

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.**

CUP: J14H20000440001

U.O. COORDINAMENTO TERRITORIALE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

SOTTOVIA FERROVIARI

SL03 – SOTTOVIA VIA ALBERE NORD

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

SCALA:

-

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

I N 1 0 1 0 D 2 6 C L S L 0 3 0 0 0 0 5 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Cucino	Set 2021	M. Rigo	Set 2021	C. Mazzocchi	Set 2021	A. Perego Set 2021



File:IN1010D26CLSL0300005A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
2.2	ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO.....	6
3	CARATTERISTICHE MATERIALI.....	7
3.1	CALCESTRUZZO.....	7
3.1.1	<i>Magrone</i>	7
3.1.2	<i>Calcestruzzo per pali e cordolo</i>	7
3.2	ACCIAIO.....	8
3.2.1	<i>Acciaio di armatura per c.a.</i>	8
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA	9
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	14
6	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	15
7	DEFINIZIONE DELL'AZIONE VARIABILI.....	18
7.1	AZIONI SOLLECITANTI ESERCITATE DAI CARICHI STRADALI.....	18
7.2	AZIONI SOLLECITANTI ESERCITATE DAI CARICHI FERROVIARI	19
8	CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DELLE OPERE.....	21
8.1	APPROCCI PROGETTUALI E METODI DI VERIFICA	25
9	VERIFICA DELLE OPERE PROVVISORIALI DI GALLERIA EUROPA 2 "GA02"	26
	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO: SEZIONE 1	28
9.1.1	<i>Fasi di calcolo</i>	30
9.1.2	<i>Verifica del complesso opera – terreno</i>	31
9.1.3	<i>Verifica del spostamento del terreno sotto ferrovia</i>	33
9.1.4	<i>Verifica strutturali di pali</i>	35
9.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO: SEZIONE 2.....	40

9.2.1	<i>Fasi di calcolo</i>	42
9.2.2	<i>Verifica del complesso opera – terreno</i>	43
9.2.3	<i>Verifica strutturali di pali</i>	45
9.3	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO: SEZIONE 3	50
9.3.1	<i>Fasi di calcolo</i>	52
9.3.2	<i>Verifica del complesso opera – terreno</i>	53
9.3.3	<i>Verifica strutturali di pali</i>	55
9.4	VERIFICA STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO	58
9.4.1	<i>MODELLO DI CALCOLO DELLA SEZIONE 1</i>	58
9.4.2	<i>MODELLO DI CALCOLO DELLA SEZIONE 2</i>	61

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la progettazione definitiva di opere strutturali relative all'Ingresso Ovest al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona.

L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'intersezione con l'Autostrada del Brennero A22 e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Nuova, per una estensione di circa 10km. Tali interventi sono funzionali al progetto di linea della Tratta Brescia Est – Verona.

Il progetto prevede la rilocazione della Linea Storica leggermente più a nord al fine di lasciare spazio all'inserimento dei binari della Linea AV/AC. Viene anche prevista la realizzazione di una ulteriore linea denominata "indipendente merci" per il collegamento con la Linea Brennero.

Sono previsti interventi di potenziamento e riconfigurazione della stazione di Verona Porta Nuova e realizzazione di una nuova Sottostazione Elettrica con conseguenti interventi tecnologici per la gestione delle modifiche.

Il progetto comprende tutte le opere atte a consentire l'allaccio e l'interfaccia con le linee storiche esistenti e la risoluzione delle interferenze tra la parte di progetto stesso e l'esistente (viabilità, idrografia, ecc).



Figura 1 – Individuazione area d'intervento

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 03 00 005	REV. A

2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono effettuate in accordo con le prescrizioni di seguito elencate e conformi alle normative vigenti:

- ✓ Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni»
- ✓ Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 11 febbraio 2019, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2. Ponti e strutture, e relativi allegati (A, B, C)
- ✓ Istruzione RFI DTC INC CS SP IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 3. Corpo stradale, e relativi allegati (A, B, C, D, E)
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 002 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 003 - Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 004 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 005 - Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprighiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- ✓ Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- ✓ Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea
- ✓ UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici.
- ✓ UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti.

RELAZIONE DI OPERE PROVVISORIALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	SL 03 00 005	A	6 di 63

- ✓ UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1:
 Regole generali e regole per gli edifici

2.2 Elaborati di progetto di riferimento

PIANTA FONDAZIONI E SEZIONE LONGITUDINALE	IN1010D26PASL0304001A
RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA	IN1010D26RGSLO300001A
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E PIEDRITTI	IN1010D26CLSL0300001A
RELAZIONE DI CALCOLO PLINTI E PALI DI FONDAZIONE	IN1010D26CLSL0300002A
RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICA FUNZIONALITÀ TRATTO SOTTOPASSO ESISTENTE	IN1010D26CLSL0300003A
RELAZIONE DI CALCOLO MURI D'ALA	IN1010D26CLSL0300004A
PLANIMETRIA DI PROGETTO SU CARTOGRAFIA	IN1010D26P9SL0300001A
PLANIMETRIA DI PROGETTO SU ORTOFOTO	IN1010D26P9SL0300002A
PIANTA SCAVI	IN1010D26P9SL0300003A
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	IN1010D26PASL0300001A
SEZIONI LONGITUDINALI E TRASVERSALI	IN1010D26BASL0300001A
FASI COSTRUTTIVE PIANTE – TAV. 1/3	IN1010D26P9SL0300004A
FASI COSTRUTTIVE PIANTE – TAV. 2/3	IN1010D26P9SL0300005A
FASI COSTRUTTIVE PIANTE – TAV. 3/3	IN1010D26P9SL0300006A
PARTICOLARI, DETTAGLIO ZONE DI TRANSIZIONE E FINITURE	IN1010D26BZSL0300001A
OPERE PROVVISORIALI TAV. 1/2	IN1010D26BZSL0300002A
OPERE PROVVISORIALI TAV. 1/2	IN1010D26BZSL0300003A

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

Per la realizzazione del cordolo, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 25/30 ($R_{ck} \geq 30$ N/mm²) che presenta le seguenti caratteristiche:

3.1.1 Magrone

Classe di resistenza = C12/15

3.1.2 Calcestruzzo per pali e cordolo

γ_c = peso specifico = 25.00 kN/m³

Classe di resistenza = C25/30

R_{ck} = resistenza cubica = 30.00 N/mm²

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 R_{ck} = 25.00 N/mm²

f_{cm} = resistenza cilindrica media = $f_{ck} + 8$ = 33.00 N/mm²

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione = $\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$ = 0.85 * 30/1.5 = 17.0 N/mm²

f_{ctm} = resistenza a trazione media = 0.30 * $f_{ck}^{(2/3)}$ = 2.56 N/mm²

f_{cfm} = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 * f_{ctm} = 3.07 N/mm²

f_{ctk} = resistenza a traz. per flessione caratt. = 0.70 * f_{cfm} = 1.79 N/mm²

E_{cm} = modulo elast. tra 0 e 0.40 f_{cm} = 22000 * $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 31475 N/mm²

σ_c = Resistenza a compressione (Comb. Rara) = 0.6 * f_{ck} = 15.0 N/mm²

σ_c = Resistenza a compressione (Comb. Quasi Permanente) = 0.45 * f_{ck} = 11.25 N/mm²

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio di armatura per c.a.

Tipo = B 450 C

γ_a = peso specifico = 78.50 kN/m³

$f_{y\ nom}$ = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm²

$f_{t\ nom}$ = tensione nominale di rottura = 540 N/mm²

$f_{y\ k\ min}$ = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm²

$f_{t\ k\ min}$ = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm²

$(f_t/f_y)_{k\ min}$ = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.15

$(f_t/f_y)_{k\ max}$ = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.35

$(f_y/f_{y\ nom})_k$ = massimo rapporto tra i valori nominali = 1.25

$(A_{gt})_k$ = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7.5 %

$\varphi_{\ min}$ = minimo diametro consentito delle barre = 6 mm

$\varphi_{\ max}$ = massimo diametro consentito delle barre = 40 mm

E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/mm²

α_T = coefficiente di dilatazione termica = 0.00001 °C⁻¹

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella zona di accesso lato ovest alla stazione di Porta Nuova, le attuali linee storica MI-VE e Bologna- Verona sovrappassano Via Albere con un manufatto di luce netta pari a circa 7m.

Si tratta di una galleria artificiale in muratura che si sviluppa longitudinalmente per 43.3m.

