

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


Trincea TR02: 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 T R 0 2 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: IB0Q3AR10RHTR0200001B.docx

## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>4</b>
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
<b>2</b>	<b>NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>7</b>
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	7
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>8</b>
3.1	CALCESTRUZZO .....	8
3.1.1	Calcestruzzo per diaframmi.....	8
3.1.2	Calcestruzzo fodera interna.....	8
3.2	ACCIAIO .....	9
3.2.1	Acciaio per cemento armato.....	9
3.2.1	Acciaio per tubolari .....	9
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOTECNICO</b> .....	<b>10</b>
<b>5</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA DEI DIAFRAMMI</b> .....	<b>11</b>
5.1	Verifiche SLV .....	11
5.2	Verifiche geotecniche SLE.....	11
<b>6</b>	<b>analisi dei Carichi</b> .....	<b>13</b>
6.1	spinta del terreno .....	13
6.2	CARICHI PERMANENTI .....	13
6.3	carichi accidentali .....	14
6.4	valutazione dell'azione sismica .....	14
<b>7</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	<b>15</b>
<b>8</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA: Tratta 0+646.70 km-0+664.70km</b> .....	<b>16</b>
8.1	DATI DI INPUT .....	16
8.2	FASI DI CALCOLO .....	17
8.3	RISULTATI.....	21
<b>9</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA: Tratta 0+664.70 km-0+745.43 km</b> .....	<b>25</b>
9.1	DATI DI INPUT .....	25
9.2	FASI DI CALCOLO .....	27
9.3	RISULTATI.....	31
<b>10</b>	<b>VERIFICA AL SOLLEVAMENTO</b> .....	<b>35</b>



**ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA**

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

**LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI  
TRENTO**

Trincea TR02: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	<b>IB0Q</b>	<b>3A R 10</b>	<b>RH</b>	<b>TR 02 0 0 001</b>	<b>B</b>	<b>3 DI 36</b>

10.1 TAPPO DI FONDO .....	35
10.2 SOLETTA DI FONDO .....	35
10.3 STRUTTURA DEFINITIVA .....	35

Trincea TR02: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO IBOQ	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO TR 02 0 0 001	REV. B	FOGLIO 4 DI 36
---	------------------	------------------	----------------	----------------------------	-----------	-------------------

## 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.



## 1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La trincea TR02 si estende dalla progressiva 0+646.70 km alla 0+745.43 km, per uno sviluppo complessivo di circa 100 m, con altezze di scavo che variano da 7.00 m a 10.2 m (intesi come valori massimi in fase provvisoria) Sono previsti diaframmi di spessore 1.2m 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 (h=1.5m) e delle pareti di spessore 1 m per la configurazione definitiva. Dove necessario sono stati inseriti puntoni provvisori e/o definitivi, come dettagliato nel seguito.

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 TR 02 00 001:

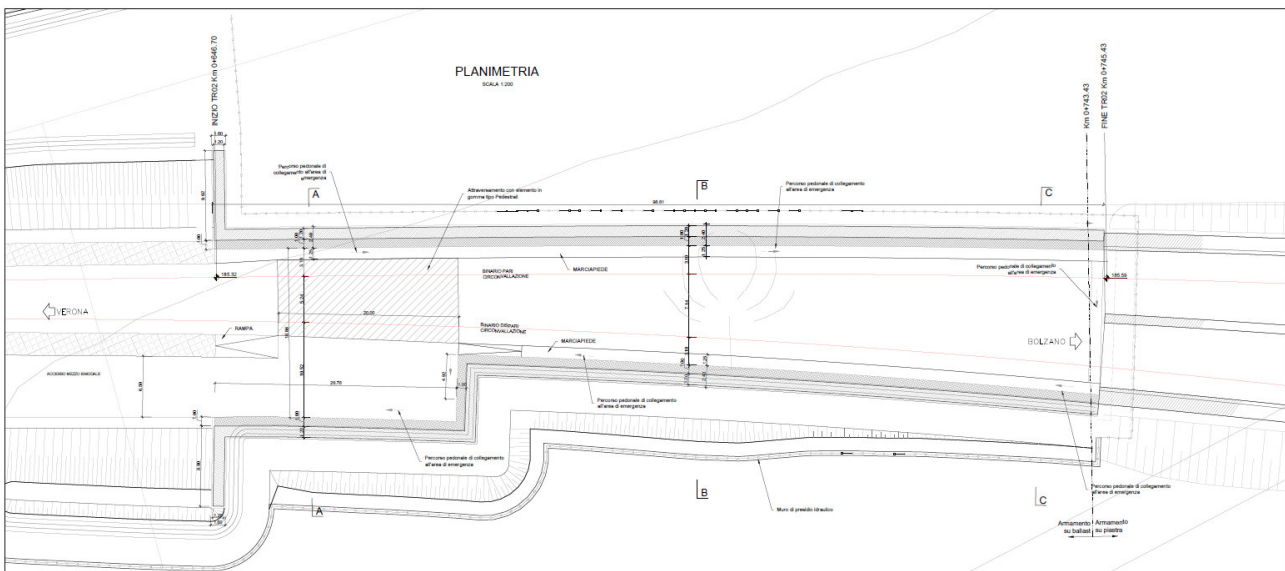


Figura 2 - Pianta TR02.

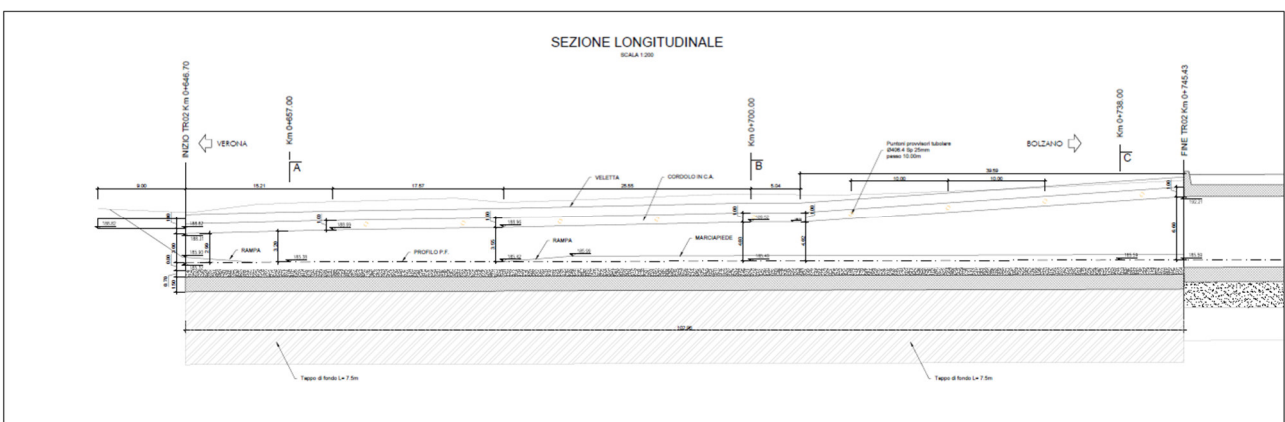


Figura 3 - Profilo TR02.

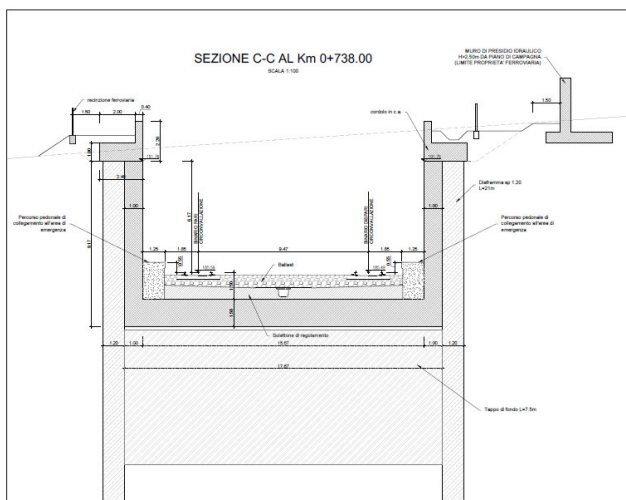
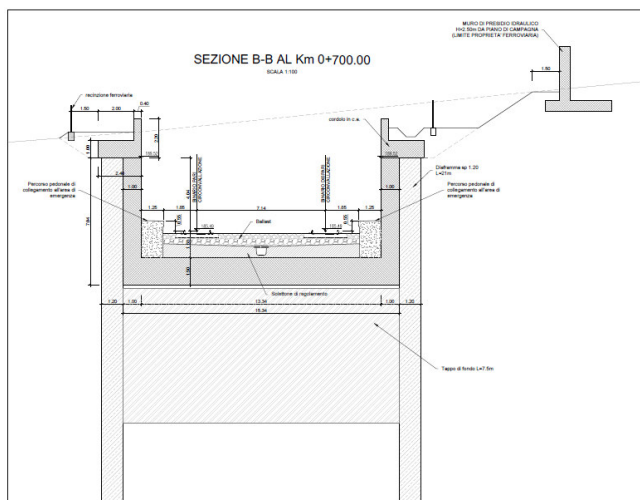
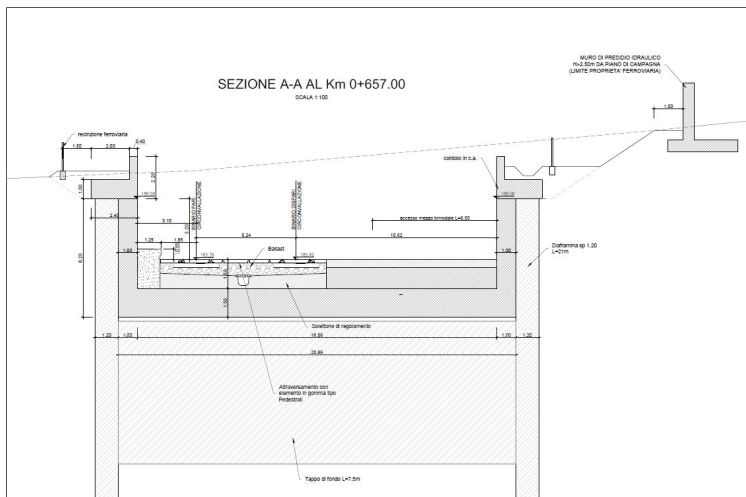


Figura 4 - Sezioni TR02.

Per la realizzazione della TR02 si prevedono due soluzioni progettuali differenziate in base alle altezze di scavo:

- nel tratto iniziale, dalla progressiva 0+646.70 km alla 0+664.70 km (per uno sviluppo complessivo di circa 18 m), le altezze di scavo sono comprese tra 7 m e 7.30 m e la soluzione progettuale è caratterizzata dai diaframmi che lavorano a sbalzo, sia in configurazione provvisoria, sia definitiva (vedi sez. A-A in Figura 4);
- dalla progressiva 0+664.7 km alla 0+745.43 km, per uno sviluppo complessivo di circa 80 m, invece, sono previsti anche puntoni provvisori in testa all'opera in quanto le altezze di scavo raggiungono i 10.20 m (vedi sez. B-B, sez. C-C in Figura 4).



ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA

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

LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI  
TRENTO

Trincea TR02: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO IB0Q	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO TR 02 0 0 001	REV. B	FOGLIO 7 DI 36
--	------------------	------------------	----------------	----------------------------	-----------	-------------------

## 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.

- 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 sud – IB0Q 3A R 10 F5 GE 00 06 001;
- [3]. Opere civili – Trincea TR02: pianta, prospetto e sezioni – IB0Q 3A R 10 PZ TR 02 00 001.

### 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

- 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/mm<sup>2</sup> Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cd} / \gamma_c = 14.11$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} = 2.55$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza media a trazione del cls;
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza caratteristica a trazione del cls;
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza di calcolo a trazione del cls.
- $f_{bk} = 2.25 \eta \cdot f_{ctk} = 4.00$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls.
- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2.68$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.9$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
- $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3} = 31447.16$  N/mm<sup>2</sup> Modulo elastico del calcestruzzo
- $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 13.69$  N/mm<sup>2</sup> Tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
- $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 9.96$  N/mm<sup>2</sup> 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
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.2$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza caratteristica a compressione;

Trincea TR02: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IBOQ	3A R 10	RH	TR 02 0 0 001	B	9 DI 36

- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 18.81 \text{ N/mm}^2$  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  $\text{N/mm}^2$

## 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella Relazione Geotecnica [1] e nel Profilo Geotecnico [2] allegati al presente progetto e ai quali si rimanda per le trattazioni di dettaglio. Si riporta a seguire uno stralcio del citato profilo in cui ricade l'opera qui esaminata e la tabella che riassume i parametri geotecnici caratteristici assunti nel calcolo.

Unità	Prof. da p.c. (m) da - a	Descrizione	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\varphi'$ (°)	E' (MPa)
G	0 - 40	Ghiaie poligeniche con sabbia e sabbiose	20	0	36	30

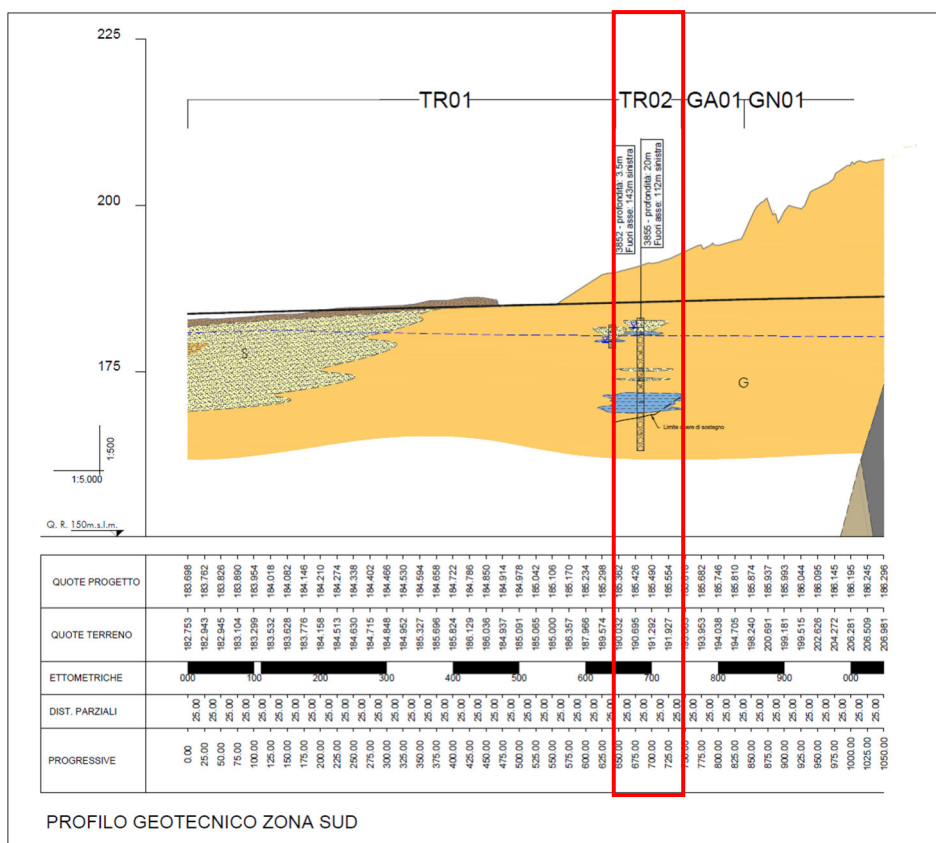


Figura 5 – Profilo geotecnico.

La falda è stata assunta nel profilo geotecnico a circa 10 metri da piano campagna, tuttavia è stata cautelativamente assunta nei calcoli una soggiacenza della stessa di circa 6m per tener conto di importanti innalzamenti della stessa, anche se locali e limitati nel tempo, dovuti a particolari condizioni meteorologiche, considerata anche la permeabilità dei terreni interessati.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA</b> <b>ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO</b> <b>QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA</b> <b>LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI</b> <b>TRENTO</b>					
	Trincea TR02: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO <b>IB0Q</b>	LOTTO <b>3A R 10</b>	CODIFICA <b>RH</b>	DOCUMENTO <b>TR 02 0 0 001</b>	REV. <b>B</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, per il caso statico, 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 stato 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.

Le verifiche 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, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

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, che consente di stimare i cedimenti verticali per diverse configurazioni di opera di sostegno con una serie di equazioni in forma chiusa.

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

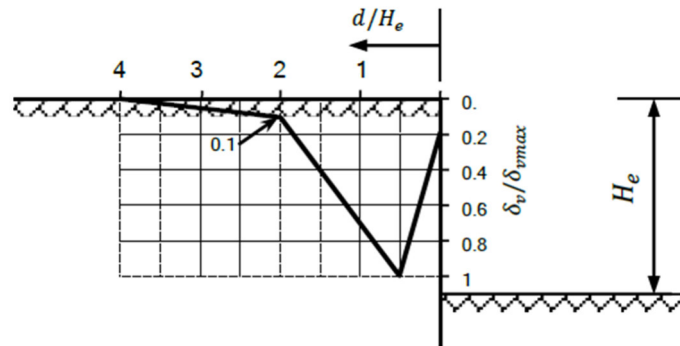


Figura 6 – Schematizzazione del Metodo di Kung et al. (2007) Implementato in Paratie Plus.



Trincea TR02: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IB0Q	3A R 10	RH	TR 02 0 0 001	B	13 DI 36

## 6 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sull'opera 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  $\sigma'_h$  a quella verticale  $\sigma'_v$  attraverso la relazione:

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

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

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

Dove

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

-  $OCR$  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

I diaframmi si intestano ad una quota massima di 2 m al di sotto del piano campagna, pertanto prima della realizzazione degli stessi è necessario un prescavo. A favore di sicurezza, si considera un carico uniformemente distribuito a monte dei diaframmi pari al peso totale del terreno con spessore pari al prescavo stesso.

### 6.3 CARICHI ACCIDENTALI

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

### 6.4 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
$F_o$	2.702
$T_c$	0.348 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.488
$S_T$	1.000
q	1.000

Tabella 1 – Parametri sismici.

quindi con  $a_{max} = a_g \cdot S = 0.092 \cdot 1.5 = 0.138$  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):

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

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

Per entrambi i modelli, considerando l'opera sia in configurazione iniziale che finale come una struttura che ammette spostamenti (i diaframmi lavorano a sbalzo), il metodo di calcolo assunto è quello di Mononobe – Okabe.

$$\Delta S_E = \left[ \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (K_{aE} - K_a) \right] / H$$

È opportuno evidenziare che, in questa fase, è stato completamente trascurato l'effetto delle pareti interne della struttura nella sua configurazione definitiva. Considerando lo spessore delle stesse (1 m), simile a quello dei diaframmi, tale assunzione assume un carattere molto cautelativo.

Trincea TR02: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IB0Q	3A R 10	RH	TR 02 0 0 001	B	15 DI 36

## 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):  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [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 $\gamma_f$ (o $\gamma_f$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qs}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G2}$

Tabella 2 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tabella 3 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Come da NTC18, 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  $\gamma_R$ .

## 8 PROGETTO E VERIFICA: TRATTA 0+646.70 KM-0+664.70KM

### 8.1 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 un cordolo con sezione 2.40 m x 1 m. I due elementi strutturali lavorano a sbalzo.

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	$H_{tot} = 21 \text{ m} + 1 \text{ m cordolo} = 22 \text{ m}$
Altezza di scavo (da estradosso cordolo)	$H = 7.3 \text{ m}$
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2) (da estradosso cordolo)	$H_1 = H + \min [0.5; 10\% \Delta t] = 7.8 \text{ m}$
Inclinazione del piano campagna a monte	0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0°
Sovraccarichi permanenti destra	$g = 40 \text{ kPa}$ (2 m di spessore terreno)
Sovraccarichi permanenti sinistra	$g = 0 \text{ kPa}$
Sovraccarichi accidentali destra	$g = 10 \text{ kPa}$ (macchine da lavoro)
Sovraccarichi accidentali sinistra	$q = 0 \text{ kPa}$

Tabella 4 – Caratteristiche generali relative all'opera.

La falda è stata assunta alla profondità cautelativa di 6 m da p.c. ed è opportuno evidenziare che nel calcolo è stata trascurata, con approccio conservativo, la presenza delle pareti della struttura interna nella configurazione definitiva.

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.

