

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 del muro di sostegno

-

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

Codifica elaborato



Codice

Fase

Ambito

Progressivo

Tipo

Lotto

Zona

Opera

Tratto

Rev

Scala

-

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 – Muro di sostegno A (MU05)

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

	Autore	Rev
Redatto	Francesca De Scilli	B
Verificato	Massimo Pietrantoni	B
Approvato	Paolo Cucino	B

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
B	Seconda emissione	03/11/2023
A	Prima emissione	10/08/2022

INDICE

1	GENERALITA'	5
1.1	Inquadramento generale dell'opera	5
1.2	Oggetto specifico della relazione	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normativa di riferimento	6
2.2	Elaborati di riferimento	6
2.3	Software utilizzati	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1	Specifiche tecniche dei materiali utilizzati	7
3.2	Classe di esposizione e copriferri	9
4	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA	10
4.1	Inquadramento geologico	10
4.2	Inquadramento geomorfologico	10
4.3	Inquadramento idrogeologico	11
4.4	Indagini geotecniche	11
5	Caratterizzazione e modellazione geotecnica	13
5.1.1	<i>Definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati nelle analisi</i>	13
5.1.2	<i>Regime idraulico</i>	14
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	15
6.1	PERICOLOSITÀ SISMICA	15
6.2	RISPOSTA SISMICA	17
6.2.1	<i>Categoria di sottosuolo e categoria topografica</i>	19
6.2.2	<i>Azione sismica di progetto</i>	20
7	ANALISI DI PARATIE DI SOSTEGNO	22
7.1	MODELLAZIONE STRUTTURALE	22
7.2	MODELLAZIONE GEOTECNICA	24
7.3	MODELLAZIONE SISMICA	26
8	DESCRIZIONE DELL'OPERA E SOLUZIONI PROGETTUALI	28
8.1	DIAFRAMMA A T	28
8.2	PARATIA DI SOSTEGNO	29
9	INQUADRAMENTO NORMATIVO E APPROCCI PROGETTUALI	30
9.1	AZIONI	30

9.2 RESISTENZE	30
9.3 OPERE DI SOSTEGNO.....	30
9.3.1 Paratie	31
9.4 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	31
10 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DIAFRAMMA A T.....	32
10.1 SEZIONE DI CALCOLO	32
10.1.1 <i>Modello numerico</i>	32
10.1.2 <i>Risultati delle analisi</i>	36
11 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA PARATIA DI SOSTEGNO	49
11.1 SEZIONE DI CALCOLO	49
11.1.1 <i>Modello numerico</i>	49
11.1.2 <i>Risultati delle analisi</i>	52
12 CONCLUSIONI	67
13 ALLEGATI	68
13.1 OUTPUT PARATIE.....	68
13.1.1 <i>Sezione paratia</i>	68
13.1.2 <i>Sezione micropali</i>	80
13.2 OUTPUT SLIDE2 – DIAFRAMMA A T.....	96
13.1 OUTPUT SLIDE2 – PARATIA MICROPALI	103

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 nuova opera di sostegno di sviluppo complessivo pari a 136 m, la quale verrà realizzata con lo scopo di realizzare una nuova corsia di marcia e di emergenza a seguito della demolizione del muro di controripa prefabbricato esistente (da progressiva km. 5+117.50 a progressiva km. 5+265.00 circa).

Per realizzare l'opera sono stati considerati dei diaframmi in c.a. di spessore 1.00 m, con un'altezza fuori terra massima pari a circa 8 m e altezza totale di 20 m. I diaframmi saranno collegati in testa da un cordolo di coronamento in c.a. gettato in opera e saranno muniti, ogni 4.80 m, di un'anima di estensione 2.40 m e di spessore 1.00 m.

La superficie fuori terra, opportunamente impermeabilizzata con malta cementizia bicomponente, sarà ricoperta da pannelli prefabbricati in calcestruzzo.

Inoltre, verrà realizzata una nuova opera di sostegno passante al di sotto al di sotto del viadotto esistente allo svincolo Monza Centro – Sesto Nord (al km. 5+281 circa). Per la progettazione dell'opera sono stati considerati micropali realizzati con diametro di perforazione pari a $\Phi = 160$ mm e armati con tubolare $\Phi 88.6$ mm sp. 6.3 mm, posti ad interasse $i = 0.30$ m, collegati in testa da una trave di coronamento in c.a di sezione trapezoidale (0.40xH0.35 m) con cavallotti aventi le medesime caratteristiche geometriche, posti ad interasse di 3.00 m.

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.

Parte integrante dell'elaborato sono le verifiche delle soluzioni proposte attraverso accurate analisi che ne confermano l'adeguatezza.

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 del muro di sostegno denominato MU05.

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
- [6] SLIDE 2 (versione 9.02).

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche.

3.1 SPECIFICHE TECNICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI

Nella tabella che segue si riportano in sintesi le classi dei materiali impiegati per l'analisi strutturale:

<i>Calcestruzzo per contropareti</i>	
Classe di resistenza	C25/30
Valore caratteristico resistenza cubica a 28 giorni	30 MPa
Valore caratteristico resistenza cilindrica a 28 giorni	25 MPa
Resistenza a compressione cilindrica media	33 MPa
Resistenza a trazione assiale	2.6 MPa
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	14.1 MPa
Modulo di Young a 28 giorni	31475 MPa
Tensione massima di compressione in esercizio	11.2 MPa
Verifiche a fessurazione	w = 0.3 mm
Classe di consistenza	S4
Dimensione massima aggregati	24 mm

Tabella 3-1: Specifiche tecniche materiali – Contropareti

<i>Calcestruzzo per cordoli</i>	
Classe di resistenza	C35/45
Valore caratteristico resistenza cubica a 28 giorni	45 MPa
Valore caratteristico resistenza cilindrica a 28 giorni	35 MPa
Resistenza a compressione cilindrica media	43 MPa
Resistenza a trazione assiale	3.2 MPa
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	19.8 MPa
Modulo di Young a 28 giorni	34077 MPa
Tensione massima di compressione in esercizio	15.7 MPa
Verifiche a fessurazione	w = 0.2 mm
Classe di consistenza	S4
Dimensione massima aggregati	24 mm

Tabella 3-2: Specifiche tecniche materiali – Cordoli

Calcestruzzo per diaframmi	
Classe di resistenza	C35/45
Valore caratteristico resistenza cubica a 28 giorni	45 MPa
Valore caratteristico resistenza cilindrica a 28 giorni	35 MPa
Resistenza a compressione cilindrica media	43 MPa
Resistenza a trazione assiale	3.2 MPa
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	19.8 MPa
Modulo di Young a 28 giorni	34077 MPa
Tensione massima di compressione in esercizio	15.7 MPa
Verifiche a fessurazione	w = 0.2 mm
Classe di consistenza	S4
Dimensione massima aggregati	32 mm

Tabella 3-3: Specifiche tecniche materiali – Diaframmi

Acciaio per barre d'armatura	
Tipo	B450C
Tensione caratteristica di rottura	540 MPa
Tensione caratteristica di snervamento	450 MPa
Resistenza di progetto	391.3 MPa
Modulo di Young	210 GPa

Tabella 3-4: Specifiche tecniche materiali – Acciaio per barre d'armatura

3.2 CLASSE DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI 11104, si definiscono di seguito la classe di esposizione del calcestruzzo delle diverse parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

<i>Calcestruzzo per contropareti</i>	
Classe di esposizione	XC1
Descrizione dell'ambiente	Permanentemente secco, acquoso o saturo d'acqua
Copriferro nominale	25 mm

Tabella 3-5: Classe di esposizione e copriferro – Contropareti

<i>Calcestruzzo per diaframmi</i>	
Classe di esposizione	XD3
Descrizione dell'ambiente	Ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua
Copriferro nominale	75 mm

Tabella 3-6: Classe di esposizione e copriferro – Diaframmi

<i>Calcestruzzo per cordoli</i>	
Classe di esposizione	XD3
Descrizione dell'ambiente	Ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua
Copriferro nominale	55 mm

Tabella 3-7: Classe di esposizione e copriferro – Cordoli

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 traccati 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.

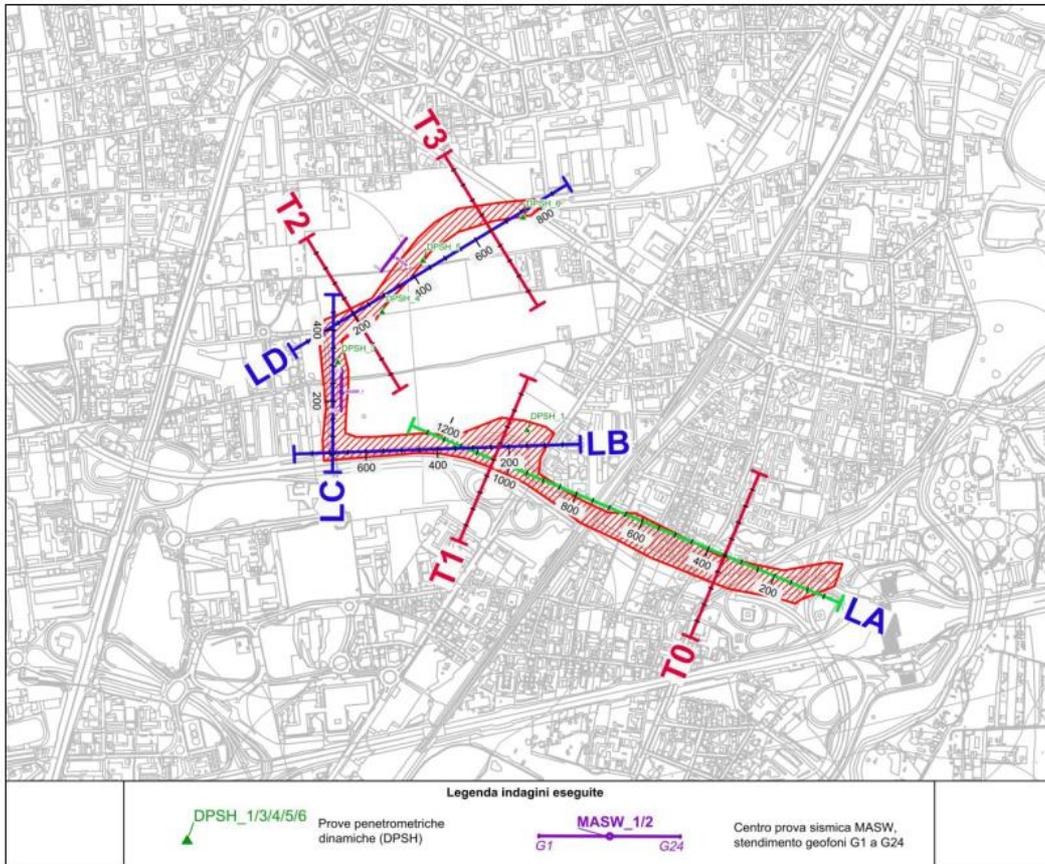


Figura 4-1: Indagini eseguite (Rif.[3]).

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 paratia di sostegno.

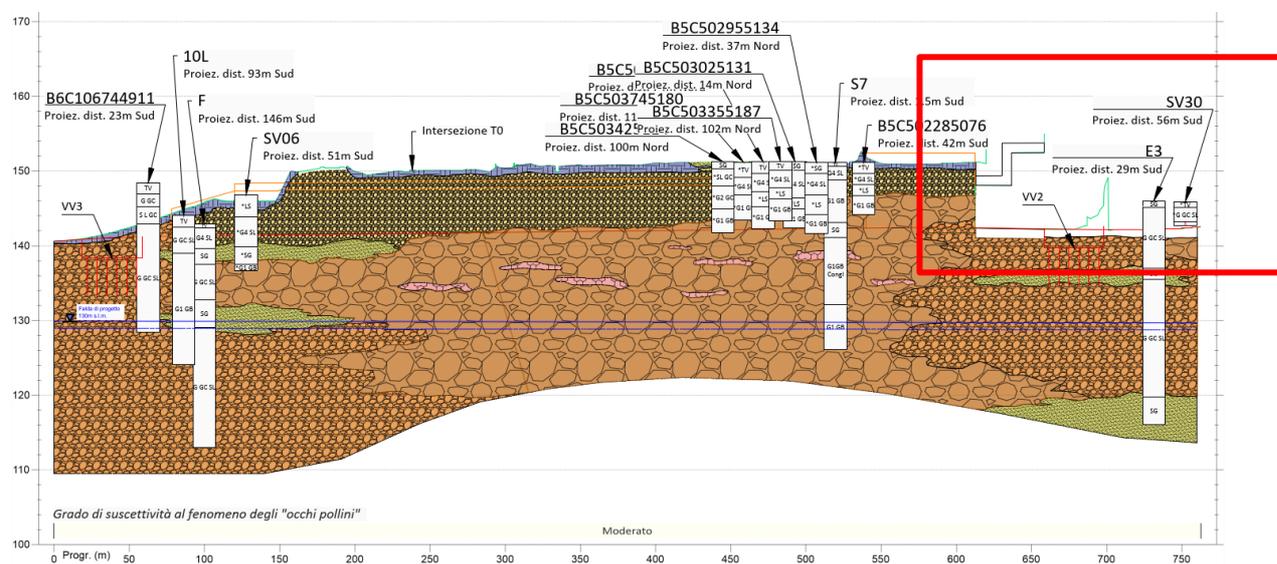


Figura 5-1: Estratto della sezione geotecnica LA (in rosso la zona interessata dall'intervento) (Rif. [4]).

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 riportati in Tabella 5-1 (Rif. [4]).

<i>Unità</i>	<i>Descrizione</i>	γ [kN/m ³]	<i>c</i> [kPa]	ϕ [°]	<i>E</i> [MPa]
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)

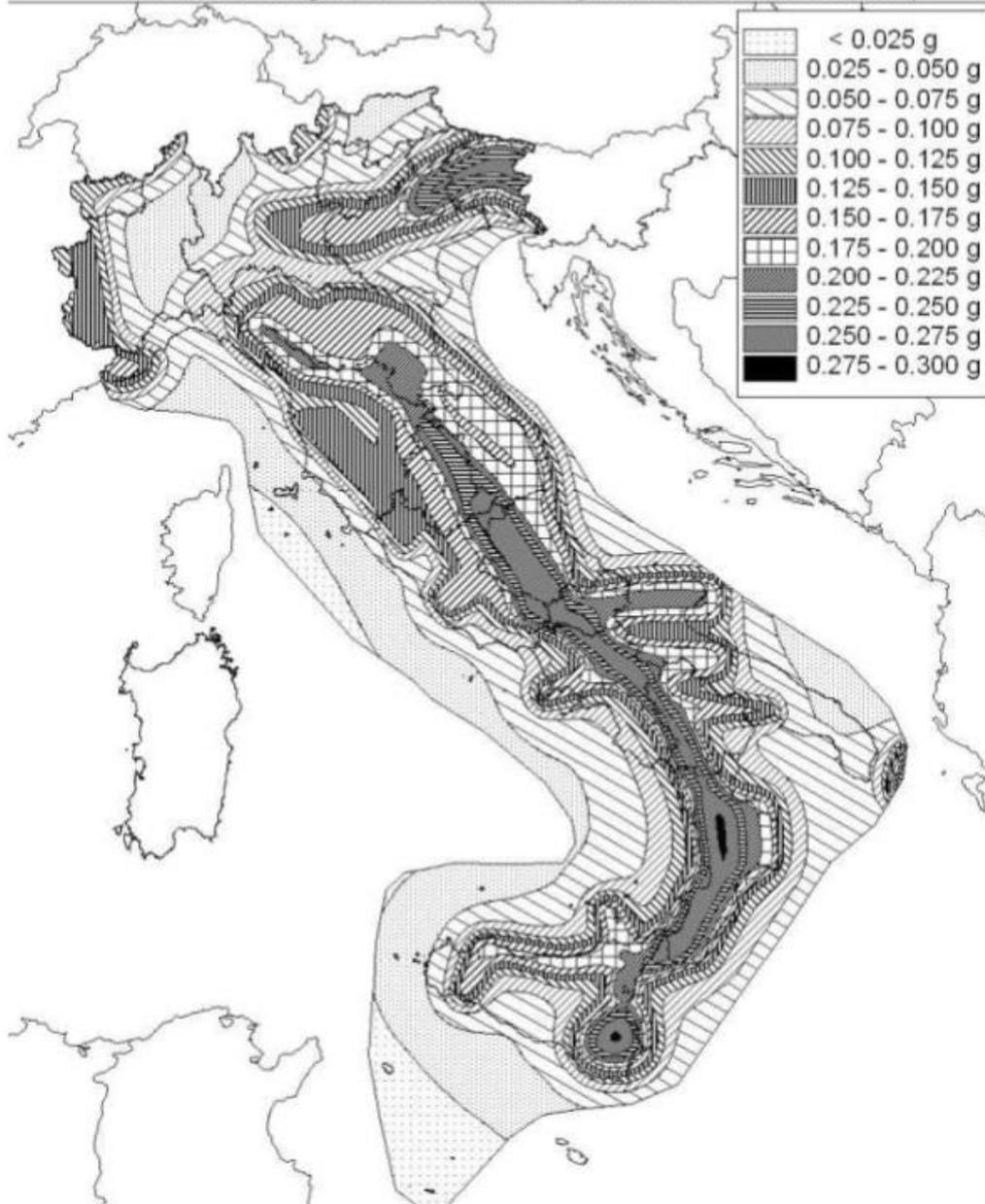


Figura 6-1: Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (da INGV 2006).

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1

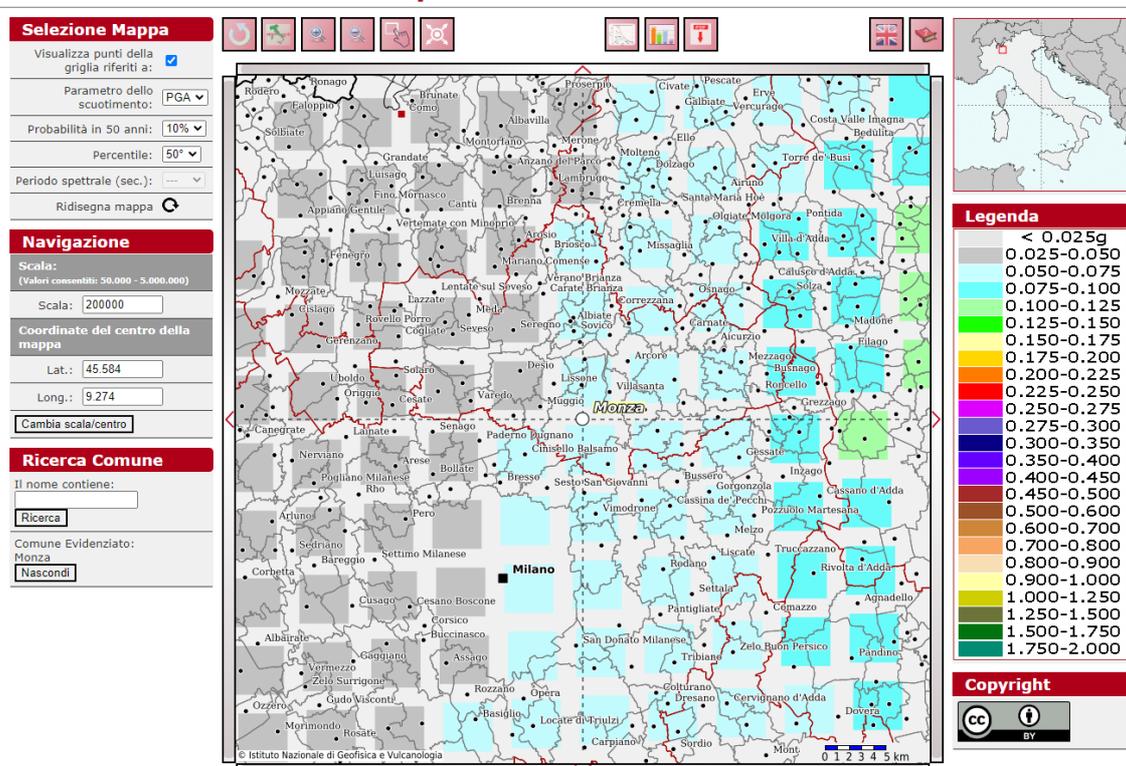


Figura 6-2: Modello di pericolosità sismica MPS04-S1 dell'area di studio, in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (da INGV 2006).

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: $V_N = 50$ 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	60	0.027	2.550	0.199
	SLD	101	0.033	2.568	0.220
Stati limite ultimi	SLV	949	0.065	2.655	0.296
	SLC	1950	0.079	2.706	0.308

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	Depositi 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	Depositi 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.