Dal rilevamento effettuato si evince, inoltre, che l'altezza interna netta tra il piano di rotolamento e il filo interno superiore è pari a circa 6m.



Figura 2 – Vista aerea dalla zona e localizzazione dell'intervento



Figura 3 – Sottovia tangenziale – Punto di presa Sud-Ovest nelle vicinanze dell’imbocco del manufatto ovest

L’intervento è collocato in corrispondenza della progressiva chilometrica 3+740 della linea storica.

Il progetto di sistemazione del Nodo AV/AC di Verona prevede l’adeguamento di entrambe le linee che sovrappassano la strada in oggetto, con relativo spostamento dei nuovi binari della linea storica MI-VE lato nord.

Pertanto l’intervento sull’opera esistente consiste in un ampliamento lato nord con un portale in c.a.

L'estensione delle strutture esistenti in pianta, profilo e sezioni può essere vista nelle figure seguenti.

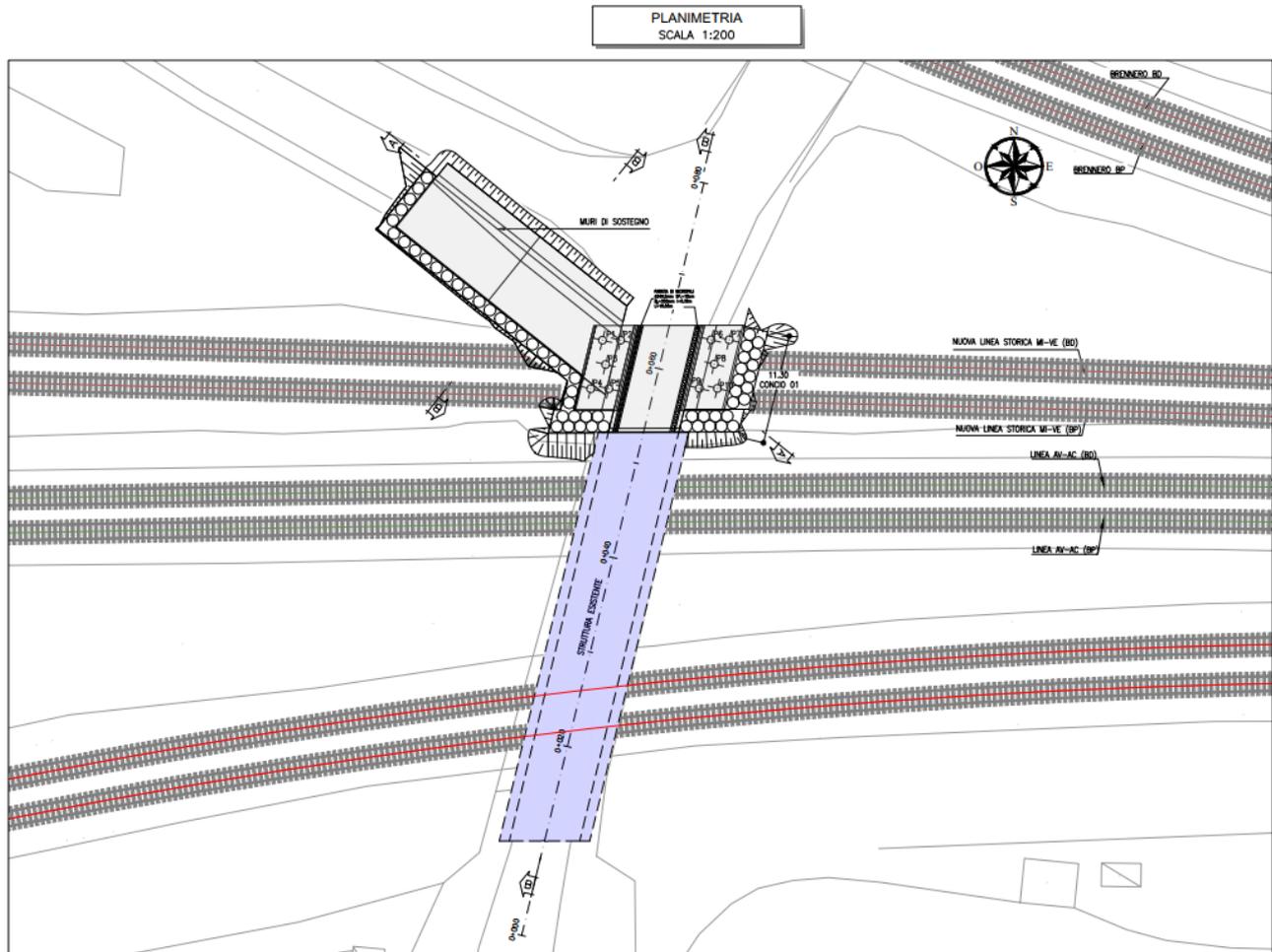


Figura 4 – Stralcio planimetrico

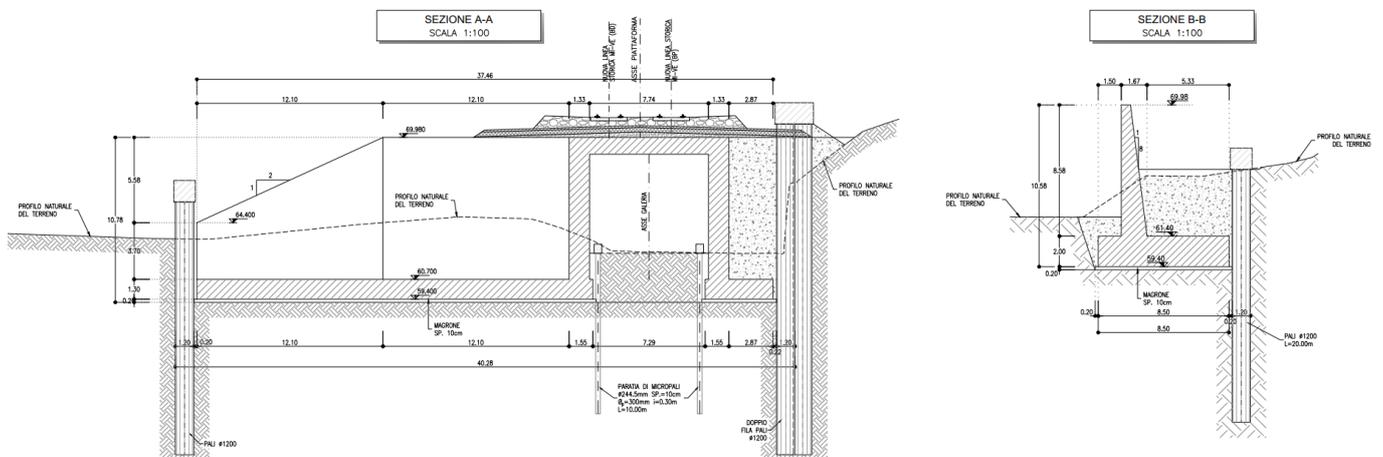


Figura 5 – Sezione trasversale A-A e B-B

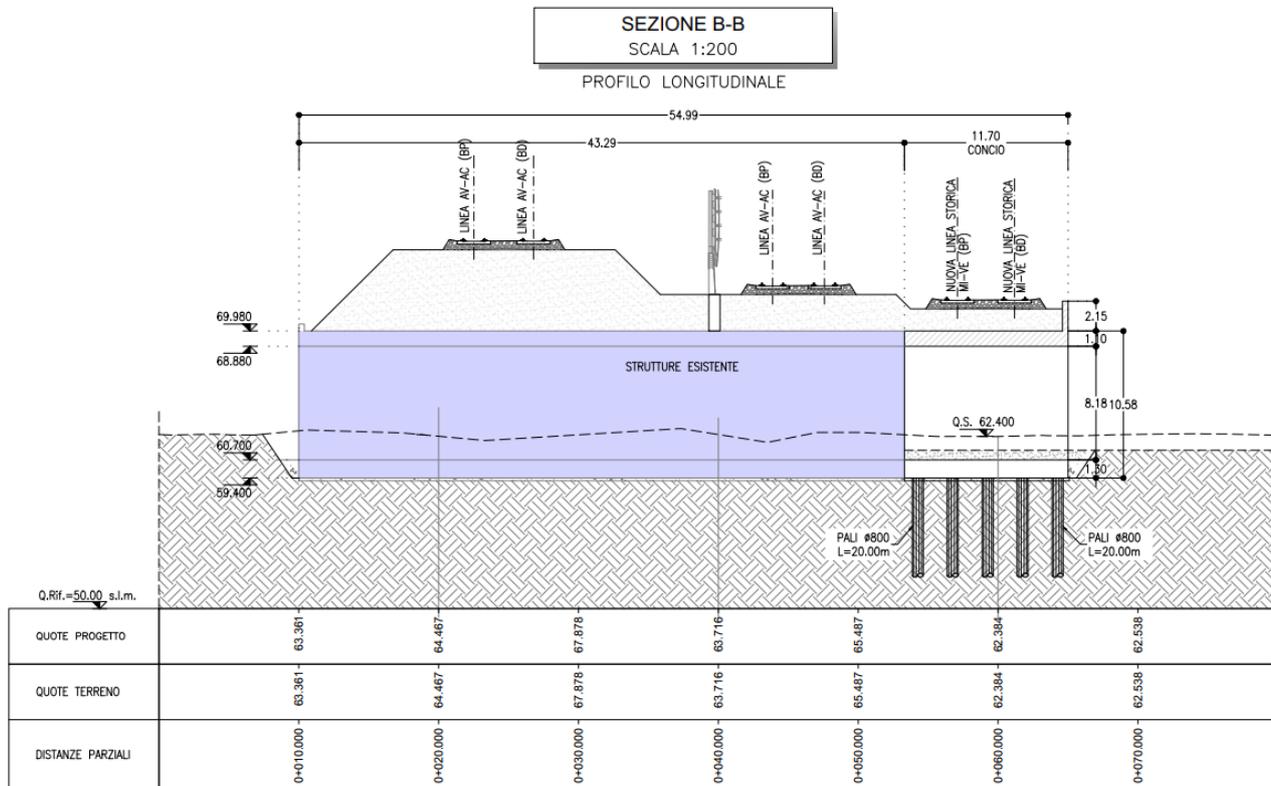


Figura 6 – Profilo Longitudinale

La costruzione del sottopasso artificiale sarà fatta in 4 fasi principali che è spiegata nel rapporto chiamato "IN1010D26RGGGA0200001A" nella sezione 3.2 Fasi di Costruzione.

Questa relazione riguarda il calcolo dei muri di sostegno temporanei su pali per proteggere le ferrovie esistenti durante la costruzione della struttura del sottopassaggio e i muri di sostegno temporanei su micropali per proteggere la carreggiata esistente in più fasi. Ci sono 2 muri di sostegno temporanei e saranno fatti nella fase A e nella fase B, sono mostrati rispettivamente nelle figure seguenti.

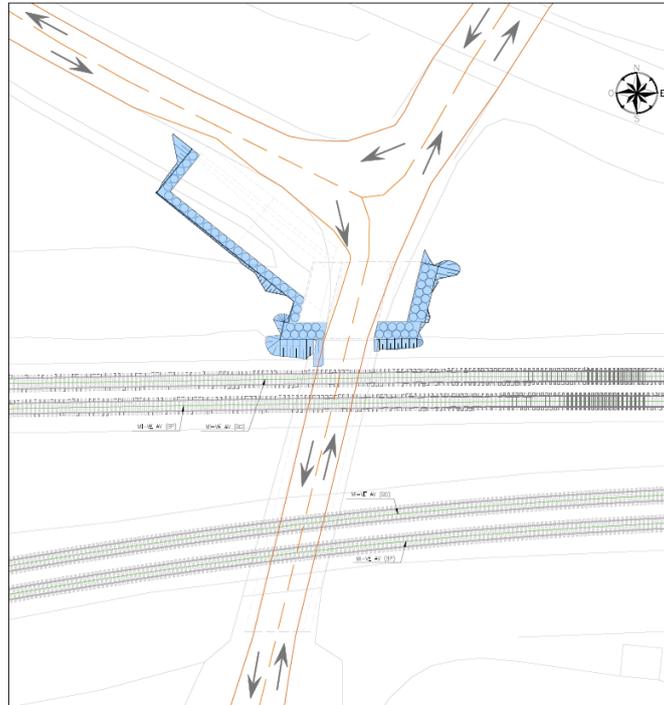


Figura 7 – Vista in pianta del muro di contenimento provvisorio di pali nella fase A

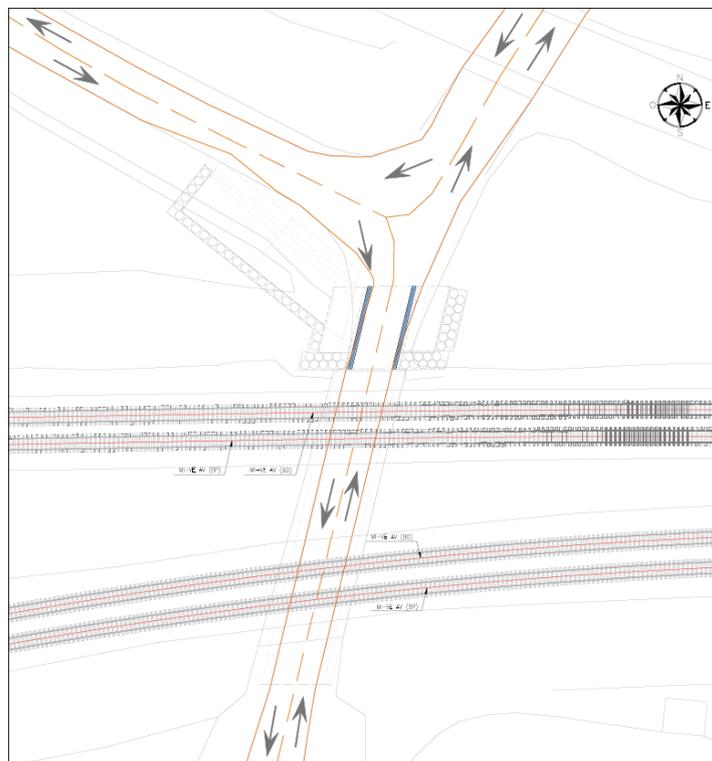


Figura 8 – Vista in pianta del muro di contenimento provvisorio di pali nella fase B

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento geotecnico dell'opera si riporta l'estratto dell'elaborato Relazione Geotecnica da cui si riportano i dati geotecnici fondamentali di interesse.

Tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo:

Tabella 1 Caratteristiche meccaniche del terreno

Strato	Profondità da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione	Peso di volume γ [kN/m ³]	Formazione	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	Coesione c' (kPa)	Modulo elastico E_{oc} (MPa)
1	0.00	34.00	Materiale rimaneggiato e/o di riporto antropico	19.00	MR	41.00	0.00	81.00

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 03 00 005	REV. A

