

Tronco

A52 - TANGENZIALE NORD DI MILANO

Oggetto

Potenziamento interconnessione A4-A52 ramo di svincolo tra A4 dir. Torino e A52 dir. Rho e svincolo Monza S. Alessandro - Opera connessa Olimpiadi 2026

CUP:

-

Fase progettuale

PROGETTO ESECUTIVO

LA CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

LA CONCESSIONARIA



MILANO SERRAVALLE
MILANO TANGENZIALI S.p.A
IL DIRETTORE TECNICO
dott. ing. Giuseppe Colombo

Il progettista



Descrizione elaborato

STR - PARTE STRUTTURALE E GEOTECNICA

Relazione geotecnica e di calcolo dei diaframmi

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	30/12/2022	EMISSIONE	Ext	M.Mariani	M.Mariani
B	28/02/2022	REVISIONE	Ext	M.Tomasin	M.Mariani
C	30/11/2023	REVISIONE	Ext	M.Tomasin	M.Mariani
D	-	-	-	-	-
E	-	-	-	-	-

Codifica elaborato

5	0	2	3	E	S	T	R	0	5	9	R	0	X	X	G	A	0	1	X	C
Codice				Fase	Ambito			Progressivo	Tipo	Lotto	Zona		Opera			Tratto	Rev			

Scala

-

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTRIMENTI PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA IL CONSENSO SCRITTO DELLA MILANO SERRAVALLE MILANO TANGENZIALI S.P.A.
OGNI UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARA' PERSEGUITO A NORMA DI LEGGE.

THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED, EITHER IN PART OR IN ITS ENTIRETY, WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF MILANO SERRAVALLE MILANO TANGENZIALI S.P.A.
UNAUTHORIZED USE WILL BE PROSECUTE BY LAW.

POTENZIAMENTO INTERCONNESSIONE A52 – A4 RAMO DI SVINCOLO
TRA A4 DIR. TORINO E A52 DIR. RHO E SVINCOLO MONZA S.
ALESSANDRO – OPERA CONNESSA OLIMPIADI 2026

POTENZIAMENTO INTERCONNESSIONE A52 – A4

Relazione geotecnica e di calcolo galleria artificiale – GA01, Ramo 1, galleria A

	Descrizione	Fase
Progetto	POTENZIAMENTO INTERCONNESSIONE A52 – A4	-
Cliente	Milano Serravalle Engineering S.r.l.	-
ID documento		C

	Autore	Rev
Redatto	Francesca De Scrolli	C
Verificato	Massimo Pietrantoni	C
Approvato	Paolo Cucino	C

This document is the property of SWS and may only be used for the purpose for which it is supplied. Reproduction or use of the information thereon, in whole or in part, is strictly prohibited without the express written permission of SWS.

Stato del Documento		
Revisione	Descrizione e modifiche principali	Data
C	Terza emissione	03/11/2023
B	Seconda emissione	07/06/2023
A	Prima emissione	10/08/2022

INDICE

1	GENERALITA'	6
1.1	Inquadramento generale dell'opera	6
1.2	Oggetto specifico della relazione	6
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	Normativa di riferimento	7
2.2	Elaborati di riferimento	7
2.3	Software utilizzati	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
4	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA	9
4.1	Inquadramento geologico	9
4.2	Inquadramento geomorfologico	9
4.3	Inquadramento idrogeologico	10
4.4	Indagini geotecniche	10
5	Caratterizzazione e modellazione geotecnica	12
5.1.1	<i>Definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati nelle analisi</i>	12
5.1.2	<i>Regime idraulico</i>	13
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	14
6.1	Pericolosità sismica	14
6.2	RISPOSTA SISMICA	16
6.2.1	<i>Categoria di sottosuolo e categoria topografica</i>	18
6.2.2	<i>Azione sismica di progetto</i>	19
7	ANALISI DI PARATIE DI SOSTEGNO	21
7.1	MODELLAZIONE STRUTTURALE	21
7.2	MODELLAZIONE GEOTECNICA	24
7.3	MODELLAZIONE SISMICA	26
7.3.1	<i>Paratia flessibile</i>	26
7.3.2	<i>Paratia rigida</i>	27
8	DESCRIZIONE DELL'OPERA E SOLUZIONI PROGETTUALI	29
8.1	GALLERIA ARTIFICIALE	29
8.2	MURO AD "U"	30
8.3	INTERFERENZE LUNGO IL TRACCIATO	30
9	INQUADRAMENTO NORMATIVO E APPROCCI PROGETTUALI	31

9.1 AZIONI	31
9.2 RESISTENZE	31
9.3 OPERE DI SOSTEGNO.....	32
9.3.1 Paratie	32
9.4 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	33
10 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA PARATIA.....	34
10.1 SEZIONI DI CALCOLO	34
10.2 SEZIONE 1	34
10.2.1 Modello numerico.....	34
10.2.2 Risultati delle analisi.....	37
10.3 SEZIONE 2	57
10.3.1 Modello numerico.....	57
10.3.2 Risultati delle analisi.....	59
10.4 SEZIONE 3	67
10.4.1 Modello numerico.....	67
10.4.2 Risultati delle analisi.....	70
10.5 SEZIONE 4	77
10.5.1 Modello numerico.....	77
10.5.2 Risultati delle analisi.....	79
11 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE PROVVISORIE	95
11.1 MODELLO NUMERICO	96
11.1.1 Verifiche SLU GEO.....	98
11.1.2 Verifiche SLU STR.....	100
11.1.3 Verifica spostamenti SLE.....	102
12 INTERFERENZE ESISTENTI.....	103
12.1 DATI DI BASI PER LE ANALISI E SUGLI EDIFICI	105
12.2 VALUTAZIONE DEI DANNI AGLI EDIFICI TRAMITE DEFINIZIONE E STIMA DELLE CATEGORIE DI DANNEGGIAMENTO	106
12.2.1 Modalità di analisi dei cedimenti indotti e tipologia di analisi	106
12.2.2 Deformazioni indotte sui fabbricati interferiti	106
12.3 DEFINIZIONE DELLE CATEGORIE DI DANNO	110
12.4 RISULTATI DELLE ANALISI	112
13 CONCLUSIONI	120
14 ALLEGATI	121
14.1 OUTPUT PARATIE.....	121
14.1.1 Sezione 1.....	121

14.1.2	Sezione 2.....	142
14.1.3	Sezione 3.....	164
14.1.4	Sezione 4.....	186
14.2	EFFETTI INDOTTI SUGLI EDIFICI	211
14.2.1	B002.....	211
14.2.2	B006.....	214
14.2.3	B013.....	216
14.3	OUTPUT SLIDE	218
14.4	AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO PARATIE PLUS	220

1 GENERALITA'

1.1 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'OPERA

Oggetto della presente relazione è la progettazione definitiva degli interventi di potenziamento dell'interconnessione A52 – A4 relativamente allo snodo di collegamento tra la A4 e la SS36 funzionale alle Olimpiadi del 2026. In particolare, sono stati sintetizzati gli aspetti progettuali principali per la galleria artificiale fra le progressive km. 0+140.00 (imbocco lato Est) e km. 0+539.00 (imbocco lato Ovest) per una lunghezza totale di circa 400m. Dalla progressiva km. 0+539.00 si estende un tratto in trincea delimitato da diaframmi fino a circa la progressiva km. 0+580.00

La descrizione e la progettazione della tratta di opera compresa tra le progressive km. 0+580 e km. 0+613 circa, verrà trattata in una relazione di calcolo a sé stante, in quanto è stata evidenziata una interferenza con strutture esistenti.

L'andamento del tracciato risulta pressoché parallelo all'attuale galleria San Rocco, lungo il ramo 1 del corpo stradale principale. L'opera consiste in una galleria artificiale, di lunghezza circa 400 m a canna singola realizzata con diaframmi in c.a. gettati in opera, soletta di copertura e di fondo. A completare l'opera contro-pareti prefabbricate e cordolo, il quale avrà la doppia funzione di fungere da appoggio per le travi di copertura e di realizzare un collegamento tra i diaframmi.

Per quanto concerne le fasi costruttive, si prevede di realizzare l'opera mediante il metodo Milano, consentendo di minimizzare i volumi di scavo e di conseguenza le interferenze con la viabilità locale.

1.2 OGGETTO SPECIFICO DELLA RELAZIONE

Nel presente documento si riportano le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dalle opere, le problematiche geotecniche e le relative soluzioni progettuali proposte nell'ambito della progettazione definitiva. Vengono descritte e verificate le parti strutturali costituenti l'opera sopracitata e vengono definite le modalità di esecuzione della stessa. Nello specifico verranno illustrate le soluzioni progettuali adottate, le verifiche di dimensionamento geotecnico e strutturale della galleria artificiale.

Le verifiche sono state condotte in accordo con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo quanto indicato dalle NTC2018 (Rif. [1]) e dalla relativa circolare applicativa del 2019 (Rif. [2]).

L'elaborato in oggetto è stato realizzato con lo scopo di definire nella zona di interesse:

- Il modello geotecnico del terreno;
- Le soluzioni progettuali e soddisfare le verifiche di dimensionamento delle opere di sostegno e della galleria artificiale.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] D.M. 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare 21 gennaio 2018 Istruzione per l’applicazione dell’aggiornamento delle “Norma tecniche per le costruzioni”;

2.2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

- [3] Elaborato 5023 P GEO 001 R 0 XX XXXX X A “Relazione geologica – geotecnica – sismica” a supporto dello studio di fattibilità tecnica ed economica;
- [4] Elaborato “Sezioni geotecniche parallele al tracciato LA, LB, LC e LD” - “Consulenza geologica ed esecuzioni indagini geognostiche da espletarsi nell’ambito della progettazione definitiva - esecutiva per il Potenziamento interconnessione A52-A4 ramo di svincolo tra A4 dir. Torino e A52 dir. Rho e svincolo Monza S. Alessandro - opera connessa Olimpiadi 2026”, Rev. 0 – Aprile 2022.

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l’insieme degli elaborati di progetto specifici relativi alle opere in esame e riportati in elenco elaborati.

2.3 SOFTWARE UTILIZZATI

I documenti correlati, la cui lettura è consigliata per allargare la conoscenza dell’ambito del quale il presente documento si inquadra, sono:

- [5] PARATIE PLUS 2021 (versione 21.0.0) – Manuale d’uso

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere di sostegno di progetto si rimanda alla relazione di specifica tecnica dei materiali.

4 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

Nel seguito si riporta un breve inquadramento geologico e la sintesi della caratterizzazione e modellazione geotecnica.

4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area oggetto di studio si colloca nell'alta fascia della Pianura Padana centro-settentrionale. La geologia del territorio è caratterizzata da morfogenesi fluviale-fluvioglaciale, depositi sedimentari con giacitura sub-orizzontale e spessore chilometrico, di età pliocenico-quadernaria.

In dettaglio, l'area è caratterizzata dalla presenza di unità formazionali attribuite al Riss (Diluvium medio) e al Wurm (Diluvium recente), periodo in cui è avvenuta erosione dei depositi quadernari fluvioglaciali denominati Mindel (Diluvium antico) e conseguente deposizione di sedimenti caratterizzati da profili di alterazione moderatamente evoluti.

La litologia dell'area risulta essere piuttosto omogenea. Le principali litologie sono costituite da ghiaie a supporto clastico, in matrice sabbiosa o sabbioso limosa, da massive a grossolanamente stratificate a sabbie limose e/o sabbie ghiaiose. Le unità più recenti appartengono alle dinamiche fluviali del Fiume Lambro, costituite in parte dal rimaneggiamento dei depositi preesistenti e che non presentano alterazione superficiale.

Secondo la classificazione più recente dal punto di vista geologico i depositi quadernari affioranti vengono distinti in Unità (Alloformazioni) che non hanno alcun riferimento temporale. I depositi alluvionali che progradano sulla pianura sono un esempio che ben definisce la diacronia tipica delle Unità Allostratigrafiche.

Le formazioni vengono distinte in base al loro bacino di origine: nell'area interessata dai tracciati delle due ipotesi progettuali, la maggior parte delle formazioni presenti appartengono al Bacino dell'Adda. Di seguito vengono elencate e descritte sommariamente le formazioni presenti:

Unità non distinte in base al bacino di appartenenza:

Sistema del Po – Unità Post Glaciale (POI): sedimenti costituiti da sabbie ghiaiose e sabbie limoso ghiaiose, passanti verso il basso a ghiaie; alternanze di ghiaie e sedimenti sabbioso limosi con quantità variabili di ghiaie. Si denota la presenza di sedimenti limosi e limoso sabbiosi privi di clasti, di spessore metrico.

Unità del bacino dell'Adda:

Allogruppo di Besante – Supersintema di Besnate: depositi fluvioglaciali, costituiti da ghiaie a supporto clastico, con matrice sabbioso o sabbioso limosa, clasti poligenici da arrotondati a subarrotondati, caratterizzati da profili di alterazione moderatamente evoluti. Il grado di alterazione si attenua in direzione Sud. Si distinguono:

- Unità di Guanzate (BEZ): caratteristiche litologiche molto simili a quelle attribuite al Supersintema, tuttavia supportano differenti sequenze sommitali. Sono presenti, molto discontinuamente, depositi limosi rubefatti, a contenuto variabile di sabbie e argilla, con clasti sparsi;
- Sintema di Cantù (LCN): Ghiaie e sabbie stratificate, limi di esondazione (depositi fluvioglaciali e alluvionali).

4.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Dal punto di vista geomorfologico il territorio si diversifica sulla base delle caratteristiche morfologiche in quattro "ambiti":

- Ambito dei Terrazzi Antichi: superficie rilevate rispetto alla piana principale, terrazzate, legate a dinamiche fluvioglaciali e fluviali;

- Ambito della Piana Principale: superfici stabili, legate a dinamiche fluvioglaciali e fluviali caratterizzate da ghiaie a supporto clastico in matrice sabbiosa o sabbiosa limosa;
- Ambito dei Terrazzi Vallivi: superfici marginali della valle del F. Lambro, rilevato rispetto alle precedenti, controllate da dinamiche fluviali recenti;
- Ambito della Valle del F. Lambro: superfici morfologicamente controllate dalle dinamiche fluviali attuali e recenti.

Gli interventi in esame si sviluppano nell'area meridionale del territorio comunale di Monza, a cavallo tra l'ambito della Valle del F. Lambro e quello della Pianura Principale, interessando le unità del Sintema del Po (POI) e l'Unità di Guanzate (BEZ – Allogruppo di Besnate).

4.3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Le Unità riconosciute nel territorio di Monza sono di seguito descritte dalla più superficiale alla più profonda:

Gruppo Acquifero A: (Olocene-Pleistocene medio) corrispondente all'incirca all'unità ghiaioso-sabbiosa.

Gruppo Acquifero B: (Pleistocene Medio) corrispondente all'insieme delle unità sabbioso-ghiaiosa e a conglomerati e arenarie.

Gruppo Acquifero C: costituita da potenti successioni di argille grigie e gialle, talora fossilifere e torbose, caratterizzata da una discreta continuità laterale, a cui si alternano subordinati livelli di sabbie, ghiaie sabbiose ad alto contenuto argilloso e livelli di conglomerati.

L'andamento generale della piezometria nel territorio comunale è caratterizzato da un flusso prevalente con direzione NNE-SSW. L'andamento della falda, riferito a settembre 2014, attribuisce all'area in esame una quota piezometrica compresa tra i 135 e 130 m s.l.m. con direzione di flusso Sud-vergente.

4.4 INDAGINI GEOTECNICHE

La caratterizzazione geologica di dettaglio dell'area è stata realizzata tramite prove in sito di tipo diretto (prove penetrometriche dinamiche DPSH) e di tipo indiretto (prove MASW/Re.Mi). Le indagini condotte sono state le seguenti:

Esecuzione in sito di n. 5 prove penetrometriche dinamiche continue DPSH per la valutazione delle caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni;

Esecuzione di n. 2 stendimenti sismici con acquisizione prova tipo MASW/Re.Mi, per la definizione della categoria sismica del sottosuolo in funzione della velocità V_{seq} ai sensi delle NTC 2018.

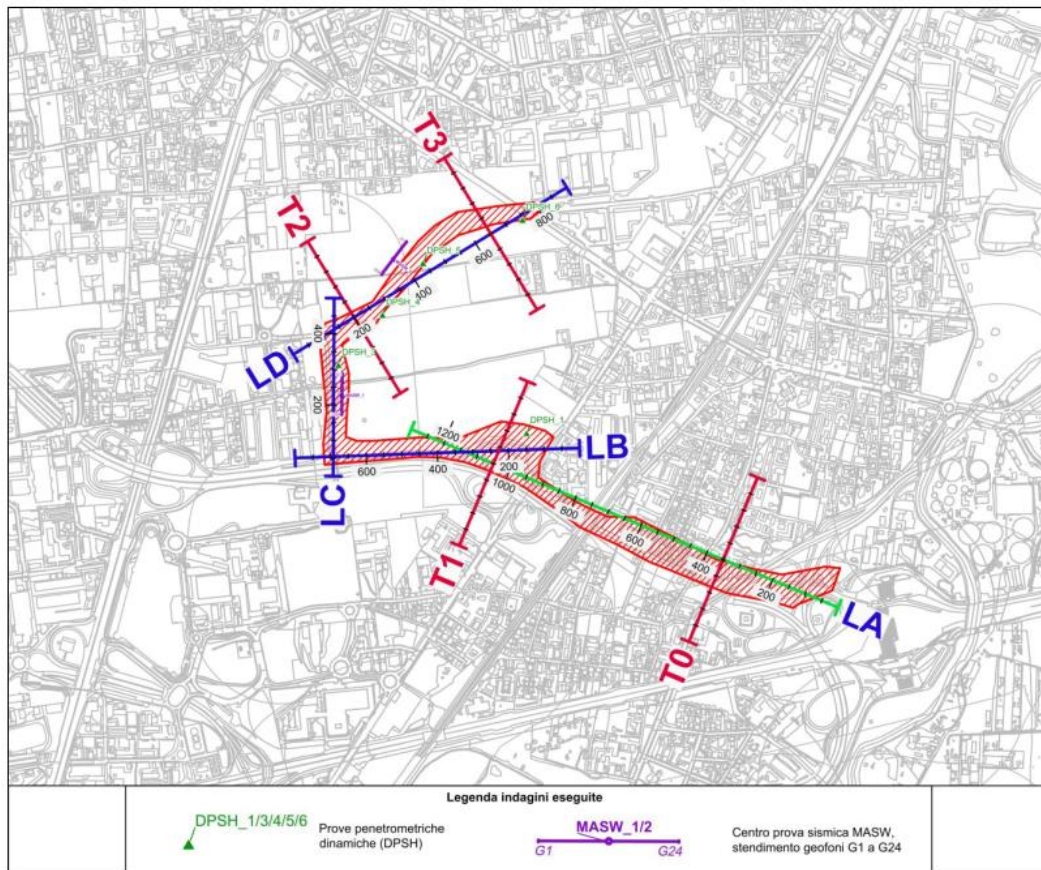


Figura 4-1: Indagini eseguite (Rif. [3]).

5 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

A seguire viene riportata la caratterizzazione geotecnica delle unità intercettate dall'infrastruttura, indicando i valori operativi dei parametri caratteristici di resistenza e deformabilità.

La definizione del modello geotecnico per il sottosuolo di riferimento è trattata diffusamente alla specifica sezione dedicata all'opera in esame nell'ambito del seguente documento di progetto [4].

Per la realizzazione delle ipotesi progettuali sono state costruite n.8 sezioni interpretative allo scopo di evidenziare gli elementi di criticità presenti nelle aree interessate dalla realizzazione delle opere. Le sezioni sono state distribuite in modo da essere quanto più rappresentative dell'interazione opera – terreno.

Occorre sottolineare che le informazioni provengono da sondaggi, pozzi o indagini geognostiche variamente dislocate rispetto all'asse della sezione di riferimento.

In Figura 5-1 si riporta uno stralcio della sezione geotecnica LA parallela all'asse della galleria artificiale.

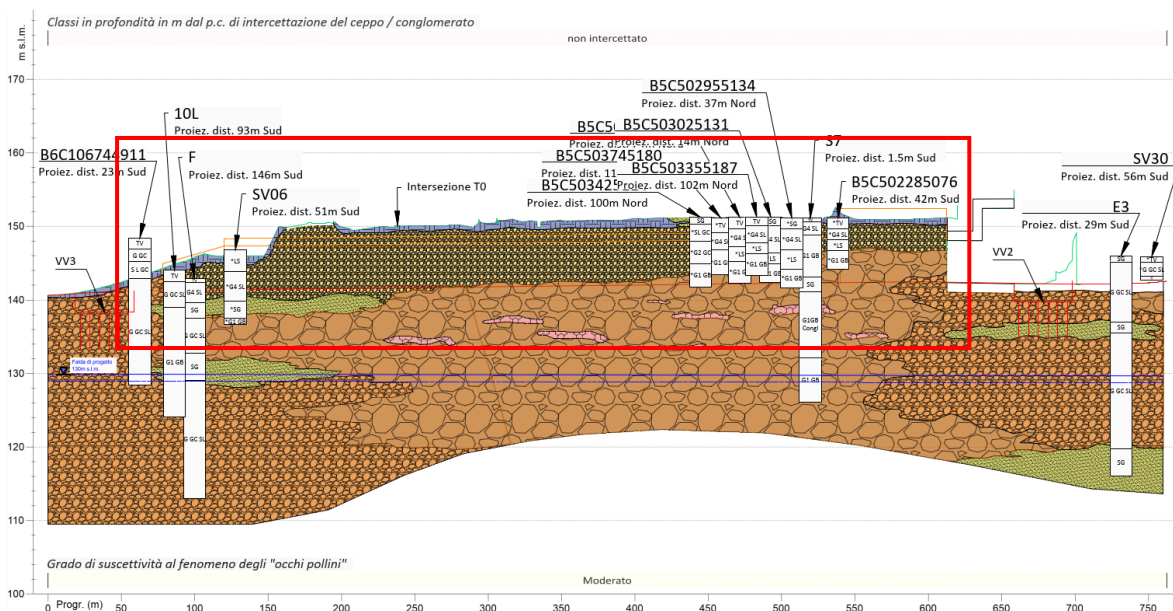


Figura 5-1: Estratto della sezione geotecnica LA (in rosso la zona interessata dall'intervento) (Rif. [4]).

Le indagini geognostiche eseguite hanno permesso di identificare una successione abbastanza eterogenea con variazioni granulometriche laterali. Superficialmente uno strato di Terreno Vegetativo (TV), costituito principalmente da limi sabbiosi o argillosi si estende sulla maggior parte della sezione.

Al di sotto della copertura, lungo la direzione di sviluppo del tracciato, si osserva un passaggio da litologie sabbioso ghiaiose e ghiaiose con ciottoli più o meno grossolani fino a trovanti. I dati provenienti da sondaggi eseguiti per la realizzazione di pozzi che raggiungono profondità superiori ai 30 m, ma che per questione interpretative sono stati troncati alla profondità di 30 m, non evidenziano la presenza di livelli conglomeratici più consistenti fino alla profondità interessata.

5.1.1 Definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati nelle analisi

I parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi di simulazione e verifiche, in riferimento alla stratigrafia assunta sono riporti in Tabella 5-1 (Rif. [4]).

<i>Unità</i>	<i>Descrizione</i>	<i>γ [kN/m³]</i>	<i>c [kPa]</i>	<i>ϕ [°]</i>	<i>E [MPa]</i>
TV	Terreno vegetale	17.0 ÷ 17.5	0	15	5
SG/GS G/GS	Depositi sabbioso ghiaiosi	18.0 ÷ 19.5	0	31 ÷ 34	30.3 ÷ 48.3
G4 SL	Ghiaia fine a matrice sabbiosa	18.5 ÷ 19.5	0	29 ÷ 31	12.5 ÷ 18.0
G1 GB G2 GC	Ghiaie grossolane	18.9 ÷ 20.1	0	33 ÷ 36	37.7 ÷ 70.0

Tabella 5-1: Valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati nelle analisi

5.1.2 Regime idraulico

Come indicato al §4.3 e nel documento [4] il livello di falda di progetto è individuato a quota 130 m s.l.m. dunque non interferisce con l'opera in oggetto.

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

6.1 PERICOLOSITÀ SISMICA

La pericolosità sismica di un territorio è funzione di un complesso insieme di parametri naturali e rappresenta la probabilità che un evento sismico di data intensità si manifesti in una certa area in un determinato intervallo di tempo.

A seguito della riclassificazione sismica del territorio nazionale scaturita dal progetto S1 dell'INGV – DPC, si dispone di parametri sismici di riferimento aggiornati e di maggior dettaglio rispetto alla classificazione macrosismica nazionale cui faceva riferimento il D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996. La rappresentazione di sintesi delle caratteristiche sismologiche e sismogenetiche del territorio è contenuta nella “Mappa di pericolosità Sismica” dell'Italia. Questa, riportata in Figura 6-1, costituisce oggi la base di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche di progetto sul sito in esame secondo le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018).

In Figura 6-2 viene riportato il modello di pericolosità sismica prodotto dal progetto S1 (MPS04-S1). Nello specifico, sulla griglia sono riportati i valori dell'azione sismica di base, a_g , per l'area in esame. Dalla figura è possibile notare che per il comune di Monza è definita un'azione sismica di base compresa tra 0.05 e 0.075 g.



ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale

(riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, All. 1b)

espressa in termini di accelerazione massima del suolo
con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni

riferita a suoli rigidi ($V_{s,0} > 800$ m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005)

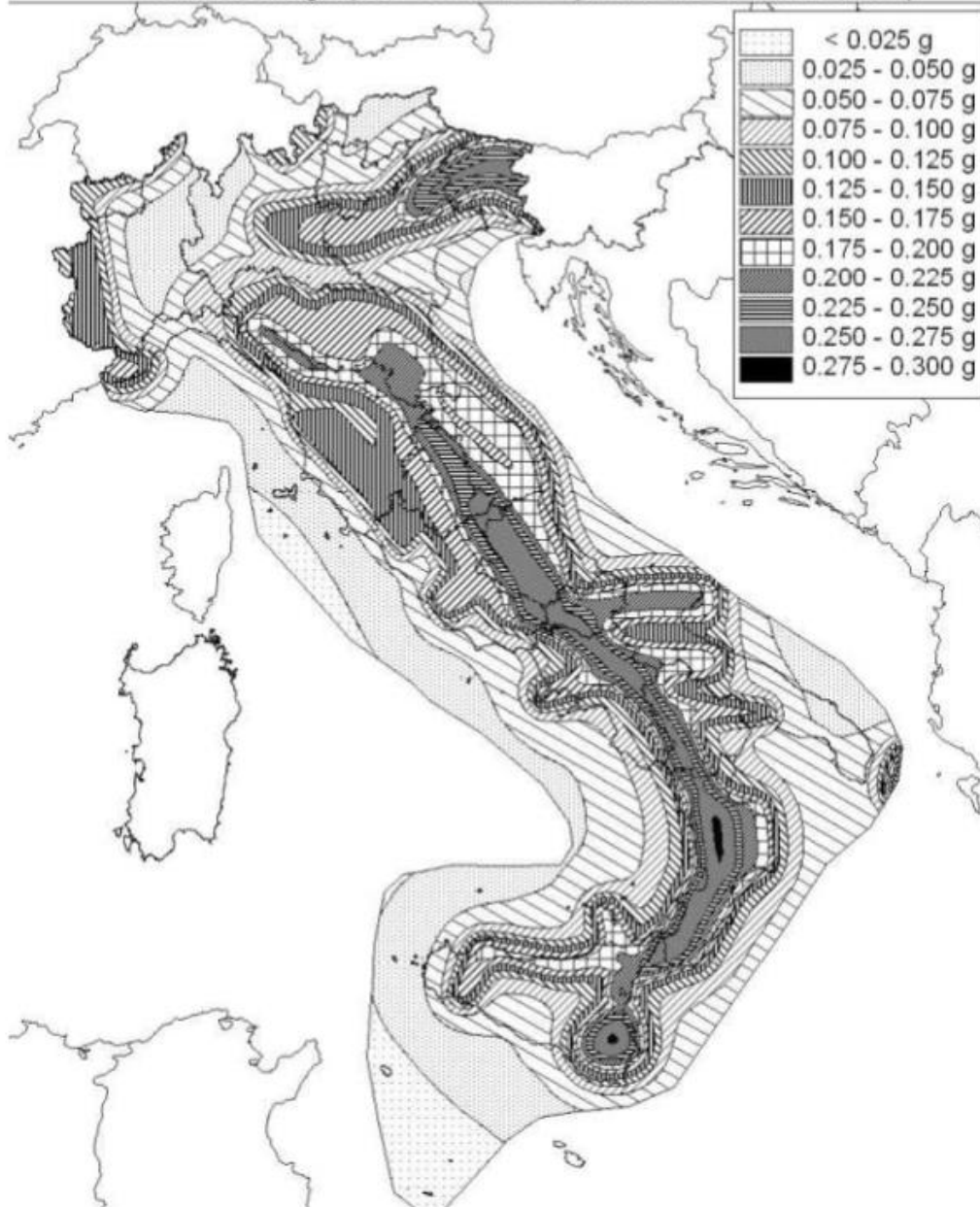


Figura 6-1: Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (da INGV 2006).



Modello di pericolosità sismica MPS04-S1

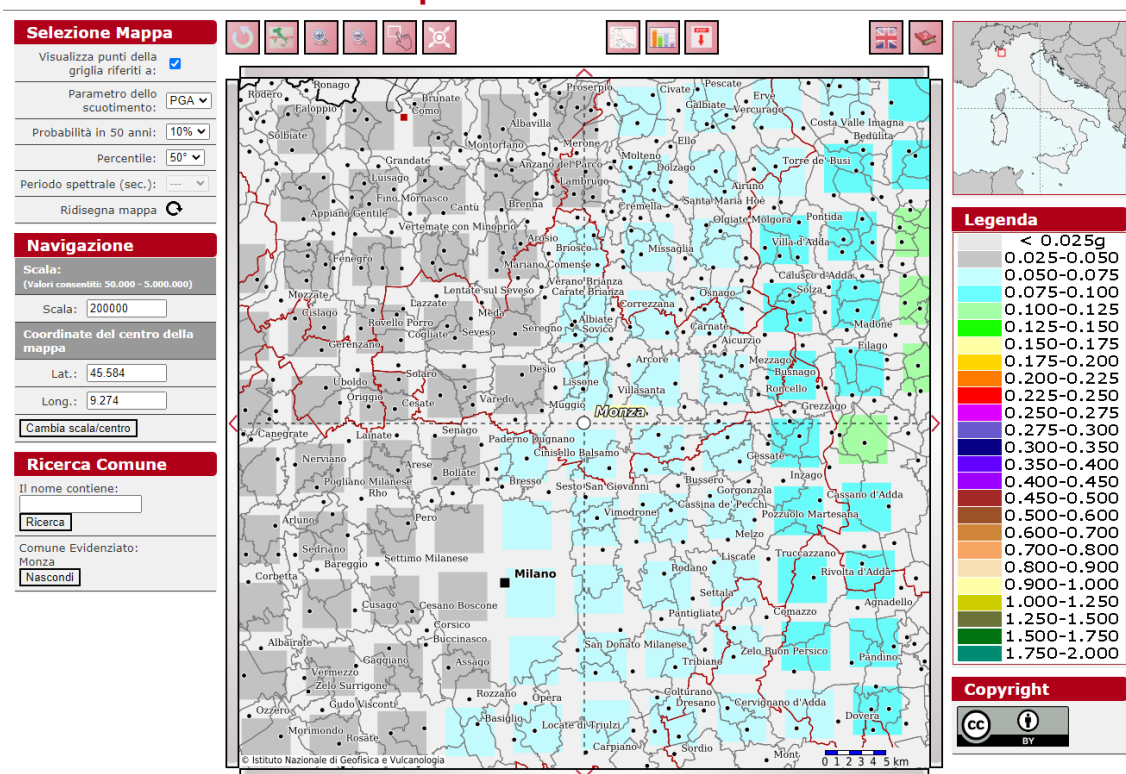


Figura 6-2: Modello di pericolosità sismica MPS04-S1 dell'area di studio, in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (da INGV 2006).

6.2 RISPOSTA SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalle pericolosità sismica di base in condizione ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

I risultati dello studio di pericolosità sono forniti in termini di accelerazione orizzontale massima, a_g , di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, F_0 , e del periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione orizzontale, T_c^* . I risultati sono forniti per diverse probabilità di superamento e/o diversi periodi di ritorno, T_R , compresi in un intervallo di riferimento pari almeno a 45 – 1462 anni.

Pertanto, per individuare le corrispondenti azioni sismiche occorre determinare per la singola opera:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- la probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati.

Fissata la vita di riferimento, V_R , il tempo di ritorno è esprimibile in funzione di P_{VR} con la seguente espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

La vita di riferimento è calcolata come segue:

$$V_R = V_N C_U$$

Dove V_N è la vita nominale dell'opera e C_U è il coefficiente relativo alla classe d'uso.

Per le opere d'arte del presente progetto si ha: $V_N = 100$ anni; classe d'uso IV: $C_U = 2.00$. Nel caso in esame risulta dunque, con riferimento ai diversi stati limite:

Stati limite		Tempo di ritorno (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
Stati limite di esercizio	SLO	120	0.035	2.578	0.226
	SLD	201	0.041	2.594	0.251
Stati limite ultimi	SLV	1898	0.079	2.704	0.308
	SLC	2475	0.085	2.723	0.312

Tabella 6-1: Parametri della pericolosità sismica.

Nota l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, a_g , l'accelerazione di picco, a_{max} , è valutata sulla base della risposta sismica locale:

$$a_{max} = S_S S_T \frac{a_g}{g}$$

dove:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- S_S è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F_0 e a_g/g .

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

- S_T è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall'ubicazione dell'opera.

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

6.2.1 Categoria di sottosuolo e categoria topografica

La nuova Normativa Tecnica per le Costruzioni prevede, relativamente alla caratterizzazione sismica di un sito (D.M. 17/01/18 – Capitolo 3.2.2), la determinazione del valore $V_{s,30}$ inteso come velocità media di propagazione delle onde di taglio (S) entro i primi 30 m di profondità. Suddetto parametro, definito sulla base di misure dirette dei valori di V_s , è ricavabile mediante la seguente relazione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Si riportano nel seguito le categorie di sottosuolo previste dalla normativa tecnica vigente.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalenti riconducibili a quelle definite per categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 6-2: Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II – NTC18).

Per la definizione della categoria di sottosuolo sismica in corrispondenza delle principali opere lungo il tracciato sono stati eseguiti n° 2 stendimenti sismici con acquisizione prova tipo MASW/Re.Mi. L'elaborazione dei dati acquisiti ha consentito la ricostruzione del modello stratigrafico in funzione delle velocità sismiche V_s e la determinazione del parametro $V_{s,30} = 366$ m/s e $V_{s,30} = 342$ m/s per la prova MASW 1 e MASW 2 rispettivamente (Rif. [3]).

Ai fini della caratterizzazione sismica del sito per la definizione delle azioni sismiche di progetto (Tab. 3.2.II, NTC 2018), la categoria del suolo di fondazione risulta di tipo "B" nel primo caso e di tipo "C" nel secondo. In via cautelativa, a favore di sicurezza, si è deciso di considerare la categoria di sottosuolo nella **Categoria C**.

Di seguito si allega il modello stratigrafico in funzione delle velocità V_s con riportati il valore del parametro $V_{s,30}$ e la categoria sismica del suolo di fondazione.

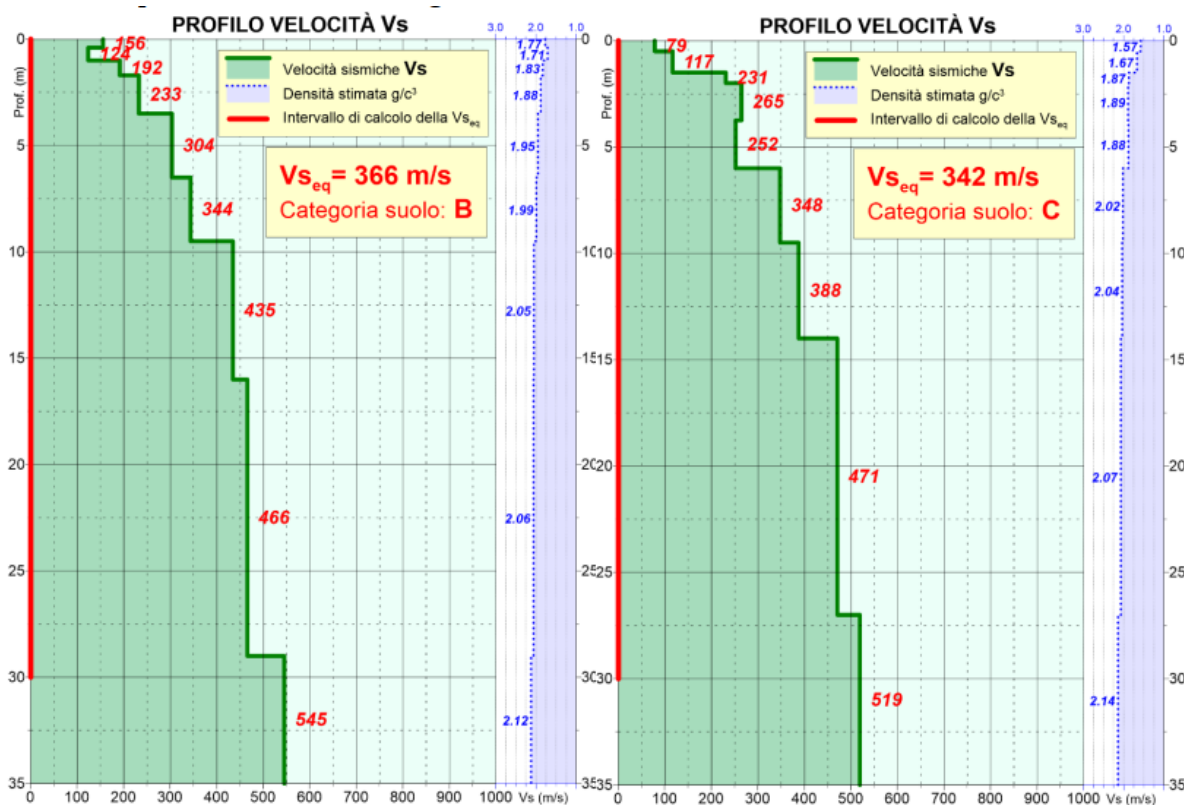


Figura 6-3: Categoria sismica del suolo di fondazione, rielaborazione prove MASW (Rif. [3]).

Le condizioni topografiche dell'area in esame sono state valutate con riferimento al punto 3.2.2 del D.M. 17/01/2018 ovvero:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 6-3: Categorie topografiche (Tab. 3.2.III – NTC18).

Per le opere in esame è possibile definire una categoria topografica T1 corrispondente ad una superficie pianeggiante o ad un pendio leggermente acclive (inclinazione media $\leq 15^\circ$).

6.2.2 Azione sismica di progetto

A conclusione del capitolo riguardante la caratterizzazione sismica del sito si riportano sinteticamente i parametri scelti per la definizione dell'azione sismica di progetto.

Con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita umana (SLV) per le opere d'arte definitive del presente progetto si ha:

- azione sismica di base: $a_g = 0.079 g$;
- coefficiente di amplificazione spettrale: $F_0 = 2.704$;
- coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_s = 1.5$;
- coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1.0$;

- accelerazione orizzontale massima attesa al sito: $a_{\max} = 0.1185 \text{ g}$.

7 ANALISI DI PARATIE DI SOSTEGNO

7.1 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Le analisi finalizzate al dimensionamento delle strutture sono state condotte con il programma di calcolo "Paratie Plus 2017" della HarpaCeAS s.r.l. di Milano.

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato con molle a comportamento elasto-plastico che reagiscono elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Inoltre, è possibile modellare eventuali elementi di sostegno della paratia (tiranti, puntoni) con molle dotate di opportuna rigidità ($K = E \cdot A / L$).

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

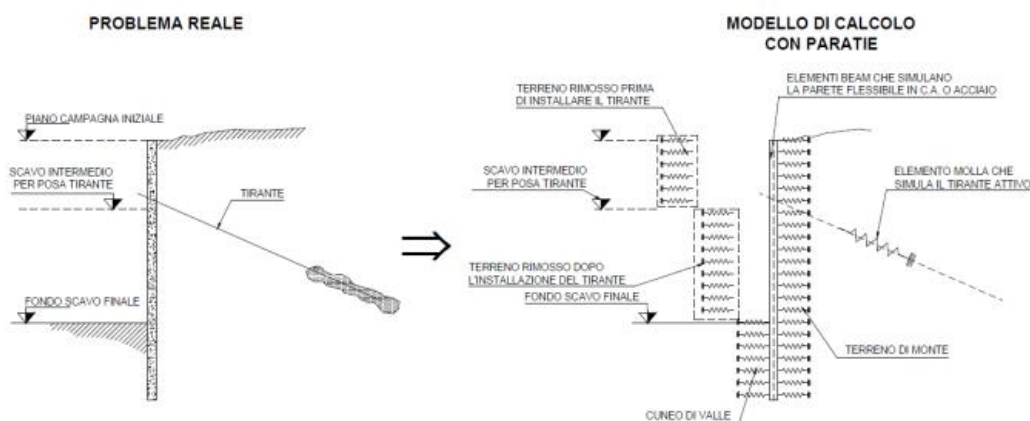


Figura 7-1: Modello di calcolo con Paratie Plus

Il terreno si comporta come un mezzo elastico sino a che il rapporto tra la tensione orizzontale efficace σ'_h e la tensione verticale efficace σ'_v risulta compreso tra il coefficiente di spinta attivo k_a e quello passivo k_p , mentre quando il rapporto è proprio pari a uno dei due valori il terreno si comporta come un mezzo elasto-plastico.

Questo modello, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidità delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidità di ciascuna di esse, k , è data da:

$$k = \frac{E}{L}$$

Dove:

- E è il modulo di rigidezza del terreno (Young)
- L è la grandezza geometrica caratteristica

Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite D, la rigidezza di ogni molla è:

$$K = \frac{E\Delta}{L}$$

Il valore di Δ è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti. Il valore di L è fissato automaticamente dal programma e rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva.

Si è scelto, in zona attiva o Uphill:

$$L_A = \frac{2}{3} \ell_A \tan(45^\circ - \phi' / 2)$$

Mentre in zona passiva o Downhill:

$$L_P = \frac{2}{3} \ell_P \tan(45^\circ + \phi' / 2)$$

dove ℓ_A e ℓ_P e sono rispettivamente:

$$\ell_A = \min\{l, 2H\};$$

$$\ell_P = \min\{l - H, H\}$$

Dove:

- l è l'altezza totale della paratia;
- H è l'altezza corrente dello scavo.

La logica di questa scelta è illustrata nella pubblicazione di Becci e Nova (1987). Si assume in ogni caso un valore di H non minore di 1/10 dell'altezza totale della parete.

Le figure che seguono mostrano l'input delle strutture inserite nel programma di calcolo.

Nome Da utilizzare per

Inerzia Equivalente m⁴/m Muri

Area Equivalente m Solette (specificare il Dead Load kN/m)

Mat. omogeneizzazione Puntelli

Puntoni

Geometria e materiali

Custom

Materiale Inerzia m⁴/m Area m²/m

Diaframma o Pali

Calcestruzzo

Materiale

Spessore Ct m

Diametro Cd m

Passo Cs m

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

Acciaio

Materiale

Profilo

Passo Ss m

Anteprima

Figura 7-2: Caratteristiche dei diaframmi inserite in Paratie Plus

Nome Da utilizzare per

Inerzia Equivalente m⁴/m Muri

Area Equivalente m Solette (specificare il Dead Load kN/m)

Mat. omogeneizzazione Puntelli

Puntoni

Geometria e materiali

Custom

Materiale Inerzia m⁴/m Area m²/m

Diaframma o Pali

Calcestruzzo

Materiale

Spessore Ct m

Diametro Cd m

Passo Cs m

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

Acciaio

Materiale

Profilo

Passo Ss m

Anteprima

Figura 7-3: Caratteristiche della soletta superiore inserite in Paratie Plus

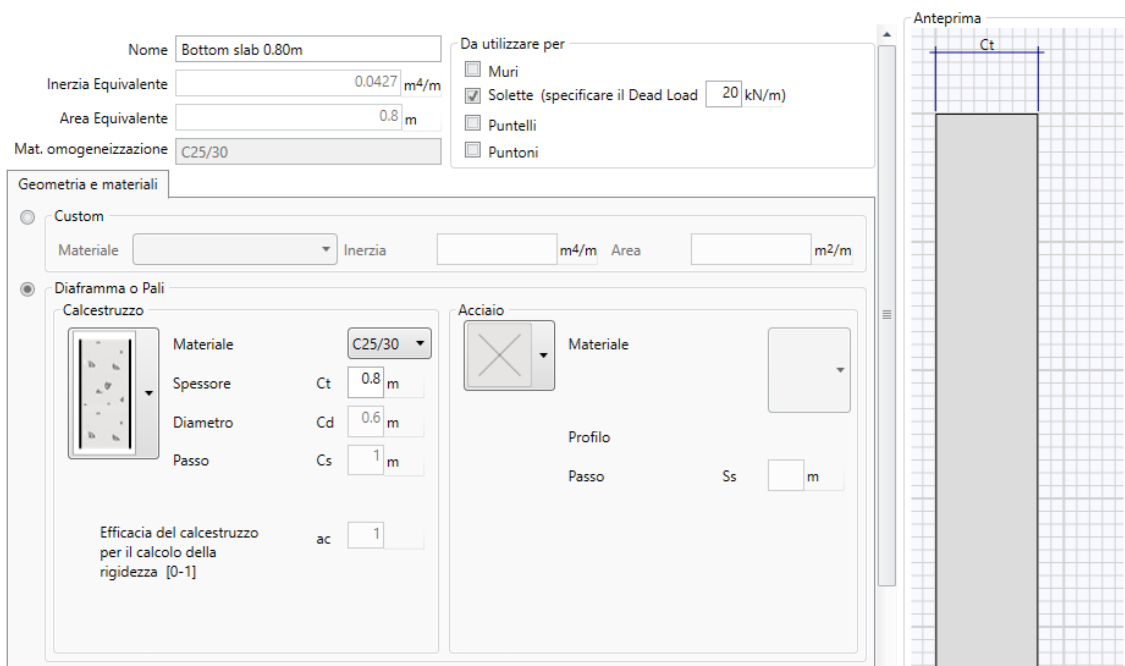


Figura 7-4: Caratteristiche della soletta inferiore inserite in Paratie Plus

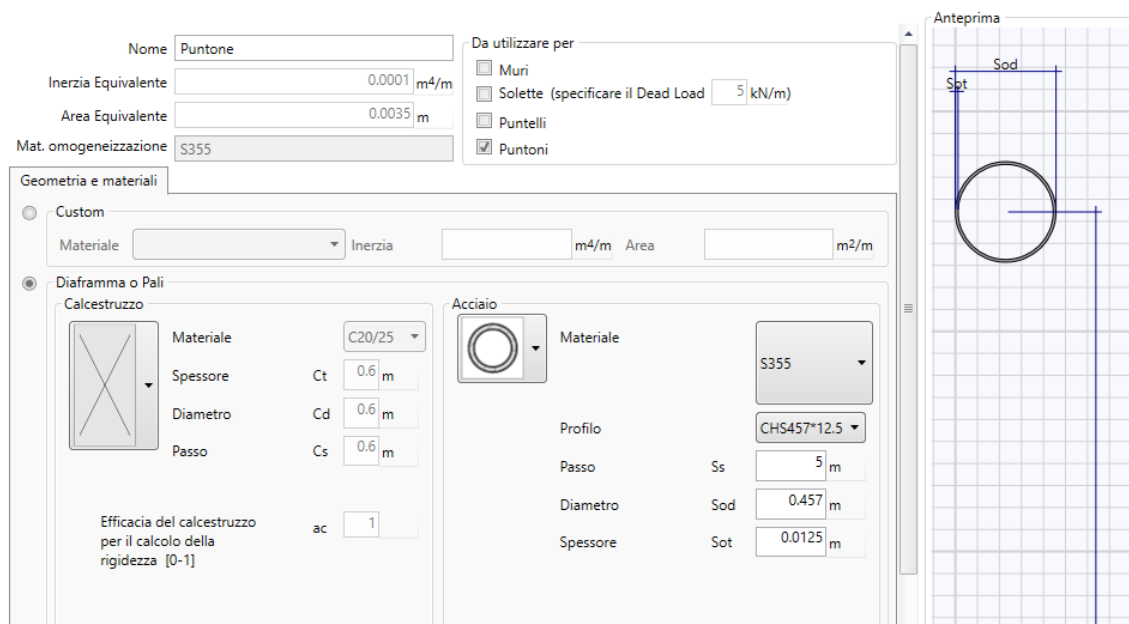


Figura 7-5: Caratteristiche puntone inserite in Paratie Plus

7.2 MODELLAZIONE GEOTECNICA

Il programma impiegato richiede, ovviamente, la definizione di parametri geotecnici degli strati in cui è stato suddiviso il terreno al contorno dell'opera e che è stata già riportata nei paragrafi precedenti.

Il problema dell'interazione suolo-struttura consiste nel valutare il raggiungimento dello stato di equilibrio del terreno al variare delle deformazioni della struttura in quanto la tensione orizzontale σ'_h che lo scheletro solido del terreno esercita sulla parete verticale della struttura è funzione dello spostamento che essa subisce.

L'analisi di interazione ha inizio dallo stato indisturbato del terreno che è in equilibrio in condizioni litostatiche:

$$\sigma'_H = K_0 \sigma'_V \quad \text{pressione a riposo}$$

Secondo la relazione di Kulhawy [1989], il coefficiente di spinta a riposo dipende dalla resistenza del terreno e dal rapporto di sovra-consolidazione del terreno OCR secondo la seguente relazione:

$$K_0 = K_0^{nc} OCR^m$$

dove:

- k_0^{nc} è il coefficiente di spinta a riposo per terreni normal-consolidati che secondo Jaky [1936] può essere posto pari a $K_0 = (1 - \text{sen } \phi')$;
- m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0,40 e 0,70.

Con lo scavo, lo stato di equilibrio litostatico viene perturbato e le spinte variano in funzione dello spostamento:

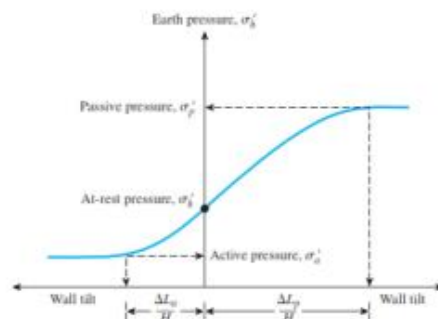


Figure 13.2 Variation of the magnitude of lateral earth pressure with wall tilt

Table 13.1 Typical Values of $\Delta L_s/H$ and $\Delta L_p/H$

Soil type	$\Delta L_s/H$	$\Delta L_p/H$
Loose sand	0.001–0.002	0.01
Dense sand	0.0005–0.001	0.005
Soft clay	0.02	0.04
Stiff clay	0.01	0.02

La tensione σ'_a "attiva" sul paramento viene calcolata come:

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_V - 2c'(K_a)^{0.5} \quad \text{pressione attiva}$$

dove:

- K_a = coefficiente di spinta attiva;
- σ'_V = tensione verticale efficace alla generica profondità;
- c' = coesione efficace.

In condizioni statiche, K_a è funzione dell'angolo di attrito efficace dello scheletro solido ϕ' , dell'angolo di attrito fra struttura e terreno γ dell'inclinazione β del paramento di monte della struttura di sostegno e dell'inclinazione i del terrapieno a tergo dell'opera.

La tensione σ'_p "passiva" sul paramento viene, parimenti, calcolata come:

$$\sigma'_p = K_p \sigma'_V - 2c'(K_p)^{0.5} \quad \text{pressione passiva}$$

dove:

- K_p = coefficiente di spinta passiva.

Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di Kp si è scelta la formulazione di Lancellotta (2007) per tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento, assumendo il coefficiente di attrito terreno – muro pari a:

$$\delta' \cong \frac{2}{3} \varphi' \quad \text{in condizioni statiche}$$
$$\delta' \cong 0 \varphi' \quad \text{in condizioni sismiche}$$

Il software utilizzato è in grado, dunque, in funzione del campo di spostamento risultante nei vari step di analisi, di risalire all'entità della spinta in ogni fase a partire dal valore iniziale di spinta a riposo.

Le rigidezze delle molle schematizzanti i vari strati di terreno sono proporzionali ai loro moduli elastici.

Per strutture di sostegno alla pressione esercitata dallo scheletro solido deve essere sommata la pressione esercitata dall'acqua assumendo schemi di filtrazione idonei in funzione delle condizioni stratigrafiche ed al contorno. In presenza di falda, va ovviamente aggiunta la pressione idrostatica che alla generica profondità, può essere valutata come di seguito:

$$u = \gamma_w z$$

In definitiva, l'espressione generale per il calcolo della pressione verticale efficace alla generica profondità z, in caso di eventuale presenza di sovraccarichi sul piano limite e falda è la seguente:

$$\sigma'_V = \gamma (z - h_w) + \gamma h_w + q$$

Essendo:

- γ = peso di volume naturale del terreno;
- γ' = peso di volume del terreno immerso;
- h_w = altezza di falda rispetto al piano orizzontale posto a quota z;
- q = intensità del sovraccarico presente su piano limite.

7.3 MODELLAZIONE SISMICA

La modellazione dell'azione sismica viene effettuata attraverso due teorie diverse sulla base della tipologia di struttura adottata:

- 1) Paratia flessibile → Teoria di Mononbe – Okabe;
- 2) Paratia rigida → Teoria di Wood.

7.3.1 Paratia flessibile

Si è adottato il metodo pseudostatico, calcolando il coefficiente sismico orizzontale secondo le prescrizioni della normativa:

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

dove:

- a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- α è il coefficiente di deformabilità;
- β è il coefficiente di spostamento.

Mediante i coefficienti α e β è possibile tenere in considerazione dell'amplificazione/ deamplificazione delle spinte del terreno a monte e a valle dell'opera.

L'effetto del sisma è ottenuto applicando un incremento di spinta del terreno valutato secondo la teoria di Mononobe-Okabe, agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera.

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

dove:

- γ rappresenta il peso dell'unità di volume della formazione con la quale l'opera interagisce
- H rappresenta l'altezza totale dell'opera (comprensiva del tratto infisso)
- K_{aE} e K_a rappresentano il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche e statiche rispettivamente.

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$. Il coefficiente sismico verticale, k_v , si assume pari a 0.

7.3.2 Paratia rigida

La modellazione sismica viene effettuata attraverso la teoria di Wood (1973). Questo metodo fornisce la sovrappinta sismica del terreno su una parete interrata soggetta a deformazioni molto contenute, tali da potere assumere che il terreno, si trovi in fase elastica sia in condizioni statiche sia durante il sisma.

È stato utilizzato il metodo pseudo – statico, calcolando il coefficiente sismico orizzontale e verticale secondo le prescrizioni di normativa:

$$k_h = \beta_m \left(\frac{a_{max}}{g} \right)$$
$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

Dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, a favore di sicurezza e in ipotesi di strutture rigide ed impedito di subire spostamenti relativi rispetto al terreno si assume $\beta_m = 1$.

L'effetto del sisma è ottenuto applicando un incremento di spinta del terreno valutato secondo la teoria di Wood (1973) risulta essere:

$$\Delta S_E = k_h \gamma H_{scavo}$$

Dove:

γ = rappresenta il peso dell'unità di volume della formazione con la quale l'opera interagisce;

H = rappresenta l'altezza della paratia compresa tra gli estradossi delle solette superiore e inferiore;

k_h = rappresenta il coefficiente di spinta in condizioni sismiche.

Per la simulazione degli effetti dell'azione sismica sulle masse inerziali si fa riferimento al metodo pseudo-statico secondo quanto previsto dalla normativa vigente, applicando cioè alle masse ed ai carichi fissi e variabili eventualmente presenti, due azioni statiche equivalenti proporzionali al peso, ovvero all'intensità del carico secondo quanto di seguito indicato:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

con:

W = peso della massa coinvolta / intensità del carico permanente;

k_h = coefficiente sismico orizzontale;

k_v = coefficiente sismico verticale.