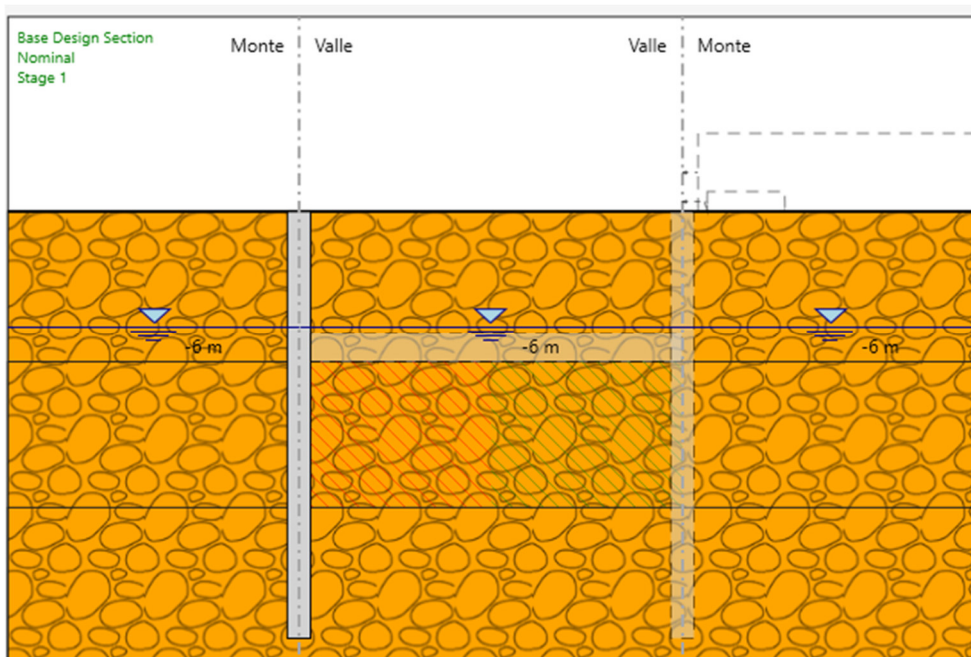
Per simulare la presenza del tappo di fondo sono state assegnate al terreno trattato a fondo scavo le seguenti caratteristiche:

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

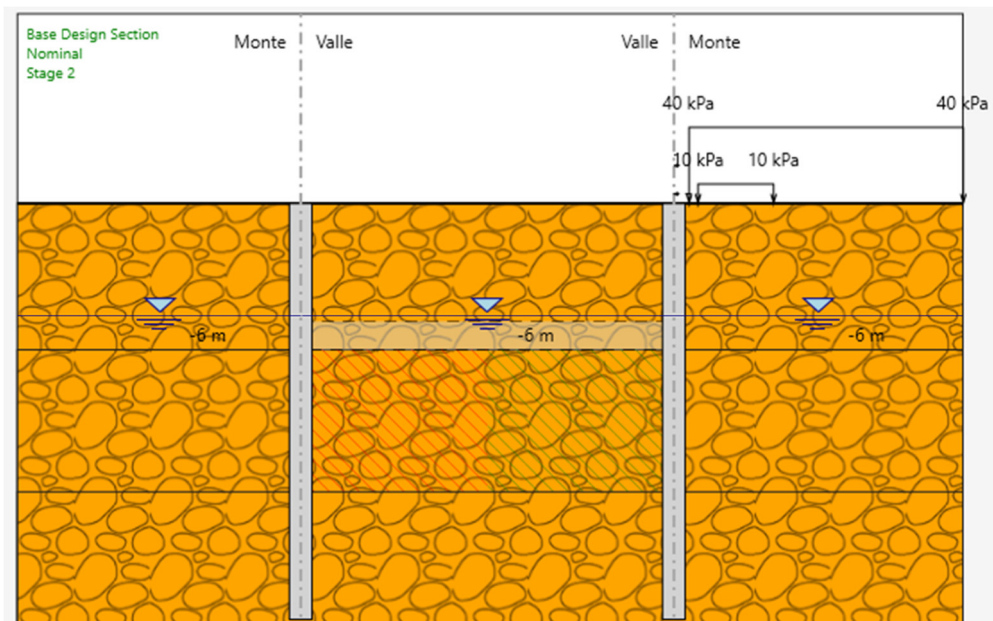
## 8.2 FASI DI CALCOLO

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

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

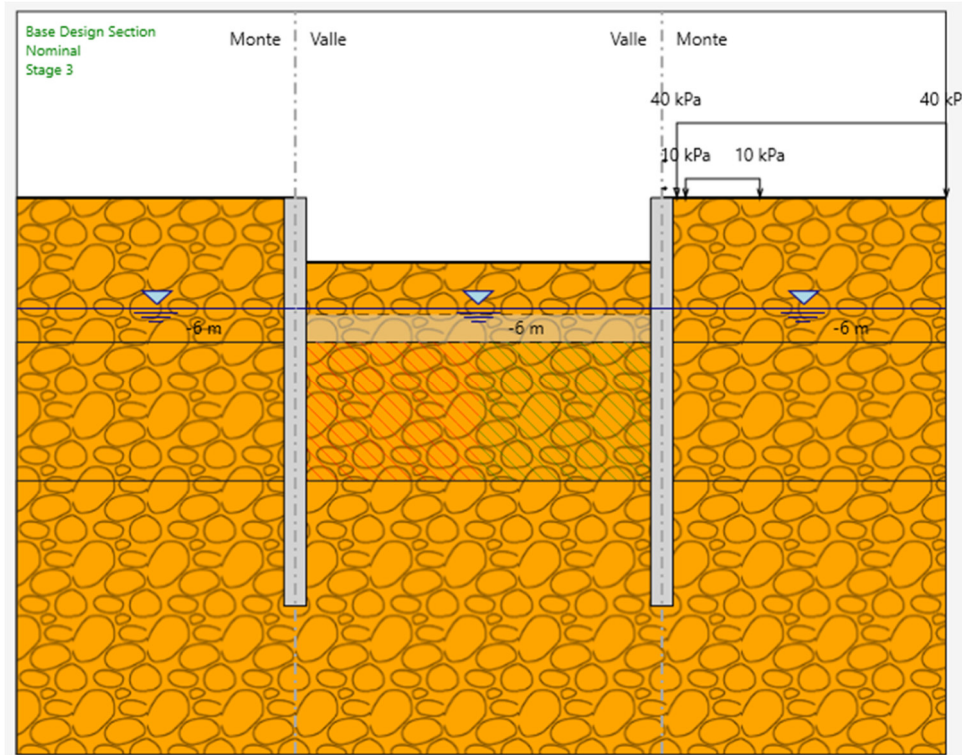


b) Applicazione del sovraccarico accidentale a monte relativo ai macchinari da cantiere (10 kPa) e di quello permanente corrispondente ai 2 m di spessore di terreno (40 kPa) di cui al prescavo;

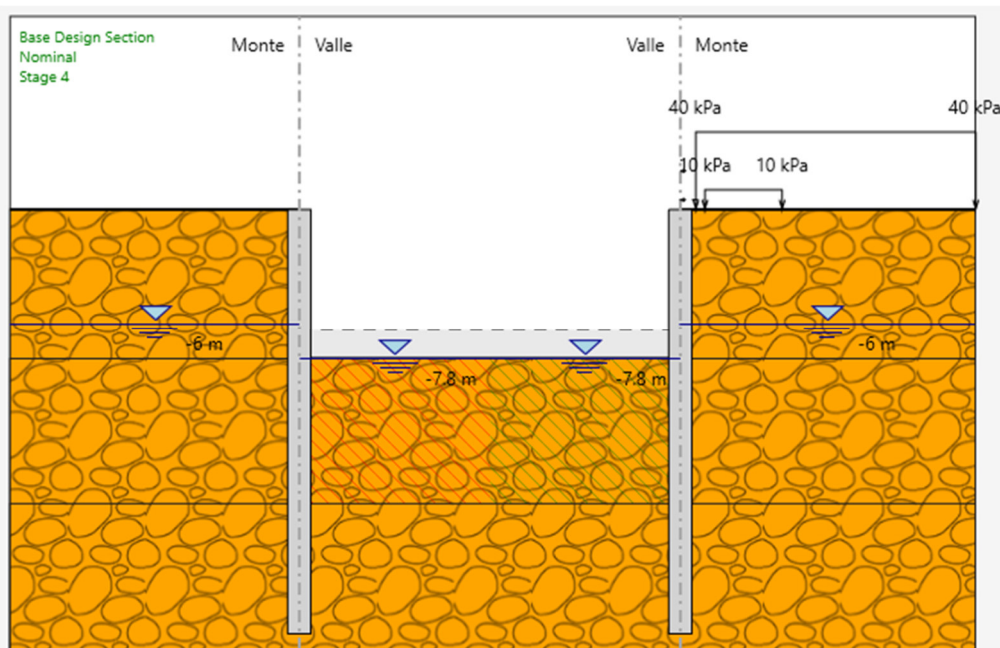




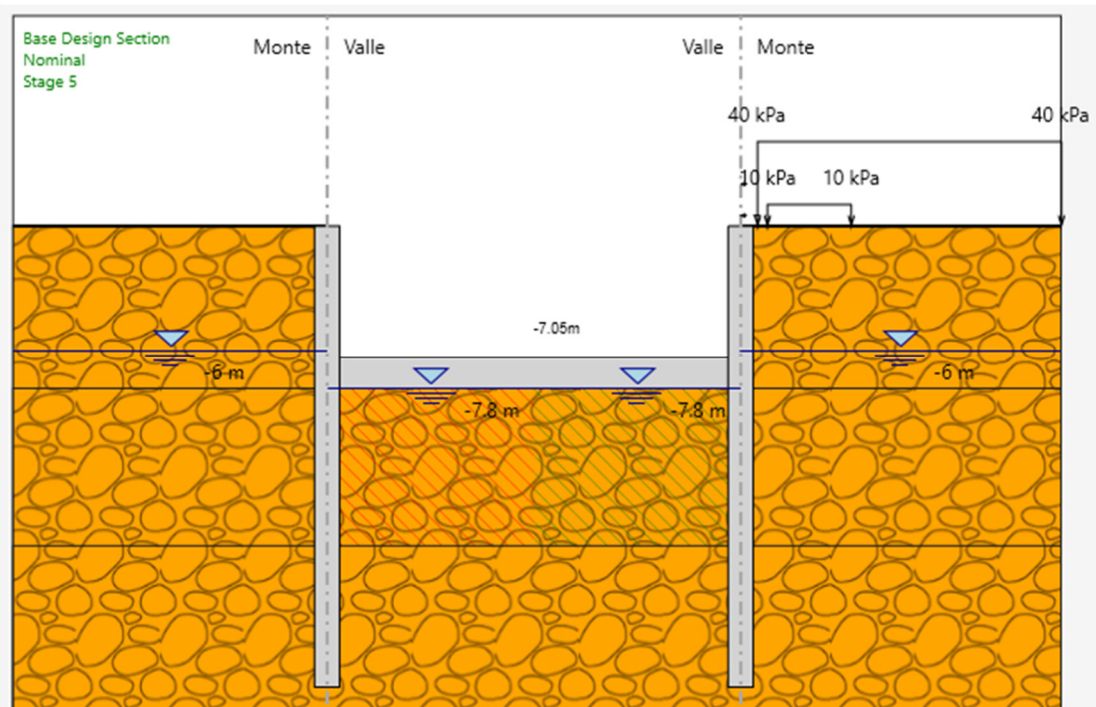
c) Scavo fino a quota -3.5 m da p.c.;