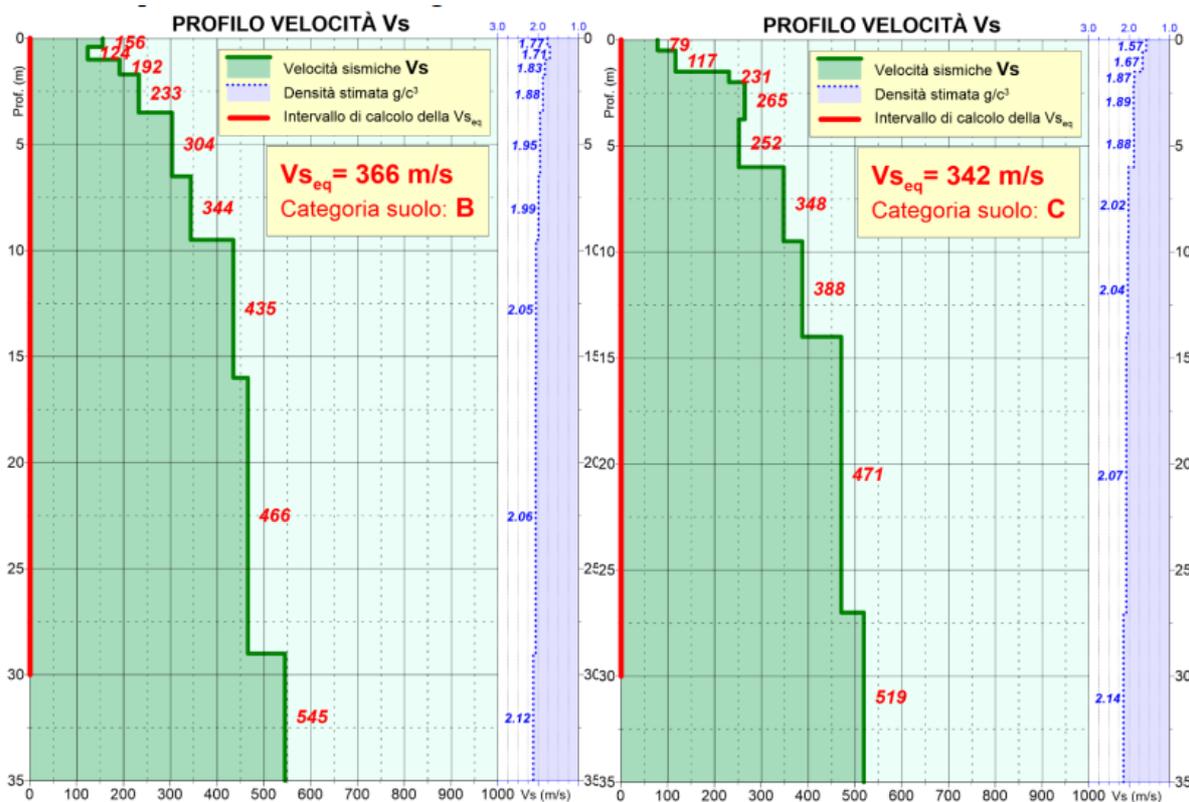


Figura 6-3: Categoria sismica del suolo di fondazione, rielaborazione prove MASW (Rif. [3]).

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: $a_g = 0.065 g$;
- coefficiente di amplificazione spettrale: $F_0 = 2.655$;
- coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_s = 1.5$;
- coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1.0$;

- accelerazione orizzontale massima attesa al sito: $a_{\max} = 0.098 \text{ g}$.

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".

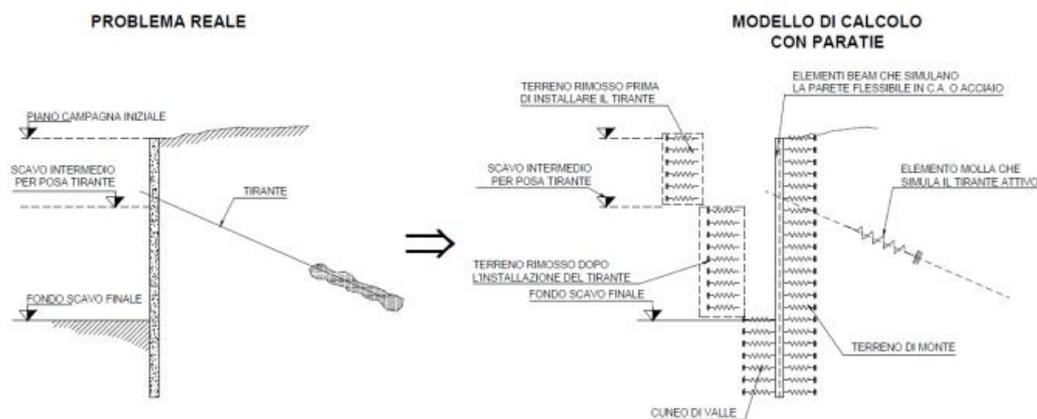


Figura 7-1: Modello di calcolo con Paratie Plus

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.

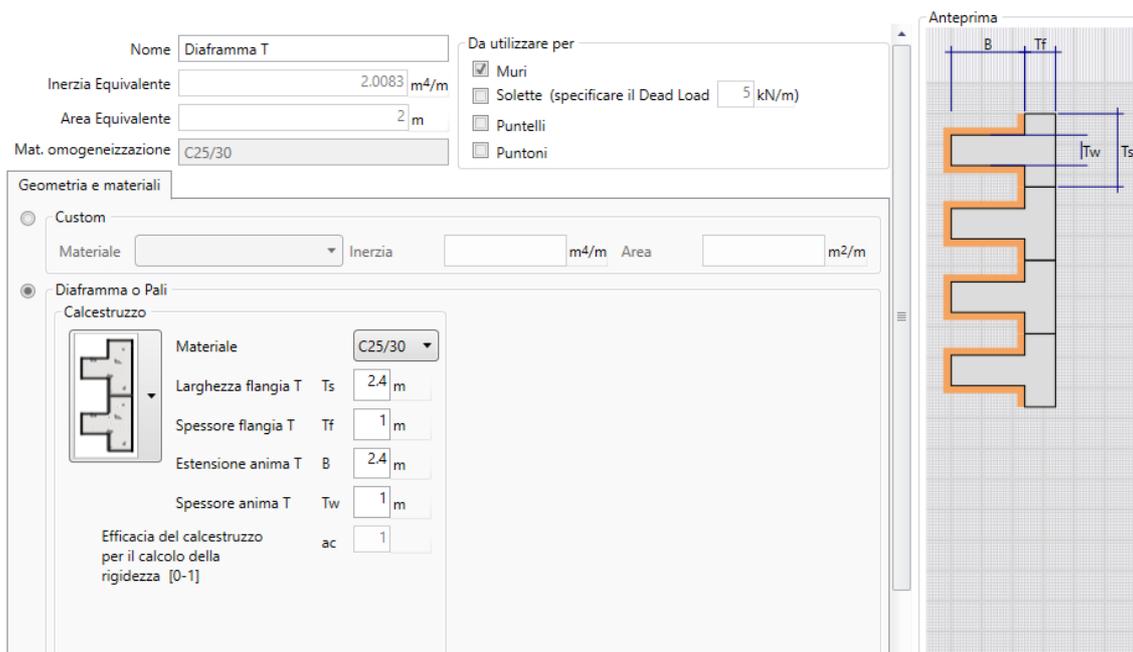


Figura 7-2: Caratteristiche dei diaframmi inserite in Paratie Plus

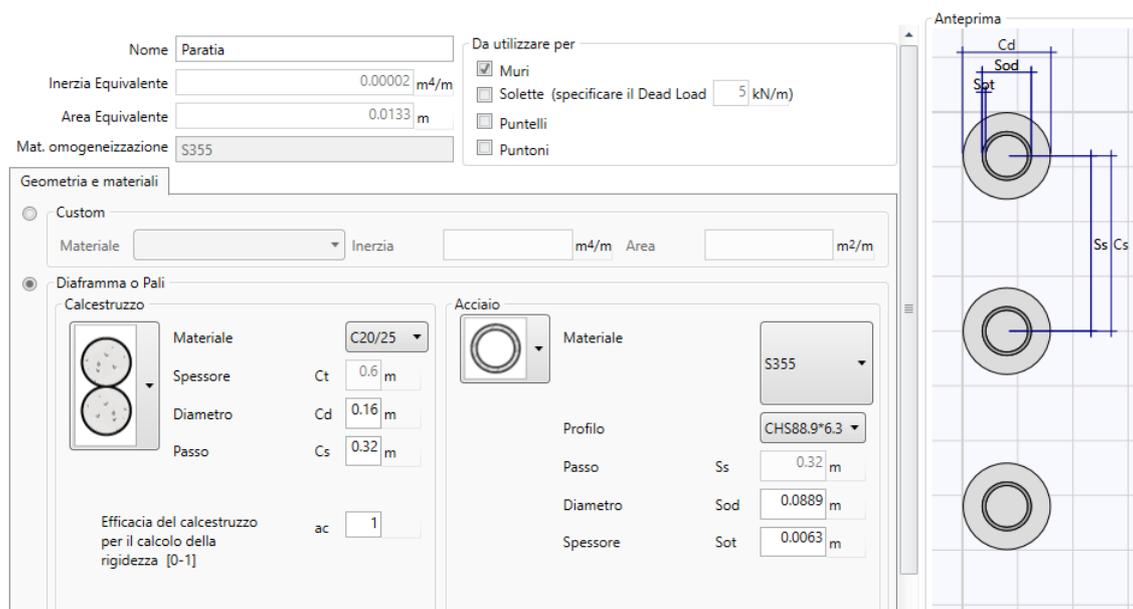


Figura 7-3: Caratteristiche dei micropali inserite in Paratie Plus

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:

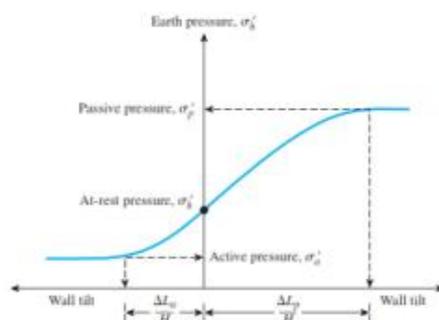


Figure 13.2 Variation of the magnitude of lateral earth pressure with wall tilt

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

Soil type	$\Delta L_a/H$	$\Delta L_p/H$
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 K_p 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:

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

$$\delta' \cong 0 \varphi' \text{ in condizioni sismiche}$$

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 rigidzze 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

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

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

Dove:

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

α = coefficiente di deformabilità (Figura 7.11.2 del DM 17/01/2018);

β_m = coefficiente di spostamento (Figura 7.11.3 del DM 17/01/2018).

La modellazione sismica viene effettuata attraverso la teoria di Mononobe – Okabe, agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza della struttura.

$$\Delta S_E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{k_{aE} - k_a}{H}$$

Dove:

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

H = rappresenta l'altezza della paratia (comprensiva del tratto infisso);

k_{aE} e k_a = rappresentano il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche e statiche rispettivamente.

Il coefficiente sismico verticale, k_v , si assume pari a 0 (§7.11.6.3.1 del DM 17/01/2018). Inoltre, nel caso di opere flessibili è possibile trascurare gli effetti inerziali delle masse che costituiscono l'opera.

I coefficienti di spinta attiva sono stati determinati attraverso la relazione di Mononobe (1929) e Okabe (1926). I coefficienti di spinta passiva sono stati determinati attraverso la relazione di Lancellotta (2007). L'angolo di attrito terreno/struttura è stato assunto pari a 2/3 della resistenza a taglio del terreno naturale.

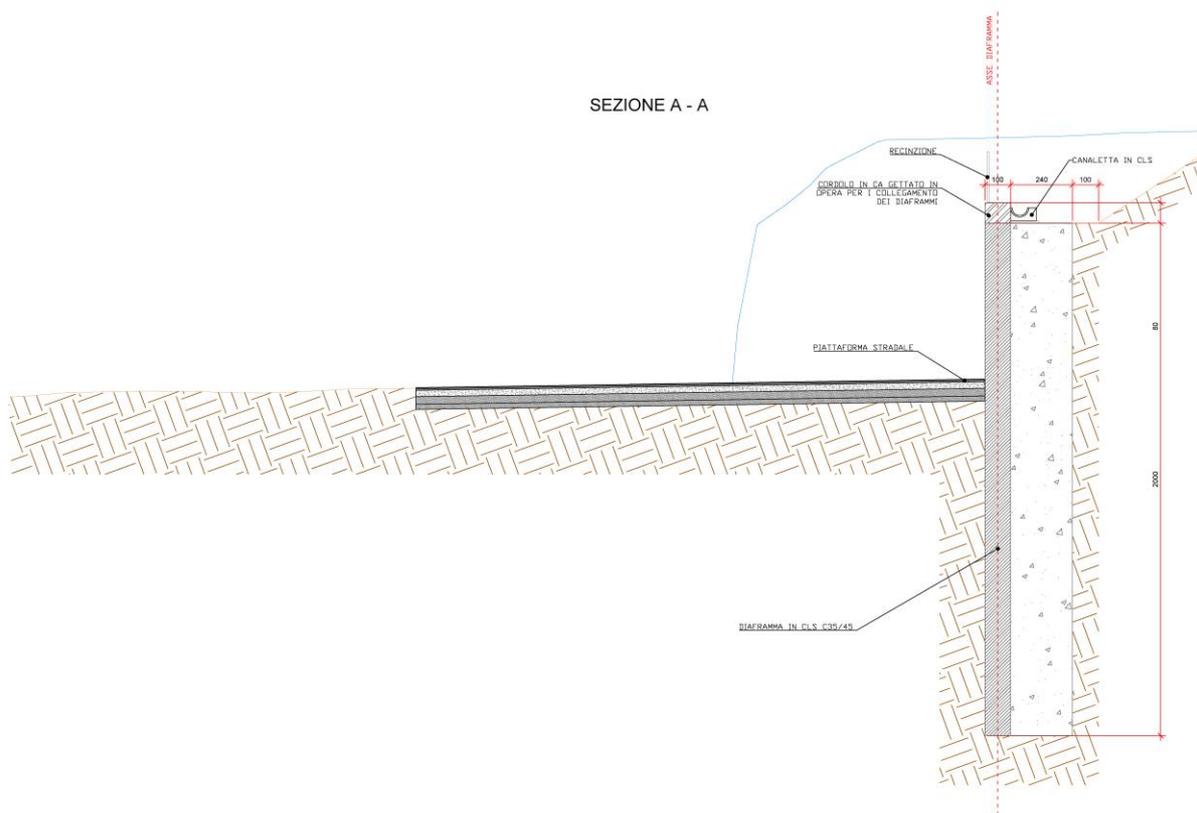
8 DESCRIZIONE DELL'OPERA E SOLUZIONI PROGETTUALI

8.1 DIAFRAMMA A T

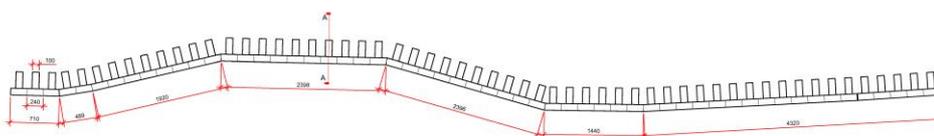
L'opera di sostegno si estende tra le progressive km. 5+143.30 e km. 5+270.70.

La carpenteria della paratia presenta uno spessore costante pari a 100 cm ed una flangia di spessore 100 cm avente estensione 240 cm. Quest'ultima si ripete, a tutta altezza, ogni 480 cm.

Per la realizzazione della nuova opera di sostegno, verrà dapprima eseguito uno sbancamento a tergo del muro prefabbricato esistente con pendenza 3:2. Verranno poi eseguiti i diaframmi in c.a., la testa dei diaframmi è posta alla medesima quota del muro esistente. Successivamente viene realizzato lo scavo di ribasso fino a quota di fondo scavo, tale quota è variabile tra 3.75 m e 8 m.



PLANIMETRIA DIAFRAMMI



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

8.2 PARATIA DI SOSTEGNO

Per la progettazione dell'opera sono stati considerati micropali realizzati con diametro di perforazione pari a $\Phi = 160$ mm e armati con tubolare $\Phi 88.6$ mm sp. 6.3 mm, posti ad interasse $i = 0.30$ m, collegati in testa da una trave di coronamento in c.a di sezione trapezoidale (0.40xH0.35 m) con cavallotti aventi le medesime caratteristiche geometriche, posti ad interasse di 3.00 m.

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'imbocco 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 vincolare;
- 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 DIAFRAMMA A T

10.1 SEZIONE DI CALCOLO

La sezione oggetto di studio è posta alla progressiva km 5+190 (si veda Figura 10-1).

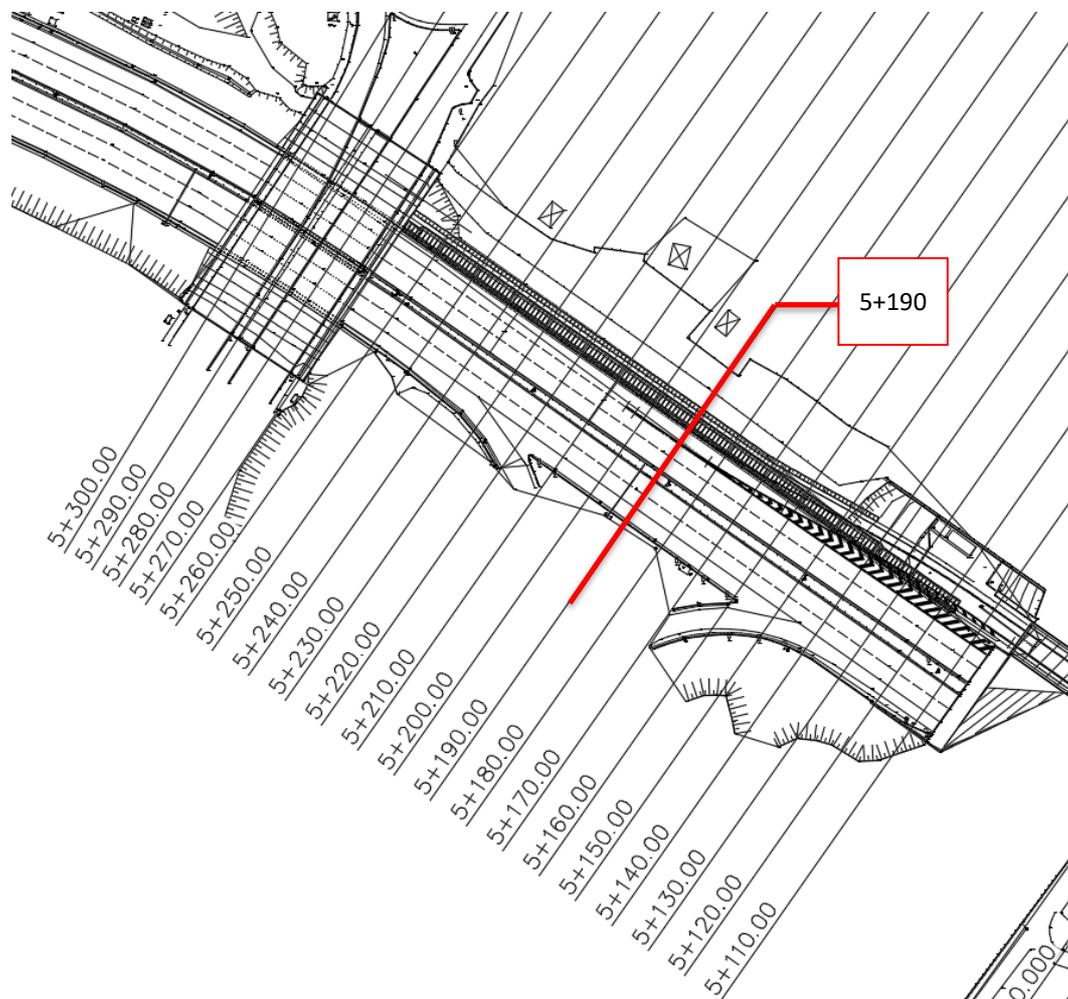


Figura 10-1: Confronto tra la sezione modellata (sopra) e quella reale (sotto)

10.1.1 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

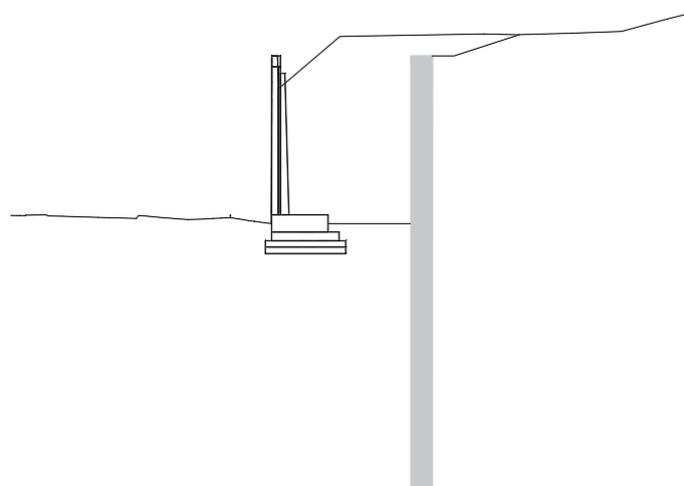
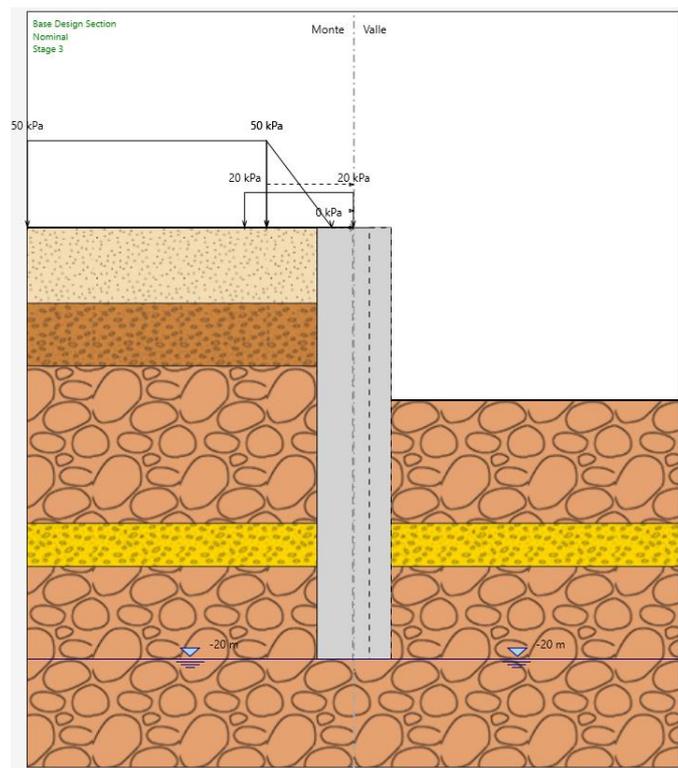


Figura 10-2: Confronto tra la sezione modellata (sopra) e quella reale (sotto)

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 a T di spessore 1.00m
Altezza totale paratia	H _{tot} = 20 m
Altezza libera paratia	H = 7.50 (+ 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

Tabella 10-1: 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.	$\gamma \left[\frac{kN}{m^3} \right]$	c [kPa]	ϕ [°]	E [MPa]	k ₀ [-]	k _{ah} [-]	k _{ph} [-]
G4 SL (da p.c. a -3.50 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 -3.50 a -6.40 m)	M1	19.6	0	34	45	0.441	0.235	6.062
	M2			29		0.525	0.299	4.175
G GC SL (da -6.40 a -13.70 m)	M1	20.1	0	32	53.5	0.470	0.256	5.283
	M2			27		0.636	0.323	3.742
SG/SL – G/GS (da -13.70 m a -15.70 m)	M1	18.5	0	33	35	0.455	0.245	5.655
	M2			28		0.539	0.312	3.950
G GC SL (da -15.70 m)	M1	19.6	0	34	45	0.441	0.256	5.283
	M2			29		0.525	0.323	3.742

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 10-2: Parametri geotecnici di calcolo

H [m]	Terreno	Gruppo coeff. parziali	Condizione	Categoria sottosuolo	α [-]	u_s [m]	β [-]	K_h [-]	K_{ahE} [-]	K_{phE} [-]
20	G4 SL	M1	SLV	C	0.74	0.100	0.391	0.0282	0.296	-
					1.00			0.0382	-	2.930
		M2	SLV		0.74	0.0282		0.368	-	
					1.00	0.0382		-	2.381	
	G1 BG – G2 GC	M1	SLV		0.74	0.100		0.0282	0.250	-
					1.00	0.0382		-	3.462	
		M2	SLV		0.74	0.100		0.0282	0.317	-
					1.00	0.0382		-	2.741	
	G GC SL	M1	SLV		0.74	0.100		0.0282	0.272	-
					1.00	0.0382		-	3.182	
		M2	SLV		0.74	0.100		0.0282	0.342	-
					1.00	0.0382		-	2.552	
	SG/SL – G/GS	M1	SLV		0.74	0.100		0.0282	0.261	-
					1.00	0.0382		-	3.318	
		M2	SLV		0.74	0.100		0.0282	0.329	-
					1.00	0.0382		-	2.644	
	G GC SL	M1	SLV		0.74	0.100		0.0282	0.272	-
					1.00	0.0382		-	3.182	
		M2	SLV		0.74	0.100		0.0282	0.342	-
					1.00	0.0382		-	2.552	

α = coefficiente di deformabilità (Figura 7.11.2 del DM 14/01/2008)
 u_s = spostamento ammissibile
 β = coefficiente di spostamento (Figura 7.11.3 del DM 14/01/2008)
 k_h = coefficiente sismico
 K_h = coefficiente di spinta sismico orizzontale
 K_{ahE} = coefficiente di spinta attiva orizzontale
 K_{phE} = coefficiente di resistenza passiva orizzontale

Tabella 10-3: Parametri per analisi sismica

Lo spostamento massimo ammissibile risulta essere pari a $0.005 \times 20 \text{ m} = 0.10 \text{ m}$.