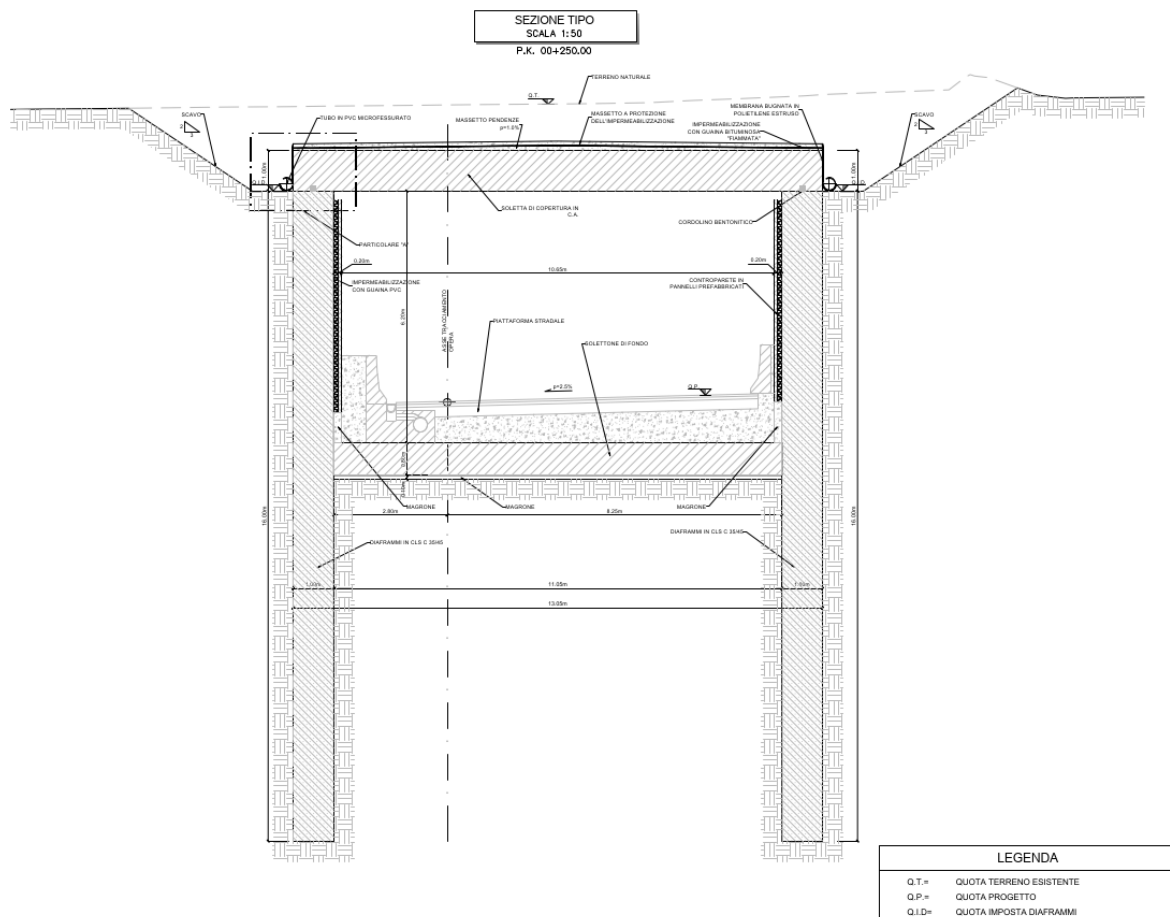
8 DESCRIZIONE DELL'OPERA E SOLUZIONI PROGETTUALI

8.1 GALLERIA ARTIFICIALE

La galleria si estende tra le progressive km. 0+140 e km. 0+539. Essa viene scavata mediante il sistema TOP – DOWN. L'estradosso della soletta si colloca a circa 8.80m sopra il fondo scavo.

La carpenteria della galleria artificiale scatolare presenta la soletta di fondazione piana con spessore costante pari a 80 cm e la soletta di copertura con spessore pari a 100 cm. Le fodere interne e di spessore costante pari a 20 cm. La luce libera tra le fodere è di 10.65 m.

Vengono dapprima eseguiti i diaframmi perimetrali in c.a., successivamente viene realizzato il primo scavo previsto a -1 m dalla testa dei diaframmi al termine del quale sarà possibile gettare la soletta di copertura, seguito dallo scavo di ribasso fino a quota – 8.80 m. Segue la realizzazione della soletta di fondo. Previa prosecuzione dell'impermeabilizzazione, saranno realizzate le fodere interne gettate in opera che spiccano dalla soletta inferiore fino a ricongiungersi con la soletta superiore.



I diaframmi saranno realizzati con l'uso di polimeri, per i quali non è necessario lo smaltimento come rifiuto del materiale di risulta.

Inoltre, data la presenza di edifici di civile abitazione e attività commerciali, si rende necessaria la realizzazione di opere provvisorie. Si presuppone che gli scavi di queste opere raggiungeranno all'incirca i 3 m di profondità da

piano campagna, e comunque non dovranno mai raggiungere la quota delle fondazioni degli edifici esistenti per evitarne lo scalzamento.

Per le opere provvisorie si prevede l'impiego di paratie di micropali mediante diametro di perforazione $\Phi = 250$ mm, all'interno del quale verrà posizionata un'armatura tubolare 193.7 mm, spessore 12.5 mm e posizionati ad interasse di 0.30 m. I micropali avranno lunghezza 9 m e saranno collegati in testa da un cordolo avente dimensioni 0.50 m x 0.50 m.

8.2 MURO AD "U"

Completa l'opera di imbocco Ovest un muro ad "U" in c.a., con paramento verticale di altezza variabile e con spessore pari a 1.00 m. Il muro ad "U" si estende dalle progressive km. 0+539 a km. 0+580 circa.

8.3 INTERFERENZE LUNGO IL TRACCIATO

In corrispondenza del ricongiungimento con lo scatolare esistente alla progressiva km. 0+613 circa, è stata evidenziata la presenza di una interferenza con delle strutture a corredo dell'attuale Galleria San Rocco.

La descrizione e la progettazione della risoluzione di tale interferenza verrà descritta nel dettaglio nella relazione di calcolo dedicata, a cui si rimanda.

9 INQUADRAMENTO NORMATIVO E APPROCCI PROGETTUALI

Le verifiche sono state condotte in accordo con le prescrizioni e le indicazioni del D.M. 17/01/2018 e della Circolare 21/01/19, n. 7 C.S.LL.PP. (Rif. [1] e Rif. [2]).

Le azioni considerate per la verifica delle strutture di sostegno dell'imbotto sono le seguenti:

- *Azioni permanenti strutturali (G_1):* peso proprio degli elementi strutturali;
- *Azioni permanenti non strutturali (G_2):* spinta del terreno a monte e a valle dell'opera, carico distribuito sul piano campagna a monte della struttura di sostegno al fine di simulare il piano campagna non orizzontale, eventuale carico distribuito dovuto agli edifici;
- *Azioni variabili (Q_k):* carico variabile sul piano campagna atto a simulare la presenza di sovraccarichi variabili in fase costruttiva legato alle varie fasi realizzative e al traffico veicolare sulla soletta superiore;
- *Azione sismica (E):* Accelerazione orizzontale e verticale.

9.1 AZIONI

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tabella 9-1. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel paragrafo 2.6.1 dell'NTC2018. Si deve comunque intendere che il terreno costituisce carichi permanenti strutturali (γ_{G1}), il carico degli edifici come carichi permanenti non strutturali (γ_{G2}).

	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_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 9-1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I – NTC18).

9.2 RESISTENZE

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tabella 9-1 tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun'opera.

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 9-2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II – NTC18).

9.3 OPERE DI SOSTEGNO

Il modello geometrico deve tenere conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Nel caso in cui la funzione di sostegno sia affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0.5 m.

9.3.1 Paratie

Per le paratie di devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)
 - Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera;
 - Collasso per carico limite verticale;
 - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - Instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - Instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - Sifonamento del fondo scavo;
 - Instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza di uno o più ancoraggi;
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o sistemi di contrasto;
 - Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabella 9-1 e Tabella 9-2.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate seguendo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

Tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in Tabella 9-1 e Tabella 9-2. con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità. Se le analisi sono svolte impiegando codici di calcolo automatico basati sulla discretizzazione del dominio le verifiche SLU di tipo geotecnico e di tipo strutturale scaturiscono da una stessa analisi d'interazione terreno-struttura impiegando i valori caratteristici dei parametri geotecnici e delle azioni. Nella verifica nei confronti di meccanismi di rottura che coinvolgono il terreno (GEO), dopo la simulazione di tutte le fasi di scavo, il margine di sicurezza si ricava con un ulteriore passo di calcolo, finalizzato alla ricerca di un meccanismo di collasso del terreno riducendo progressivamente i parametri di resistenza dopo aver incrementato le azioni permanente non strutturali e le azioni variabili dei coefficienti del gruppo A2.

9.4 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti.

10 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA PARATIA

10.1 SEZIONI DI CALCOLO

Sono state verificate le seguenti sezioni:

- Sezione 1: sezione alla progr. km. 0+220;
- Sezione 2: sezione alla progr. km. 0+410;
- Sezione 3: sezione alla progr. km. 0+470;
- Sezione 4: sezione alla progr. km. 0+560.

10.2 SEZIONE 1

La sezione oggetto di studio è stata presa a ridosso dell'edificio B002 posta alla progressiva km. 0+220 (si veda Figura 10-1).

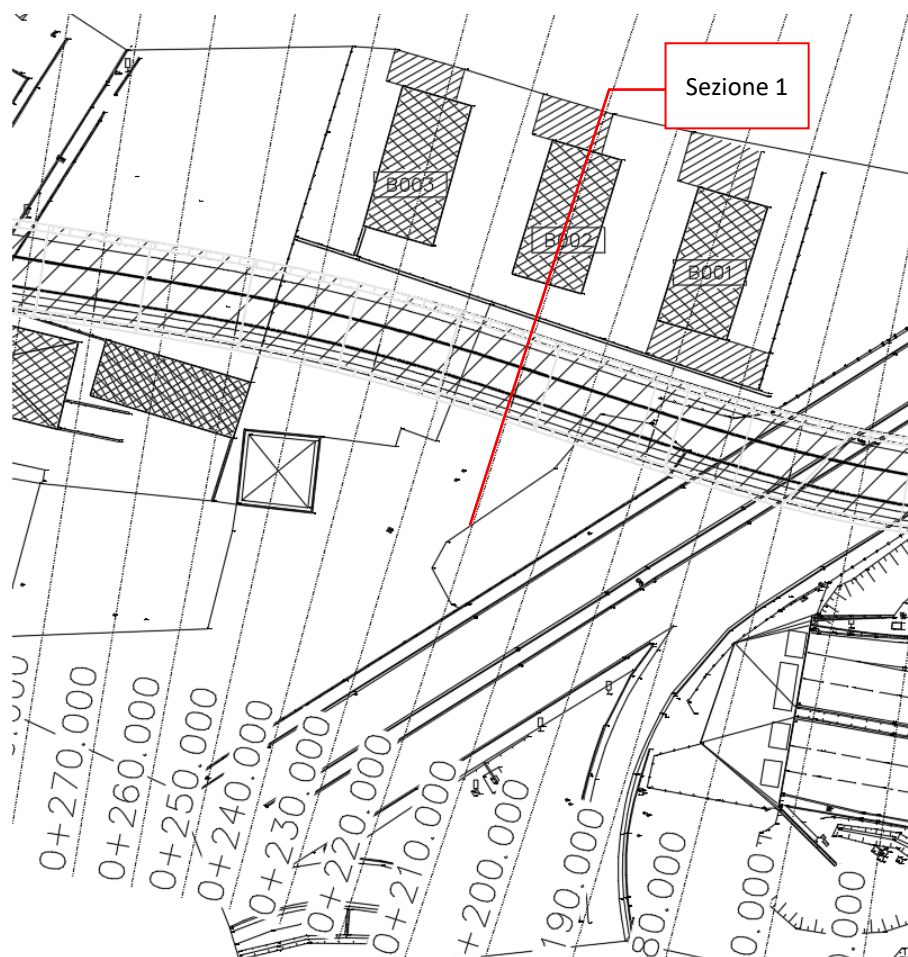


Figura 10-1: Vista in pianta tracciato e sezione 1.

10.2.1 Modello numerico

La Figura 10-2 mostra un confronto tra la sezione reale e quella simulata attraverso il software di calcolo. Si può osservare ad esempio come l'inclinazione del terreno naturale a monte dei diaframmi sia stata modellata mediante l'applicazione di un carico fittizio equivalente, su un piano campagna simulato orizzontalmente

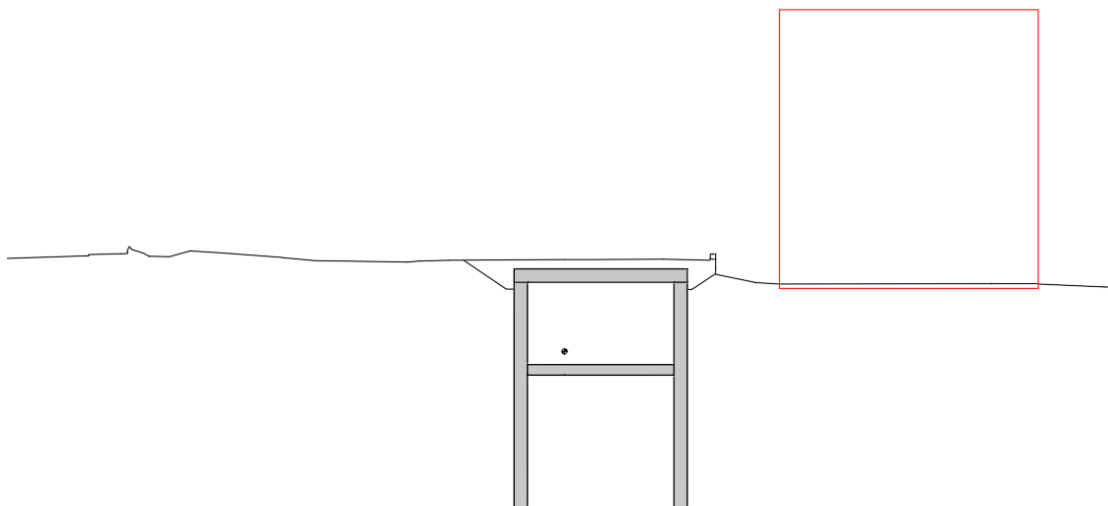
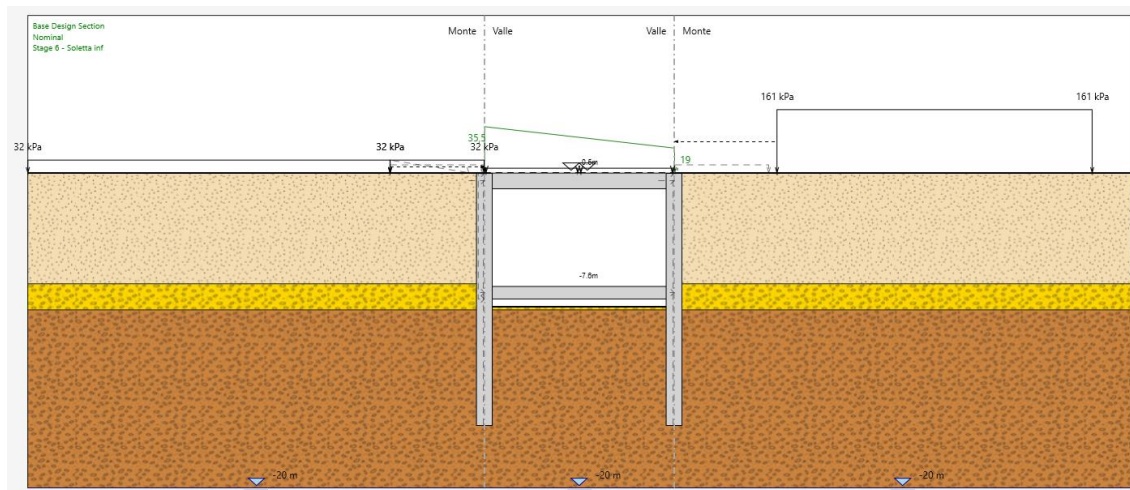


Figura 10-2: Confronto tra la sezione modellata (sopra) e quella reale (sotto)

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

Tipologia di struttura di sostegno	Paratia di diaframmi di spessore 1.00m
Altezza totale paratia	H _{tot} = 16 m
Altezza libera paratia	H = 8.0m (+ 0.5m, si veda §9.3)
Inclinazione del piano campagna a monte	Pre-scavo 3:2
Sovraccarichi permanenti a monte	Carico fittizio variabile equivalente alla pendenza del p.c. ed edificio B002
Sovraccarichi variabili a monte	q ₁ = 20 kPa mezzi di cantiere
Sovraccarico permanente sulla soletta superiore	Carico da traffico 20 kPa (4 kPa in fase sismica) e carico di ritombamento trapezoidale pari a 35 kPa e 19 kPa, (39 kPa e 21 kPa in fase sismica) corrispondenti a 1.90 m e a 1.00 m di ricoprimento.

Tabella 10-1: Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

Per ciascun piano dell'edificio è stato ipotizzato un peso di 20 kPa, il carico dell'edificio è stato applicato a quota testa paratia inserendolo come "peso netto" definito come:

$$q_{edificio} = (n_{piani} 20kPa - \gamma_t z_{fond,edificio})$$

All'interno del software ParatiePlus i sovraccarichi applicati sono definiti come permanenti strutturali (G_1), per questo motivo, nella combinazione A1+M1+R1, il valore è stato moltiplicato per $\frac{\gamma_{G2}}{\gamma_{G1}} = \frac{1.5}{1.3}$. Inoltre, non avendo informazioni dettagliate riguardo alle fondazioni dell'edificio, si è assunta l'ipotesi più cautelativa di fondazione a p.c. ottenendo dunque un carico pari a:

$$q_{edificio} = (7 \cdot 20 kPa - 0 kPa) \frac{1.5}{1.3} = 161 kPa$$

Anche il carico permanente applicato sulla soletta di copertura nella combinazione A1+M1+R1 è stato amplificato per $\frac{\gamma_{G2}}{\gamma_{G1}} = \frac{1.5}{1.3}$.

I parametri geotecnici adottati nelle analisi variano a seconda della combinazione di riferimento adottata in considerazione della specifica verifica prevista dal D.M. 14/01/2018 così come riportato nel prospetto che segue.

Terreno	Comb.	$\gamma \left[\frac{kN}{m^3} \right]$	c [kPa]	φ [°]	E [MPa]	k_0 [-]	k_{ah} [-]	k_{ph} [-]
G4 SL (da p.c. a -7.05 m)	M1	18.7	0	30	13	0.500	0.279	4.633
	M2			25		0.581	0.349	3.372
SG/SL – G/GS (da -7.05 m a -8.7 m)	M1	18.5	0	33	35	0.455	0.245	5.655
	M2			28		0.539	0.312	3.950
G1 BG – G2 GC (da -8.7 m)	M1	19.6	0	34	45	0.441	0.235	6.062
	M2			29		0.525	0.299	4.175

γ = peso dell'unità di volume
 c = coesione efficace (valore di calcolo)
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio (valore di calcolo)
 E' = modulo di Young
 k_0 = coefficiente di spinta a riposo
 k_{ah} = coefficiente di spinta attiva
 k_{ph} = coefficiente di resistenza passiva

Tabella 10-2: Parametri geotecnici di calcolo

Con riferimento ai parametri riportati al §6.2.2, l'incremento di spinta del terreno dovuto all'azione sismica valutata secondo la teoria di Wood e alle forze di inerzia delle solette, del ritombamento e del cordolo risultano pari a:

		Tipologia di carico	Applicazione
Δp_d	18.6 kPa/m	Carico di Wood	Sull'altezza di scavo della paratia
q_v	3.0 kPa/m	Carico distribuito	Sull'intera altezza della paratia
$F_{h, superiore}$	48 kN/m	Carico concentrato	Ai nodi tra soletta superiore e diaframmi
$F_{h, inferiore}$	13 kN/m	Carico concentrato	Ai nodi tra soletta inferiore e diaframmi

Tabella 10-3: Azione sismiche applicate al modello

Si riportano le fasi di calcolo in cui è stata articolata l'analisi numerica:

- FASE 0. Inizializzazione dello stato tensionale geostatico;
- FASE 1. Installazione dei diaframmi e applicazione del carico variabile q_1 (rappresentativo dei mezzi di cantiere);
- FASE 2. Scavo fino a quota -1.00m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 3. Realizzazione della soletta di copertura a quota -0.50 m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 4. Scavo di ribasso fino a quota -8.50 m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 5. Realizzazione della soletta di base a quota -7.60 m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 6. Applicazione dell'azione sismica.

10.2.2 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi sono di seguito descritti in sintesi ed illustrati in maggior dettaglio nell'allegato pertinente (si veda §14).

10.2.2.1 Verifiche SLU/SLV GEO

Verifica del complesso opera – terreno

La verifica è finalizzata a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di infissione della paratia, sia in condizioni statiche (SLU) che sismiche (SLV). A tale scopo, nei prospetti che seguono, sono riportati gli output relativi alle fasi finali dell'analisi statica (Stage 5) e sismica (stage 6) in termini di deformata dell'opera e di percentuale di spinta passiva mobilitata.

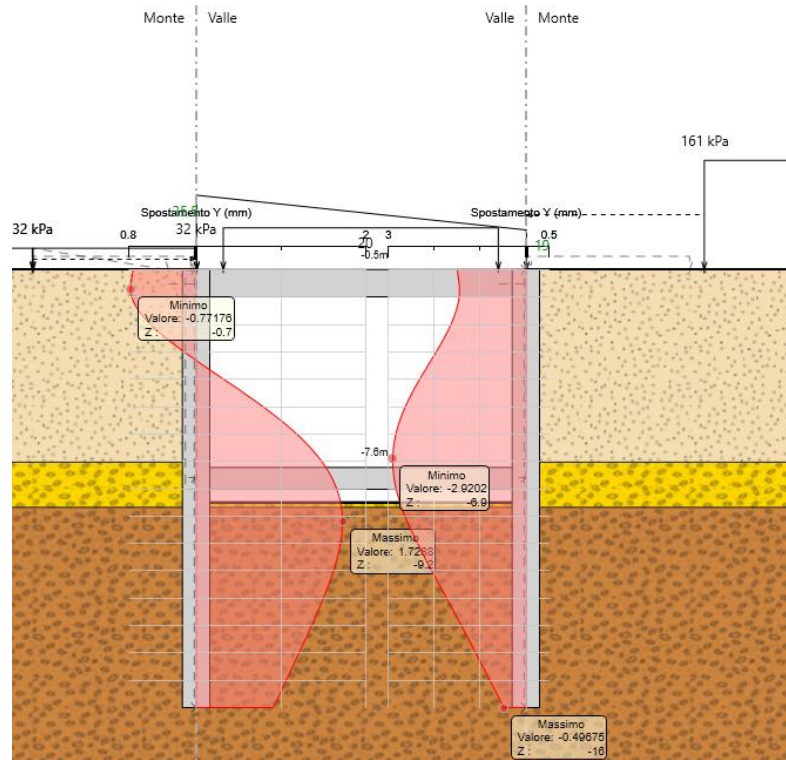


Figura 10-3: Risultati dell'analisi SLU GEO: diagramma degli spostamenti

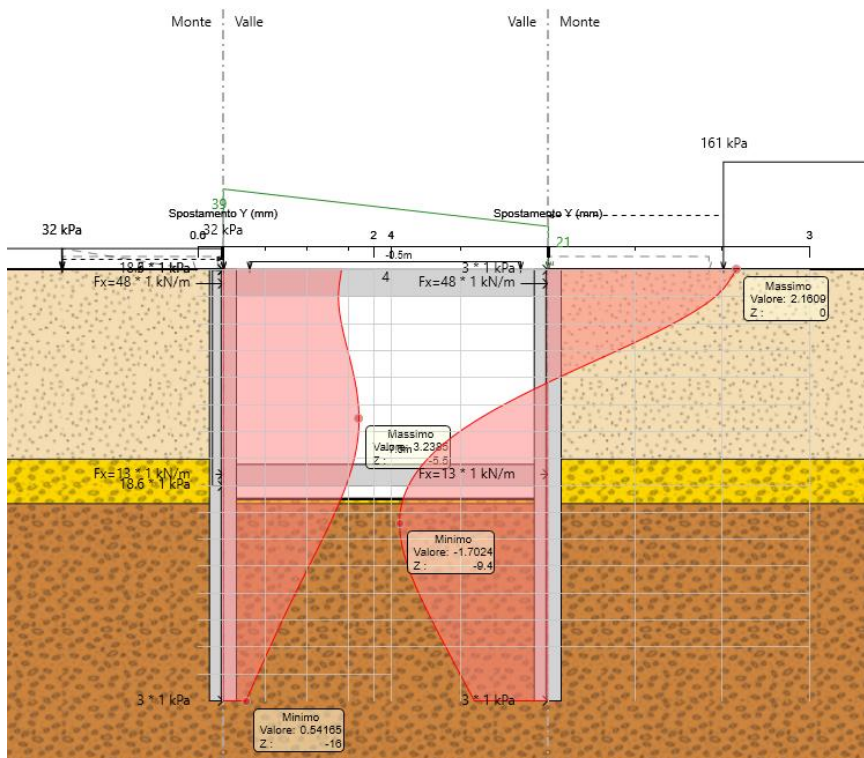


Figura 10-4: Risultati dell'analisi SLV-GEO: diagramma degli spostamenti

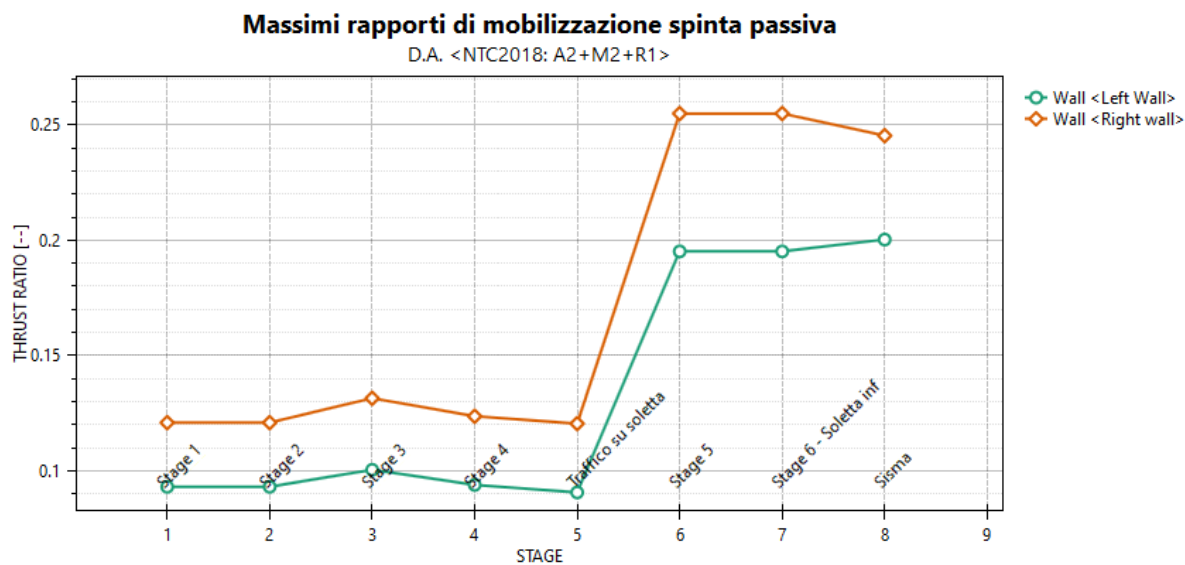


Figura 10-5: Risultati dell'analisi SLU-GEO: Riepilogo delle spinte: spinta reale efficace/spinta passiva = 0,25

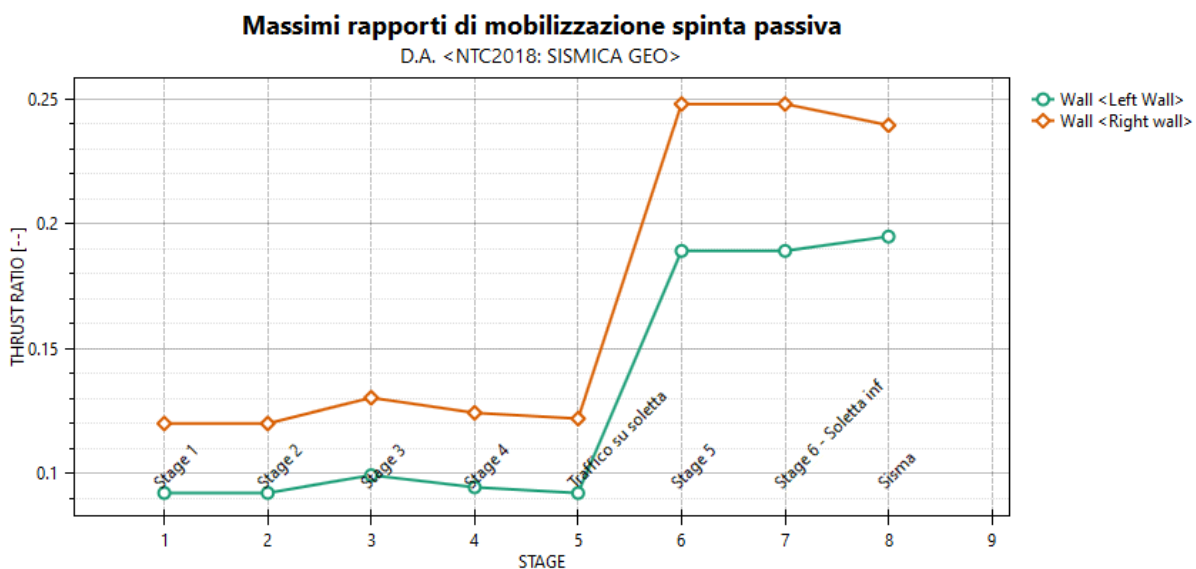


Figura 10-6: Risultati dell'analisi SLU-GEO: Riepilogo delle spinte: spinta reale efficace/spinta passiva = 0,24

La percentuale di spinta passiva mobilitata, per la paratia in esame, è pari al 25% in condizione statica e al 24% in condizione sismica.

10.2.2.2 Verifiche SLE/SLU/SLV STR – Diaframmi perimetrali

Azioni interne

Di seguito nel capitolo verranno presentate le azioni interne degli elementi diaframmi, sia sul lato destro che su quello sinistro della galleria.

Vista la accettabile sovrapposibilità delle tre sezioni di calcolo (la sezione 1 alla progr. km. 0+220, la sezione 2 alla progr. km. 0+410 e la sezione 3 alla progr. km. 0+470), si è deciso in sede di verifiche strutturali di considerare l'involuppo delle azioni interne per ciascuno dei lati dei diaframmi.

Essendo il comportamento della struttura difficilmente assimilabile ad uno scatolare con incastro perfetto tra soletta superiore e diaframmi, in quanto presumibilmente si comporterà in maniera intermedia tra i due schemi statici, al fine di dimensionare la struttura di sostegno, a favore di sicurezza, sono stati considerati due schemi statici limite:

1. schema di semplice appoggio: al fine di stimare le sollecitazioni massime sulla luce libera del diaframma e le campate delle due solette;
2. vincolo di piena continuità tra diaframma e solettone che collega i due diaframmi in sommità.

Lo schema dimensionante ai fini delle verifiche SLE/SLU/SLV è quello di incastro, ponendo attenzione anche a coprire il momento che si crea in campata per via dello schema di appoggio.

Nei prospetti che seguono, per le combinazioni STR SLE, SLU e SLV, si riportano gli involuppi degli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione sui diaframmi ed i valori numerici relativi alle sezioni di sollecitazioni massime, scelte come rappresentative per le verifiche strutturali.

Come forza assiale massima agente sui diaframmi perimetrali si considera il taglio massimo sul solettone.

Combinazione	Sollecitazione massima	Msd [kNm/m]	Nsd [kN/m]	Tsd [kN/m]
SLE	Momento/Taglio	897	482	316
SLU	Momento/Taglio	1248	693	427
SLV	Momento/Taglio	584	398	273

Tabella 10-4: Sollecitazioni allo SLE, SLU e SLV – Diaframmi perimetrali di sinistra

Combinazione	Sollecitazione massima	Msd [kNm/m]	Nsd [kN/m]	Tsd [kN/m]
SLE	Momento/Taglio	884	483	325
SLU	Momento/Taglio	1243	695	438
SLV	Momento/Taglio	1031	442	379

Tabella 10-5: Sollecitazioni allo SLE, SLU e SLV – Diaframmi perimetrali di destra

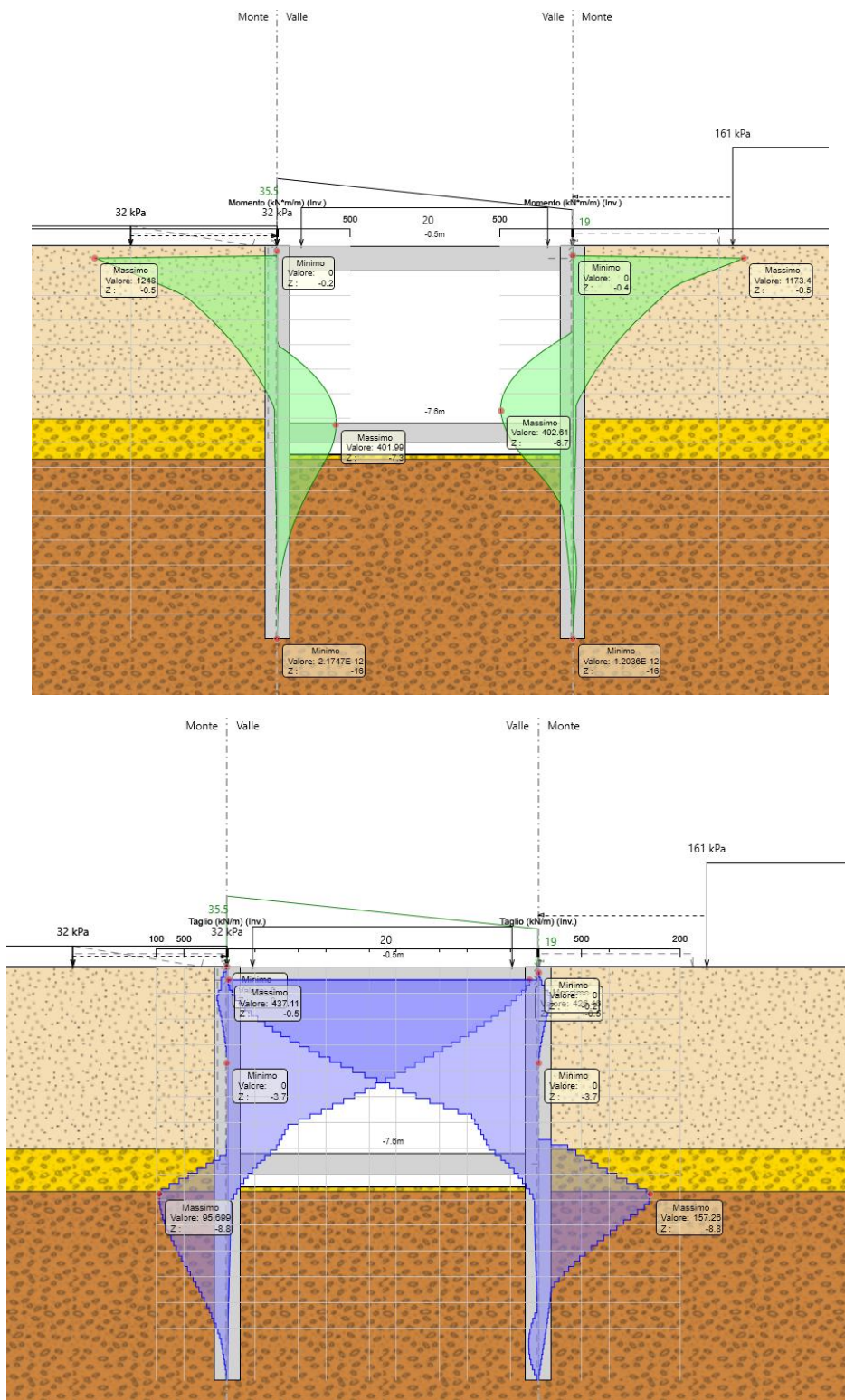


Figura 10-7: Risultati dell'analisi SLU-STR: Caratteristiche della sollecitazione

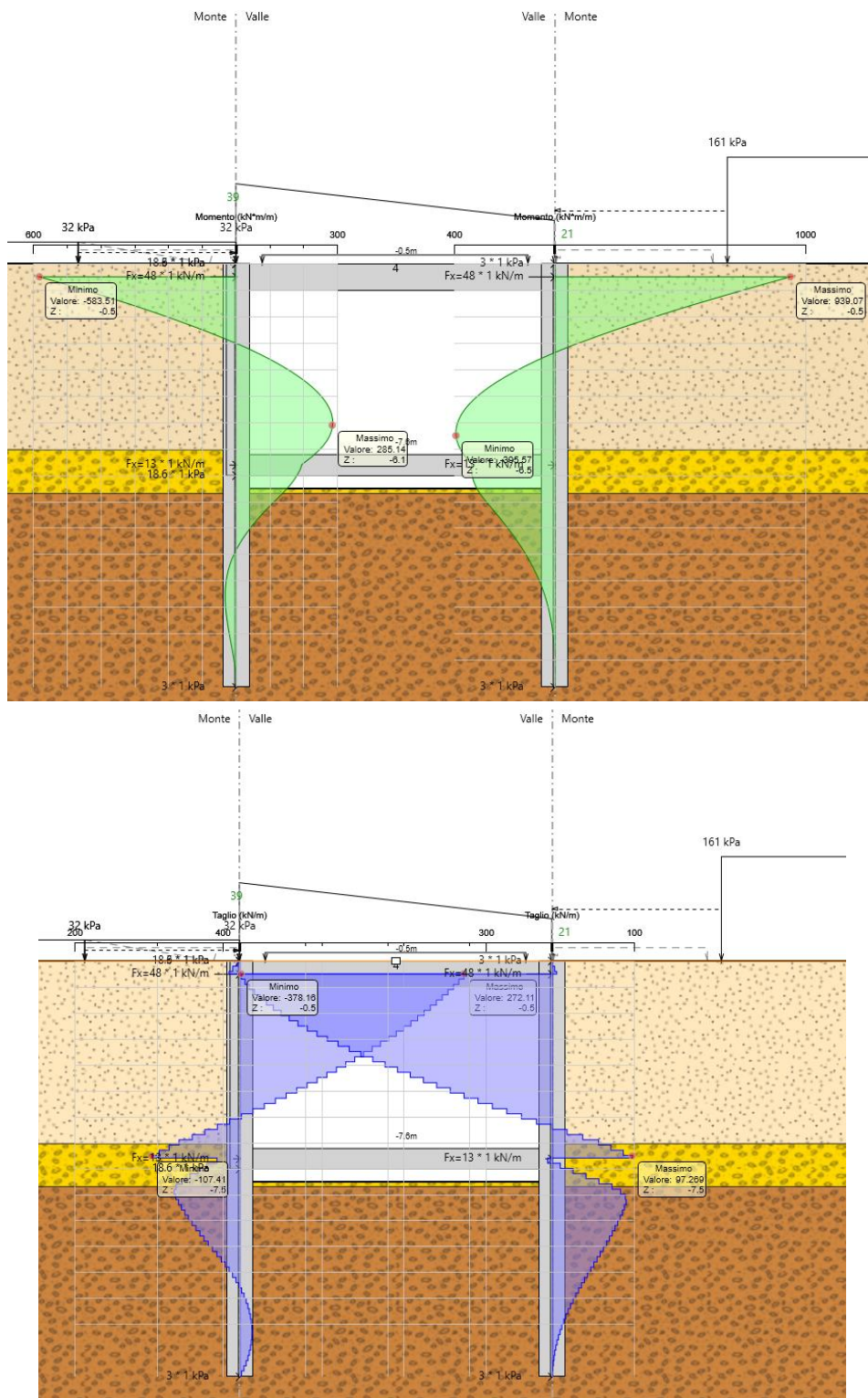


Figura 10-8: Risultati dell'analisi SLV-STR: Caratteristiche della sollecitazione

Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza allo SLU e le verifiche di fessurazione e tensionali allo SLE per i diaframmi perimetrali, sia sul lato destro che su quello sinistro della galleria.

I diaframmi perimetrali di sinistra sono armati in tre fasce diverse, coerentemente con le azioni interne presenti. La prima, più prossima al piano di campagna, è armata come segue:

- armatura longitudinale sul lato terreno: (27+11) ϕ 28
- armatura longitudinale sul lato galleria: (16+9) ϕ 26
- armatura trasversale: ϕ 14/20 cm

La seconda è così armata:

- armatura longitudinale sul lato terreno: 16 ϕ 28
- armatura longitudinale sul lato galleria: (16+9) ϕ 26
- armatura trasversale: ϕ 14/20 cm

La terza e ultima, infine, è armata come segue:

- armatura longitudinale sul lato terreno: 16 ϕ 28
- armatura longitudinale sul lato galleria: 16 ϕ 26
- armatura trasversale: ϕ 14/20 cm

Le verifiche strutturali SLU/SLV vengono eseguite per confronto tra le sollecitazioni di calcolo (ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando gli opportuni coefficienti parziali) e le resistenze di calcolo (definite dai punti M_{Rd} , N_{Rd} che definiscono il dominio resistente nel piano M, N).

Le verifiche strutturali SLE, invece, confrontano le massime tensioni sia nel calcestruzzo che nell'acciaio con i massimi valori ammissibili in condizioni di esercizio e confrontano l'apertura di fessura con i valori limite ammissibili.

Considerando il lato terreno come lembo teso, le verifiche strutturali sono le seguenti:

CALCOLO NTC 2018																	
Diaframma sx - lato terreno																	
GEOMETRIA DELLA SEZIONE										CALCESTRUZZO C 35 / 45							
Cs = copriferro delle staffe (*) dati opzionali										fck cub. Mpa = 45.00 resistenza caratteristica cubica							
SEZ.	B compr. cm	B anima (*) cm	B iessa (*) cm	H cm	Cs cm	d (*) cm	Acciaio	Descrizione	fck Mpa = 35.00	resistenza caratteristica cilindrica							
1	240.0			100.0	9.9	87.7	1		19.83	resistenza di calcolo cilindrica							
2	240.0			100.0	9.9	89.7	1		3.21	resistenza media a trazione							
3	240.0			100.0	7.5	89.7	1		2.57	res. trazione fessuraz. = 0.80 x fctm							
4									2.25	resistenza caratteristica a trazione							
5									1.50	resistenza di calcolo a trazione							
6									15.75	Max. tensione esercizio = 0.45 x fck							
7									3.37	tensione di aderenza per $\phi \leq 32$ mm							
8									34'077	modulo elastico istantaneo							
9									=	1.50 Coeff. sicurezza CLS (= 1.5 EC2)							
10																	
n = 15 Coeff. omogenizzazione armature S.L.E.										ACCAIO 1 per staffe e dove indicato per armatura longitudinale							
Fs SLU = 1 (1) N cost (2) e = M/N cost										fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento							
N Positiva azione assiale No Nsd di compressione										fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo							
M Positivo tende fibre lato armatura As (inserire sempre positivo)										fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk							
										ACCAIO 2 dove indicato per armatura longitudinale							
										fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento							
										fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo							
										fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk							
SEZIONE		AZIONI S.L.E.			AZIONI S.L.U.			ARMATURA As (Tesa da M)			ARMATURA A's (Compressa da M)			ARMATURA A TAGLIO ($\phi = 0$ in assenza armatura)			
SEZ.	Z m	Mo kNm	No kN	Msd kNm	Nsd kN	Vsd kN	SEZ.	n. ferri (x As)	ϕ mm	As cm ²	n. ferri (x A's)	ϕ mm	A's cm ²	ϕ mm	passo cm	n. braccia	Cotg θ 1 < θ < 2.5
1	0.00	2'153	0	2'995	0	1'025	1	38	28	233.99	25	26	132.73	14	20	6	1.0
2	0.00	787	0	1'135	0	761	2	16	28	98.52	25	26	132.73	14	20	6	1.0
3	0.00	60	0	461	0	413	3	16	28	98.52	16	26	84.95	14	20	6	1.0
4							4			0.00			0.00				
5							5			0.00			0.00				
6							6			0.00			0.00				
7							7			0.00			0.00				
8							8			0.00			0.00				
9							9			0.00			0.00				
10							10			0.00			0.00				
VERIFICHE SOLLECITAZIONI S.L.E. e S.L.U.																	
SEZ.	d cm	d' cm	M - N S.L.E.				M - N S.L.U.				V S.L.U.						
			X cm	σ cls Mpa	σ f Mpa	σ ' f Mpa	TEST S.L.E.	X/d	Mrd kNm	Nrd kN	Fs. ≥ 1	Ast. min. cm ² /m	Ast. pro. cm ² /m	Vrd CLS	Vrd Acciaio	Vrd kN	TEST S.L.U.
1	87.73	12.58	34.53	-5.24	121.10	-49.96	SI	0.21	7'247	0	2.42	29.03	46.18	9'396	1'427	1'427	SI
2	89.70	12.58		-1.55	18.94	-17.33	SI	0.13	3'320	0	2.92	29.03	46.18	9'607	1'459	1'459	SI
3	89.70	10.20		-0.12	1.46	-1.48	SI	0.12	3'302	0	7.17	29.03	46.18	9'607	1'459	1'459	SI
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
Positive sollecitazioni σ cls - σ f - σ ' f di trazione										Ast. min. = armatura minima EC2							
X nullo sezione interamente reagente σ t cls < fct fes (non si eseguono verifiche a fessurazione)										Ast. pro. = armatura di progetto							
X = 0 asse neutro esterno alla sezione per tensoflessione - agenti solo armature										TEST = SI * Vrd > Vsd ma Ast.Pro. < Ast.Min.							
VERIFICA S.L.E. FESSURAZIONE																	
SEZ.	Z m	As tesa cm ²	B iessa cm	Ac eff. cm ²	ρ r As/Aceff	ϕ mm	Sr max mm	σ s Mpa	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ x 1000	ϵ_{min} x 1000	Wk mm	TEST FESS.	Dist max mm				
1	0.00	234.0	240.0	5'238	0.045	28	489.9	121.1	0.402	0.346	0.197	SI	634				
2																	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
K1 = 0.80 (0,8 aderenza migl. 1,6 lisce) Kt = 0.40 (0,6 breve durata 0,4 lunga durata)																	
K2 = 0.50 (0,5 pressofless. 1,0 trazione)																	

Wk_{amm} = 0.20 mm
 $\epsilon_{mini} = 0.60 \times \sigma_s / E_s$
 Dist max = 5 * (C_{tot} + $\phi/2$)
 max. distanza tra le barre per validità della formulazione

Figura 10-9: Verifiche SLE/SLU/SLV-STR: Diaframmi di sinistra, lato terreno

Considerando, invece, il lato galleria come lembo teso, le verifiche strutturali SLE, SLU e SLV sono le seguenti:

CALCOLO NTC 2018																	
Diaframma sx - lato galleria																	
GEOMETRIA DELLA SEZIONE										CALCESTRUZZO C 35 / 45							
Cs = copriferro delle staffe (*) dati opzionali										fck cub. Mpa = 45.00 resistenza caratteristica cubica							
SEZ.	B compr. cm	B anima (*) cm	B lesa (*) cm	H cm	Cs cm	d (*) cm	Acciaio	Descrizione	fck Mpa = 35.00	resistenza caratteristica cilindrica							
1	240.0			100.0	9.5	87.4	1		fcd Mpa = 19.83	resistenza di calcolo cilindrica							
2	240.0			100.0	7.5	87.4	1		fctm Mpa = 3.21	resistenza media a trazione							
3	240.0			100.0	7.5	89.8	1		fct fes Mpa = 2.57	res. trazione fessuraz. = 0.80 x fctm							
4									fctk Mpa = 2.25	resistenza caratteristica a trazione							
5									fctd Mpa = 1.50	resistenza di calcolo a trazione							
6									fc es. Mpa = 15.75	Max. tensione esercizio = 0.45 x fck							
7									fbd Mpa = 3.37	tensione di aderenza per $\phi \leq 32$ mm							
8									Ecm Mpa = 34'077	modulo elastico istantaneo							
9									γ_c = 1.50	Coeff. sicurezza CLS (= 1.5 EC2)							
10									ACCIAIO 1 per staffe e dove indicato per armatura longitudinale								
n = 15 Coeff. omogenizzazione armature S.L.E.										fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento							
Fs SLU = 1 (1) N cost (2) e = M/N cost										fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo							
										fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk							
N Positiva azione assiale No Nsd di compressione										ACCIAIO 2 dove indicato per armatura longitudinale							
M Positivo tende fibre lato armatura As (inserire sempre positivo)										fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento							
										fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo							
										fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk							
SEZIONE		AZIONI S.L.E.			AZIONI S.L.U.			ARMATURA As (Tesa da M)			ARMATURA A's (Compressa da M)			ARMATURA A TAGLIO ($\phi = 0$ in assenza armatura)			
SEZ.	Z m	Mo kNm	No kN	Msd kNm	Nsd kN	Vsd kN	SEZ.	n. ferri (x As)	ϕ mm	As cm ²	n. ferri (x A's)	ϕ mm	A's cm ²	ϕ mm	passo cm	n. braccia	Cotg θ 1 < θ < 2.5
1	0.00	854	0	1'104	0	1'025	1	25	26	132.73	38	28	233.99	14	20	6	1.0
2	0.00	1'205	0	1'562	0	761	2	25	26	132.73	16	28	98.52	14	20	6	1.0
3	0.00	756	0	979	0	413	3	16	26	84.95	16	28	98.52	14	20	6	1.0
4							4			0.00			0.00				
5							5			0.00			0.00				
6							6			0.00			0.00				
7							7			0.00			0.00				
8							8			0.00			0.00				
9							9			0.00			0.00				
10							10			0.00			0.00				
VERIFICHE SOLLECITAZIONI S.L.E. e S.L.U.																	
SEZ.	d cm	d' cm	X cm	M - N S.L.E.				TEST S.L.E.	X/d	M - N S.L.U.			V S.L.U.				
				σ_{cls} Mpa	σ_f Mpa	$\sigma'f$ Mpa				Mrd kNm	Nrd kN	Fs. ≥ 1	Ast. min. cm ² /m	Ast. pro. cm ² /m	Vrd CLS	Vrd Acciaio	Vrd kN
1	87.42	12.27		-1.48	18.24	-16.57	SI	0.15	4'251	0	3.85	29.03	46.18	9'363	1'422	1'422	SI
2	87.42	10.30		-2.43	26.52	-28.99	SI	0.15	4'258	0	2.73	29.03	46.18	9'363	1'422	1'422	SI
3	89.80	10.30		-1.54	18.68	-18.35	SI	0.11	2'876	0	2.94	29.03	46.18	9'618	1'460	1'460	SI
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
Positive sollecitazioni σ_{cls} - σ_f - $\sigma'f$ di trazione										Ast. min. = armatura minima EC2							
X nullo sezione interamente reagente $\sigma_{cls} < f_{ct\ fes}$ (non si eseguono verifiche a fessurazione)										Ast. pro. = armatura di progetto							
X = 0 asse neutro esterno alla sezione per tensoflessione - agenti solo armature										TEST = SI * Vrd > Vsd ma Ast.Pro. < Ast.Min.							
VERIFICA S.L.E. FESSURAZIONE																	
SEZ.	Z m	As tesa cm ²	B lesa cm	Ac eff. cm ²	ρ_f As/Aceff	ϕ mm	Sr max mm	σ_s Mpa	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ x 1000	ϵ_{min} x 1000	Wk mm	TEST FESS.	Dist max mm				
1																	
2																	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
$Wk_{amm} = 0.20$ mm $\epsilon_{mini} = 0.60$ x σ_s / E_s Dist max = 5 * (C _{tot} + $\phi/2$) max. distanza tra le barre per validità della formulazione																	
K1 = 0.80 (0,8 aderenza migl. 1,6 lisce) Kt = 0.40 (0,6 breve durata 0,4 lunga durata)										K2 = 0.50 (0,5 pressofless. 1,0 trazione)							

Figura 10-10: Verifiche SLE/SLU/SLV-STR: Diaframmi di sinistra, lato galleria

Considerando, infine, i diaframmi perimetrali di destra, anch'essi armati in tre fasce diverse, si presenta l'armatura della prima fascia, più prossima al piano di campagna:

- armatura longitudinale sul lato terreno: (27+11) ϕ 28
- armatura longitudinale sul lato galleria: (16+11) ϕ 26
- armatura trasversale: ϕ 14/20 cm

La seconda è così armata:

- armatura longitudinale sul lato terreno: 16 ϕ 28
- armatura longitudinale sul lato galleria: (16+11) ϕ 26
- armatura trasversale: ϕ 14/20 cm

La terza e ultima, infine, è armata come segue:

- armatura longitudinale sul lato terreno: 16 ϕ 28
- armatura longitudinale sul lato galleria: 16 ϕ 26
- armatura trasversale: ϕ 14/20 cm

Le verifiche strutturali SLU/SLV vengono eseguite per confronto tra le sollecitazioni di calcolo (ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando gli opportuni coefficienti parziali) e le resistenze di calcolo (definite dai punti M_{Rd} , N_{Rd} che definiscono il dominio resistente nel piano M, N).

Le verifiche strutturali SLE, invece, confrontano le massime tensioni sia nel calcestruzzo che nell'acciaio con i massimi valori ammissibili in condizioni di esercizio e confrontano l'apertura di fessura con i valori limite ammissibili.