6 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato dal D.M. 17 Gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

Le opere in progetto per la Sottovia via albere nord "SL03", in un sito con le seguenti coordinate geografiche: Latitudine 45.42749; Longitudine 10.95733.

Per la galleria artificiale si definisce una vita nominale VN pari a 35 anni e una classe d'uso III a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 1,5 (§ 2.4.2, DM 17/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell'azione sismica risulta pari a VR = VN · Cu = 35 anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell'azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell'opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, sopra definito, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale :

- ag: accelerazione orizzontale massima
- F0: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T*C: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il periodo di ritorno si determina con l'espressione:

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

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

- ag 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 F₀ e ag/g (Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/2018);

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

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

- 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.V del D.M. 17/01/2018).

Tab. 3.2.V – 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 di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La categoria di sottosuolo è stata valutata sulla base dei risultati della caratterizzazione geotecnica, in particolare sulla base della velocità delle onde di taglio ponderata sui primi 30 metri di profondità. Sulla base degli andamenti delle suddette grandezze con la profondità, con riferimento al documento "Relazione geotecnica e di calcolo" (Rif. [9]) cui si rimanda per maggiori approfondimenti, si individua come categoria di sottosuolo la classe sismica "B". I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica per le opere d'imbocco sono riassunti nei paragrafi seguenti.

	Strutture di sostegno	
Coordinate geografiche	Latitudine: 45.42749; Longitudine 10.95733	
Condizione	SLV	SLD
T_R	332	332
a_g/g	0.136	0.045
F_0	2.421	2.514
Categoria di sottosuolo	B	B
S_s	1.200	1.200
Categoria topografica	T1	T1
S_T	1,00	1,00
a_{max}/g	0.163	0.054

7 DEFINIZIONE DELL'AZIONE VARIABILI

7.1 Azioni sollecitanti esercitate dai carichi stradali

Per il carico stradale si è applicato quanto previsto nelle Norme tecniche per le costruzioni NTC2018.