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

SLV	ΔS
STR	2.00 kPa/m
GEO	2.30 kPa/m

Tabella 10-4: 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 -8.00 rispetto alla testa dell'opera;

FASE 3. Applicazione dell'azione sismica.

10.1.2 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi sono di seguito descritti in sintesi ed illustrati in maggior dettaglio nell'allegato pertinente (si veda §13).

10.1.2.1 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 2) e sismica (stage 3) in termini di deformata dell'opera e di percentuale di spinta passiva mobilitata.

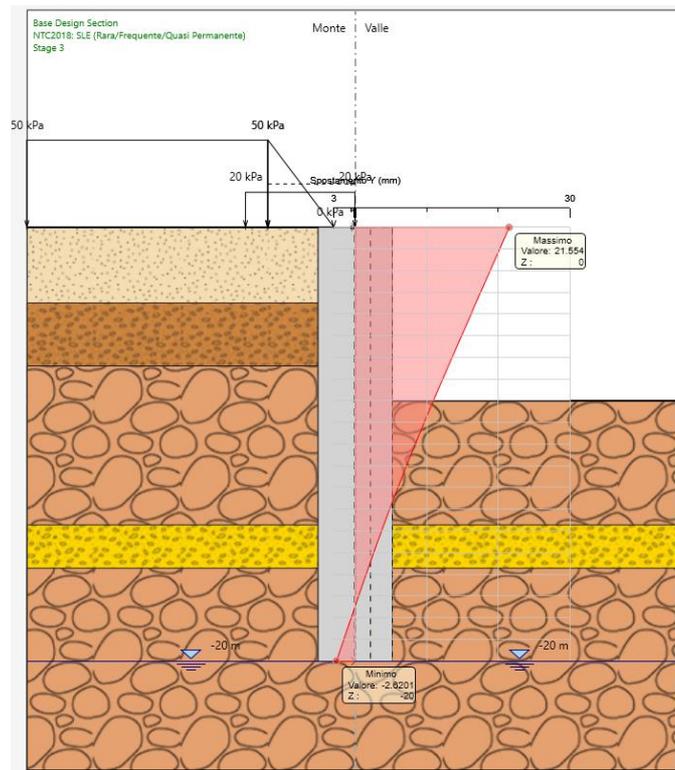


Figura 10-3: Risultati dell'analisi SLU-GEO: diagramma degli spostamenti

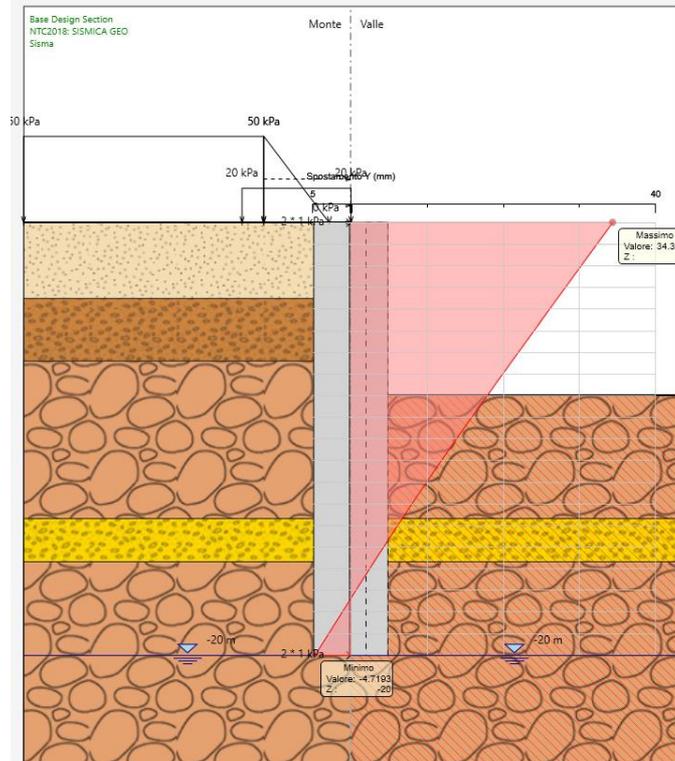


Figura 10-4: Risultati dell'analisi SLV-GEO: diagramma degli spostamenti

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

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

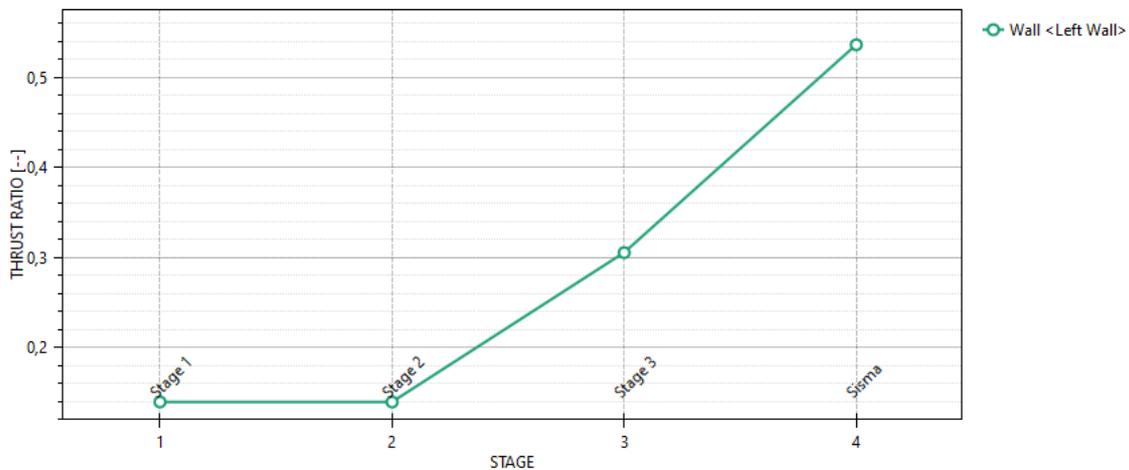


Figura 10-5: Risultati dell'analisi SLU-GEO: Riepilogo delle spinte: spinta reale Efficace/spinta passiva = 0,30

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: SISMICA GEO>

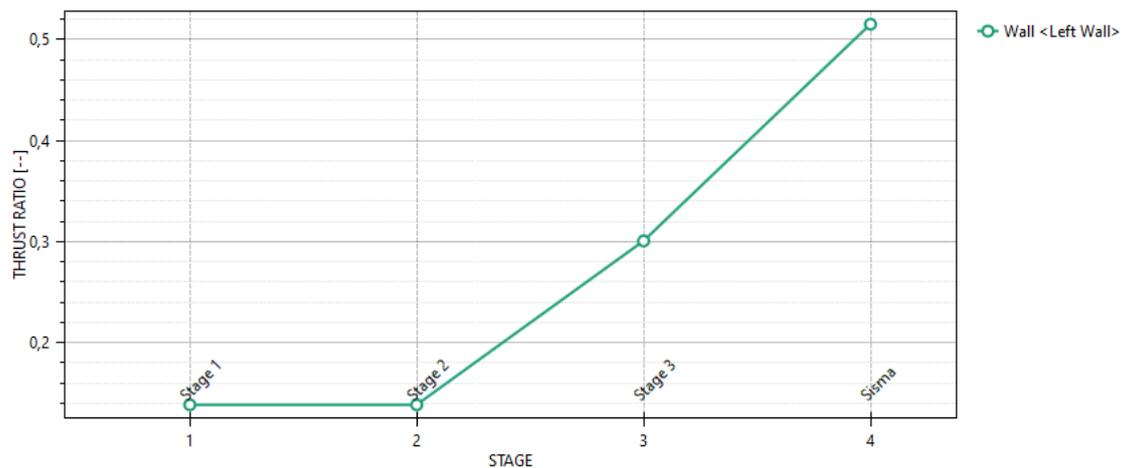


Figura 10-6: Risultati dell'analisi SLU-GEO: Riepilogo delle spinte: spinta reale efficace/spinta passiva = 0,52

La percentuale di spinta passiva mobilitata, per la paratia in esame, è pari al 30% in condizione statica e al 52% in condizione sismica.

10.1.2.2 Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno

Per le verifiche di stabilità ci si è avvalsi del software di calcolo SLIDE2 (Rocscience Inc.). Le verifiche sulla stabilità sono state condotte con il metodo dell'equilibrio limite implementato (nel software utilizzato) con la formulazione di Bishop. La stratigrafia di calcolo è quella riportata in Figura 61.

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. Le analisi

sono condotte mediante il metodo dell'equilibrio limite implementato (nel software utilizzato) con la formulazione di Bishop.

A monte della paratia è previsto un carico variabile pari a $Q_1 = 20$ kPa per simulare la presenza di eventuali mezzi di cantiere. Il coefficiente per i carichi variabili Q_1 in combinazione sismica (SLV) è preso uguale a 0,2. Il carico variabile in un modello SLV è, dunque calcolato $Q_1 = 0,2 \times 20$ kPa = 4 kPa.

Le azioni sismiche pseudo – statiche sono sintetizzate nella seguente tabella:

Categoria di sottosuolo	Parametri sismici				
	a_g [g]	a_{max} [g]	β [-]	k_H [-]	k_v [-]
C	0.065	0.098	0.391	0.0282	0

Tabella 10-5: Azione sismica adottata nel modello SLIDE2.

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. Al fine di cogliere l'effetto derivante dalla riduzione dei parametri geotecnici di resistenza, secondo i coefficienti del gruppo M2, nel prospetto che segue sono riportati anche i risultati dell'analisi condotta con i valori caratteristici dei parametri geotecnici e delle azioni.

Combinazione	Formulazione Bishop
"Caratteristica"	3.641
"A2M2"	3.247
"SLV"	3.326

Tabella 10-6: Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità globale.

Nella figura di seguito riportata è rappresentata la superficie critica di scorrimento per le combinazioni analizzate.

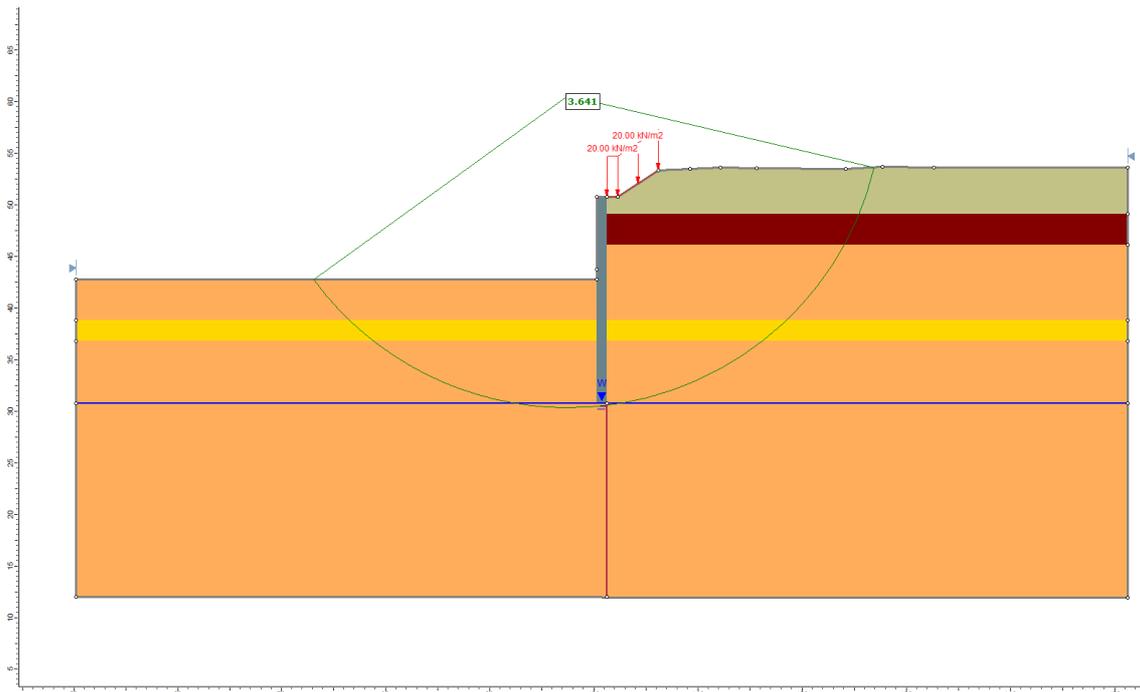


Figura 10-7: Modello di calcolo e superficie di scorrimento critica comb. “Caratteristica”.

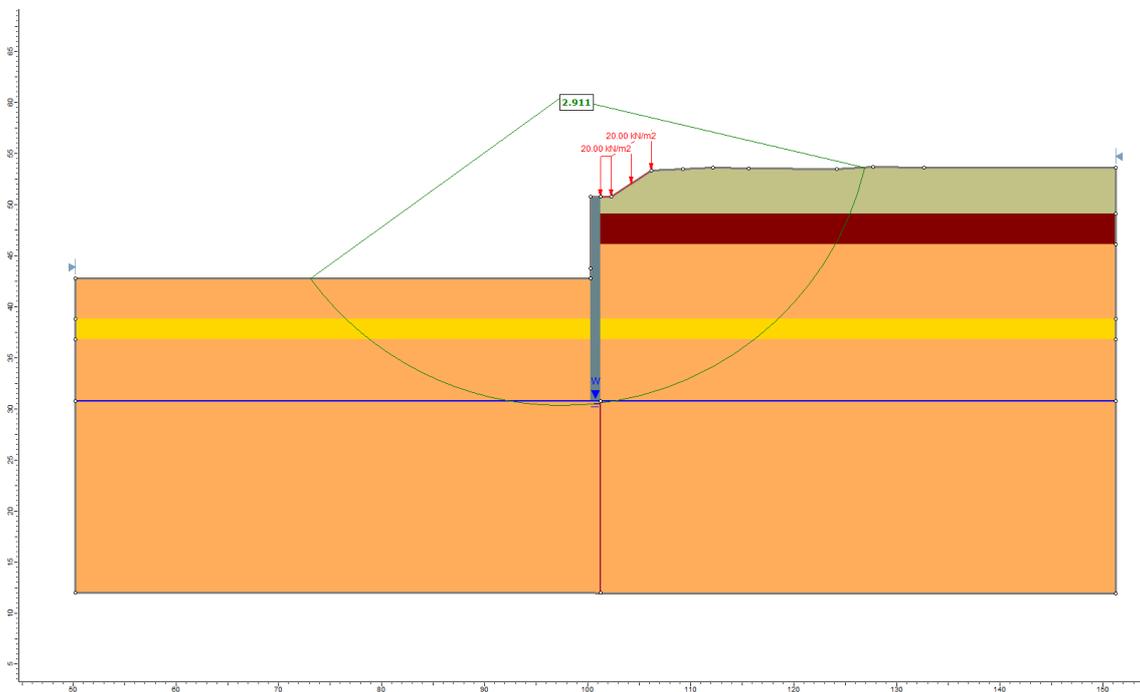


Tabella 10-7: Modello di calcolo e superficie di scorrimento critica comb. “A2M2”.

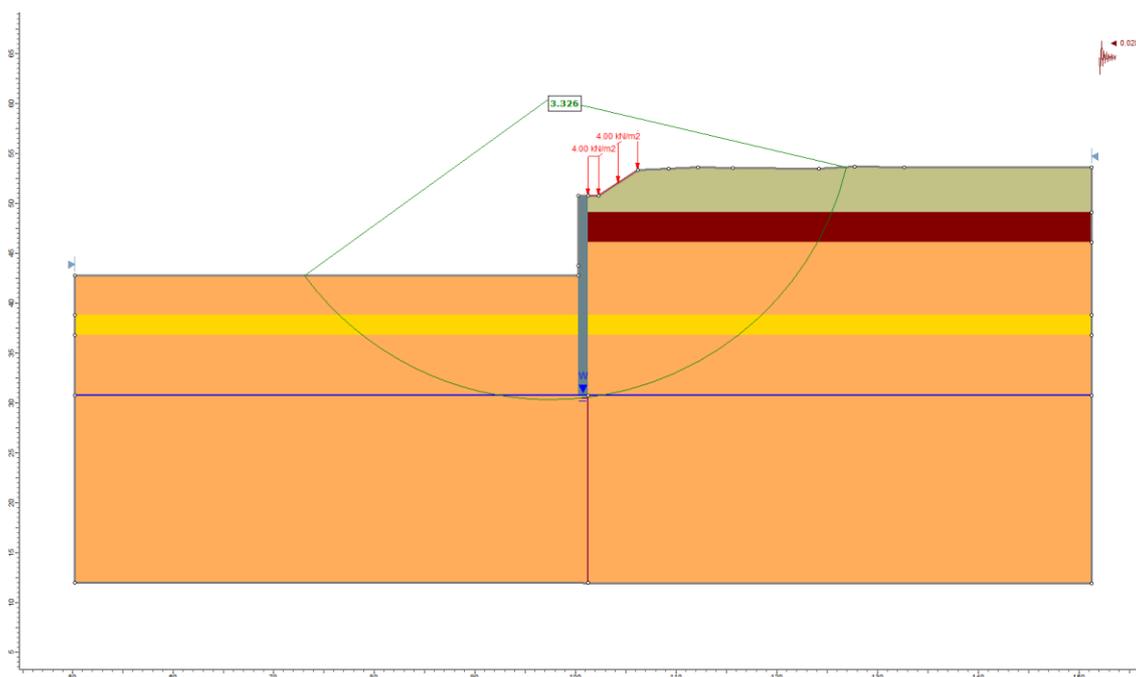


Figura 10-8: Modello di calcolo e superficie di scorrimento critica comb. "SLV".