Similmente ai diaframmi perimetrali di sinistra, si presentano le verifiche strutturali, considerando prima il lato terreno come lembo teso:

CALCOLO NTC 2018 Diaframma dx - lato terreno																																																																																																																																																																																																																															
GEOMETRIA DELLA SEZIONE							Cs = copriferro delle staffe (*) dati opzionali		CALCESTRUZZO C 35 / 45																																																																																																																																																																																																																						
SEZ.	B compr. cm	B anima (*) cm	B lesa (*) cm	H cm	Cs cm	d (*) cm	Acciaio	Descrizione																																																																																																																																																																																																																							
1	240.0			100.0	10.2	87.7	1		fck cub. Mpa = 45.00 resistenza caratteristica cubica																																																																																																																																																																																																																						
2	240.0			100.0	10.2	89.7	1		fck Mpa = 35.00 resistenza caratteristica cilindrica																																																																																																																																																																																																																						
3	240.0			100.0	7.5	89.7	1		fcd Mpa = 19.83 resistenza di calcolo cilindrica																																																																																																																																																																																																																						
4									fctm Mpa = 3.21 resistenza media a trazione																																																																																																																																																																																																																						
5									fct fes Mpa = 2.57 res. trazione fessuraz. = 0.80 x fctm																																																																																																																																																																																																																						
6									fctk Mpa = 2.25 resistenza caratteristica a trazione																																																																																																																																																																																																																						
7									fctd Mpa = 1.50 resistenza di calcolo a trazione																																																																																																																																																																																																																						
8									fc es. Mpa = 15.75 Max. tensione esercizio = 0.45 x fck																																																																																																																																																																																																																						
9									fbd Mpa = 3.37 tensione di aderenza per $\phi \leq 32$ mm																																																																																																																																																																																																																						
10									Ecm Mpa = 34'077 modulo elastico istantaneo																																																																																																																																																																																																																						
									γ_c = 1.50 Coeff. sicurezza CLS (= 1.5 EC2)																																																																																																																																																																																																																						
ACCIAIO 1 per staffe e dove indicato per armatura longitudinale fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk																																																																																																																																																																																																																															
ACCIAIO 2 dove indicato per armatura longitudinale fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk																																																																																																																																																																																																																															
n	=	15	Coeff. omogenizzazione armature S.L.E.																																																																																																																																																																																																																												
Fs SLU	=	1	(1) N cost (2) e = M/N cost																																																																																																																																																																																																																												
N	Positiva azione assiale No Nsd di compressione																																																																																																																																																																																																																														
M	Positivo tende fibre lato armatura As (inserire sempre positivo)																																																																																																																																																																																																																														
<table border="1"> <thead> <tr> <th>SEZIONE</th> <th colspan="3">AZIONI S.L.E.</th> <th colspan="3">AZIONI S.L.U.</th> <th colspan="3">ARMATURA As (Tesa da M)</th> <th colspan="3">ARMATURA A's (Compressa da M)</th> <th colspan="3">ARMATURA A TAGLIO ($\phi = 0$ in assenza armatura)</th> </tr> <tr> <th>SEZ.</th> <th>Z m</th> <th>Mo kNm</th> <th>No kN</th> <th>Msd kNm</th> <th>Nsd kN</th> <th>Vsd kN</th> <th>SEZ.</th> <th>n. ferri (x As)</th> <th>ϕ mm</th> <th>As cm²</th> <th>n. ferri (x A's)</th> <th>ϕ mm</th> <th>A's cm²</th> <th>ϕ mm</th> <th>passo cm</th> <th>n. braccia</th> <th>Cotg θ 1 < θ < 2.5</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0.00</td> <td>2'122</td> <td>0</td> <td>2'983</td> <td>0</td> <td>1'051</td> <td>1</td> <td>38</td> <td>28</td> <td>233.99</td> <td>27</td> <td>26</td> <td>143.35</td> <td>14</td> <td>20</td> <td>6</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0.00</td> <td>790</td> <td>0</td> <td>1'140</td> <td>0</td> <td>811</td> <td>2</td> <td>16</td> <td>28</td> <td>98.52</td> <td>27</td> <td>26</td> <td>143.35</td> <td>14</td> <td>20</td> <td>6</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0.00</td> <td>151</td> <td>0</td> <td>199</td> <td>0</td> <td>538</td> <td>3</td> <td>16</td> <td>28</td> <td>98.52</td> <td>16</td> <td>26</td> <td>84.95</td> <td>14</td> <td>20</td> <td>6</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>4</td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>5</td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>6</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>6</td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>7</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>7</td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>8</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>8</td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>9</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>9</td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>10</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>10</td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>										SEZIONE	AZIONI S.L.E.			AZIONI S.L.U.			ARMATURA As (Tesa da M)			ARMATURA A's (Compressa da M)			ARMATURA A TAGLIO ($\phi = 0$ in assenza armatura)			SEZ.	Z m	Mo kNm	No kN	Msd kNm	Nsd kN	Vsd kN	SEZ.	n. ferri (x As)	ϕ mm	As cm ²	n. ferri (x A's)	ϕ mm	A's cm ²	ϕ mm	passo cm	n. braccia	Cotg θ 1 < θ < 2.5	1	0.00	2'122	0	2'983	0	1'051	1	38	28	233.99	27	26	143.35	14	20	6	1.0	2	0.00	790	0	1'140	0	811	2	16	28	98.52	27	26	143.35	14	20	6	1.0	3	0.00	151	0	199	0	538	3	16	28	98.52	16	26	84.95	14	20	6	1.0	4							4			0.00			0.00					5							5			0.00			0.00					6							6			0.00			0.00					7							7			0.00			0.00					8							8			0.00			0.00					9							9			0.00			0.00					10							10			0.00			0.00				
SEZIONE	AZIONI S.L.E.			AZIONI S.L.U.			ARMATURA As (Tesa da M)			ARMATURA A's (Compressa da M)			ARMATURA A TAGLIO ($\phi = 0$ in assenza armatura)																																																																																																																																																																																																																		
SEZ.	Z m	Mo kNm	No kN	Msd kNm	Nsd kN	Vsd kN	SEZ.	n. ferri (x As)	ϕ mm	As cm ²	n. ferri (x A's)	ϕ mm	A's cm ²	ϕ mm	passo cm	n. braccia	Cotg θ 1 < θ < 2.5																																																																																																																																																																																																														
1	0.00	2'122	0	2'983	0	1'051	1	38	28	233.99	27	26	143.35	14	20	6	1.0																																																																																																																																																																																																														
2	0.00	790	0	1'140	0	811	2	16	28	98.52	27	26	143.35	14	20	6	1.0																																																																																																																																																																																																														
3	0.00	151	0	199	0	538	3	16	28	98.52	16	26	84.95	14	20	6	1.0																																																																																																																																																																																																														
4							4			0.00			0.00																																																																																																																																																																																																																		
5							5			0.00			0.00																																																																																																																																																																																																																		
6							6			0.00			0.00																																																																																																																																																																																																																		
7							7			0.00			0.00																																																																																																																																																																																																																		
8							8			0.00			0.00																																																																																																																																																																																																																		
9							9			0.00			0.00																																																																																																																																																																																																																		
10							10			0.00			0.00																																																																																																																																																																																																																		
VERIFICHE SOLLECITAZIONI S.L.E. e S.L.U.																																																																																																																																																																																																																															
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">SEZ.</th> <th rowspan="2">d cm</th> <th rowspan="2">d' cm</th> <th colspan="4">M - N S.L.E.</th> <th rowspan="2">TEST S.L.E.</th> <th colspan="3">M - N S.L.U.</th> <th colspan="5">V S.L.U.</th> </tr> <tr> <th>X cm</th> <th>σ_{cls} Mpa</th> <th>σ_f Mpa</th> <th>$\sigma'f$ Mpa</th> <th>X/d</th> <th>Mrd kNm</th> <th>Nrd kN</th> <th>Fs. ≥ 1</th> <th>Ast. min. cm²/m</th> <th>Ast. pro. cm²/m</th> <th>Vrd CLS</th> <th>Vrd Acciaio</th> <th>Vrd kN</th> <th>TEST S.L.U.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>87.73</td> <td>12.89</td> <td>34.32</td> <td>-5.12</td> <td>119.41</td> <td>-47.92</td> <td>SI</td> <td>0.21</td> <td>7'241</td> <td>0</td> <td>2.43</td> <td>29.03</td> <td>46.18</td> <td>9'396</td> <td>1'427</td> <td>1'427</td> <td>SI</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>89.70</td> <td>12.89</td> <td></td> <td>-1.54</td> <td>18.96</td> <td>-17.03</td> <td>SI</td> <td>0.14</td> <td>3'324</td> <td>0</td> <td>2.92</td> <td>29.03</td> <td>46.18</td> <td>9'607</td> <td>1'459</td> <td>1'459</td> <td>SI</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>89.70</td> <td>10.20</td> <td></td> <td>-0.31</td> <td>3.67</td> <td>-3.74</td> <td>SI</td> <td>0.12</td> <td>3'302</td> <td>0</td> <td>16.58</td> <td>29.03</td> <td>46.18</td> <td>9'607</td> <td>1'459</td> <td>1'459</td> <td>SI</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>6</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>7</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>8</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>9</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>10</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>										SEZ.	d cm	d' cm	M - N S.L.E.				TEST S.L.E.	M - N S.L.U.			V S.L.U.					X cm	σ_{cls} Mpa	σ_f Mpa	$\sigma'f$ Mpa	X/d	Mrd kNm	Nrd kN	Fs. ≥ 1	Ast. min. cm ² /m	Ast. pro. cm ² /m	Vrd CLS	Vrd Acciaio	Vrd kN	TEST S.L.U.	1	87.73	12.89	34.32	-5.12	119.41	-47.92	SI	0.21	7'241	0	2.43	29.03	46.18	9'396	1'427	1'427	SI	2	89.70	12.89		-1.54	18.96	-17.03	SI	0.14	3'324	0	2.92	29.03	46.18	9'607	1'459	1'459	SI	3	89.70	10.20		-0.31	3.67	-3.74	SI	0.12	3'302	0	16.58	29.03	46.18	9'607	1'459	1'459	SI	4																		5																		6																		7																		8																		9																		10																					
SEZ.	d cm	d' cm	M - N S.L.E.				TEST S.L.E.	M - N S.L.U.					V S.L.U.																																																																																																																																																																																																																		
			X cm	σ_{cls} Mpa	σ_f Mpa	$\sigma'f$ Mpa		X/d	Mrd kNm	Nrd kN	Fs. ≥ 1	Ast. min. cm ² /m	Ast. pro. cm ² /m	Vrd CLS	Vrd Acciaio	Vrd kN	TEST S.L.U.																																																																																																																																																																																																														
1	87.73	12.89	34.32	-5.12	119.41	-47.92	SI	0.21	7'241	0	2.43	29.03	46.18	9'396	1'427	1'427	SI																																																																																																																																																																																																														
2	89.70	12.89		-1.54	18.96	-17.03	SI	0.14	3'324	0	2.92	29.03	46.18	9'607	1'459	1'459	SI																																																																																																																																																																																																														
3	89.70	10.20		-0.31	3.67	-3.74	SI	0.12	3'302	0	16.58	29.03	46.18	9'607	1'459	1'459	SI																																																																																																																																																																																																														
4																																																																																																																																																																																																																															
5																																																																																																																																																																																																																															
6																																																																																																																																																																																																																															
7																																																																																																																																																																																																																															
8																																																																																																																																																																																																																															
9																																																																																																																																																																																																																															
10																																																																																																																																																																																																																															
Positive sollecitazioni σ_{cls} - σ_f - $\sigma'f$ di trazione X nullo sezione interamente reagente $\sigma_{cls} < fct\text{fes}$ (non si eseguono verifiche a fessurazione) X = 0 asse neutro esterno alla sezione per tensoflessione - agenti solo armature VERIFICA S.L.E. FESSURAZIONE																																																																																																																																																																																																																															
<table border="1"> <thead> <tr> <th>SEZ.</th> <th>Z m</th> <th>As tesa cm²</th> <th>B lesa cm</th> <th>Ac eff. cm²</th> <th>ρ_f As/Aceff</th> <th>ϕ mm</th> <th>Sr max mm</th> <th>σ_s Mpa</th> <th>$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ x 1000</th> <th>ϵ_{min} x 1000</th> <th>Wk mm</th> <th>TEST FESS.</th> <th>Dist max mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0.00</td> <td>234.0</td> <td>240.0</td> <td>5'254</td> <td>0.045</td> <td>28</td> <td>500.9</td> <td>119.4</td> <td>0.394</td> <td>0.341</td> <td>0.197</td> <td>SI</td> <td>649</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>3</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>4</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>6</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>7</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>8</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>9</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>10</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>										SEZ.	Z m	As tesa cm ²	B lesa cm	Ac eff. cm ²	ρ_f As/Aceff	ϕ mm	Sr max mm	σ_s Mpa	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ x 1000	ϵ_{min} x 1000	Wk mm	TEST FESS.	Dist max mm	1	0.00	234.0	240.0	5'254	0.045	28	500.9	119.4	0.394	0.341	0.197	SI	649	2														3														4														5														6														7														8														9														10																																																																									
SEZ.	Z m	As tesa cm ²	B lesa cm	Ac eff. cm ²	ρ_f As/Aceff	ϕ mm	Sr max mm	σ_s Mpa	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ x 1000	ϵ_{min} x 1000	Wk mm	TEST FESS.	Dist max mm																																																																																																																																																																																																																		
1	0.00	234.0	240.0	5'254	0.045	28	500.9	119.4	0.394	0.341	0.197	SI	649																																																																																																																																																																																																																		
2																																																																																																																																																																																																																															
3																																																																																																																																																																																																																															
4																																																																																																																																																																																																																															
5																																																																																																																																																																																																																															
6																																																																																																																																																																																																																															
7																																																																																																																																																																																																																															
8																																																																																																																																																																																																																															
9																																																																																																																																																																																																																															
10																																																																																																																																																																																																																															
Ast. min. = armatura minima EC2 Ast. pro. = armatura di progetto TEST = SI * Vrd > Vsd ma Ast.Pro. < Ast.Min.																																																																																																																																																																																																																															
Wk _{amm} = 0.20 mm ϵ_{mini} = 0.60 x σ_s / ϵ_s Dist max = 5 * (C _{tot} + $\phi/2$) max. distanza tra le barre per validità della formulazione																																																																																																																																																																																																																															
K1 = 0.80 (0,8 aderenza migl. 1,6 lisce) Kt = 0.40 (0,6 breve durata 0,4 lunga durata) K2 = 0.50 (0,5 pressofless. 1,0 trazione)																																																																																																																																																																																																																															

Figura 10-11: Verifiche SLE/SLU/SLV-STR: Diaframmi di destra, lato terreno

Considerando, invece, il lato galleria come lembo teso, le verifiche strutturali SLE, SLU e SLV sono le seguenti:

CALCOLO NTC 2018																		
Diaframma dx - lato galleria																		
GEOMETRIA DELLA SEZIONE										Cs = copriferro delle staffe (*) dati opzionali				CALCESTRUZZO C 35 / 45				
SEZ.	B compr. cm	B anima (*) cm	B iessa (*) cm	H cm	Cs cm	d (*) cm	Acciaio	Descrizione						fck cub. Mpa = 45.00	resistenza caratteristica cubica			
1	240.0			100.0	9.5	87.1	1							fck Mpa = 35.00	resistenza caratteristica cilindrica			
2	240.0			100.0	7.5	87.1	1							fcid Mpa = 19.83	resistenza di calcolo cilindrica			
3	240.0			100.0	7.5	89.8	1							fctm Mpa = 3.21	resistenza media a trazione			
4														fct fes Mpa = 2.57	res. trazione fessuraz. = 0.80 x fctm			
5														fctk Mpa = 2.25	resistenza caratteristica a trazione			
6														fctd Mpa = 1.50	resistenza di calcolo a trazione			
7														fc es. Mpa = 15.75	Max. tensione esercizio = 0.45 x fck			
8														fbd Mpa = 3.37	tensione di aderenza per φ ≤ 32 mm			
9														Ecm Mpa = 34'077	modulo elastico istantaneo			
10														γc = 1.50	Coeff. sicurezza CLS (= 1.5 EC2)			
n = 15 Coeff. omogenizzazione armature S.L.E.										ACCIAIO 1 per staffe e dove indicato per armatura longitudinale				fyk Mpa = 450.00				tensione caratteristica di snervamento
Fs SLU = 1 (1) N cost (2) e = M/N cost														fyd Mpa = 391.30				tensione di calcolo
														fs es. Mpa = 360.00				Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk
N Positiva azione assiale No Nsd di compressione										ACCIAIO 2 dove indicato per armatura longitudinale				fyk Mpa = 450.00				tensione caratteristica di snervamento
M Positivo tende fibre lato armatura As (inserire sempre positivo)														fyd Mpa = 391.30				tensione di calcolo
														fs es. Mpa = 360.00				Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk
SEZIONE		AZIONI S.L.E.			AZIONI S.L.U.			ARMATURA As (Tesa da M)			ARMATURA A's (Compressa da M)			ARMATURA A TAGLIO (φ = 0 in assenza armatura)				
SEZ.	Z m	Mo kNm	No kN	Msd kNm	Nsd kN	Vsd kN	SEZ.	n. ferri (x As)	φ mm	As cm ²	n. ferri (x A's)	φ mm	A's cm ²	φ mm	passo cm	n. braccia	Cotg θ 1 < < 2.5	
1	0.00	970	0	1'402	0	1'051	1	27	26	143.35	38	28	233.99	14	20	6	1.0	
2	0.00	1'358	0	1'836	0	811	2	27	26	143.35	16	28	98.52	14	20	6	1.0	
3	0.00	746	0	1'322	0	538	3	16	26	84.95	16	28	98.52	14	20	6	1.0	
4							4			0.00			0.00					
5							5			0.00			0.00					
6							6			0.00			0.00					
7							7			0.00			0.00					
8							8			0.00			0.00					
9							9			0.00			0.00					
10							10			0.00			0.00					
VERIFICHE SOLLECITAZIONI S.L.E. e S.L.U.																		
SEZ.	d cm	d' cm	X cm	M - N S.L.E.				M - N S.L.U.				V S.L.U.						
				σ cls Mpa	σ f Mpa	σ' f Mpa	TEST S.L.E.	X/d	Mrd kNm	Nrd kN	Fs. >=1	Ast. min. cm ² /m	Ast. pro. cm ² /m	Vrd CLS	Vrd Acciaio	Vrd kN	TEST S.L.U.	
1	87.11	12.27		-1.68	20.30	-18.77	SI	0.15	4'549	0	3.25	29.03	46.18	9'330	1'417	1'417	SI	
2	87.11	10.30	28.66	-4.00	122.43	-38.45	SI	0.15	4'560	0	2.48	29.03	46.18	9'330	1'417	1'417	SI	
3	89.80	10.30		-1.52	18.44	-18.12	SI	0.11	2'876	0	2.17	29.03	46.18	9'618	1'460	1'460	SI	
4																		
5																		
6																		
7																		
8																		
9																		
10																		
Positive sollecitazioni σ cls - σ f - σ' f di trazione												Ast. min. = armatura minima EC2						
X nullo sezione interamente reagente σ t cls < fct fes (non si eseguono verifiche a fessurazione)												Ast. pro. = armatura di progetto						
X = 0 asse neutro esterno alla sezione per tensoflessione - agenti solo armature												TEST = SI * Vrd > Vsd ma Ast.Pro. < Ast.Min.						
VERIFICA S.L.E. FESSURAZIONE																		
SEZ.	Z m	As tesa cm ²	B iessa cm	Ac eff. cm ²	ρ r As/Aceff	φ mm	Sr max mm	σ s Mpa	ε sm - ε cm x 1000	ε min x 1000	Wk mm	TEST FESS.	Dist max mm					
1																		
2	0.00	143.4	240.0	5707	0.025	26	478.6	122.4	0.302	0.350	0.167	SI	510					
3																		
4																		
5																		
6																		
7																		
8																		
9																		
10																		
K1 = 0.80 (0,8 aderenza migl. 1,6 lisce) Kt = 0.40 (0,6 breve durata 0,4 lunga durata)												Wk _{amm} = 0.20 mm						
K2 = 0.50 (0,5 pressofless. 1,0 trazione)												ε _{mini} = 0.60 x σ s / Es						
Dist max = 5 * (C _{tot} + φ/2)														max. distanza tra le barre per validità della formulazione				

Figura 10-12: Verifiche SLE/SLU/SLV-STR: Diaframmi di destra, lato galleria

10.2.2.3 Verifiche SLE/SLU/SLV STR – Solette

Azioni interne

Nel presente capitolo verranno presentate le azioni interne dell'elemento soletta superiore, di seguito chiamato anche solettone, la quale collega i due lati dei diaframmi perimetrali in sommità, e dell'elemento soletta inferiore.

Anche in questo caso, vista la accettabile sovrapposibilità delle tre sezioni di calcolo (la sezione 1 alla progr. km. 0+220, la sezione 2 alla progr. km. 0+410 e la sezione 3 alla progr. km. 0+470), si è deciso in sede di verifiche strutturali di considerare l'involuppo delle azioni interne.

Essendo il comportamento della struttura difficilmente assimilabile ad uno scatolare con incastro perfetto tra solettone e diaframmi, in quanto presumibilmente si comporterà in maniera intermedia tra i due schemi statici, al fine di dimensionare la struttura di sostegno, a favore di sicurezza, sono stati considerati i due schemi statici limite:

1. schema di semplice appoggio: al fine di stimare le sollecitazioni massime sulla luce libera del diaframma e le campate delle due solette;
2. vincolo di piena continuità tra diaframma e solettone che collega i due diaframmi in sommità.

Lo schema dimensionante ai fini delle verifiche SLE/SLU/SLV è quello di incastro, ponendo attenzione anche a coprire il momento che si crea in campata per via dello schema di appoggio.

Nei prospetti che seguono, per le combinazioni STR SLE, SLU e SLV, si riportano gli involuppi degli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione sui diaframmi ed i valori numerici relativi alle sezioni di sollecitazioni massime, scelte come rappresentative per le verifiche strutturali.

Combinazione	Sollecitazione massima	Msd [kNm/m]	Tsd [kN/m]
SLE	Momento/Taglio	1451	483
SLU	Momento/Taglio	2086	695
SLV	Momento/Taglio	1197	442

Tabella 10-6: Sollecitazioni allo SLE, SLU e SLV – Soletta superiore

Combinazione	Sollecitazione massima	Msd [kNm/m]	Tsd [kN/m]
SLE	Momento/Taglio	363	121
SLU	Momento/Taglio	472	157
SLV	Momento/Taglio	363	121

Tabella 10-7: Sollecitazioni allo SLE, SLU e SLV – Soletta inferiore

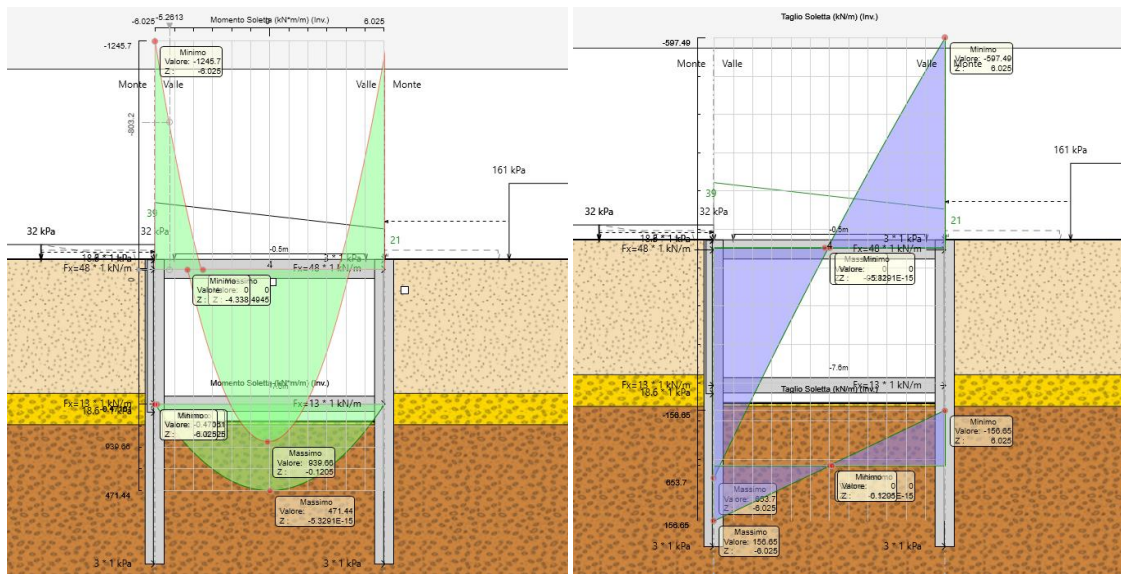


Figura 10-13: Risultati dell'analisi SLU-STR: Caratteristiche della sollecitazione solette

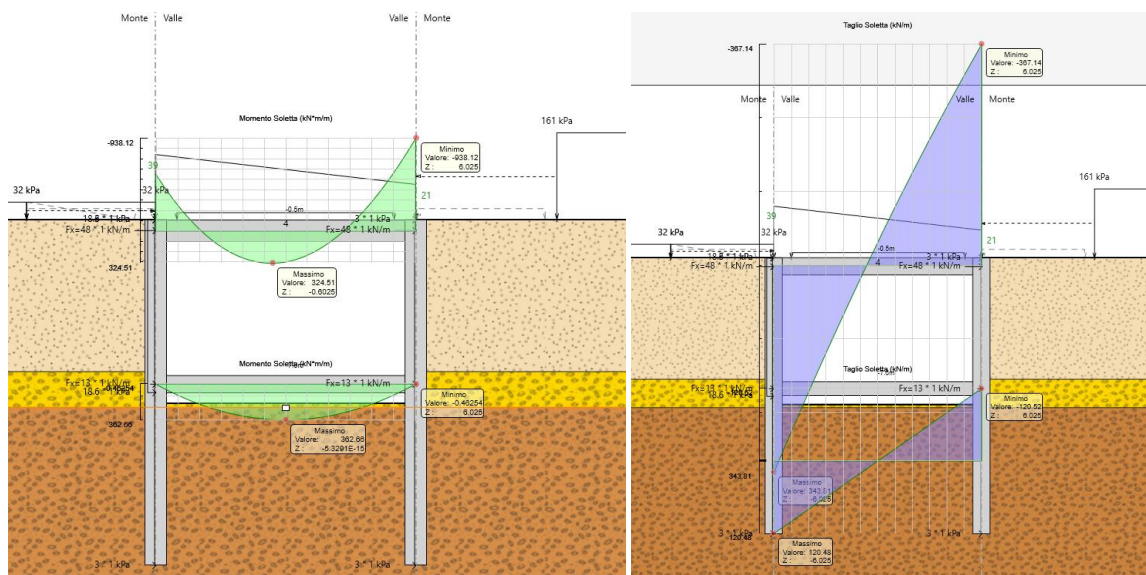


Figura 10-14: Risultati dell'analisi SLV-STR: Caratteristiche della sollecitazione solette

Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza allo SLU e le verifiche di fessurazione e tensionali allo SLE delle solette, sia superiore che inferiore.

Il solettone, in corrispondenza della campata, è armato come segue:

- armatura perpendicolare allo sviluppo sul lato inferiore: (1+1) $\phi 26/100$
- armatura parallela allo sviluppo sul lato inferiore: 1 $\phi 18/100$
- armatura perpendicolare allo sviluppo sul lato superiore: 1 $\phi 22/200$
- armatura parallela allo sviluppo sul lato superiore: 1 $\phi 18/200$

In corrispondenza degli estremi è presente la seguente armatura:

- armatura perpendicolare allo sviluppo sul lato inferiore: 1 $\phi 22/200$ + 1 $\phi 20/200$
- armatura parallela allo sviluppo sul lato inferiore: 1 $\phi 18/100$
- armatura perpendicolare allo sviluppo sul lato superiore: 1 $\phi 22/100$ + 1 $\phi 18/100$
- armatura parallela allo sviluppo sul lato superiore: 1 $\phi 18/200$

Le verifiche strutturali SLU/SLV vengono eseguite per confronto tra le sollecitazioni di calcolo (ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando gli opportuni coefficienti parziali) e le resistenze di calcolo (definite dai punti M_{Rd} , N_{Rd} che definiscono il dominio resistente nel piano M, N).

Le verifiche strutturali SLE, invece, confrontano le massime tensioni sia nel calcestruzzo che nell'acciaio con i massimi valori ammissibili in condizioni di esercizio e confrontano l'apertura di fessura con i valori limite ammissibili.

Considerando la campata, le verifiche strutturali sono le seguenti:

Considerando la campata, le verifiche strutturali sono le seguenti:

CALCOLO NTC 2018																	
Soletta superiore - campata																	
GEOMETRIA DELLA SEZIONE										Cs = copriferro delle staffe (*) dati opzionali			CALCESTRUZZO C 35 / 45				
SEZ.	B compr. cm	B anima (*) cm	B tesa (*) cm	H cm	Cs cm	d (*) cm	Acciaio	Descrizione	fck Mpa =	resistenza caratteristica cubica	fcM Mpa =	resistenza di calcolo cilindrica	fctm Mpa =	resistenza media a trazione	fctfes Mpa =	res. trazione fessuraz. =	
1	100.0			100.0	5.0	89.5	1		45.00	resistenza caratteristica cubica	19.83	resistenza di calcolo cilindrica	3.21	resistenza media a trazione	2.57	res. trazione fessuraz. =	
2									35.00	resistenza caratteristica cilindrica	3.21	resistenza di calcolo cilindrica	2.25	resistenza caratteristica a trazione	2.25	resistenza caratteristica a trazione	
3									1.50	resistenza di calcolo a trazione	1.50	resistenza di calcolo a trazione	1.50	resistenza di calcolo a trazione	1.50	resistenza di calcolo a trazione	
4									15.75	Max. tensione esercizio =	15.75	Max. tensione esercizio =	3.37	tensione di aderenza per $\phi \leq 32$ mm	3.37	tensione di aderenza per $\phi \leq 32$ mm	
5									34'077	modulo elastico istantaneo	34'077	modulo elastico istantaneo	1.50	Coeff. sicurezza CLS (= 1.5 EC2)	1.50	Coeff. sicurezza CLS (= 1.5 EC2)	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
<p>n = 15 Coeff. omogeneizzazione armature S.L.E.</p> <p>Fs SLU = 1 (1) N cost (2) e = M/N cost</p> <p>N Positiva azione assiale No Nsd di compressione</p> <p>M Positivo tende fibre lato armatura As (inserire sempre positivo)</p> <p>ACCIAIO 1 per staffe e dove indicato per armatura longitudinale</p> <p>fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento</p> <p>fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo</p> <p>fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk</p> <p>ACCIAIO 2 dove indicato per armatura longitudinale</p> <p>fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento</p> <p>fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo</p> <p>fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk</p>																	
SEZIONE		AZIONI S.L.E.			AZIONI S.L.U.			ARMATURA As (Tesa da M)			ARMATURA A's (Compressa da M)			ARMATURA A TAGLIO ($\phi = 0$ in assenza armatura)			
SEZ.	Z m	Mo kNm	No kN	Msd kNm	Nsd kN	Vsd kN	SEZ.	n. ferri (x As)	ϕ mm	As cm ²	n. ferri (x A's)	ϕ mm	A's cm ²	ϕ mm	passo cm	n. braccia	Cotg θ 1 < θ < 2.5
1	0.00	1'451	0	2'086	0	293	1	20	26	106.19	5	22	19.01	14	40	2.5	1.0
2							2			0.00			0.00				
3							3			0.00			0.00				
4							4			0.00			0.00				
5							5			0.00			0.00				
6							6			0.00			0.00				
7							7			0.00			0.00				
8							8			0.00			0.00				
9							9			0.00			0.00				
10							10			0.00			0.00				
VERIFICHE SOLLECITAZIONI S.L.E. e S.L.U.																	
SEZ.		M - N S.L.E.					M - N S.L.U.					V S.L.U.					
d cm	d' cm	X cm	σ cls Mpa	σ f Mpa	σ 'f Mpa	TEST S.L.E.	X / d	Mrd kNm	Nrd kN	Fs >=1	Ast. min. cm ² /m	Ast. pro. cm ² /m	Vrd CLS	Vrd Acciaio	Vrd kN	TEST S.L.U.	
1	89.50	7.50	38.20	-8.77	176.71	-105.75	SI	0.24	3'370	0	1.62	12.10	9.62	3'994	303	303	SI
2																	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
Positive sollecitazioni σ cls - σ f - σ 'f di trazione											Ast. min. = armatura minima EC2						
X nullo sezione interamente reagente σ t cls < fct fes (non si eseguono verifiche a fessurazione)											Ast. pro. = armatura di progetto						
X = 0 asse neutro esterno alla sezione per tensoflessione - agenti solo armature											TEST = SI * Vrd > Vsd ma Ast.Pro. < Ast.Min.						
VERIFICA S.L.E. FESSURAZIONE																	
SEZ.	Z m	As tesa cm ²	B tesa cm	Ac eff. cm ²	ρ r As/Aceff	ϕ mm	Sr max mm	σ s Mpa	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ x 1000	ϵ_{min} x 1000	Wk mm	TEST FESS.	Dist max mm				
1	0.00	106.2	100.0	2'060	0.052	26	303.3	176.7	0.685	0.505	0.208	SI	385				
2																	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
K1 = 0.80 (0,8 aderenza migl. 1,6 lisce)											Kt = 0.40 (0,6 breve durata 0,4 lunga durata)						
K2 = 0.50 (0,5 pressofless. 1,0 trazione)																	
											<p>$Wk_{amm} = 0.30$ mm</p> <p>$\epsilon_{mini} = 0.60$ x σ_s / E_s</p> <p>Dist max = 5 * (C_{tot} + $\phi/2$) max. distanza tra le barre per validità della formulazione</p>						

Figura 10-15: Verifiche SLE/SLU/SLV-STR: Soletta superiore, campata

Considerando, invece, gli estremi, le verifiche strutturali SLE, SLU e SLV sono le seguenti:

CALCOLO NTC 2018																			
Soletta superiore - estremi																			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE										CALCESTRUZZO									
Cs = copriferro delle staffe (*) dati opzionali										C 35 / 45									
SEZ.	B compr. cm	B anima (*) cm	B lesa (*) cm	H cm	Cs cm	d (*) cm	Acciaio	Descrizione	fck cub. Mpa	fck Mpa	fcid Mpa	fctm Mpa	fct fes Mpa	fctk Mpa	fctd Mpa	fc es. Mpa	fbd Mpa	Ecm Mpa	γc
1	100.0			100.0	7.5	90.3	1		45.00	35.00	19.83	3.21	2.57	2.25	1.50	15.75	3.37	34'077	1.50
2																			
3																			
4																			
5																			
6																			
7																			
8																			
9																			
10																			
n = 15 Coeff. omogenizzazione armature S.L.E. Fs SLU = 1 (1) N cost (2) e = M/N cost										fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk									
N Positiva azione assiale No Nsd di compressione M Positivo tende fibre lato armatura As (inserire sempre positivo)										fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk									
SEZIONE			AZIONI S.L.E.			AZIONI S.L.U.			ARMATURA As (Tesa da M)			ARMATURA A's (Compressa da M)			ARMATURA A TAGLIO (φ = 0 in assenza armatura)				
SEZ.	Z m	Mo kNm	No kN	Msd kNm	Nsd kN	Vsd kN	SEZ.	n. ferri (x As)	φ mm	As cm ²	n. ferri (x A's)	φ mm	A's cm ²	φ mm	passo cm	n. braccia	Cotg θ 1 < 2.5		
1	0.00	896	0	1'246	0	695	1	20	20.1	63.46	10	21.024	34.71	14	20	5	1.0		
2							2			0.00			0.00						
3							3			0.00			0.00						
4							4			0.00			0.00						
5							5			0.00			0.00						
6							6			0.00			0.00						
7							7			0.00			0.00						
8							8			0.00			0.00						
9							9			0.00			0.00						
10							10			0.00			0.00						
VERIFICHE SOLLECITAZIONI S.L.E. e S.L.U.																			
SEZ.	d cm	d' cm	M - N S.L.E.				TEST S.L.E.	M - N S.L.U.			V S.L.U.								
			X cm	σ cls Mpa	σ f Mpa	σ' f Mpa		X/d	Mrd kNm	Nrd kN	Fs. >=1	Ast. min. cm ² /m	Ast. pro. cm ² /m	Vrd CLS	Vrd Acciaio	Vrd kN	TEST S.L.U.		
1	90.25	9.97	30.43	-5.97	176.18	-60.24	SI	0.15	2'091	0	1.68	12.10	38.48	4'027	1'223	1'223	SI		
2																			
3																			
4																			
5																			
6																			
7																			
8																			
9																			
10																			
Positive sollecitazioni σ cls - σ f - σ' f di trazione										Ast. min. = armatura minima EC2									
X nullo sezione interamente reagente σ t cls < fct fes (non si eseguono verifiche a fessurazione)										Ast. pro. = armatura di progetto									
X = 0 asse neutro esterno alla sezione per tensoflessione - agenti solo armature										TEST = SI * Vrd > Vsd ma Ast.Pro. < Ast.Min.									
VERIFICA S.L.E. FESSURAZIONE																			
SEZ.	Z m	As tesa cm ²	B lesa cm	Ac eff. cm ²	ρ r As/Aceff	φ mm	Sr max mm	σ s Mpa	ε sm - ε cm x 1000	ε min x 1000	Wk mm	TEST FESS.	Dist max mm						
1	0.00	63.5	100.0	2'319	0.027	20	428.3	176.2	0.578	0.503	0.247	SI	496						
2																			
3																			
4																			
5																			
6																			
7																			
8																			
9																			
10																			
K1 = 0.80 (0,8 aderenza migl. 1,6 lisce) Kt = 0.40 (0,6 breve durata 0,4 lunga durata)										Wk _{amm} = 0.30 mm ε _{mini} = 0.60 x σ s / Es Dist max = 5 * (C _{tot} + φ/2) max. distanza tra le barre per validità della formulazione									
K2 = 0.50 (0,5 pressofless. 1,0 trazione)																			

Figura 10-16: Verifiche SLE/SLU/SLV-STR: Soletta superiore, estremi

La soletta inferiore, in corrispondenza della campata, è armata come segue:

- armatura perpendicolare allo sviluppo sul lato inferiore: 1 ϕ 18/100 + 1 ϕ 18/200
- armatura parallela allo sviluppo sul lato inferiore: 1 ϕ 14/200
- armatura perpendicolare allo sviluppo sul lato superiore: 1 ϕ 18/200
- armatura parallela allo sviluppo sul lato superiore: 1 ϕ 14/200

Le verifiche strutturali SLU/SLV vengono eseguite per confronto tra le sollecitazioni di calcolo (ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando gli opportuni coefficienti parziali) e le resistenze di calcolo (definite dai punti M_{Rd} , N_{Rd} che definiscono il dominio resistente nel piano M, N).

Le verifiche strutturali SLE, invece, confrontano le massime tensioni sia nel calcestruzzo che nell'acciaio con i massimi valori ammissibili in condizioni di esercizio e confrontano l'apertura di fessura con i valori limite ammissibili.

Considerando la campata, le verifiche strutturali sono le seguenti:

CALCOLO NTC 2018																				
Soletta inferiore - campata																				
GEOMETRIA DELLA SEZIONE										Cs = copriferro delle staffe (*) dati opzionali				CALCESTRUZZO C 35 / 45						
SEZ.	B compr. cm	B anima (*) cm	B lesa (*) cm	H cm	Cs cm	d (*) cm	Acciaio	Descrizione		fck cub. Mpa =	45.00	resistenza caratteristica cubica	fck Mpa =	35.00	resistenza caratteristica cilindrica	fcd Mpa =	19.83	resistenza di calcolo cilindrica		
1	100.0			80.0	5.0	70.7	1			fctm Mpa =	3.21	resistenza media a trazione	fct fes Mpa =	2.57	res. trazione fessuraz. =	0.80	x fctm	fctk Mpa =	2.25	resistenza caratteristica a trazione
2										fctd Mpa =	1.50	resistenza di calcolo a trazione	fc es. Mpa =	15.75	Max. tensione esercizio =	0.45	x fck	fbd Mpa =	3.37	tensione di aderenza per $\phi \leq 32$ mm
3										Ecm Mpa =	34'077	modulo elastico istantaneo	γ_c	=	1.50	Coeff. sicurezza CLS (= 1.5 EC2)				
4										ACCIAIO 1 per staffe e dove indicato per armatura longitudinale										
5										fyk Mpa =	450.00	tensione caratteristica di snervamento	fyd Mpa =	391.30	tensione di calcolo	fs es. Mpa =	360.00	Max. tensione esercizio =	0.80	x fyk
6										ACCIAIO 2 dove indicato per armatura longitudinale										
7										fyk Mpa =	450.00	tensione caratteristica di snervamento	fyd Mpa =	391.30	tensione di calcolo	fs es. Mpa =	360.00	Max. tensione esercizio =	0.80	x fyk
8										n = 15 Coeff. omogenizzazione armature S.L.E.										
9										Fs SLU = 1 (1) N cost (2) e = M/N cost										
10										N Positiva azione assiale No Nsd di compressione										
										M Positivo tende fibre lato armatura As (inserire sempre positivo)										
SEZIONE		AZIONI S.L.E.			AZIONI S.L.U.			ARMATURA As (Tesa da M)			ARMATURA A's (Compressa da M)			ARMATURA A TAGLIO ($\phi = 0$ in assenza armatura)						
SEZ.	Z m	Mo kNm	No kN	Msd kNm	Nsd kN	Vsd kN	SEZ.	n. ferri (x As)	ϕ mm	As cm ²	n. ferri (x A's)	ϕ mm	A's cm ²	ϕ mm	passo cm	n. braccia	Cotg θ 1 < θ < 2.5			
1	0.00	363	0	472	0	101	1	15	18	38.17	5	18	12.72	10	40	2.5	1.0			
2							2			0.00			0.00							
3							3			0.00			0.00							
4							4			0.00			0.00							
5							5			0.00			0.00							
6							6			0.00			0.00							
7							7			0.00			0.00							
8							8			0.00			0.00							
9							9			0.00			0.00							
10							10			0.00			0.00							
VERIFICHE SOLLECITAZIONI S.L.E. e S.L.U.																				
SEZ.	d cm	d' cm	M - N S.L.E.					M - N S.L.U.				V S.L.U.								
			X cm	σ_{cls} Mpa	σ_f Mpa	$\sigma'f$ Mpa	TEST S.L.E.	X/d	Mrd kNm	Nrd kN	Fs. ≥ 1	Ast. min. cm ² /m	Ast. pro. cm ² /m	Vrd CLS	Vrd Acciaio	Vrd kN	TEST S.L.U.			
1	70.70	6.90	22.27	-4.60	150.16	-47.65	SI	0.13	1'000	0	2.12	12.10	4.91	3'155	122	122	SI			
2																				
3																				
4																				
5																				
6																				
7																				
8																				
9																				
10																				
Positive sollecitazioni σ_{cls} - σ_f - $\sigma'f$ di trazione											Ast. min. = armatura minima EC2									
X nullo sezione interamente reagente $\sigma_{cls} < fct\ fes$ (non si eseguono verifiche a fessurazione)											Ast. pro. = armatura di progetto									
X = 0 asse neutro esterno alla sezione per tensoflessione - agenti solo armature											TEST = SI * Vrd > Vsd ma Ast.Pro. < Ast.Min.									
VERIFICA S.L.E. FESSURAZIONE																				
SEZ.	Z m	As tesa cm ²	B lesa cm	Ac eff. cm ²	ρ_f As/Aceff	ϕ mm	Sr max mm	σ_s Mpa	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ x 1000	ϵ_{min} x 1000	Wk mm	TEST FESS.	Dist max mm							
1	0.00	38.2	100.0	1'924	0.020	18	358.3	150.2	0.369	0.429	0.154	SI	345							
2																				
3																				
4																				
5																				
6																				
7																				
8																				
9																				
10																				
K1 = 0.80 (0,8 aderenza migl. 1,6 lisce) Kt = 0.40 (0,6 breve durata 0,4 lunga durata)											Wk _{amm} = 0.20 mm									
K2 = 0.50 (0,5 pressofless. 1,0 trazione)											s _{mini} = 0.60 x σ_s / Es									
											Dist max = 5 * (C _{tot} + $\phi/2$) max. distanza tra le barre per validità della formulazione									

Figura 10-17: Verifiche SLE/SLU/SLV-STR: Soletta inferiore, campata

10.3 SEZIONE 2

La sezione oggetto di studio è posta alla progressiva km. 0+410 (si veda Figura 10-18).

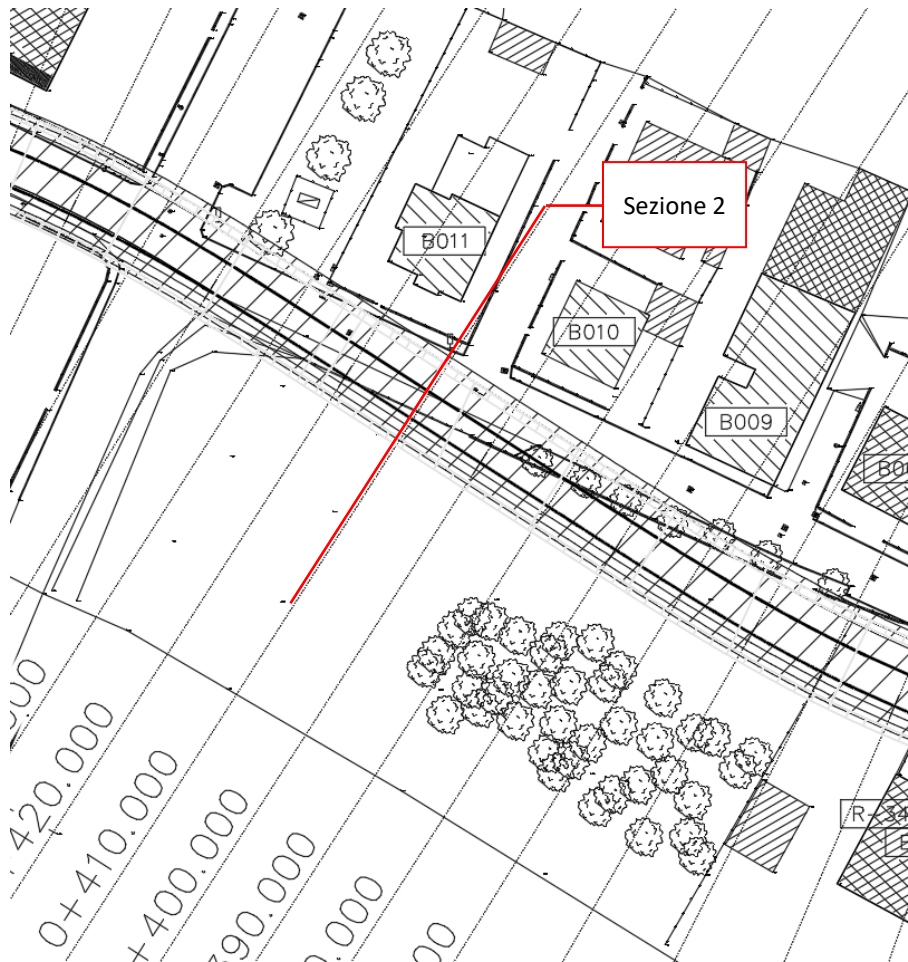


Figura 10-18: Vista in pianta tracciato e sezione 2.

10.3.1 Modello numerico

La Figura 10-19 mostra un confronto tra la sezione reale e quella simulata attraverso il software di calcolo. Si può osservare ad esempio come l'inclinazione del terreno naturale a monte dei diaframmi sia stata modellata mediante l'applicazione di un carico fittizio equivalente, su un piano campagna simulato orizzontalmente

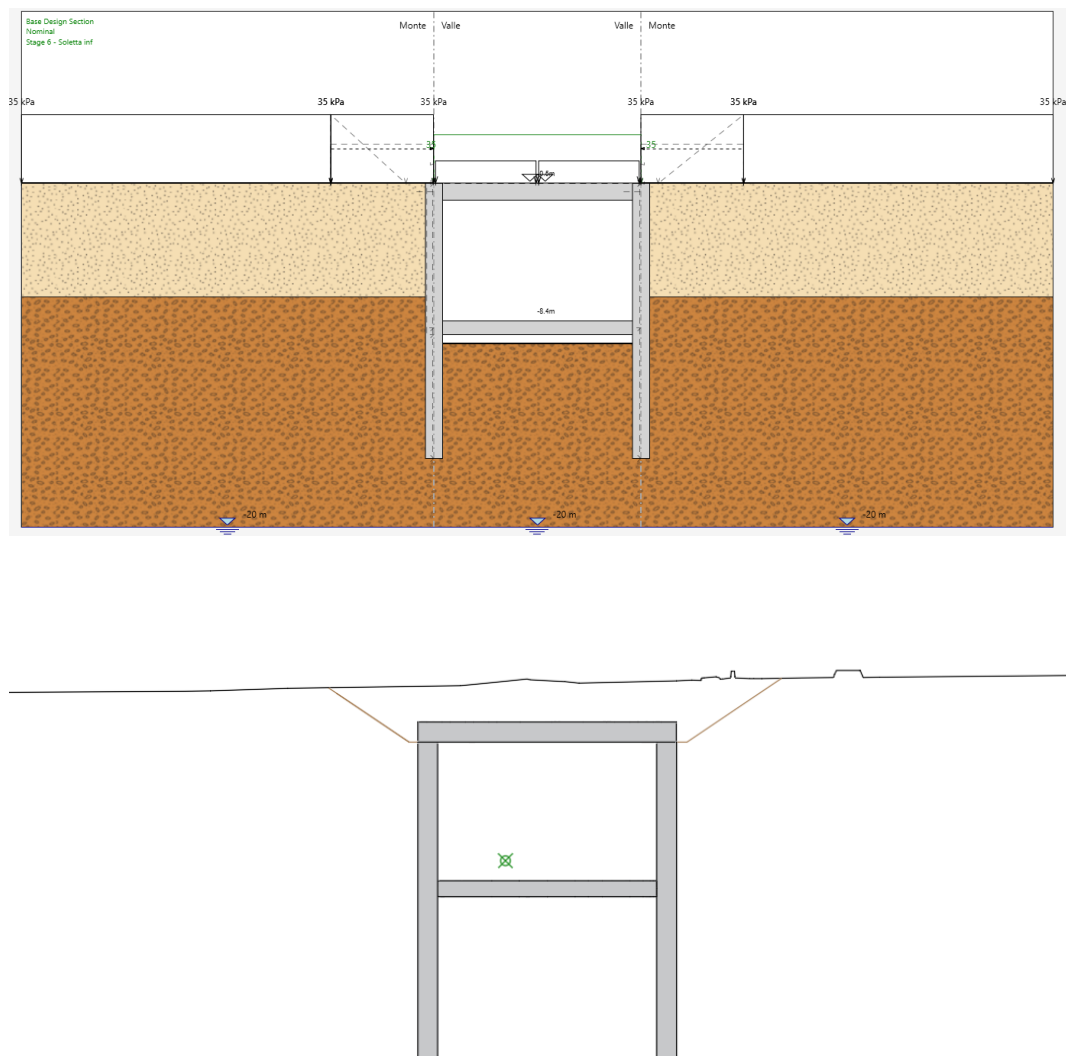


Figura 10-19: Confronto tra la sezione modellata (sopra) e quella reale (sotto)

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

Tipologia di struttura di sostegno	Paratia di diaframmi di spessore 1.00m
Altezza totale paratia	H _{tot} = 16 m
Altezza libera paratia	H = 8.0m (+ 0.5m, si veda §9.3)
Inclinazione del piano campagna a monte	Pre-scavo 3:2
Sovraccarichi permanenti a monte	Carico fittizio variabile equivalente alla pendenza del p.c.
Sovraccarichi variabili a monte	q ₁ = 20 kPa mezzi di cantiere
Sovraccarico permanente sulla soletta superiore	Carico da traffico 20 kPa (4 kPa in fase sismica) e carico di ritombamento rettangolare pari a 35 kPa (37 kPa in fase sismica) corrispondenti a 1.90 m di ricoprimento.

Tabella 10-8: Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

Il carico permanente applicato sulla soletta di copertura nella combinazione A1+M1+R1 è stato amplificato per

$$\frac{\gamma_{G2}}{\gamma_{G1}} = \frac{1.5}{1.3}$$

I parametri geotecnici adottati nelle analisi variano a seconda della combinazione di riferimento adottata in considerazione della specifica verifica prevista dal D.M. 14/01/2018 così come riportato nel prospetto che segue.

Terreno	Comb.	$\gamma \left[\frac{kN}{m^3} \right]$	$c [kPa]$	$\varphi [^\circ]$	$E [MPa]$	$k_0 [-]$	$k_{ah} [-]$	$k_{ph} [-]$
G4 SL (da p.c. a -6.6 m)	M1	18.7	0	30	13	0.500	0.279	4.633
	M2			25		0.581	0.349	3.372
G1 BG – G2 GC (da -6.6 m)	M1	19.6	0	34	45	0.441	0.235	6.062
	M2			29		0.525	0.299	4.175

γ = peso dell'unità di volume
 c = coesione efficace (valore di calcolo)
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio (valore di calcolo)
 E' = modulo di Young
 k_0 = coefficiente di spinta a riposo
 k_{ah} = coefficiente di spinta attiva
 k_{ph} = coefficiente di resistenza passiva

Tabella 10-9: Parametri geotecnici di calcolo

Con riferimento ai parametri riportati al §6.2.2, l'incremento di spinta del terreno dovuto all'azione sismica valutata secondo la teoria di Wood e alle forze di inerzia delle solette, del ritombamento e del cordolo risultano pari a:

		Tipologia di carico	Applicazione
Δp_d	18.6 kPa/m	Carico di Wood	Sull'altezza di scavo della paratia
q_v	3.0 kPa/m	Carico distribuito	Sull'intera altezza della paratia
F_h , superiore	48 kN/m	Carico concentrato	Ai nodi tra soletta superiore e diaframmi
F_h , inferiore	13 kN/m	Carico concentrato	Ai nodi tra soletta inferiore e diaframmi

Tabella 10-10: Azione sismiche applicate al modello

Si riportano le fasi di calcolo in cui è stata articolata l'analisi numerica:

- FASE 0. Inizializzazione dello stato tensionale geostatico;
- FASE 1. Installazione dei diaframmi e applicazione del carico variabile q_1 (rappresentativo dei mezzi di cantiere);
- FASE 2. Scavo fino a quota -1.00m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 3. Realizzazione della soletta di copertura a quota -0.50m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 4. Scavo di ribasso fino a quota -8.50 m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 5. Realizzazione della soletta di base a quota -7.60 m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 6. Applicazione dell'azione sismica.

10.3.2 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi sono di seguito descritti in sintesi ed illustrati in maggior dettaglio nell'allegato pertinente (si veda §14.1.2).

10.3.2.1 Verifiche SLU/SLV GEO

Verifica del complesso opera – terreno

La verifica è finalizzata a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di infissione della paratia, sia in condizioni statiche (SLU) che sismiche (SLV). A tale scopo, nei prospetti che seguono, sono riportati gli output relativi alle fasi finali dell'analisi statica (Stage 5) e sismica (stage 6) in termini di deformata dell'opera e di percentuale di spinta passiva mobilitata.

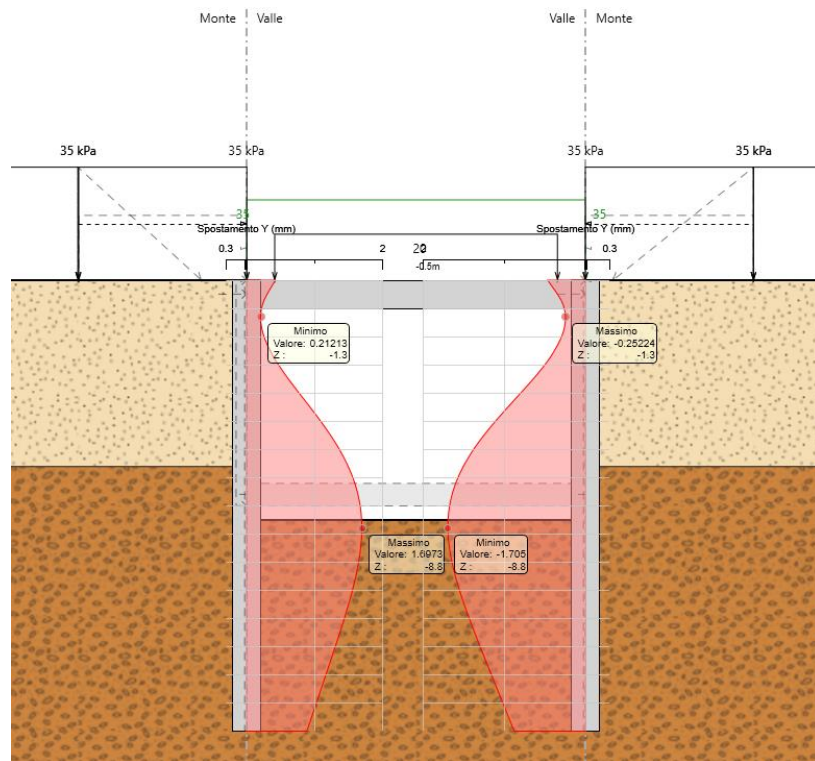


Figura 10-20: Risultati dell'analisi SLU GEO: diagramma degli spostamenti

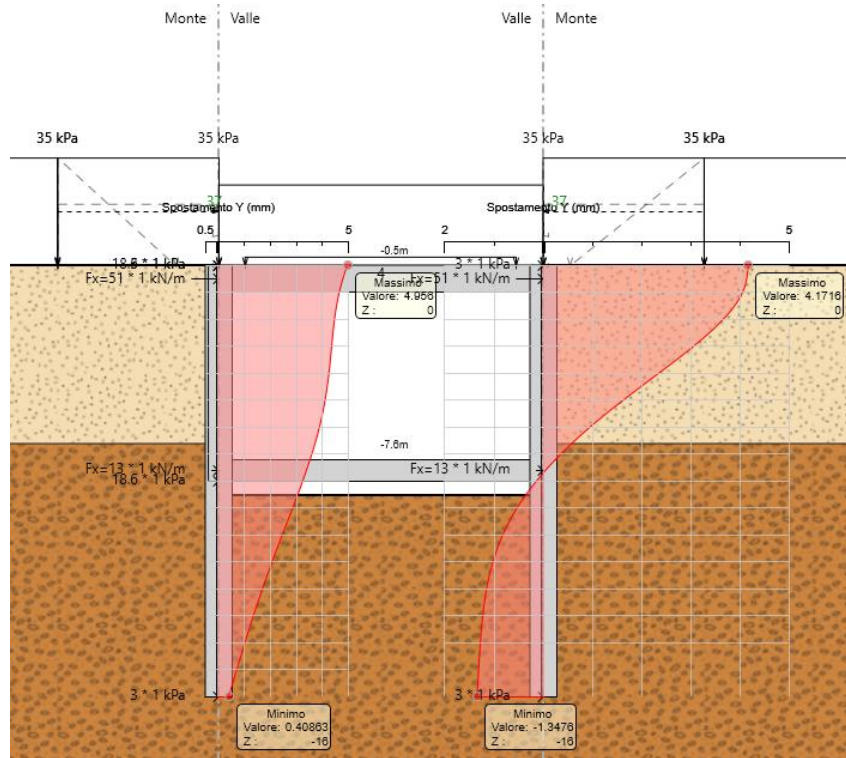


Figura 10-21: Risultati dell'analisi SLV-GEO: diagramma degli spostamenti

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>

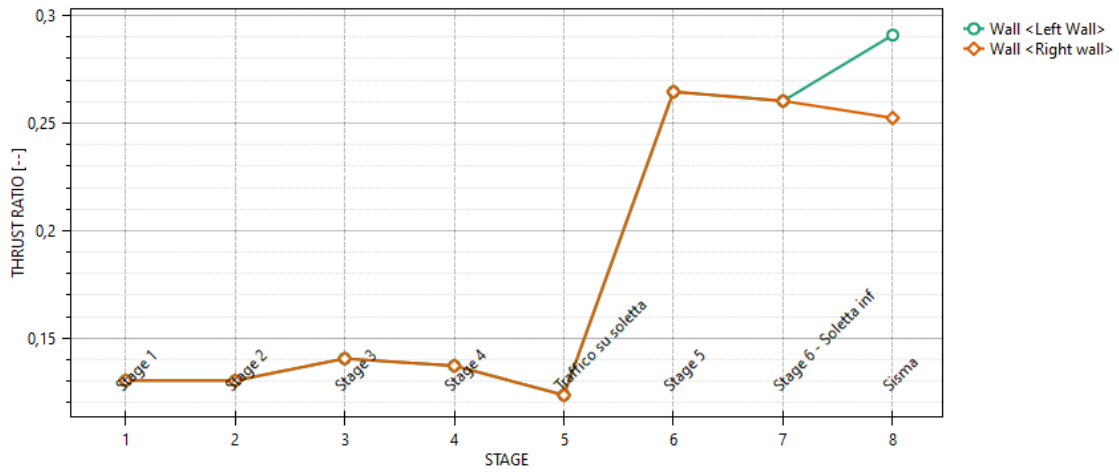


Figura 10-22: Risultati dell'analisi SLU-GEO: Riepilogo delle spinte: spinta reale efficace/spinta passiva = 0,26

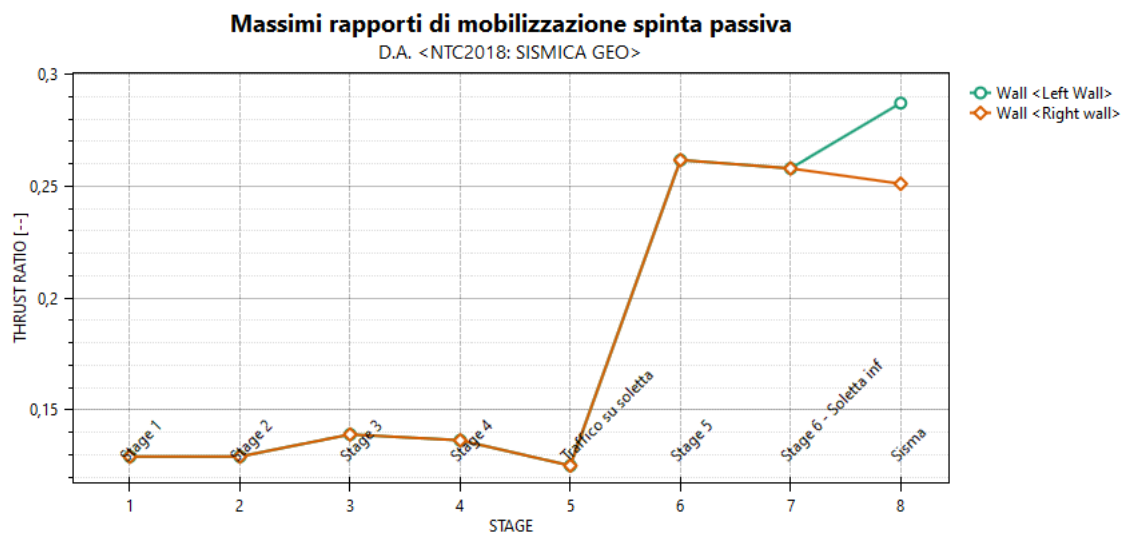


Figura 10-23: Risultati dell'analisi SLU-GEO: Riepilogo delle spinte: spinta reale efficace/spinta passiva = 0,29

La percentuale di spinta passiva mobilitata, per la paratia in esame, è pari al 26% in condizione statica e al 29% in condizione sismica.