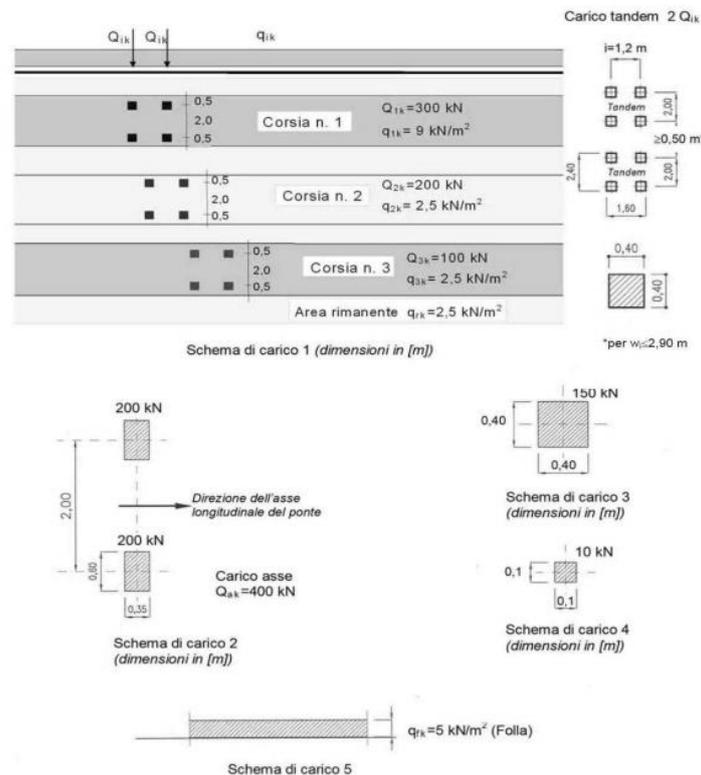


Figura 9 – Carico stradale

I carichi concentrati mobili (carico tandem) sono ripartiti sull'impalcato mediante una diffusione a 45° in direzione longitudinale e trasversale dall'estradosso della pavimentazione stradale.

Nella striscia in direzione longitudinale di 1 metro il tratto di sovrapposizione risulta pari a:

$$L_{sovr} = 1.5 \text{ m}$$

Tenendo quindi in conto la sovrapposizione longitudinale delle impronte di carico diffuse, il carico distribuito trasversalmente dietro l'elemento della parete è uguale a : $Q = P / A$

$$A = (3.5 * 2 - 1.5) * 3.5 = 19.25 \text{ m}^2$$

da cui:

$$Q = 300 / 19.25 = 15.6 \text{ kN/m}^2 (+ 9 \text{ kN/m}^2)$$

$$Q = 25 \text{ kPa considerato.}$$

7.2 Azioni sollecitanti esercitate dai carichi ferroviari

Il carico verticale ferroviario è definito per mezzo di diversi modelli di carico: in particolare sono forniti due treni di carico distinti, il primo rappresentativo del traffico normale LM71, il secondo rappresentativo del traffico pesante SW2.

Coefficiente di adattamento α

I valori dei suddetti carichi relativi alla configurazione LM71 e SW2 dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento, variabile in ragione della tipologia dell'Infrastruttura (ferrovia ordinaria, ferrovia leggera metropolitana), viene di seguito riportata la tabella con la variabilità del coefficiente in base al tipo di linea o categoria di linea.

Tabella 2 Coefficiente di adattamento

Tipi di linea o categorie di linea STI	Valore minimo del fattore alfa (α)
IV	1.1
V	1.0
VI	1.1
VII-P	0.83
VII-F, VII-M	0.91

Per completezza di informazioni viene di seguito riportata la tabella attinente alla categorie di linea STI per il sottosistema Infrastruttura del sistema ferroviario convenzionale:

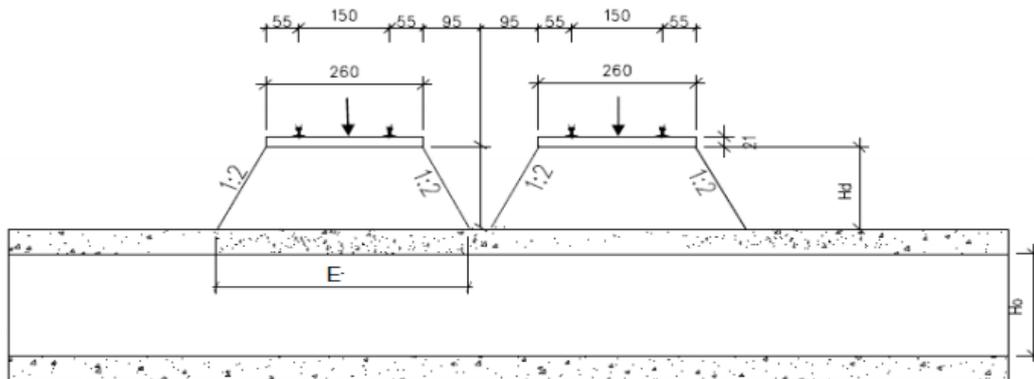


Figura 10 – Diffusione del carico ferroviario

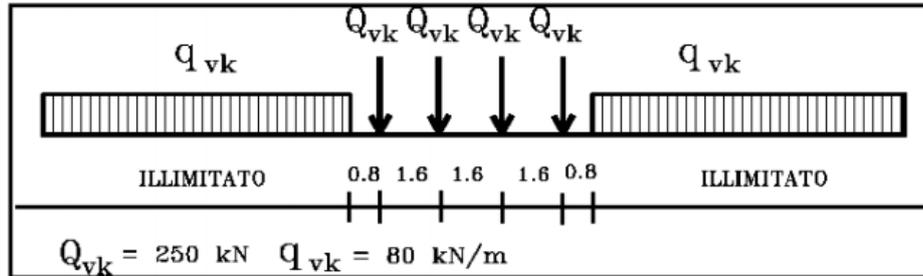


Figura 11 – Modello di carico LM71

$H_d \approx 1.5 \text{ m}$

$L_{net} = 11.6 \text{ m}$

$\Phi_1 = 1.4$

$\Phi_2 = [2.16 / (L_{clear}^{0.5} - 0.2)] + 0.73 = 1.40$

diffondere il carico del treno = $80 \times 1.4 \times 1.4 = 156.8 \text{ kN/m}$

carico del treno singolo = $250 \times 1.4 \times 1.4 = 490 \text{ kN}$

$E = 4.1 \text{ m}$

$A = 4.1 \times 1.6 = 6.56 \text{ m}$

Carico LM71 $\rightarrow W_{trn}(\text{singolo}) = 490 / 6.56 = 75 \text{ kN/m}^2$

8 CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DELLE OPERE

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

- **Azioni permanenti strutturali (G1):** peso proprio degli elementi strutturali;
- **Azioni permanenti non strutturali (G2):** 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

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

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

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

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

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. I coefficienti di spinta a riposo sono stati presi dall'equazione di Jacky come segue:

$$K_0 = 1 - \tan \phi'$$

In condizioni statiche, per la valutazione del coefficiente di spinta attiva, è stata utilizzata la formulazione proposta da Muller-Breslau (1924). Per la valutazione del coefficiente di spinta passiva, è stata seguita la formulazione proposta da Lancellotta (2007), per tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

Formulazione di Muller-Breslau (1924):

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

dove:

ϕ' è l'angolo di attrito del terreno

β è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

δ è l'angolo di attrito paratia-terreno

i è l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

Formulazione di Lancellotta (2007):

$$k_p = \left[\frac{\cos(\delta) \cdot (\cos(\delta) + \sqrt{\sin^2(\phi) - \sin^2(\delta)})}{\cos(i) - \sqrt{\sin^2(\phi) - \sin^2(i)}} \right] \cdot e^{2\theta \tan(\phi)}$$

$$2\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin(\delta)}{\sin(\phi)} \right) + \sin^{-1} \left(\frac{\sin(i)}{\sin(\phi)} \right) + \delta + i$$

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 03 00 005	REV. A

dove:

φ' è l'angolo di attrito del terreno

β è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

δ è l'angolo di attrito paratia-terreno

i è l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

Il valore limite della tensione orizzontale sarà pari a

$$\sigma'h = K_a \cdot \sigma'v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\sigma'h = K_p \cdot \sigma'v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente, e dove c' è la componente della coesione drenata del terreno.