10.1.2.3 Verifiche SLE/SLU/SLV STR

Azioni interne

Nei prospetti che seguono, per le combinazioni STR SLE, SLU e SLV, si riportano gli involuipi degli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione sui pali 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	1084	215
SLU	Momento/Taglio	1447	285
SLV	Momento/Taglio	1372	295

Tabella 10-8: Sollecitazioni allo SLE, SLU e SLV

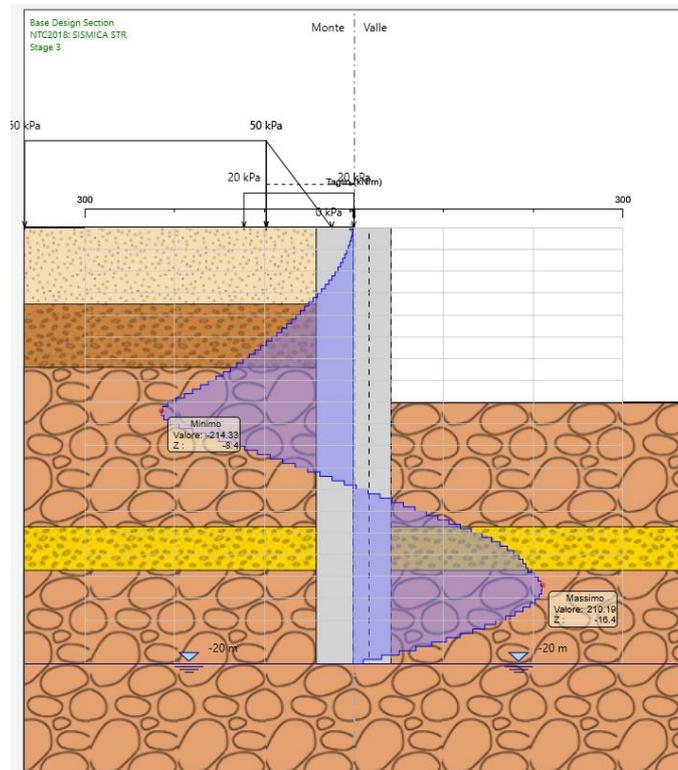
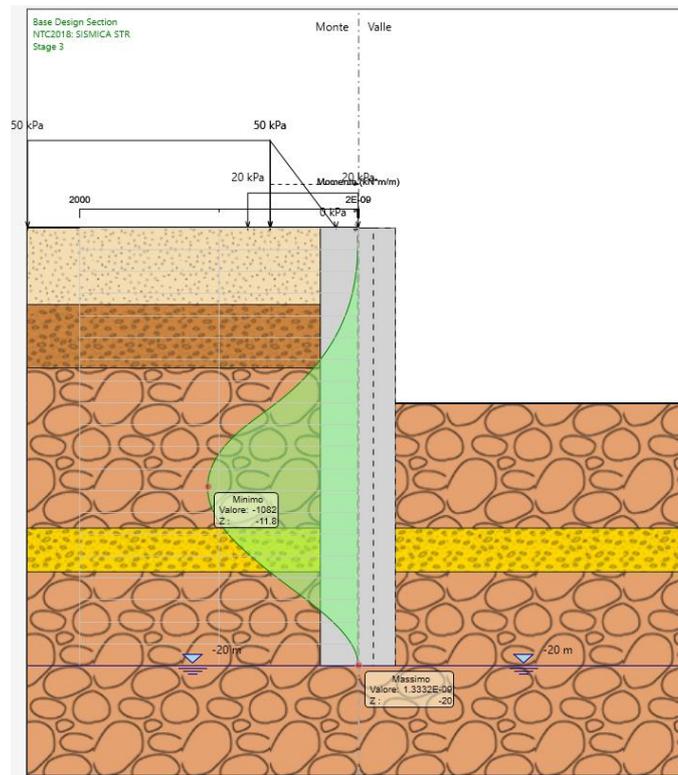


Figura 10-9: Risultati dell'analisi SLU-STR: Caratteristiche della sollecitazione

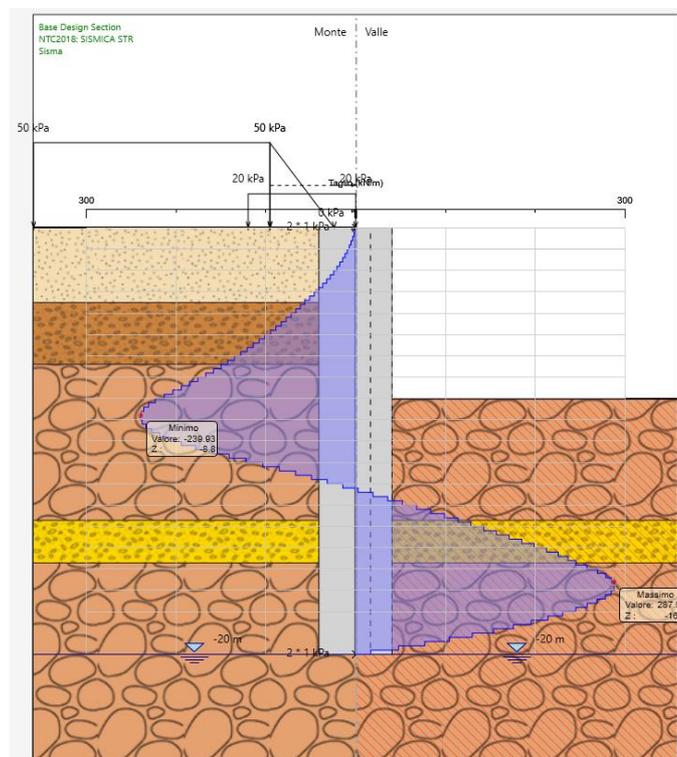
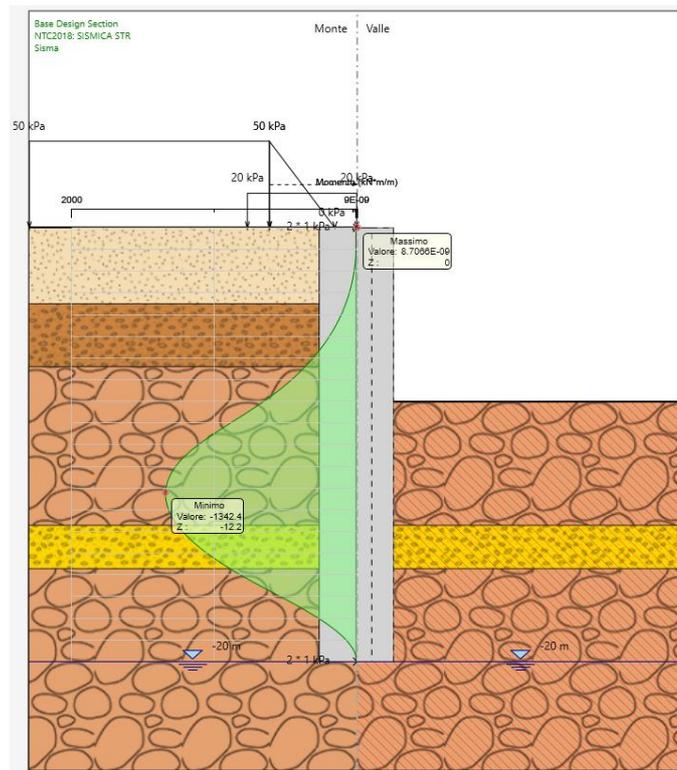


Figura 10-10: Risultati dell'analisi SLV-STR: Caratteristiche della sollecitazione

Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza allo SLU e le verifiche di fessurazione e tensionali allo SLE per i diaframmi a T.

La sezione tipo di tali diaframmi è armata come segue:

- armatura longitudinale sul lato terreno: (6+6) ϕ 24
- armatura longitudinale sul lato strada: (14+14) ϕ 24
- 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.

CALCOLO NTC 2018
Diaframma a T

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Cs = copriferro delle staffe
(*) dati opzionali

SEZ.	B compr. cm	B anima (*) cm	B tesa (*) cm	H cm	Cs cm	d (*) cm	Acciaio	Descrizione
1	100.0			340.0	7.5	327.5	1	
2								
3								
4								
5								
6								
7								
8								
9								
10								

CALCESTRUZZO

C 35 / 45

fck	Mpa = 45.00	resistenza caratteristica cubica
fc	Mpa = 35.00	resistenza caratteristica cilindrica
ffd	Mpa = 19.83	resistenza di calcolo cilindrica
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
fctd	Mpa = 1.50	resistenza di calcolo a trazione
fc es.	Mpa = 15.75	Max. tensione esercizio = 0.45 x fck
fyd	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)

n = 15 Coeff. omogeneizzazione 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

SEZ.	Z m	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)			
		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	2'602	0	3'473	0	708	1	12	24	54.29	6	24	27.14	14	20	2	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	327.50	10.10		-1.25	16.97	-17.62	SI	0.04	6'837	0	1.97	12.10	15.39	14'615	1'775	1'775	SI
2																	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	

Positive sollecitazioni σ_{cls} - σ_f - $\sigma'f$ di trazione
X nullo sezione interamente reagente $\sigma_{cls} < f_{ct} < f_{ct} \text{ fes}$ (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 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													
2													
3													
4													
5													
6													
7													
8													
9													
10													

$W_{kamm} = 0.20$ 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)

La verifica strutturale di una sezione a T di tali dimensioni ha obbligato a considerazioni circa la larghezza efficace della stessa. In accordo al paragrafo 5.3.2.1 dell'Eurocodice 2 si è determinata la larghezza efficace della sezione:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b$$

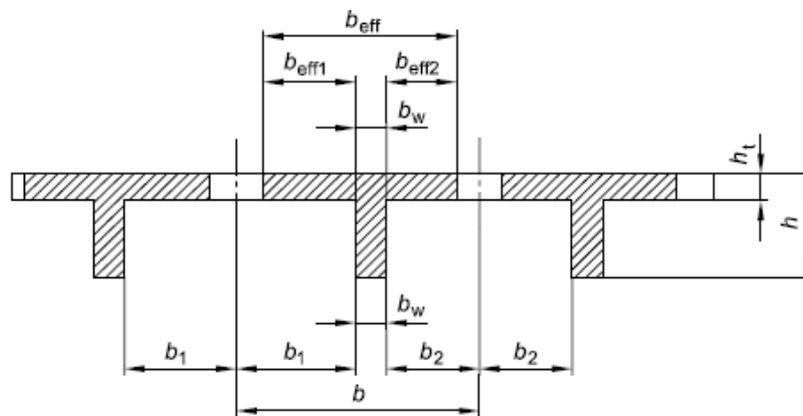
con

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0$$

e

$$b_{\text{eff},i} \leq b_i$$

figura 5.3 Parametri per la larghezza efficace dell'ala



Nel caso specifico utilizzando come lunghezza $l_0 = 20\text{m}$, per una geometria della sezione a T composta da due diaframmi da 2.4m e larghezza 1m, si ottiene una $b_{\text{eff}} = 2.4\text{m}$.

Il momento massimo allo SLU risulta pari a 1447 kNm/m, dunque risulta essere $M_{sd} = 1447 \cdot 2.4 = 3472.8 \text{ kNm}$, mentre il taglio agente è pari a $V_{sd} = 684 \text{ kN}$.

Nel calcolo dell'area di armatura minima per verificare la fessurazione si adotta un diametro massimo dell'armatura pari a $\phi 24$ con tensione dell'acciaio fissata a 170 MPa:

$$A_{s,\text{min}} \sigma_s = k_c k f_{ct,\text{eff}} A_{ct} \quad (7.1)$$

Conseguentemente alla forma, alle dimensioni e alle sollecitazioni della sezione a T, si è proceduto alla verifica dell'azione tagliante tra anima e piattabanda.

Nella verifica condotta in accordo al 6.2.4 dell'Eurocodice 2, si considera per la resistenza a taglio un sistema di puntoni compressi combinati con bielle tese costituite da armature.

La tensione longitudinale risulta pari a:

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \Delta x) \quad (6.20)$$

dove:

h_f è lo spessore della piattabanda lungo la connessione;

Δx è la lunghezza in considerazione, vedere figura 6.7;

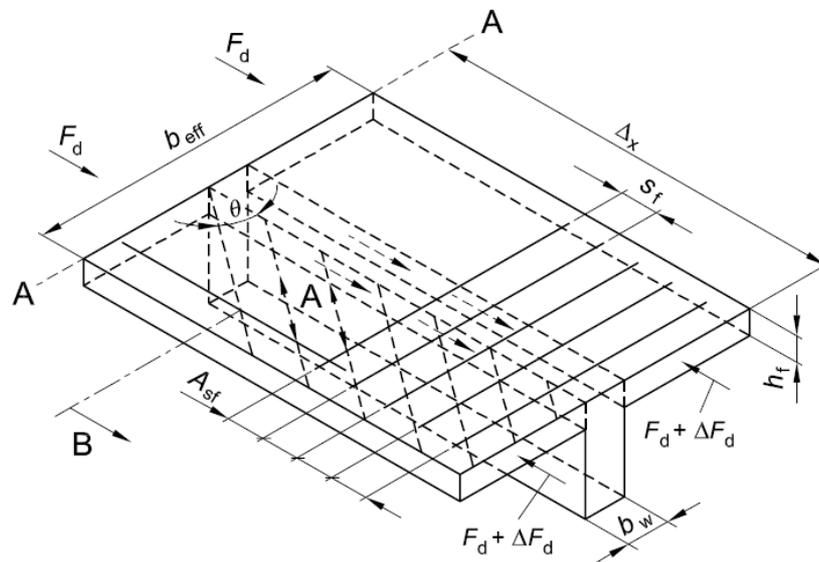
ΔF_d è la variazione della forza normale nella piattabanda sulla lunghezza Δx .

figura 6.7 Notazioni per il collegamento tra piattabanda e anima

Legenda

A Puntoni compressi

B Barra longitudinale ancorata al di là del punto ottenuto per costruzione [vedere punto 6.2.4 (7)]



L'armatura trasversale per unità di lunghezza A_{sf}/s_f è calcolata come:

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) \geq v_{Ed} h_f / \cot \theta_f \quad (6.21)$$

Per prevenire la rottura dei puntoni compressi nella piattabanda, si raccomanda di soddisfare la seguente condizione:

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (6.22)$$

L'intervallo di valori ammesso per $\cot \theta_f$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. In assenza di calcoli più rigorosi, i valori raccomandati sono:

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$ per piattabande compresse ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$)

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ per piattabande tese ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$)

Considerando la variazione della forza normale nella piattabanda abbiamo un valore della tensione massimo pari a:

$$v_{Ed} = 0.228 \text{ MPa/m}$$

È necessario, dunque, predisporre un'armatura minima trasversale, adottando una spaziatura di 250 mm pari a:

$$A_{sf} = 145 \text{ mm}^2$$

Si predispongono quindi dei ferri diametro 14 avendo area pari a 154 mm².

Per la verifica a taglio dell'anima, considerando un taglio agente pari a 708 kN, si considerano staffe passo 250mm e diametro 14mm.

11 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA PARATIA DI SOSTEGNO

11.1 SEZIONE DI CALCOLO

La sezione oggetto di studio è posta alla progressiva km 5+285 (si veda Figura 10-1).

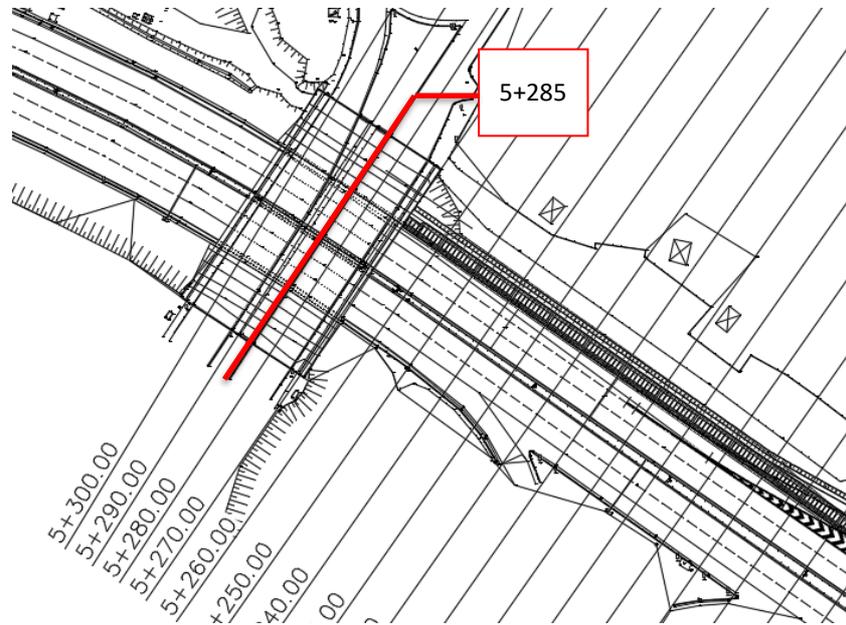


Figura 11-1: Confronto tra la sezione modellata (sopra) e quella reale (sotto)

11.1.1 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

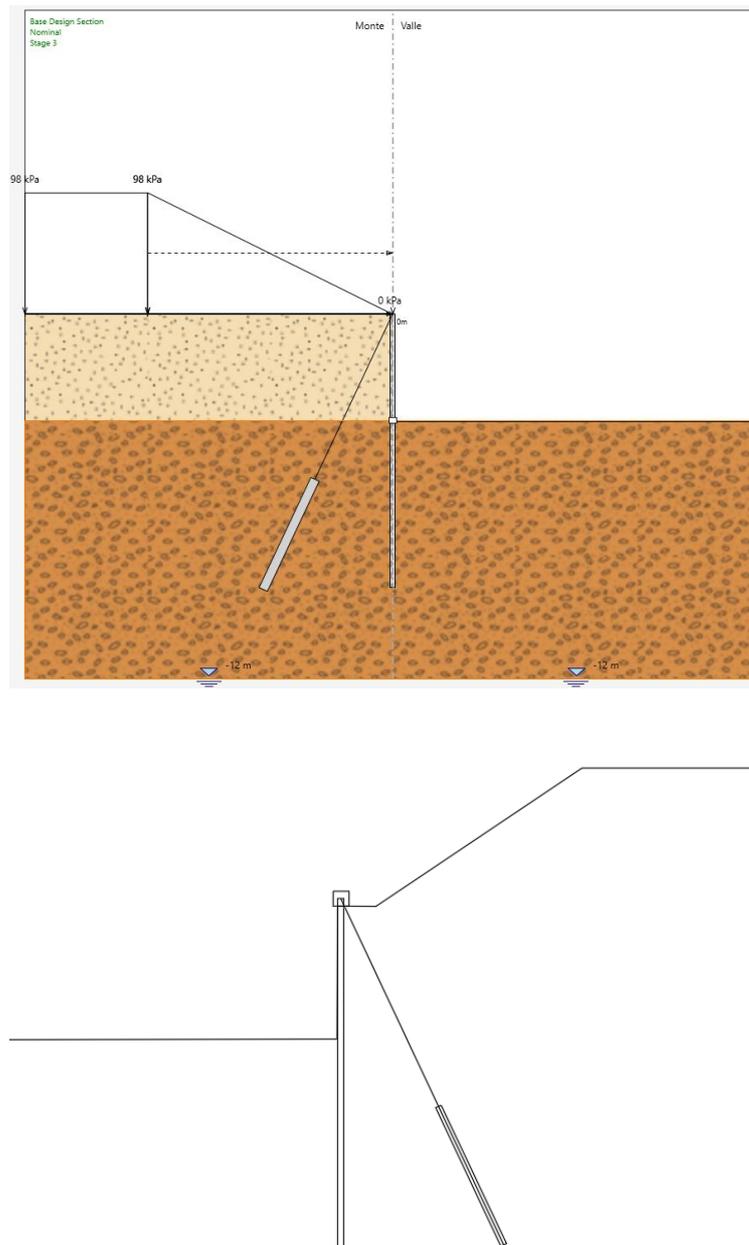


Figura 11-2: Confronto tra la sezione modellata (sopra) e quella reale (sotto)

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 micropali di diametro $\varnothing = 88.9$ mm e spessore 6.3mm, posti ad interasse $i = 0.3$ m; diametro di perforazione $\varnothing = 160$ mm ed inghisaggio con calcestruzzo C25/30
Cavallotto in testa	Cavallotti diametro $\varnothing = 88.9$ mm e spessore 6.3 mm, posti ad interasse $i = 3.00$ m; diametro di perforazione $\varnothing = 160$ mm Inclinazione 65° dal p.o. $L_{tot} = L_{lib} + L_{anc} = 6 \text{ m} + 4 \text{ m} = 10 \text{ m}$
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 9 \text{ m}$
Altezza libera paratia	$H = 3.18 (+ 0.32\text{m, si veda §9.3})$
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	$q_1 = 20 \text{ kPa}$ mezzi di cantiere

Tabella 11-1: 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.	$\gamma \left[\frac{kN}{m^3} \right]$	$c \text{ [kPa]}$	$\varphi \text{ [}^\circ\text{]}$	$E \text{ [MPa]}$	$E'_{ur} \text{ [MPa]}$	$k_0 \text{ [-]}$	$k_{ah} \text{ [-]}$	$k_{ph} \text{ [-]}$
G4 SL (da p.c. a -3.50 m)	M1	18.7	0	30	13	39	0.500	0.279	4.633
	M2			25			0.581	0.349	3.372
G1 BG – G2 GC (da -3.50 a -6.40 m)	M1	19.6	0	34	45	135	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 11-2: Parametri geotecnici di calcolo.

H [m]	Terreno	Gruppo coeff. parziali	Condizione	Categoria sottosuolo	$\alpha \text{ [-]}$	$u_s \text{ [m]}$	$\beta \text{ [-]}$	$K_h \text{ [-]}$	$K_{ahE} \text{ [-]}$	$K_{phE} \text{ [-]}$
9	G4 SL	M1	SLV	C	0.98	0.045	0.500	0.048	0.308	-
					1.00			0.049	-	2.910
		M2	SLV		0.98	0.045		0.048	0.382	-
					1.00			0.049	-	2.362
	G1 BG – G2 GC	M1	SLV		0.98	0,045		0.048	0.261	-
					1.00			0.049	-	3.439
		M2	SLV		0.98	0,045		0.048	0.330	-
					1.00			0.049	-	2.721

α = coefficiente di deformabilità (Figura 7.11.2 del DM 14/01/2008)
 u_s = spostamento ammissibile
 β = coefficiente di spostamento (Figura 7.11.3 del DM 14/01/2008)
 k_h = coefficiente sismico
 K_h = coefficiente di spinta sismico orizzontale
 K_{ahE} = coefficiente di spinta attiva orizzontale
 K_{phE} = coefficiente di resistenza passiva orizzontale

Tabella 11-3: Parametri per analisi sismica

Lo spostamento massimo ammissibile risulta essere pari a $0.005 \times 9 \text{ m} = 0.045 \text{ m}$.

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

SLV	ΔS
STR	2.34 kPa/m
GEO	2.69 kPa/m

Tabella 11-4: 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 -0.50 m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 3. Installazione cavallotto;
- FASE 4. Scavo fino a fondo scavo -3.50 m rispetto alla testa dell'opera;
- FASE 5. Applicazione dell'azione sismica.

11.1.2 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi sono di seguito descritti in sintesi ed illustrati in maggior dettaglio nell'allegato pertinente (si veda §13).

11.1.2.1 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 4) e sismica (stage 5) in termini di deformata dell'opera e di percentuale di spinta passiva mobilitata.