10.3.2.2 Verifiche SLE/SLU/SLV STR – Diaframmi perimetrali

Vista la accettabile sovrapponibilità delle tre sezioni di calcolo (la sezione 1 alla progr. km. 0+220, la sezione 2 alla progr. km. 0+410 e la sezione 3 alla progr. km. 0+470), si rimanda, per le azioni interne e le verifiche strutturali relative alla sezione 2, alle corrispondenti analisi presenti nel sottocapitolo 10.2.2.2.

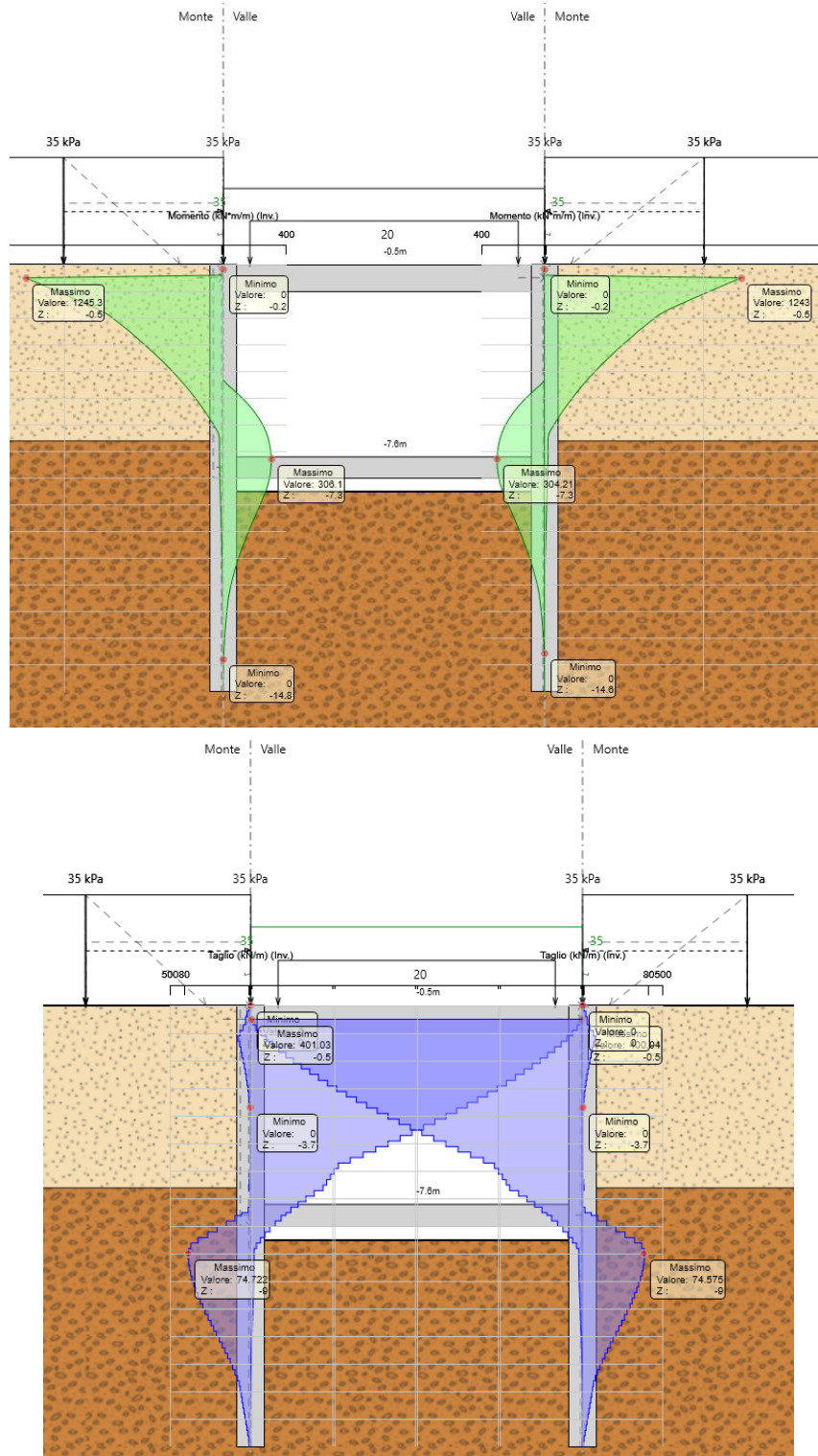


Figura 10-24: Risultati dell'analisi SLU-STR: Caratteristiche della sollecitazione

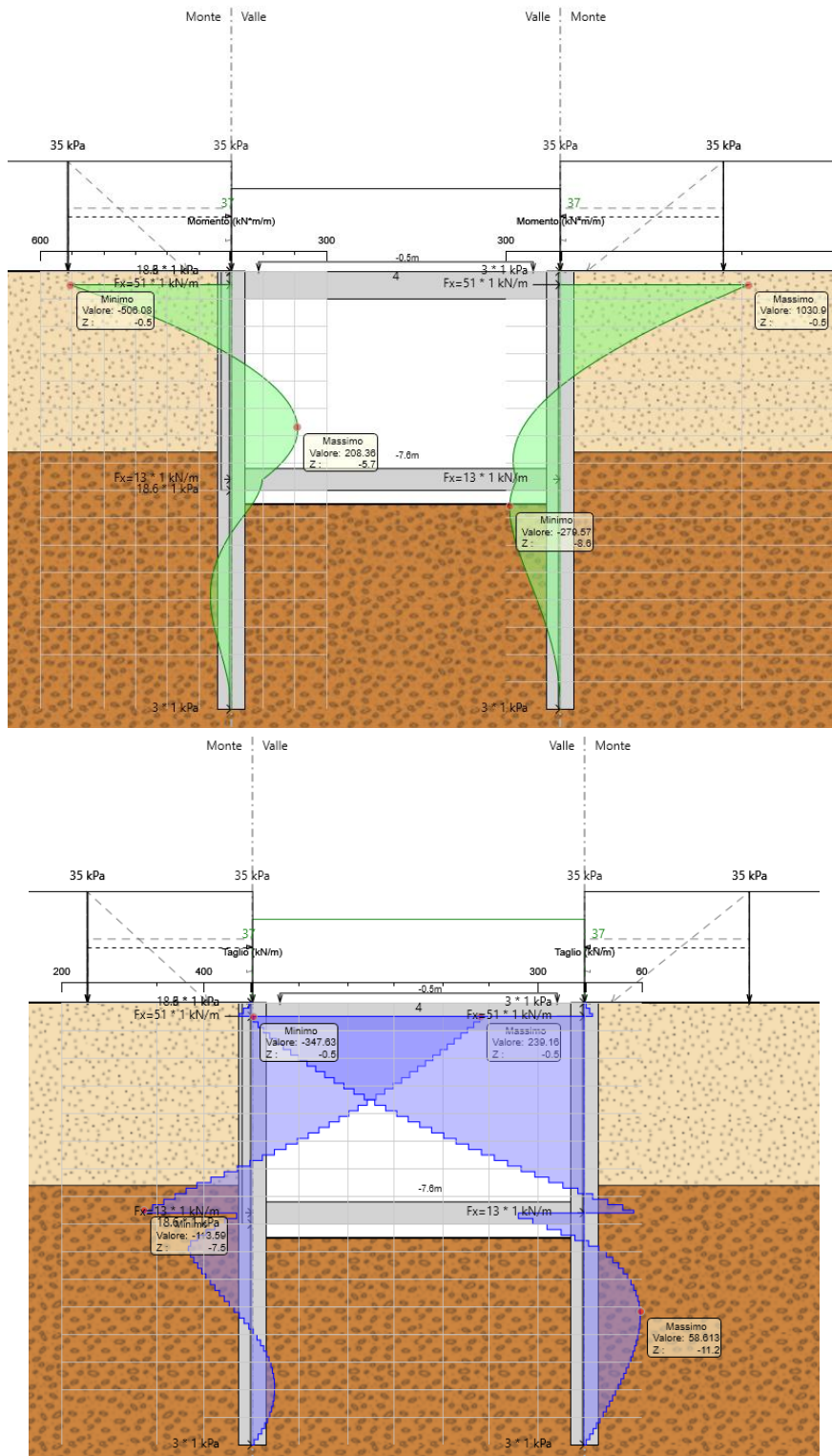


Figura 10-25: Risultati dell'analisi SLV-STR: Caratteristiche della sollecitazione

10.3.2.3 Verifiche SLE/SLU/SLV STR – Solette

Vista la accettabile sovrapposibilità delle tre sezioni di calcolo (la sezione 1 alla progr. km. 0+220, la sezione 2 alla progr. km. 0+410 e la sezione 3 alla progr. km. 0+470), si rimanda, per le azioni interne e le verifiche strutturali relative alla sezione 2, alle corrispondenti analisi presenti nel sottocapitolo 10.2.2.3.

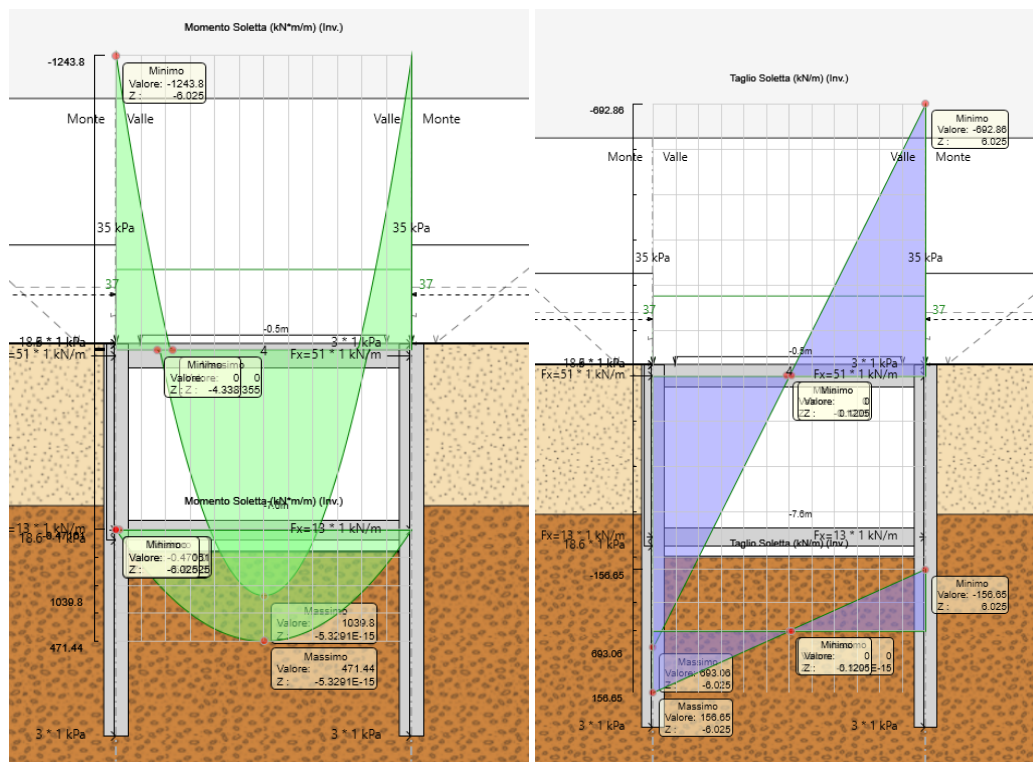


Figura 10-26: Risultati dell'analisi SLU-STR: Caratteristiche della sollecitazione solette

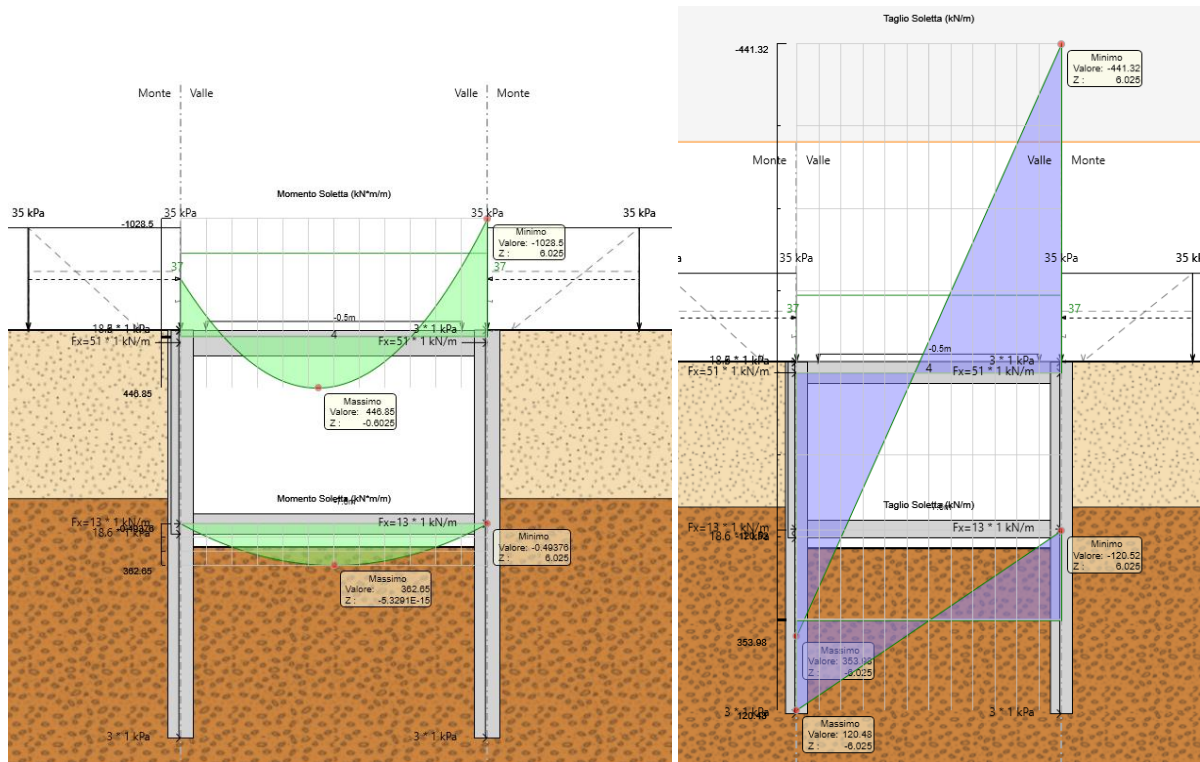


Figura 10-27: Risultati dell'analisi SLV-STR: Caratteristiche della sollecitazione solette

10.4 SEZIONE 3

La sezione oggetto di studio è posta alla progressiva km. 0+470.

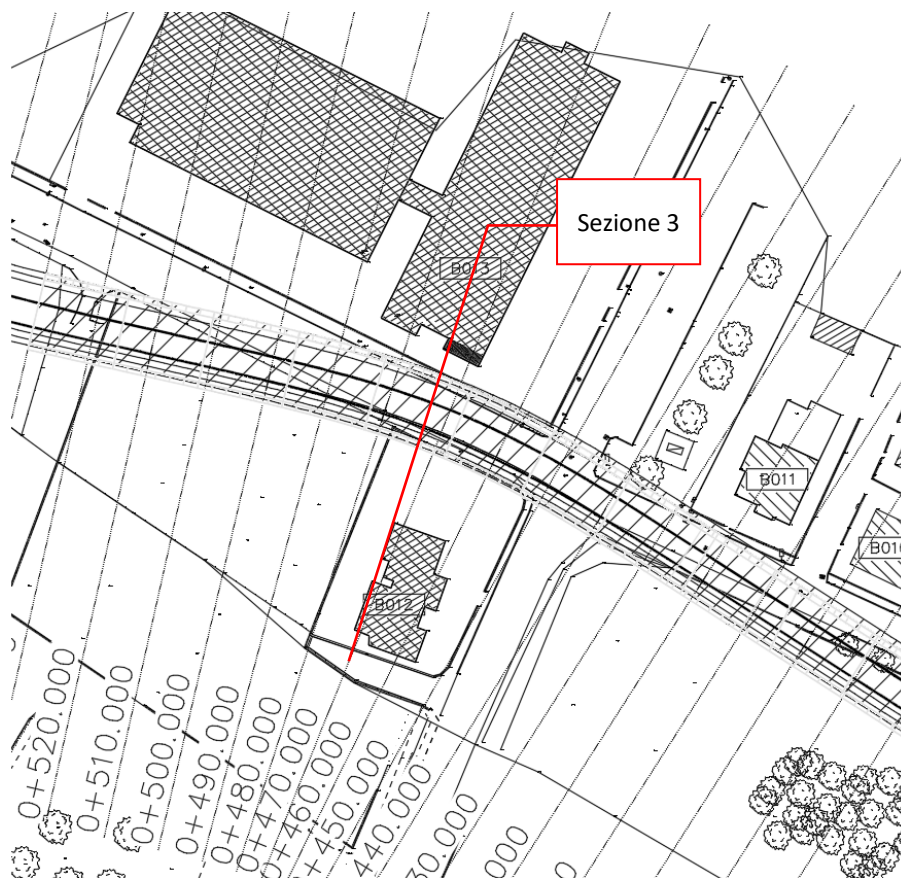


Figura 10-28: Vista in pianta tracciato e sezione 3.

10.4.1 Modello numerico

La Figura 10-25 mostra un confronto tra la sezione reale e quella simulata attraverso il software di calcolo. Si può osservare ad esempio come l'inclinazione del terreno naturale a monte dei diaframmi sia stata modellata mediante l'applicazione di un carico fittizio equivalente, su un piano campagna simulato orizzontalmente.

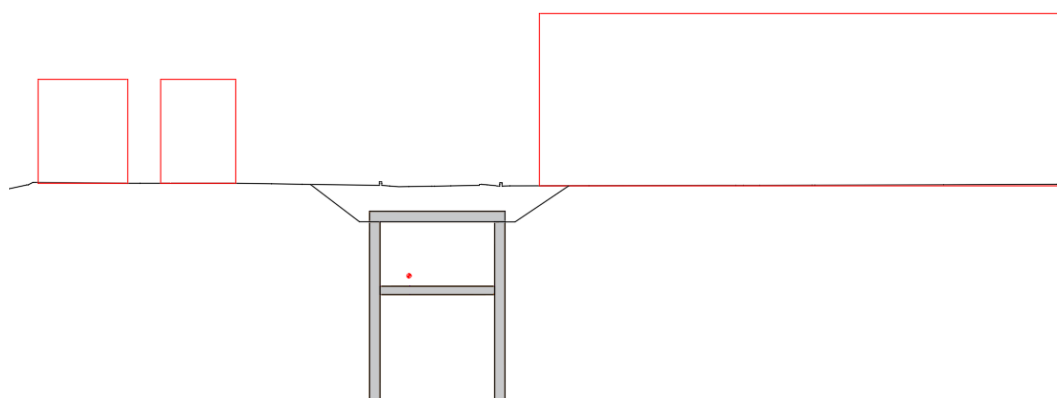
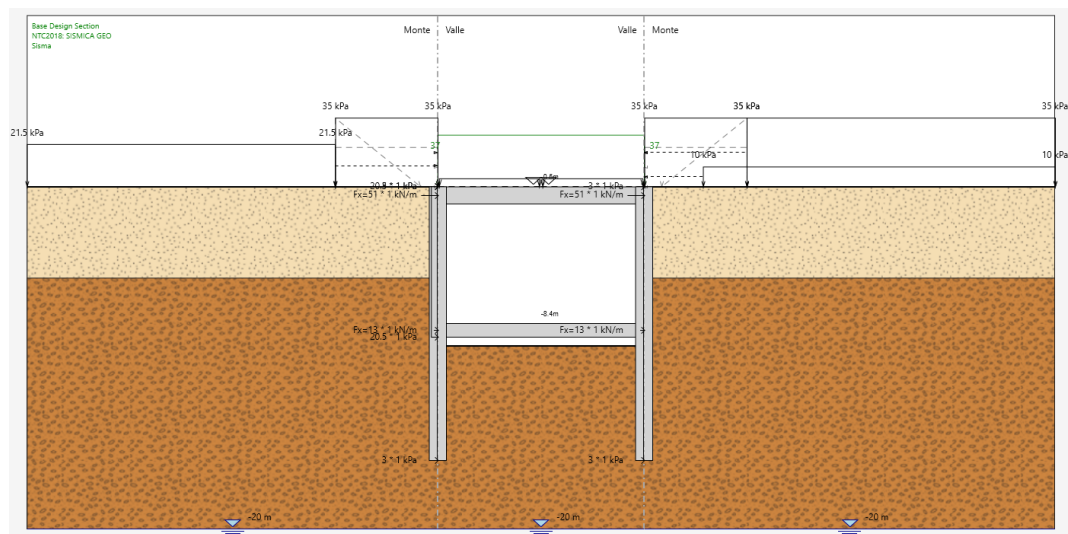


Figura 10-29: Confronto tra la sezione modellata (sopra) e quella reale (sotto)

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

Tipologia di struttura di sostegno	Paratia di diaframmi di spessore 1.00m
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 16 \text{ m}$
Altezza libera paratia	$H = 8.0 \text{ m (+ 0.5m, si veda §9.3)}$
Inclinazione del piano campagna a monte	Pre-scavo 3:2
Sovraccarichi permanenti a monte	Carico fittizio variabile equivalente alla pendenza del p.c. ed edificio B012 e B013
Sovraccarichi variabili a monte	$q_1 = 20 \text{ kPa}$ mezzi di cantiere
Sovraccarico permanente sulla soletta superiore	Carico da traffico 20 kPa (4 kPa in fase sismica) e carico di ritombamento rettangolare 35 kPa (37 kPa in fase sismica) corrispondenti a 1.90 m di ricoprimento.

Tabella 10-11: Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

Per ciascun piano dell'edificio è stato ipotizzato un peso di 20 kPa, il carico dell'edificio è stato applicato a quota testa paratia inserendolo come "peso netto" definito come:

$$q_{edificio} = (n_{piani} 20kPa - \gamma_t z_{fond,edificio})$$

All'interno del software ParatiePlus i sovraccarichi applicati sono definiti come permanenti strutturali (G_1), per questo motivo, nella combinazione A1+M1+R1, il valore è stato moltiplicato per $\frac{\gamma_{G2}}{\gamma_{G1}} = \frac{1.5}{1.3}$. Inoltre, non avendo informazioni dettagliate riguardo alle fondazioni dell'edificio, si è assunta l'ipotesi più cautelativa di fondazione a p.c. ottenendo dunque un carico pari a:

$$q_{edificio,B013} = [5 20 kPa - (2 19.6 + 18.7 2.8)] \frac{1.5}{1.3} = 10 kPa$$

$$q_{edificio,B012} = [3 20 kPa - (2 19.6 + 18.7 1.8)] \frac{1.5}{1.3} = -13.5 kPa$$

Anche il carico permanente applicato sulla soletta di copertura nella combinazione A1+M1+R1 è stato amplificato per $\frac{\gamma_{G2}}{\gamma_{G1}} = \frac{1.5}{1.3}$.

I parametri geotecnici adottati nelle analisi variano a seconda della combinazione di riferimento adottata in considerazione della specifica verifica prevista dal D.M. 14/01/2018 così come riportato nel prospetto che segue.

Terreno	Comb.	$\gamma \left[\frac{kN}{m^3} \right]$	$c [kPa]$	$\varphi [^\circ]$	$E [MPa]$	$k_0 [-]$	$k_{ah} [-]$	$k_{ph} [-]$
G4 SL (da p.c. a -5.35 m)	M1	18.7	0	30	13	0.500	0.279	4.633
	M2			25		0.581	0.349	3.372
G1 BG – G2 GC (da -5.35 m)	M1	19.6	0	34	45	0.441	0.235	6.062
	M2			29		0.525	0.299	4.175

γ = peso dell'unità di volume
 c = coesione efficace (valore di calcolo)
 φ' = angolo di resistenza al taglio (valore di calcolo)
 E' = modulo di Young
 k_0 = coefficiente di spinta a riposo
 k_{ah} = coefficiente di spinta attiva
 k_{ph} = coefficiente di resistenza passiva

Tabella 10-12 - Parametri geotecnici di calcolo

Con riferimento ai parametri riportati al §6.2.2, l'incremento di spinta del terreno dovuto all'azione sismica valutata secondo la teoria di Wood e alle forze di inerzia delle solette, del ritombamento e del cordolo risultano pari a:

		Tipologia di carico	Applicazione
Δp_d	18.6 kPa/m	Carico di Wood	Sull'altezza di scavo della paratia
q_v	3.0 kPa/m	Carico distribuito	Sull'intera altezza della paratia
$F_h, superiore$	48 kN/m	Carico concentrato	Ai nodi tra soletta superiore e diaframmi
$F_h, inferiore$	13 kN/m	Carico concentrato	Ai nodi tra soletta inferiore e diaframmi

Tabella 10-13: Azione sismiche applicate al modello

Si riportano le fasi di calcolo in cui è stata articolata l'analisi numerica:

FASE 0. Inizializzazione dello stato tensionale geostatico;

- FASE 1. Installazione dei diaframmi e applicazione del carico variabile q_1 (rappresentativo dei mezzi di cantiere);
- FASE 2. Scavo fino a quota -1.00m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 3. Realizzazione della soletta di copertura a quota -0.50m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 4. Scavo di ribasso fino a quota -8.50 m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 5. Realizzazione della soletta di base a quota -7.60 m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 6. Applicazione dell'azione sismica.

10.4.2 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi sono di seguito descritti in sintesi ed illustrati in maggior dettaglio nell'allegato pertinente (si veda §14).

10.4.2.1 Verifiche SLU/SLV GEO

Verifica del complesso opera – terreno

La verifica è finalizzata a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di infissione della paratia, sia in condizioni statiche (SLU) che sismiche (SLV). A tale scopo, nei prospetti che seguono, sono riportati gli output relativi alle fasi finali dell'analisi statica (Stage 5) e sismica (stage 6) in termini di deformata dell'opera e di percentuale di spinta passiva mobilitata.

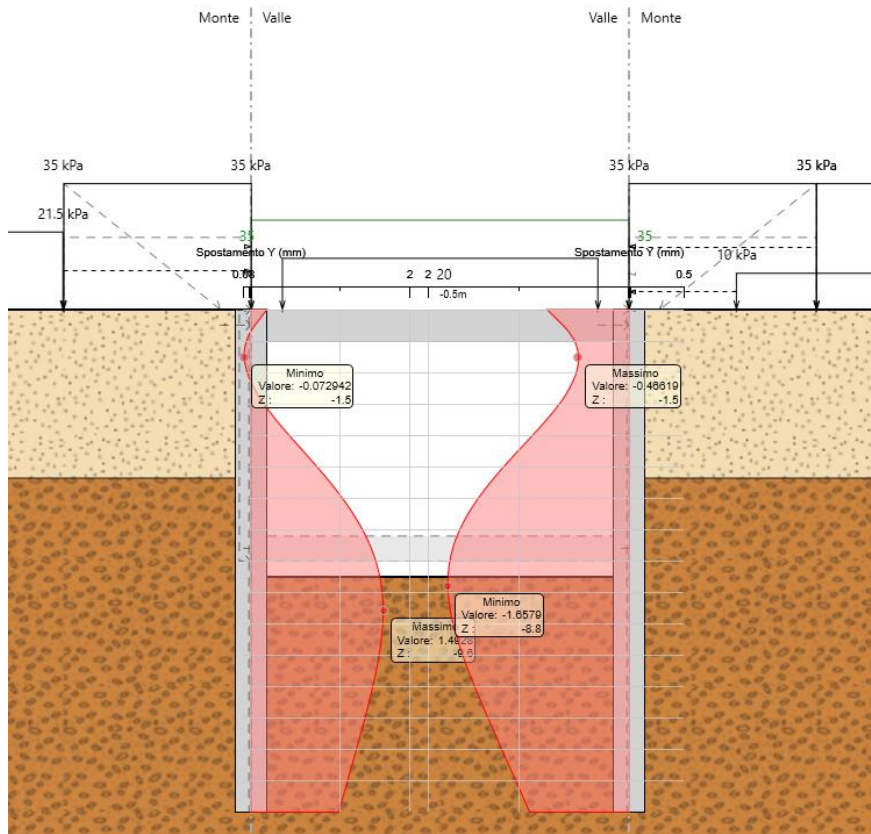


Figura 10-30: Risultati dell'analisi SLU-GEO: diagramma degli spostamenti

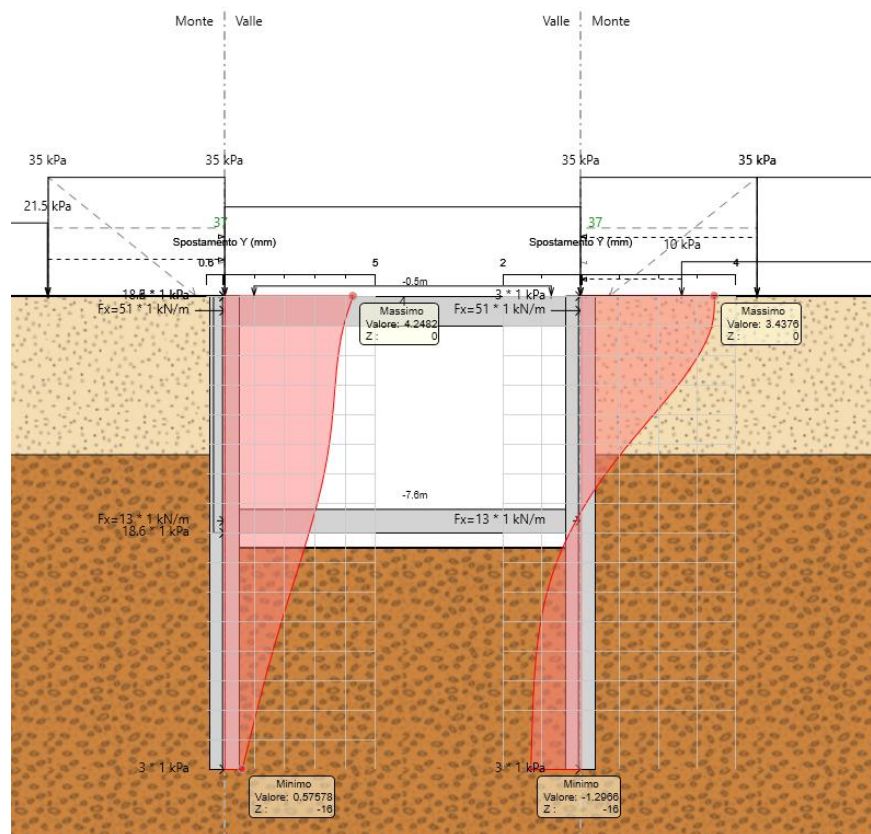


Figura 10-31: Risultati dell'analisi SLV-GEO: diagramma degli spostamenti

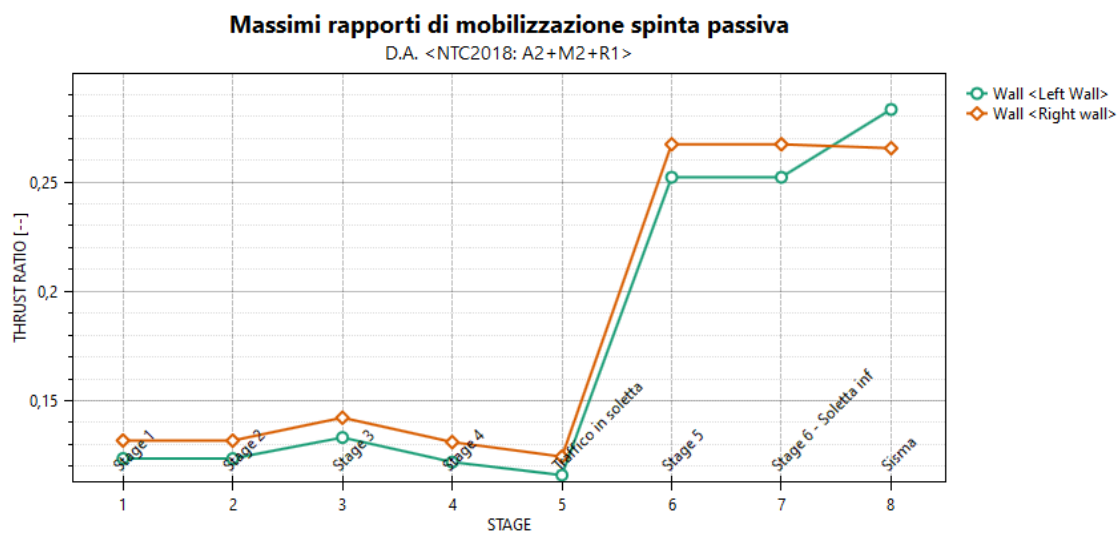


Figura 10-32: Risultati dell'analisi SLU-GEO: Riepilogo delle spinte: spinta reale efficace/spinta passiva = 0,27

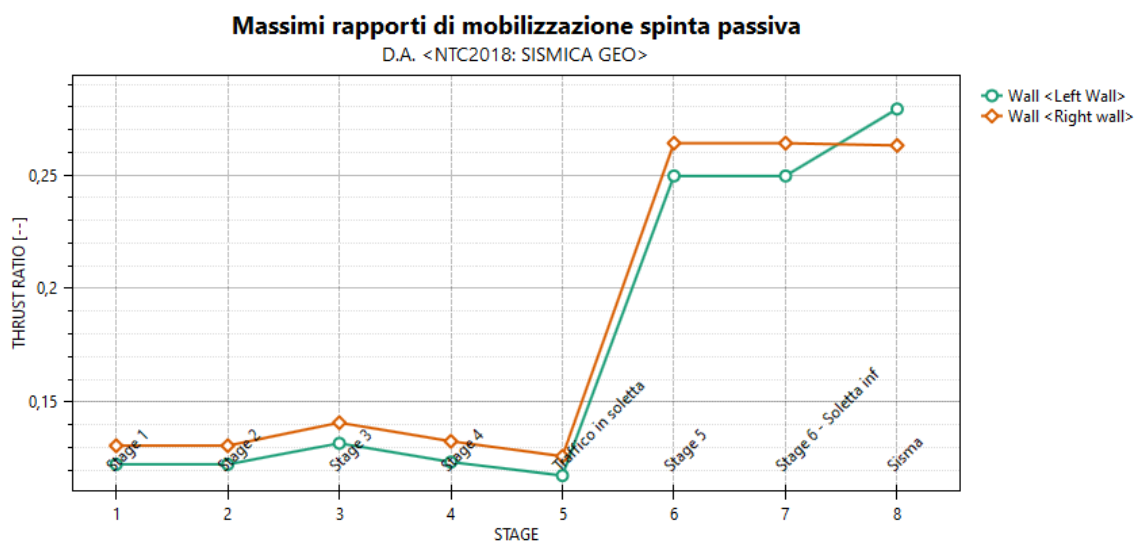


Figura 10-33: Risultati dell'analisi SLU-GEO: Riepilogo delle spinte: spinta reale efficace/spinta passiva = 0,28

La percentuale di spinta passiva mobilitata, per la paratia in esame, è pari al 27% in condizione statica e al 28% in condizione sismica.

10.4.2.2 Verifiche SLE/SLU/SLV STR – Diaframmi perimetrali

Vista la accettabile sovrapposibilità delle tre sezioni di calcolo (la sezione 1 alla progr. km. 0+220, la sezione 2 alla progr. km. 0+410 e la sezione 3 alla progr. km. 0+470), si rimanda, per le azioni interne e le verifiche strutturali relative alla sezione 2, alle corrispondenti analisi presenti nel sottocapitolo 10.2.2.2.

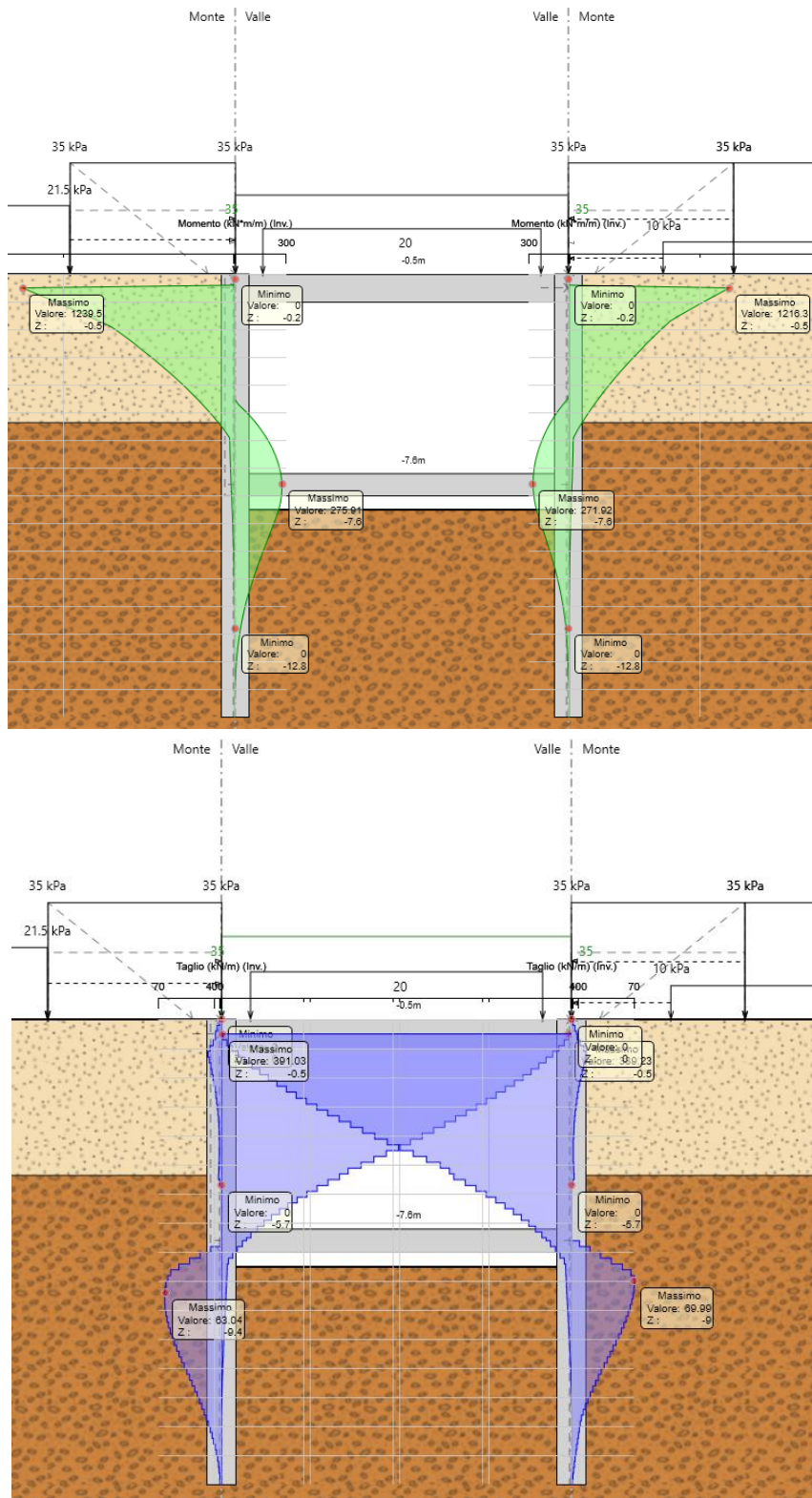


Figura 10-34: Risultati dell'analisi SLU-STR: Caratteristiche della sollecitazione

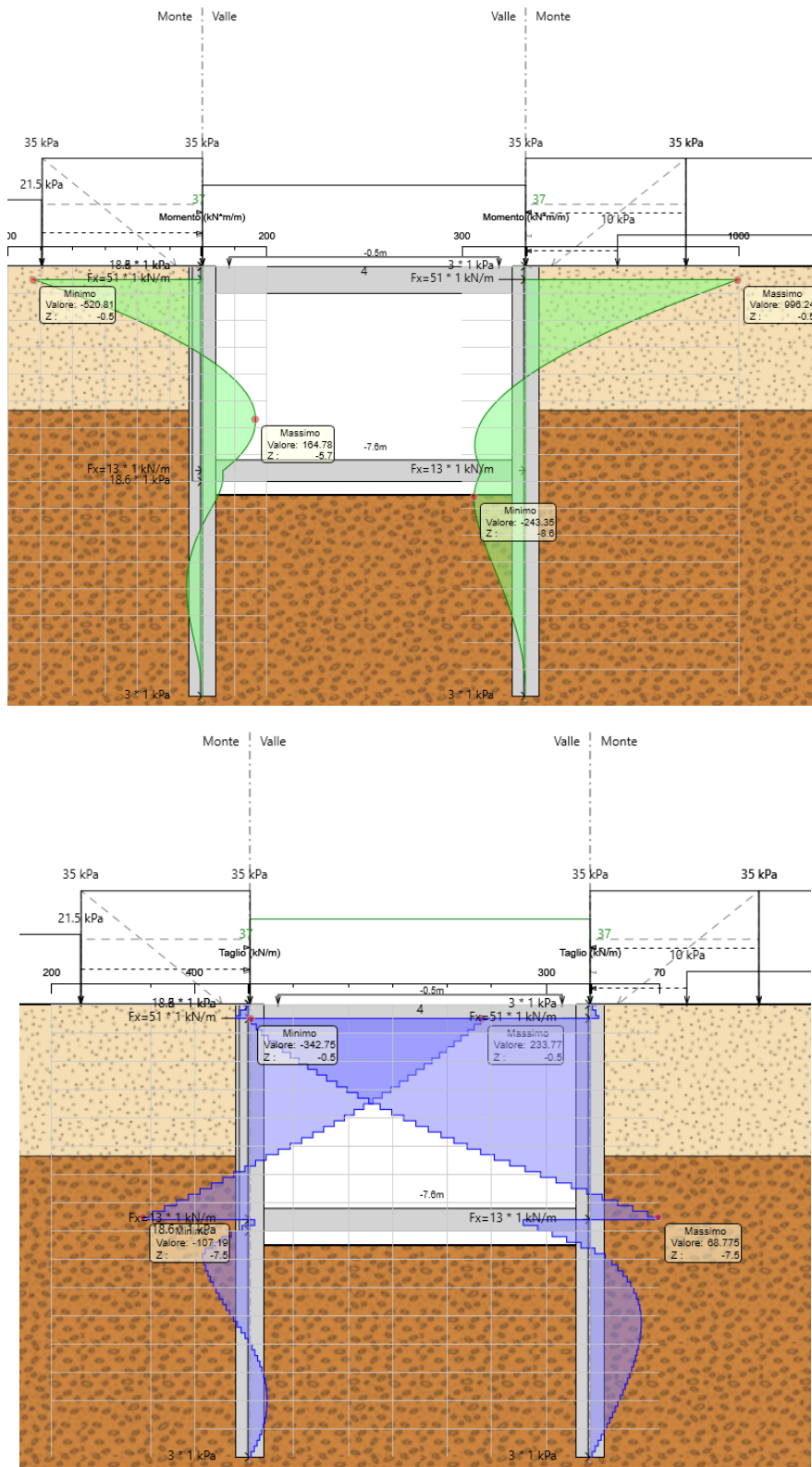


Figura 10-35: Risultati dell'analisi SLV-STR: Caratteristiche della sollecitazione

10.4.2.3 Verifiche SLE/SLU/SLV STR – Solette

Vista la accettabile sovrapposibilità delle tre sezioni di calcolo (la sezione 1 alla progr. km. 0+220, la sezione 3 alla progr. km. 0+410 e la sezione 3 alla progr. km. 0+470), si rimanda, per le azioni interne e le verifiche strutturali relative alla sezione 2, alle corrispondenti analisi presenti nel sottocapitolo 10.2.2.3.

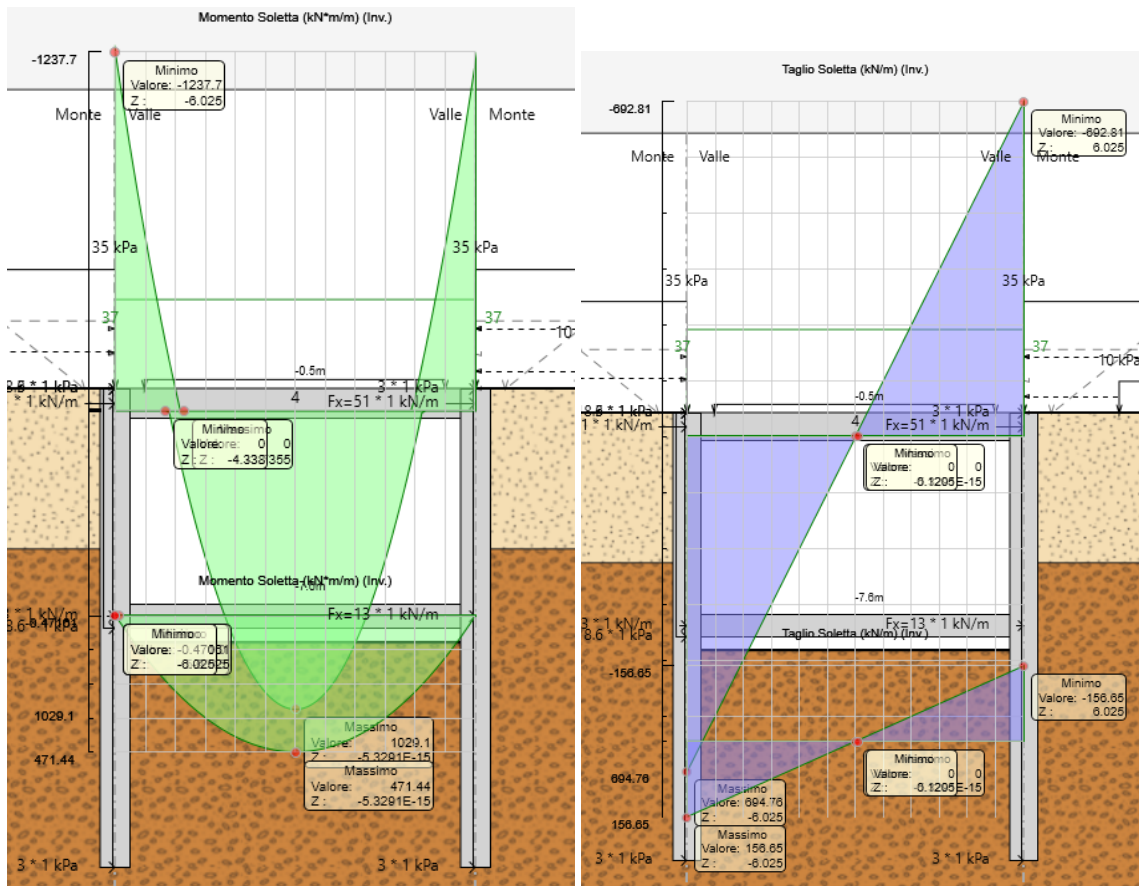


Figura 10-36: Risultati dell'analisi SLU-STR: Caratteristiche della sollecitazione solette

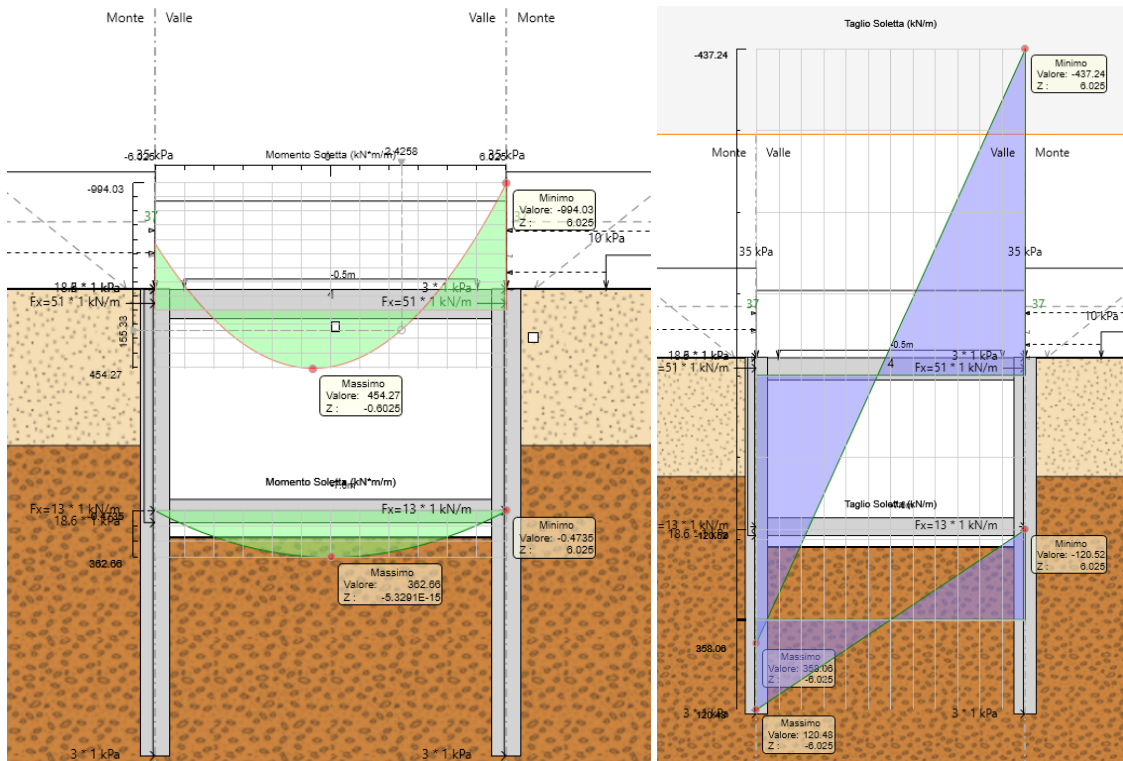


Figura 10-37: Risultati dell'analisi SLV-STR: Caratteristiche della sollecitazione solette

10.5 SEZIONE 4

La sezione oggetto di studio è posta alla progressiva km. 0+560.

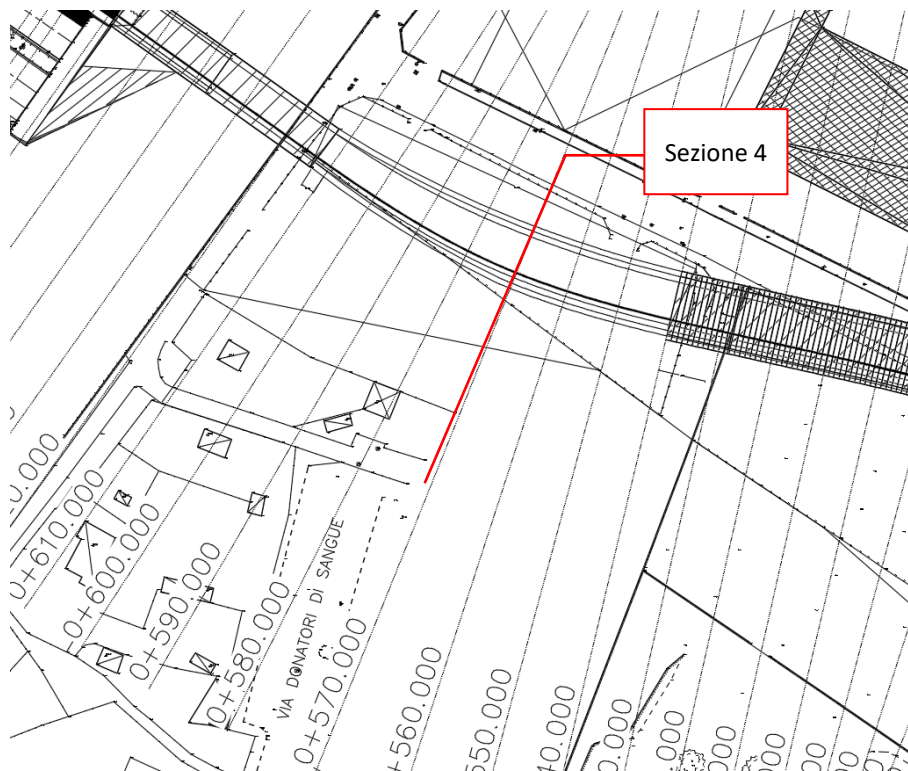
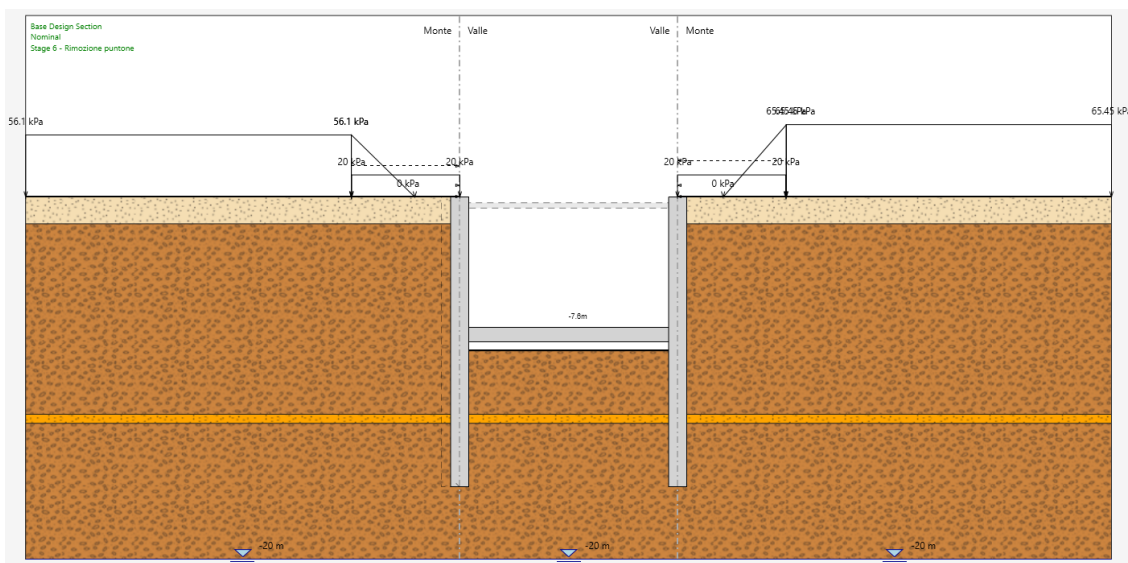


Figura 10-38: Vista in pianta tracciato e sezione 4.

