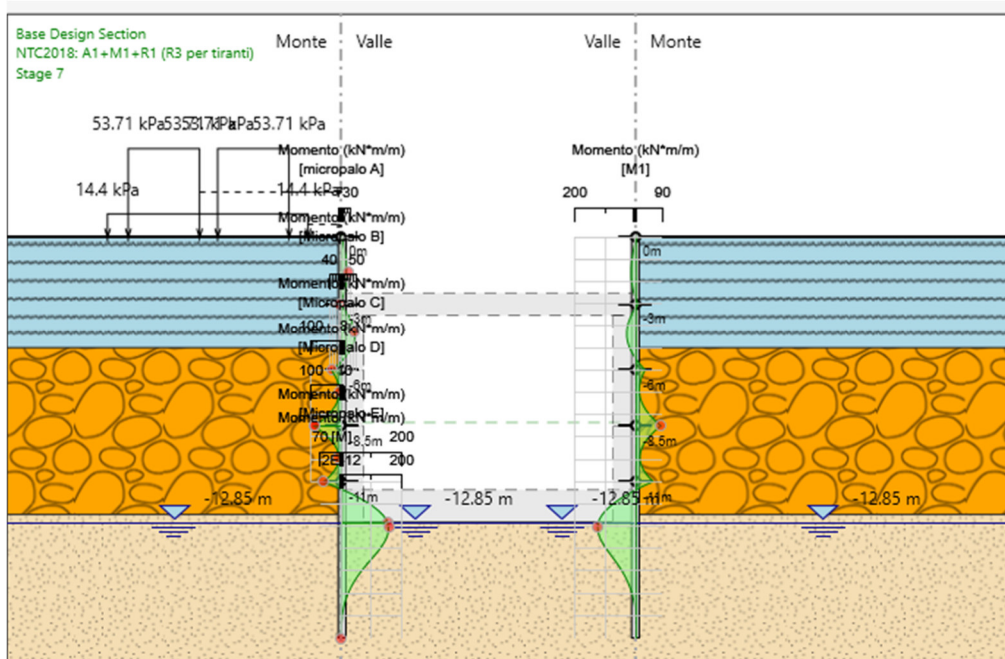


Figura 17 – Momento SLU – Stage g. $M (SLU) = 137.25 \text{ kNm/m}$

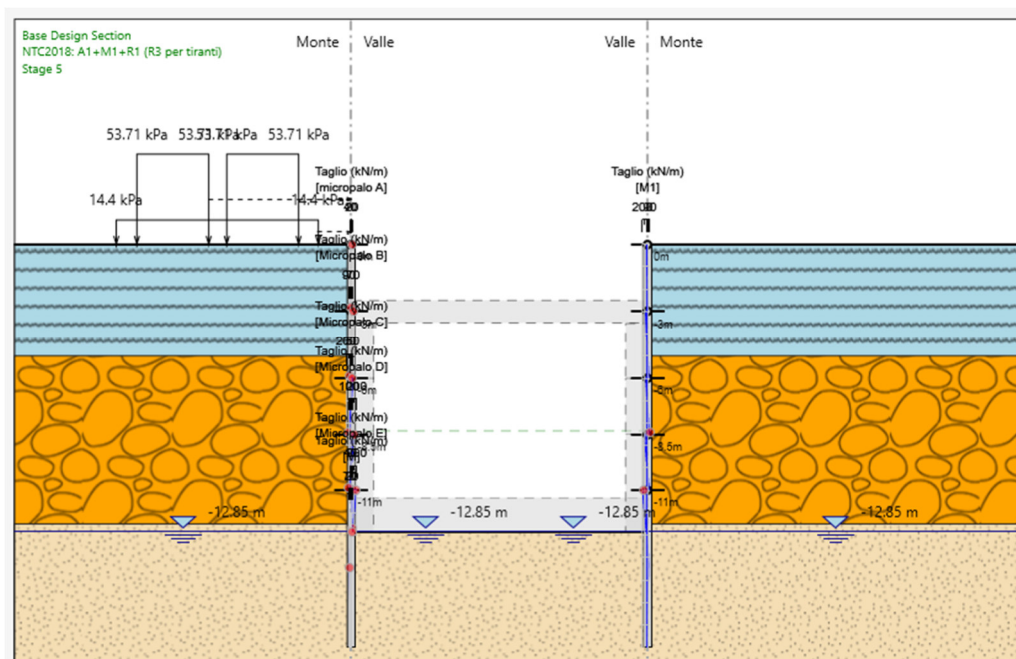


Figura 18 – Taglio SLU – Stage g. $V (SLU) = 145.13 \text{ kN/m}$

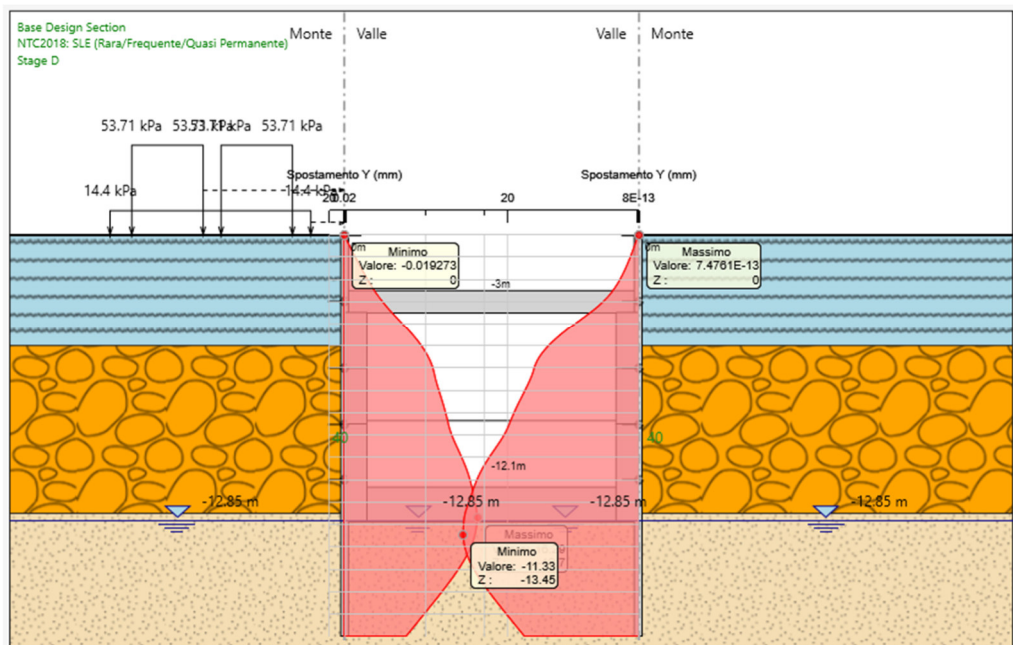


Figura 19 – Spostamento SLE – Stage n.

Lo spostamento orizzontale massimo si registra in corrispondenza della soletta di fondo nello stage n ed è pari a 16 mm circa.