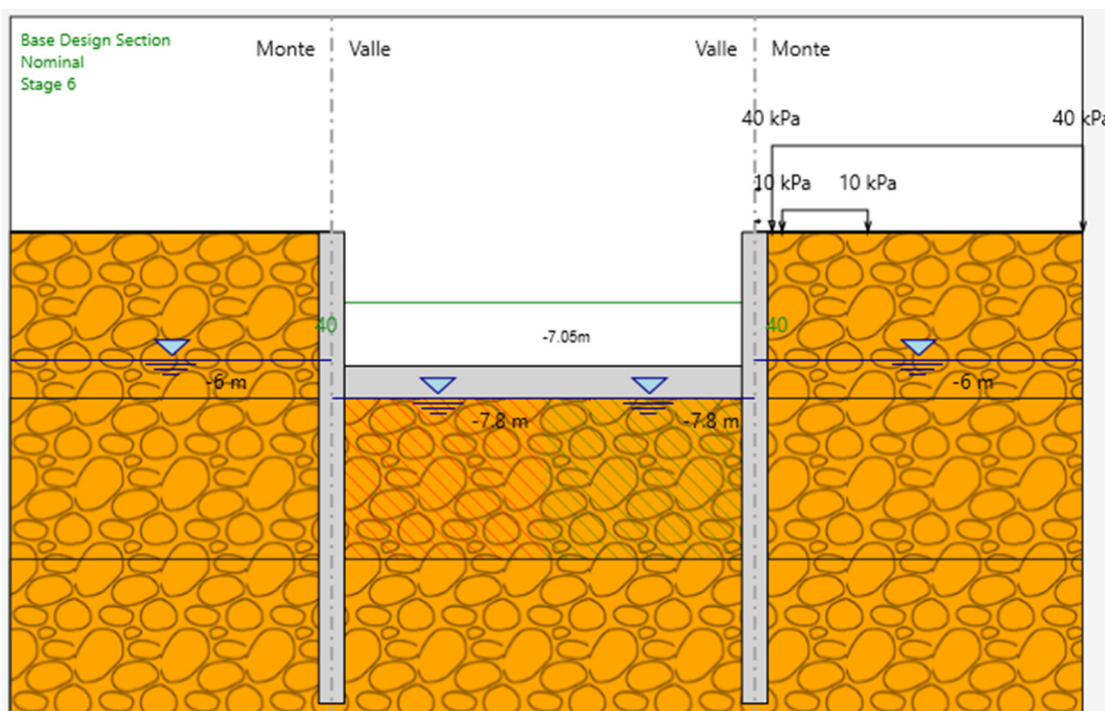
d) Scavo fino a quota fondo scavo ( $H_1=7.80$  m da p.c.) ed abbassamento della falda;



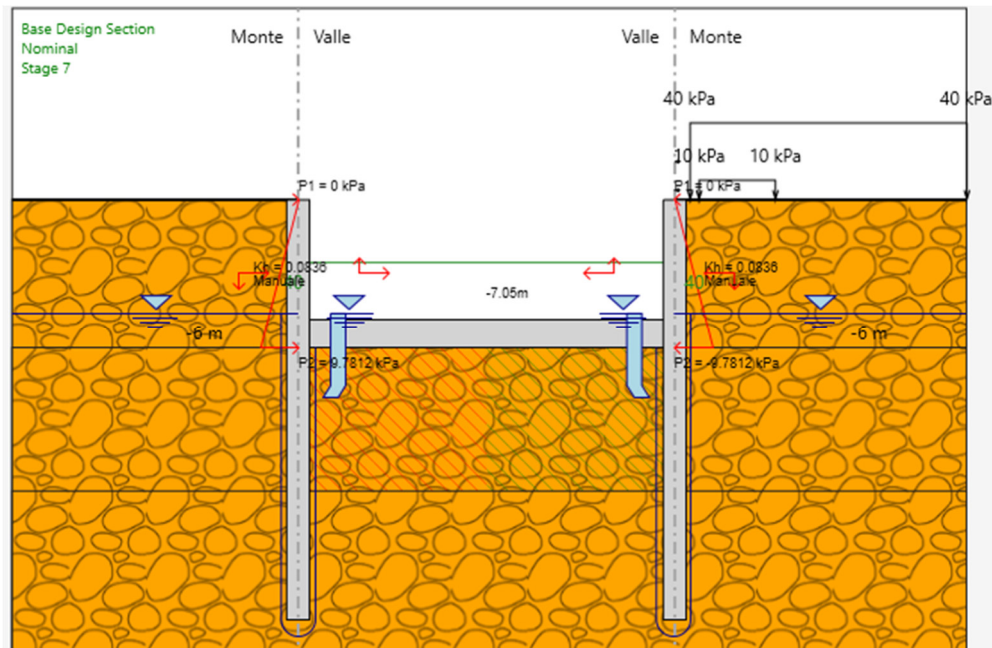
e) Realizzazione soletta di fondazione di spessore pari a 1.50 m



e) Applicazione carico in esercizio su soletta di fondo derivante dall'armamento del binario ferroviario;



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





### 8.3 RISULTATI

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

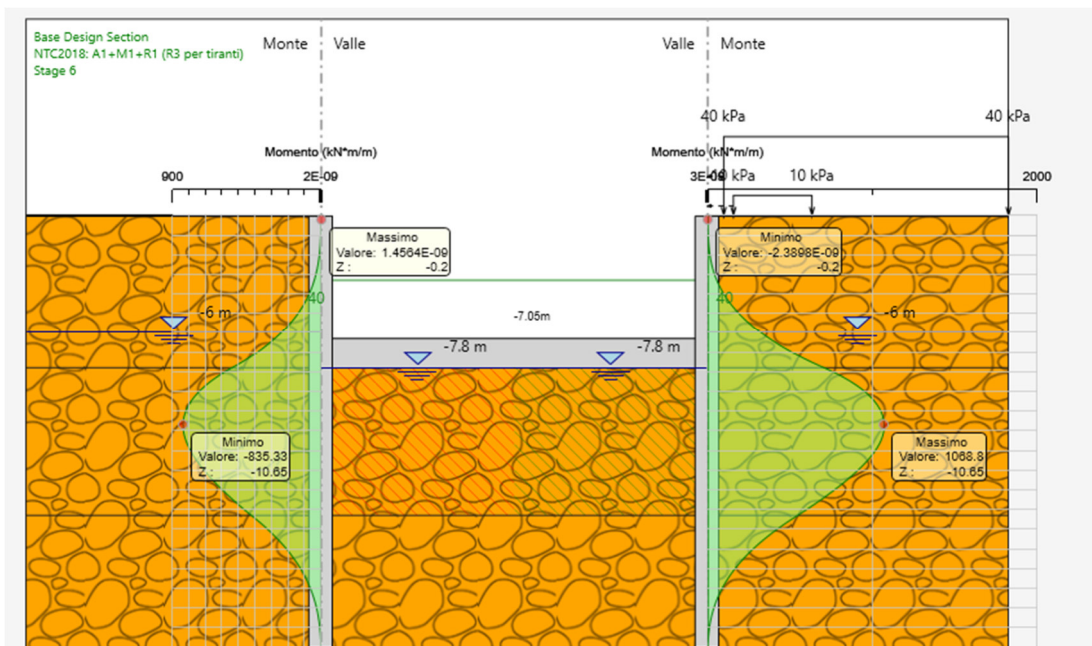


Figura 7 – Momento SLU – fase f.

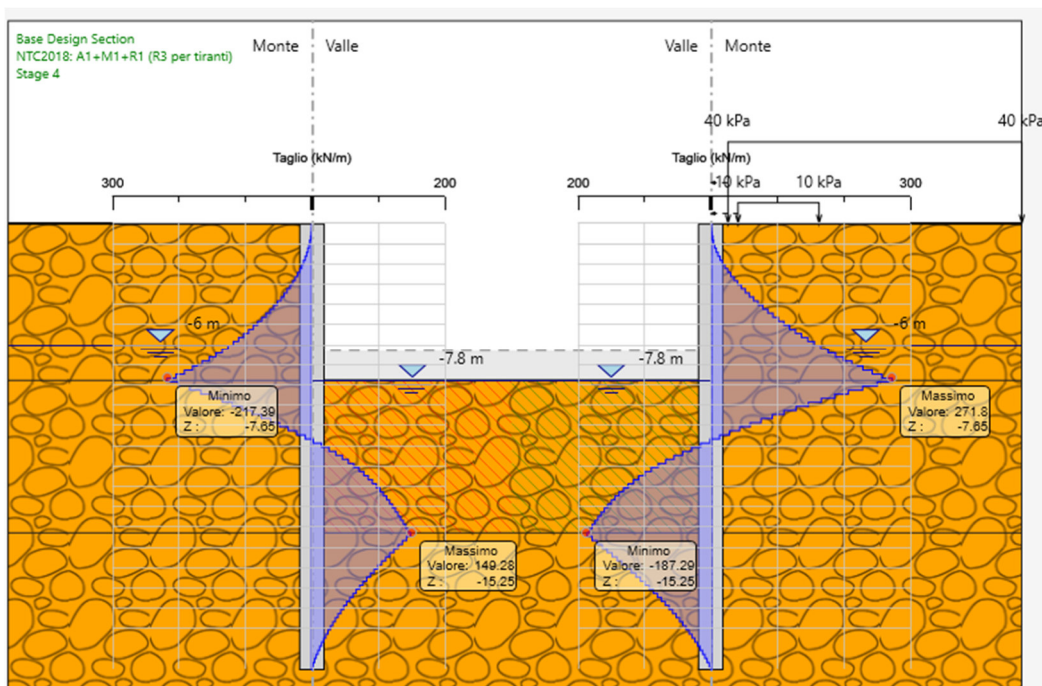


Figura 8 – Taglio SLU fase d.

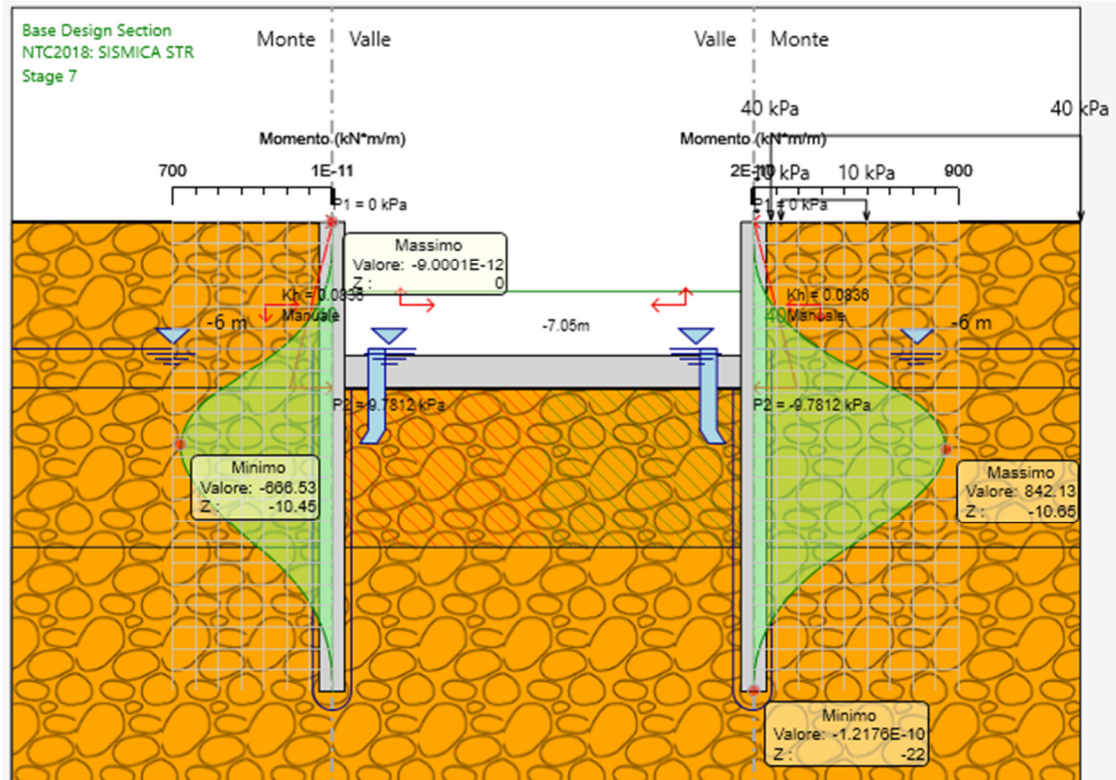


Figura 9 – Momento SLV - fase f.