10.5.1 Modello numerico

La Figura 10-25 mostra un confronto tra la sezione reale e quella simulata attraverso il software di calcolo. Si può osservare ad esempio come l'inclinazione del terreno naturale a monte dei diaframmi sia stata modellata mediante l'applicazione di un carico fittizio equivalente, su un piano campagna simulato orizzontalmente.



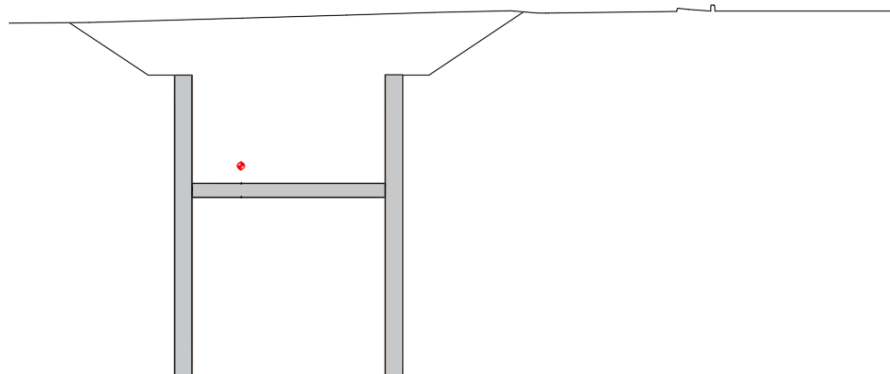


Figura 10-39: Confronto tra la sezione modellata (sopra) e quella reale (sotto)

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

Tipologia di struttura di sostegno	Paratia di diaframmi di spessore 1.00m
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 16 \text{ m}$
Altezza libera paratia	$H = 8.0 \text{ m}$ (+ 0.5m, si veda §9.3)
Inclinazione del piano campagna a monte	Pre-scavo 3:2
Puntone temporaneo	$\varnothing 457 \text{ mm}$ spessore 12.5 mm, interasse = 5.00 m
Sovraccarichi permanenti a monte	Carico fittizio variabile equivalente alla pendenza del p.c.
Sovraccarichi variabili a monte	$q_1 = 20 \text{ kPa}$ mezzi di cantiere

Tabella 10-14: Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

I parametri geotecnici adottati nelle analisi variano a seconda della combinazione di riferimento adottata in considerazione della specifica verifica prevista dal D.M. 14/01/2018 così come riportato nel prospetto che segue.

Terreno	Comb.	$\gamma \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right]$	$c \text{ [kPa]}$	$\varphi \text{ [}^\circ\text{]}$	$E \text{ [MPa]}$	$k_0 \text{ [-]}$	$k_{ah} \text{ [-]}$	$k_{ph} \text{ [-]}$
G4 SL (da p.c. a -1.5 m)	M1	18.7	0	30	13	0.500	0.279	4.633
	M2			25				
G1 BG – G2 GC (da -12 m)	M1	19.6	0	34	45	0.441	0.235	6.062
	M2			29				
Conglomerato (da -12.5 m)	M1	20.4	0	35	78	0.426	0.224	6.510
	M2			35				
G1 BG – G2 GC (da -12.5 m)	M1	19.6	0	34	45	0.441	0.235	6.062
	M2			29				

γ = peso dell'unità di volume
 c = coesione efficace (valore di calcolo)
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio (valore di calcolo)
 E' = modulo di Young
 k_0 = coefficiente di spinta a riposo
 k_{ah} = coefficiente di spinta attiva
 k_{ph} = coefficiente di resistenza passiva

Tabella 10-15 - Parametri geotecnici di calcolo

L'incremento di spinta del terreno dovuto all'azione sismica valutata secondo la teoria di Mononobe – Okabe e agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera risulta pari a:

<i>SLU</i>	ΔS
<i>STR</i>	3.55 kPa/m
<i>GEO</i>	4.10 kPa/m

Tabella 10-16: Azione sismiche applicate al modello

Si riportano le fasi di calcolo in cui è stata articolata l'analisi numerica:

- FASE 0. Inizializzazione dello stato tensionale geostatico;
- FASE 1. Installazione dei diaframmi e applicazione del carico variabile q_1 (rappresentativo dei mezzi di cantiere);
- FASE 2. Scavo fino a quota -2.50 m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 3. Installazione del puntone temporaneo -0.50m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 4. Scavo di ribasso fino a quota -8.50 m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 5. Realizzazione della soletta di base a quota -7.60 m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 6. Disattivazione del puntone temporaneo;
- FASE 7. Applicazione dell'azione sismica.

10.5.2 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi sono di seguito descritti in sintesi ed illustrati in maggior dettaglio nell'allegato pertinente (si veda §14).

10.5.2.1 Verifiche SLU/SLV GEO

Verifica del complesso opera – terreno

La verifica è finalizzata a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di infissione della paratia, sia in condizioni statiche (SLU) che sismiche (SLV). A tale scopo, nei prospetti che seguono, sono riportati gli output relativi alle fasi finali dell'analisi statica (Stage 6) e sismica (stage 7) in termini di deformata dell'opera e di percentuale di spinta passiva mobilitata.

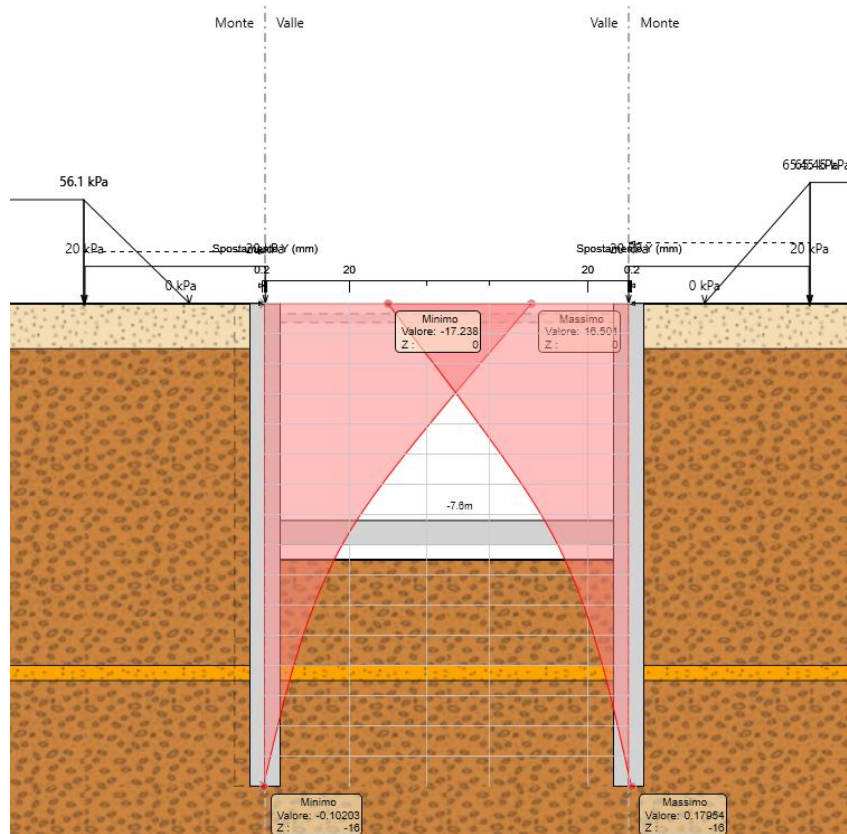


Figura 10-40: Risultati dell'analisi SLU-GEO: diagramma degli spostamenti

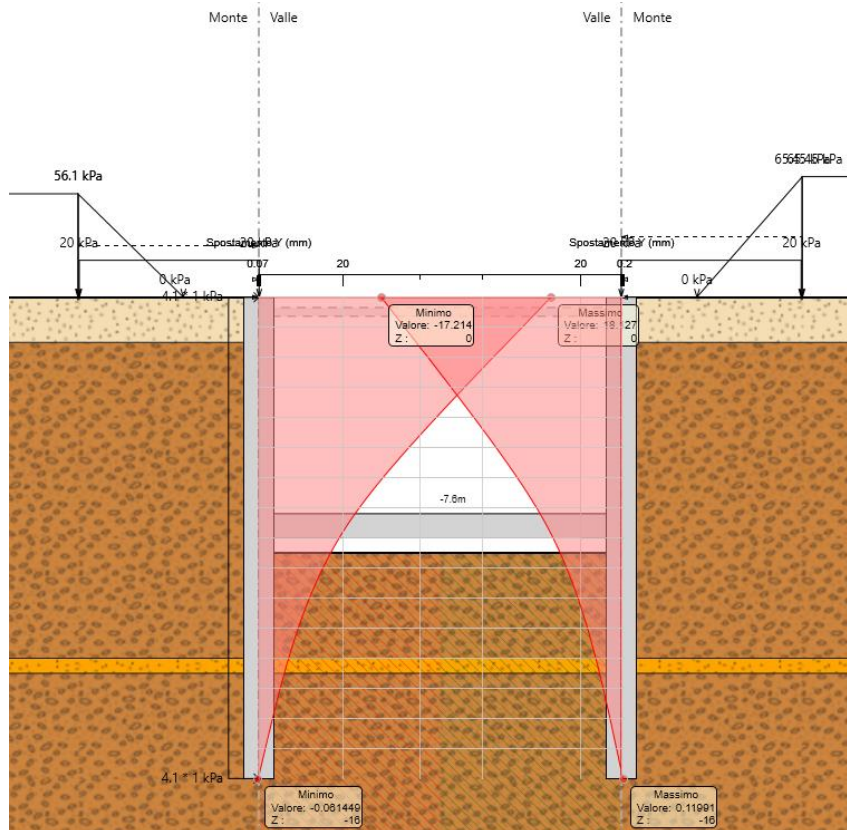


Figura 10-41: Risultati dell'analisi SLV-GEO: diagramma degli spostamenti

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>

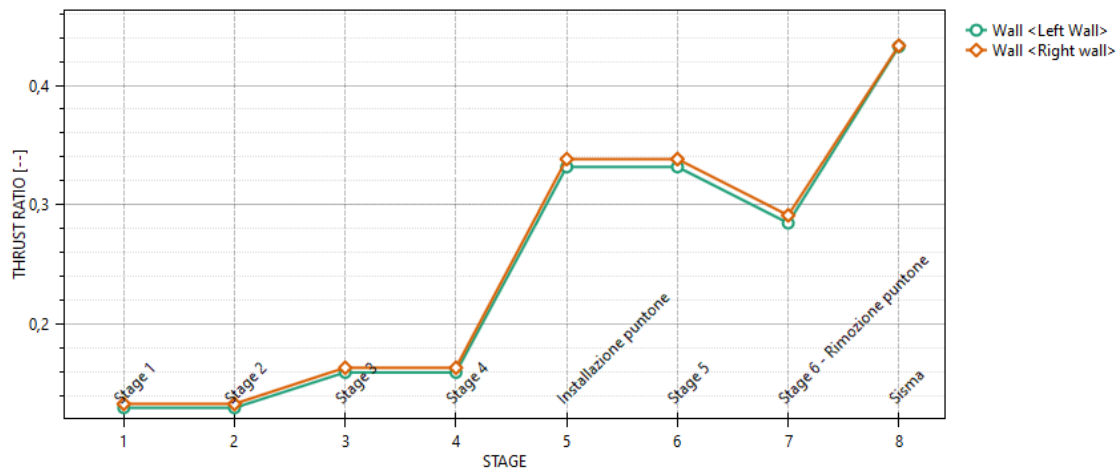


Figura 10-42: Risultati dell'analisi SLU-GEO: Riepilogo delle spinte: spinta reale efficace/spinta passiva = 0,34

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: SISMICA GEO>

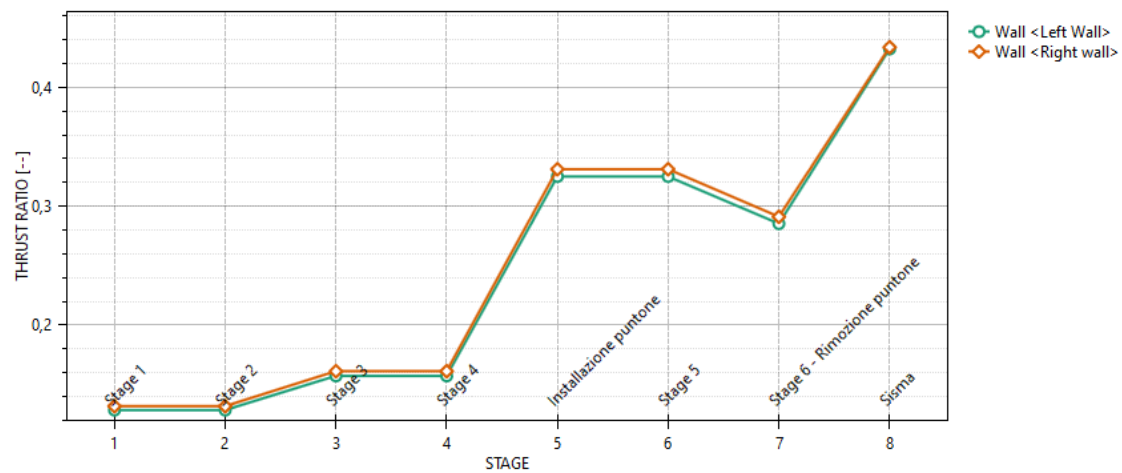


Figura 10-43: Risultati dell'analisi SLU-GEO: Riepilogo delle spinte: spinta reale efficace/spinta passiva = 0,43

La percentuale di spinta passiva mobilitata, per la paratia in esame, è pari al 34% in condizione statica e al 43% in condizione sismica.

10.5.2.2 Verifiche SLE/SLU/SLV STR – Diaframmi perimetrali

Azioni interne

Di seguito nel capitolo verranno presentate le azioni interne degli elementi diaframmi, sia sul lato destro che su quello sinistro della galleria.

Nei prospetti che seguono, per le combinazioni STR SLE, SLU e SLV, si riportano gli involuppi degli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione sui diaframmi ed i valori numerici relativi alle sezioni di sollecitazioni massime, scelte come rappresentative per le verifiche strutturali.

Combinazione	Sollecitazione massima	Msd [kNm/m]	Tsd [kN/m]
SLE	Momento/Taglio	548	176
SLU	Momento/Taglio	644	232
SLV	Momento/Taglio	581	202

Tabella 10-17: Sollecitazioni allo SLE, SLU e SLV – Diaframmi perimetrali di sinistra

Combinazione	Sollecitazione massima	Msd [kNm/m]	Tsd [kN/m]
SLE	Momento/Taglio	531	177
SLU	Momento/Taglio	531	235
SLV	Momento/Taglio	541	198

Tabella 10-18: Sollecitazioni allo SLE, SLU e SLV – Diaframmi perimetrali di destra

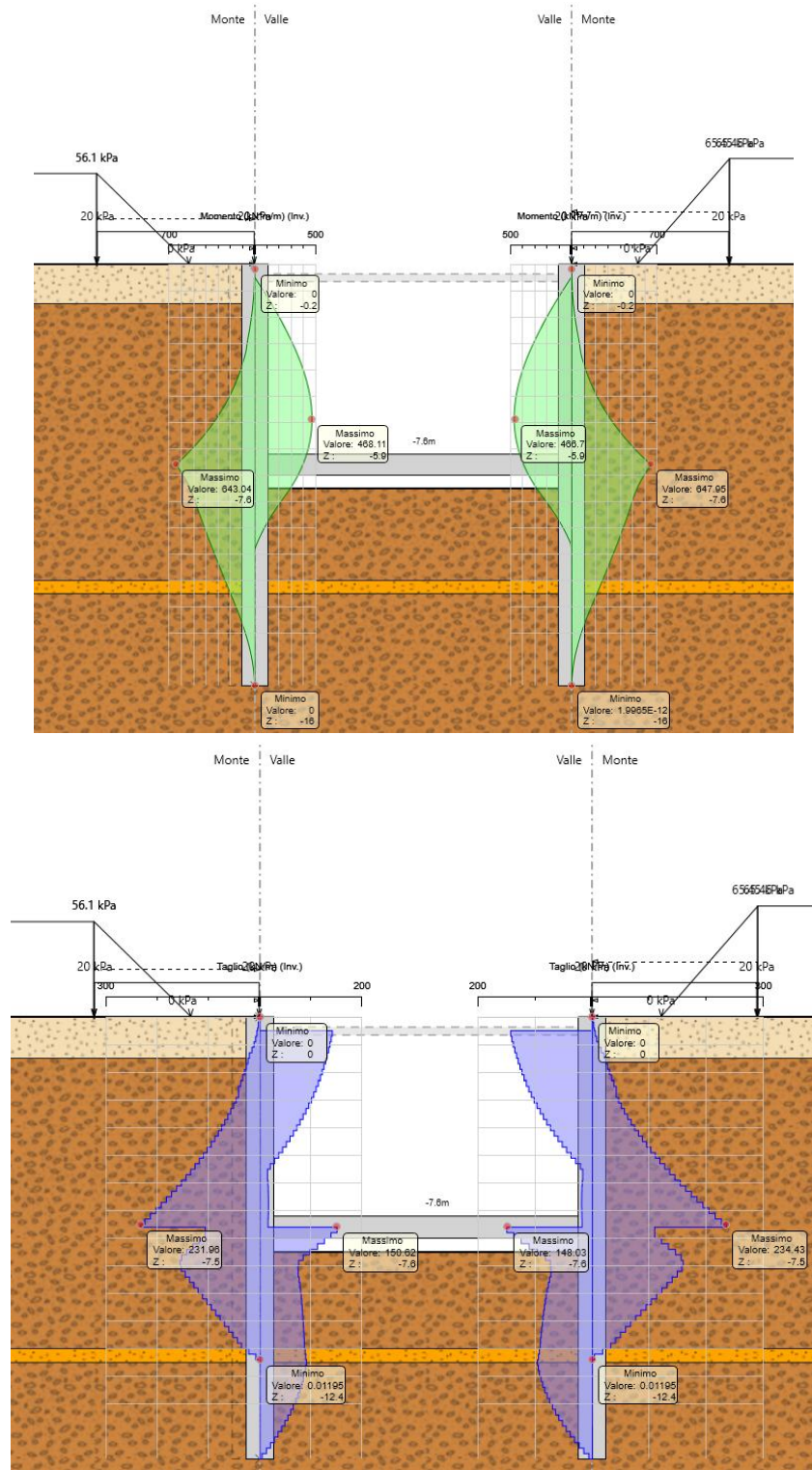


Figura 10-44: Risultati dell'analisi SLU-STR: Caratteristiche della sollecitazione

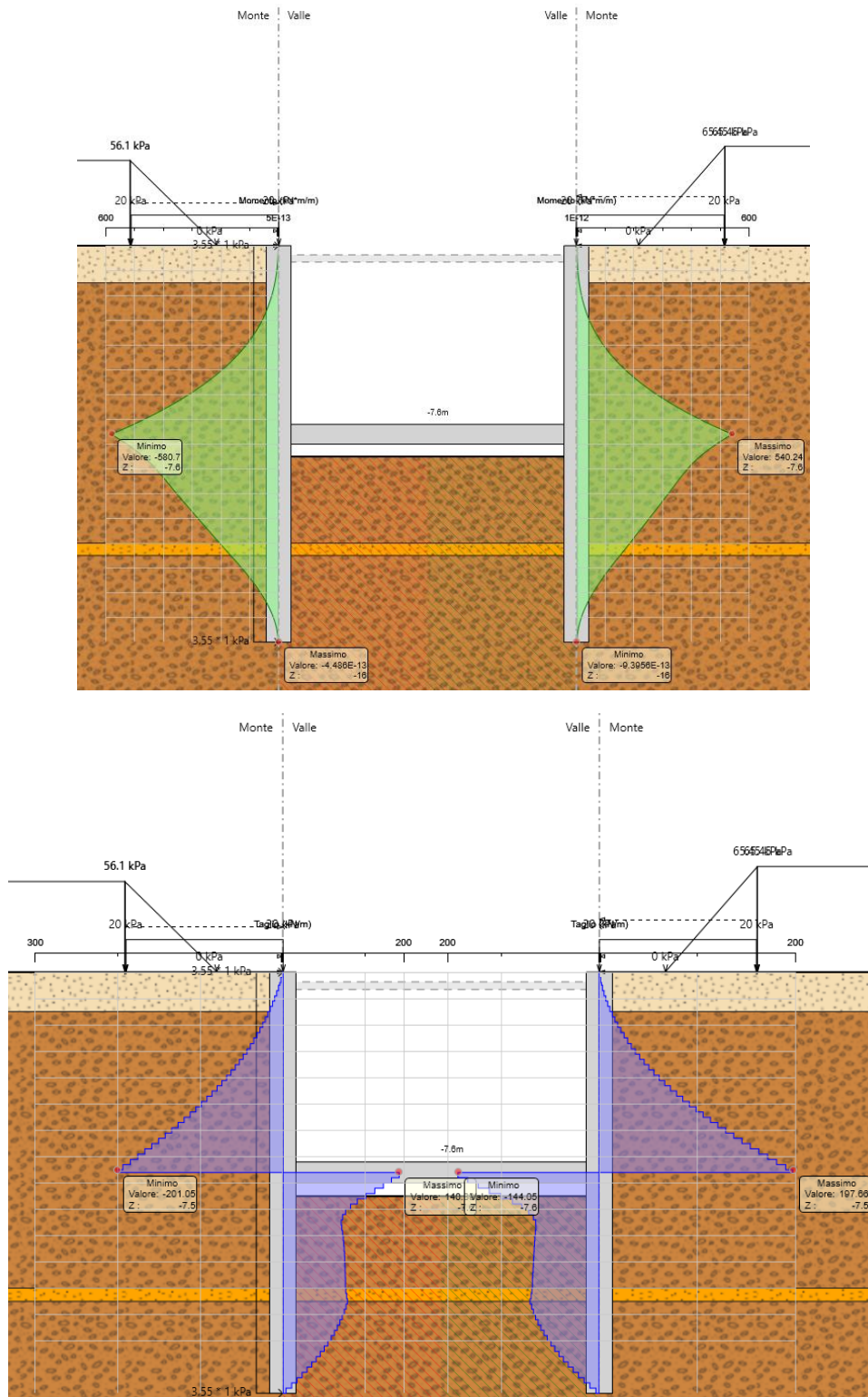


Figura 10-45: Risultati dell'analisi SLV-STR: Caratteristiche della sollecitazione

Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza allo SLU e le verifiche di fessurazione e tensionali allo SLE per i diaframmi perimetrali, sia sul lato destro che su quello sinistro della galleria.

I diaframmi perimetrali di sinistra sono armati in due fasce diverse, coerentemente con le azioni interne presenti. La prima, più prossima al piano di campagna, è armata come segue:

- armatura longitudinale sul lato terreno: 23 $\phi 26$
- armatura longitudinale sul lato galleria: 17 $\phi 26$
- armatura trasversale: $\phi 14/20$ cm

La seconda è così armata:

- armatura longitudinale sul lato terreno: 16 $\phi 26$
- armatura longitudinale sul lato galleria: 15 $\phi 26$
- armatura trasversale: $\phi 14/20$ cm

Le verifiche strutturali SLU/SLV vengono eseguite per confronto tra le sollecitazioni di calcolo (ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando gli opportuni coefficienti parziali) e le resistenze di calcolo (definite dai punti M_{Rd} , N_{Rd} che definiscono il dominio resistente nel piano M, N).

Le verifiche strutturali SLE, invece, confrontano le massime tensioni sia nel calcestruzzo che nell'acciaio con i massimi valori ammissibili in condizioni di esercizio e confrontano l'apertura di fessura con i valori limite ammissibili.

Considerando il lato terreno come lembo teso, le verifiche strutturali sono le seguenti:

CALCOLO NTC 2018 Diaframma sx - lato terreno																	
GEOMETRIA DELLA SEZIONE Cs = copriferro delle staffe (*) dati opzionali										CALCESTRUZZO C 35 / 45 fck cub. Mpa = 45.00 resistenza caratteristica cubica fck Mpa = 35.00 resistenza caratteristica cilindrica fcd Mpa = 19.83 resistenza di calcolo cilindrica fctm Mpa = 3.21 resistenza media a trazione fct fes Mpa = 0.64 res. trazione fessuraz. = 0.20 x fctm fctk Mpa = 2.25 resistenza caratteristica a trazione fctd Mpa = 1.50 resistenza di calcolo a trazione fc es. Mpa = 15.75 Max. tensione esercizio = 0.45 x fck fbd Mpa = 3.37 tensione di aderenza per $\phi \leq 32$ mm Ecm Mpa = 34'077 modulo elastico istantaneo γ_c = 1.50 Coeff. sicurezza CLS (= 1.5 EC2)							
SEZ.	B compr. cm	B anima (*) cm	B lesa (*) cm	H cm	Cs cm	d (*) cm	Acciaio	Descrizione									
1	240.0			100.0	7.5	89.8	1										
2	240.0			100.0	7.5	89.8	1										
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
n = 15 Coeff. omogenizzazione armature S.L.E. Fs SLU = 1 (1) N cost (2) e = M/N cost										ACCIAIO 1 per staffe e dove indicato per armatura longitudinale fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk							
N Positiva azione assiale No Nsd di compressione M Positivo tende fibre lato armatura As (inserire sempre positivo)										ACCIAIO 2 dove indicato per armatura longitudinale fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk							
SEZIONE		AZIONI S.L.E.			AZIONI S.L.U.			ARMATURA As (Tesa da M)			ARMATURA A's (Compressa da M)			ARMATURA A TAGLIO ($\phi = 0$ in assenza armatura)			
SEZ.	Z m	Mo kNm	No kN	Msd kNm	Nsd kN	Vsd kN	SEZ.	n. ferri (x As)	ϕ mm	As cm ²	n. ferri (x A's)	ϕ mm	A's cm ²	ϕ mm	passo cm	n. braccia	Cotg θ 1 < θ < 2.5
1	0.00	739	0	866	0	557	1	16	26	84.95	15	26	79.64	14	20	4	1.0
2	0.00	1'315	0	1'546	0	557	2	23	26	122.11	17	26	90.26	14	20	4	1.0
3							3			0.00			0.00				
4							4			0.00			0.00				
5							5			0.00			0.00				
6							6			0.00			0.00				
7							7			0.00			0.00				
8							8			0.00			0.00				
9							9			0.00			0.00				
10							10			0.00			0.00				
VERIFICHE SOLLECITAZIONI S.L.E. e S.L.U.																	
SEZ.	d cm	d' cm	M - N S.L.E.				TEST S.L.E.	M - N S.L.U.				V S.L.U.					
			X cm	σ_{cls} Mpa	σ_f Mpa	σ'_f Mpa		X/d	Mrd kNm	Nrd kN	Fs. ≥ 1	Ast. min. cm ² /m	Ast. pro. cm ² /m	Vrd CLS	Vrd Acciaio	Vrd kN	TEST S.L.U.
1	89.80	10.20	23.79	-2.57	106.86	-21.99	SI	0.11	2'875	0	3.32	29.03	30.79	9'618	974	974	SI
2	89.80	10.20	27.49	-3.94	133.92	-37.17	SI	0.14	4'049	0	2.62	29.03	30.79	9'618	974	974	SI
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
Positive sollecitazioni σ_{cls} - σ_f - σ'_f di trazione X nullo sezione interamente reagente $\sigma_{cls} < f_{ct\ fes}$ (non si eseguono verifiche a fessurazione) X = 0 asse neutro esterno alla sezione per tensoflessione - agenti solo armature												Ast. min. = armatura minima EC2 Ast. pro. = armatura di progetto TEST = SI * Vrd > Vsd ma Ast.Pro. < Ast.Min.					
VERIFICA S.L.E. FESSURAZIONE																	
SEZ.	Z m	As tesa cm ²	B lesa cm	Ac eff. cm ²	ρ_f As/Aceff	ϕ mm	Sr max mm	σ_s Mpa	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ x 1000	ϵ_{min} x 1000	Wk mm	TEST FESS.	Dist max mm				
1	0.00	84.9	240.0	6'097	0.014	26	619.8	106.9	0.032	0.305	0.189	SI	510				
2	0.00	122.1	240.0	5'800	0.021	26	512.6	133.9	0.310	0.383	0.196	SI	510				
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
K1 = 0.80 (0,8 aderenza migl. 1,6 lisce) Kt = 0.40 (0,6 breve durata 0,4 lunga durata) K2 = 0.50 (0,5 pressofless. 1,0 trazione)												$Wk_{amm} = 0.20$ mm $\epsilon_{s\ mini} = 0.60$ x σ_s / E_s Dist max = 5 * (C _{tot} + $\phi/2$) max. distanza tra le barre per validità della formulazione					

Figura 10-46: Verifiche SLE/SLU/SLV-STR: Diaframmi di sinistra, lato terreno

Considerando, invece, il lato galleria come lembo teso, le verifiche strutturali SLE, SLU e SLV sono le seguenti:

CALCOLO NTC 2018																	
Diaframma sx - lato galleria																	
GEOMETRIA DELLA SEZIONE										CALCESTRUZZO C 35 / 45							
Cs = copriferro delle staffe (*) dati opzionali										fck cub. Mpa = 45.00 resistenza caratteristica cubica							
SEZ.	B compr. cm	B anima (*) cm	B iesa (*) cm	H cm	Cs cm	d (*) cm	Acciaio	Descrizione		fck Mpa = 35.00	resistenza caratteristica cilindrica						
1	240.0			100.0	7.5	89.8	1			fcid Mpa = 19.83	resistenza di calcolo cilindrica						
2										fctm Mpa = 3.21	resistenza media a trazione						
3										fct fes Mpa = 0.64	res. trazione fessuraz. =		0.20 x fctm				
4										fctk Mpa = 2.25	resistenza caratteristica a trazione						
5										fctd Mpa = 1.50	resistenza di calcolo a trazione						
6										fc es. Mpa = 15.75	Max. tensione esercizio =		0.45 x fck				
7										fbd Mpa = 3.37	tensione di aderenza per $\phi \leq 32$ mm						
8										Ecm Mpa = 34'077	modulo elastico istantaneo						
9										γ_c = 1.50	Coeff. sicurezza CLS (= 1.5 EC2)						
10										ACCIAIO 1 per staffe e dove indicato per armatura longitudinale							
n = 15 Coeff. omogenizzazione armature S.L.E.										fyk Mpa = 450.00	tensione caratteristica di snervamento						
Fs SLU = 1 (1) N cost (2) e = M/N cost										fyd Mpa = 391.30	tensione di calcolo						
N Positiva azione assiale No Nsd di compressione										fs es. Mpa = 360.00	Max. tensione esercizio =		0.80 x fyk				
M Positivo tende fibre lato armatura As (inserire sempre positivo)										ACCIAIO 2 dove indicato per armatura longitudinale							
										fyk Mpa = 450.00	tensione caratteristica di snervamento						
										fyd Mpa = 391.30	tensione di calcolo						
										fs es. Mpa = 360.00	Max. tensione esercizio =		0.80 x fyk				
SEZIONE		AZIONI S.L.E.			AZIONI S.L.U.			ARMATURA As (Tesa da M)			ARMATURA A's (Compressa da M)			ARMATURA A TAGLIO ($\phi = 0$ in assenza armatura)			
SEZ.	Z m	Mo kNm	No kN	Msd kNm	Nsd kN	Vsd kN	SEZ.	n. ferri (x As)	ϕ mm	As cm ²	n. ferri (x A's)	ϕ mm	A's cm ²	ϕ mm	passo cm	n. braccia	Cotg θ 1 < θ < 2.5
1	0.00	850	0	1'126	0	557	1	17	26	90.26	23	26	122.11	14	20	4	1.0
2							2			0.00			0.00				
3							3			0.00			0.00				
4							4			0.00			0.00				
5							5			0.00			0.00				
6							6			0.00			0.00				
7							7			0.00			0.00				
8							8			0.00			0.00				
9							9			0.00			0.00				
10							10			0.00			0.00				
VERIFICHE SOLLECITAZIONI S.L.E. e S.L.U.																	
SEZ.	d cm	d' cm	M - N S.L.E.				TEST S.L.E.	M - N S.L.U.				V S.L.U.					
			X cm	σ_{cls} Mpa	σ_f Mpa	σ'_f Mpa		X/d	Mrd kNm	Nrd kN	Fs. ≥ 1	Ast. min. cm ² /m	Ast. pro. cm ² /m	Vrd CLS	Vrd Acciaio	Vrd kN	TEST S.L.U.
1	89.80	10.20	23.40	-2.72	115.70	-23.00	SI	0.12	3'045	0	2.70	29.03	30.79	9'618	974	974	SI
2																	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
Positive sollecitazioni σ_{cls} - σ_f - σ'_f di trazione										Ast. min. = armatura minima EC2				Ast. pro. = armatura di progetto			
X nullo sezione interamente reagente $\sigma_{cls} < fct fes$ (non si eseguono verifiche a fessurazione)										TEST = SI * Vrd > Vsd ma Ast.Pro. < Ast.Min.							
X = 0 asse neutro esterno alla sezione per tensoflessione - agenti solo armature																	
VERIFICA S.L.E. FESSURAZIONE																	
SEZ.	Z m	As tesa cm ²	B iesa cm	Ac eff. cm ²	ρ_f As/Aceff	ϕ mm	Sr max mm	σ_s Mpa	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ x 1000	ϵ_{min} x 1000	Wk mm	TEST FESS.	Dist max mm				
1	0.00	90.3	240.0	6'120	0.015	26	602.3	115.7	0.099	0.331	0.199	SI	510				
2																	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
K1 = 0.80 (0,8 aderenza migl. 1,6 lisce) Kt = 0.40 (0,6 breve durata 0,4 lunga durata)										Wk _{amm} = 0.20 mm							
K2 = 0.50 (0,5 pressofless. 1,0 trazione)										$\epsilon_{mini} = 0.60 \times \sigma_s / E_s$				Dist max = 5 * (C _{tot} + $\phi/2$) max. distanza tra le barre per validità della formulazione			

Figura 10-47: Verifiche SLE/SLU/SLV-STR: Diaframmi di sinistra, lato galleria

Considerando, infine, i diaframmi perimetrali di destra, anch'essi armati in due fasce diverse, si presenta l'armatura della prima fascia, più prossima al piano di campagna:

- armatura longitudinale sul lato terreno: 23 ϕ 26
- armatura longitudinale sul lato galleria: 17 ϕ 26
- armatura trasversale: ϕ 14/20 cm

La seconda è così armata:

- armatura longitudinale sul lato terreno: 16 ϕ 26
- armatura longitudinale sul lato galleria: 15 ϕ 26
- armatura trasversale: ϕ 14/20 cm

Le verifiche strutturali SLU/SLV vengono eseguite per confronto tra le sollecitazioni di calcolo (ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando gli opportuni coefficienti parziali) e le resistenze di calcolo (definite dai punti M_{Rd} , N_{Rd} che definiscono il dominio resistente nel piano M, N).

Le verifiche strutturali SLE, invece, confrontano le massime tensioni sia nel calcestruzzo che nell'acciaio con i massimi valori ammissibili in condizioni di esercizio e confrontano l'apertura di fessura con i valori limite ammissibili.

Similmente ai diaframmi perimetrali di sinistra, si presentano le verifiche strutturali, considerando prima il lato terreno come lembo teso:

CALCOLO NTC 2018																														
Diaframma dx - lato terreno																														
GEOMETRIA DELLA SEZIONE								CALCESTRUZZO C 35 / 45																						
Cs = copriferro delle staffe (*) dati opzionali								fck cub. Mpa = 45.00 resistenza caratteristica cubica																						
SEZ.	B compr. cm	B anima (*) cm	B lesa (*) cm	H cm	Cs cm	d (*) cm	Acciaio	Descrizione	fck Mpa = 35.00	resistenza caratteristica cilindrica	fcd Mpa = 19.83	resistenza di calcolo cilindrica	fctm Mpa = 3.21	resistenza media a trazione	fct fes Mpa = 0.64	res. trazione fessuraz. = 0.20 x fctm	fctk Mpa = 2.25	resistenza caratteristica a trazione	fctd Mpa = 1.50	resistenza di calcolo a trazione	fc es. Mpa = 15.75	Max. tensione esercizio = 0.45 x fck	fbd Mpa = 3.37	tensione di aderenza per $\phi \leq 32$ mm	Ecm Mpa = 34'077	modulo elastico istantaneo	γ_c = 1.50	Coeff. sicurezza CLS (= 1.5 EC2)		
1	240.0			100.0	7.5	89.8	1																							
2	240.0			100.0	7.5	89.8	1																							
3																														
4																														
5																														
6																														
7																														
8																														
9																														
10																														
n = 15 Coeff. omogenizzazione armature S.L.E.								ACCIAIO 1 per staffe e dove indicato per armatura longitudinale																						
Fs SLU = 1 (1) N cost (2) e = M/N cost								fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento																						
								fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo																						
								fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk																						
N Positiva azione assiale No Nsd di compressione								ACCIAIO 2 dove indicato per armatura longitudinale																						
M Positivo tende fibre lato armatura As (inserire sempre positivo)								fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento																						
								fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo																						
								fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk																						
SEZIONE		AZIONI S.L.E.			AZIONI S.L.U.			ARMATURA As (Tesa da M)			ARMATURA A's (Compressa da M)			ARMATURA A TAGLIO ($\phi = 0$ in assenza armatura)																
SEZ.	Z m	Mo kNm	No kN	Msd kNm	Nsd kN	Vsd kN	SEZ.	n. ferri (x As)	ϕ mm	As cm ²	n. ferri (x A's)	ϕ mm	A's cm ²	ϕ mm	passo cm	n. braccia	Cotg θ 1 < θ < 2.5													
1	0.00	742	0	775	0	564	1	16	26	84.95	15	26	79.64	14	20	4	1.0													
2	0.00	1'274	0	1'298	0	564	2	23	26	122.11	17	26	90.26	14	20	4	1.0													
3							3			0.00			0.00																	
4							4			0.00			0.00																	
5							5			0.00			0.00																	
6							6			0.00			0.00																	
7							7			0.00			0.00																	
8							8			0.00			0.00																	
9							9			0.00			0.00																	
10							10			0.00			0.00																	
VERIFICHE SOLLECITAZIONI S.L.E. e S.L.U.																														
SEZ.	d cm	d' cm	M - N S.L.E.				M - N S.L.U.				V S.L.U.																			
			X cm	σ_{cls} Mpa	σ_f Mpa	$\sigma'f$ Mpa	TEST S.L.E.	X/d	Mrd kNm	Nrd kN	Fs. ≥ 1	Ast. min. cm ² /m	Ast. pro. cm ² /m	Vrd CLS	Vrd Acciaio	Vrd kN	TEST S.L.U.													
1	89.80	10.20	23.79	-2.58	107.20	-22.06	SI	0.11	2'875	0	3.71	29.03	30.79	9'618	974	974	SI													
2	89.80	10.20	27.49	-3.82	129.77	-36.02	SI	0.14	4'049	0	3.12	29.03	30.79	9'618	974	974	SI													
3																														
4																														
5																														
6																														
7																														
8																														
9																														
10																														
Positive sollecitazioni σ_{cls} - σ_f - $\sigma'f$ di trazione											Ast. min. = armatura minima EC2																			
X nullo sezione interamente reagente $\sigma_{cls} < f_{ct}$ (non si eseguono verifiche a fessurazione)											Ast. pro. = armatura di progetto																			
X = 0 asse neutro esterno alla sezione per tensoflessione - agenti solo armature											TEST = SI * Vrd > Vsd ma Ast.Pro. < Ast.Min.																			
VERIFICA S.L.E. FESSURAZIONE																														
SEZ.	Z m	As tesa cm ²	B lesa cm	Ac eff. cm ²	ρ_r As/Aceff	ϕ mm	Sr max mm	σ_s Mpa	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ x 1000	ϵ_{min} x 1000	Wk mm	TEST FESS.	Dist max mm																	
1	0.00	84.9	240.0	6'097	0.014	26	619.8	107.2	0.034	0.306	0.190	SI	510																	
2	0.00	122.1	240.0	5'800	0.021	26	512.6	129.8	0.290	0.371	0.190	SI	510																	
3																														
4																														
5																														
6																														
7																														
8																														
9																														
10																														
K1 = 0.80 (0,8 aderenza migl. 1,6 lisce) Kt = 0.40 (0,6 breve durata 0,4 lunga durata)											Wk _{amm} = 0.20 mm																			
K2 = 0.50 (0,5 pressofless. 1,0 trazione)											E _{mini} = 0.60 x σ_s / E _s																			
Dist max = 5 * (C _{tot} + $\phi/2$) max. distanza tra le barre per validità della formulazione																														

Figura 10-48: Verifiche SLE/SLU/SLV-STR: Diaframmi di destra, lato terreno

Considerando, invece, il lato galleria come lembo teso, le verifiche strutturali SLE, SLU e SLV sono le seguenti:

CALCOLO NTC 2018																	
Diaframma dx - lato galleria																	
GEOMETRIA DELLA SEZIONE										CALCESTRUZZO C 35 / 45							
										C _s = copriferro delle staffe (*) dati opzionali							
SEZ.	B _{compr.} cm	B _{anima} (*) cm	B _{tesa} (*) cm	H cm	C _s cm	d (*) cm	Acciaio	Descrizione									
1	240.0			100.0	7.5	89.8	1										
2																	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
n = 15 Coeff. omogeneizzazione armature S.L.E.										fyk Mpa = 450.00 resistenza caratteristica cubica							
F _s SLU = 1 (1) N cost (2) e = M/N cost										fcd Mpa = 19.83 resistenza di calcolo cilindrica							
										fctm Mpa = 3.21 resistenza media a trazione							
										fct fes Mpa = 0.64 res. trazione fessuraz. = 0.20 x fctm							
										fctk Mpa = 2.25 resistenza caratteristica a trazione							
										fctd Mpa = 1.50 resistenza di calcolo a trazione							
										fc es. Mpa = 15.75 Max. tensione esercizio = 0.45 x fck							
										fbd Mpa = 3.37 tensione di aderenza per φ ≤ 32 mm							
										E _{cm} Mpa = 34'077 modulo elastico istantaneo							
										γ _c = 1.50 Coeff. sicurezza CLS (= 1.5 EC2)							
										ACCIAIO 1 per staffe e dove indicato per armatura longitudinale							
										fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento							
										fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo							
										fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk							
										ACCIAIO 2 dove indicato per armatura longitudinale							
										fyk Mpa = 450.00 tensione caratteristica di snervamento							
										fyd Mpa = 391.30 tensione di calcolo							
										fs es. Mpa = 360.00 Max. tensione esercizio = 0.80 x fyk							
SEZIONE		AZIONI S.L.E.			AZIONI S.L.U.			ARMATURA A _s (Tesa da M)			ARMATURA A' _s (Compressa da M)			ARMATURA A TAGLIO (φ = 0 in assenza armatura)			
SEZ.	Z m	M _o kNm	N _o kN	M _{sd} kNm	N _{sd} kN	V _{sd} kN	SEZ.	n. ferri (x A _s)	φ mm	A _s cm ²	n. ferri (x A' _s)	φ mm	A' _s cm ²	φ mm	passo cm	n. braccia	Cotg θ 1 < < 2.5
1	0.00	850	0	854	0	564	1	17	26	90.26	23	26	122.11	14	20	4	1.0
2							2			0.00			0.00				
3							3			0.00			0.00				
4							4			0.00			0.00				
5							5			0.00			0.00				
6							6			0.00			0.00				
7							7			0.00			0.00				
8							8			0.00			0.00				
9							9			0.00			0.00				
10							10			0.00			0.00				
VERIFICHE SOLLECITAZIONI S.L.E. e S.L.U.																	
M - N S.L.E.																	
SEZ.	d cm	d' cm	X cm	σ _{cls} Mpa	σ _f Mpa	σ' _f Mpa	TEST S.L.E.	X/d	M _{rd} kNm	N _{rd} kN	F _s >=1	A _{st. min.} cm ² /m	A _{st. pro.} cm ² /m	V _{rd} CLS	V _{rd} Acciaio	V _{rd} kN	TEST S.L.U.
1	89.80	10.20	23.40	-2.72	115.70	-23.00	SI	0.12	3'045	0	3.56	29.03	30.79	9'618	974	974	SI
2																	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
Positive sollecitazioni σ _{cls} - σ _f - σ' _f di trazione												A _{st. min.} = armatura minima EC2					
X nullo sezione interamente reagente σ _t cls < fct fes (non si eseguono verifiche a fessurazione)												A _{st. pro.} = armatura di progetto					
X = 0 asse neutro esterno alla sezione per tensoflessione - agenti solo armature												TEST = SI * V _{rd} > V _{sd} ma A _{st. Pro.} < A _{st. Min.}					
VERIFICA S.L.E. FESSURAZIONE																	
SEZ.	Z m	A _s tesa cm ²	B _{tesa} cm	Ac eff. cm ²	ρ _r As/A _{ceff}	φ mm	S _r max mm	σ _s Mpa	ε _{sm} -ε _{cm} x 1000	ε _{min} x 1000	W _k mm	TEST FESS.	Dist max mm				
1	0.00	90.3	240.0	6'120	0.015	26	602.3	115.7	0.099	0.331	0.199	SI	510	W _{k amm} = 0.20 mm			
2														ε _{mini} = 0.60 x σ _s /E _s			
3														Dist max = 5 * (C _{tot} + φ/2)			
4														max. distanza tra le barre per validità della formulazione			
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
K1 = 0.80 (0,8 aderenza migl. 1,6 lisce) Kt = 0.40 (0,6 breve durata 0,4 lunga durata)																	
K2 = 0.50 (0,5 pressofless. 1,0 trazione)																	

Figura 10-49: Verifiche SLE/SLU/SLV-STR: Diaframmi di destra, lato galleria

10.5.2.3 Verifiche SLE/SLU/SLV STR – Soletta

Vista la perfetta sovrapposibilità delle sollecitazioni della soletta inferiore con le solette inferiori corrispondenti alle sezioni 1, 2 e 3, si rimanda, per le azioni interne e le verifiche strutturali relative alla sezione 4, alle corrispondenti analisi presenti nel sottocapitolo 10.2.2.3.

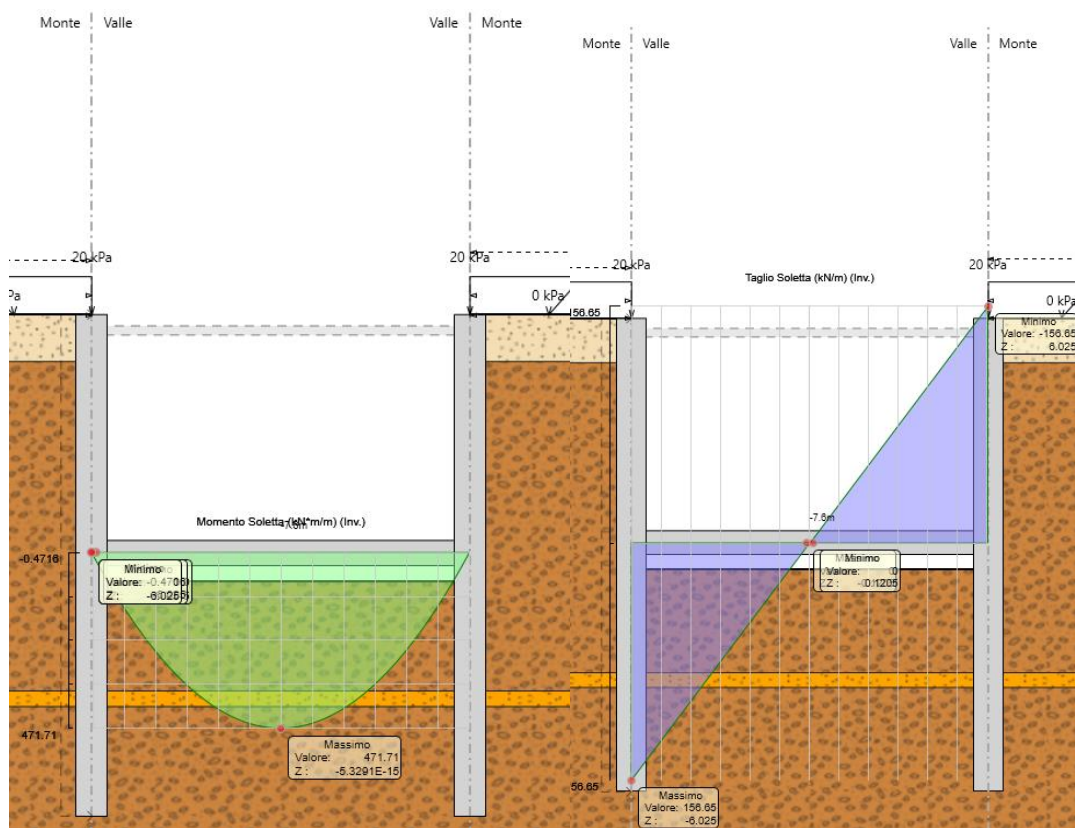


Figura 10-50: Risultati dell'analisi SLU-STR: Caratteristiche della sollecitazione solette

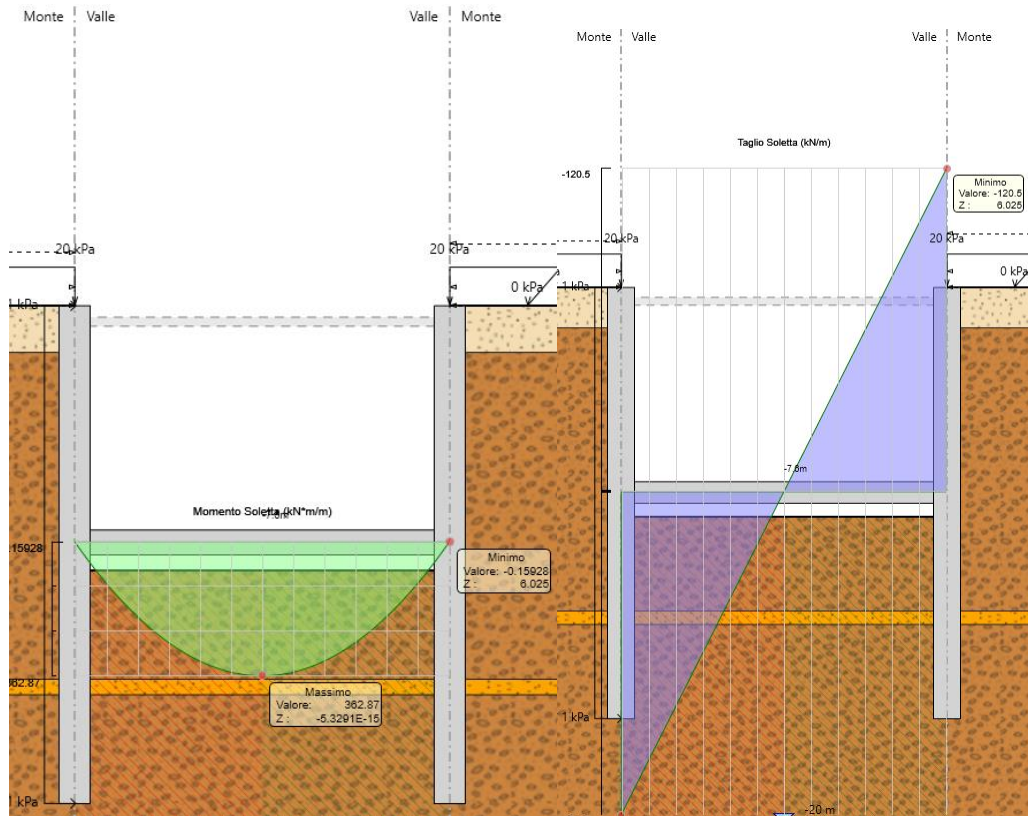
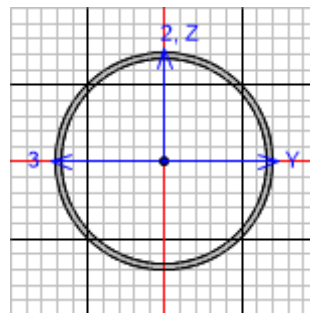


Figura 10-51: Risultati dell'analisi SLV-STR: Caratteristiche della sollecitazione solette

10.5.2.4 Verifiche SLE/SLU/SLV STR – Puntone

Di seguito si riportano le verifiche strutturali del puntone:



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
 Units : KN, m, C

Frame : 1	X Mid: 0.	Combo: ECC1	Design Type: Beam
Length: 11.05	Y Mid: 0.	Shape: CHHF457X12.5	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 11.05	Z Mid: 0.	Class: Class 2	

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	D/C Lim=0.95	Prin. Axis Angle =
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.75		0. deg

Aeff=0.018	Av,2=0.011	Av,3=0.011	eNy=0.	eNz=0.
------------	------------	------------	--------	--------

A=0.018	Iy=4.310E-04	iy=0.157	Wel,y=0.002	Weff,y=0.002
It=8.630E-04	Iz=4.310E-04	iz=0.157	Wel,z=0.002	Weff,z=0.002
Iw=0.	Iyz=0.	h=0.457	Wpl,y=0.002	
E=210000000.	fy=355000.	fu=510000.	Wpl,z=0.002	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	TEd
11.05	-1082.733	-1.834E-14	-2.842E-14	7.442	75.	0.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: $0.783 = 0.254 + \sqrt{(0.017)^2 + (0.529)^2} < 0.95$ OK
 $= \frac{NEd}{(\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1})} + \sqrt{[(k_{zy} (M_y,Ed + NEd e_{Ny}) / (\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}))^2 + (k_{zz} (M_z,Ed + NEd e_{Nz}) / (M_z,Rk/\gamma_{M1}))^2]}$ (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-1082.733	5916.667	5916.667				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	5916.667	6426.	1415101.779	7315.965	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Y-Y	a	0.21	7315.967	0.922	1.	0.72	4257.84
Y-Y Braced	a	0.21	7315.967	0.922	1.	0.72	4257.84
Z-Z	a	0.21	7315.967	0.922	1.	0.72	4257.84
Z-Z Braced	a	0.21	7315.967	0.922	1.	0.72	4257.84
Torsional TF	a	0.21	7315.965	0.922	1.	0.72	4257.839

MOMENT DESIGN

	MEd	MEd, span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Y-Y	0.	20.559	13.682	17.787			
Z-Z	0.	414.375	207.188	310.781			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Y-Y	835.095	835.095	835.095	835.095			
Z-Z	835.095	835.095	835.095	835.095			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	d	0.76	0.188	0.513	1.	0.	24709.091
	kw	Psi	C2	C3			
Factors	1.	1.132	0.459	0.525			
	za	zs	zg	zz			
	0.229	0.	0.229	0.			
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1.124	0.639	0.675	1.065			
	Ved	Vpl,Rd	Ved/Vpl,Rd	rho			
	Force	Capacity	Ratio	Factor			
2-Axis	7.442	2174.685	0.003	1.			
3-Axis	75.	2174.685	0.034	1.			

SHEAR DESIGN

	VEd	TEd	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
2-Axis	7.442	0.	2174.685	0.003	OK
3-Axis	75.	0.	2174.685	0.034	OK
	Vpl,Rd	Eta	Lambdabar	Chi	
	Capacity	Factor	Ratio	Factor	

2-Axis	2174.685	1.2	0.	1.
3-Axis	2174.685	1.2	0.	1.

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	V2	V2
	Left	Right
2-2 (V2)	9.675	9.675

11 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE PROVVISORIE

Come riportato al §8.1, la presenza di edifici di civile abitazione e attività commerciali, rende necessaria la realizzazione di opere provvisorie. La massima altezza di scavo di suddette opere raggiunge i 3,40 m di profondità da piano campagna, e comunque non dovranno mai raggiungere la quota delle fondazioni degli edifici esistenti per evitarne lo scalzamento.

Per le opere provvisorie si prevede l'impiego di paratie di micropali mediante diametro di perforazione $\Phi = 250$ mm, all'interno del quale verrà posizionata un'armatura tubolare 193.7 mm, spessore 12.5 mm e posizionati ad interasse di 0.30 m. I micropali avranno lunghezza 9 m e saranno collegati in testa da un cordolo avente dimensioni 0.50 m x 0.50 m.

È stata analizzata la sezione A-A (5023-E-STR-009-D-0-XXGA01X-A), in quanto rappresenta la condizione maggiormente cautelativa in termini di massima profondità di scavo. L'edificio esistente in analisi è pertanto l'edificio B013 il quale è costituito da n.4 piani fuori terra e da n.1 piano interrato.