- **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
- **Azione sismica (E):** Accelerazione orizzontale e verticale come definita al Cap. 6

L'effetto del sisma si ottiene applicando un incremento di spinta del terreno (cfr § 7.11.6.3.1 del D.M. 17/01/2018 e § C7.11.6.3 della Circolare 7/19) valutato secondo la teoria di Mononobe-Okabe, agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera.

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

Dove:

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

H : rappresenta l'altezza totale dell'opera (comprensiva del tratto infisso)

K_{aE} e K_a : rappresentano i coefficienti di spinta attiva in condizioni sismiche e statiche rispettivamente

Per la valutazione della spinta passiva si assume $\alpha=1$ (§7.11.6.3 del D.M.17/01/2018). Il coefficiente sismico verticale, k_v , si assume pari a 0 (§7.11.6.3 del D.M.17/01/2018).

Per la definizione dell'incremento di spinta secondo la teoria di Mononobe-Okabe, il coefficiente di spinta attiva (Mononobe (1929) e Okabe (1926)) può valutarsi ponendo ancora δ pari a $\frac{2}{3} \varphi'$, ma considerandone solo la componente orizzontale (ortogonale all'opera di sostegno). Per il coefficiente di spinta passiva (Lancellotta (2007)) in condizioni sismiche, da inserire direttamente nel modello numerico, si ponga invece $\delta = 0$.

Formulazione di Mononobe (1929) e Okabe (1926):

Per $i \leq \varphi' - \theta$;

$$K_{aE} = \frac{\sin^2(\beta + \varphi' - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i - \theta)}{\sin(\beta - \theta - \delta) \cdot \sin(\beta + i)}}\right]^2}$$

Per $i > \varphi' - \theta$;

$$K_{aE} = \frac{\sin^2(\beta + \varphi' - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \theta - \delta)}$$

Dove,

φ' : l'angolo di attrito del terreno

β : l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

δ : l'angolo di attrito paratia-terreno

i : l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right)$$

k_h : coefficiente di accelerazione sismica orizzontale

k_v : coefficiente di accelerazione sismica verticale

Formulazione di Lancellotta (2007):

$$k_p = \left[\frac{\cos(\delta) \cdot (\cos(\delta) + \sqrt{\sin^2(\varphi) - \sin^2(\delta)})}{\cos(i - \theta) - \sqrt{\sin^2(\varphi) - \sin^2(i - \theta)}} \right] \cdot e^{2\theta \tan(\varphi)}$$

$$2\theta = \sin^{-1}\left(\frac{\sin(\delta)}{\sin(\varphi)}\right) + \sin^{-1}\left(\frac{\sin(i - \theta)}{\sin(\varphi)}\right) + \delta + (i - \theta) + 2\theta$$

dove:

φ' : l'angolo di attrito del terreno

β : l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

δ : l'angolo di attrito paratia-terreno

i : l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right)$$

kh: coefficiente di accelerazione sismica orizzontale

kv: coefficiente di accelerazione sismica verticale

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 17/01/2018, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

- Combinazione fondamentale (SLU)
- Combinazione sismica (SLV): il coefficiente di combinazione per il carico variabile Q1 è assunto pari a 0.2.

8.1 Approcci progettuali e metodi di verifica

In accordo con il § 6.5.3 di NTC2018, le verifiche delle strutture di sostegno sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU GEO e SLU STR):

- collasso del complesso opera-terreno;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.
- controllo dello stato tensionale e fessurativo degli elementi strutturali

Come prescritto dal DM 17/01/2018 per le strutture in oggetto, è stato adottato l'Approccio 1 con le due combinazioni di coefficienti parziali (tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I del DM 17/01/2018):

- Combinazione 1: $A1 + M1 + R1$
- Combinazione 2: $A2 + M2 + R1$.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto con la verifica di stati limite ultimi GEO, applicando la Combinazione 2 ($A2+M2+R1$); per quanto riguarda le verifiche di stati limite ultimi STR l'analisi è stata condotta la Combinazione 1 ($A1+M1+R1$).

Per le verifiche di stabilità globale è stato applicato l'Approccio 1- Combinazione 2 ($A2+M2+R2$ – Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del DM 17/01/2018).

Il corretto dimensionamento nei confronti degli SLU GEO assicura che gli spostamenti dell'opera siano compatibili con le esigenze di funzionalità della stessa.

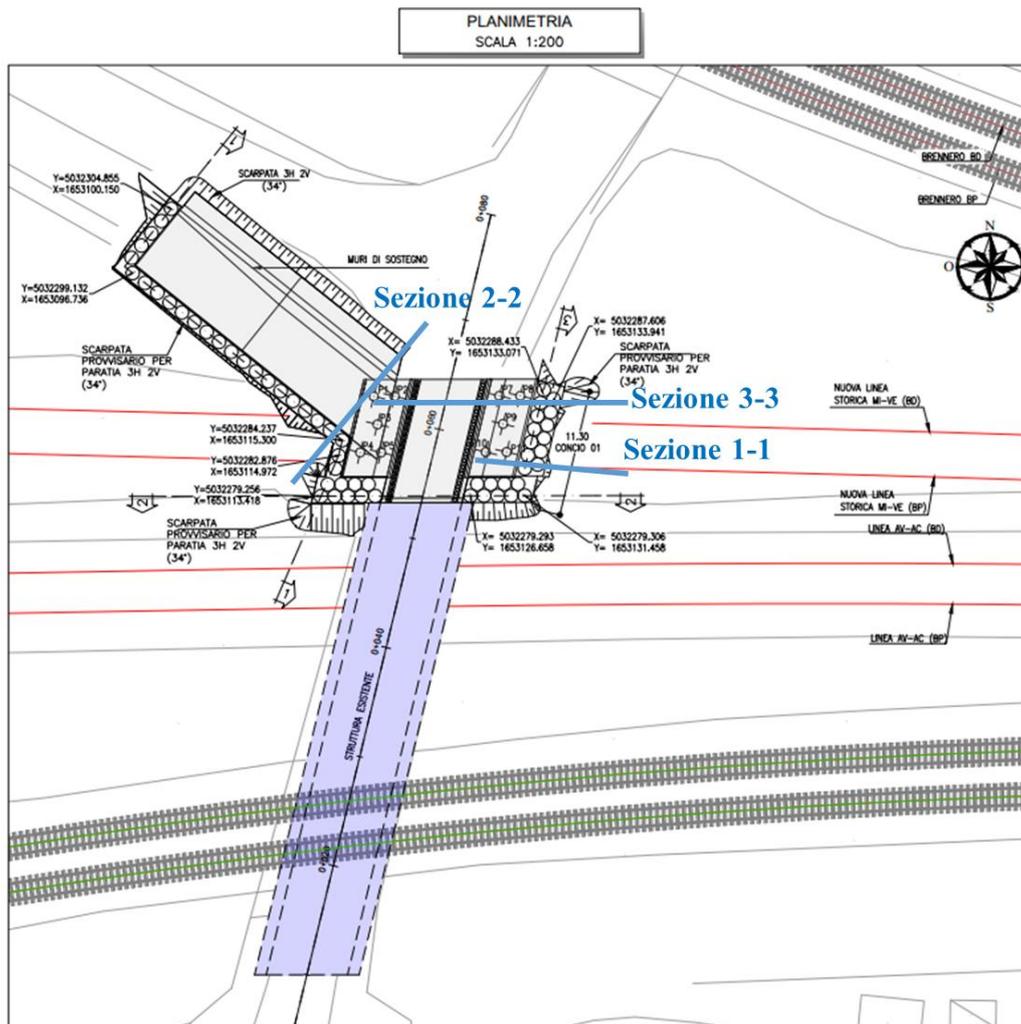
Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), con riferimento alla configurazione finale dell'opera di sostegno. Per le verifiche in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni sono pari all'unità.

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo PARATIE (versione 21.0.3).