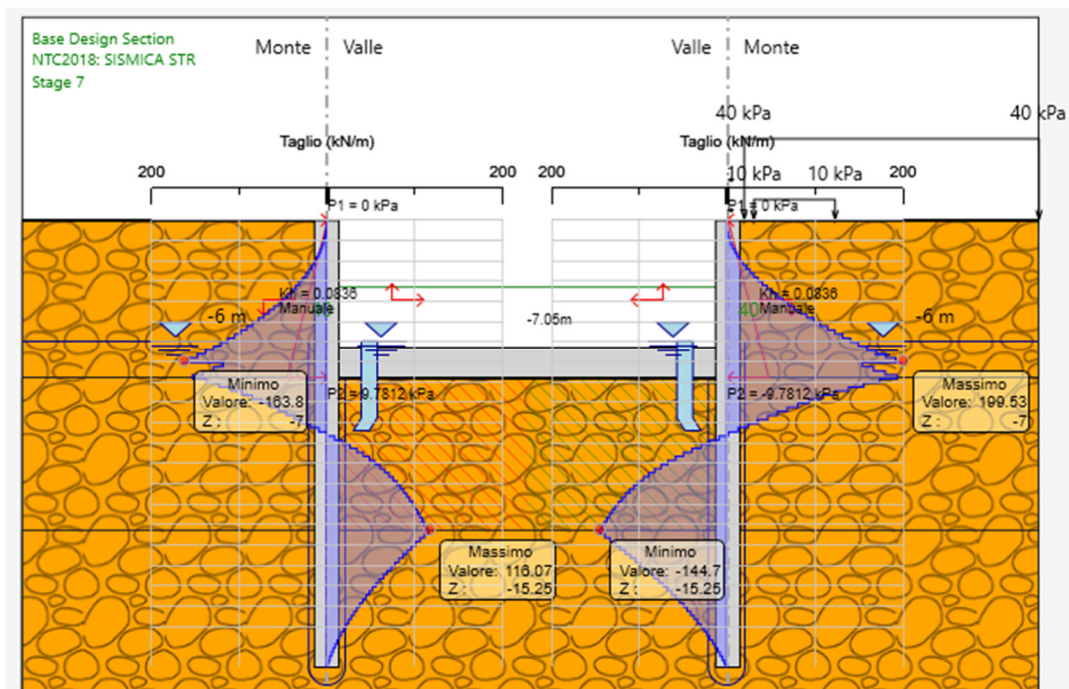


Figura 10 – Taglio SLV - fase f.



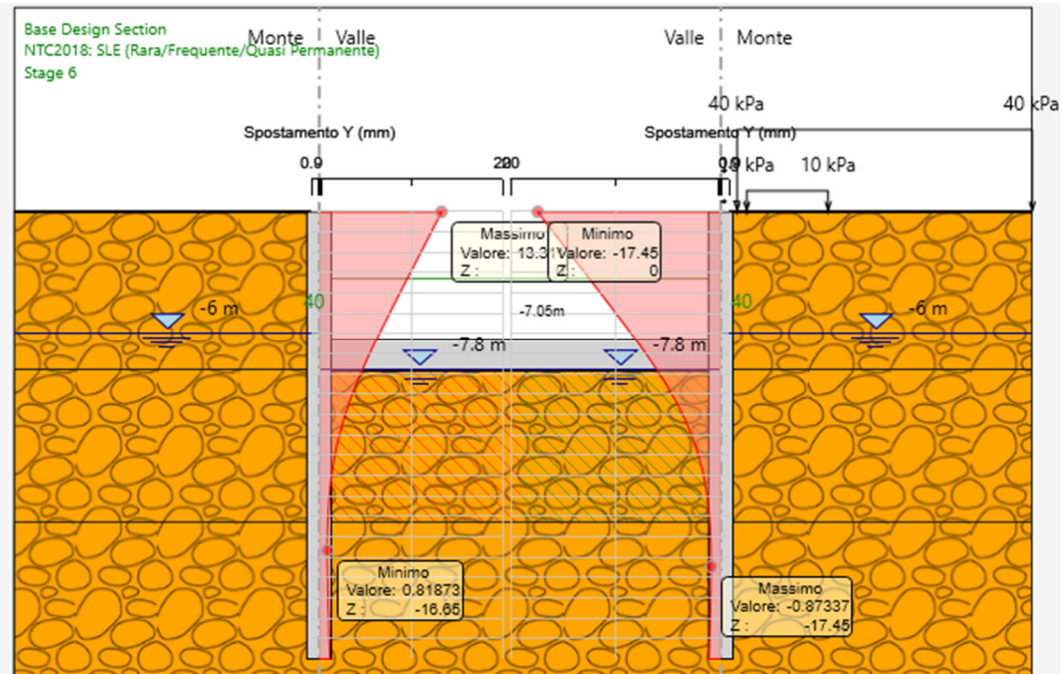


Figura 11 – Spostamento SLE - fase e.

Lo spostamento orizzontale massimo assoluto si registra nello stage e, e vale 17.4 mm.

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

$$0.005 H_{\text{scavo}} = 0.005 * 7.8 = 39 \text{ mm}$$

Condizione soddisfatta

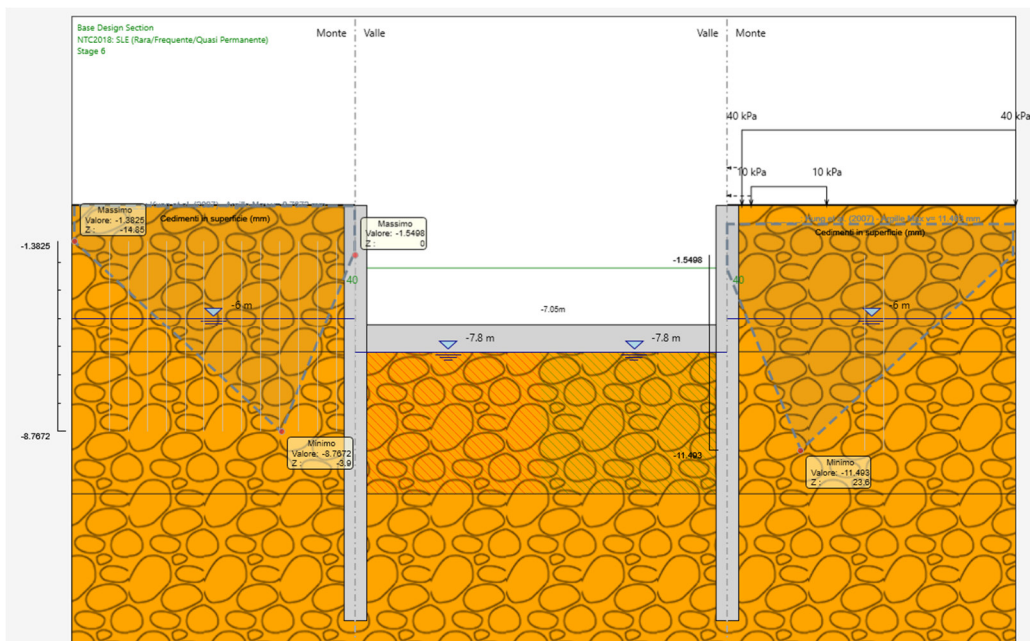


Figura 12 – Cedimento – Stage e.

**ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA****ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO  
QUADRUPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA****LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI  
TRENTO**Trincea TR02: Relazione tecnico  
descrittiva e di predimensionamento

PROGETTO

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IB0Q

3A R 10

RH

TR 02 0 0 001

B

24 DI 36

Il cedimento massimo stimato a monte del diaframma, in corrispondenza dello Stage e, risulta pari a circa 1 cm, condizione accettabile data l'assenza del transito del treno.

Dalle sollecitazioni ricavate, la combinazione statica risulta la più gravosa. 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.

## 9 PROGETTO E VERIFICA: TRATTA 0+664.70 KM-0+745.43 KM

### 9.1 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 un cordolo con sezione 2.40 m x 1 m. I due elementi strutturali sono collegati tra loro tramite un puntone provvisorio posto in testa.

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.

ipologia struttura di sostegno	Diaframmi $sp=1.20$ m
Altezza totale diaframma	$H_{tot} = 21$ m + 1m cordolo = 22 m
Altezza di scavo (da estradosso cordolo)	$H = 10.2$ m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2) (da estradosso cordolo)	$H_1 = H + \min [0.5; 10\% \Delta t] = 10.7$ m
Inclinazione del piano campagna a monte	0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0°
Sovraccarichi permanenti destra	$g = 20$ kPa (1 m di spessore terreno)
Sovraccarichi permanenti sinistra	$g = 0$ kPa
Sovraccarichi accidentali destra	$q = 10$ kPa (macchine da lavoro)
Sovraccarichi accidentali sinistra	$q = 0$ kPa
Contrasti	Puntone provvisorio in testa

Tabella 5 – Caratteristiche generali relative all'opera.

La falda è stata assunta alla profondità cautelativa di 6 m da p.c. ed è opportuno evidenziare che nel calcolo è stata trascurata, con approccio conservativo, la presenza delle pareti della struttura interna nella configurazione definitiva.