Lo spostamento massimo che l'opera può subire è pari a:

$$0.005 H_{\text{scavo}} = 0.005 * 12.85 = 64 \text{ mm}$$

Condizione soddisfatta

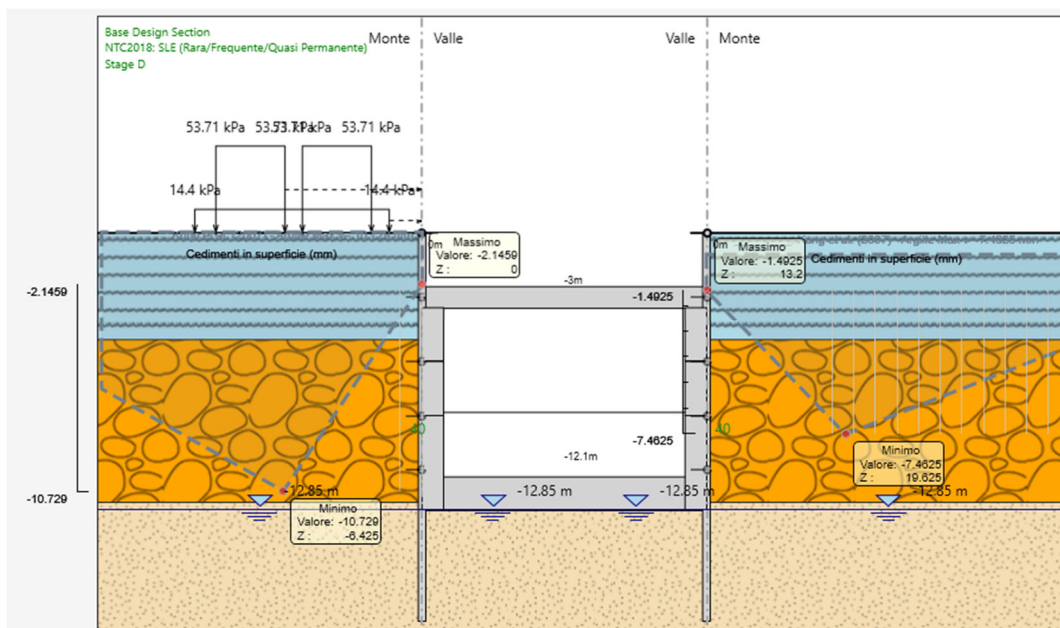


Figura 20 – Cedimento sotto al binario – Stage n.

Galleria GA03: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO IBOQ	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO GA 0300 001	REV. B	FOGLIO 43 DI 56
---	------------------	------------------	----------------	--------------------------	-----------	--------------------

Il cedimento massimo stimato sotto al binario, in corrispondenza dello Stage n , risulta pari a 1 cm, limite massimo consentito.

La sollecitazione sismica per la paratia di micropali non è stata considerata in quanto è interamente portata dallo scatolare interno, pertanto la sollecitazione dimensionante è quella in condizioni statiche, compatibile con le caratteristiche inerziali e di resistenza dei micropali.

Per garantire la verifica dell'opera come esplicitato nelle fasi di calcolo sono stati inseriti 5 ordini di puntoni provvisionali in acciaio delle seguenti caratteristiche:

1° ORDINE DI PUNTONI: tubolari in acciaio di diametro 406.4 mm e spessore 20 mm, disposti con un passo di 3 m;

2° ORDINE DI PUNTONI: tubolari in acciaio di diametro 406.4 mm e spessore 20 mm, disposti con un passo di 3 m;

3° ORDINE DI PUNTONI: tubolari in acciaio di diametro 457 mm e spessore 25 mm, disposti con un passo di 3 m;

4° ORDINE DI PUNTONI: tubolari in acciaio di diametro 457 mm e spessore 25 mm, disposti con un passo di 3 m;

5° ORDINE DI PUNTONI: tubolari in acciaio di diametro 457 mm e spessore 25 mm, disposti con un passo di 3 m;

10 PROGETTO E VERIFICA: TRATTA 12+205.38 KM– 12+337.26 KM

10.1 DATI DI INPUT

L'opera è costituita da una coppia di diaframmi di spessore pari a 1.20 m e lunghezza di 21 m. In testa è presente la soletta di copertura di sezione spessore pari a 1.20 m. Essendo i due diaframmi disposti a quote diverse è stato modellato solamente il diaframma di sinistra che si intesta ad una quota meno profonda e presenta quindi un'altezza di scavo maggiore.

I principali dati di input sono riassunti nella tabella seguente nella quale si evidenzia anche il valore dell'altezza di scavo di calcolo H_1 che tiene conto delle indicazioni di normativa sull'incremento da assumere secondo il par. 6.5.2.2.

Tipologia struttura di sostegno	Diaframmi sp = 1.20 m
Altezza totale diaframma	$H_{tot} = 21m + 1.2m \text{ soletta di copertura} = 22.2m$
Altezza di scavo (da estradosso cordolo)	$H = 12.50 \text{ m}$
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2) (da estradosso cordolo)	$H_1 = H + \min [0.5; 10\% \Delta t] = 13.00 \text{ m}$
Inclinazione del piano campagna a monte	0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0°
Sovraccarichi permanenti destra	$g = 0 \text{ kPa}$
Sovraccarichi permanenti sinistra	$g = 14.4 \text{ kPa (ballast)}$
Sovraccarichi accidentali destra	$q = 0 \text{ kPa}$
Sovraccarichi accidentali sinistra	$q = 10 \text{ kPa (cantiere)} + 53.71 \text{ kPa (doppio binario)}$
Contrasti	Soletta di copertura

Nel calcolo è stato considerato il miglioramento del terreno per lo spessore interessato dal *jet-grouting*, mentre è stata trascurata, con approccio conservativo, la presenza delle pareti della struttura interna nella configurazione definitiva.

Per simulare la presenza del tappo di fondo sono state assegnate al terreno trattato a fondo scavo le seguenti caratteristiche:

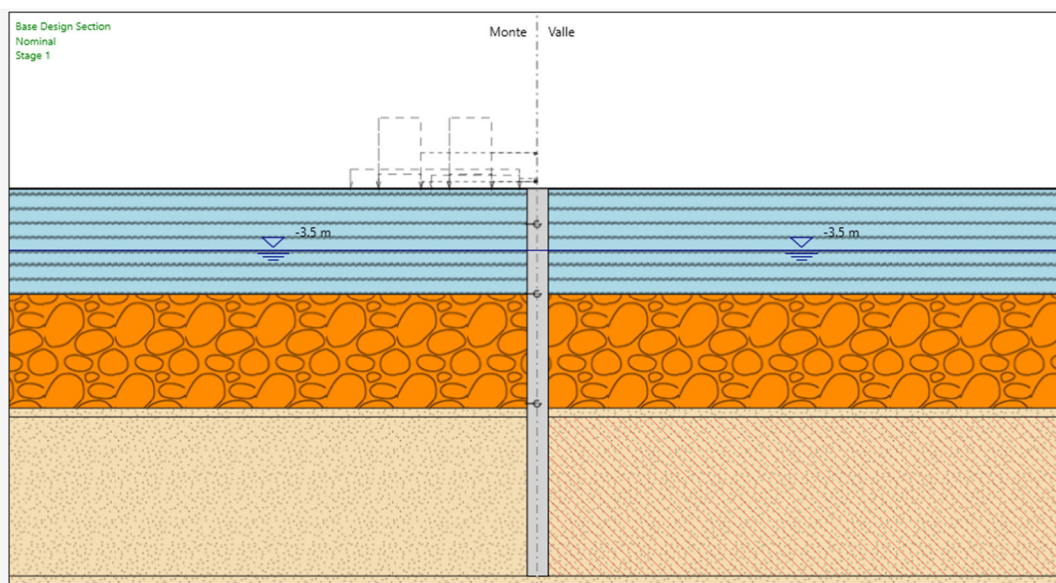
- Coesione efficace: $c' = 100 \text{ kPa}$

- Angolo di resistenza al taglio: ϕ' a favore di sicurezza si assume coincidente con ϕ' del terreno non trattato
- Coefficiente di permeabilità: $k = 0.00001$ m/s
- Coefficiente moltiplicativo del modulo di Young E: 5