9 VERIFICA DELLE OPERE PROVVISORIALI DI GALLERIA EUROPA 2 "GA02"

Le verifiche statiche delle paratie sono state condotte mediante il codice di calcolo Paratie Plus 2020. Le sezioni di calcolo implementate nel codice sono di seguito indicate con riferimento alla figura seguente:

- Sez. 1: paratia di pali, $H = 30.0$ m
- Sez. 2: Paratia di pali, $H = 21.0$ m
- Sez. 3: Paratia di micropali, $H = 10.0$ m



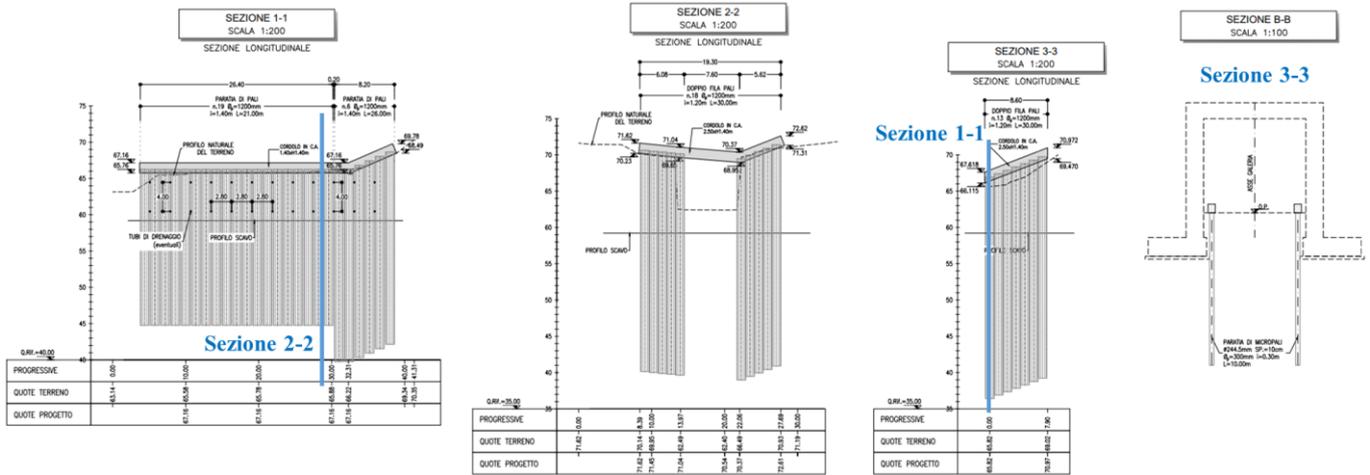


Figura 12 – Modello di Calcolo – Sezioni 1, 2 e 3

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 03 00 005	REV. A

Descrizione del modello di calcolo: Sezione 1

La Figura 13 mostra la sezione di calcolo, si può osservare, per esempio, i carichi di sovraccarico si applichino su un piano del terreno orizzontale.

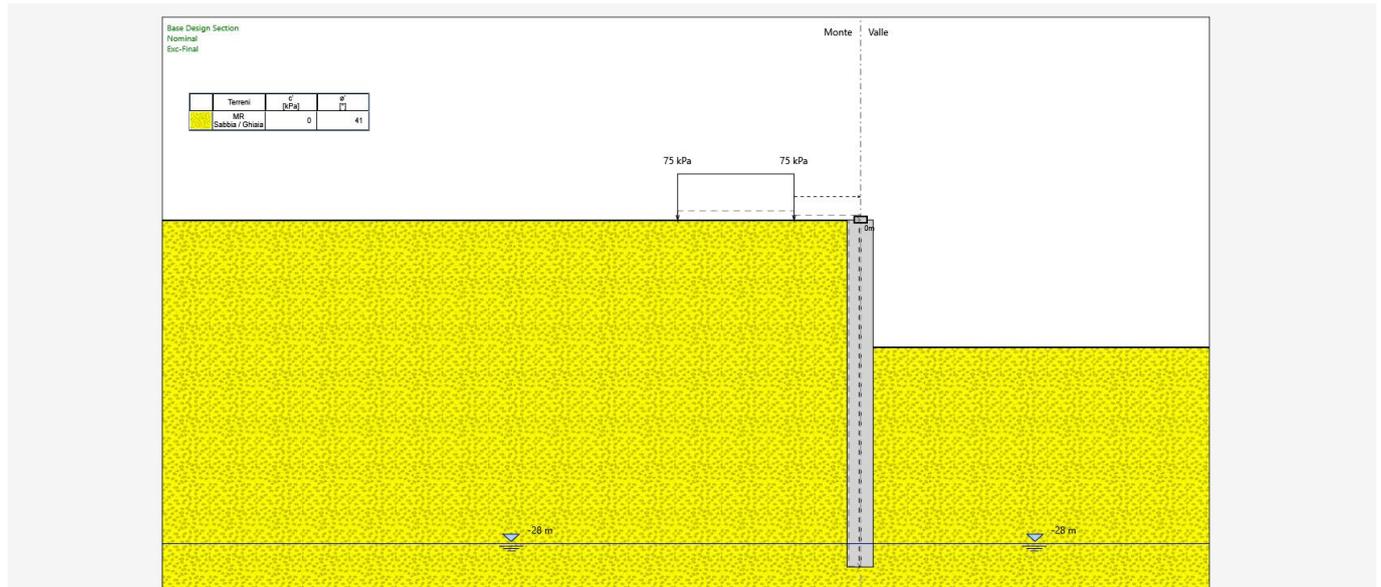


Figura 13 – Modello di Calcolo

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

Tabella 3: Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

Tipologia struttura di sostegno	Paratia di doppio fila pali, diametro di perforazione $\phi = 1200$ mm con armati ad interasse $i = 1.20$ m
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 30.00$ m
Altezza libera paratia	$H = 10.50$ m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 §6.5.2.2)	$H1 = H + \min[0.5; 10\% (10.5 - 0)] = 11.00$ m
Inclinazione del piano campagna a monte	terreno naturale circa $0^\circ - 5^\circ$
Inclinazione del piano campagna a valle	$0^\circ - 5^\circ$
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	Carico Ferroviario: $Q_{1,k} = 75$ kPa,
Sovraccarichi variabili a valle	-

I parametri geotecnici adottati nelle analisi variano a seconda della combinazione di riferimento adottata in considerazione della specifica verifica prevista dal D.M. 17/01/2018 così come riportato nel prospetto che segue.

Tabella 4: Parametri geotecnici di calcolo

Terreno	Gruppo coeff. parziali	Condizione	γ	c'_a	ϕ'_a	δ	E'	E'_{ur}	k_o	K_{ah}	K_{ph}
			(kN/m^3)	(kPa)	($^\circ$)	($^\circ$)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	(-)
MR (da p.c. a 34 m)	M1	SLU	19	0	41	27.30	81	129.6	0.344	0.170	10.410
		SLV				0			0.344	0.200	4.630
	M2	SLU		0	34.82	23.20			0.429	0.226	6.424
		SLV				0			0.429	0.200	4.630

γ = peso dell'unità di volume

c'_a = coesione efficace (valore di calcolo)

ϕ'_a = angolo di resistenza al taglio (valore di calcolo)

δ = angolo d'attrito struttura/terreno

E' = modulo di Young

E'_{ur} = modulo di Young (scarico/ricarico)

k_o = coefficiente di spinta a riposo

K_a = coefficiente di spinta attiva

K_p = coefficiente di resistenza passiva

Con riferimento alla valutazione del coefficiente sismico orizzontale k_h , i valori di α e β sono stati assunti rispettivamente pari a 0.849 e 0.466 avendo considerato un sottosuolo di tipo B e uno spostamento massimo ammissibile μ_s pari a $0.005 \times 30 = 0.15$ m (cfr. § 7.11.6.3.2 del D.M. 17/01/2018).