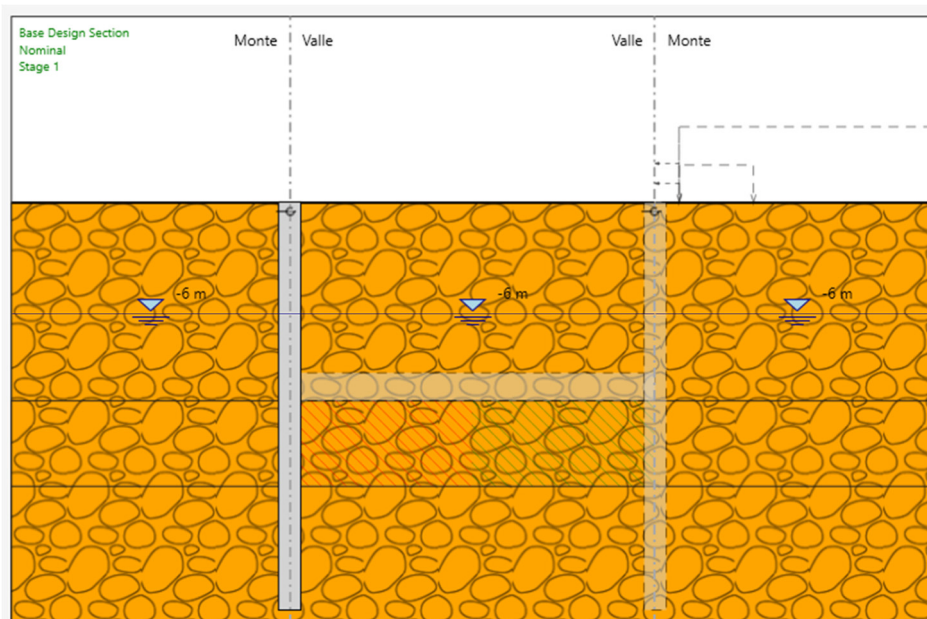
Nel calcolo è stato considerato il miglioramento del terreno per lo spessore interessato dal *jet-grouting*, mentre è stata trascurata, con approccio conservativo, la presenza delle pareti della struttura interna nella configurazione definitiva.

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

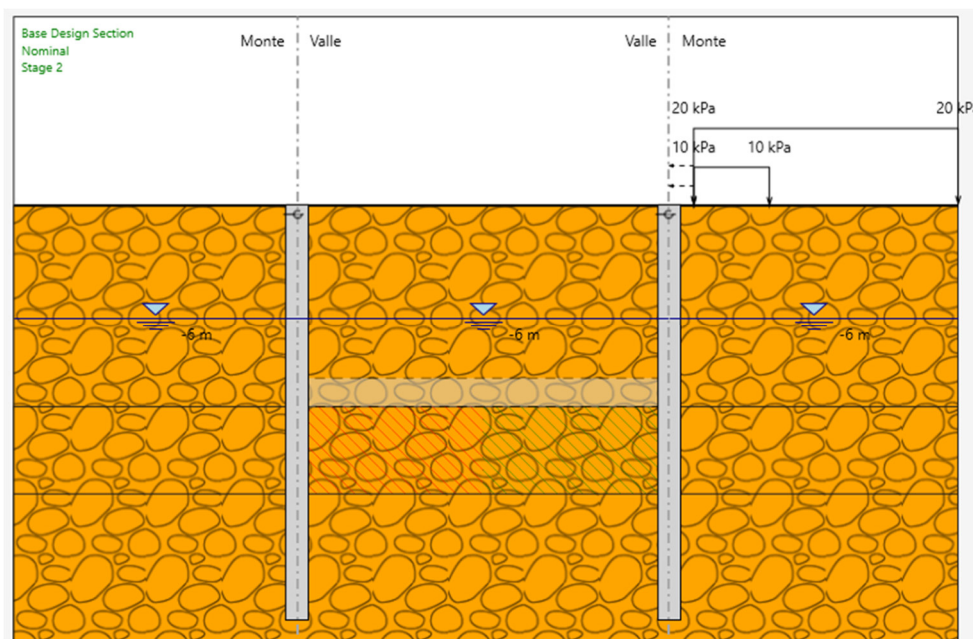
- Coesione efficace:  $c' = 100 \text{ kPa}$
- Angolo di resistenza al taglio:  $\phi'$  a favore di sicurezza si assume coincidente con  $\phi'$  del terreno non trattato
- Coefficiente di permeabilità:  $k = 0.00001 \text{ m/s}$
- Coefficiente moltiplicativo del modulo di Young E: 5.

## 9.2 FASI DI CALCOLO

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

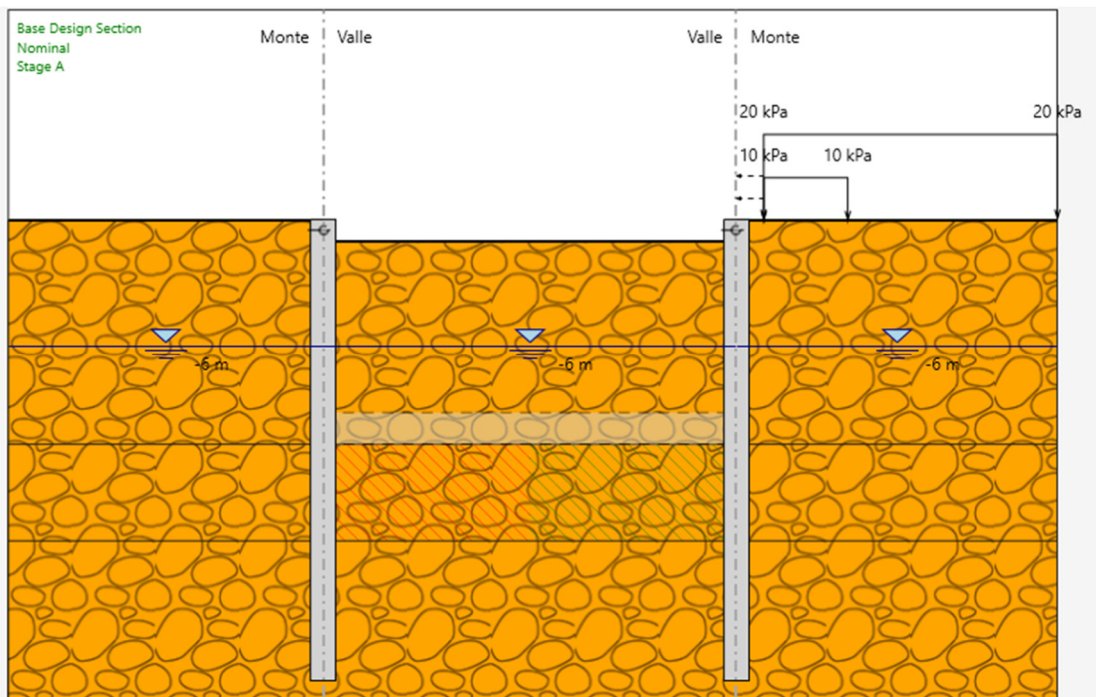


b) Applicazione del sovraccarico accidentale a monte relativo ai macchinari da cantiere (10 kPa) e di quello permanente corrispondente ad 1 m di spessore di terreno (20 kPa) di cui al prescavo;

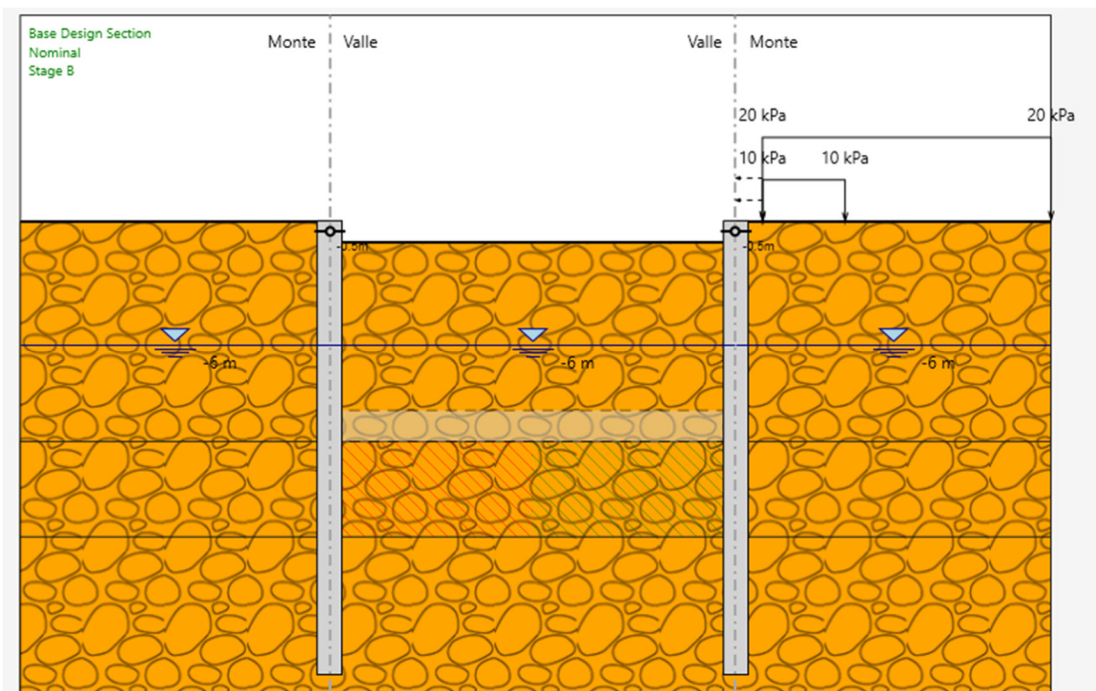




c) Scavo fino a quota -1 m da p.c.;

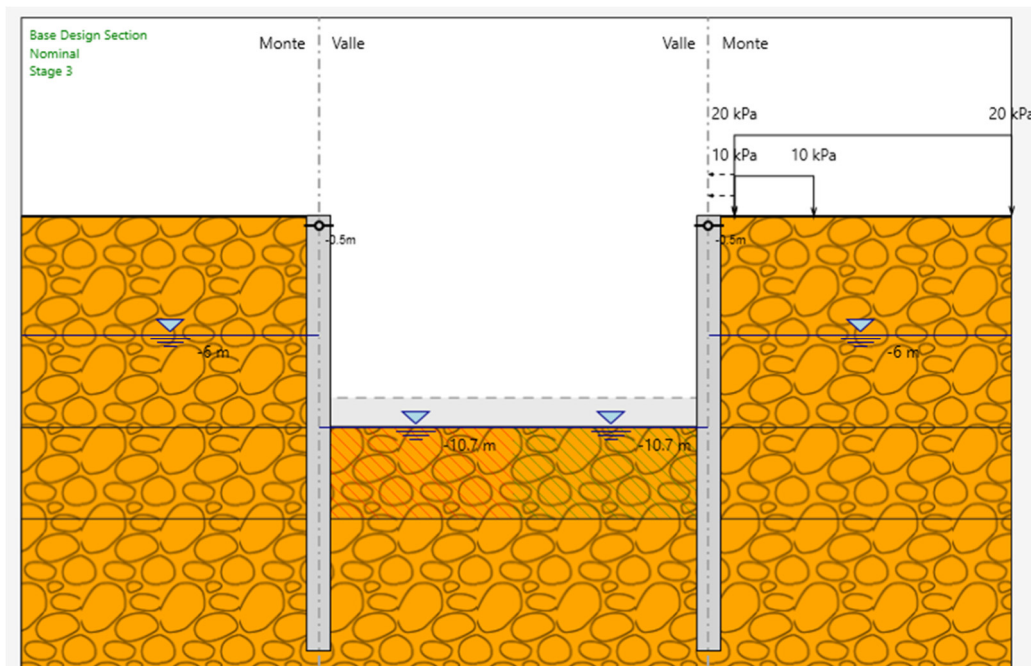


d) Realizzazione puntone provvisorio a quota -0.50 m da p.c.;