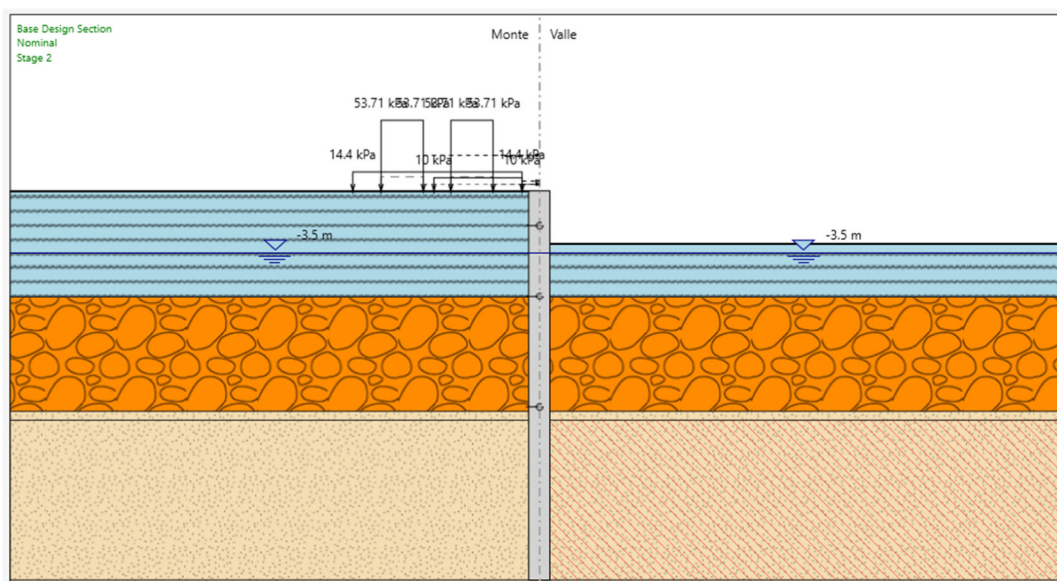
10.2 FASI DI CALCOLO

Nel presente paragrafo vengono brevemente descritte e indicate in forma grafica le fasi assunte nel calcolo, nella fattispecie gli step prevedono:

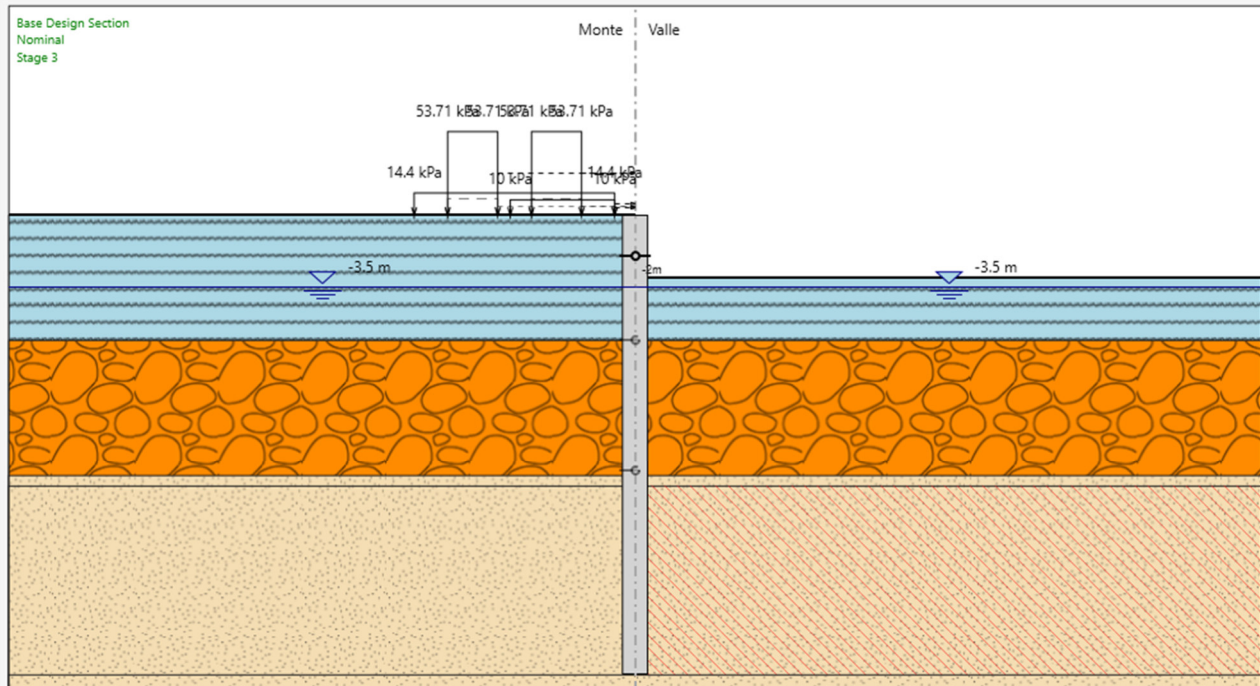
a) Realizzazione diaframma e tappo di fondo;



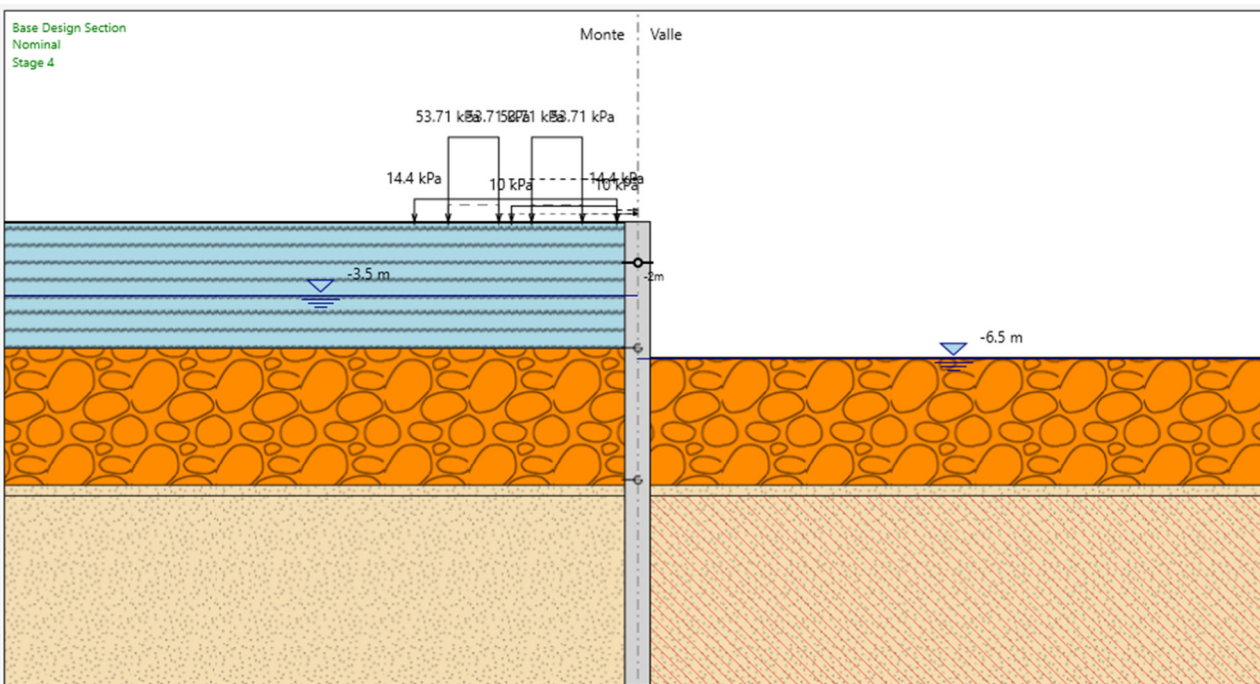
b) Scavo fino a quota -3 m da p.c. e applicazione del sovraccarico accidentale a monte relativo ai macchinari da cantiere (10 kPa), del carico accidentale del sovraccarico ferroviario (53.71 kPa) e del carico permanente associato allo spessore di ballast (14.4 kPa);