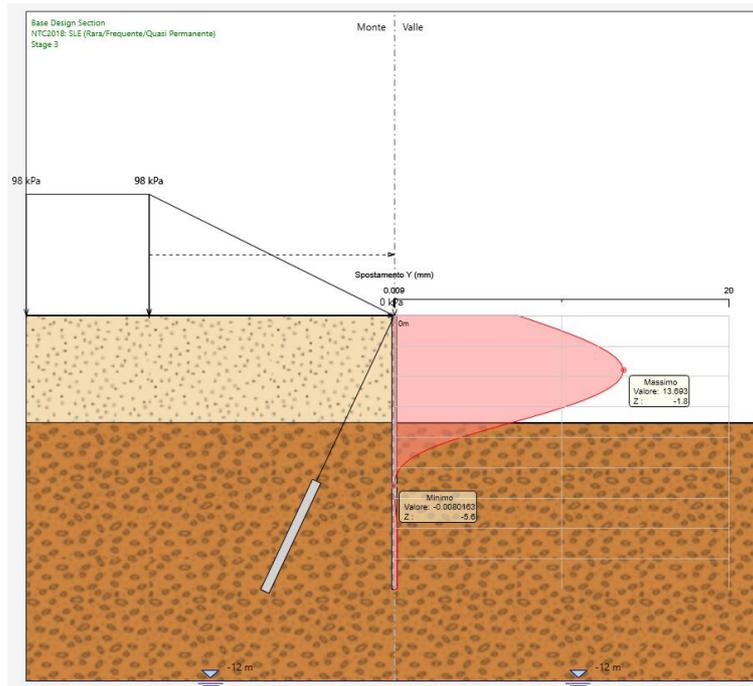


Figura 11-3: Risultati dell'analisi SLU-GEO: diagramma degli spostamenti

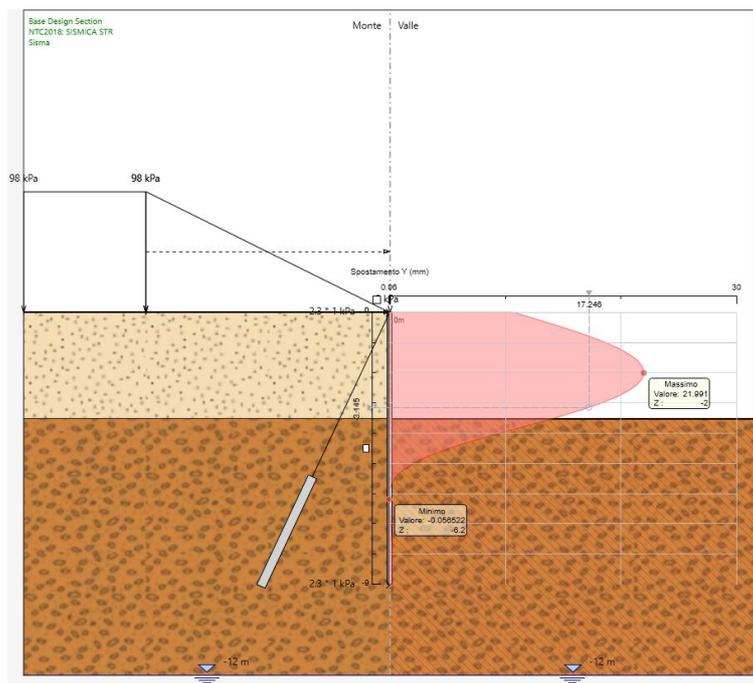


Figura 11-4: Risultati dell'analisi SLV-GEO: diagramma degli spostamenti

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

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

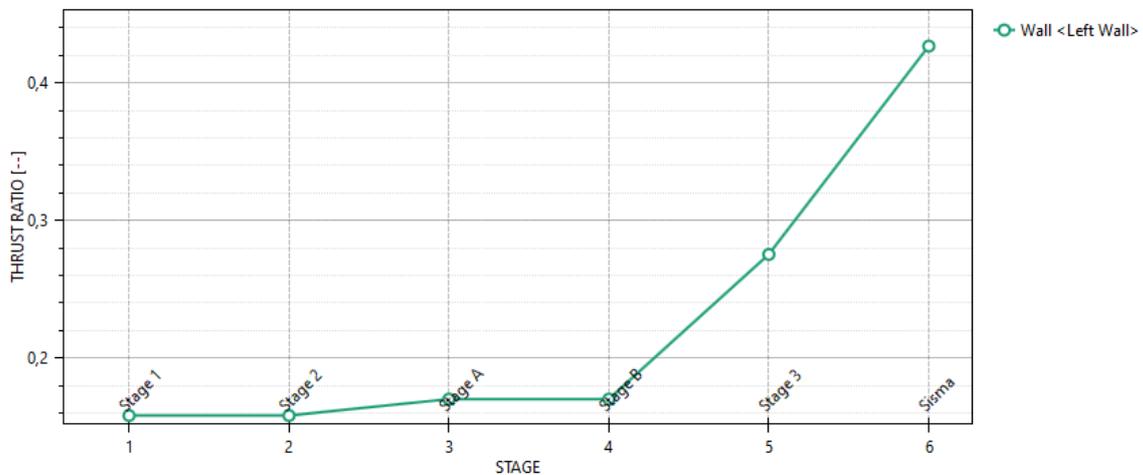


Figura 11-5: Risultati dell'analisi SLU-GEO: Riepilogo delle spinte: spinta reale Efficace/spinta passiva = 0,28

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: SISMICA GEO>

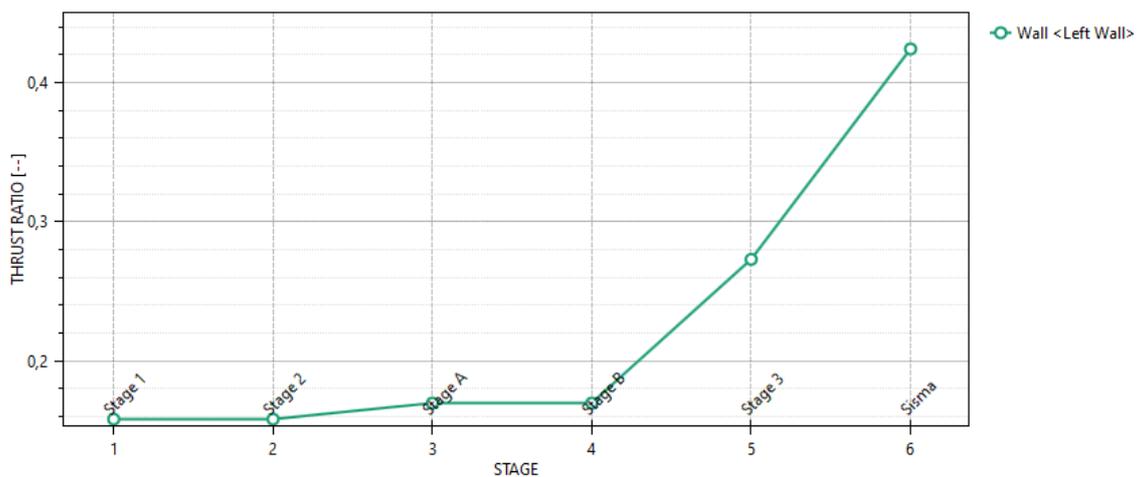


Figura 11-6: Risultati dell'analisi SLU-GEO: Riepilogo delle spinte: spinta reale efficace/spinta passiva = 0,42

La percentuale di spinta passiva mobilitata, per la paratia in esame, è pari al 28% in condizione statica e al 42% in condizione sismica.

11.1.2.2 Verifica stabilità globale del sistema opera – terreno

Per le verifiche di stabilità ci si è avvalsi del software di calcolo SLIDE2 (Rocscience Inc.). Le verifiche sulla stabilità sono state condotte con il metodo dell'equilibrio limite implementato (nel software utilizzato) con la formulazione di Bishop. La stratigrafia di calcolo è quella riportata in Figura 61.

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. Le analisi

sono condotte mediante il metodo dell'equilibrio limite implementato (nel software utilizzato) con la formulazione di Bishop.

A monte della paratia è previsto un carico variabile pari a $Q_1 = 20$ kPa per simulare la presenza di eventuali mezzi di cantiere. Il coefficiente per i carichi variabili Q_1 in combinazione sismica (SLV) è preso uguale a 0,2. Il carico variabile in un modello SLV è, dunque calcolato $Q_1 = 0,2 \times 20$ kPa = 4 kPa.

Le azioni sismiche pseudo – statiche sono sintetizzate nella seguente tabella:

Categoria di sottosuolo	Parametri sismici				
	a_g [g]	a_{max} [g]	β [-]	k_H [-]	k_v [-]
C	0.065	0.098	0.500	0.048	0

Tabella 11-5: Azione sismica adottata nel modello SLIDE2.

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. Al fine di cogliere l'effetto derivante dalla riduzione dei parametri geotecnici di resistenza, secondo i coefficienti del gruppo M2, nel prospetto che segue sono riportati anche i risultati dell'analisi condotta con i valori caratteristici dei parametri geotecnici e delle azioni.

Combinazione	Formulazione Bishop
"Caratteristica"	3.091
"A2M2"	2.474
"SLV"	2.739

Tabella 11-6: Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità globale.

Nella figura di seguito riportata è rappresentata la superficie critica di scorrimento per le combinazioni analizzate.

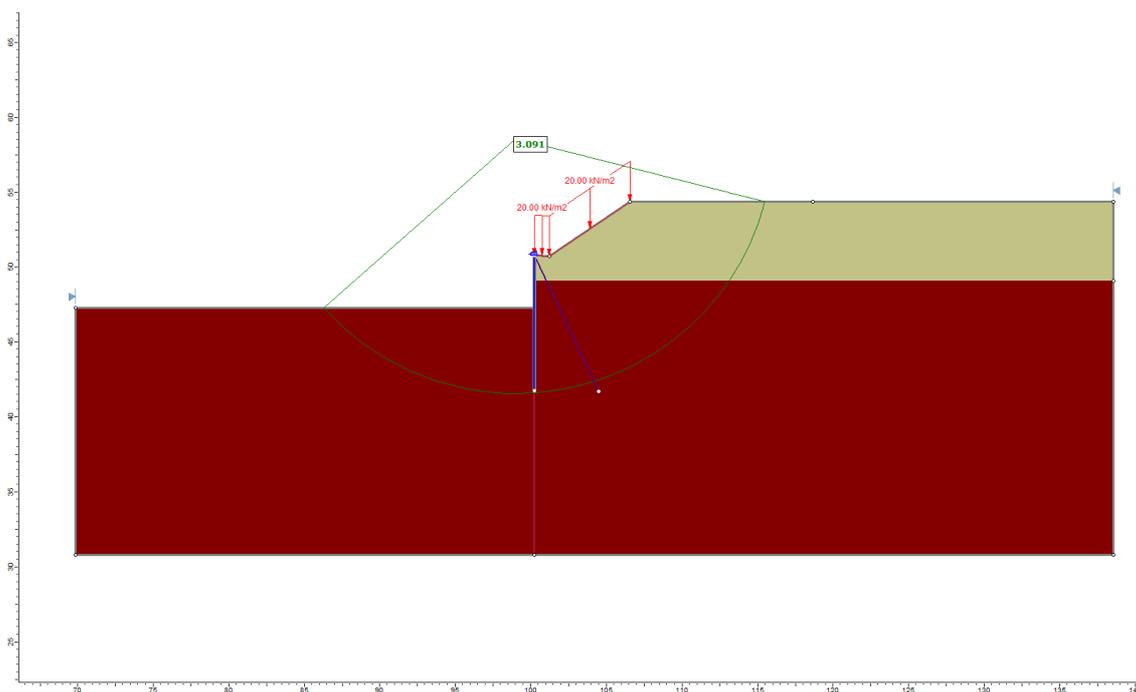


Figura 11-7: Modello di calcolo e superficie di scorrimento critica comb. "Caratteristica".

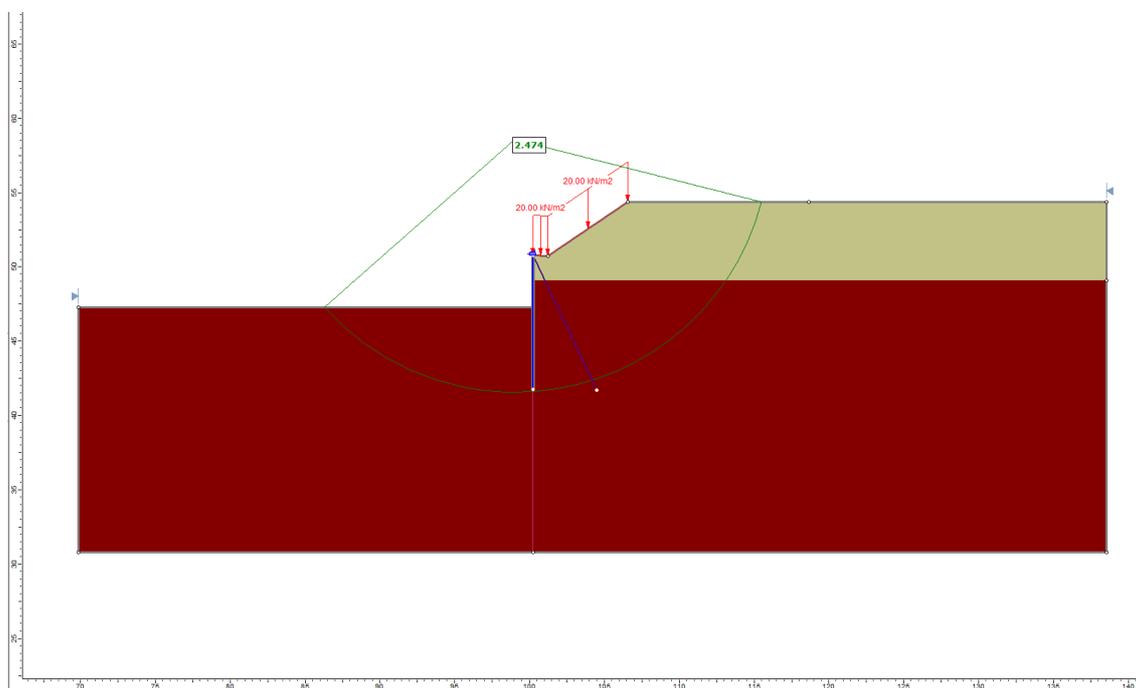


Tabella 11-7: Modello di calcolo e superficie di scorrimento critica comb. "A2M2".

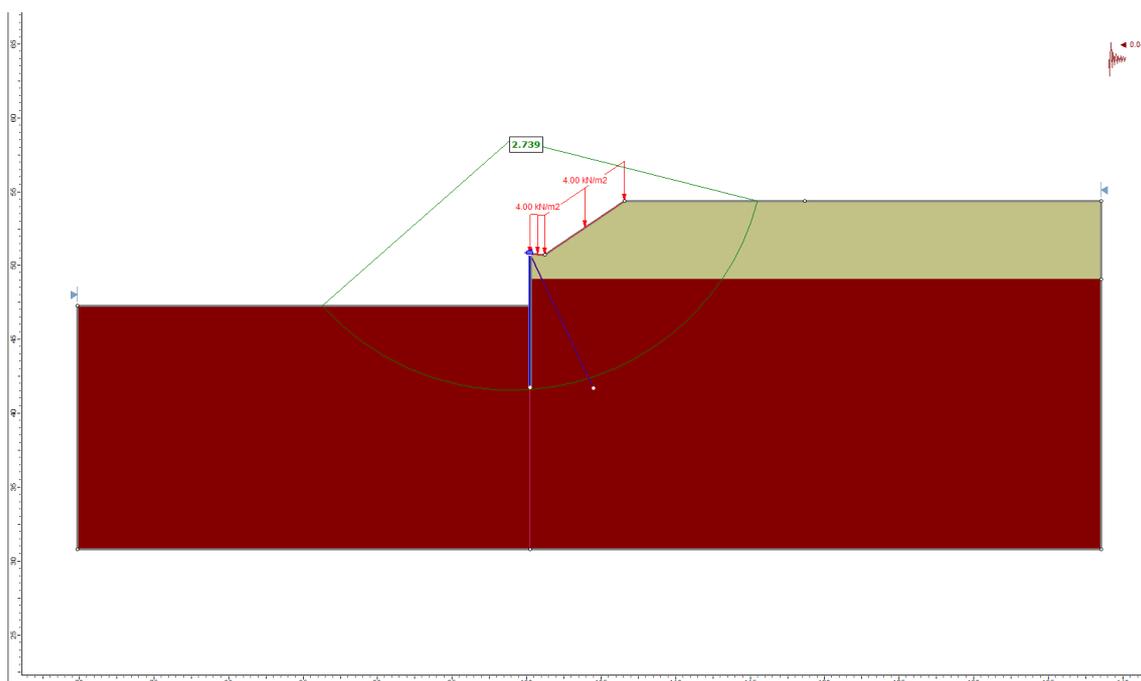


Figura 11-8: Modello di calcolo e superficie di scorrimento critica comb. "SLV".

11.1.2.3 Verifiche SLE/SLU/SLV STR

Azioni interne

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

<i>Combinazione</i>	<i>Sollecitazione massima</i>	<i>Msd [kNm/m]</i>	<i>Tsd [kN/m]</i>
SLE	Momento/Taglio	20	30
SLU	Momento/Taglio	26	38
SLV	Momento/Taglio	29	33

Tabella 11-8: Sollecitazioni allo SLE, SLU e SLV

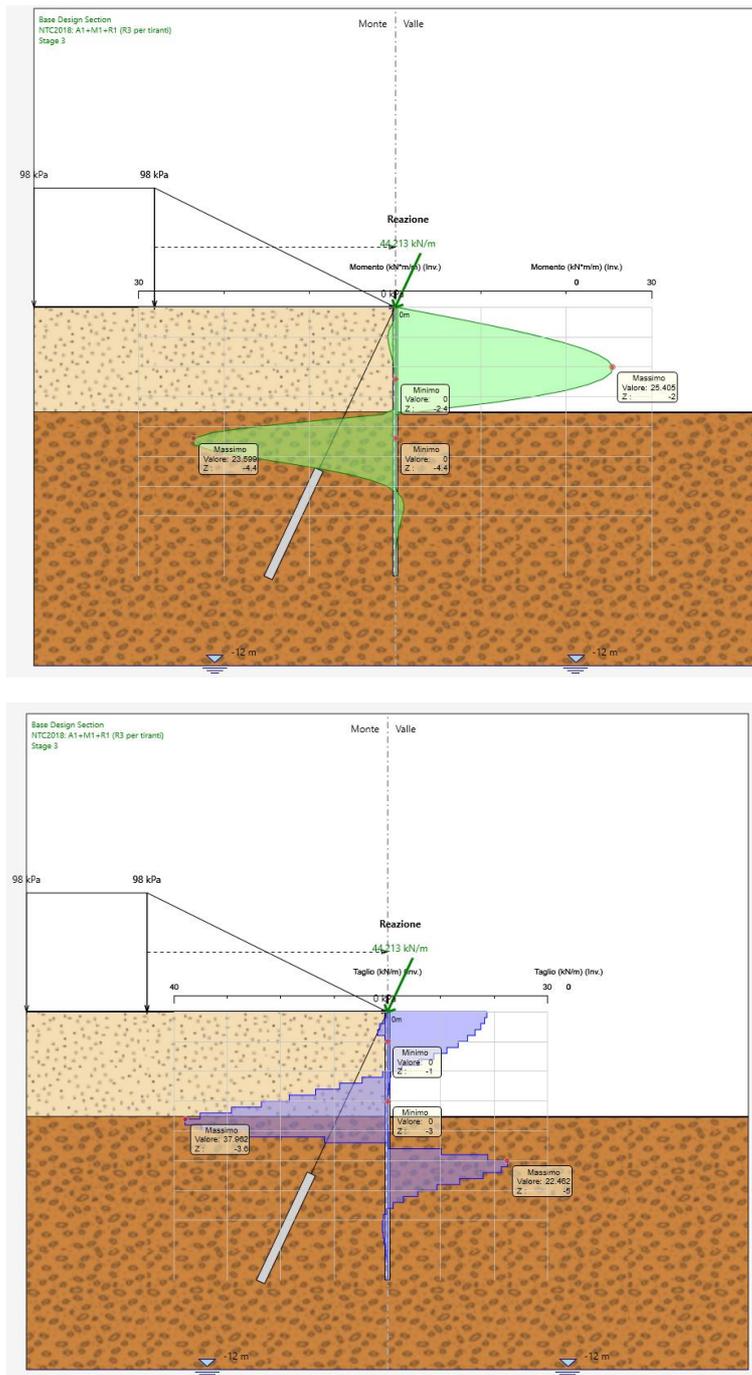


Figura 11-9: Risultati dell'analisi SLU-STR: Caratteristiche della sollecitazione

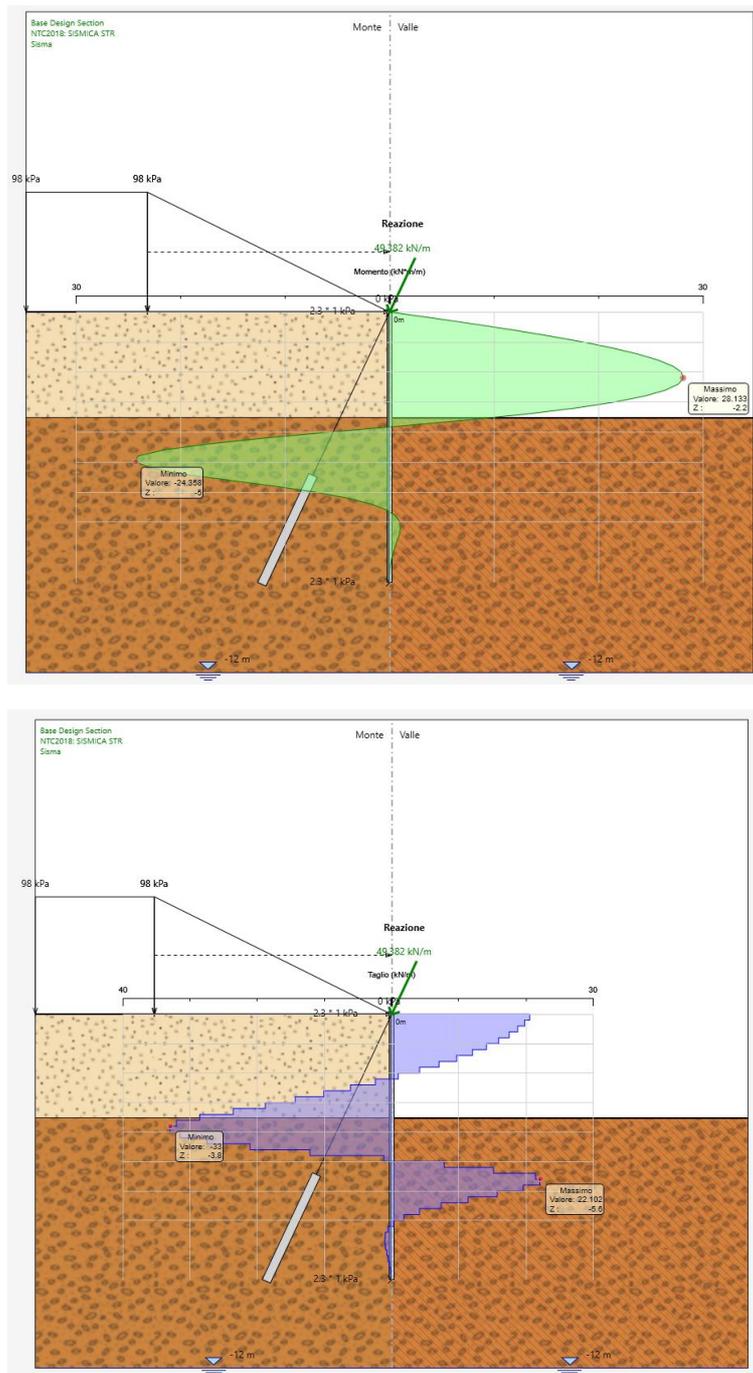


Figura 11-10: Risultati dell'analisi SLV-STR: Caratteristiche della sollecitazione

Verifiche strutturali

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.