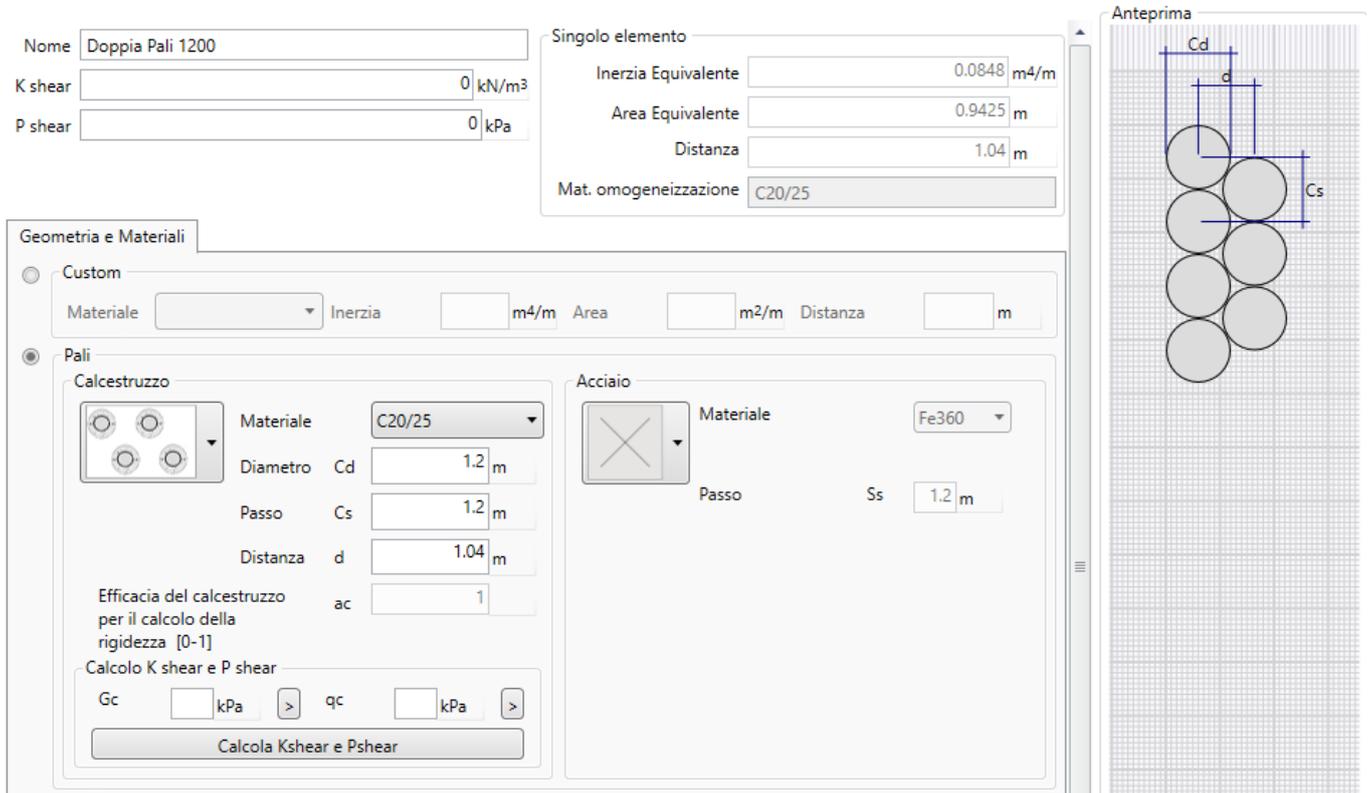
Si sottolinea che i coefficienti di spinta sono stati determinati considerando orizzontale il piano campagna a monte dell'opera.

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:

Tabella 5: Azione sismica

SLU	ΔS
STR	8.58 kPa/m
GEO	8.58 kPa/m

Le strutture componenti l'opera sono state modellate all'interno del software come segue:



Nome: Doppia Pali 1200

K shear: 0 kN/m³

P shear: 0 kPa

Singolo elemento

Inerzia Equivalente: 0.0848 m⁴/m

Area Equivalente: 0.9425 m

Distanza: 1.04 m

Mat. omogeneizzazione: C20/25

Geometria e Materiali

Custom

Materiale: Inerzia: m⁴/m Area: m²/m Distanza: m

Pali

Calcestruzzo

Materiale: C20/25

Diametro Cd: 1.2 m

Passo Cs: 1.2 m

Distanza d: 1.04 m

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

Calcolo K shear e P shear

Gc: kPa qc: kPa

Calcola Kshear e Pshear

Acciaio

Materiale: Fe360

Passo Ss: 1.2 m

Anteprima

Diagram showing pile arrangement with labels Cd, d, and Cs.

Figura 14 : Caratteristiche dei micropali inserite in Paratie Plus

9.1.1 Fasi di calcolo

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

- Fase 1.** Inizializzazione dello stato tensionale geostatico;
- Fase 2.** Simulazione della paratia della pila, applicazione del carico variabile Q1 (rappresentativo del carico del treno) e scavo di ribasso fino a quota -2.50m rispetto alla testa dell'opera
- Fase 3.** Scavo di ribasso fino a quota -11.00 m rispetto alla testa dell'opera
- Fase 4.** Applicazione dell'azione sismica come definita in Tabella 5: Azione sismica

9.1.2 Verifica del complesso opera – terreno

La verifica è volta a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di inserimento della paratia, sia in condizioni statiche (SLU) che sismiche (SLV). A tal fine, nelle figure seguenti, sono riportati gli output in termini di deformazione dell'opera e di percentuale di spinta mobilitata. La percentuale di spinta mobilitata (rapporto tra la spinta effettiva agente e la spinta massima possibile) è sempre inferiore all'unità.

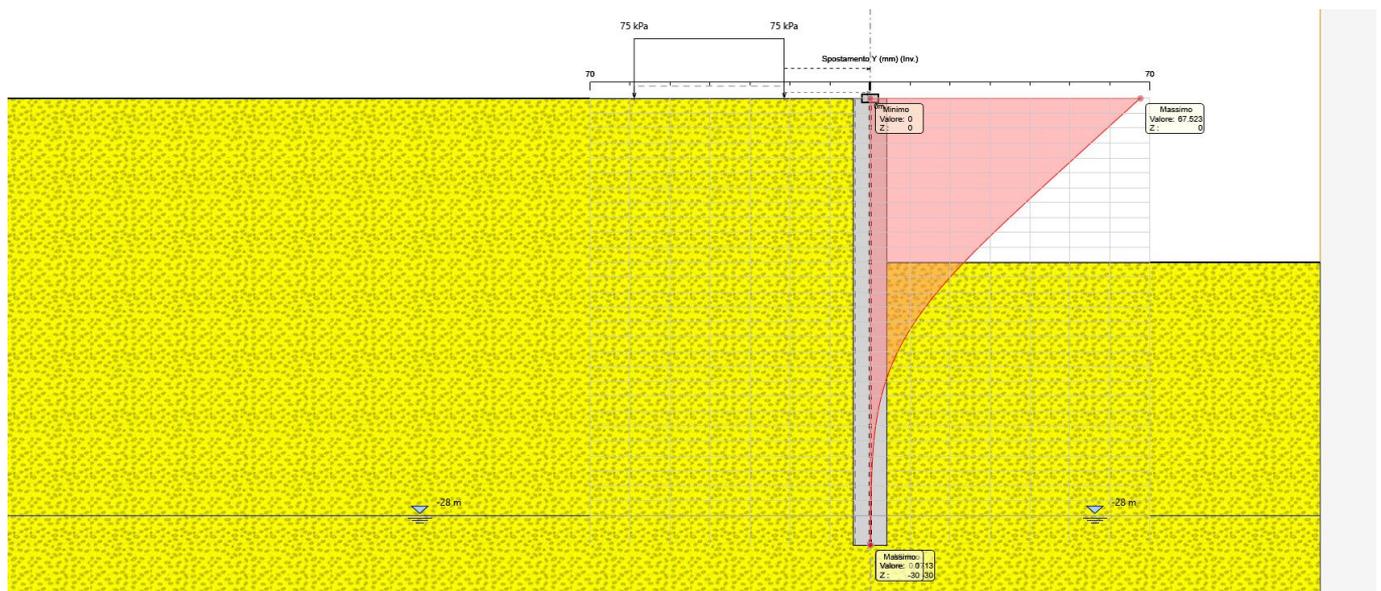


Figura 15 – Sezione 1: Inviluppo della deformata dell'opera (SLU) nelle varie fasi di calcolo