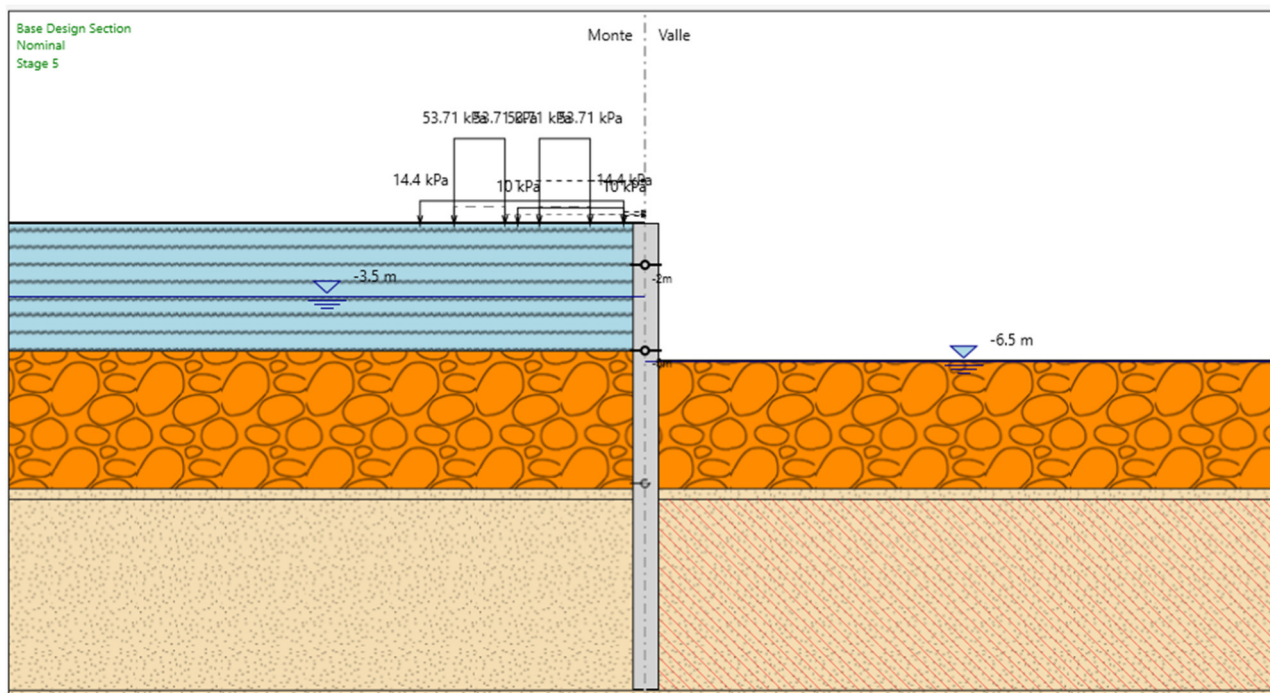
c) Realizzazione soletta di copertura a quota -2 m da p.c.;



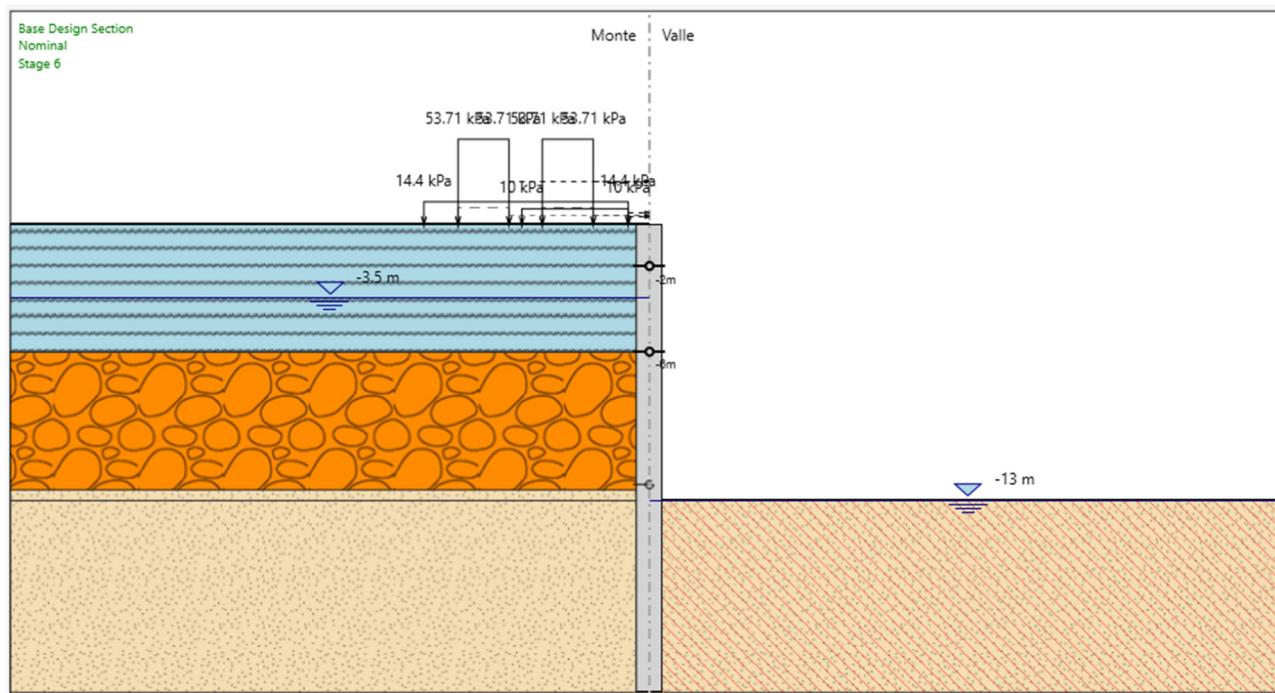
d) Scavo fino a quota -6.5 m da p.c. e abbassamento della falda a fondo scavo;