La verifica dell'elemento micropalo ha analizzato la seguente sezione:

CHS 88.9x6

▲ Geometry			
Diameter	d	88.9	mm
Thickness	t	6.0	mm

▲ Sectional Area			
Sectional area	A	15.60	cm ²

▲ Bending			
Area moment of inertia about y-axis	I_y	135.00	cm ⁴
Polar area moment of inertia	I_p	270.00	cm ⁴
Radius of gyration about y-axis	i_y	29.4	mm
Polar radius of gyration	i_p	41.6	mm
Statical moment of area about y-axis	S_y^{\max}	10.12	cm ³
Elastic section modulus about y-axis	W_y	30.40	cm ³

CHS 88.9x6

- --
- Macsteel

Le azioni sollecitanti risultano le seguenti:

$$M_{Sd} = 28.13 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed} = 33 \text{ kN/m}$$

Di seguito si riporta la verifica strutturale dei micropali:

Material		
f_{yd}	355 MPa	
Geometry		
BENDING		
Corrosion	0	mm
D_{Ext}	89	mm
t	6,00	mm
D_{int}	77	mm
A	1563	mm ²
A_v	995	mm ²
I	1349410	mm ⁴
W_{el}	30358	mm ³
W_{pl}	41306	mm ³
Spacing	300	mm
M_{sd}	28	kNm/m
σ_{el}	278	MPa
V_{ed}	33	kN/m
τ_{el}	10	MPa
f_{yd}	338	MPa
V_{rd}	194	kN
$M_{rd,pl}$	47	kNm
$M_{rd,eff}$	46,55	kNm
U.C.		
M	<u>1,65</u>	
V	<u>5,88</u>	

Per quanto riguarda la verifica della trave di coronamento, la quale ha il compito di ridistribuire le spinte della paratia di micropali trasferendo il carico al tirante che costituisce in fase di calcolo un punto fisso, si è previsto un modello di verifica con comportamento iperstatico come trave su più appoggi soggetta a un carico uniformemente distribuito pari al tiro derivante dall'analisi geotecnica della paratia stessa.

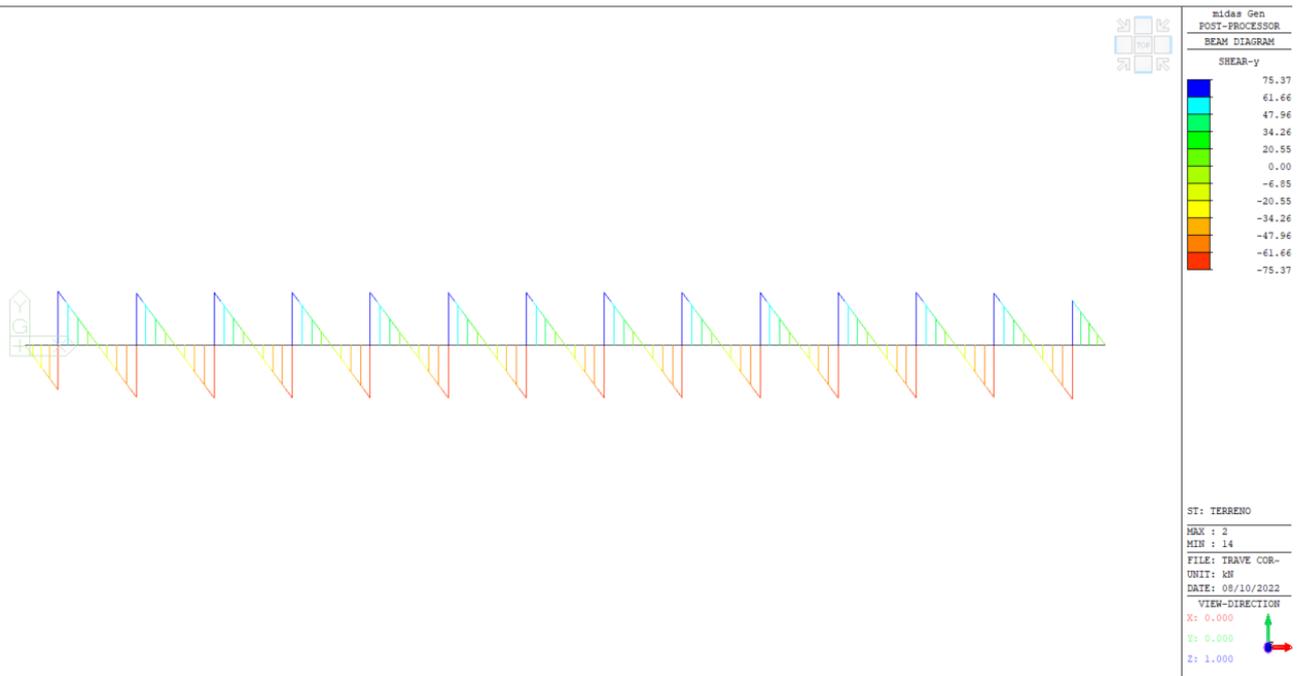
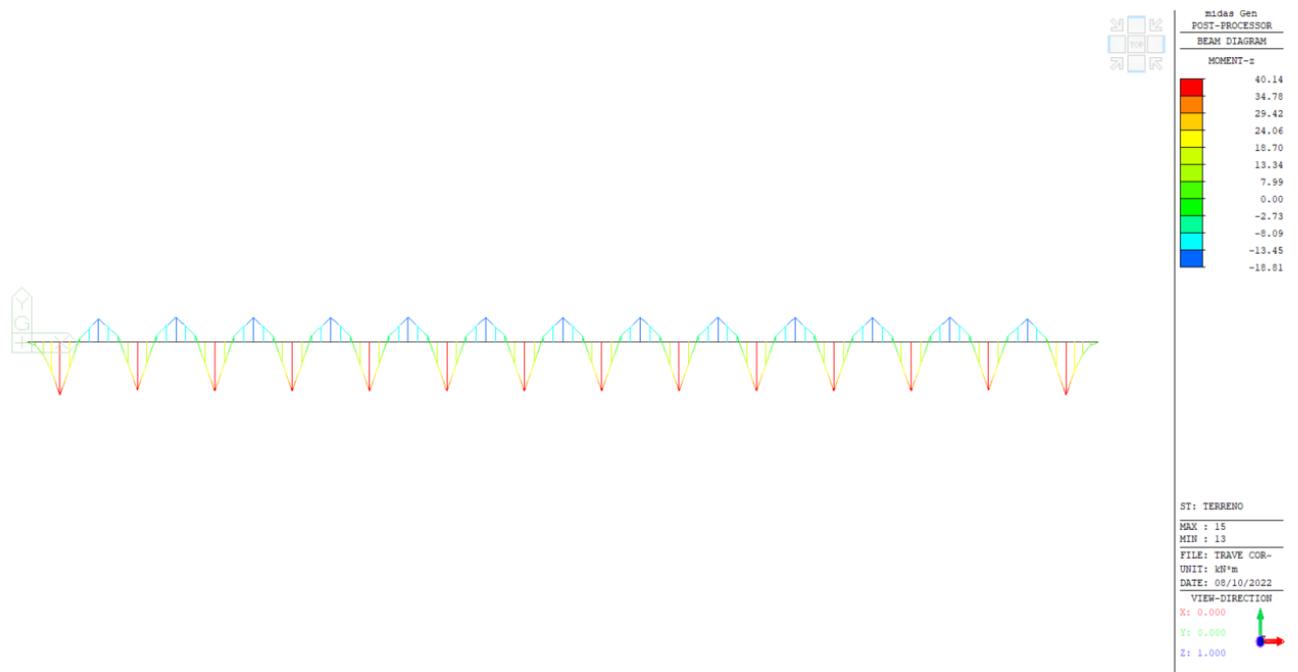
Il valore allo SLU è pari a 49.382 kN/m.

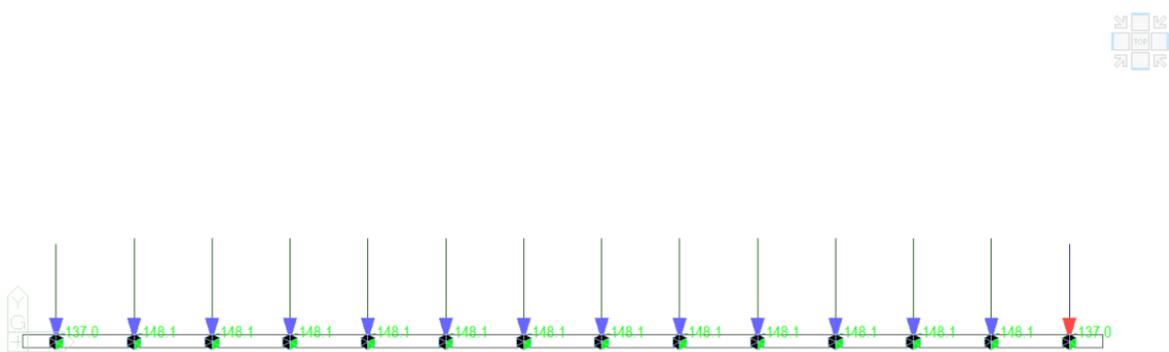
La trave di coronamento ha dimensioni pari ad una larghezza in pianta di 40cm ed altezza pari a 35cm; considerando la zona inclinata nelle verifiche si considera una sezione reagente pari a 25cm x 40cm.

Le azioni sollecitanti la trave risultano dunque:

$$M_{sd} = 40.14 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 75.37 \text{ kN}$$





midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Y
MIN. REACTION
NODE= 3
FY: -148.15
MAX. REACTION
NODE= 15
FY: -137.04

ST: TERRENO
MAX : 15
MIN : 3
FILE: TRAVE COR-
UNIT: kN
DATE: 05/10/2022
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 0.000
Z: 1.000

CALCOLO NTC 2018																	
Trave coronamento palificata																	
GEOMETRIA DELLA SEZIONE										CALCESTRUZZO C 35 / 45							
SEZ.	B compr. cm	B anima (*) cm	B tesa (*) cm	H cm	Cs cm	d (*) cm	Acciaio	Descrizione	fok cub. Mpa =	resistenza caratteristica cubica	fck Mpa =	resistenza caratteristica cilindrica	fcd Mpa =	resistenza di calcolo cilindrica			
1	25.0			40.0	4.0		1		45.00	resistenza caratteristica cubica	35.00	resistenza caratteristica cilindrica	19.83	resistenza di calcolo cilindrica			
2									3.21	resistenza media a trazione	0.64	res. trazione fessuraz. =	0.20	x fctm			
3									2.25	resistenza caratteristica a trazione	2.25	resistenza caratteristica a trazione					
4									1.50	resistenza di calcolo a trazione	1.50	resistenza di calcolo a trazione					
5									15.75	Max. tensione esercizio =	0.45	x fck					
6									3.37	tensione di aderenza per $\phi \leq 32$ mm							
7									34'077	modulo elastico istantaneo							
8									1.50	Coeff. sicurezza CLS (= 1.5 EC2)							
9																	
10																	
Cs = copriferro delle staffe (*) dati opzionali										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 = 15 Coeff. omogeneizzazione armature S.L.E. Fs SLU = 1 (1) N cost (2) e = M/N cost										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 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	29	1	40	0	76	1	4	12	4.52	4	12	4.52	8	15	2	1.5
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	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	34.60	5.40	10.32	-5.87	207.19	-41.99	SI	0.14	58	0	1.46	3.02	6.70	356	122	122	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	4.5	25.0	247	0.018	12	274.7	207.2	0.615	0.592	0.169	SI	270				
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 $\epsilon_{mini} = 0.60$ x σ_s / E_s Dist max = 5 * (C _{tot} + $\phi/2$) max. distanza tra le barre per validità della formulazione					

Figura 11-11: Verifiche SLE/SLU/SLV-STR: Trave di coronamento

Il tirante dovrà avere un diametro minimo pari a:

$N_{sd} = 49.382 * 3 = 148.14$ kN

Assumendo l'impiego di acciaio B500B & S555/700 a filettatura continua:

$$A_{s,min} = 311 \text{ mm}^2$$

Verrà impiegato un tirante con diametro pari a 28mm con area pari a 616mm.

Verifica a sfilamento della fondazione dei cavallotti

Nel prospetto che segue, per i cavallotti, sono riportate le principali caratteristiche geometriche e strutturali e gli sforzi di calcolo massimi tra le combinazioni statica e sismica.

Si sottolinea che la lunghezza libera del cavallotto, è da intendersi comprensiva dell'incremento valutato in condizioni sismiche secondo la formulazione proposta dal D.M. 14/01/2018 nel § 7.11.6.4 in funzione della massima accelerazione sismica di progetto.

$$L_e = L_s \cdot (1 + 1,5 \cdot a_{max}/g) = 5.30 \text{ m} \cdot (1 + 1,5 \cdot 0.098) = 6.0 \text{ m}$$

Elemento	D_p [mm]	A_{tubo} [mm ²]	L_p [m]	L_a [m]	i [m]	α [°]	Condizione [-]	t_{max} [kN/m]	$N_{s,d}$ [kN]
Cavallotto	160	1630	6	4	3	65	SLU	44.21	132.63
							SLV	49.38	148.14

D_p = diametro di perforazione della fondazione del tirante
 A_{tubo} = area del singolo trefolo
 L_p = lunghezza libera del tirante
 L_a = lunghezza della fondazione del tirante
 i = interasse longitudinale dei tiranti
 α = inclinazione sull'orizzontale del tirante

Tabella 11-9: Caratteristiche geometriche dei tiranti e risultati di maggiore rilievo ottenuti dalle analisi.

Per la verifica a sfilamento della fondazione dei cavallotti, in considerazione della tecnologia realizzativa e delle caratteristiche geotecniche del mezzo al contorno, la resistenza caratteristica a sfilamento all'interfaccia bulbo di ancoraggio – terreno è stata valutata secondo le indicazioni di Bustamante e Doix. Nello specifico per la resistenza a sfilamento dell'interfaccia bulbo di fondazione-terreno, τ_{ak} , viene assunto, per i cavallotti ricadenti nel litotipo "G1 BG – G2 GC" un valore caratteristico pari a 350 kPa.

La resistenza a sfilamento di progetto è determinata attraverso la seguente relazione:

$$N_{R,ad} = \frac{N_{R,ak}}{\gamma_{Ra,p}} = \frac{\pi D_p \alpha \tau_{ak} L_a}{\gamma_{Ra,p} \xi}$$

dove:

- $N_{R,ad}$ è la resistenza a sfilamento di progetto dell'interfaccia bulbo di fondazione-terreno;
- D_p è il diametro di perforazione della fondazione del cavallotto;
- α è un coefficiente correttivo che tiene conto della tecnologia realizzativa dell'ancoraggio e del contesto geotecnico, nel caso in esame assunto pari a 1,1 (Viggiani, '99) in funzione del tipo di iniezione globale unica (IGU) e del litotipo di fondazione.
- τ_{ak} , è la tensione resistente a sfilamento caratteristica dell'interfaccia bulbo di fondazione-terreno;
- L_a è la lunghezza della fondazione del cavallotto;
- $\gamma_{Ra,p}$ è il coefficiente parziale per la resistenza degli ancoraggi (R3); a favore di sicurezza si considera il valore del coefficiente parziale relativo agli ancoraggi permanenti;

- ξ è un fattore di correlazione che dipende dal numero di profili di indagine geotecnica disponibili per la determinazione della resistenza caratteristica τ_{ak} .

La verifica viene condotta nel rispetto della seguente disuguaglianza:

$$N_{R,ad} \geq N_{S,d}$$

dove $N_{S,d}$ rappresenta il valore dell'azione sollecitante sui cavallotti.

Nella tabella che segue è riassunto il calcolo per la determinazione di $N_{R,ad}$ per le verifiche dei cavallotti e l'esito della verifica.

D_p [mm]	α [-]	τ_{ak} [kPa]	L_a [m]	$\gamma_{R,ap}$ [-]	ξ [-]	$N_{R,ak}$ [kN]	$N_{R,ad}$ [kN]	$N_{S,d}$ [kN]	Verifica [-]
160	1,1	350	4	1,2	1,8	298	358	148.14	$N_{Ra,d} > N_{S,d} \rightarrow OK$

Tabella 11-10: Verifica geotecnica dei cavallotti

Verifica strutturale dei cavallotti

La resistenza a trazione di calcolo dei tiranti è valutata secondo la seguente relazione:

$$R_R = A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio;

A_s è l'area della sezione trasversale del tubo in acciaio;

γ_s è il coefficiente parziale dell'acciaio.

La verifica viene condotta nel rispetto della seguente disuguaglianza:

$$N_{Rp,d} > N_{S,d}$$

Nella tabella che segue è riassunto il calcolo per la determinazione di $N_{Rp,d}$ per le verifiche dei cavallotti e l'esito della verifica.

f_{yk} [MPa]	A_s [mm ²]	γ_s [-]	$N_{R,pk}$ [kN]	$N_{R,pd}$ [kN]	$N_{S,d}$ [kN]	Verifica [-]
338,1	1630	1,05	578	551	148.14	$N_{Rp,d} > N_{S,d} \rightarrow OK$

Tabella 11-11: Verifica strutturale dell'armatura dei cavallotti

Infine, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, è necessario verificare che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza caratteristica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. Dal confronto tra i risultati riportati in Tabella 11-10 e Tabella 11-11, emerge che tale verifica è ampiamente soddisfatta essendo:

$$N_{Rp,k} > N_{Ra,k}$$

12 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 nuova opera di sostegno.

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.