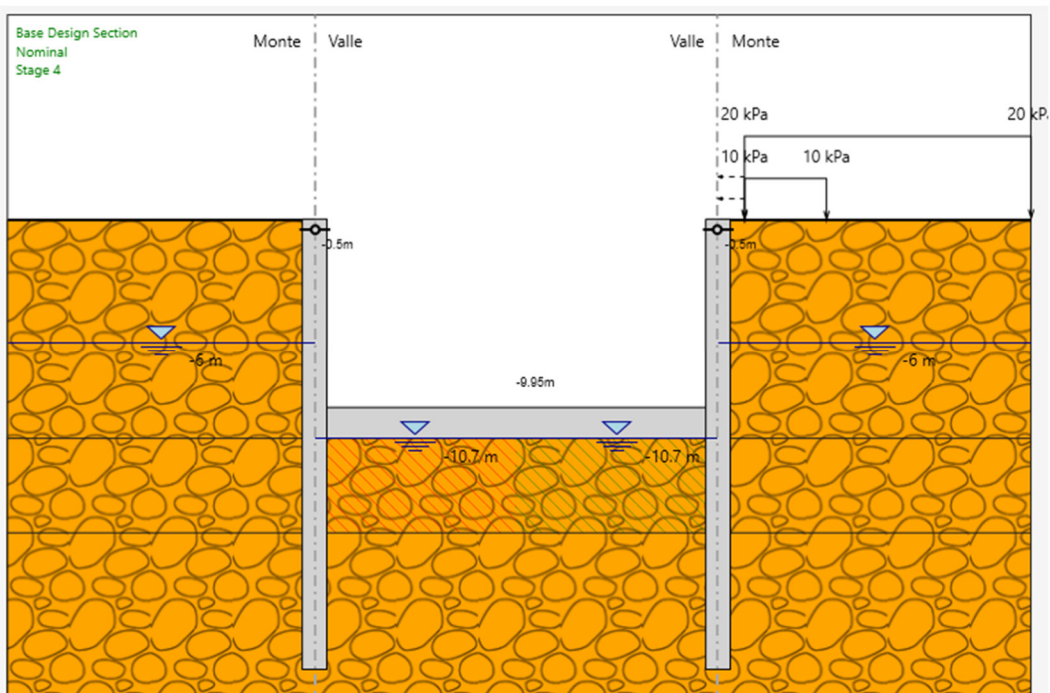




e) Scavo fino a quota fondo scavo ( $H_1=10.70$  m da p.c.) ed abbassamento della falda;



f) Realizzazione soletta di fondazione di spessore pari a 1.50 m;





### 9.3 RISULTATI

Si riportano di seguito le sollecitazioni maggiori ottenute tra i diversi stage di calcolo:

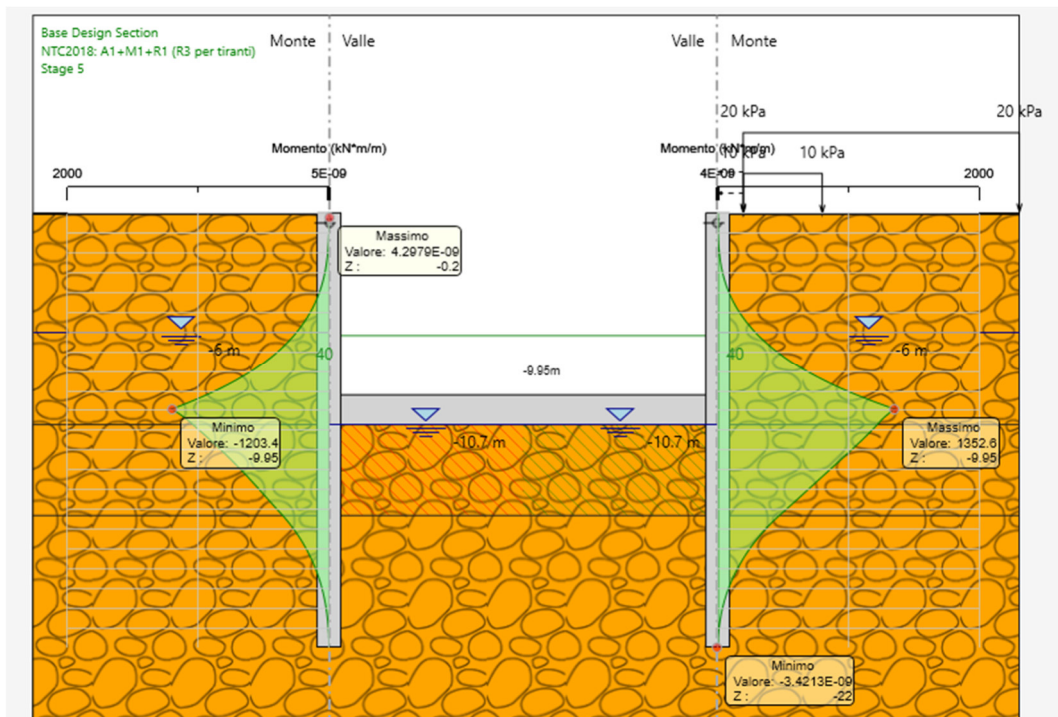


Figura 13 – Momento SLU – stage g.

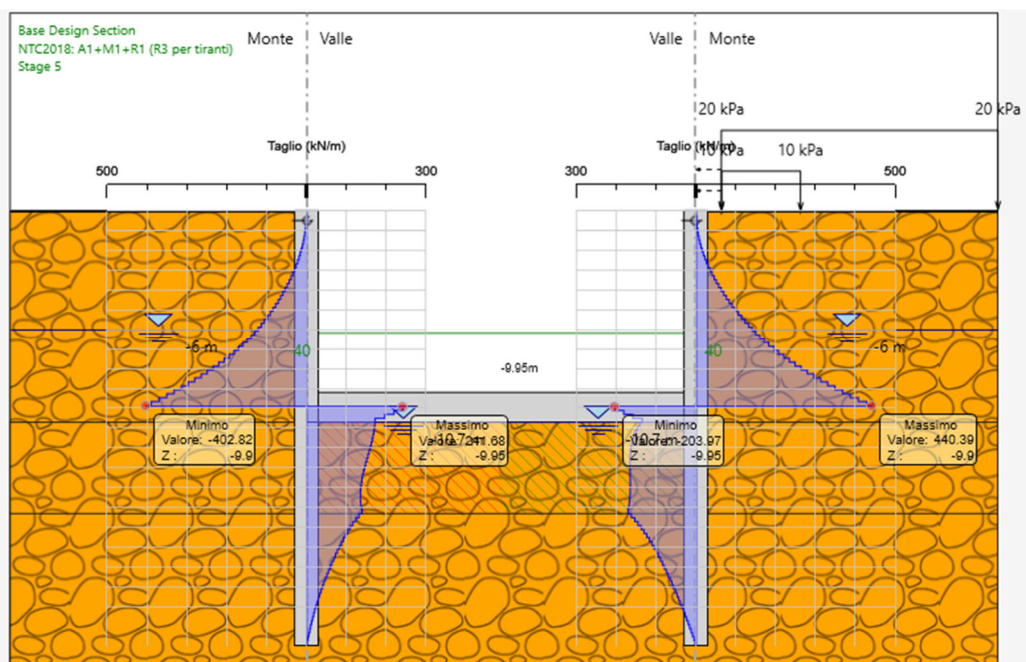


Figura 14 – Taglio SLU – stage g.



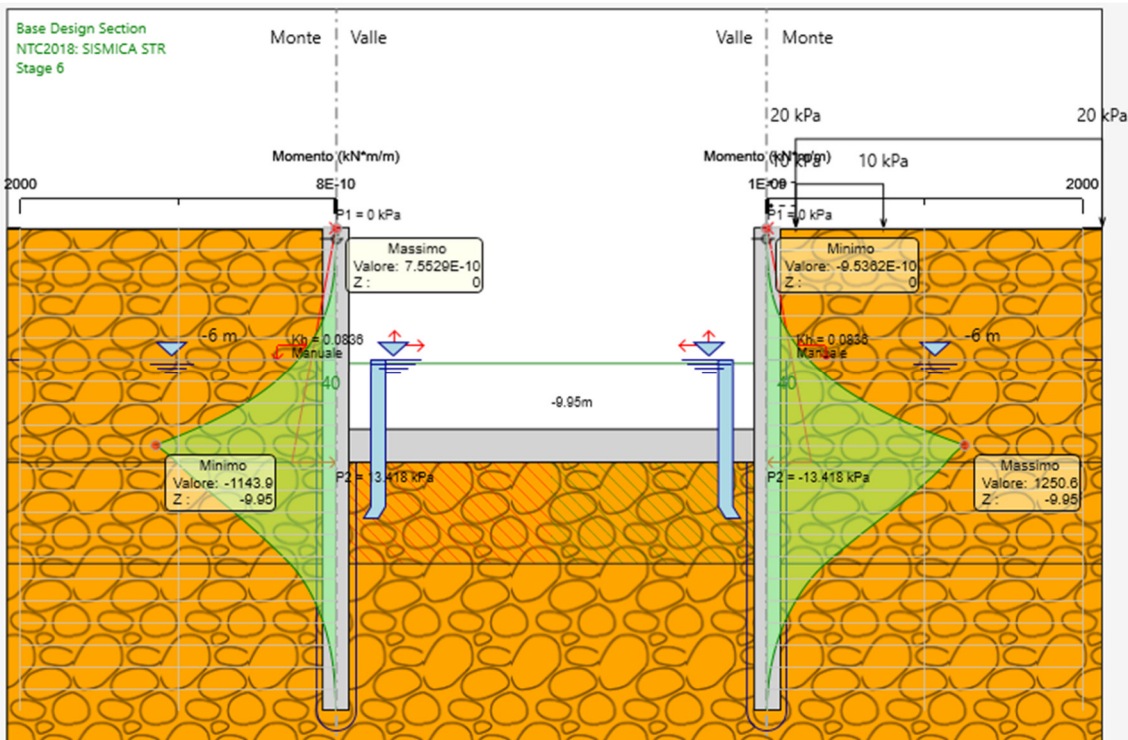


Figura 15 – Momento SLV – stage h.