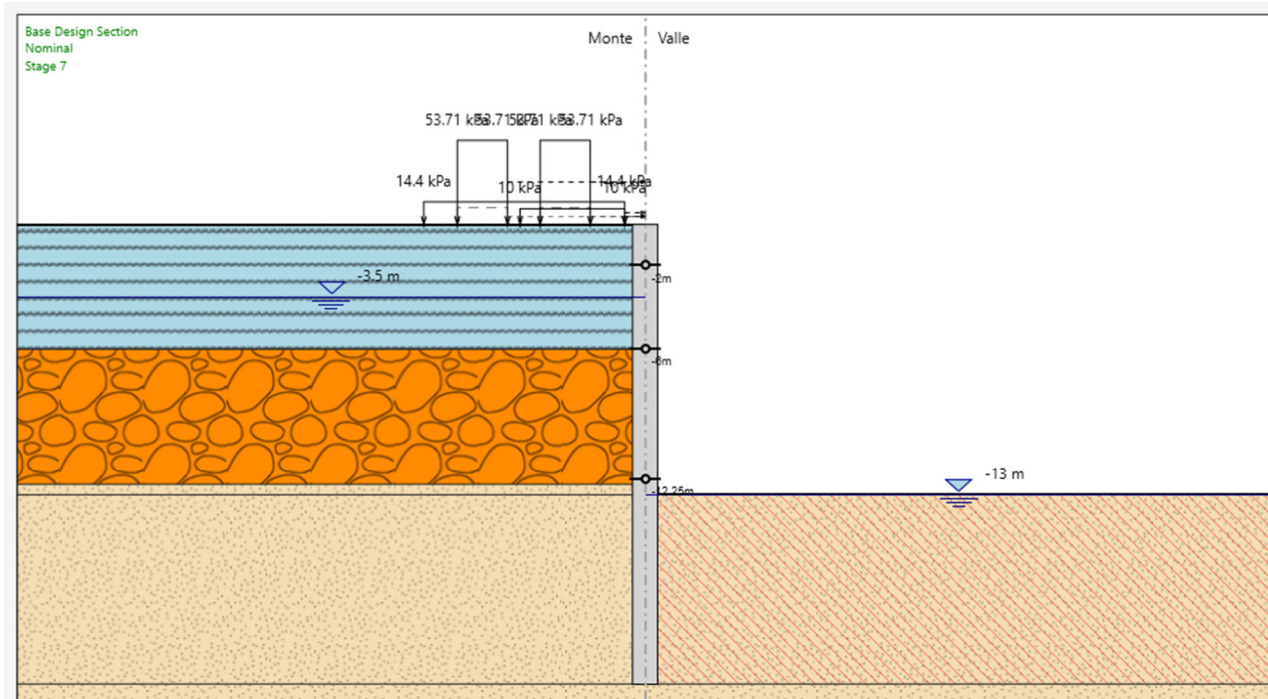
e) Realizzazione puntone provvisorio a quota -6 m da p.c.;



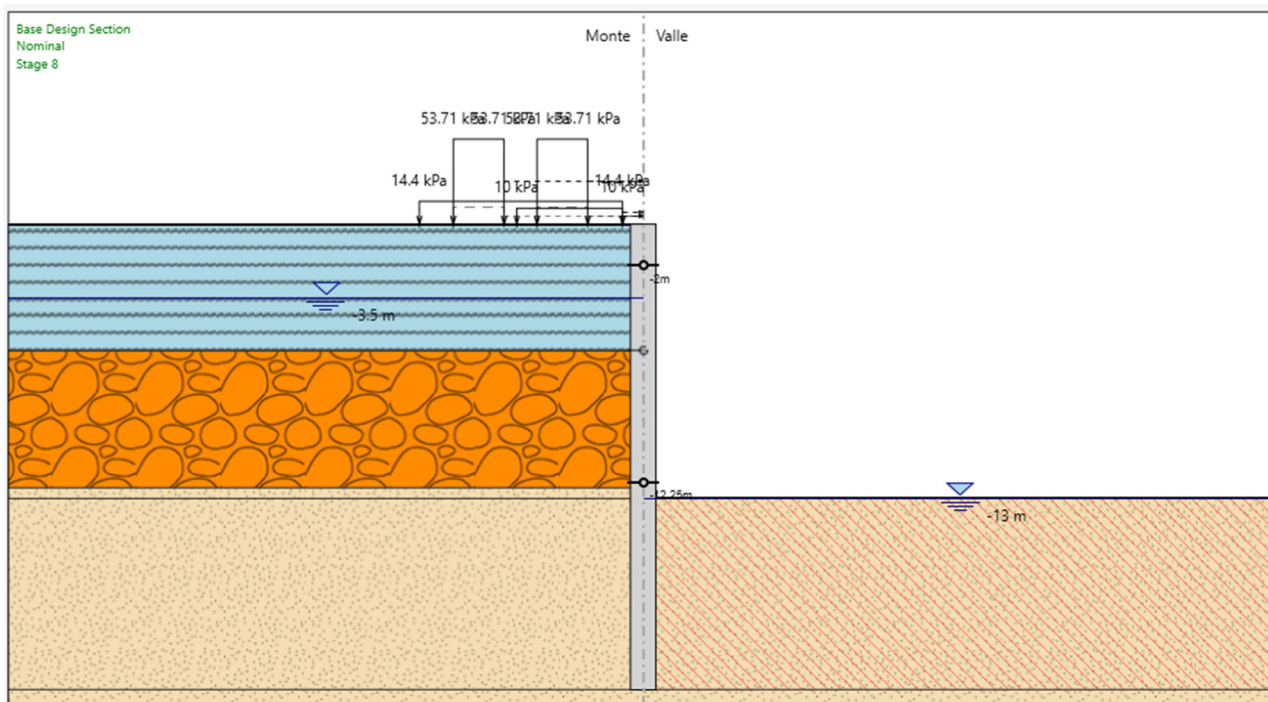
f) Scavo fino a quota fondo scavo ($H_1 = 13$ m da p.c.) e abbassamento della falda;



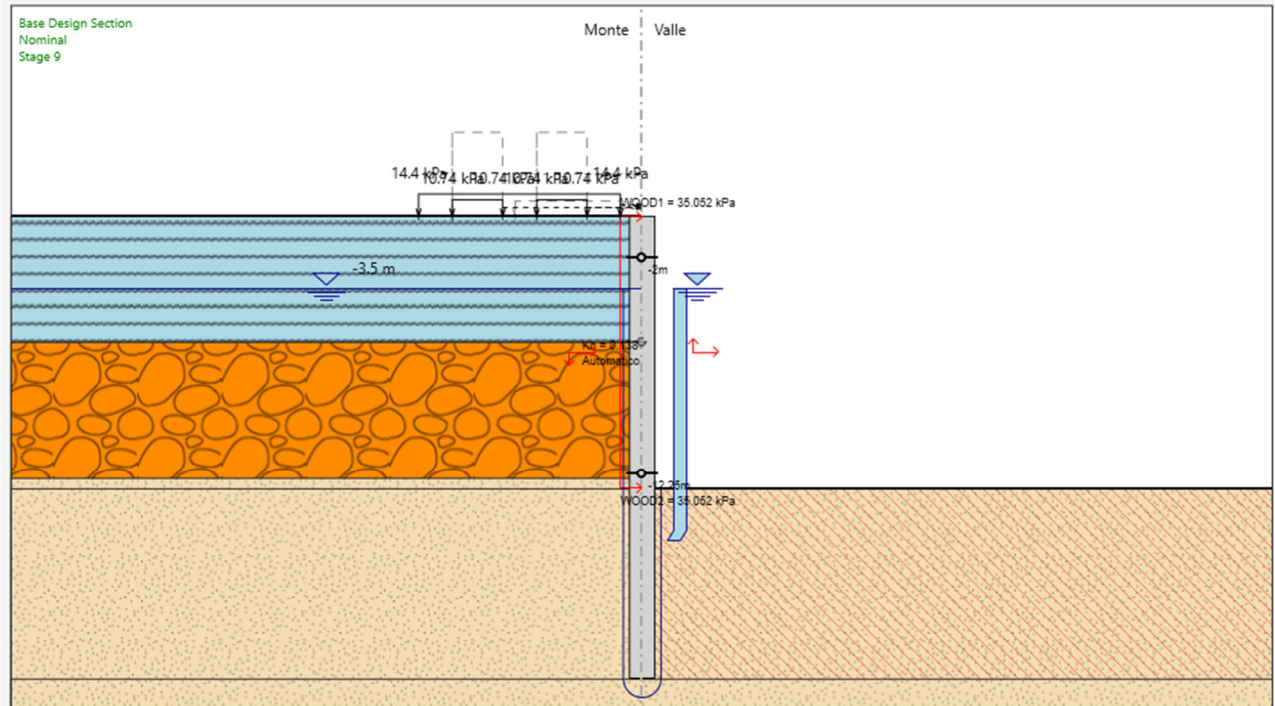
g) Realizzazione soletta di fondo (spessore 1.50 m);



h) Rimozione puntone provvisorio;



i) Applicazione azione sismica.