13 ALLEGATI

13.1 OUTPUT PARATIE

13.1.1 Sezione paratia

PARATIE plusTM

Report di Calcolo

Nome Progetto: Paratia

Autore: Ingegnere

Jobname: G:\.shortcut-targets-by-id\1mR1mWrLOfdnxRpzERUCJwCqV685Lq3D9\PRJs\22WP001-TangMilanoRho\D.Wrk&Exc\dsc - Francesca\3_paratie\Sezioni\Muro-Paratia\Muro_STR.pplus

Data: 22/07/2022 17:18:17

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 : -3.5 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -6.4 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -13.7 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -15.7 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	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											
3	G GC SL	20.1	20.1	32				0		Constant	53500	160500											
4	SG/SL	18.5	18.5	33				0		Constant	35000	105000											
5	G GC SL	20.1	20.1	32				0		Constant	53500	160500											

Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Muro di sinistra

Sezione : Diaframma T

Area equivalente : 1.5 m

Inerzia equivalente : 1.2867 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

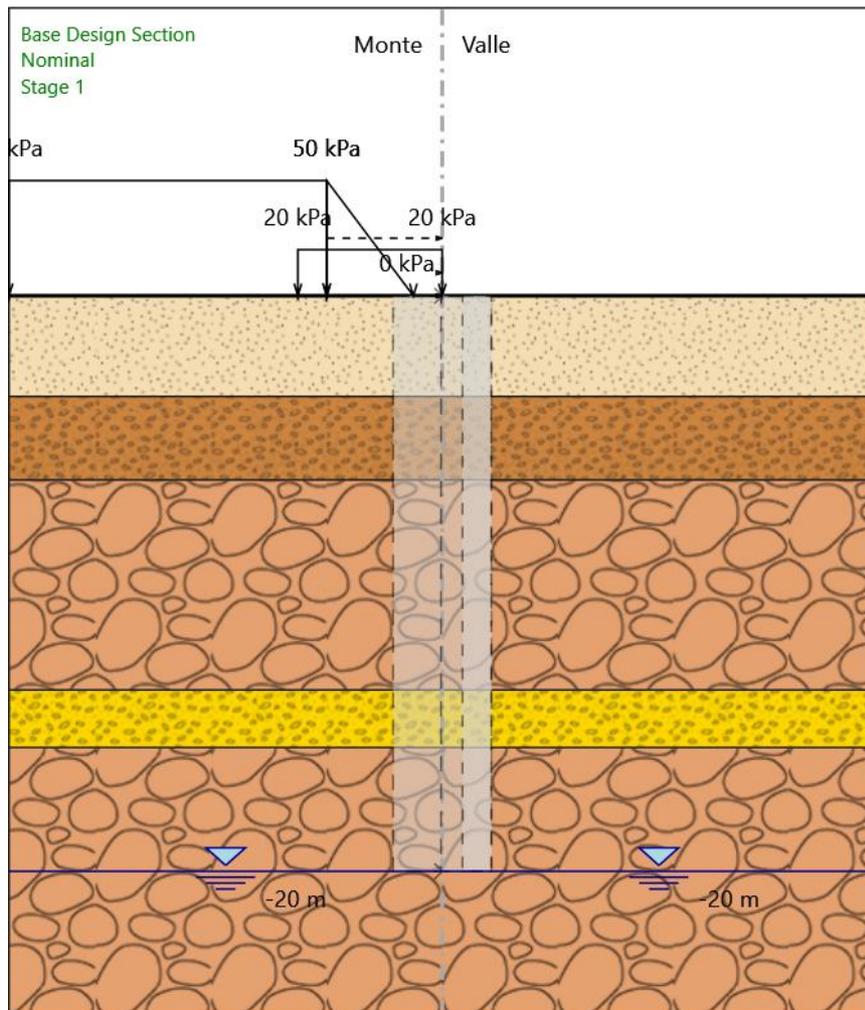
Tipo sezione : Tshape

Spaziatura : 0.6 m

Diametro : 0.6 m

Efficacia : 1

Fasi di Calcolo
Stage 1



Stage 1
Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5 m

X finale : 0 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -4 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 50 kPa

Pressione finale : 0 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

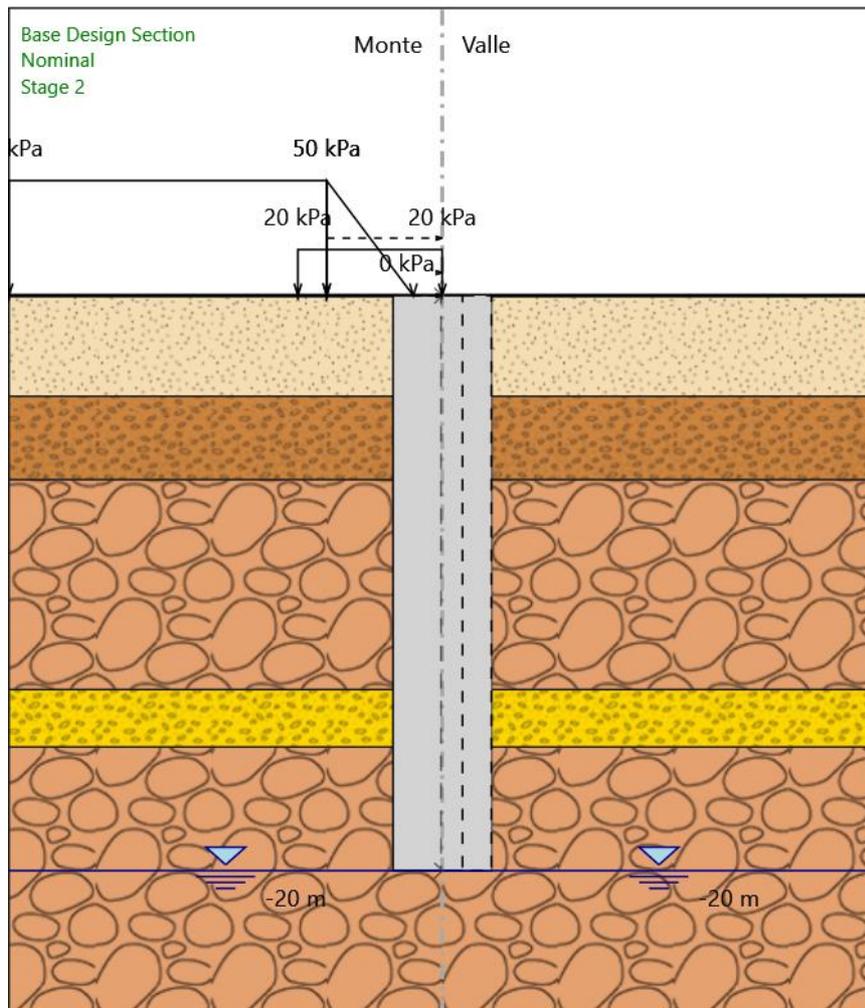
X iniziale : -15 m

X finale : -4 m

Pressione iniziale : 50 kPa

Pressione finale : 50 kPa

Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5 m

X finale : 0 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -4 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 50 kPa

Pressione finale : 0 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -15 m

X finale : -4 m

Pressione iniziale : 50 kPa

Pressione finale : 50 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

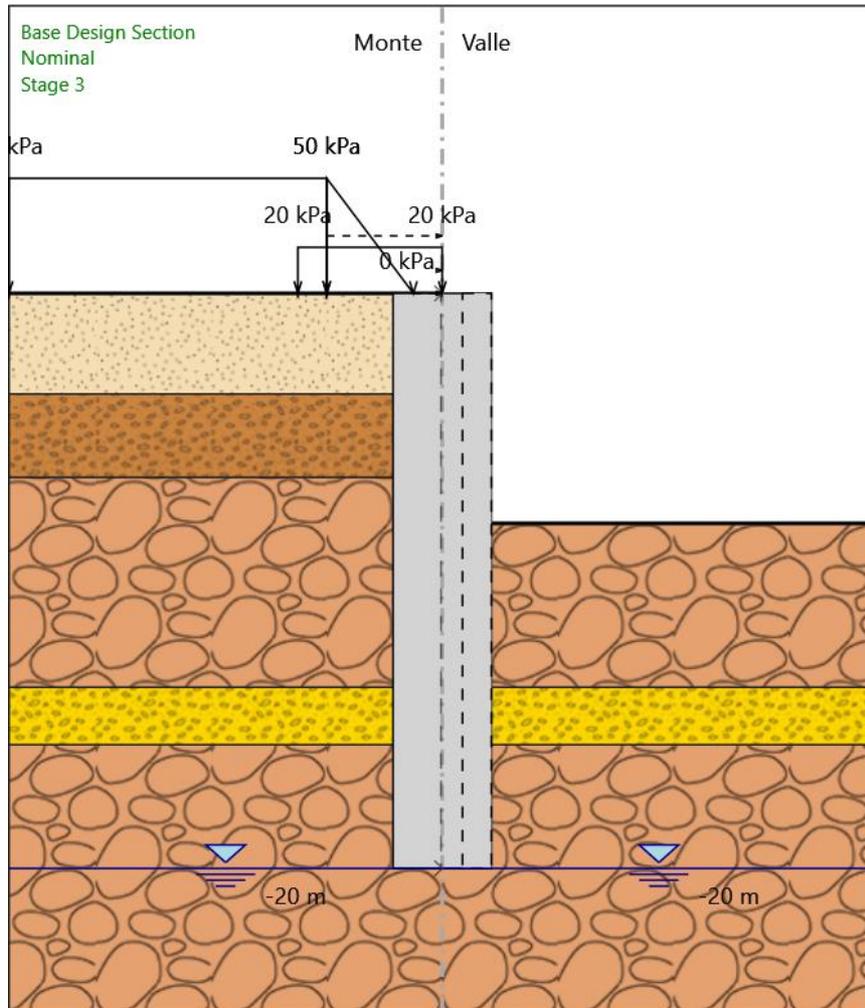
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : Diaframma T

Stage 3



Stage 3
Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
Lato valle : -8 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)
0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)
-8 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5 m

X finale : 0 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -4 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 50 kPa

Pressione finale : 0 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -15 m

X finale : -4 m

Pressione iniziale : 50 kPa

Pressione finale : 50 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

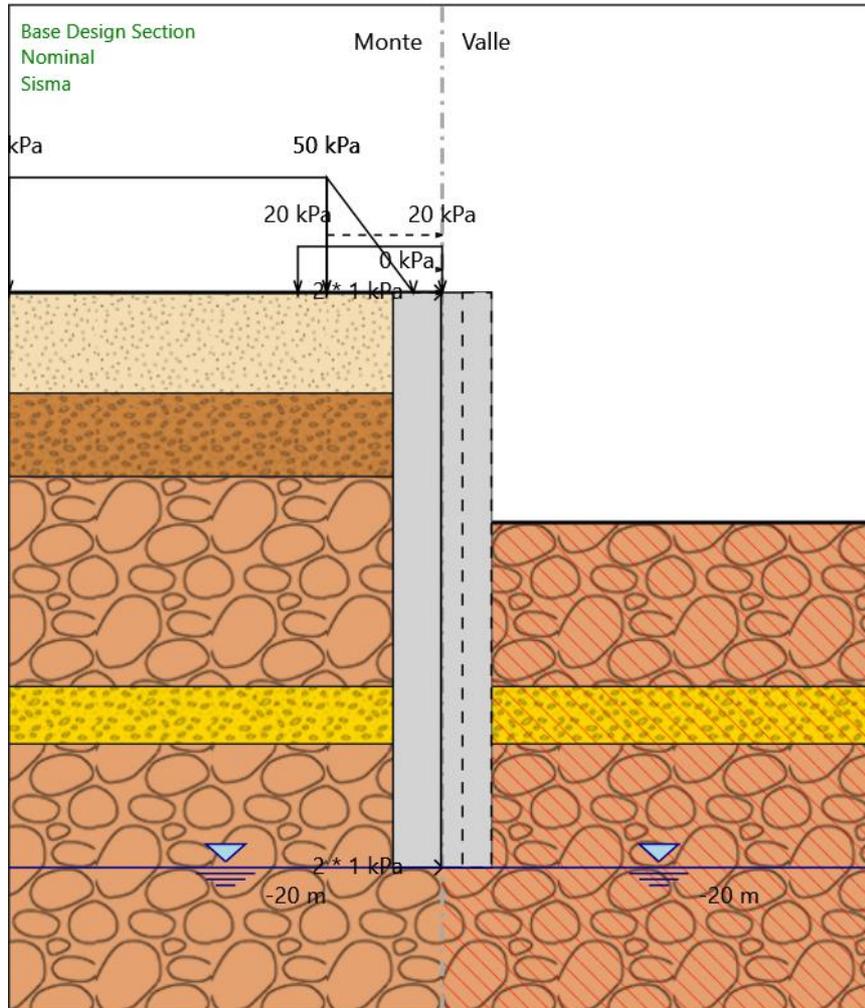
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : Diaframma T

Sisma



Sisma

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-8 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Carichi

Carico lineare sulla paratia : WallSurcharge

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Pressione in alto : 2 kPa

Pressione in fondo : 2 kPa

X : 0 m

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5 m

X finale : 0 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -4 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 50 kPa

Pressione finale : 0 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -15 m

X finale : -4 m

Pressione iniziale : 50 kPa

Pressione finale : 50 kPa

13.1.2 Sezione micropali

PARATIE plus™

Report di Calcolo

Nome Progetto: Micropali

Autore: Ingegnere

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

Paratia\Paratia_STR.pplus

Data: 22/07/2022 17:22:15

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 : -3.5 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	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 : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -9 m

Muro di sinistra

Sezione : Paratia

Area equivalente : 0.0133445213497743 m

Inerzia equivalente : 0 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C20/25

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.32 m

Diametro : 0.16 m

Efficacia : 1

Materiale acciaio : S355

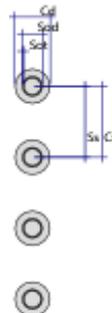
Sezione : CHS88.9*6.3

Tipo sezione : O

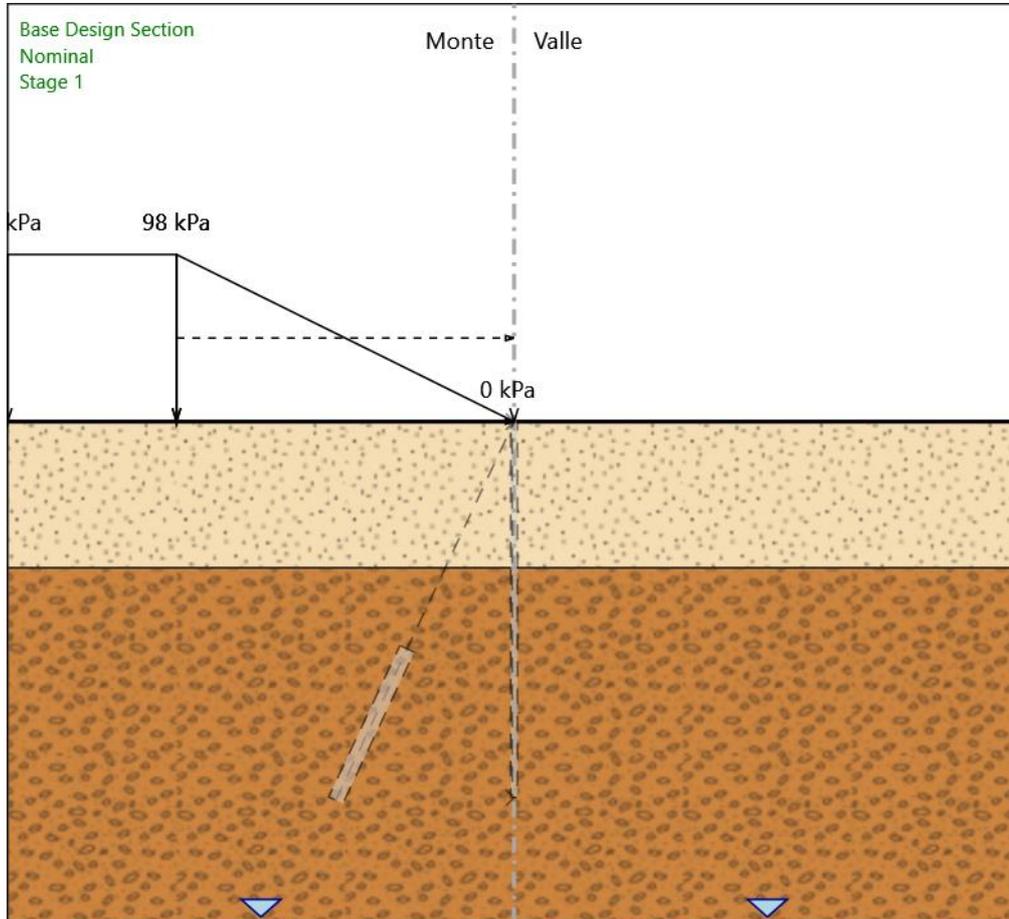
Spaziatura : 0.32 m

Spessore : 0.0063 m

Diametro : 0.0889 m



Fasi di Calcolo
Stage 1



Stage 1
Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -12 m

Falda di destra : -12 m

Carichi

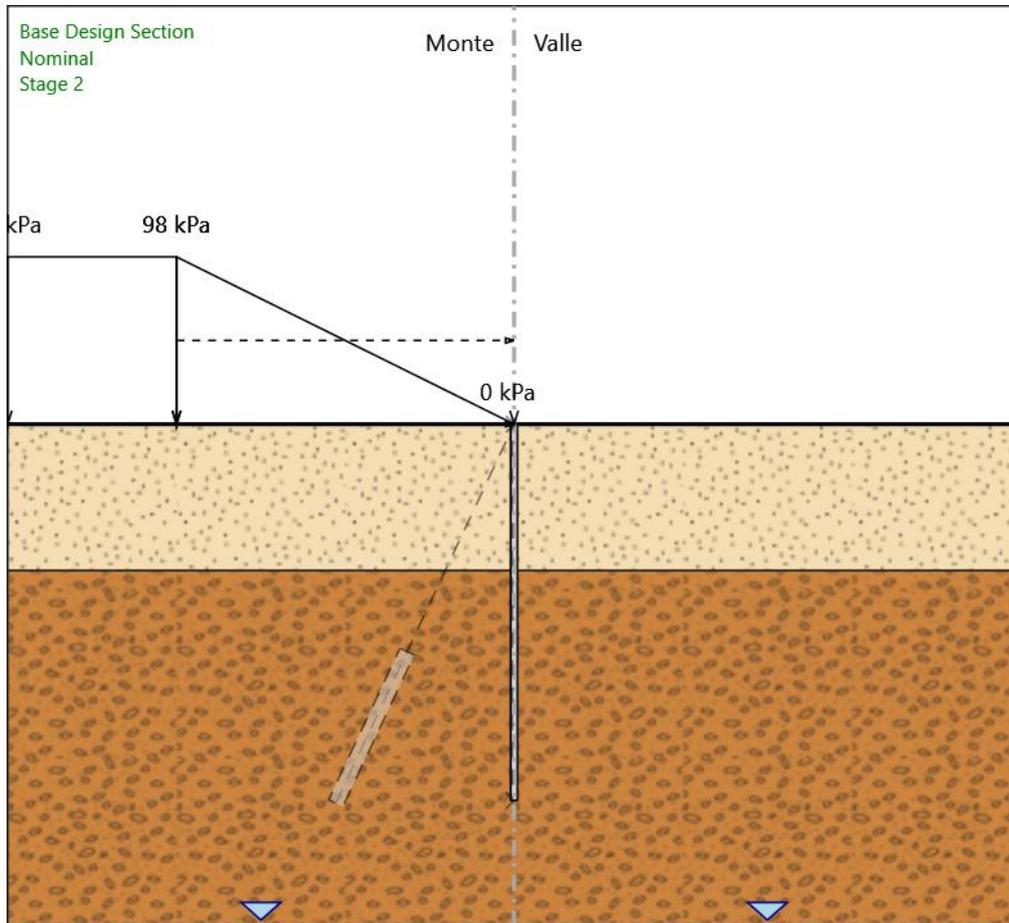
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -8 m

X finale : 0 m

Pressione iniziale : 98 kPa
Pressione finale : 0 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -8 m
Pressione iniziale : 98 kPa
Pressione finale : 98 kPa

Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -12 m

Falda di destra : -12 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -8 m

X finale : 0 m

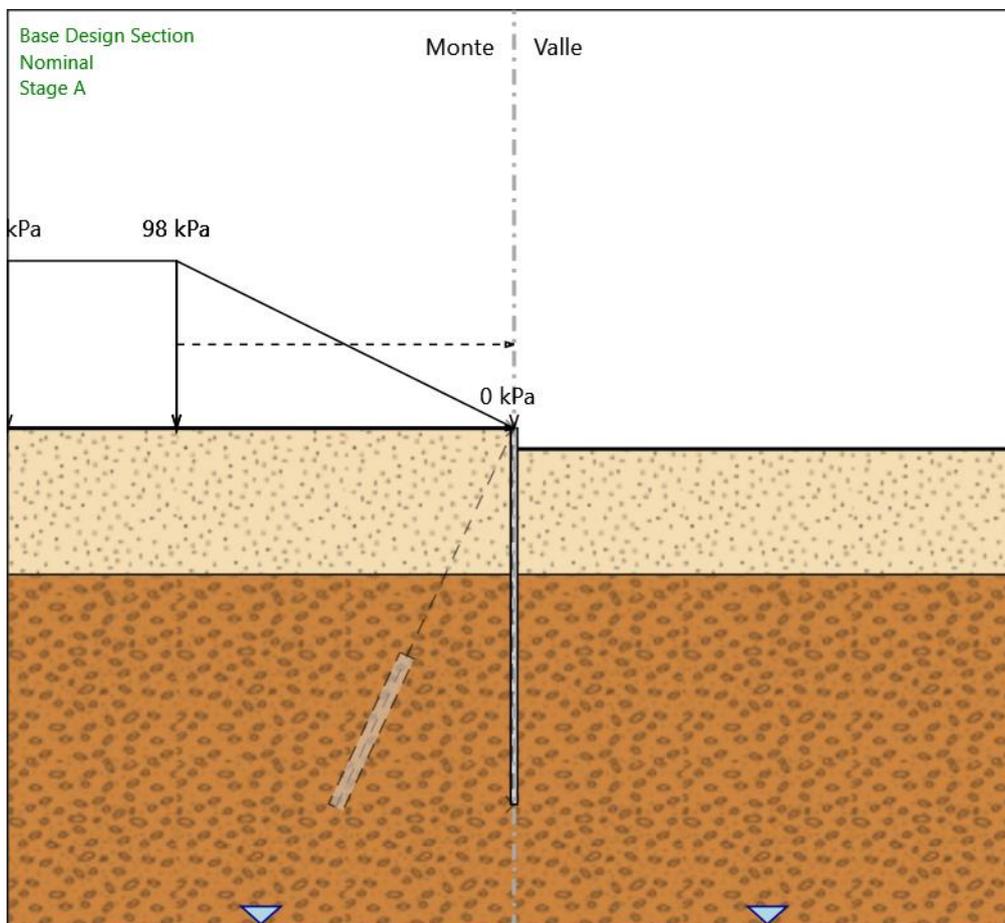
Pressione iniziale : 98 kPa

Pressione finale : 0 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -8 m
Pressione iniziale : 98 kPa
Pressione finale : 98 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : 0 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -9 m
Sezione : Paratia

Stage A



Stage A
Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
Lato valle : -0.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-0.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -12 m
Falda di destra : -12 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -8 m