Per una stima dei cedimenti indotti sull'edificio esistente è stato utilizzato il software agli elementi finiti Plaxis 2D (v1.01.00.479), in tal modo è stato possibile cogliere con maggior dettaglio l'interazione terreno struttura. Non essendo nota la tipologia di fondazione sono state considerate due tipologie di fondazioni: a trave elastica e plinti aventi maglia 4 m x 4 m.

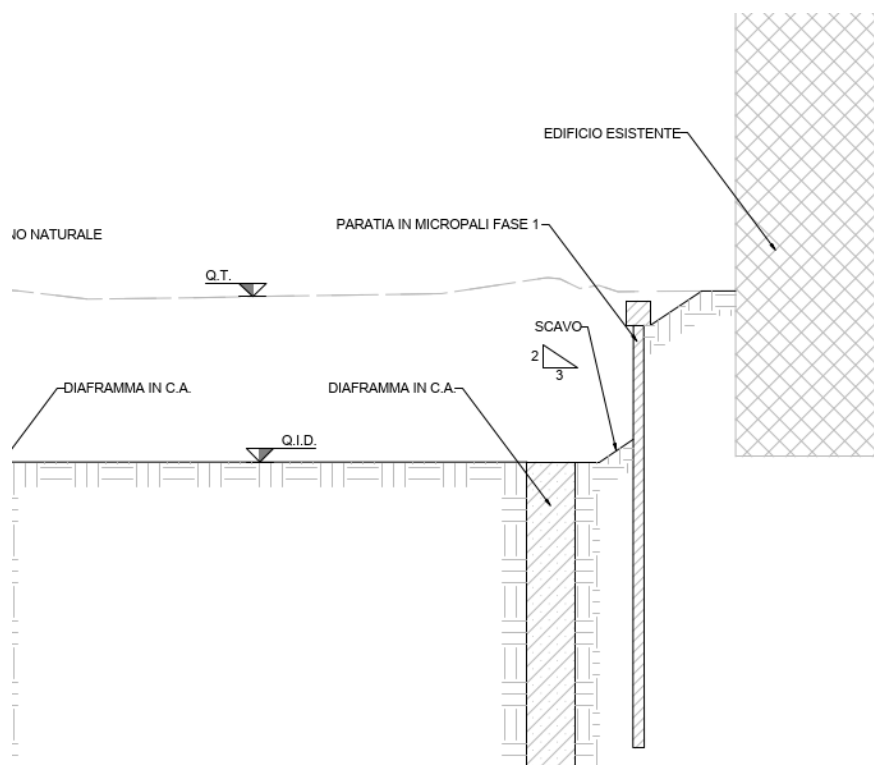


Figura 11-1: Sezione scavo opera provvisoria.

11.1 MODELLO NUMERICO

La Figura 11-2 mostra la sezione di calcolo adottata nelle analisi.

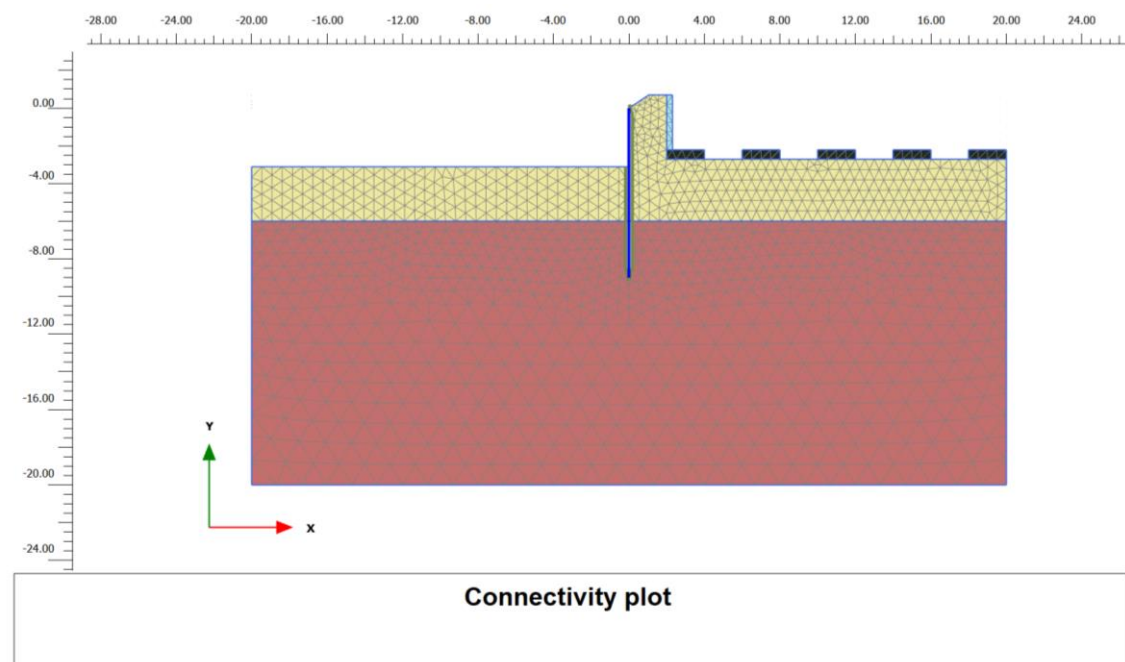
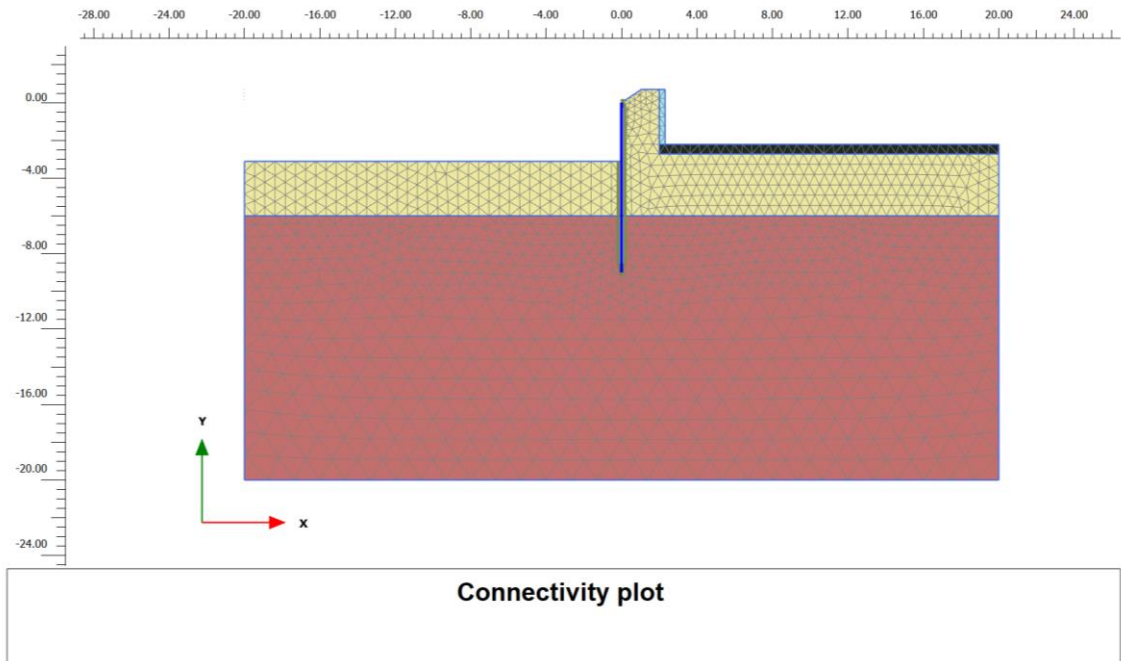


Figura 11-2: Modello di calcolo fondazione edificio su trave elastica (sopra) fondazione edificio su plinti con maglia 4 m x 4 m (sotto).

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

Tipologia di struttura di sostegno	Paratia di micropali Ø193.7 mm sp. 12.5, interasse 0.3 m
Altezza totale paratia	H _{tot} = 9 m
Altezza libera paratia	H = 2.80 m (+ 0.28, si veda §9.3)
Sovraccarichi permanenti a monte	Carico dovuto alla presenza dell'edificio B013
Sovraccarichi variabili a monte	-

Tabella 11-1: Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

Per quanto riguarda il carico permanente a monte dell'opera di sostegno, per simulare la presenza dell'edificio, è stato considerato il carico applicato a -3.50 m p.c. (quota di imposta della fondazione ipotizzata), pari a:

$$q = 5 \cdot 20 \text{ kPa} - 3.5 \cdot 18.8 \text{ kPa} = 35 \text{ kPa}$$

Le fondazioni sono state simulate con materiale avente comportamento lineare elastico e con un peso e una altezza tali da applicare sul terreno una pressione pari a quella calcolata. In particolare, è stata modellata una fondazione di altezza 50 cm, pertanto:

$$\gamma_{fondazione} = \frac{35 \text{ kPa}}{0.50 \text{ m}} = 70 \text{ kN/m}^3$$

I parametri geotecnici adottati nelle analisi variano a seconda della combinazione di riferimento adottata in considerazione della specifica verifica prevista dal D.M. 14/01/2018 così come riportato nel prospetto che segue. Il legame costitutivo scelto per il terreno è Hardening Soil, in quanto permette una migliore stima degli effetti indotti dallo scavo della paratia.

Ai fini della modellazione, per contenere il terreno a tergo dell'opera provvisoria è stato aggiunto un elemento cluster verticale simulante la parete verticale dell'edificio avente un peso nullo e una rigidità pari a quella del calcestruzzo. In tal modo è stato possibile considerare solamente l'effettivo terreno a monte dell'opera come agente sulla stessa.

Terreno	Comb.	$\gamma \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right]$	c [kPa]	ϕ [°]	E₅₀ [MPa]	E_{ur} [MPa]
G4 SL (da p.c. a -6.70 m)	M1	18.7	0	30	13	39
	M2			25		
G1 BG – G2 GC (da -6.70 m)	M1	19.6	0	34	45	135
	M2			29		

γ = peso dell'unità di volume
 c = coesione efficace (valore di calcolo)
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio (valore di calcolo)
 E' = modulo di Young
 k₀ = coefficiente di spinta a riposo
 k_{ah} = coefficiente di spinta attiva
 k_{ph} = coefficiente di resistenza passiva

Tabella 11-2 - Parametri geotecnici di calcolo

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

1. Condizione geostatica;
2. Esecuzione micropali e applicazione carichi variabili;

3. Esecuzione dello scavo fino a quota -3.10 m da p.c (fondo scavo).

11.1.1 Verifiche SLU GEO

11.1.1.1 Verifica del complesso opera terreno

La verifica è finalizzata a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di infissione della paratia. A tale scopo, nei prospetti che seguono, sono riportati gli output relativi alle fasi finali dell'analisi statica (Stage 3).

Combinazione	q	γ_{IG}	$\gamma_{terreno}$	c	$c_{d,IG}$	φ	α	β	δ	ψ	k_a	k_p	k_{sh}	k_{ph}	F_{Rp}
(-)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(-)	(-)	(-)	(-)	(%)
Comb. M2	0	18.5	19	0	0	28	90.0	0.0	18.9	31.0	0.317	4.412	0.300	4.175	23%

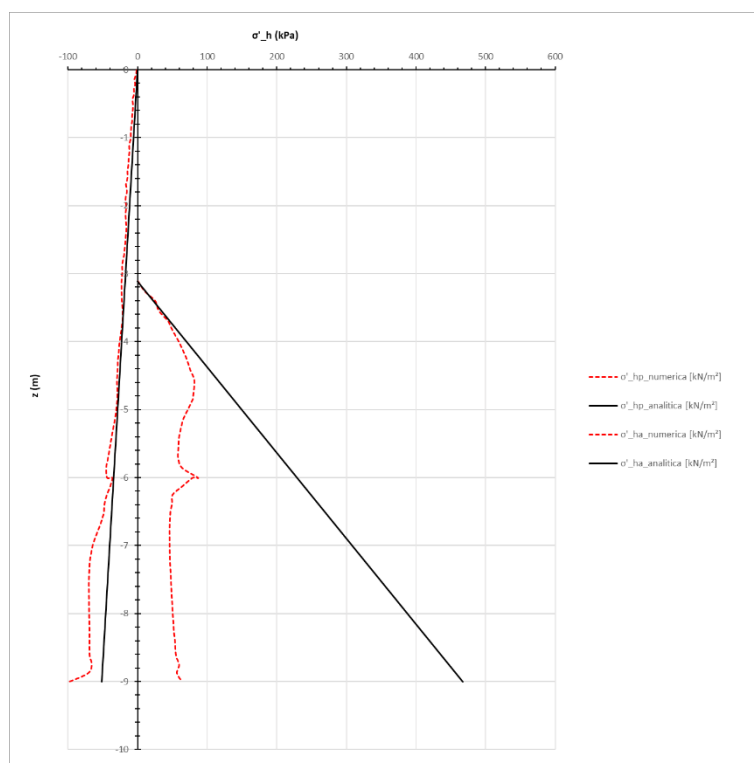


Figura 11-3: Risultati dell'analisi SLU-GEO: Riepilogo delle spinte: spinta reale efficace/spinta passiva = 0,23

La percentuale di spinta passiva mobilitata, per la paratia in esame, è pari al 23%. Di conseguenza la verifica risulta soddisfatta a testimonianza del corretto approfondimento della paratia.

11.1.1.2 Verifica di stabilità globale del sistema opera-terreno

Per le verifiche di stabilità ci si è avvalsi del software Slide2 di Rocscience. Le verifiche sulla stabilità sono state condotte con il metodo dell'equilibrio limite implementato (nel software utilizzato) con la formulazione di Bishop. Il modello numerico è il medesimo di quello descritto al paragrafo precedente.

In considerazione del contesto geotecnico sostanzialmente omogeneo ed isotropo vengono analizzate superfici di scorrimento circolari. Considerato lo scopo dell'analisi le superfici di scorrimento indagate sono definite in modo tale da non intersecare l'opera di sostegno, limitando l'estensione del cerchio critico a tergo della paratia, per circoscrivere il dominio di calcolo al solo volume significativo, evitando di verificare superfici di scivolamento che coinvolgano volumi di terreno eccessivamente grandi e non rappresentative della condizione reale.

Nel prospetto che segue sono riportati i coefficienti di riduzione utilizzati:

		SLU (A2 + M2)
Azioni	Permanenti	1,0
	Variabili	1,3
Parametri del terreno	$\tan \phi'$	1,25
	c'	1,25
	c_u	1,4
Verifiche	γ_R	1,1

Tabella 11-3 - Coefficienti sulle azioni e sui materiali utilizzati per l'analisi di stabilità

I risultati sono espressi in termini di rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e quella mobilitata lungo le superfici di scorrimento analizzate. In tabella sono riportati i gradi di sovra resistenza (R_d/E_d) rispetto alle azioni sollecitanti di progetto $E_d (= E \cdot \gamma_E)$ ottenuti secondo la formulazione di Bishop e per ciascuna combinazione delle azioni.

La seguente tabella riporta il valore di fattore di sicurezza ottenuto:

Combinazione	Formulazione
	Bishop
"SLU – (A2+M2)"	2.675

Tabella 11-4 - Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità globale

Eseguendo il calcolo mediante il D.M. 17/01/2018, per l'analisi statica si fa riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2), con coefficiente parziale γ_R pari a 1,1.

Considerando la resistenza di progetto $R_d = R/\gamma_R$ (cfr. §6.2.4.1), risulta sempre verificata la disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

La verifica di stabilità globale risulta quindi soddisfatta

Nelle figure di seguito riportate sono rappresentate le superfici critiche di scorrimento a cui corrisponde il minor grado di sovra-resistenza.

A favore di sicurezza si considera una sola paratia per la verifica di stabilità globale.

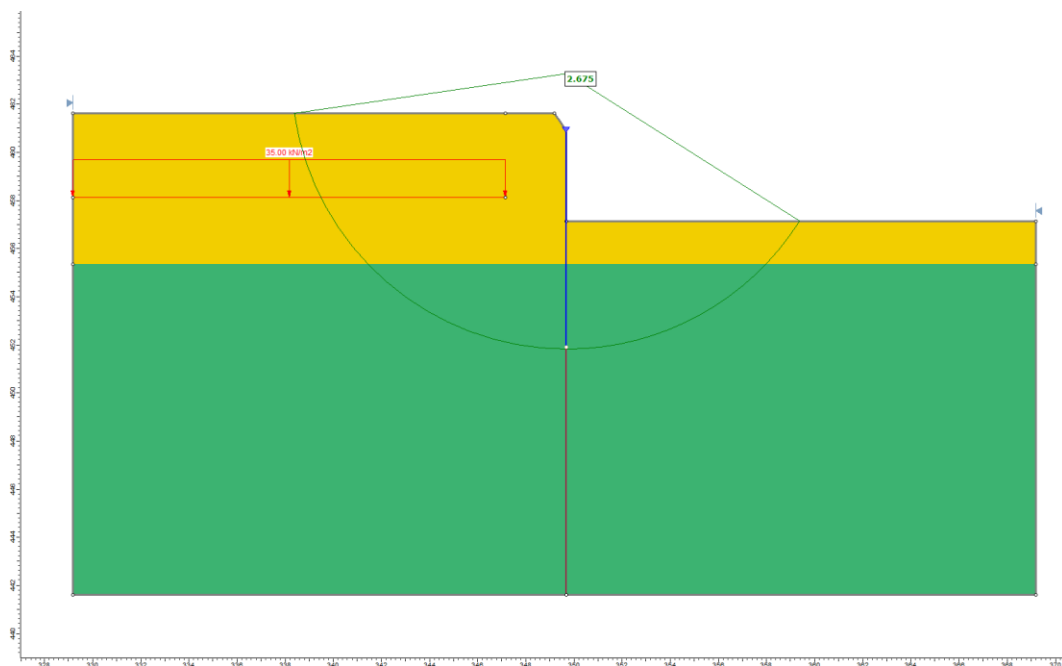


Figura 11-4: Modello di calcolo e superficie di scorrimento critica allo SLU.

11.1.2 Verifiche SLU STR

11.1.2.1 Verifica della resistenza dell'elemento strutturale costituente la struttura di sostegno

Nei prospetti che seguono, per le combinazioni STR SLU, si riportano gli involuipi degli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione sui micropali ed i valori numerici relativi alle sezioni di sollecitazioni massime, scelte come rappresentative per le verifiche strutturali.

Condizione	Fase di calcolo	Soll. Max	Quota	M _{Sd}	T _{Sd}
[-]	[-]	[-]	[m]	[kNm/m]	[kN/m]
SLU	Stage 3	Momento	-4.41	72.94	8.52
	Stage 3	Taglio	-3.25	45.44	36.26

Tabella 11-5: Sollecitazioni allo SLU nella combinazione A1+M1+R1- Micropali

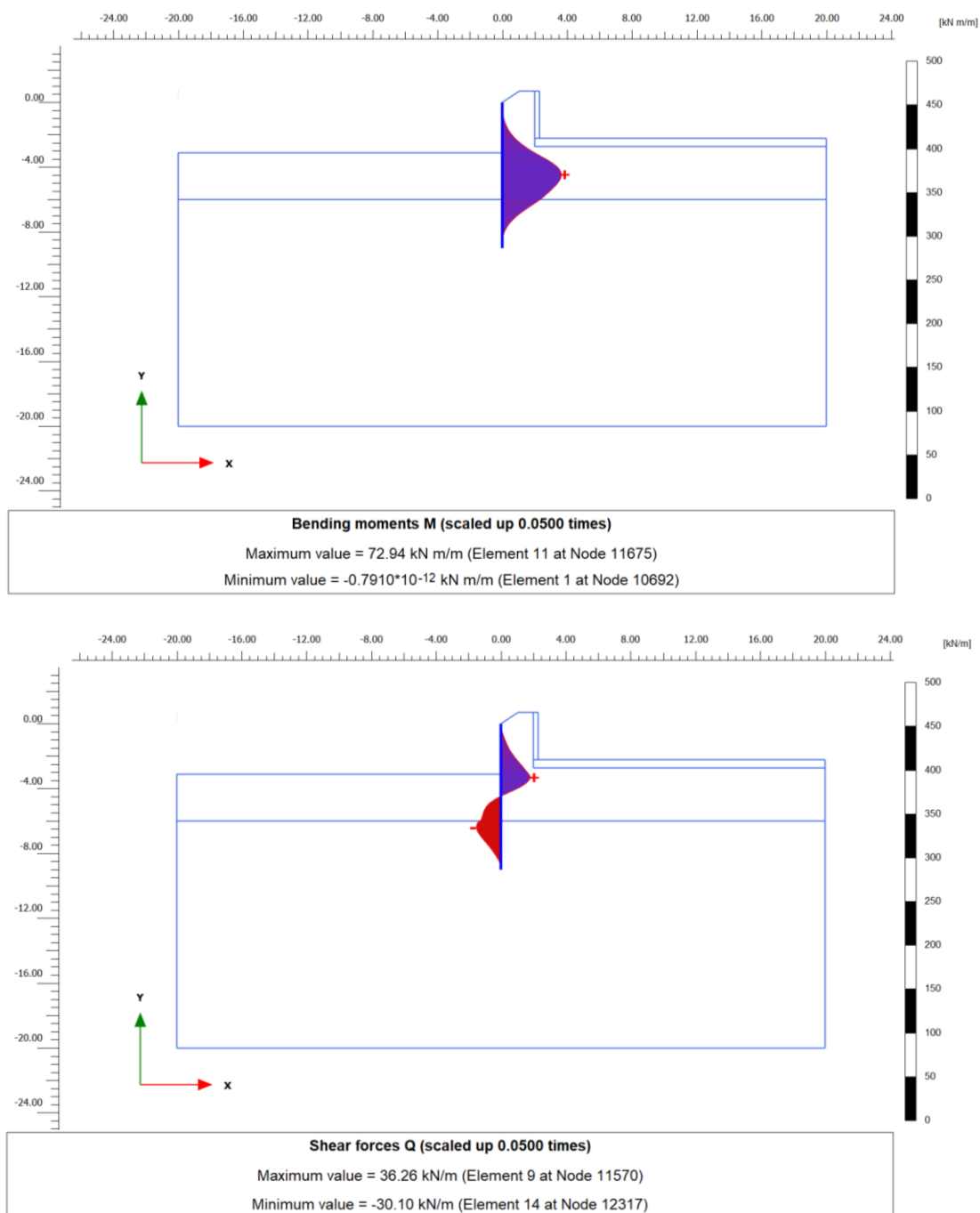


Figura 11-5: Risultati dell'analisi SLU-STR: Caratteristiche della sollecitazione.

Per effettuare le verifiche, le sollecitazioni di output del software sono state moltiplicate per l'interasse fra i micropali ($i = 0.30$ m) e per il coefficiente di amplificazione per le sollecitazioni pari a 1.30.

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali dei micropali.

M_d	V_d	γ_G	i	M_{Ed}	W_{el}	W_{pl}	f_{yk}	γ_M	f_{yd}	$M_{Rd,e}$	$M_{Rd,pl}$	FS_e	FS_{pl}
(kNm/m)	(kN/m)	(-)	(m)	(kNm)	(m ³)	(m ³)	(MPa)	(-)	(MPa)	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)
72.94	36.26	1.3	0.3	28.4	0.0003	0.0004	275	1.05	261.9	79.35	107.7	2.79	3.84

Le verifiche risultano soddisfatte.

11.1.3 Verifica spostamenti SLE

Il massimo spostamento orizzontale dell'opera allo SLE risulta essere pari a 2,6 cm inferiore al 0.5% dell'altezza della paratia. Gli spostamenti risultano pertanto compatibili con la funzionalità dell'opera.

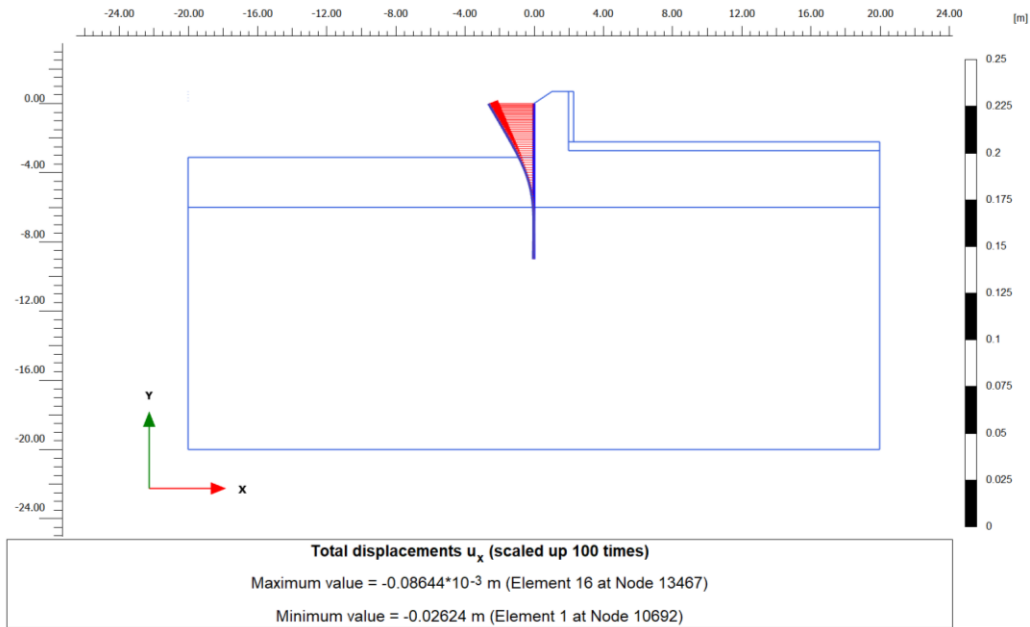


Figura 11-6: Spostamenti in condizioni SLE.

12 INTERFERENZE ESISTENTI

Poiché l'imbocco in oggetto si trova in adiacenza a edifici, si esegue la verifica agli SLE per garantire che gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità dell'opera stessa e con la funzionalità e la sicurezza degli edifici adiacenti. Gli scavi della galleria artificiale verranno sostenuti da diaframmi da realizzarsi mediante il sistema TOP – DOWN al fine di non interferire con le strutture esistenti e di limitarne le deformazioni.

Gli effetti dovuti allo scavo della galleria artificiale, tramite l'utilizzo della procedura di valutazione del rischio danneggiamento.

Lo studio dei cedimenti indotti dallo scavo in prossimità delle opere di imbocco è eseguito mediante il Metodo di Boone & Westland (Rif. [5]), il quale propone di stimare gli spostamenti sia laterali sia verticali indotti da uno scavo profondo mediante equazioni in forma chiusa. In sostanza il metodo di Boone & Westland può essere riassunto nei seguenti passi:

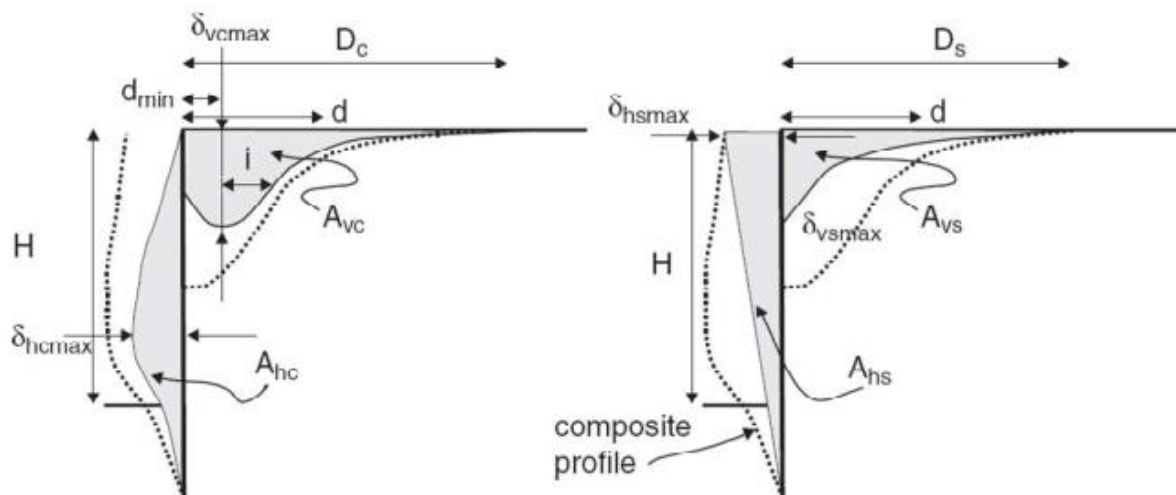


Figura 12-1: Valutazione dei cedimenti con il Metodo di Boone & Westland.

1. Sulla base della geometria dell'opera e delle caratteristiche del terreno, si calcolano il massimo spostamento laterale della parete δ_{hcmax} e della superficie δ_{hsmax} ;
2. La deformata della parete verticale viene suddivisa in due contributi principali, ossia uno spostamento rigido e una deformazione convessa legata alla deformabilità della parete. Per ciascun contributo viene calcolata l'area sottesa al diagramma delle deformazioni (A_{hs} e A_{hc}) attraverso opportune equazioni;
3. I cedimenti verticali, a loro volta suddivisi in due contributi apportati dalle due componenti della deformata, vengono stimati a partire dal calcolo dell'area sottesa a ciascuno di essi (A_{vs} per la componente rigida e A_{vc} per quella convessa), come un'opportuna percentuale di A_{hs} o A_{hc} ;
4. Noti A_{vs} e A_{vc} , i massimi cedimenti δ_{vsmax} e δ_{vcmax} sono calcolati sulla base di andamenti noti lungo la superficie.;
5. Infine, il cedimento totale, nel generico punto in superficie ad una distanza d dalla parete, è calcolato sommando i due contributi: vale a dire $\delta_v(d) = \delta_{vs}(d) + \delta_{vc}(d)$.

Per la stima dei cedimenti nell'ambito di PARATIE PLUS, si utilizzeranno solo in parte le indicazioni di questo metodo, come illustrato nel seguito. Prima di tutto, occorre osservare che, nell'ambito di PARATIE PLUS, gli spostamenti laterali $y(z)$ sono calcolati tramite l'usuale procedura numerica non lineare. Tale calcolo, quindi, si sostituisce alle valutazioni di cui ai punti 1 e 2 sopra elencati.

Pertanto, l'area A_{ht} sottesa alla deformata totale è:

$$A_{ht} = \int_{z_{toe}}^{z_{top}} y(z) dz$$

La parte A_{hs} associata a roto-traslazione rigida è approssimata dalla seguente espressione:

$$A_{hs} = \frac{1}{2} [y(z_{top}) + y(z_{toe})] H_w$$

L'area convessa è quindi:

$$A_{hs} = A_{ht} - A_{hs}$$

Le aree sottese alle distribuzioni dei cedimenti verticali della superficie sono valutate dalla seguente espressione:

$$\frac{A_{vs}}{A_{hs}} = \frac{A_{vc}}{A_{hc}} = \eta$$

Dove η di default è pari a 1. Dato che A_{vs} dipende linearmente da δ_{vsmax} , le componenti ad essa associate possono essere calcolate come:

$$\delta_{vsmax} = 3 \frac{A_{vs}}{D_s} \quad \delta_{vs}(d) = \delta_{vsmax} \left(\frac{D_s - d}{D_s} \right)^2$$

dove si assume $D_0 \approx 1.2 H_e$. Si noti che H_e è valutato come l'altezza di una parete virtuale al di sopra di un punto di rotazione.

Analogamente, i contributi associati alla parte convessa, sono calcolati tramite le seguenti equazioni:

$$\delta_{vcmax} = \frac{1}{2} \frac{A_{vc}}{[1 - \Phi(0, d_{min}, i)] \sqrt{2\pi} \cdot i}; \quad \delta_{vc}(d) = \delta_{vcmax} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{d - d_{min}}{i} \right)^2}$$

Dove si assume:

$$D_c \approx 2 \cdot (0.6 \cdot H_w); \quad d_{min} \approx 0.35 \cdot H_w; \quad i = \frac{D_c - d_{min}}{4.5}; \quad \Phi(0, d_{min}, i) = \int_0^{d_{min}} \frac{1}{i \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x - d_{min}}{i} \right)^2} dx$$

D_0 , D_e e d_{min} nelle espressioni qui sopra differiscono leggermente da quelle indicate in origine.

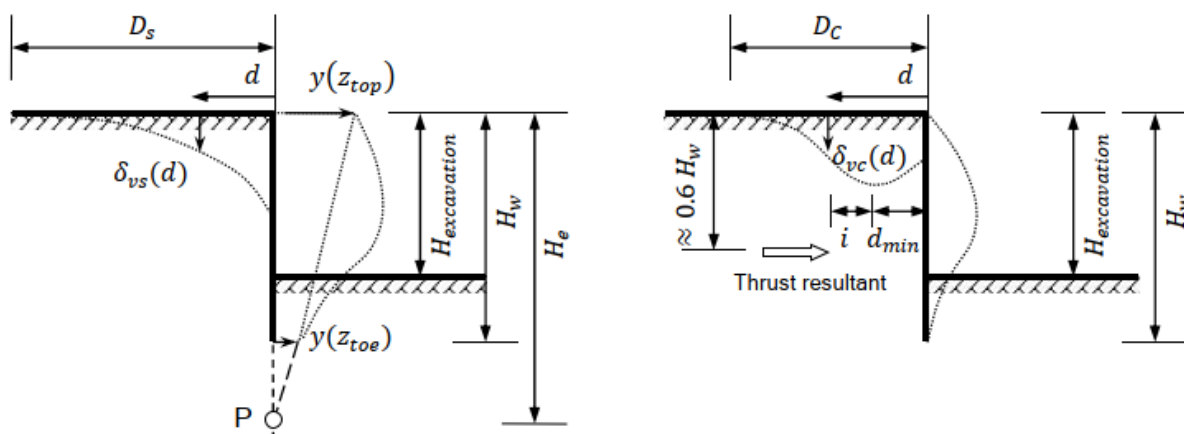


Figura 12-2: Metodo di Boone & Westland (2005) – assunzioni Paratie Plus.

12.1 DATI DI BASI PER LE ANALISI E SUGLI EDIFICI

Sono stati analizzati gli edifici con destinazione d'uso e caratteristiche tali da richiedere maggiori approfondimenti. La valutazione dello stato di potenziale danno così ottenuta risulta in genere pari o inferiori a quella desumibile dal metodo semi-empirico adottato nel presente studio, il quale si basa su ipotesi che a vantaggio di sicurezza sovrastimano le deformazioni e sottostimano la rigidità del fabbricato analizzato.

Gli edifici analizzati sono stati sottoposti all'analisi di rischio di danneggiamento in seguito allo scavo della galleria artificiale utilizzando come dati di input le informazioni ricavate da:

- Rilievo topografico;
- Osservazioni visiva dall'esterno;
- Elaborati progettuali degli edifici ove disponibili.

I dati necessari per la stima del rischio di danneggiamento sono stati ricavati dagli elementi sopra elencati.

Le informazioni raccolte dal censimento sono le seguenti:

- Destinazione d'uso dei fabbricati;
- Report sopralluogo con indicazione della tipologia di struttura (in muratura o in calcestruzzo);

Le informazioni raccolte dal rilievo sono le seguenti:

- Dimensioni e posizione piano – altimetrica dei fabbricati rispetto alla galleria artificiale.

Per gli edifici analizzati sono stati valutati i danni prodotti dallo scavo della galleria artificiale, in particolare, per la valutazione, è stata considerata la fase di fondo scavo la quale risulta essere la più sfavorevole in termini di cedimenti indotti.

12.2 VALUTAZIONE DEI DANNI AGLI EDIFICI TRAMITE DEFINIZIONE E STIMA DELLE CATEGORIE DI DANNEGGIAMENTO

12.2.1 Modalità di analisi dei cedimenti indotti e tipologia di analisi

Le analisi degli edifici sono state condotte considerando gli effetti combinati dovuti ai cedimenti verticali e orizzontali. Per tutti gli edifici è stata svolta l'analisi nel piano trasversale alla galleria.

Tuttavia, essendo presenti numerose incertezze sulle caratteristiche delle fondazioni degli edifici, sono state svolte più analisi di sensibilità al variare delle ipotesi sulle fondazioni.

Per tutti gli edifici analizzati le valutazioni sono state svolte sia con lo schema della trave equivalente sia ipotizzando fondazioni su plinti posizionati mediante una maglia 4m x 4m:

1. Nel primo caso i fabbricati interferiti vengono schematizzati come semplici travi elastiche e prive di peso aventi altezza H e lunghezza L pari a quelle della sezione dell'edificio analizzato (Burland, 1997). La dimensione L (lunghezza) viene considerata secondo lo schema riportato in Figura 12-3.

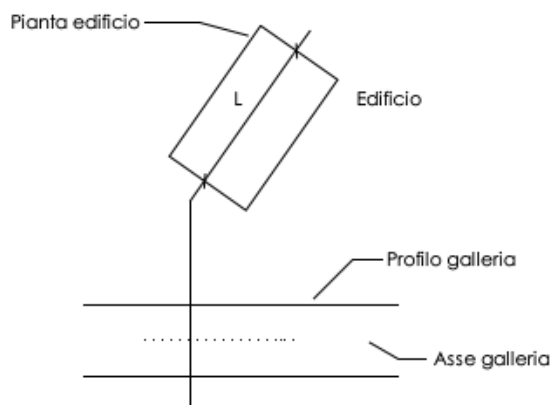


Figura 12-3: Individuazione della lunghezza dell'edificio

In base allo schema considerato, gli edifici si analizzano, a favore di sicurezza, considerandoli ortogonali al tracciato.

2. Nel secondo caso viene ipotizzata la posizione del plinto nello spigolo dell'edificio più vicino allo scavo della galleria e vengono valutate le deformazioni e le rotazioni relative con il secondo plinto posto ad una distanza di 4m.

12.2.2 Deformazioni indotte sui fabbricati interferiti

Prendendo in considerazione i movimenti del terreno sul piano trasversale alla galleria, la curva dei cedimenti si suddivide in tre zone:

- due zone con concavità verso il basso – zone “hogging”, dove le strutture che poggiano sul p.c. sono sottoposte a trazione, per la presenza di deformazioni superficiali di estensione e per il contributo della curvatura del p.c.;
- una zona con concavità verso l'alto – zona “sagging”, dove le strutture che poggiano sul p.c. sono sottoposte a compressione, per la presenza di deformazioni superficiali di compressione oltre che per il contributo della curvatura del p.c..

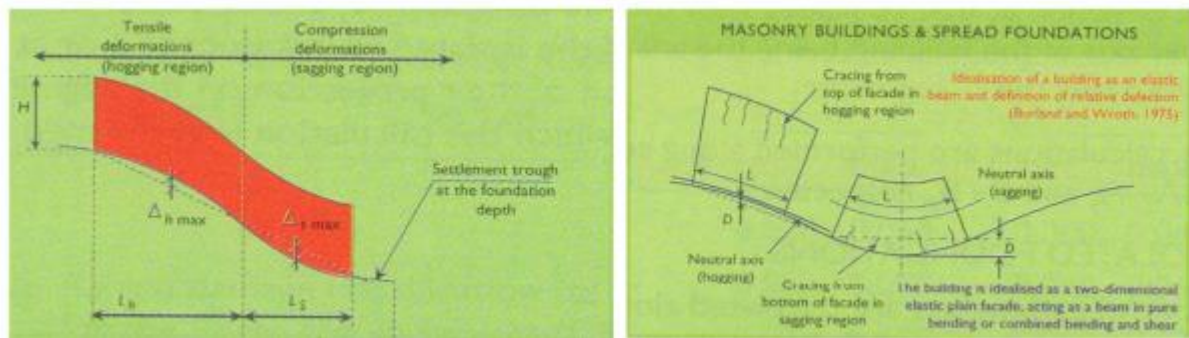


Figura 12-4: Zone di Hogging e Sagging

La nuova configurazione della trave (equivalente all'edificio) implica la mobilitazione di sollecitazioni flessionali e di taglio e corrispondenti deformazioni. Le deformazioni indotte si calcolano mediante le seguenti equazioni:

$$\varepsilon_f = \frac{\frac{\Delta}{L_i}}{\frac{L_i}{12t} + \frac{3IE}{2tL_iHG}} ; \quad \varepsilon_t = \frac{\frac{\Delta}{L_i}}{1 + \frac{HL_i^2G}{18IE}}$$

Dove:

ε_f = deformazione flessionale

ε_t = deformazione di taglio

Δ/L_i = rapporto di inflessione

L_i = porzione ($\leq L$ = lunghezza edificio) di edificio ricadente nella zona analizzata

I = modulo di inerzia ($H^3/12$ in zona di sagging; $H^3/3$ in zona di hogging)

E/G = rapporto tra il modulo di elasticità longitudinale e tangenziale (12.5 per fabbricati in c.a. e 2.6 per fabbricati in muratura)

t = distanza dell'asse neutro dal bordo teso della trave ($H/2$ in zona di sagging; H in zona di hogging)

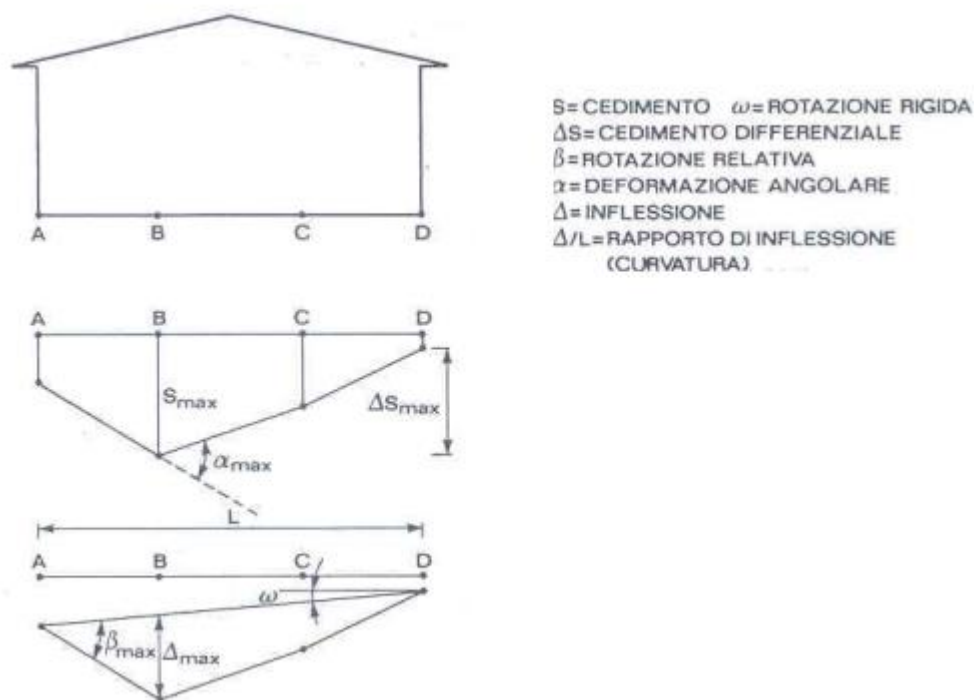


Figura 12-5: Rapporto di inflessione

Oltre a queste deformazioni, si deve tenere in conto degli effetti delle deformazioni orizzontali ε_y del terreno. Il valore di ε_y è ottenibili dalla seguente relazione:

$$\varepsilon_f = \frac{\Delta S_h}{L_i}$$

Dove:

S_h = spostamento orizzontale nel punto posto alla distanza y dall'asse della galleria

S_v = cedimento verticale nel punto posto alla distanza y dall'asse della galleria

ΔS_h = si veda illustrazione

Le analisi sono state svolte con il software di calcolo Paratie Plus, il quale fornisce solamente spostamenti verticali a piano campagna. Per la determinazione degli spostamenti orizzontali a distanza y dall'asse della galleria artificiale sono state fatte le seguenti ipotesi:

1. lo spostamento orizzontale dello spigolo più vicino allo scavo (S_{h2}) è stato assunto coincidente con quello della paratia a quota fondazione;
2. è stato assunto spostamento nullo ad una distanza definita dal cuneo di spinta attiva (si veda Figura 12-6);
3. l'andamento tra i due spostamenti definiti in precedenza è stato assunto lineare. In questo modo, in funzione della posizione dell'edificio è stato possibile ottenere lo spostamento del punto S_{h1} .

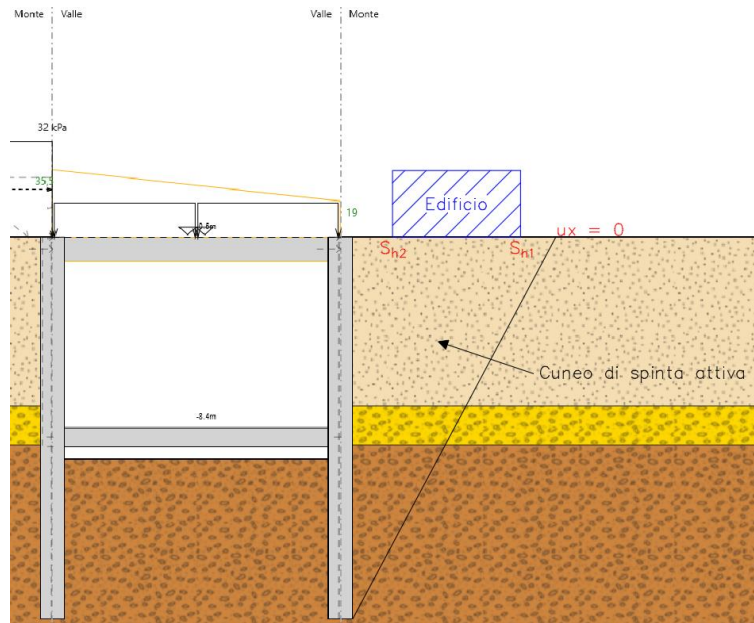


Figura 12-6: Definizione dell'andamento delle deformazioni orizzontali

CONDIZIONE	STATO	ΔS_h	L^*
	hogging a dx estensione ϵ_y > 0	$ S_{h2} - S_{h1} $	L^*_1
	sagging compressione ϵ_y < 0	0	0
	hogging a sx estensione ϵ_y > 0	0	0
	hogging a dx estensione ϵ_y > 0	0	0
	sagging compressione ϵ_y < 0	$ S_{h1} - S_{h2} $	L_2
	hogging a sx estensione ϵ_y > 0	0	0

Per quegli edifici aventi l'estremo più lontano posto oltre il limite del bacino di subsidenza si deve assumere come estremo tale limite.

I campi di deformazione vengono composti, per ogni campo deformativo (hogging a destra – sagging – hogging a sinistra), secondo le seguenti equazioni:

$$\epsilon_{totale} = \epsilon_f + \epsilon_y \quad \text{condizione di flessione}$$

$$\epsilon_{totale} = 0.35 \epsilon_y + \left[(0.65 \epsilon_y)^2 + \epsilon_t^2 \right]^{0.5} \quad \text{condizione di taglio}$$

12.3 DEFINIZIONE DELLE CATEGORIE DI DANNO

Il sistema di classificazione del danno indotto sulle strutture è basato sulla "facilità di riparazione", prendendo in considerazione alcuni aspetti quali l'apertura delle fessure, l'inclinazione ed i danni ai servizi.

A tale sistema di classificazione, composta da sei classi di danno (da 0 a 5), Boscardin e Cording (1989) fanno corrispondere dei valori limite di deformazione a trazione, riportati e decritti nelle tabelle seguenti.

<i>Categoria di danno</i>	<i>Intensità del danno</i>	<i>Deformazione limite di allungamento ϵ_{lim} (%)</i>	<i>Tipo fabbricati</i>
0	Trascurabile	0.00 ÷ 0.05	A
1	Molto lieve	0.05 ÷ 0.075	
2	Lieve	0.075 ÷ 0.15	B
3	Moderata	0.15 ÷ 0.30	C
4 a 5	Da severa a molto severa	>0.30	

Tabella 12-1: Categoria di danno e corrispondenti deformazioni limite (M.D. Boscardin & E.G. Cording, 1989).

Categoria di danno	Descrizione
0	Fessure capillari con apertura ≤ 0.1 mm
1	Fessure sottili cui si rimedia facilmente con lavori di tinteggiatura. Il danno in genere è limitato agli intonaci delle pareti interne. Fessure alle pareti esterne rilevabili con attento esame. Tipica apertura delle lesioni ≤ 1 mm
2	Fessure facilmente stuccabili, tinteggiatura necessaria. Le fessure ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti. Fessure visibili anche all'esterno: può essere necessaria qualche ripresa della stillatura per garantire l'impermeabilità. Possibili difficoltà nell'apertura di porte e finestre. Tipica apertura delle lesioni ≤ 5 mm
3	Le fessure richiedono cucì e scuci della muratura. Anche all'esterno sono necessari interventi sulla muratura. Possibile blocco di porte e finestre. Rottura di tubazioni. Spesso l'impermeabilità non è garantita. Tipica apertura delle lesioni 5 ÷ 15 mm oppure numero elevato di lesioni con apertura ≤ 3 mm
4	Necessarie importanti riparazioni, compresa demolizione e ricostruzione di parti di muri, specie al di sopra di porte e di finestre. I telai di porte e di finestre si distorcono: percepibile pendenza dei pavimenti. Muri inclinati o spanciati; qualche perdita d'appoggio di travi. Tubazioni distrutte. Tipica apertura delle lesioni 15 ÷ 25 mm, dipendente anche dal numero delle lesioni
5	Richiesti importanti lavori con parziale o totale demolizione e ricostruzione. Le travi perdono l'appoggio, i muri si inclinano fortemente e richiedono puntellatura. Pericolo di instabilità. Tipica apertura delle lesioni ≤ 25 mm, dipendente anche dal numero delle lesioni

Tabella 12-2: Descrizione dei danni e degli effetti associati.

Per la valutazione della categoria di danno degli edifici in c.a. si è inoltre adottato un ulteriore approccio di analisi che fa riferimento al livello di distorsione angolare così come definita precedentemente.

Nelle tabelle di seguito riportate sono descritti i limiti di accettabilità e la descrizione dei danni, in accordo con quanto indicato dall'Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica.

<i>Categoria di danno</i>	<i>Intensità del danno</i>	<i>Categoria di distorsione</i>	<i>Tipo fabbricati</i>
0	Trascurabile	< 1/1000	A
1	Molto lieve	< 1/500	
2	Lieve	< 1/300	B
3	Moderata	< 1/150	C
4 a 5	Da severa a molto severa	> 1/150	

Tabella 12-3 – Categoria di danno e corrispondenti distorsioni angolari limite.

<i>Categoria di danno</i>	<i>Categoria di distorsione</i>	<i>Descrizione</i>	<i>Tipo fabbricati</i>
0	< 1/1000	Gli effetti sulle strutture sono nulli o minimi	A
1	< 1/500	Per strutture ordinarie generalmente tale limite permette di non far raggiungere alla struttura uno stato limite di servizio	
2	< 1/300	Per la maggior parte delle strutture di tipo ordinario tale limite permette di non far raggiungere alla struttura uno stato limite di servizio	B
3	< 1/150	Per strutture ordinarie generalmente tale limite permette di non far raggiungere alla struttura uno stato limite ultimo	C
4 a 5	> 1/150	Per strutture ordinarie generalmente la struttura può incorrere in uno stato limite ultimo, con conseguente danneggiamento degli elementi strutturali	

Tabella 12-4: Descrizione dei danni e degli effetti associati.

12.4 RISULTATI DELLE ANALISI

Gli edifici analizzati sono riportati nel prospetto che segue:

a. Edificio B002

<i>Edificio</i>	<i>Note</i>	<i>Altezza [m]</i>	<i>Lunghezza [m]</i>	<i>Distanza dallo scavo [m]</i>	<i>Tipologia struttura</i>
B002	Condominio n.7 piani	21	20	7.10	c.a.

La sezione oggetto di studio è stata presa a ridosso dell'edificio B002 posta alla progressiva km. 0+220. Si tratta di un edificio di civile abitazione composto da n.7 piani, in buono stato di conservazione.

È possibile estendere l'analisi eseguita per l'edificio B002 anche agli edifici B001 e B003, avendo questi le medesime caratteristiche in termini di geometrie. Inoltre, l'edificio analizzato risulta essere il più prossimo agli scavi trovandosi ad una distanza di circa 7 m, dunque, si ritiene essere nella condizione più sfavorevole e di poter estendere i risultati ottenuti anche agli altri condomini.



Figura 12-7: Condomini B001, B002 e B003, immagine da sopralluogo.

b. Edificio B006

Edificio	Note	Altezza [m]	Lunghezza [m]	Distanza dallo scavo [m]	Tipologia struttura
B006	Villetta familiare	6	8	1.20	Non rilevabile

La sezione oggetto di studio è stata presa a ridosso dell'edificio B006 posta alla progressiva km. 0+310. Si tratta di un edificio di civile abitazione composto da n.2 piani fuori terra e n.1 piano seminterrato, in buono stato di conservazione. L'edificio si trova ad una distanza di 1.30 m dallo scavo.



Figura 12-8: Edificio B006, immagine da sopralluogo.

c. Edificio B013

Edificio	Note	Altezza [m]	Lunghezza [m]	Distanza dallo scavo [m]	Tipologia struttura
B013	Scuola Primaria	16.57	64.68	3.00	c.a.

La sezione oggetto di studio è stata presa a ridosso dell'edificio B013 posta alla progressiva km. 0+470. Si tratta di un edificio di civile abitazione composto da n.4 piani fuori terra e n.1 piano seminterrato, in buono stato di conservazione. L'edificio si trova ad una distanza di 3.00 m dallo scavo.



Figura 12-9: Edificio B013, immagine da sopralluogo.

Le analisi ed i risultati ottenuti riportati al presente paragrafo sono state svolte in accordo con quanto descritto ai paragrafi §0 e §12.3. Si riporta in Figura 12-10 un'immagine rappresentativa dei cedimenti indotti dallo scavo della galleria.

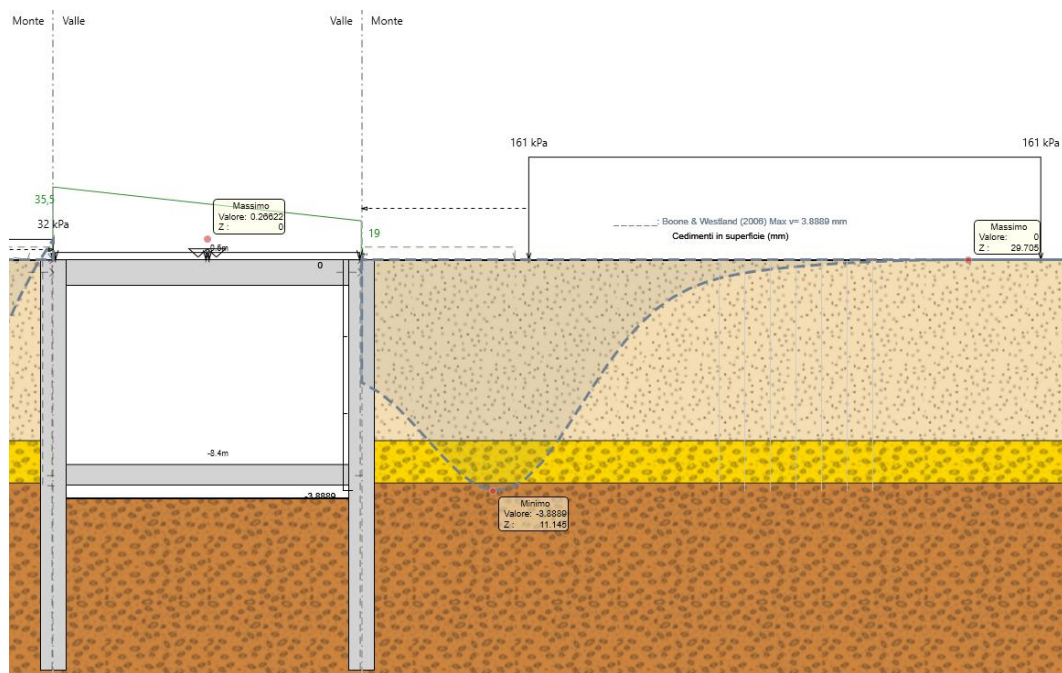


Figura 12-10: Andamento cedimenti a p.c., sezione R1 – 23.

Il riepilogo dei risultati è riportato nelle seguenti tabelle.

1. Fabbricati schematizzati come semplici travi elastiche

Edificio	Δ [mm]	L_i [m]	Δ/L_i [-]	ε_f [%]	ε_t [%]	ε_h [%]	$\varepsilon_f + \varepsilon_h$ [%]	$\varepsilon_t + \varepsilon_h$ [%]	Cat. danno
<i>B002 - Hogging</i>	1.5739	20	0.000079	0.0007	0.0078	0.072	0.073	0.073	1
<i>B006 - Sagging</i>	0.478	12	0.00004	0.0004	0.0040	0.074	0.074	0.074	1
<i>B013 - Sagging</i>	0.0342	4.063	0.0001223	0.0007	0.0084	0.025	0.026	0.027	0
<i>B013 - Hogging</i>	0.880	15.50	0.0000671	0.0004	0.0056	-	-	0.006	0

Tabella 12-5: Deformazioni flessionali, di taglio e orizzontali edifici analizzati.