10.3 RISULTATI

Nelle figure che seguono si riportano i grafici delle sollecitazioni di maggior interesse ottenuti nelle fasi di calcolo più significative.

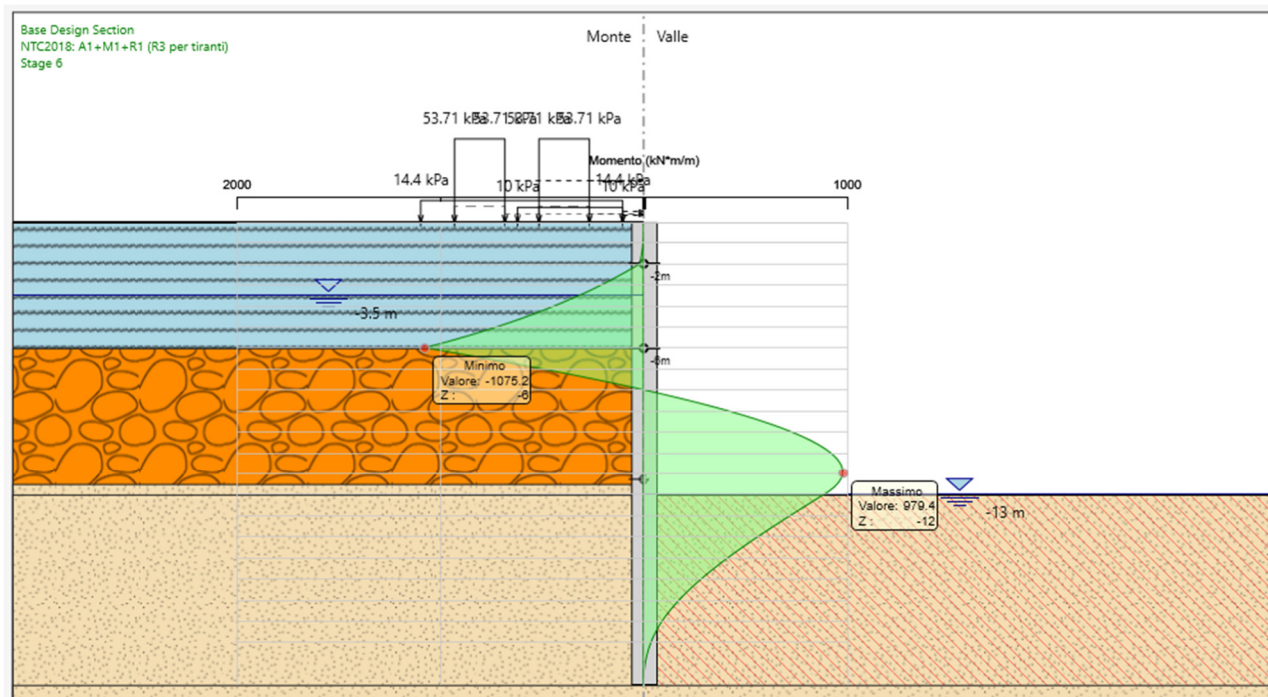


Figura 21 – Momento SLU – Stage f.

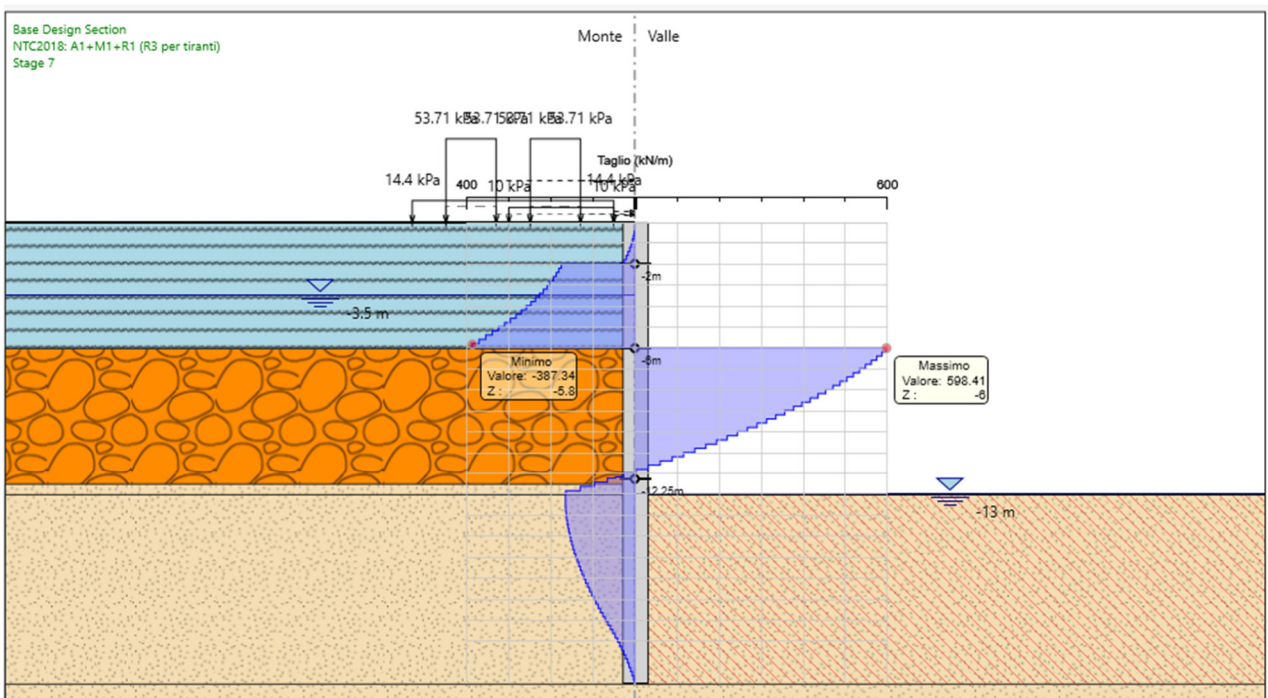


Figura 22 – Taglio SLU – Stage f.