X finale : 0 m

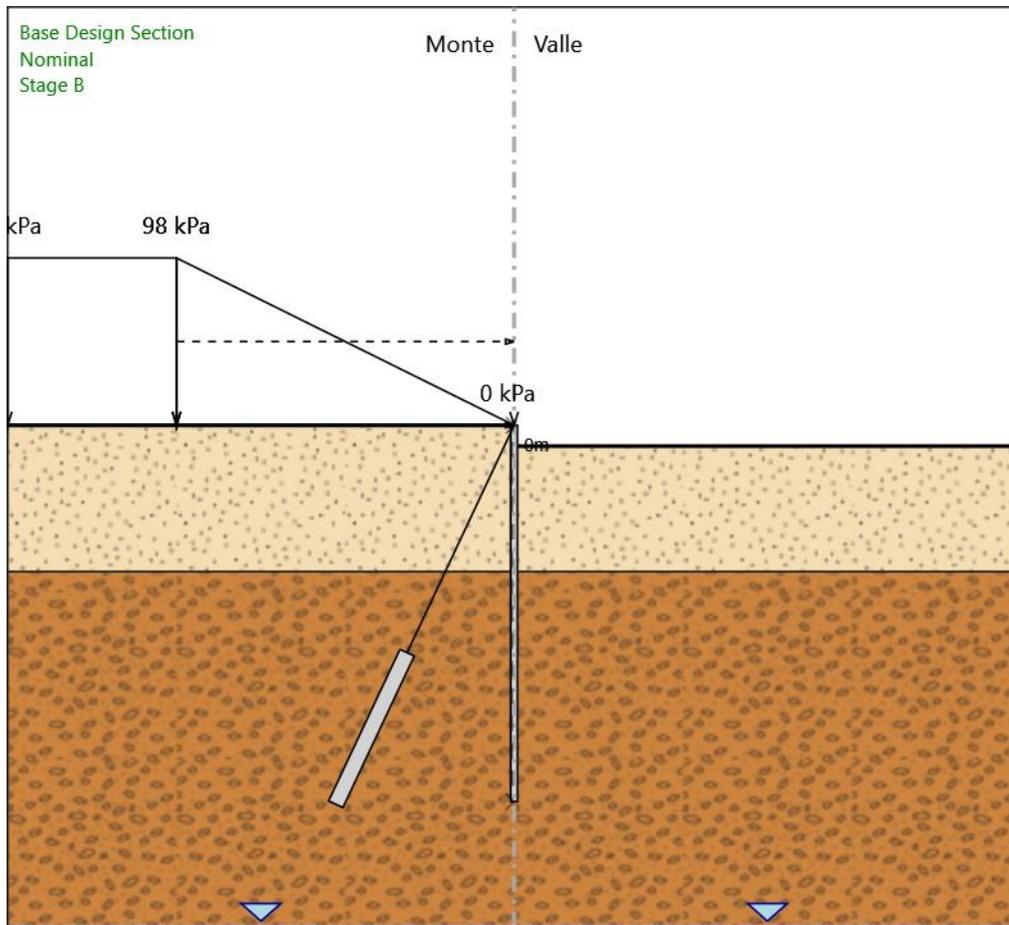
Pressione iniziale : 98 kPa

Pressione finale : 0 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -8 m
Pressione iniziale : 98 kPa
Pressione finale : 98 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : 0 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -9 m
Sezione : Paratia

Stage B



Stage B
Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
Lato valle : -0.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)
0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)
-0.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -12 m
Falda di destra : -12 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -8 m
X finale : 0 m
Pressione iniziale : 98 kPa
Pressione finale : 0 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -12 m

X finale : -8 m

Pressione iniziale : 98 kPa

Pressione finale : 98 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -9 m

Sezione : Paratia

Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : 0 m

Lunghezza bulbo : 4 m

Diametro bulbo : 0.16 m

Lunghezza libera : 6 m

Spaziatura orizzontale : 3 m

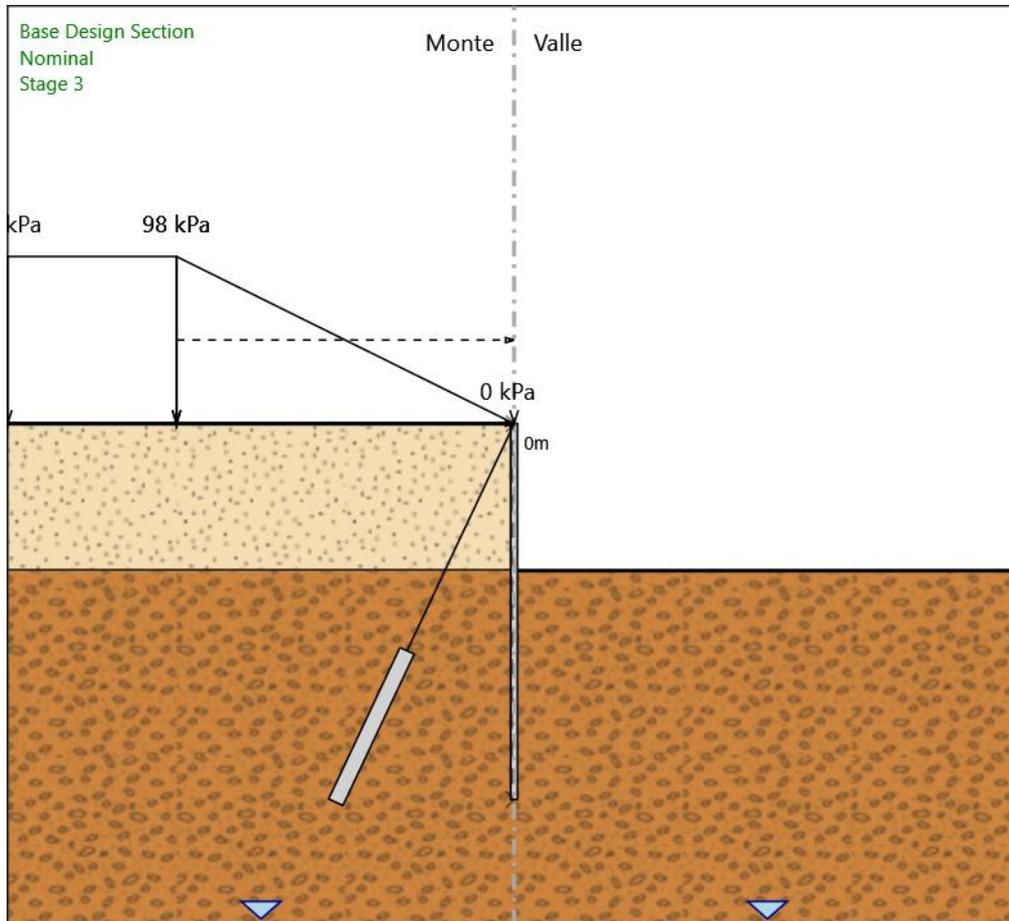
Precarico : 0 kN

Angolo : 65 °

Sezione : Cavallotto

Area : 0.00128 m²

Stage 3



Stage 3
Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
Lato valle : -3.52 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-3.52 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -12 m

Falda di destra : -12 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -8 m

X finale : 0 m

Pressione iniziale : 98 kPa
Pressione finale : 0 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -8 m
Pressione iniziale : 98 kPa
Pressione finale : 98 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -9 m

Sezione : Paratia

Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : 0 m

Lunghezza bulbo : 4 m

Diametro bulbo : 0.16 m

Lunghezza libera : 6 m

Spaziatura orizzontale : 3 m

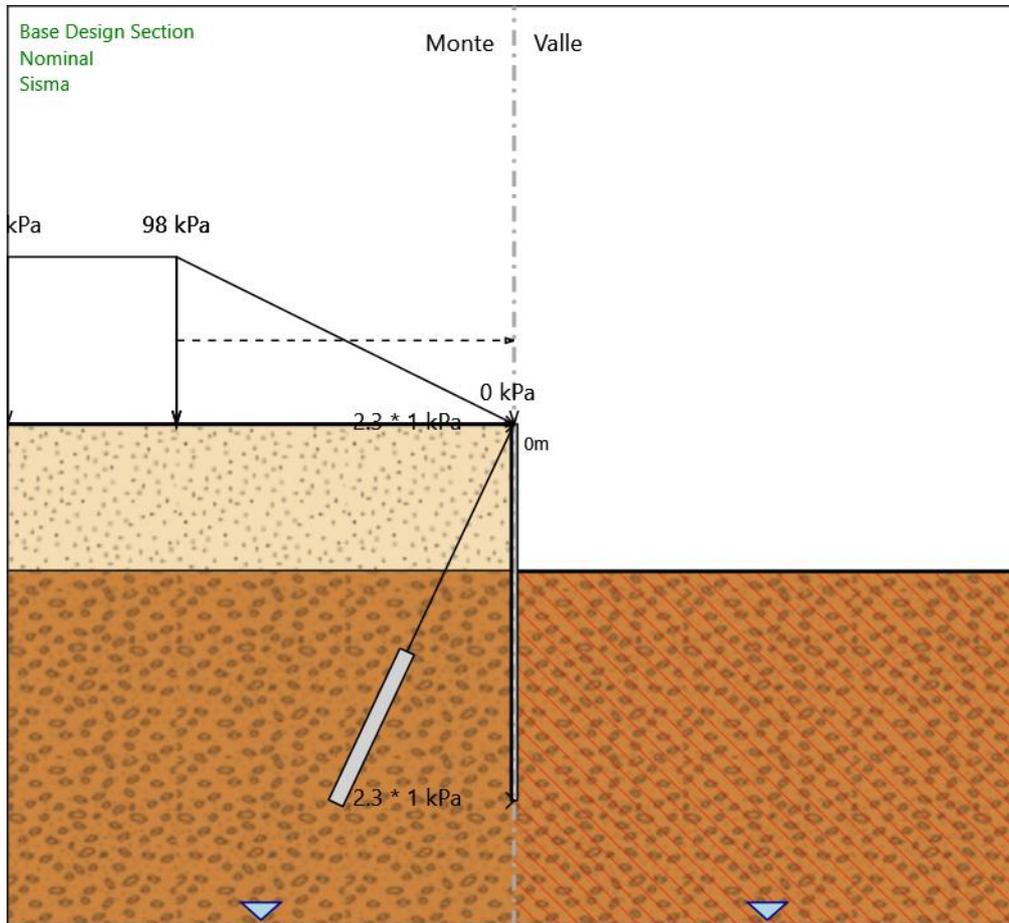
Precarico : 0 kN

Angolo : 65 °

Sezione : Cavallotto

Area : 0.00128 m²

Sisma



Sisma
Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m
Lato valle : -3.52 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)
0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)
-3.52 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -12 m
Falda di destra : -12 m

Carichi

Carico lineare sulla paratia : WallSurcharge
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -9 m
Pressione in alto : 2.3 kPa

Pressione in fondo : 2.3 kPa
X : 0 m
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -8 m
X finale : 0 m
Pressione iniziale : 98 kPa
Pressione finale : 0 kPa
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
X iniziale : -12 m
X finale : -8 m
Pressione iniziale : 98 kPa
Pressione finale : 98 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
X : 0 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -9 m
Sezione : Paratia
Tirante : Tieback
X : 0 m
Z : 0 m
Lunghezza bulbo : 4 m
Diametro bulbo : 0.16 m
Lunghezza libera : 6 m
Spaziatura orizzontale : 3 m
Precarico : 0 kN
Angolo : 65 °
Sezione : Cavallotto
Area : 0.00128 m²

13.2 OUTPUT SLIDE2 – DIAFRAMMA A T

General Settings

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

Design Standard

◆ **A2M2**

Selected Type:	Eurocode 7 (User Defined)
Name:	User Defined 1

Type	Partial Factor
Permanent Actions: Unfavourable	1
Permanent Actions: Favourable	1
Variable Actions: Unfavourable	1.3
Variable Actions: Favourable	0.8
Effective cohesion	1.25
Coefficient of shearing resistance	1.25
Undrained strength	1.4
Weight density	1
Shear strength (other models)	1
Earth resistance	1
Tensile and plate strength	1
Shear strength	1
Compressive strength	1
Bond strength	1
Seismic Coefficient	1

Analysis Options

All Open Scenarios

Slices Type:	Vertical
--------------	----------

Analysis Methods Used

	Bishop simplified
	Janbu 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

Groundwater Analysis

All Open Scenarios

Groundwater Method:	Water Surfaces
Pore Fluid Unit Weight [kN/m ³]:	9.81
Use negative pore pressure cutoff:	Yes
Maximum negative pore pressure [kPa]:	0
Advanced Groundwater Method:	None

Random Numbers

All Open Scenarios

Pseudo-random Seed:	10116
Random Number Generation Method:	Park and Miller v.3

Surface Options

All Open Scenarios

Surface Type:	Circular
Search Method:	Slope Search
Number of Surfaces:	5000
Upper Angle [deg]:	Not Defined
Lower Angle [deg]:	Not Defined
Composite Surfaces:	Disabled

Reverse Curvature:	Invalid Surfaces
Minimum Elevation:	Not Defined
Minimum Depth:	Not Defined
Minimum Area:	Not Defined
Minimum Weight:	Not Defined

Seismic Loading

Caratteristiche

Advanced seismic analysis:	No
Staged pseudostatic analysis:	No

SLV

Advanced seismic analysis:	No
Staged pseudostatic analysis:	No
Seismic Load Coefficient (Horizontal):	0.0282

A2M2

Advanced seismic analysis:	No
Staged pseudostatic analysis:	No

Loading

Caratteristiche

 	
Distribution:	Constant
Magnitude [kPa]:	20
Orientation:	Vertical

SLV

 	
Distribution:	Constant
Magnitude [kPa]:	4

Cls	
Color	
Strength Type	Infinite strength
Unit Weight [kN/m3]	25
Allow Sliding Along Boundary	No
Water Surface	Assigned per scenario
Hu Value	1

G G C SL	
Color	
Strength Type	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	20.1
Cohesion [kPa]	0
Friction Angle [deg]	32
Water Surface	Assigned per scenario
Hu Value	1

Global Minimums

◆ Caratteristiche

Method: bishop simplified

FS		3.640870
Center:	97.485, 60.547	
Radius:	30.195	
Left Slip Surface Endpoint:	73.095, 42.746	
Right Slip Surface Endpoint:	126.870, 53.601	
Resisting Moment:	286052 kN-m	
Driving Moment:	78566.8 kN-m	
Total Slice Area:	675.289 m2	
Surface Horizontal Width:	53.7748 m	
Surface Average Height:	12.5577 m	

Method: janbu simplified

FS		2.970530
Center:	97.661, 54.959	
Radius:	25.029	

Left Slip Surface Endpoint:	75.814, 42.746
Right Slip Surface Endpoint:	122.646, 53.496
Resisting Horizontal Force:	7389.55 kN
Driving Horizontal Force:	2487.62 kN
Total Slice Area:	614.699 m ²
Surface Horizontal Width:	46.8326 m
Surface Average Height:	13.1255 m

 **SLV**

Method: bishop simplified

FS	3.326020
Center:	97.485, 60.547
Radius:	30.195
Left Slip Surface Endpoint:	73.095, 42.746
Right Slip Surface Endpoint:	126.870, 53.601
Resisting Moment:	283388 kN-m
Driving Moment:	85203.5 kN-m
Total Slice Area:	675.289 m ²
Surface Horizontal Width:	53.7748 m
Surface Average Height:	12.5577 m

Method: janbu simplified

FS	2.640040
Center:	97.661, 54.959
Radius:	25.029
Left Slip Surface Endpoint:	75.814, 42.746
Right Slip Surface Endpoint:	122.646, 53.496
Resisting Horizontal Force:	7319.94 kN
Driving Horizontal Force:	2705.56 kN
Total Slice Area:	614.699 m ²
Surface Horizontal Width:	46.8326 m
Surface Average Height:	13.1255 m

 **A2M2**

Method: bishop simplified

FS	2.911220
Center:	97.485, 60.547

Radius:	30.195
Left Slip Surface Endpoint:	73.095, 42.746
Right Slip Surface Endpoint:	126.870, 53.601
Resisting Moment:	229349 kN-m
Driving Moment:	78781 kN-m
Total Slice Area:	675.289 m ²
Surface Horizontal Width:	53.7748 m
Surface Average Height:	12.5577 m

Method: janbu simplified

FS	2.374250
Center:	97.661, 54.959
Radius:	25.029
Left Slip Surface Endpoint:	75.814, 42.746
Right Slip Surface Endpoint:	122.646, 53.496
Resisting Horizontal Force:	5927.95 kN
Driving Horizontal Force:	2496.76 kN
Total Slice Area:	614.699 m ²
Surface Horizontal Width:	46.8326 m
Surface Average Height:	13.1255 m

13.1 OUTPUT SLIDE2 – PARATIA MICROPALI

General Settings

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

Design Standard

◆ **M2**

Selected Type:	Eurocode 7 (User Defined)
Name:	User Defined 1

Type	Partial Factor
Permanent Actions: Unfavourable	1
Permanent Actions: Favourable	1
Variable Actions: Unfavourable	1.3
Variable Actions: Favourable	0.8
Effective cohesion	1.25
Coefficient of shearing resistance	1.25
Undrained strength	1.4
Weight density	1
Shear strength (other models)	1
Earth resistance	1
Tensile and plate strength	1
Shear strength	1
Compressive strength	1
Bond strength	1
Seismic Coefficient	1

Analysis Options

All Open Scenarios

Slices Type:	Vertical
--------------	----------

Analysis Methods Used

	Bishop simplified
	Janbu 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

Groundwater Analysis

All Open Scenarios

Groundwater Method:	Water Surfaces
Pore Fluid Unit Weight [kN/m ³]:	9.81
Use negative pore pressure cutoff:	Yes
Maximum negative pore pressure [kPa]:	0
Advanced Groundwater Method:	None

Seismic Loading

◆ Caratteristiche

Advanced seismic analysis:	No
Staged pseudostatic analysis:	No

◆ SLV 1

Advanced seismic analysis:	No
Staged pseudostatic analysis:	No
Seismic Load Coefficient (Horizontal):	0.048

◆ M2

Advanced seismic analysis:	No
Staged pseudostatic analysis:	No

Loading

◆ Caratteristiche

Distribution:	Constant
Magnitude [kPa]:	20
Orientation:	Vertical

◆ SLV 1

Distribution:	Constant
Magnitude [kPa]:	4
Orientation:	Vertical

◆ M2

Distribution:	Constant
Magnitude [kPa]:	20
Orientation:	Vertical
Load Action:	Live

Materials

G4 SL	
Color	
Strength Type	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	19.7
Cohesion [kPa]	0
Friction Angle [deg]	30
Water Surface	Assigned per scenario
Ru Value	0
G1 BG	
Color	
Strength Type	Mohr-Coulomb

Unit Weight [kN/m ³]	19.6
Cohesion [kPa]	0
Friction Angle [deg]	34
Water Surface	Assigned per scenario
Ru Value	0

Support

Support 1

Color	
Type	Pile/Micro Pile
Force Application	Passive (Method B)
Force Orientation	Parallel to surface
Out-Of-Plane Spacing	0.3 m
Failure Mode	Shear
Pile Shear Strength	203 kN

Support 2

Color	
Type	End Anchored
Force Application	Passive (Method B)
Force Orientation	Parallel to Reinforcement
Out-Of-Plane Spacing	3 m
Anchor Capacity	300 kN

Global Minimums

Caratteristiche

Method: bishop simplified

FS	3.090830
Center:	99.006, 58.569
Radius:	17.015
Left Slip Surface Endpoint:	86.276, 47.280
Right Slip Surface Endpoint:	115.495, 54.372
Resisting Moment:	47524.4 kN-m

Driving Moment:	15376 kN-m
Passive Support Moment:	217.258 kN-m
Maximum Single Support Force:	100 kN
Total Support Force:	100 kN
Total Slice Area:	184.974 m ²
Surface Horizontal Width:	29.2195 m
Surface Average Height:	6.33048 m

Method: janbu simplified

FS	2.532540
Center:	100.274, 54.421
Radius:	12.963
Left Slip Surface Endpoint:	89.456, 47.280
Right Slip Surface Endpoint:	113.237, 54.372
Resisting Horizontal Force:	2160.1 kN
Driving Horizontal Force:	852.939 kN
Passive Horizontal Support Force:	42.2618 kN
Maximum Single Support Force:	100 kN
Total Support Force:	100 kN
Total Slice Area:	162.112 m ²
Surface Horizontal Width:	23.7807 m
Surface Average Height:	6.81697 m

 **SLV 1**

Method: bishop simplified

FS	2.739310
Center:	99.006, 58.569
Radius:	17.015
Left Slip Surface Endpoint:	86.276, 47.280
Right Slip Surface Endpoint:	115.495, 54.372
Resisting Moment:	45914.5 kN-m
Driving Moment:	16761.4 kN-m
Passive Support Moment:	217.258 kN-m
Maximum Single Support Force:	100 kN
Total Support Force:	100 kN
Total Slice Area:	184.974 m ²
Surface Horizontal Width:	29.2195 m

Surface Average Height: 6.33048 m

Method: janbu simplified

FS	2.230090
Center:	100.274, 54.421
Radius:	12.963
Left Slip Surface Endpoint:	89.456, 47.280
Right Slip Surface Endpoint:	113.237, 54.372
Resisting Horizontal Force:	2077.78 kN
Driving Horizontal Force:	931.7 kN
Passive Horizontal Support Force:	42.2618 kN
Maximum Single Support Force:	100 kN
Total Support Force:	100 kN
Total Slice Area:	162.112 m ²
Surface Horizontal Width:	23.7807 m
Surface Average Height:	6.81697 m

◆ **M2**

Method: bishop simplified

FS	2.473900
Center:	99.006, 58.569
Radius:	17.015
Left Slip Surface Endpoint:	86.276, 47.280
Right Slip Surface Endpoint:	115.495, 54.372
Resisting Moment:	38534.5 kN-m
Driving Moment:	15576.4 kN-m
Passive Support Moment:	217.258 kN-m
Maximum Single Support Force:	100 kN
Total Support Force:	100 kN
Total Slice Area:	184.974 m ²
Surface Horizontal Width:	29.2195 m
Surface Average Height:	6.33048 m

Method: janbu simplified

FS	2.033300
Center:	100.274, 54.421

Radius:	12.963
Left Slip Surface Endpoint:	89.456, 47.280
Right Slip Surface Endpoint:	113.237, 54.372
Resisting Horizontal Force:	1763.38 kN
Driving Horizontal Force:	867.247 kN
Passive Horizontal Support Force:	42.2618 kN
Maximum Single Support Force:	100 kN
Total Support Force:	100 kN
Total Slice Area:	162.112 m ²
Surface Horizontal Width:	23.7807 m
Surface Average Height:	6.81697 m