Edificio	β [-]	Categoria distorsione	Cat. danno
<i>B002</i>	0.00025	< 1/1000	0
<i>B006</i>	0.00011	< 1/1000	0
<i>B013 - Sagging</i>	0.00016	< 1/1000	0
<i>B013-Hogging</i>	0.00010	< 1/1000	0

Tabella 12-6: Distorsioni angolari edifici analizzati.

2. Fabbricati fondati su plinti aventi maglia 4 m x 4 m.

Edificio	Δ [mm]	L_i [m]	Δ/L_i [-]	ε_f [%]	ε_t [%]	ε_h [%]	$\varepsilon_f + \varepsilon_h$ [%]	$\varepsilon_t + \varepsilon_h$ [%]	Cat. danno
<i>B002 - Hogging</i>	1.5816	4	0.00004	0.0012	0.0004	0.072	0.073	0.087	2
<i>B006 - Sagging</i>	0.3703	4	0.00009	0.0003	0.0092	0.074	0.074	0.075	2
<i>B013 - Sagging</i>	0.2110	4	0.000053	0.0004	0.0053	0.025	0.025	0.026	1

Tabella 12-7 – Deformazioni flessionali, di taglio e orizzontali edifici analizzati

Edificio	β [-]	Categoria distorsione	Cat. danno
<i>B002</i>	0.00041	< 1/1000	0
<i>B006</i>	0.00005	< 1/1000	0
<i>B013 - Sagging</i>	0.00001	< 1/1000	0

Tabella 12-8: Distorsioni angolari edifici analizzati.

Si riportano inoltre nel seguito gli spostamenti orizzontali e verticali del piano di imposta della fondazione a seguito dello scavo dell'opera provvisoria descritto al §11.

1. Fabbricati schematizzati come semplici travi elastiche:

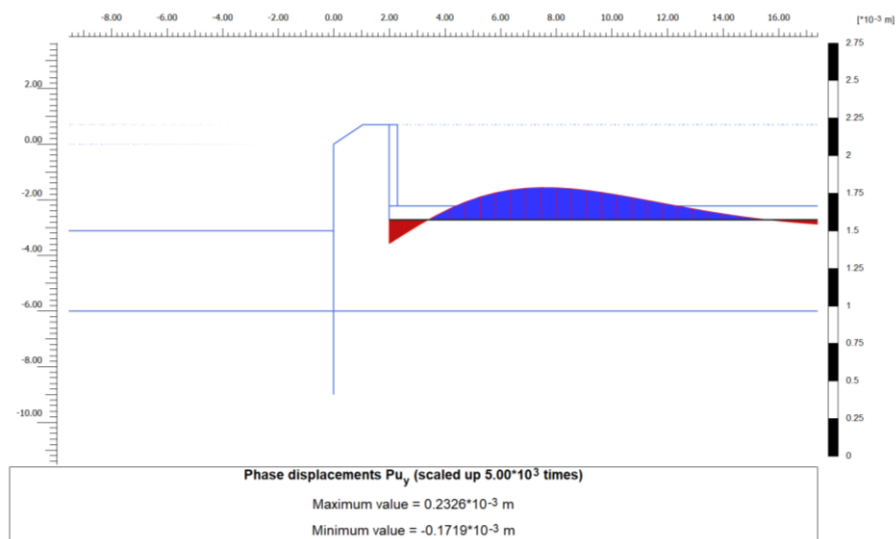


Figura 12-11: Spostamenti verticali della fondazione (travi elastiche).

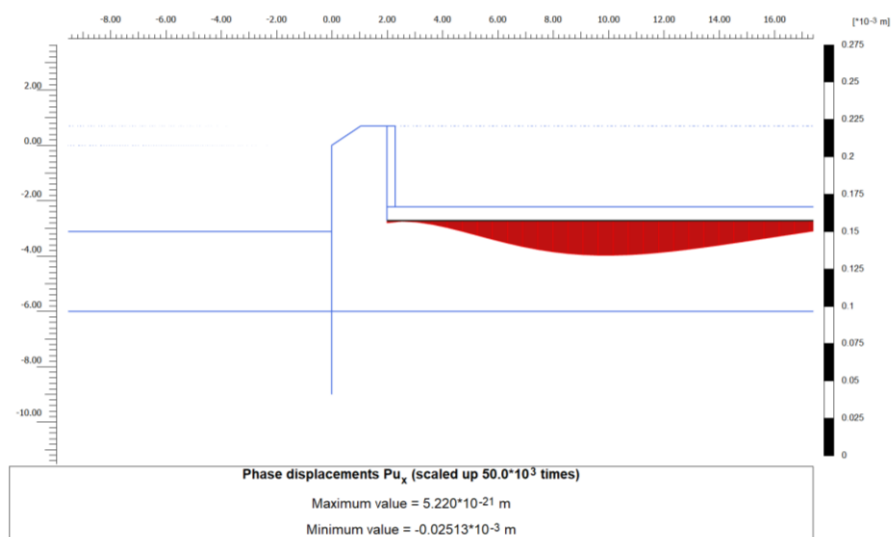
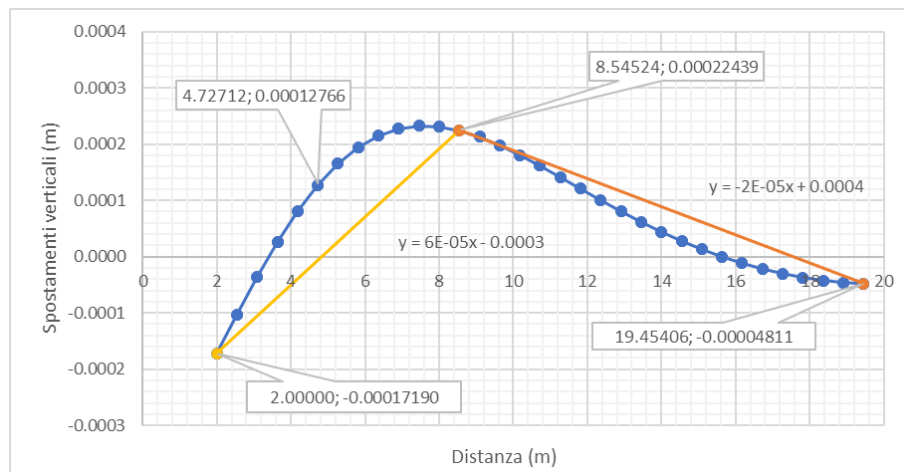


Figura 12-12: Spostamenti orizzontali della fondazione (travi elastiche)

Entrambi i valori di spostamento orizzontale e verticale degli spostamenti, risultano inferiori a 1 mm, pertanto risultano trascurabili. Si è comunque proceduto al calcolo delle deformazioni flessionali e di taglio considerando i soli spostamenti verticali della fondazione rigida procedendo con il metodo descritto in precedenza.

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti.



HOGGING		SAGGING	
X	5 m	X	16
Y	0.000000 m	Y	0.000008
Delta	0.00013 mm	Delta	0.00008 mm
Li	6.54524 m	Li	10.90882 m
Delta/Li	0.00002	Delta/Li	0.00001
Hedificio	16.57 m	Hedificio	16.57 m
t	16.57 m	t	16.57 m
E/G	12.5	E/G	12.5
I	1516.513464 m ³	I	379.1283661 m ³
Li	6.54524 m	Li	10.90882 m
ε_f	1.23013E-06 -	ε_f	3.02841E-06 -
ε_t	1.94638E-05 -	ε_t	7.18754E-06 -
ε_f	0.0001 %	ε_f	0.0003 %
ε_t	0.0019 %	ε_t	0.0007 %

Figura 12-13: Deformazioni sagging e hogging edificio B013 (fondazione trave elastica).

In questo caso la massima deformazione risulta essere pari a 0.0019 < 0.05%, pertanto l'edificio si trova in classe di danno 0.

- Fabbricati fondati su plinti aventi maglia 4 m x 4 m:

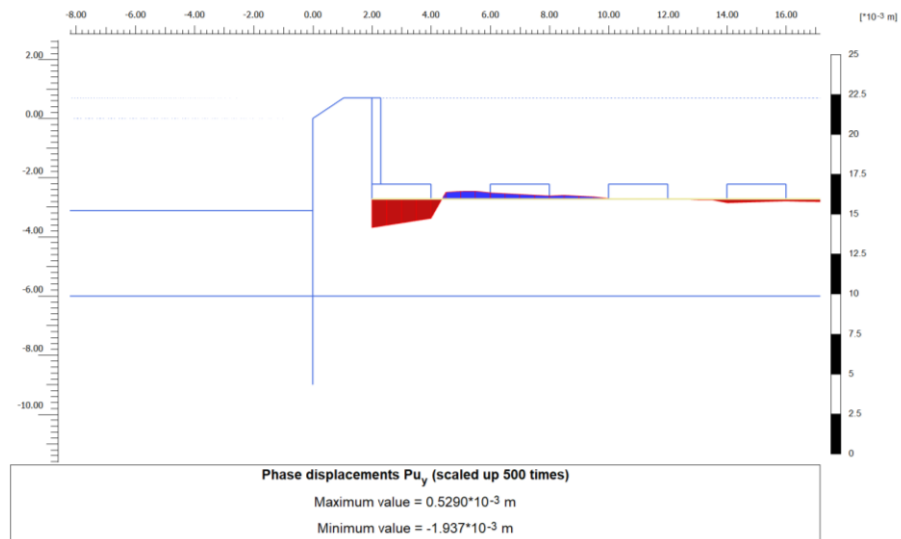


Figura 12-14: Spostamenti verticali della fondazione (plinti 4 m x 4 m)

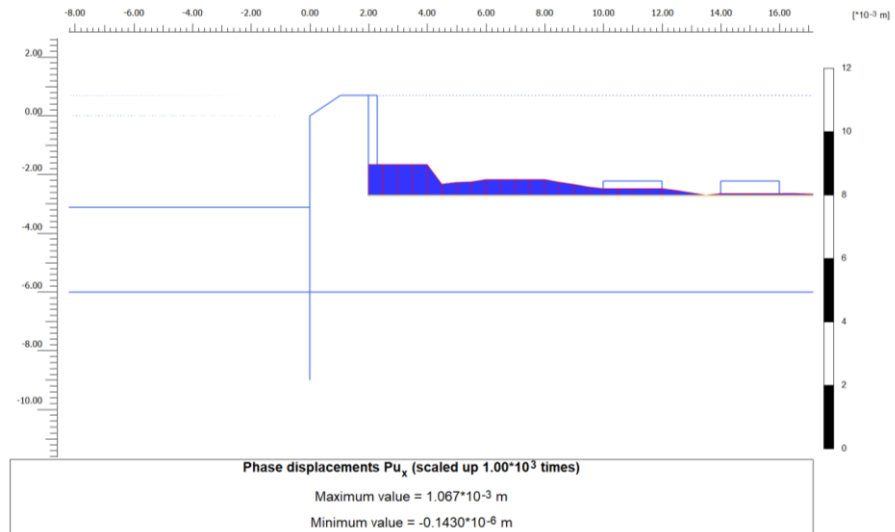
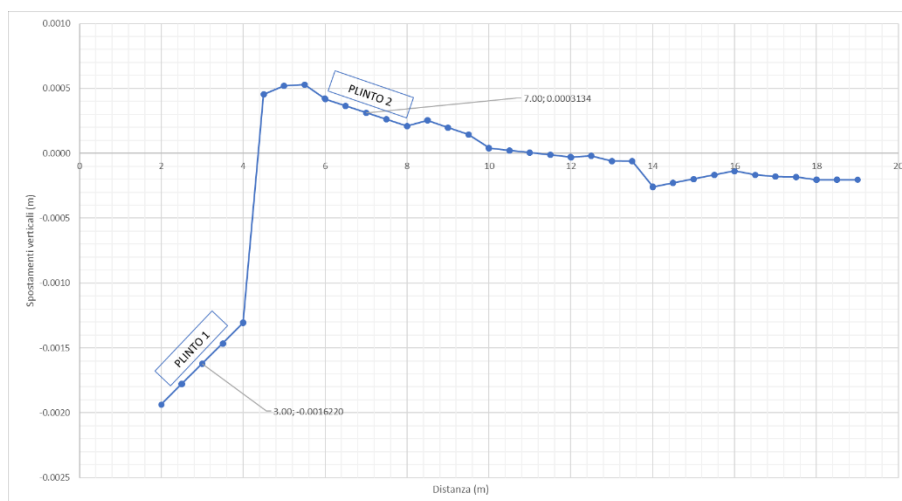


Figura 12-15: Spostamenti orizzontali della fondazione (plinti 4 m x 4 m)

In questo caso lo spostamento orizzontale risulta essere inferiore al millimetro, risultando dunque trascurabile. Lo spostamento verticale dei plinti massimo risulta essere pari a 2 mm. Pertanto, si è proceduto al calcolo degli effetti indotti mediante i soli spostamenti verticali delle fondazioni.

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti.



HOGGING	
X	4 m
Y	0.001935 m
Delta	0.00194 mm
Li	4.00000 m
Delta/Li	0.00048
Hedificio	16.57 m
t	16.57 m
E/G	12.5
I	1516.513464 m ³
Li	4.00000 m
ε_f	1.86737E-05 -
ε_t	0.000483474 -
ε_f	0.0019 %
ε_t	0.0483 %

Figura 12-16: Deformazioni hogging edificio B013 (fondazione plinti 4 m x 4 m).

In questo caso la massima deformazione risulta essere pari a 0.048 < 0.05%, pertanto l'edificio si trova in classe di danno 0.

13 CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono stati sintetizzati gli aspetti principali della progettazione definitiva degli interventi di potenziamento dell'interconnessione A52 – A4 relativamente allo snodo di collegamento tra la A4 e la SS36 funzionale alle Olimpiadi del 2026. In particolare, sono stati sintetizzati gli aspetti progettuali principali per la galleria artificiale.

Le soluzioni progettuali sono state verificate nelle condizioni ritenute più significative per il comportamento delle opere. Definite le sezioni di calcolo sono state condotte le verifiche previste dalla Normativa vigente a dimostrazione dell'adeguatezza e dell'efficacia delle soluzioni progettuali proposte, sia in fase costruttiva, sia nella configurazione finale ed in condizioni sismiche.

Essendo presenti incertezze sulle caratteristiche delle fondazioni degli edifici, le stime delle deformazioni e delle rotazioni ai fini della definizione delle classi di danno, sono state svolte mediante un'analisi di sensibilità al variare delle ipotesi sulle fondazioni. Il metodo di calcolo utilizzato fornisce, nel caso di fondazioni su travi rigide, una categoria di danno 0 e 1 per gli edifici, rispettivamente di intensità trascurabile e molto lieve. D'altra parte, ipotizzando una fondazione caratterizzata da una maglia di plinti 4 m x 4 m, si ottengono categorie di danno pari a 2 (lieve).

L'analisi degli effetti indotti è stata condotta per gli edifici ritenuti più significativi per le analisi, data la omogeneità della stratigrafia attraversata le analisi svolte possono essere estese anche per gli edifici limitrofi. Tuttavia, la valutazione degli effetti indotti sugli edifici è strettamente connessa alla tipologia di fondazione degli stessi; pertanto, potranno essere eseguite nuove valutazioni a seguito di accertamenti sulla effettiva tipologia di fondazioni degli edifici interessati.

L'eventuale accertamento delle effettive fondazioni si rimanda alla successiva fase di progettazione.

14 ALLEGATI

14.1 OUTPUT PARATIE

14.1.1 Sezione 1

PARATIE plus™

Report di Calcolo

Nome Progetto: 1

Autore: Ingegnere

Jobname: G:\shortcut-targets-by-id\1mR1mWrLOfdnxRpzERUCJwCqV685Lq3D9\PRJs\22WP001-TangMilanoRho\D.Wrk&Exc\dsc - Francesca\3_paratie\Sezioni\Sezione R1-23\R1-23_STR.pplus

Data: 10/06/2022 12:30:40

Design Section: Base Design Section

Descrizione del Software

ParatiePlus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL
 Quota : 0 m
 OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL
 Quota : -7.05 m
 OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL
 Quota : -8.7 m
 OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c_v	ϕ_p	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur		
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	°	kPa	kPa		kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa			kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	G4 SL - Ghiaia Fine	18.7	18.7	30				0		Constant	13000	39000											
2	SG/SL - G/GS	18.5	18.5	33				0		Constant	35000	135000											
3	G1 BG - G2 GC	19.6	19.6	34				0		Constant	45000	135000											

Descrizione Pareti

X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Muro di sinistra

Sezione : Diaframma 1m

Area equivalente : 1 m
Inerzia equivalente : 0.0833 m⁴/m
Materiale calcestruzzo : C25/30
Tipo sezione : Solid
Spessore : 1 m
Efficacia : 1



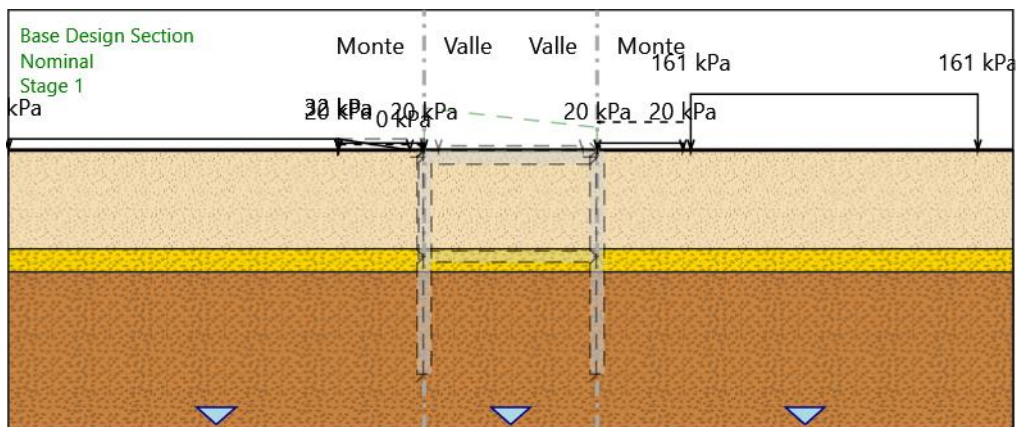
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Muro di destra

Sezione : Diaframma 1m
Area equivalente : 1 m
Inerzia equivalente : 0.0833 m⁴/m
Materiale calcestruzzo : C25/30
Tipo sezione : Solid
Spessore : 1 m
Efficacia : 1



Fasi di Calcolo

Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -7.025 m

Pressione iniziale : 32 kPa

Pressione finale : 0 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -6.025 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -35 m

X finale : -12 m

Pressione iniziale : 32 kPa

Pressione finale : 32 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 6.05 m

X finale : 12 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

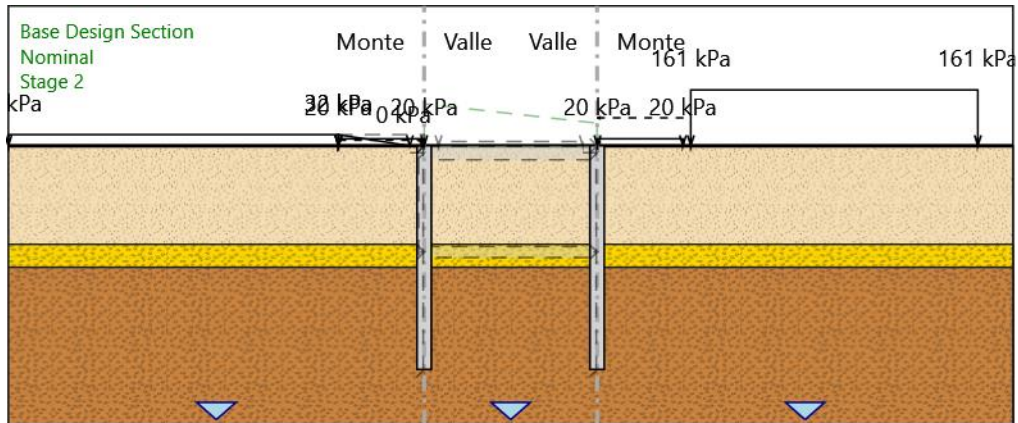
X iniziale : 12.55 m

X finale : 32.55 m

Pressione iniziale : 161 kPa

Pressione finale : 161 kPa

Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -7.025 m

Pressione iniziale : 32 kPa

Pressione finale : 0 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -6.025 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

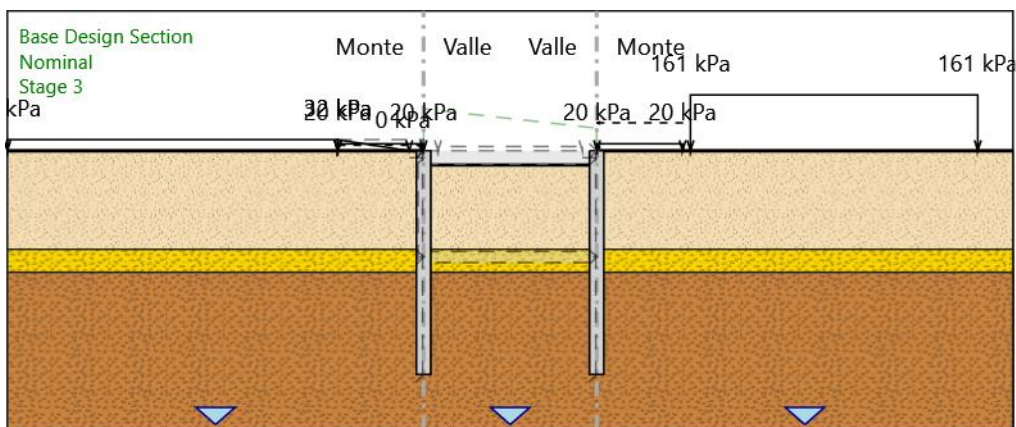
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -35 m
X finale : -12 m
Pressione iniziale : 32 kPa
Pressione finale : 32 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.05 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12.55 m
X finale : 32.55 m
Pressione iniziale : 161 kPa
Pressione finale : 161 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m

Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-1 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -7.025 m

Pressione iniziale : 32 kPa

Pressione finale : 0 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -6.025 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -35 m

X finale : -12 m

Pressione iniziale : 32 kPa

Pressione finale : 32 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 6.05 m

X finale : 12 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 12.55 m

X finale : 32.55 m

Pressione iniziale : 161 kPa

Pressione finale : 161 kPa

Elementi strutturali

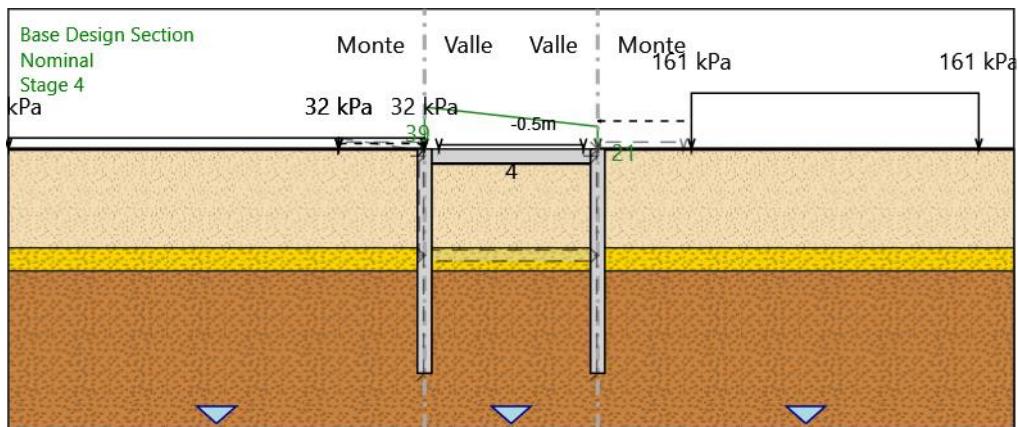
Paratia : WallElement

X : -6.025 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m

Stage 4



Stage 4

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
Lato valle : -1 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m
Lato valle : -1 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)
0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)
-1 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)
0 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

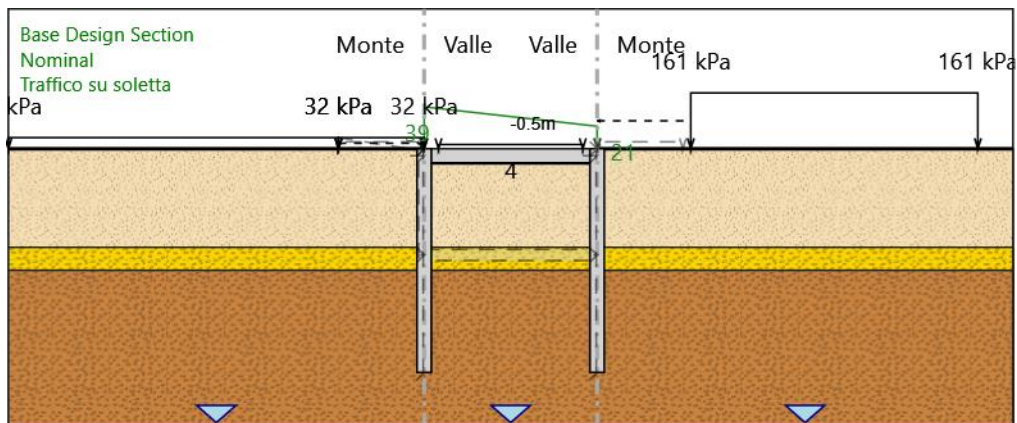
X iniziale : -35 m
X finale : -12 m

Pressione iniziale : 32 kPa
Pressione finale : 32 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 32 kPa
Pressione finale : 32 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12.55 m
X finale : 32.55 m
Pressione iniziale : 161 kPa
Pressione finale : 161 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Soletta : Slab
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -0.5 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Top slab 1m

Traffico su soletta



Traffico su soletta

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-1 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -35 m

X finale : -12 m

Pressione iniziale : 32 kPa

Pressione finale : 32 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -6.025 m

Pressione iniziale : 32 kPa

Pressione finale : 32 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 12.55 m

X finale : 32.55 m
Pressione iniziale : 161 kPa
Pressione finale : 161 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -6.025 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : Diaframma 1m

Paratia : WallElement_New

X : 6.025 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : Diaframma 1m

Soletta : Slab

X del primo muro : -6.025 m

X del secondo muro : 6.025 m

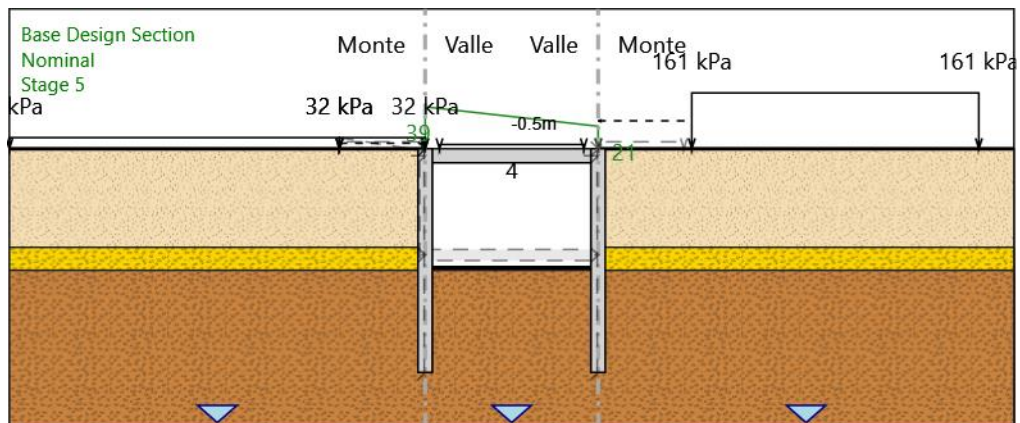
Z : -0.5 m

Lunghezza : 12.05 m

Angolo : 0 °

Sezione : Top slab 1m

Stage 5



Stage 5

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -35 m

X finale : -12 m

Pressione iniziale : 32 kPa

Pressione finale : 32 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -6.025 m

Pressione iniziale : 32 kPa

Pressione finale : 32 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 12.55 m

X finale : 32.55 m

Pressione iniziale : 161 kPa

Pressione finale : 161 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -6.025 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : Diaframma 1m

Paratia : WallElement_New

X : 6.025 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : Diaframma 1m

Soletta : Slab

X del primo muro : -6.025 m

X del secondo muro : 6.025 m

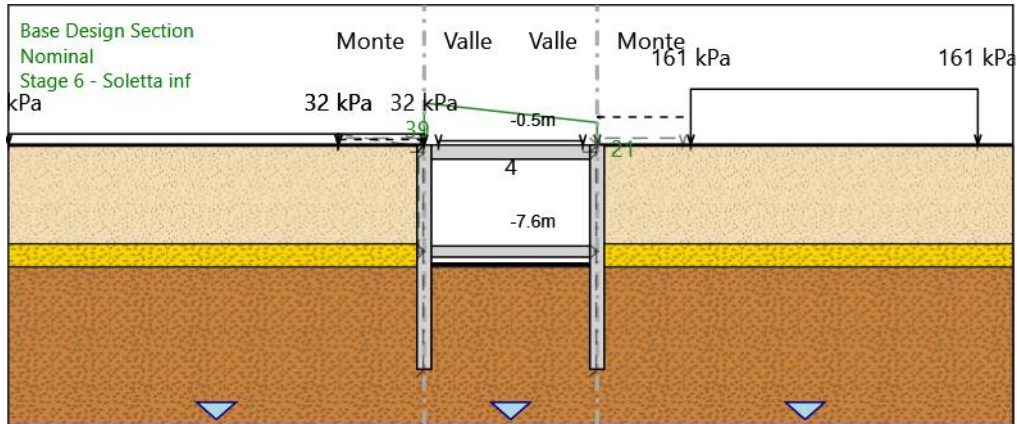
Z : -0.5 m

Lunghezza : 12.05 m

Angolo : 0 °

Sezione : Top slab 1m

Stage 6 - Soletta inf



Stage 6 - Soletta inf

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -8.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -8.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -35 m
 X finale : -12 m
 Pressione iniziale : 32 kPa
 Pressione finale : 32 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m
 X finale : -6.025 m
 Pressione iniziale : 32 kPa
 Pressione finale : 32 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 12.55 m
X finale : 32.55 m
Pressione iniziale : 161 kPa
Pressione finale : 161 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -6.025 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : Diaframma 1m

Paratia : WallElement_New

X : 6.025 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : Diaframma 1m

Soletta : Slab

X del primo muro : -6.025 m

X del secondo muro : 6.025 m

Z : -0.5 m

Lunghezza : 12.05 m

Angolo : 0 °

Sezione : Top slab 1m

Soletta : Slab_New

X del primo muro : -6.025 m

X del secondo muro : 6.025 m

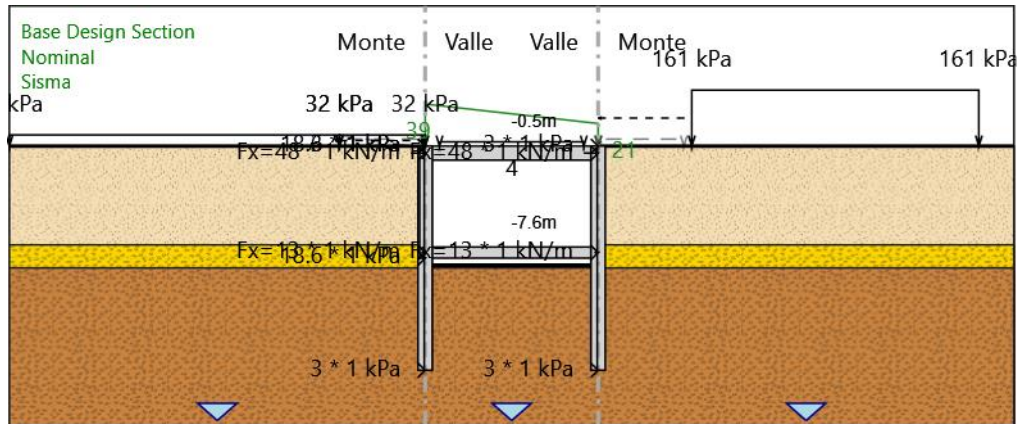
Z : -8.4 m

Lunghezza : 12.05 m

Angolo : 0 °

Sezione : Bottom slab 0.80m

Sisma



Sisma

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -8.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -8.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Carichi

Carico puntuale alla paratia : WallLineLoad

Quota : -0.5 m

P_x : 48 kN/m

P_z : 0 kN/m

: 0 kNm/m

X : -6.025 m

Carico puntuale alla paratia : WallLineLoad_New_New

Quota : -0.5 m

P_x : 48 kN/m

P_z : 0 kN/m

: 0 kNm/m

X : 6.025 m

Carico puntuale alla paratia : WallLineLoad_New

Quota : -7.6 m

Px : 13 kN/m

Pz : 0 kN/m

: 0 kNm/m

X : -6.025 m

Carico puntuale alla paratia : WallLineLoad_New_New_New

Quota : -7.6 m

Px : 13 kN/m

Pz : 0 kN/m

: 0 kNm/m

X : 6.025 m

Carico lineare sulla paratia : WallSurcharge

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Pressione in alto : 3 kPa

Pressione in fondo : 3 kPa

X : -6.025 m

Carico lineare sulla paratia : WallSurcharge_New

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Pressione in alto : 3 kPa

Pressione in fondo : 3 kPa

X : 6.025 m

Carico lineare sulla paratia : WallSurcharge_New_New

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -8 m

Pressione in alto : 18.6 kPa

Pressione in fondo : 18.6 kPa

X : -6.025 m

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -35 m

X finale : -12 m

Pressione iniziale : 32 kPa

Pressione finale : 32 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -6.025 m

Pressione iniziale : 32 kPa

Pressione finale : 32 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 12.55 m

X finale : 32.55 m

Pressione iniziale : 161 kPa

Pressione finale : 161 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -6.025 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : Diaframma 1m

Paratia : WallElement_New

X : 6.025 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : Diaframma 1m

Soletta : Slab

X del primo muro : -6.025 m

X del secondo muro : 6.025 m

Z : -0.5 m

Lunghezza : 12.05 m

Angolo : 0 °

Sezione : Top slab 1m

Soletta : Slab_New

X del primo muro : -6.025 m

X del secondo muro : 6.025 m

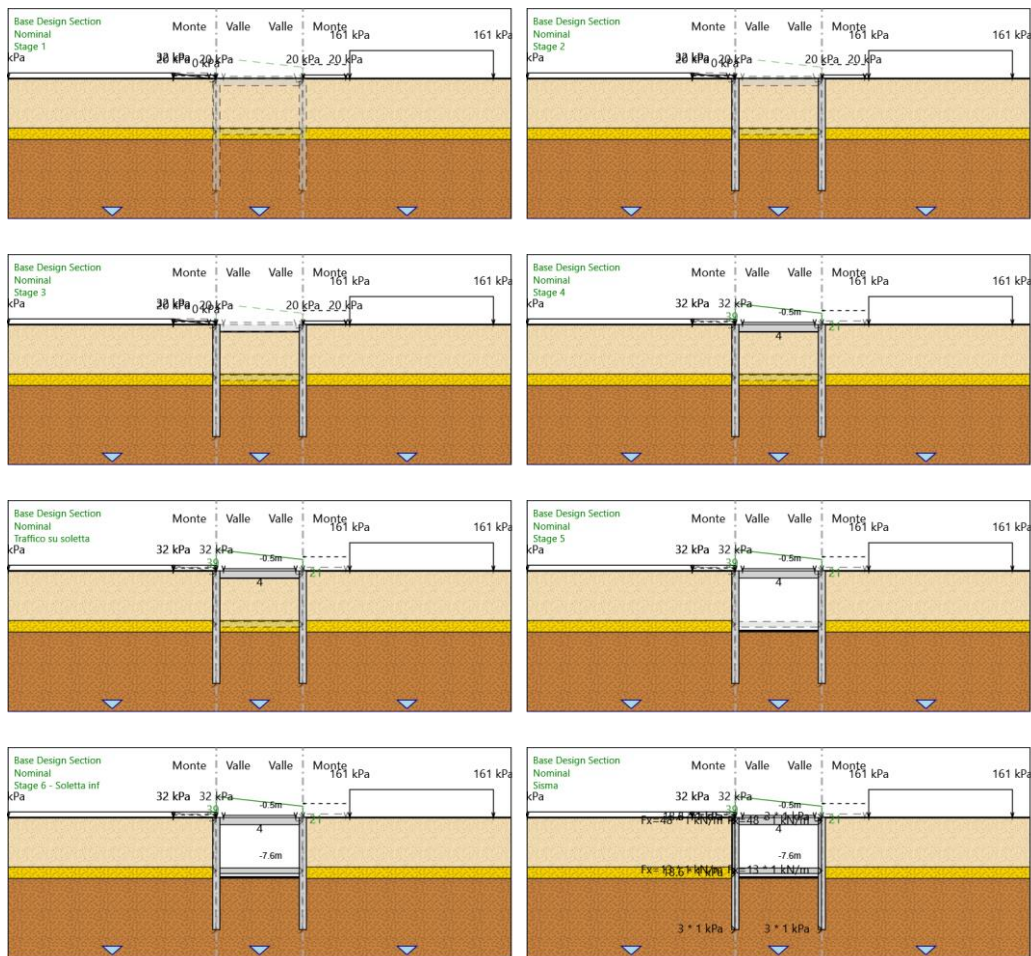
Z : -7.6 m

Lunghezza : 12.05 m

Angolo : 0 °

Sezione : Bottom slab 0.80m

Tabella Configurazione Stage (Nominal)



14.1.2 Sezione 2

PARATIE plus™

Report di Calcolo

Nome Progetto: 2

Autore: Ingegnere

Jobname: G:\shortcut-targets-by-id\1mR1mWrLOfdnxRpzERUCJwCqV685Lq3D9\PRJs\22WP001-TangMilanoRho\D.Wrk&Exc\dsc - Francesca\3_paratie\Sezioni\Sezione R1-41\R1-41_STR.pplus

Data: 10/06/2022 12:41:29

Design Section: Base Design Section

Descrizione del Software

ParatiePlus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -6.6 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur		
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa	kPa			kPa			kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	G4 SL - Ghiaia Fine	18.7	18.7	30		0			Constant	13000	39000											
2	G1 BG - G2 GC	19.6	19.6	34		0			Constant	45000	135000											

Descrizione Pareti

X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Muro di sinistra

Sezione : Diaframma 1m

Area equivalente : 1 m
Inerzia equivalente : 0.0833 m⁴/m
Materiale calcestruzzo : C25/30
Tipo sezione : Solid
Spessore : 1 m
Efficacia : 1



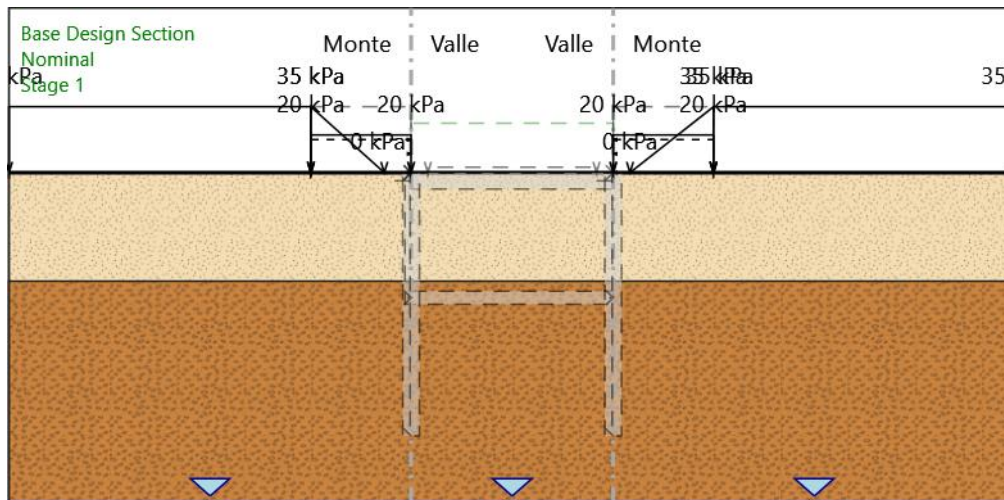
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Muro di destra

Sezione : Diaframma 1m
Area equivalente : 1 m
Inerzia equivalente : 0.0833 m⁴/m
Materiale calcestruzzo : C25/30
Tipo sezione : Solid
Spessore : 1 m
Efficacia : 1



Fasi di Calcolo

Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

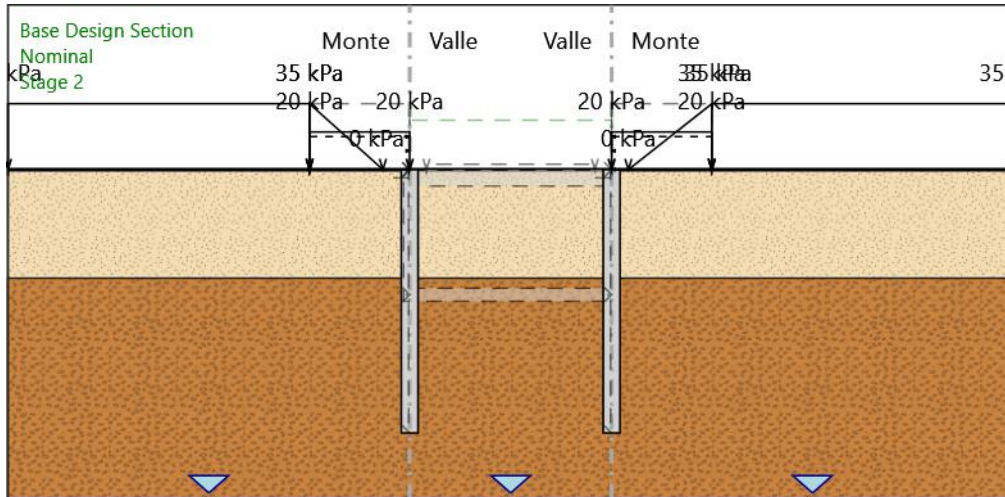
X iniziale : -12 m

X finale : -7.625 m

Pressione iniziale : 35 kPa

Pressione finale : 0 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -30 m
X finale : -12 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 7.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 0 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa

Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -7.625 m

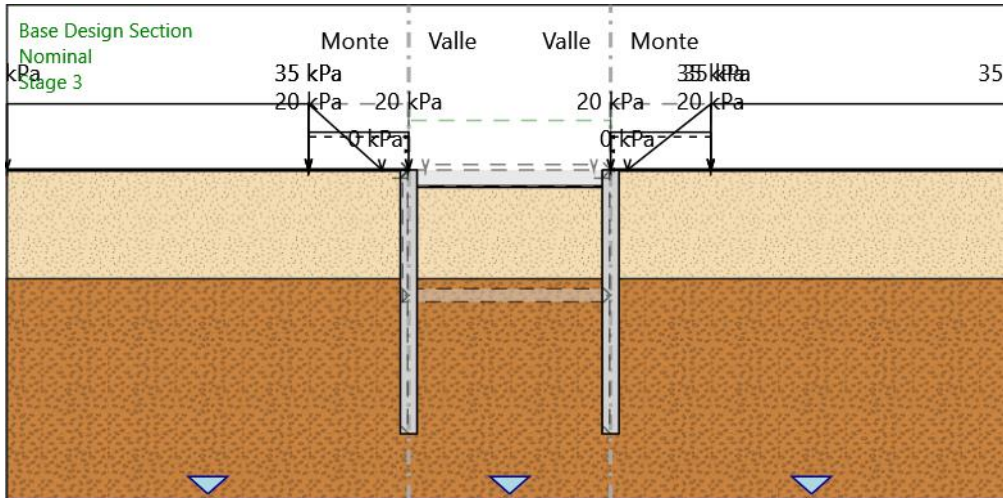
Pressione iniziale : 35 kPa

Pressione finale : 0 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -30 m
X finale : -12 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 7.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 0 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m

Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-1 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -7.625 m

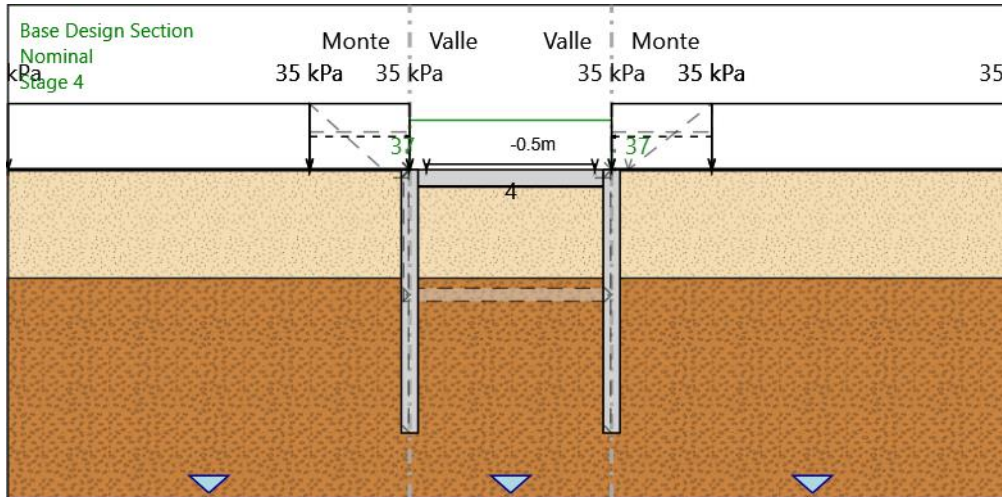
Pressione iniziale : 35 kPa

Pressione finale : 0 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -30 m
X finale : -12 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 7.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 0 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m

Stage 4



Stage 4

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-1 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -30 m

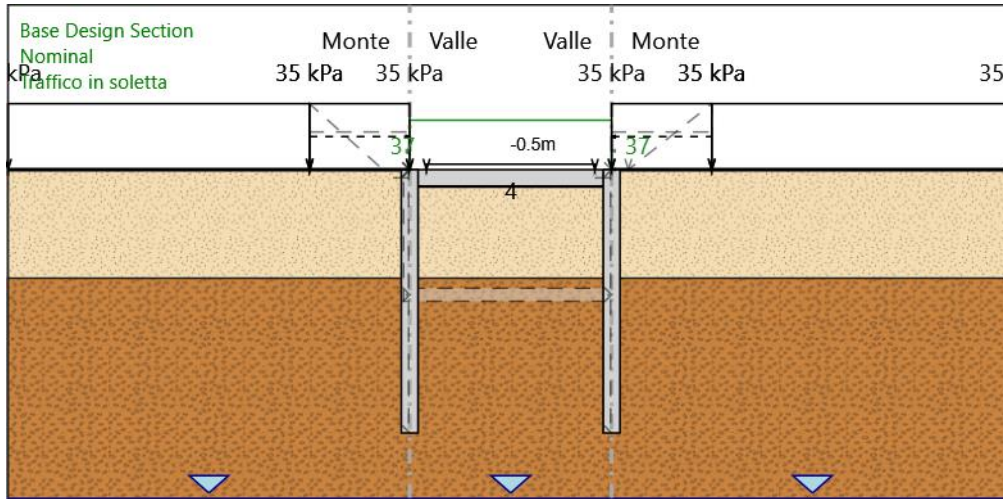
X finale : -12 m

Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Soletta : Slab
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -0.5 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Top slab 1m

Traffico in soletta



Traffico in soletta

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-1 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -30 m

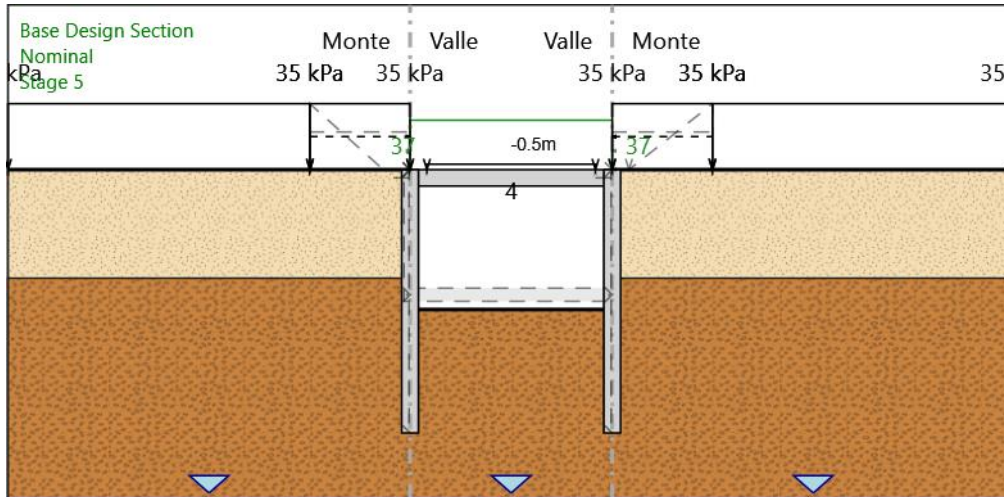
X finale : -12 m

Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Soletta : Slab
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -0.5 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Top slab 1m

Stage 5



Stage 5

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : Surface Surchage

X iniziale : -30 m

X finale : -12 m

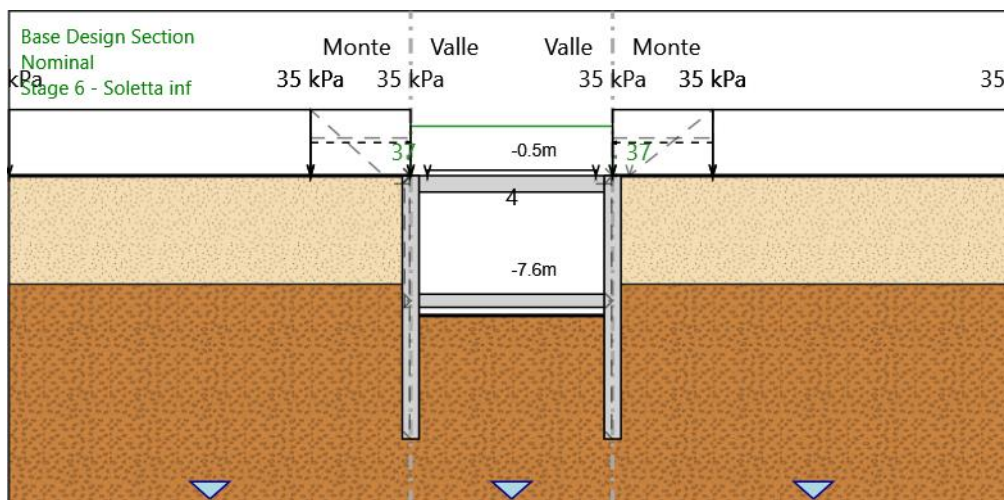
Pressione iniziale : 35 kPa

Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Soletta : Slab
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -0.5 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Top slab 1m

Stage 6 - Soletta inf



Stage 6 - Soletta inf

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -8.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -8.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -30 m

X finale : -12 m

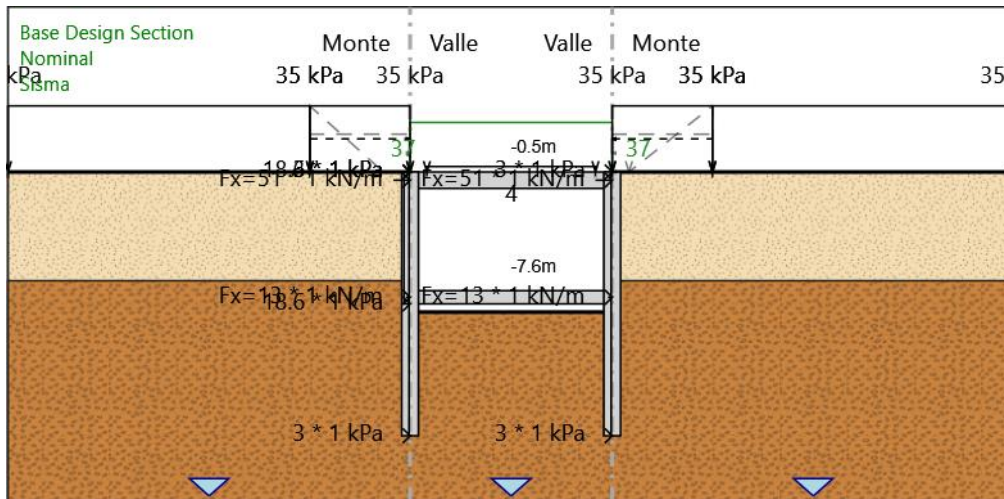
Pressione iniziale : 35 kPa

Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Soletta : Slab
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -0.5 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Top slab 1m
Soletta : Slab_New
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -7.6 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Bottom slab 0.80m

Sisma



Sisma

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico puntuale alla paratia : WallLineLoad

Quota : -0.5 m

Px : 51 kN/m

Pz : 0 kN/m
: 0 kNm/m
X : -6.025 m

Carico puntuale alla paratia : WallLineLoad_New_New
Quota : -0.5 m
Px : 51 kN/m
Pz : 0 kN/m
: 0 kNm/m
X : 6.025 m

Carico puntuale alla paratia : WallLineLoad_New
Quota : -7.6 m
Px : 13 kN/m
Pz : 0 kN/m
: 0 kNm/m
X : -6.025 m

Carico puntuale alla paratia : WallLineLoad_New_New_New
Quota : -7.6 m
Px : 13 kN/m
Pz : 0 kN/m
: 0 kNm/m
X : 6.025 m

Carico lineare sulla paratia : WallSurcharge
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Pressione in alto : 3 kPa
Pressione in fondo : 3 kPa
X : -6.025 m

Carico lineare sulla paratia : WallSurcharge_New
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Pressione in alto : 3 kPa
Pressione in fondo : 3 kPa
X : 6.025 m

Carico lineare sulla paratia : WallSurcharge_New_New
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -8 m
Pressione in alto : 18.6 kPa
Pressione in fondo : 18.6 kPa
X : -6.025 m

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -30 m
X finale : -12 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa

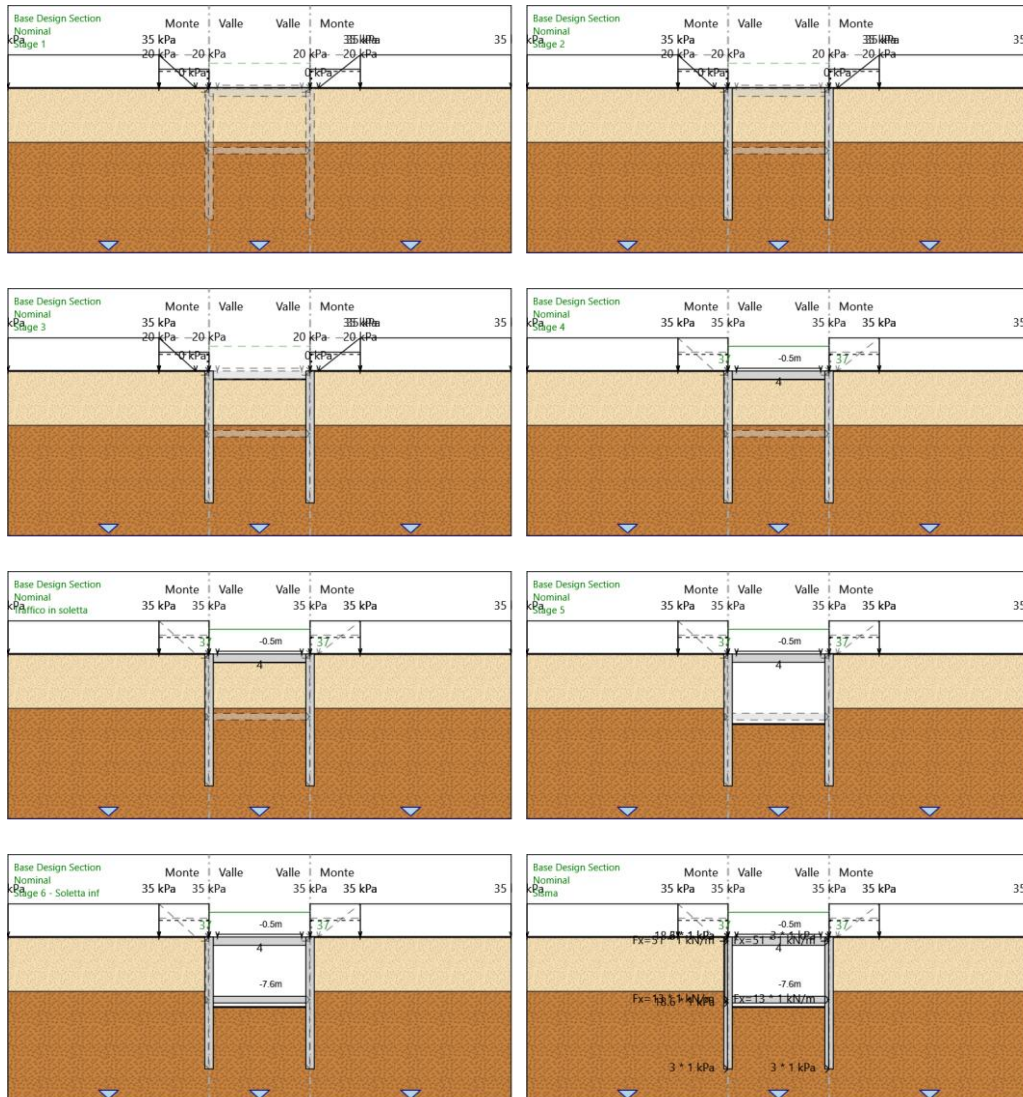
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 35 kPa

Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Soletta : Slab
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -0.5 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Top slab 1m
Soletta : Slab_New
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -7.6 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Bottom slab 0.80m

Tabella Configurazione Stage (Nominal)



14.1.3 Sezione 3

PARATIE plus™

Report di Calcolo

Nome Progetto: 3

Autore: Ingegnere

Jobname: G:\shortcut-targets-by-id\1mR1mWrLOfdnxRpzERUCJwCqV685Lq3D9\PRJs\22WP001-TangMilanoRho\D.Wrk&Exc\dsc - Francesca\3_paratie\Sezioni\Sezione R1-48\R1-48_STR.pplus

Data: 10/06/2022 12:26:12

Design Section: Base Design Section

Descrizione del Software

ParatiePlus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -5.35 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c_v	ϕ_p	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur		
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	°	kPa	kPa		kPa	kPa	kPa			kPa			kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	GA SL - Ghiaia Fine	18.7	18.7	30				0		Constant	13000	39000											
2	G1 BG - G2 GC	19.6	19.6	34				0		Constant	45000	135000											

Descrizione Pareti

X : -6.025 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Muro di sinistra

Sezione : Diaframma 1m

Area equivalente : 1 m

Inerzia equivalente : 0.0833 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Solid

Spessore : 1 m

Efficacia : 1



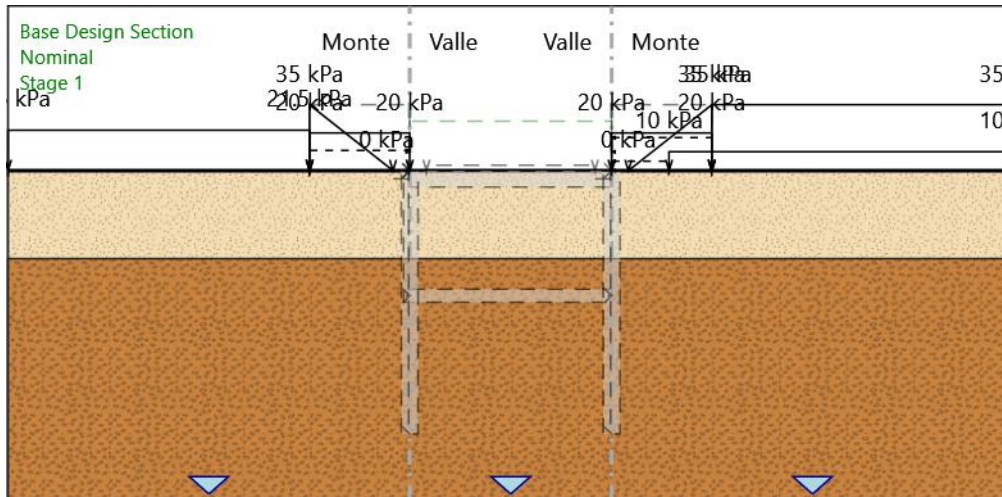
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Muro di destra

Sezione : Diaframma 1m
Area equivalente : 1 m
Inerzia equivalente : 0.0833 m⁴/m
Materiale calcestruzzo : C25/30
Tipo sezione : Solid
Spessore : 1 m
Efficacia : 1



Fasi di Calcolo

Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -7.025 m

Pressione iniziale : 35 kPa

Pressione finale : 0 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -6.025 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -30 m

X finale : -12 m

Pressione iniziale : 21.5 kPa

Pressione finale : 21.5 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 6.025 m

X finale : 12 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 7.025 m

X finale : 12 m

Pressione iniziale : 0 kPa

Pressione finale : 35 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 12 m

X finale : 30 m

Pressione iniziale : 35 kPa

Pressione finale : 35 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

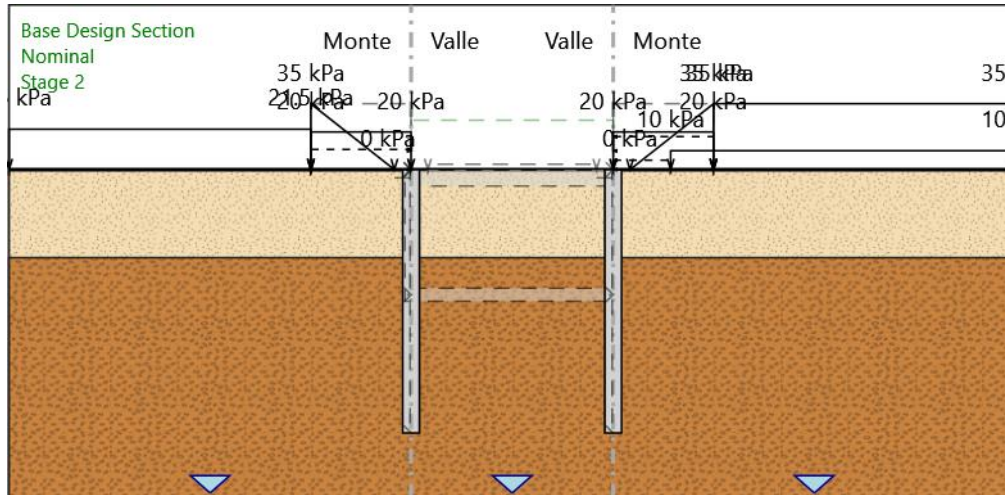
X iniziale : 9.45 m

X finale : 30 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -7.025 m

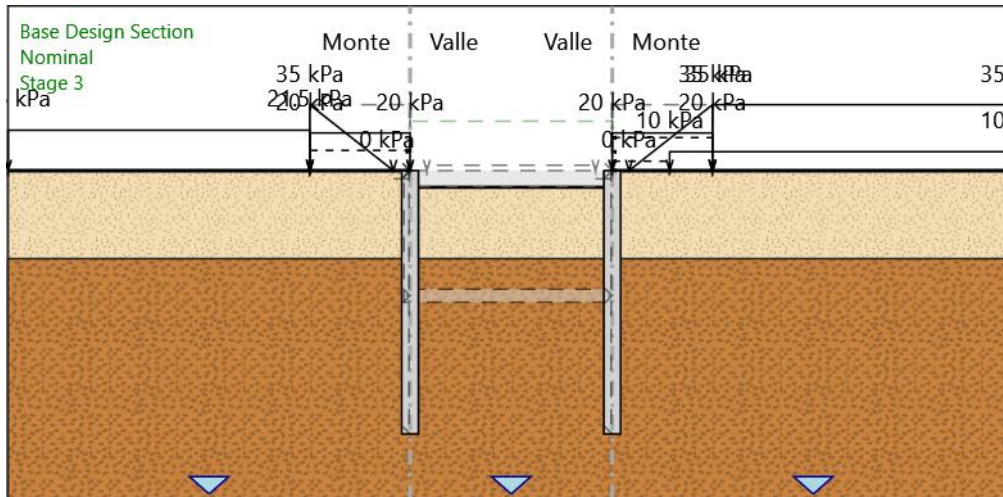
Pressione iniziale : 35 kPa

Pressione finale : 0 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -30 m
X finale : -12 m
Pressione iniziale : 21.5 kPa
Pressione finale : 21.5 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 7.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 0 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 9.45 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 10 kPa
Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m

Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-1 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -7.025 m

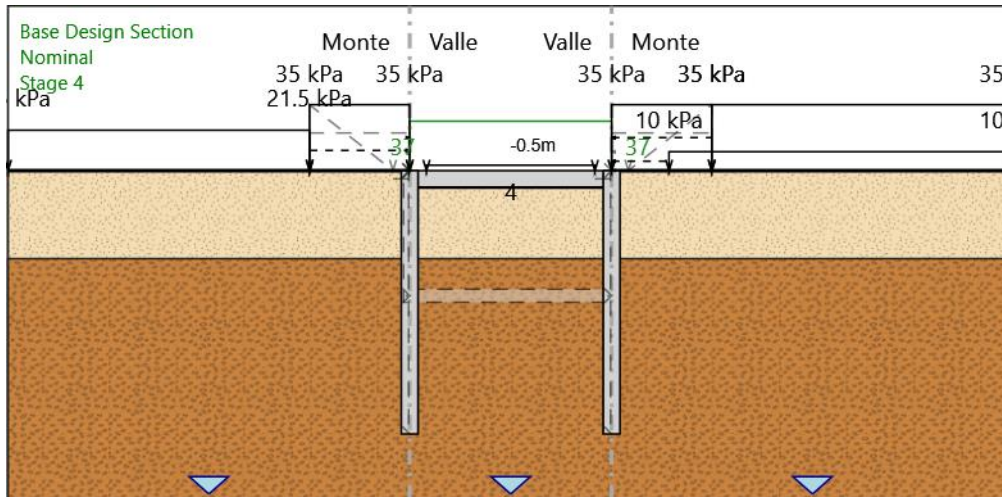
Pressione iniziale : 35 kPa

Pressione finale : 0 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -30 m
X finale : -12 m
Pressione iniziale : 21.5 kPa
Pressione finale : 21.5 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 7.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 0 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 9.45 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 10 kPa
Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m

Stage 4



Stage 4

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-1 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -30 m

X finale : -12 m

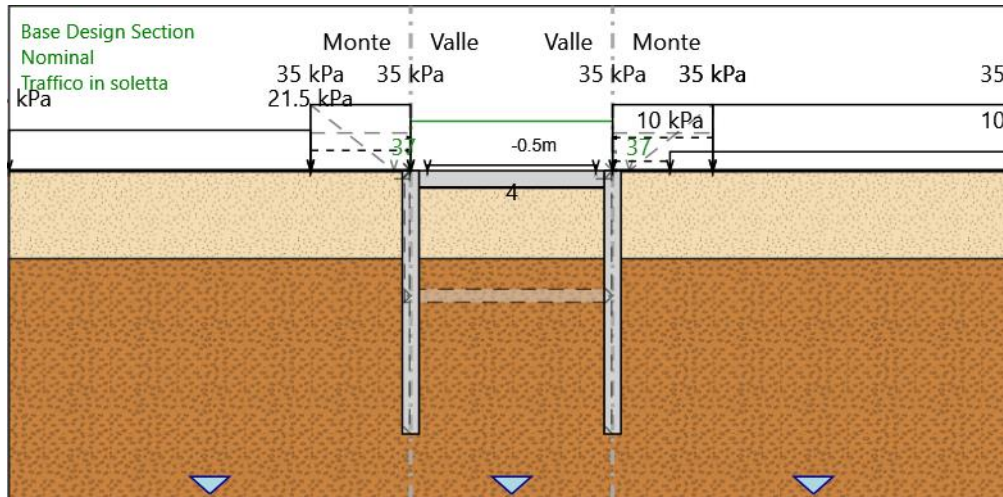
Pressione iniziale : 21.5 kPa

Pressione finale : 21.5 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 9.45 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 10 kPa
Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Soletta : Slab
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -0.5 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Top slab 1m

Traffico in soletta



Traffico in soletta

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-1 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : Surface Surcharge

X iniziale : -30 m

X finale : -12 m

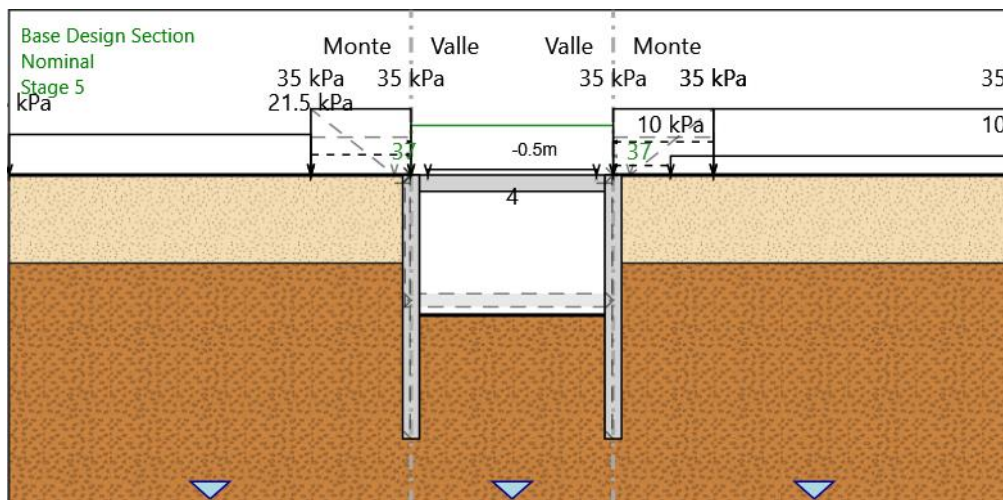
Pressione iniziale : 21.5 kPa

Pressione finale : 21.5 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 9.45 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 10 kPa
Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Soletta : Slab
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -0.5 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Top slab 1m

Stage 5



Stage 5

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -30 m

X finale : -12 m

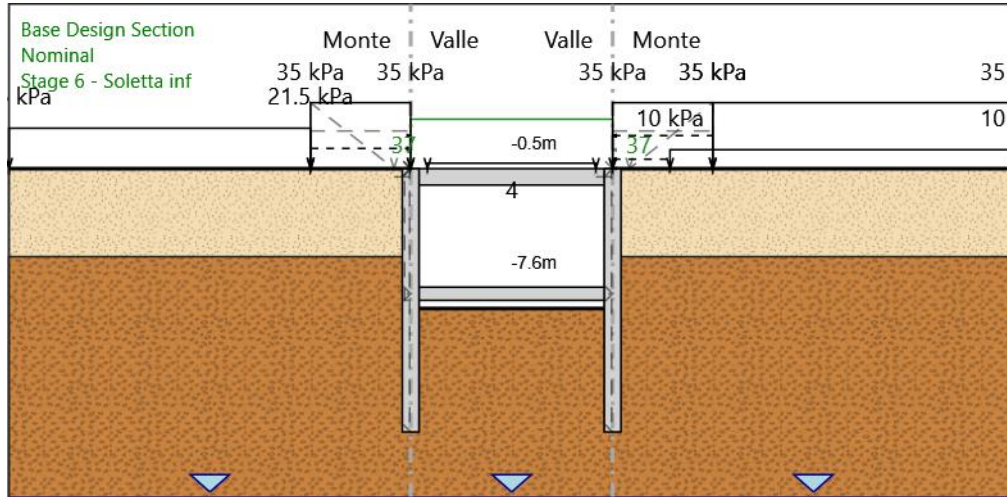
Pressione iniziale : 21.5 kPa

Pressione finale : 21.5 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 9.45 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 10 kPa
Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Soletta : Slab
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -0.5 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Top slab 1m

Stage 6 - Soletta inf



Stage 6 - Soletta inf

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -8.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -8.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m
 Falda di destra : -20 m
 Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -30 m
 X finale : -12 m
 Pressione iniziale : 21.5 kPa

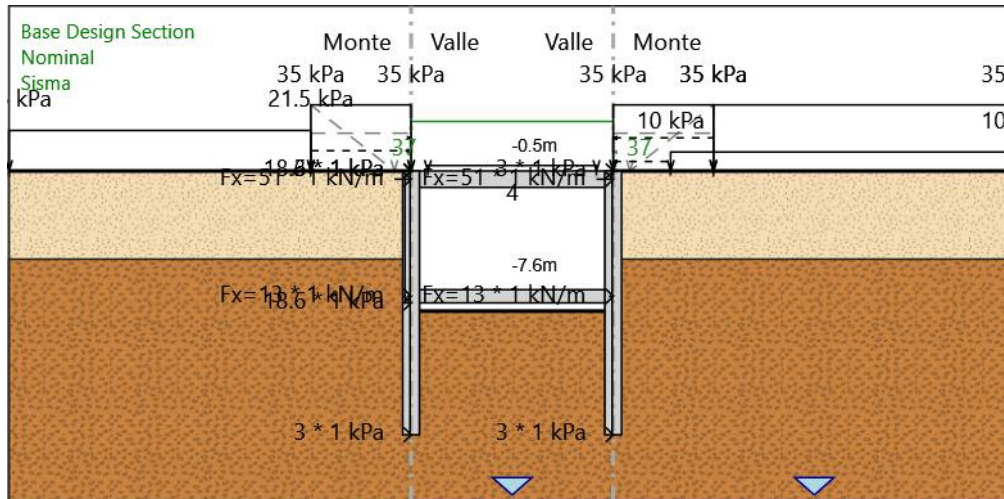
Pressione finale : 21.5 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 9.45 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 10 kPa
Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Soletta : Slab
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -0.5 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Top slab 1m
Soletta : Slab_New
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -7.6 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °

Sezione : Bottom slab 0.80m

Sisma



Sisma

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -8.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -8.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico puntuale alla paratia : WallLineLoad

Quota : -0.5 m

Px : 51 kN/m

Pz : 0 kN/m
: 0 kNm/m
X : -6.025 m

Carico puntuale alla paratia : WallLineLoad_New_New
Quota : -0.5 m
Px : 51 kN/m
Pz : 0 kN/m
: 0 kNm/m
X : 6.025 m

Carico puntuale alla paratia : WallLineLoad_New
Quota : -7.6 m
Px : 13 kN/m
Pz : 0 kN/m
: 0 kNm/m
X : -6.025 m

Carico puntuale alla paratia : WallLineLoad_New_New_New
Quota : -7.6 m
Px : 13 kN/m
Pz : 0 kN/m
: 0 kNm/m
X : 6.025 m

Carico lineare sulla paratia : WallSurcharge
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Pressione in alto : 3 kPa
Pressione in fondo : 3 kPa
X : -6.025 m

Carico lineare sulla paratia : WallSurcharge_New
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Pressione in alto : 3 kPa
Pressione in fondo : 3 kPa
X : 6.025 m

Carico lineare sulla paratia : WallSurcharge_New_New
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -8 m
Pressione in alto : 18.6 kPa
Pressione in fondo : 18.6 kPa
X : -6.025 m

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -30 m
X finale : -12 m
Pressione iniziale : 21.5 kPa
Pressione finale : 21.5 kPa

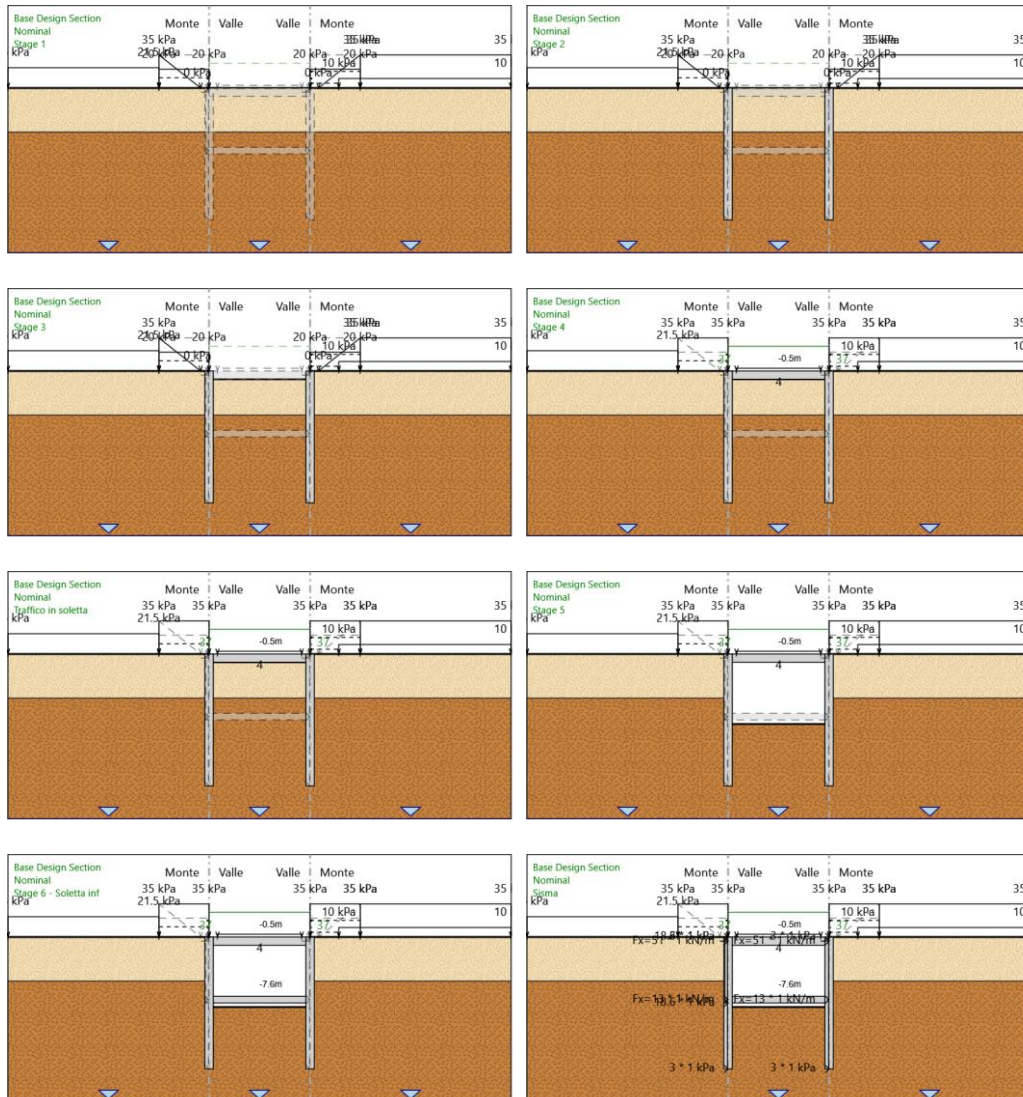
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 35 kPa

Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 35 kPa
Pressione finale : 35 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 9.45 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 10 kPa
Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m

Tabella Configurazione Stage (Nominal)



14.1.4 Sezione 4

PARATIE plus™

Report di Calcolo

Nome Progetto: 4

Autore: Ingegnere

Jobname: G:\shortcut-targets-by-id\1mR1mWrLOfdnxRpzERUCJwCqV685Lq3D9\PRJs\22WP001-TangMilanoRho\D.Wrk&Exc\dsc - Francesca\3_paratie\Sezioni\Sezione 0+560\0+560_STR.pplus

Data: 18/07/2022 18:54:41

Design Section: Base Design Section

Descrizione del Software

ParatiePlus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL
 Quota : 0 m
 OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL
 Quota : -1.5 m
 OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL
 Quota : -12 m
 OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL
 Quota : -12.5 m
 OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c	S_u	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	kPa	kPa		kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
1	GA SL - Ghiaia Fine	18.7	18.7	30		0		Constant	13000	39000									
2	G1 BG - G2 GC	19.6	19.6	34		0		Constant	45000	135000									
3	Congl	20.4	20.4	35		0		Constant	78000	234000									
4	G1 BG - G2 GC	19.6	19.6	34		0		Constant	45000	135000									

Descrizione Pareti

X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Muro di sinistra

Sezione : Diaframma 1m

Area equivalente : 1 m
Inerzia equivalente : 0.0833 m⁴/m
Materiale calcestruzzo : C25/30
Tipo sezione : Solid
Spessore : 1 m
Efficacia : 1



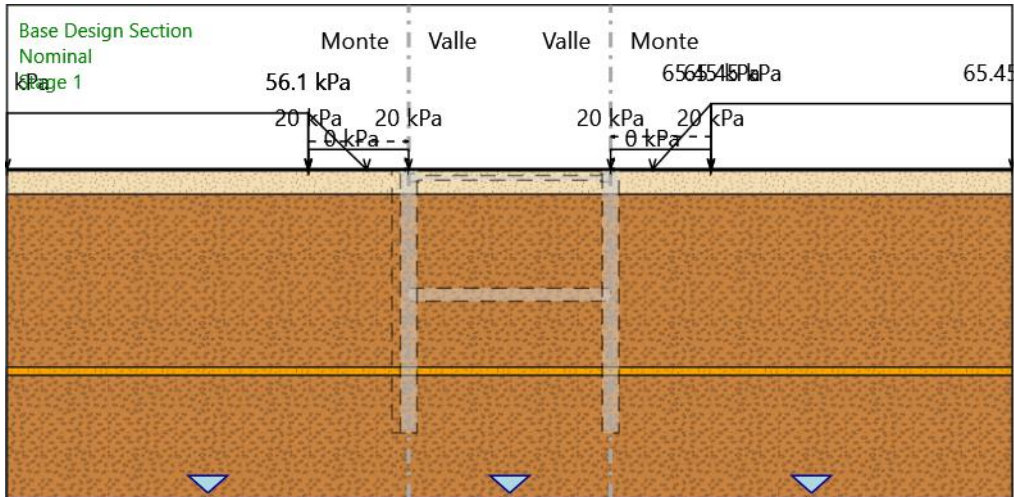
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Muro di destra

Sezione : Diaframma 1m
Area equivalente : 1 m
Inerzia equivalente : 0.0833 m⁴/m
Materiale calcestruzzo : C25/30
Tipo sezione : Solid
Spessore : 1 m
Efficacia : 1



Fasi di Calcolo

Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

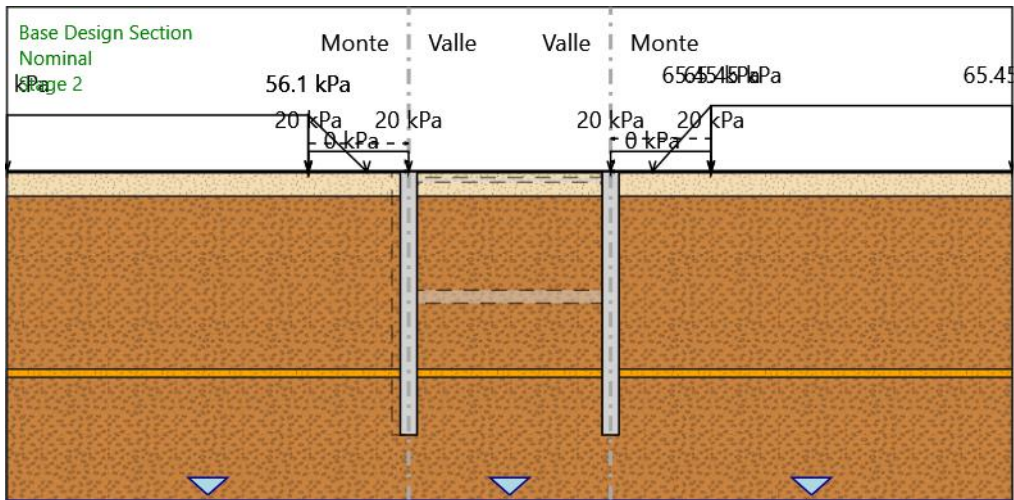
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12.025 m

X finale : -8.525 m

Pressione iniziale : 56.1 kPa
Pressione finale : 0 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -30 m
X finale : -12.025 m
Pressione iniziale : 56.1 kPa
Pressione finale : 56.1 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 8.525 m
X finale : 12.025 m
Pressione iniziale : 0 kPa
Pressione finale : 65.45 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12.025 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 65.45 kPa
Pressione finale : 65.45 kPa

Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12.025 m

X finale : -8.525 m

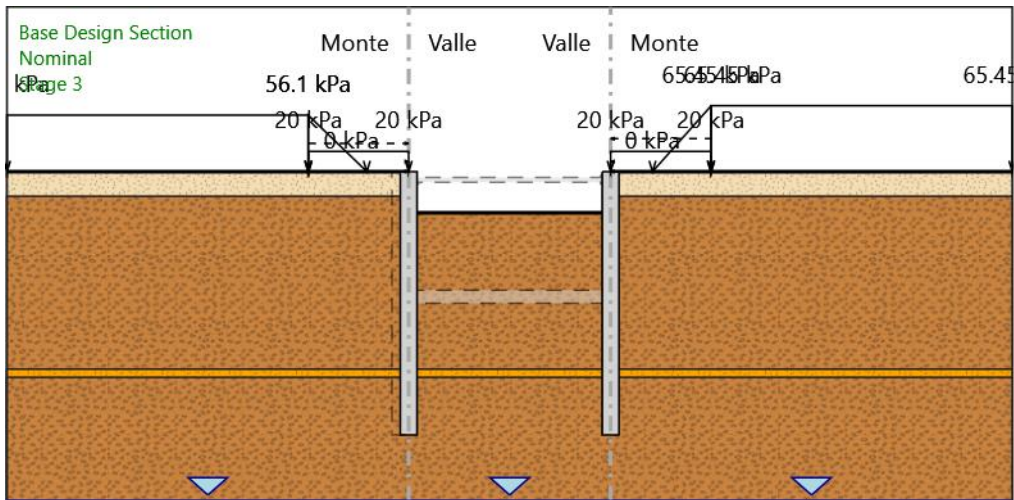
Pressione iniziale : 56.1 kPa

Pressione finale : 0 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -30 m
X finale : -12.025 m
Pressione iniziale : 56.1 kPa
Pressione finale : 56.1 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 8.525 m
X finale : 12.025 m
Pressione iniziale : 0 kPa
Pressione finale : 65.45 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12.025 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 65.45 kPa
Pressione finale : 65.45 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m

Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -2.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -2.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-2.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12.025 m

X finale : -8.525 m

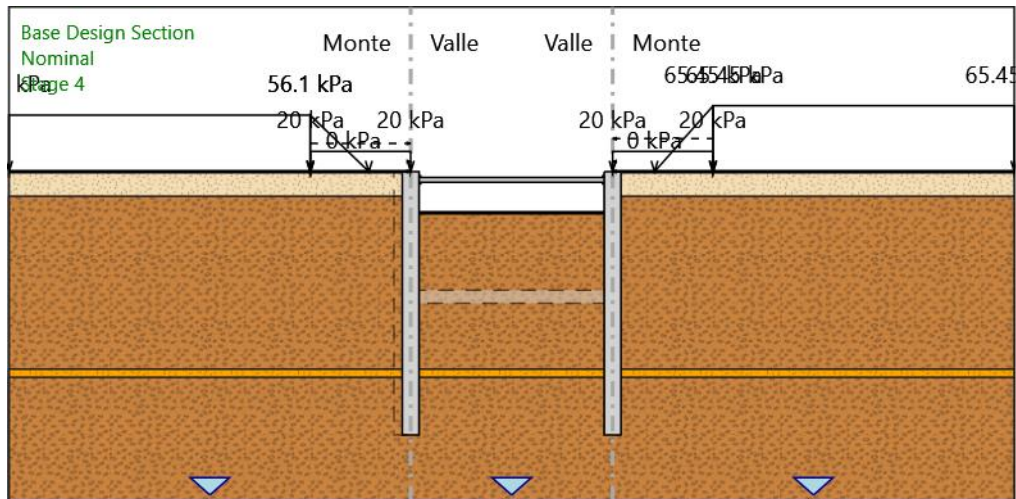
Pressione iniziale : 56.1 kPa

Pressione finale : 0 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -30 m
X finale : -12.025 m
Pressione iniziale : 56.1 kPa
Pressione finale : 56.1 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 8.525 m
X finale : 12.025 m
Pressione iniziale : 0 kPa
Pressione finale : 65.45 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12.025 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 65.45 kPa
Pressione finale : 65.45 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m

Stage 4



Stage 4

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-2.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12.025 m

X finale : -8.525 m

Pressione iniziale : 56.1 kPa

Pressione finale : 0 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -6.025 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -30 m

X finale : -12.025 m

Pressione iniziale : 56.1 kPa

Pressione finale : 56.1 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 6.025 m

X finale : 12 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 8.525 m

X finale : 12.025 m

Pressione iniziale : 0 kPa

Pressione finale : 65.45 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 12.025 m

X finale : 30 m

Pressione iniziale : 65.45 kPa

Pressione finale : 65.45 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -6.025 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : Diaframma 1m

Paratia : WallElement_New

X : 6.025 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : Diaframma 1m

Puntone : Strut

X del primo muro : -6.025 m

X del secondo muro : 6.025 m

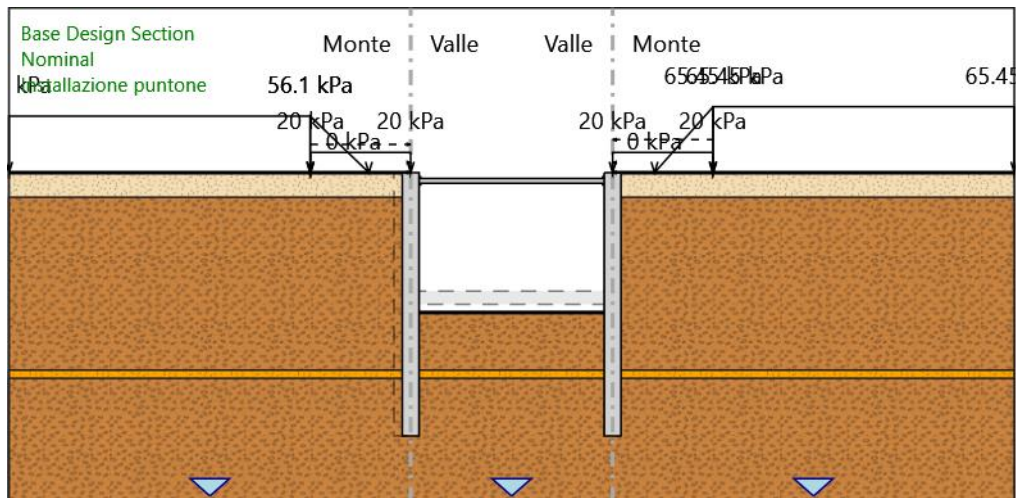
Z : -0.5 m

Lunghezza : 12.05 m

Angolo : 0 °

Sezione : Puntone

Installazione puntone



Installazione puntone

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -8.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -8.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12.025 m

X finale : -8.525 m

Pressione iniziale : 56.1 kPa

Pressione finale : 0 kPa

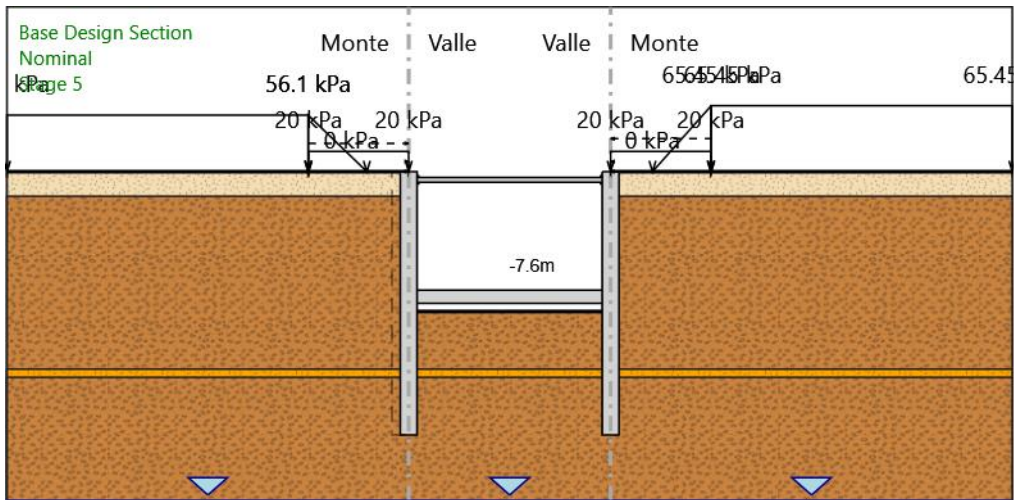
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -30 m
X finale : -12.025 m
Pressione iniziale : 56.1 kPa
Pressione finale : 56.1 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 8.525 m
X finale : 12.025 m
Pressione iniziale : 0 kPa
Pressione finale : 65.45 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12.025 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 65.45 kPa
Pressione finale : 65.45 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Puntone : Strut
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -0.5 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Puntone

Stage 5



Stage 5

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -8.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m
 Lato valle : -8.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12.025 m

X finale : -8.525 m

Pressione iniziale : 56.1 kPa

Pressione finale : 0 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -30 m
X finale : -12.025 m
Pressione iniziale : 56.1 kPa
Pressione finale : 56.1 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 8.525 m
X finale : 12.025 m
Pressione iniziale : 0 kPa
Pressione finale : 65.45 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12.025 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 65.45 kPa
Pressione finale : 65.45 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Soletta : Slab_New
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -7.6 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Bottom slab 0.80m
Puntone : Strut
X del primo muro : -6.025 m

X del secondo muro : 6.025 m

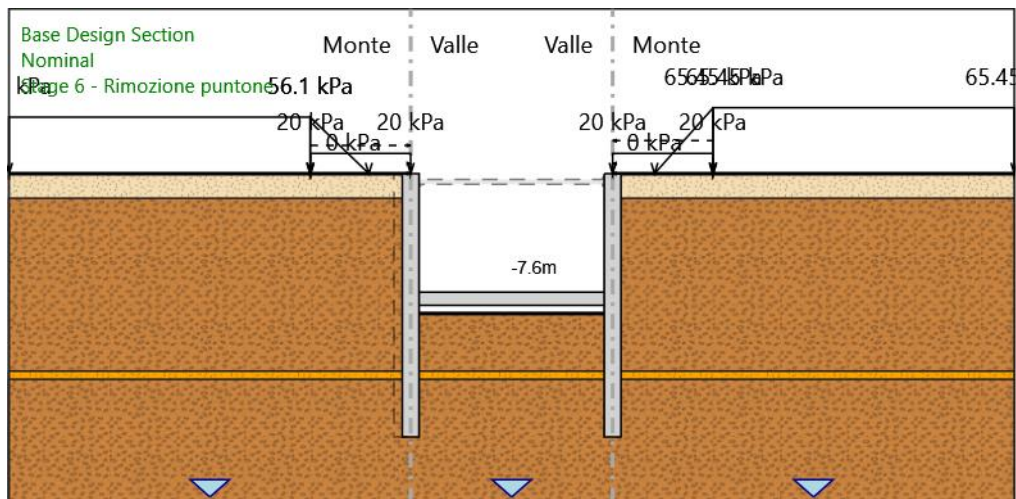
Z : -0.5 m

Lunghezza : 12.05 m

Angolo : 0 °

Sezione : Puntone

Stage 6 - Rimozione puntone



Stage 6 - Rimozione puntone

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
Lato valle : -8.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m
Lato valle : -8.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12.025 m

X finale : -8.525 m

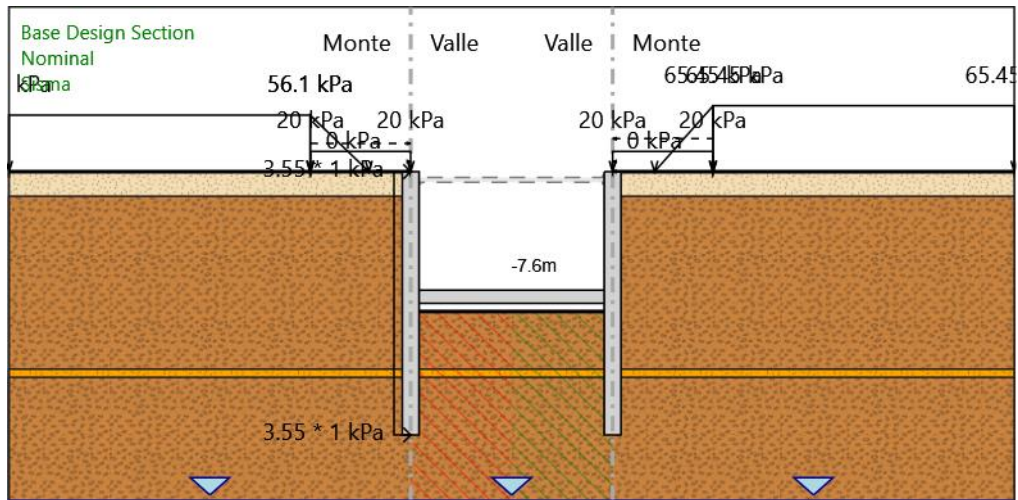
Pressione iniziale : 56.1 kPa

Pressione finale : 0 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -30 m
X finale : -12.025 m
Pressione iniziale : 56.1 kPa
Pressione finale : 56.1 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 8.525 m
X finale : 12.025 m
Pressione iniziale : 0 kPa
Pressione finale : 65.45 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12.025 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 65.45 kPa
Pressione finale : 65.45 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m
Soletta : Slab_New
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m
Z : -7.6 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Bottom slab 0.80m

Sisma



Sisma

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
Lato valle : -8.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m
Lato valle : -8.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare sulla paratia : WallSurcharge_New_New

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Pressione in alto : 3.55 kPa

Pressione in fondo : 3.55 kPa
X : -6.025 m

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12.025 m
X finale : -8.525 m
Pressione iniziale : 56.1 kPa
Pressione finale : 0 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -6.025 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -30 m
X finale : -12.025 m
Pressione iniziale : 56.1 kPa
Pressione finale : 56.1 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 6.025 m
X finale : 12 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 8.525 m
X finale : 12.025 m
Pressione iniziale : 0 kPa
Pressione finale : 65.45 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : 12.025 m
X finale : 30 m
Pressione iniziale : 65.45 kPa
Pressione finale : 65.45 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : -6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m

Paratia : WallElement_New
X : 6.025 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -16 m
Sezione : Diaframma 1m

Soletta : Slab_New
X del primo muro : -6.025 m
X del secondo muro : 6.025 m

Z : -7.6 m
Lunghezza : 12.05 m
Angolo : 0 °
Sezione : Bottom slab 0.80m

Proprietà terreni dipendenti dallo stage

Strato di Terreno 2

Sisma

Muro di sinistra Lato valle

K_p - Valore originario : 6.0623 , Valore modificato : 3.437

Muro di destra Lato valle

K_p - Valore originario : 6.0623 , Valore modificato : 3.437

Strato di Terreno 3

Sisma

Muro di sinistra Lato valle

K_p - Valore originario : 6.5102 , Valore modificato : 3.588

Muro di destra Lato valle

K_p - Valore originario : 6.5102 , Valore modificato : 3.588

Strato di Terreno 4

Sisma

Muro di sinistra Lato valle

K_p - Valore originario : 6.0623 , Valore modificato : 3.437

Muro di destra Lato valle

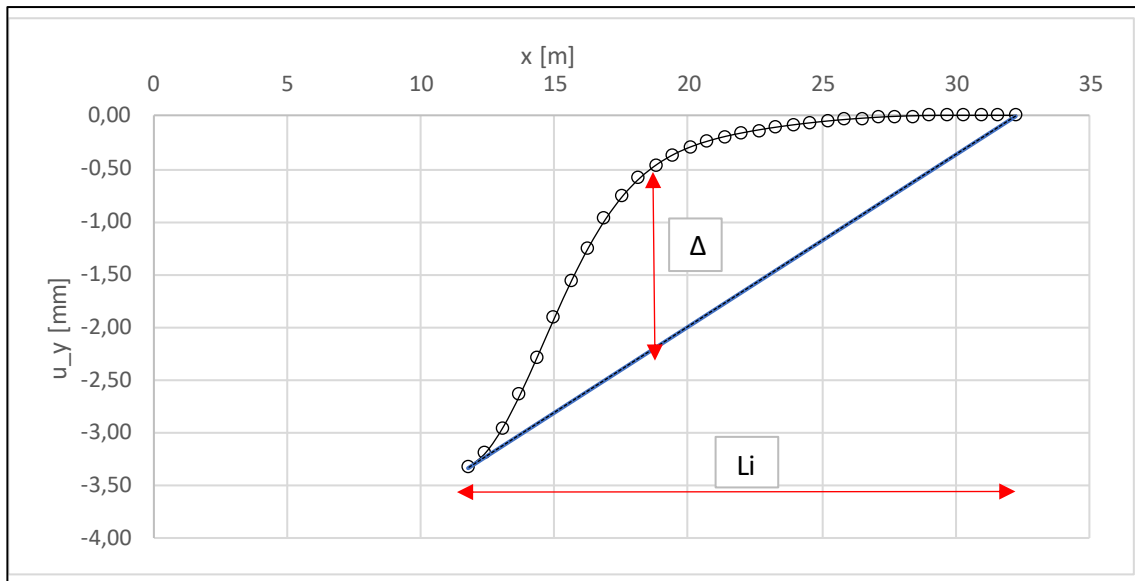
K_p - Valore originario : 6.0623 , Valore modificato : 3.437

Tabella Configurazione Stage (Nominal)



14.2 EFFETTI INDOTTI SUGLI EDIFICI

14.2.1 B002



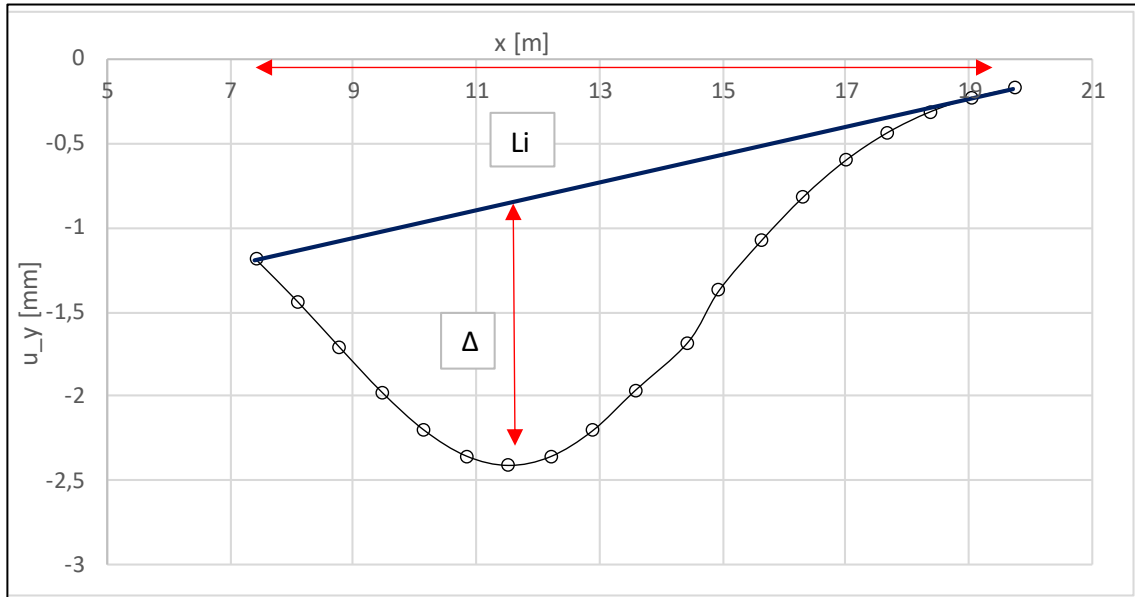
Δ	-1,5739 mm			
Li	20 m			
Δ/Li	0,0000787 -			
H	21 m			
t	21 m			
E/G	12,5 -			
I	3087 m ³			
Li	12 m			
ε_f	7,16397E-06	ε_f+ε_h	0,073 %	
ε_t	7,83559E-05	ε_t+ε_h	0,073 %	
ε_h	0,0007218	ε_{max}	0,073 %	Cat. 1
β	0,00013			Cat. 0

Figura 14-1: Edificio B002 – trave elastica

Δ	-1,5816 mm				
Li	4 m				
Δ/Li	0,0003954 -				
H	21 m				
t	21 m				
E/G	12,5 -				
I	3087 m ³				
Li	4 m				
ϵ_f	1,20442E-05	0,001204	$\epsilon_f + \epsilon_h$	0,073 %	
ϵ_t	0,000395201		$\epsilon_t + \epsilon_h$	0,087 %	
ϵ_h	0,0007218	0,07218	ϵ_{max}	0,087 %	Cat. 2
β	0,00041				Cat. 0

Figura 14-2: Edificio B002 – plinti a distanza 4m

14.2.2 B006



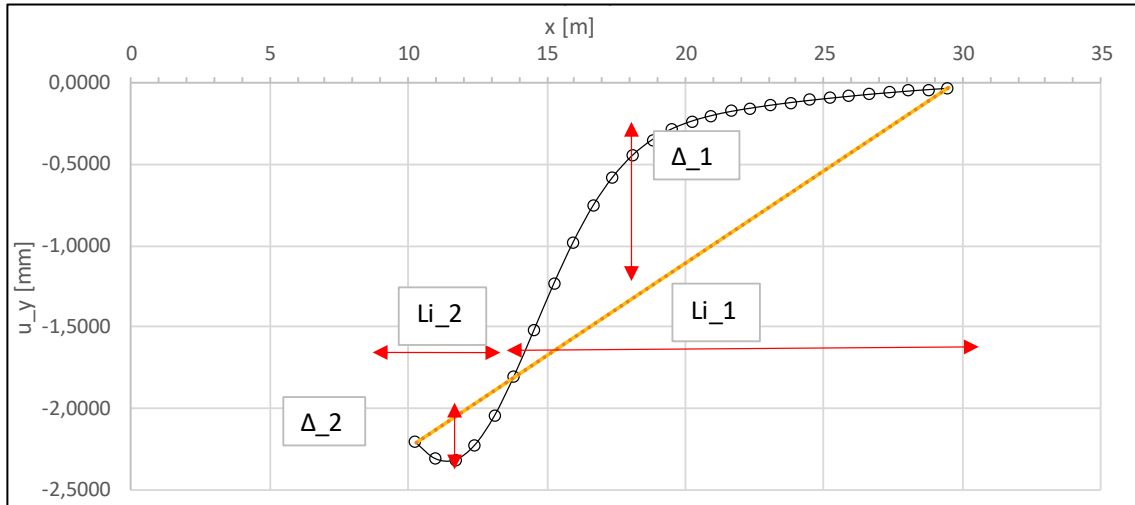
Δ	0,4776 mm			
Li	12 m			
Δ/Li	0,0000398 -			
H	21 m			
t	21 m			
E/G	12,5 -			
I	3087 m ³			
Li	12 m			
ε_f	3,62327E-06	ε_f+ε_h	0,074 %	
ε_t	3,96295E-05	ε_t+ε_h	0,074 %	
ε_h	0,00073863	ε_{max}	0,074 %	Cat. 1
β	0,00006			Cat. 0

Figura 14-3: Edificio B006 – trave equivalente

Δ	-0,3786 mm				
Li	4 m				
Δ/Li	0,0000946 -				
H	21 m				
t	21 m				
E/G	12,5 -				
I	3087 m ³				
Li	4 m				
ϵ_f	2,88301E-06	0,000288	$\epsilon_f + \epsilon_h$	0,074 %	
ϵ_t	9,45988E-05	0,00946	$\epsilon_t + \epsilon_h$	0,075 %	
ϵ_h	0,00073863	0,073863	ϵ_{max}	0,075 %	Cat. 2
β	0,00005				Cat. 0

Figura 14-4: Edificio B006 – plinti a distanza 4m

14.2.3 B013



Sagging			
Δ	-0,342 mm		
Li	4,063 m		
Δ/Li	0,0000842	-	
H	16,57 m		
t	8,285 m		
E/G	12,5	-	
I	379,1283661 m ³		
Li	4,063 m		
ϵ_f	6,5862E-06	$\epsilon_f + \epsilon_h$	0,026%
ϵ_t	8,39384E-05	$\epsilon_t + \epsilon_h$	0,027%
ϵ_h	0,000250505	ϵ_{max}	0,027%
β	0,00016		Cat. 0

Hogging			
Δ	0,880 mm		
Li	15,495 m		
Δ/Li	0,0000568	-	
H	16,57 m		
t	8,285 m		
E/G	12,5	-	
I	1516,513 m ³		
Li	15,495 m		
ϵ_f	4,2E-06	$\epsilon_f + \epsilon_h$	0,000%
ϵ_t	5,61E-05	$\epsilon_t + \epsilon_h$	0,006%
ϵ_h	0	ϵ_{max}	0,006%
β	0,00010		Cat. 0

Figura 14-5: Edificio B013 – trave equivalente

Δ	-0,211 mm			
Li	4 m			
Δ/Li	0,0000528 -			
H	16,57 m			
t	8,285 m			
E/G	12,5 -			
I	379,1283661 m ³			
Li	4 m			
ϵ_f	4,06735E-06	$\epsilon_f + \epsilon_h$	0,025 %	
ϵ_t	5,26531E-05	$\epsilon_t + \epsilon_h$	0,026 %	
ϵ_h	0,000250505	ϵ_{max}	0,026 %	<u>Cat. 0</u>
β	0,00001			<u>Cat. 0</u>

Figura 14-6: Edificio B013 – plinti a distanza 4m

14.3 OUTPUT SLIDE

General Settings

Units of Measurement:	Metric Units
Time Units:	days
Permeability Units:	meters/second
Data Output:	Standard
Failure Direction:	Left to Right

Design Standard

Selected Type: Eurocode 7 - Design Approach 1, Combination 2

Type	Partial Factor
Permanent Actions: Unfavourable	1
Permanent Actions: Favourable	1
Variable Actions: Unfavourable	1.3
Variable Actions: Favourable	0
Effective cohesion	1.25
Coefficient of shearing resistance	1.25
Undrained strength	1.4
Weight density	1
Shear strength (other models)	1.25
Earth resistance	1
Tensile and plate strength	1.1
Shear strength	1.1
Compressive strength	1.1
Bond strength	1.1
Seismic Coefficient	1

Analysis Options

Slices Type:	Vertical
Analysis Methods Used	
	Bishop simplified
Number of slices:	50
Tolerance:	0.005
Maximum number of iterations:	75
Check malpha < 0.2:	Yes
Create Interslice boundaries at intersections with water tables and piezos:	Yes
Initial trial value of FS:	1
Steffensen Iteration:	Yes

Loading

1 Distributed Load present

Distributed Load 1	
Distribution:	Constant
Magnitude [kPa]:	35

Orientation: Normal to boundary
 Load Action: Permanent

Materials

Material 1

Color	
Strength Type	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	18.7
Cohesion [kPa]	0
Friction Angle [deg]	30
Water Surface	None
Ru Value	0

Material 2

Color	
Strength Type	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	19.6
Cohesion [kPa]	0
Friction Angle [deg]	34
Water Surface	None
Ru Value	0

Global Minimums

Method: bishop simplified

	FS	2.675070
Center:		349.702, 463.273
Radius:		11.457
Left Slip Surface Endpoint:		338.364, 461.623
Right Slip Surface Endpoint:		359.387, 457.153
Resisting Moment:		17351.9 kN-m
Driving Moment:		6486.52 kN-m
Total Slice Area:		120.338 m ²
Surface Horizontal Width:		21.0231 m
Surface Average Height:		5.7241 m

14.4 AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO PARATIE PLUS

CEAS

MILANO, 2 MAGGIO 2019
PROT.
N.PG/FOGLI 1

OGGETTO
DICHIARAZIONE AFFIDABILITÀ PARATIEPLUS

PG 1

Affidabilità del codice di calcolo ParatiePlus

Facendo seguito a quanto previsto nel paragrafo "Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo" delle "Norme tecniche per le Costruzioni", si precisa che la documentazione a corredo del software richiesta dalla norma citata è contenuta nei seguenti documenti in formato PDF compresi nell'installazione di PARATE PLUS:

Guida Utente	Contiene una descrizione delle basi teoriche generali e delle procedure di progetto generali implementate, con particolare riferimento alle varie Normative tecniche adottate. Inoltre, contiene una serie di esempi tipici, per i quali vengono descritte, in modo dettagliato, le diverse fasi operative ed relativi comandi del programmi. Sono contenuti inoltre commenti sui criteri di modellazione che si rendono via via necessari; infine sono discussi i risultati. Tutti i file di input dei casi risolti sono compresi nell'installazione del programma.
Teoria - Paratie Plus	Descrive in modo approfondito gli algoritmi numerici alla base della simulazione di un'opera di sostegno tramite il metodo delle molle non lineari.
advanced-modelling	Per tutti gli algoritmi e le diverse opzioni di modellazione implementate, sono riportati casi prova commentati con il confronto tra i risultati forniti dal programma ed i valori di riferimento, disponibili in genere da esempi teorici risolvibili con altri metodi o tramite il confronto con valori in letteratura. Tutti i file di input dei casi prova sono compresi nell'installazione del programma.
Stima Parametri	Contiene una guida per la determinazione dei principali parametri geomeccanici di input, alla luce delle tecnologie sperimentali più diffuse, e secondo raccomandazioni accreditate in letteratura e da standard internazionali
Verifiche strutturali	Descrive le assunzioni ingegneristiche alla base delle procedure di verifica degli elementi strutturali, quali pareti, tiranti, puntoni, elementi di ripartizione ecc.
Interfaccia con DXF	Descrive le ipotesi alla base dell'importazione della geometria a partire da un modello cad.
Relazione di Calcolo	

CEAS SRL

Ing. Bruno Becci