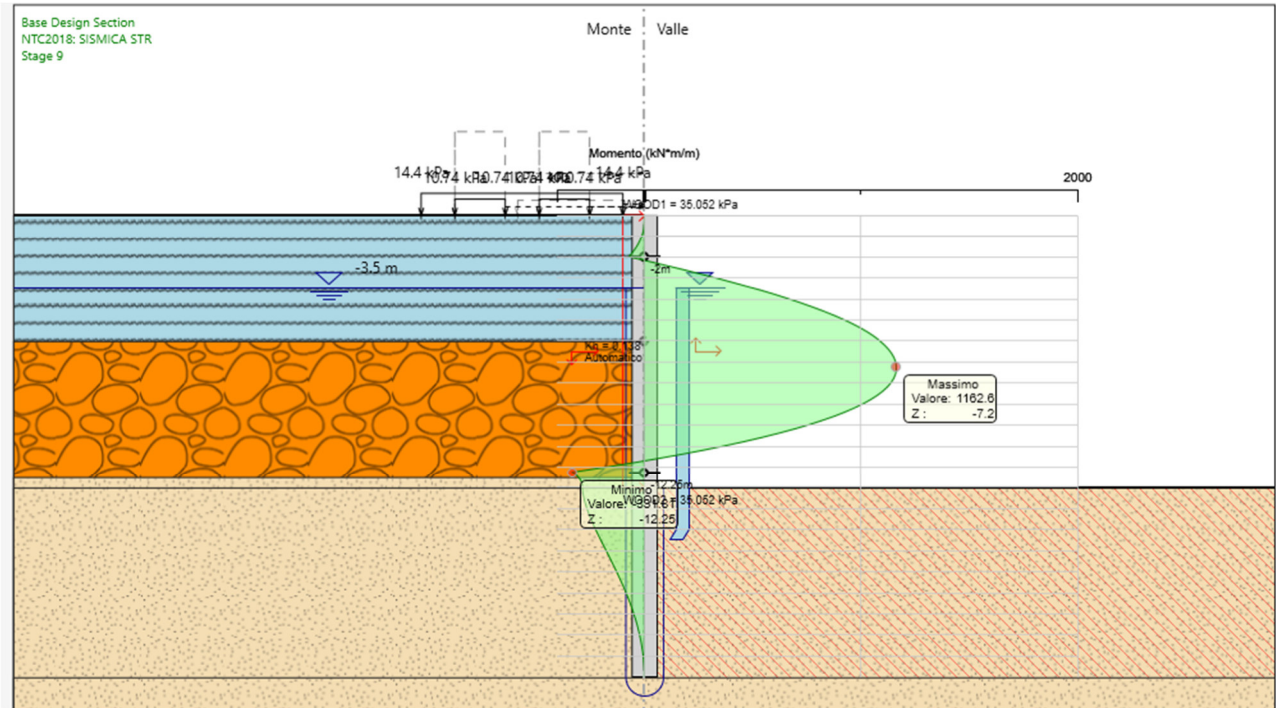


Figura 23 – Momento SLV – Stage i.

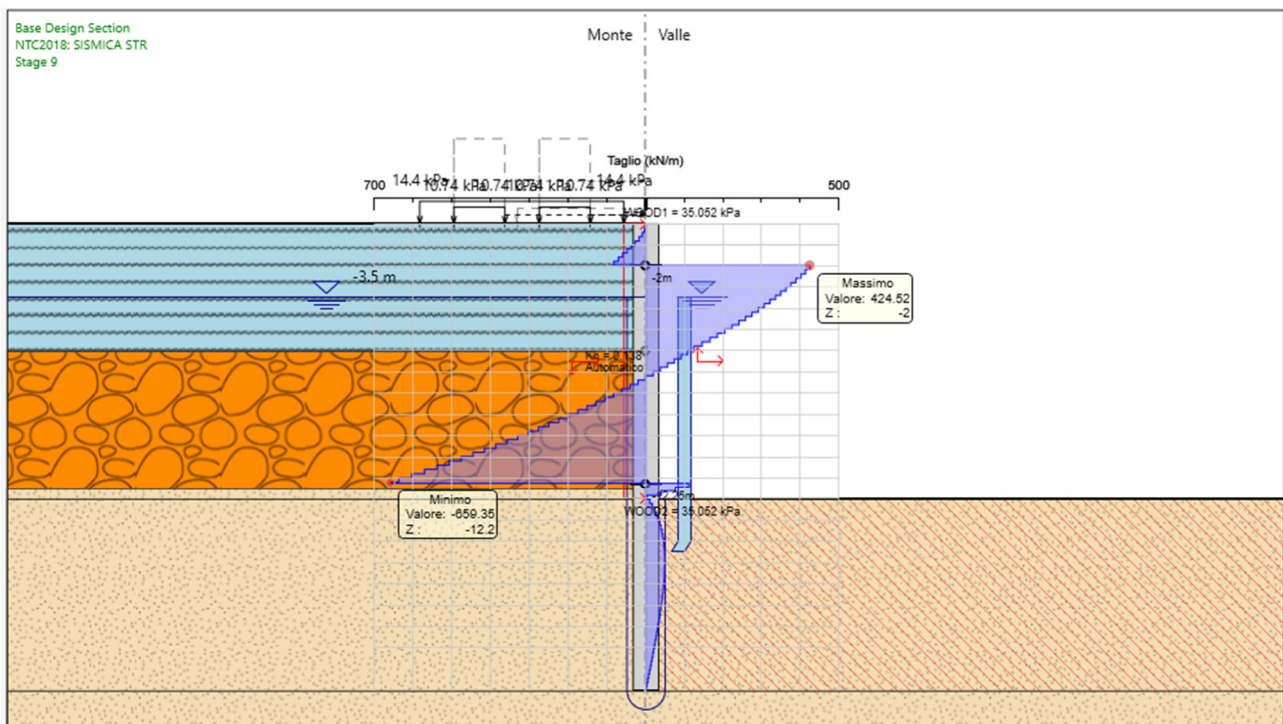


Figura 24 – Taglio SLV - Stage i.

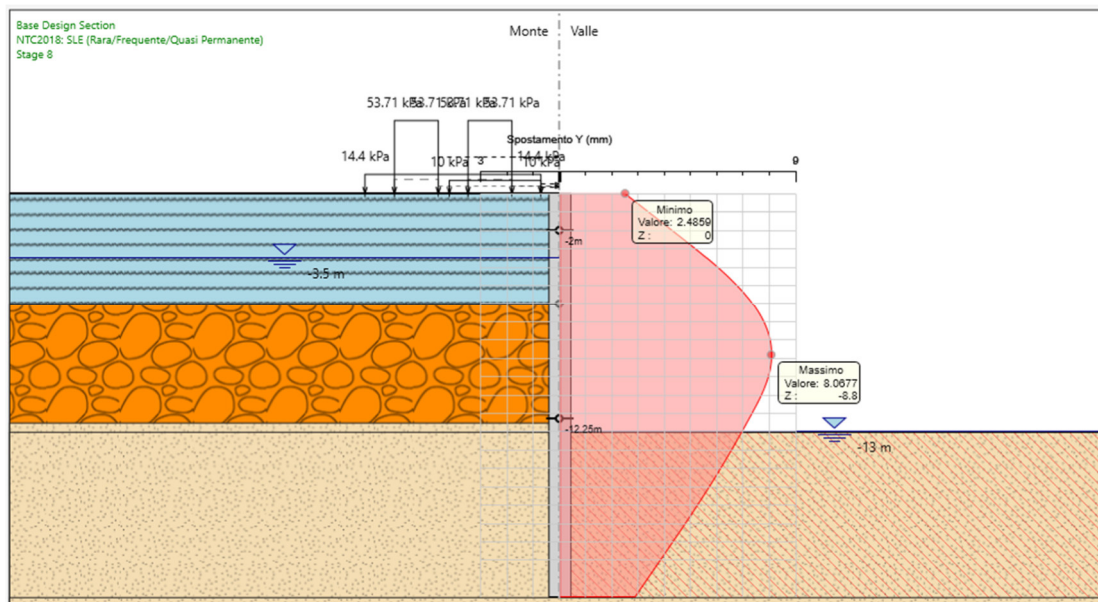


Figura 25 – Spostamento SLE – Stage h.

Lo spostamento orizzontale massimo si registra allo stage *h* ed è pari a 8.2 mm circa.