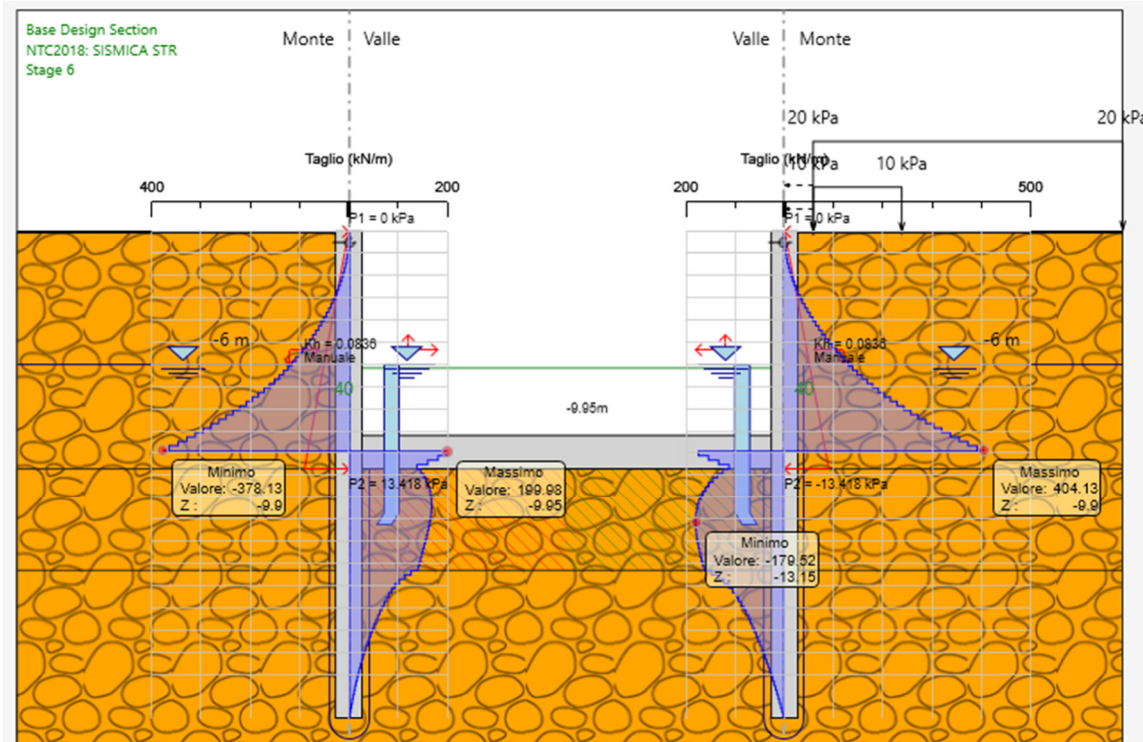


Figura 16 – Taglio SLV – stage h.

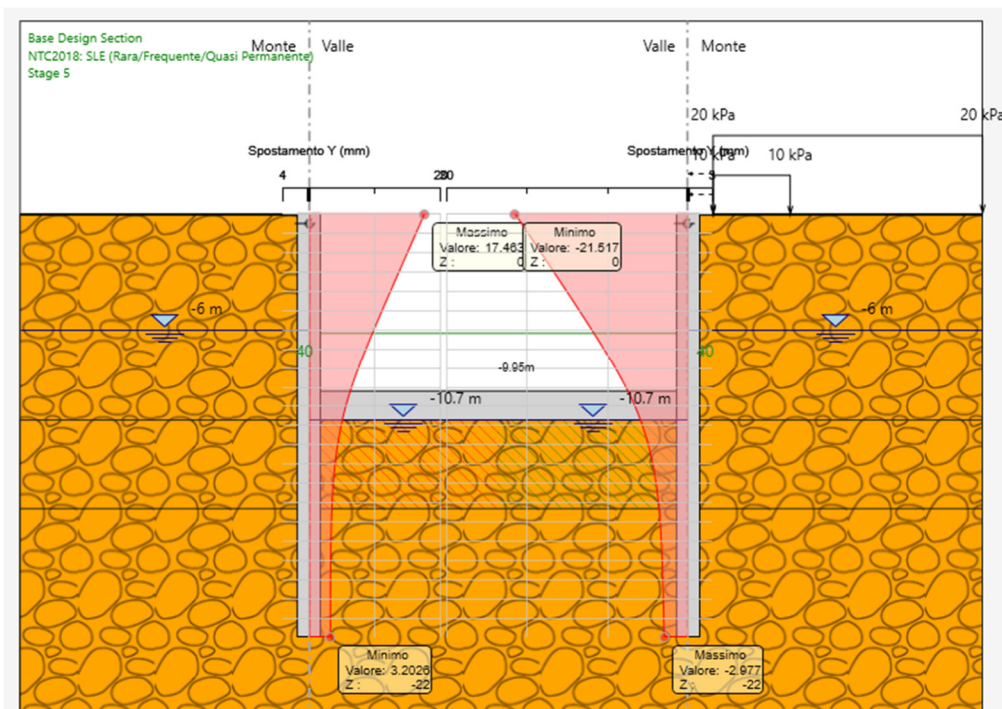


Figura 17 – Spostamento SLE – stage g.

Lo spostamento massimo orizzontale assoluto si registra allo stafe g ed è pari a 21.5 mm circa.

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

$$0.005 H_{\text{scavo}} = 0.005 * 10.7 = 53 \text{ mm}$$

Condizione soddisfatta

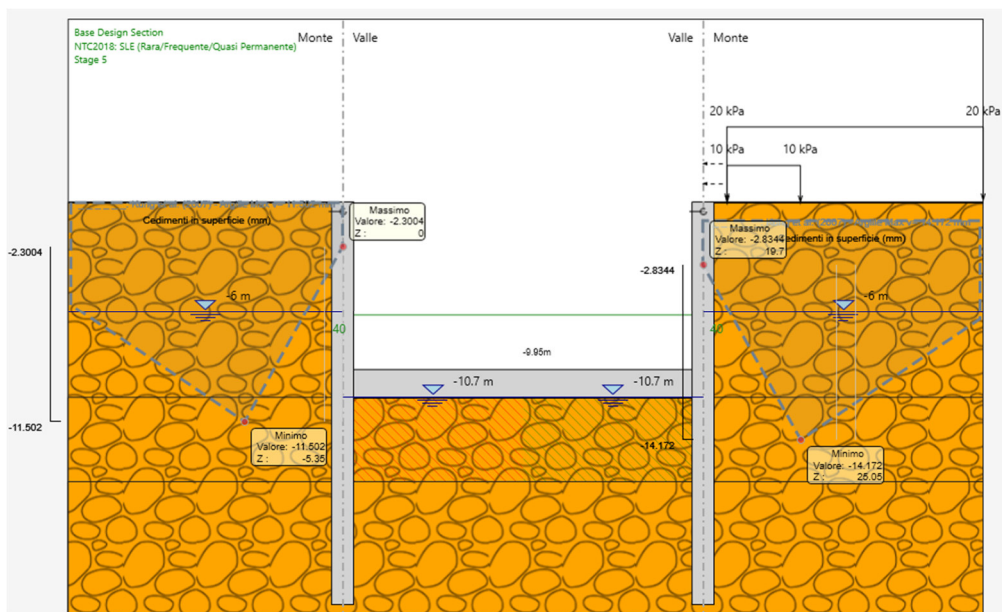


Figura 18 – Cedimento – stage g.

**ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA****ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO  
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA****LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI  
TRENTO**Trincea TR02: Relazione tecnico  
descrittiva e di predimensionamento

PROGETTO

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IB0Q

3A R 10

RH

TR 02 0 0 001

B

34 DI 36

Il cedimento a monte del diaframma risulta pari a circa 1.4 cm, condizione accettabile data l'assenza del transito del treno.

Dalle sollecitazioni ricavate, la combinazione statica risulta la più gravosa. 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 in testa all'opera un ordine di puntoni provvisionali in acciaio delle seguenti caratteristiche:

1° ORDINE DI PUNTONI: tubolari in acciaio di diametro 406.4 mm e spessore 25 mm, disposti con un passo di 10 m.

## 10 VERIFICA AL SOLLEVAMENTO

### 10.1 TAPPO DI FONDO

Lo spessore del tappo di fondo di entrambi i 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.

### 10.2 SOLETTA DI FONDO

Nelle fasi costruttive, quando ancora non sono state completate le pareti interne, 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.

### 10.3 STRUTTURA DEFINITIVA

Nella sua configurazione finale la struttura interna (scatolare a "U") risulta verificata nei confronti del galleggiamento. Considerando la condizione più gravosa tra i due modelli sopra elencati, la quale risulta essere il modello che presenta battente idraulico maggiore e larghezza di scavo minore, la verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA GALLEGGIAMENTO - TR02			
$\gamma_w$	10.0	$\text{kN/m}^3$	peso specifico volume acqua
$\gamma_{CLS}$	25.0	$\text{kN/m}^3$	peso specifico struttura in c.a.
$h_{w1}$	4.7	m	battente idraulico
B	17.7	m	larghezza base scatolare
H	9.2	m	altezza totale scatolare
b	15.7	m	larghezza netta scatolare
h	7.7	m	altezza netta scatolare
$s_{sol\_inf}$	1.5	m	spessore soletta inferiore
$s_{pedritti}$	1.0	m	spessore piedritti
$h_{BALLAST}$	-	m	spessore ballast
$P_{SCATOLARE}$	1047.3	$\text{kN/m}$	peso struttura scatolare
$P_{BALLAST}$	-	$\text{kN/m}$	peso ballast su soletta inferiore
$S_w$	831.9	$\text{kN/m}$	sottospinta idraulica
$\gamma_{STAB}$	0.9	-	coefficiente parziale su azione stabilizzante
$\gamma_{INSTAB}$	1.1	-	coefficiente parziale su azione instabilizzante
$F_{STAB}$	942.5	$\text{kN/m}$	forza stabilizzante
$F_{INSTAB}$	915.1	$\text{kN/m}$	forza instabilizzante

- L'altezza del battente idraulico è pari a 4.7 m;

- La sottospinta idraulica vale 47  $\text{kN/mq}$  che, moltiplicato per la larghezza dello scavo, vale 831.9  $\text{kN/m}$ ;

**ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA****ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO  
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA****LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI  
TRENTO**Trincea TR02: Relazione tecnico  
descrittiva e di predimensionamento

PROGETTO

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IB0Q

3A R 10

RH

TR 02 0 0 001

B

36 DI 36

- Il peso dello scatolare è pari alla somma della soletta inferiore e dei piedritti, 1047.3 kN/m;

- Il peso del ballast è stato cautelativamente trascurato;

Moltiplicando le azioni instabilizzanti per il coefficiente  $\gamma = 1.1$  e le azioni stabilizzanti per il coefficiente  $\gamma = 0.9$ , si ottiene  $F_{STAB} = 942.5 \text{ kN/m} > F_{INSTAB} = 915.1 \text{ kN/m}$ , pertanto la verifica a galleggiamento risulta soddisfatta.

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