Lo spostamento massimo che l'opera può subire è pari a:

$$0.005 H_{scavo} = 0.005 * 13 = 65 \text{ mm}$$

Condizione soddisfatta

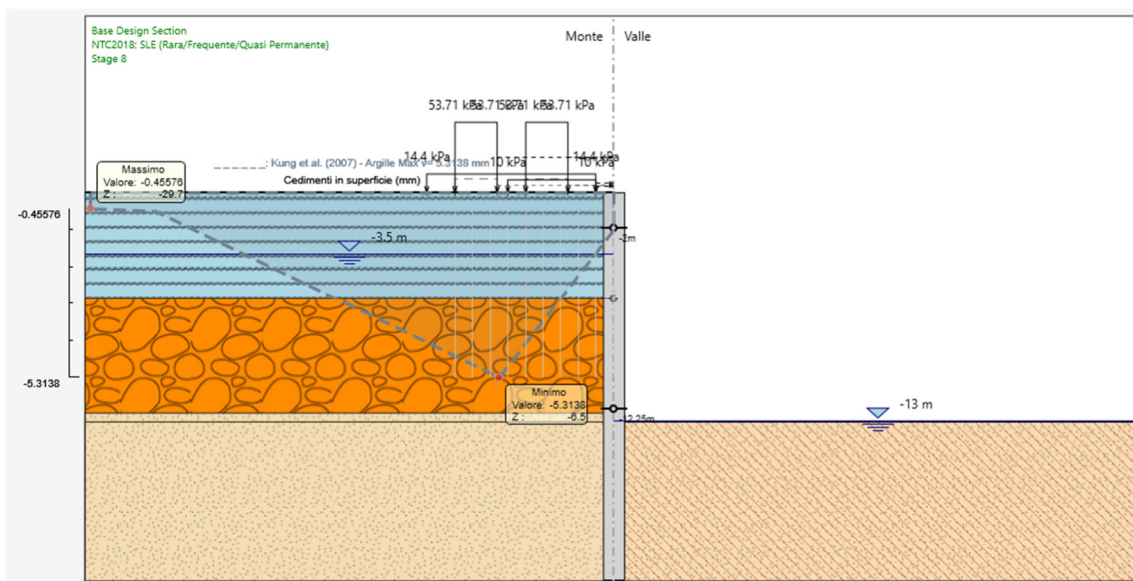


Figura 26 – Cedimento sotto al binario – Stage h.

Il cedimento massimo stimato sotto al binario, in corrispondenza dello Stage *h*, risulta inferiore a 1 cm.

**ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA****ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA****LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI
TRENTO**Galleria GA03: Relazione tecnico
descrittiva e di predimensionamento

PROGETTO

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IB0Q

3A R 10

RH

GA 0300 001

B

54 DI 56

Dalle sollecitazioni ricavate, la combinazione sismica risulta la più gravosa, tuttavia nella configurazione definitiva tale sollecitazione si ripartisce tra i diaframmi e le pareti della struttura interna, la cui presenza è stata cautelativamente omessa nel modello sottoposto ad analisi. Avendo diaframmi e pareti definitive interne lo stesso spessore (1.20 m), quindi rigidità confrontabile, si può assumere in prima approssimazione che l'azione sismica si ripartisca circa equamente tra i due. Sulla base di quanto sopra considerato, la sollecitazione dimensionante diviene quella in condizioni statiche.

L'opera modellata è cautelativa rispetto alla condizione reale, in quanto le sollecitazioni sono state assegnate completamente al diaframma, senza tener conto dell'ausilio della fodera interna. Tuttavia, i diaframmi analizzati sono correttamente dimensionati in quanto le sollecitazioni ricavate sono compatibili con le caratteristiche inerziali e di resistenza degli stessi.

Per garantire la verifica dell'opera come esplicitato nelle fasi di calcolo è stato inserito nella mezzeria dell'altezza di scavo un ordine di puntoni provvisionali in acciaio delle seguenti caratteristiche:

1° ORDINE DI PUNTONI: tubolari in acciaio di diametro 508 mm e spessore 40 mm, disposti con un passo di 10 m;

11 VERIFICHE AL SOLLEVAMENTO

11.1 TAPPO DI FONDO

Lo spessore del tappo di fondo dei modelli sopra elencati è stato valutato in maniera speditiva senza ricorrere a calcoli accurati, che invece dovranno essere svolti nelle successive fasi progettuali.

Tuttavia, è verosimile immaginare che sarà necessario prevedere un opportuno sistema di sfiati e relativo aggotamento locale dell'acqua di falda, al fine di ridurre la sottospinta idraulica e, di conseguenza, contenere lo spessore del tappo di fondo.

11.2 SOLETTA DI FONDO

Nelle fasi costruttive, quando ancora non è stato completato lo scatolare interno ed effettuato il rinterro sulla soletta superiore, per garantire la stabilità al sollevamento della soletta di fondo è necessario effettuare il drenaggio delle acque di sottospinta.

Nelle successive fasi di progettazione verrà definito nel dettaglio il sistema di drenaggio e aggotamento delle acque.

11.3 STRUTTURA DEFINITIVA

Nella sua configurazione finale la struttura scatolare interna risulta verificata nei confronti del galleggiamento. Considerando la condizione più gravosa, con battente idraulico e larghezza di scavo maggiori, la verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA GALLEGGIAMENTO - GA03		
γ_w	10 kN/mc	peso specifico volume d'acqua
γ_{CLS}	25 kN/mc	peso specifico struttura in c.a.
γ_T	20 kN/mc	peso specifico volume di terreno ricoprimento
h_{w1}	9 m	altezza del battente idraulico
B	17.7 m	larghezza base scatolare
H	11 m	altezza totale scatolare
b	15.3 m	larghezza netta scatolare
h	8 m	altezza netta scatolare
s_{sol_sup}	1.2 m	spessore soletta superiore
s_{sol_inf}	1.5 m	spessore soletta inferiore
s_{pied}	1.2 m	spessore piedritti
h_{RIC}	1 m	altezza ricoprimento
$P_{SCATOLARE}$	1674.75 kN/m	peso struttura scatolare
P_{RICOPR}	354 kN/m	peso ricoprimento
S_w	1593 kN/m	spinta acqua
γ_{STAB}	0.9 kN/m	coefficiente azione stabilizzante
γ_{INSTAB}	1.1	coefficiente azione instabilizzante
F_{STAB}	1825.875 kN/m	forza stabilizzante
F_{INSTAB}	1752.3 kN/m	forza instabilizzante

Galleria GA03: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO IBOQ	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO GA 0300 001	REV. B	FOGLIO 56 DI 56
---	------------------	------------------	----------------	--------------------------	-----------	--------------------

- L'altezza del battente idraulico è pari a 9 m;
- La sottospinta idraulica vale 90 kN/mq che, moltiplicato per la larghezza dello scavo, vale 1593 kN/m;
- Il peso dello scatolare è pari alla somma della soletta superiore e inferiore e dei piedritti, 1674.75 kN/m;
- Il peso del rinterro, di spessore medio pari a circa 1 m, vale 354 kN/m;

Moltiplicando le azioni instabilizzanti per il coefficiente $\gamma = 1.1$ e le azioni stabilizzanti per il coefficiente $\gamma = 0.9$, si ottiene $F_{STAB} = 1826 \text{ kN/m} > F_{INSTAB} = 1752 \text{ kN/m}$, pertanto la verifica a galleggiamento risulta soddisfatta.

Nelle fasi costruttive, come per la soletta di base, quando ancora non è stato completato lo scatolare interno ed effettuato il rinterro sulla soletta superiore, per garantire la stabilità al sollevamento della struttura è necessario effettuare il drenaggio e l'aggottamento delle acque di sottospinta.