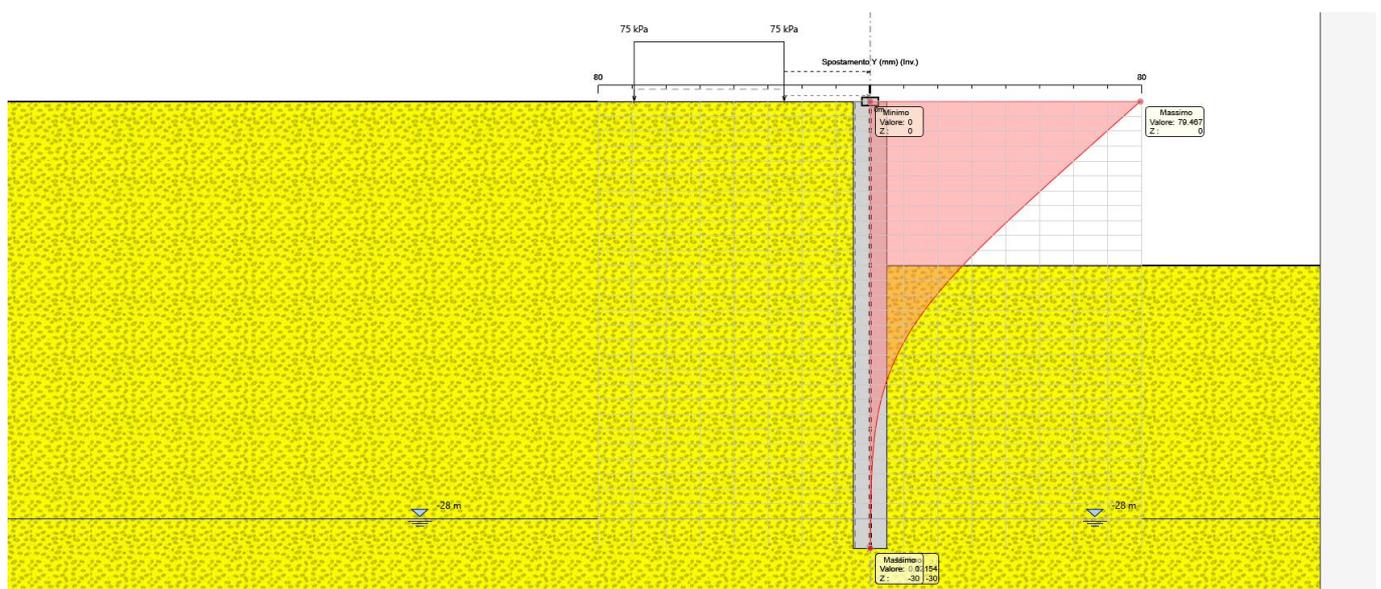


Figura 16 – Sezione 1: Inviluppo della deformata dell'opera (SLV) nelle varie fasi di calcolo

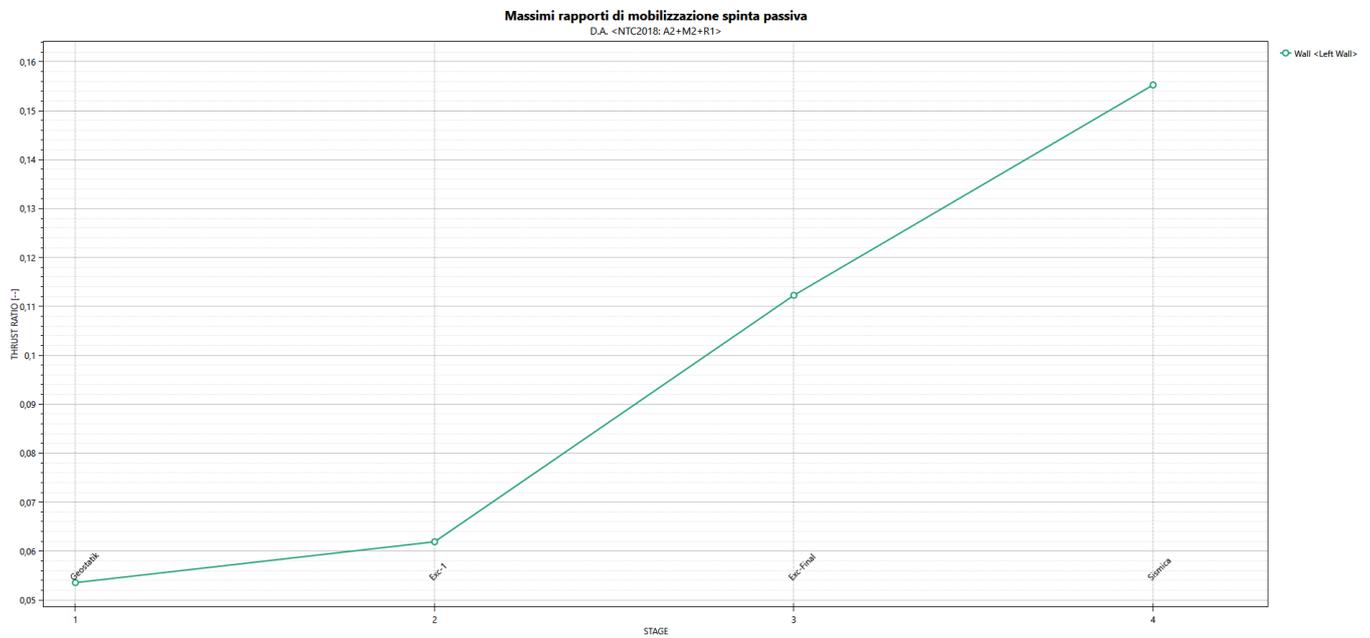


Figura 17 – Sezione 1: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLU)

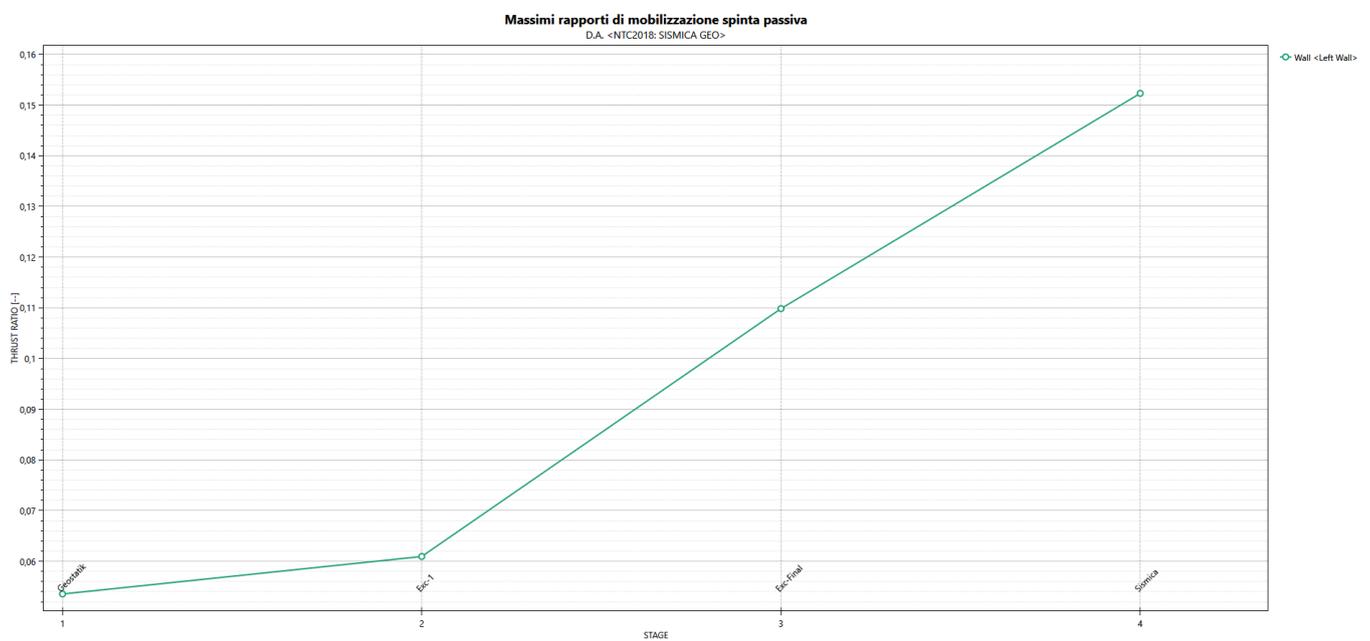


Figura 18 – Sezione 1: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLV)

9.1.3 Verifica del spostamento del terreno sotto ferrovia

I calcoli sono stati fatti per SLE in condizione statica e SLD per la condizione sismica secondo le NTC 2018 (§6.5.3.2 e §7.11.1). Le verifiche sono state fatte per il secondo livello di qualità delle tolleranze geometriche di "RFI TCAR ST AR 01 001 D". È stato valutato che gli assestamenti differenziali inferiori a 10 mm sono adeguati, e gli assestamenti tra 10 mm e 15 mm dovrebbero essere controllati installando un sistema di monitoraggio appropriato sul campo.

Nelle figure seguenti, sono mostrati i risultati in termini della cedimenti superficiali dietro il muro sia per SLE che per SLD rispettivamente.

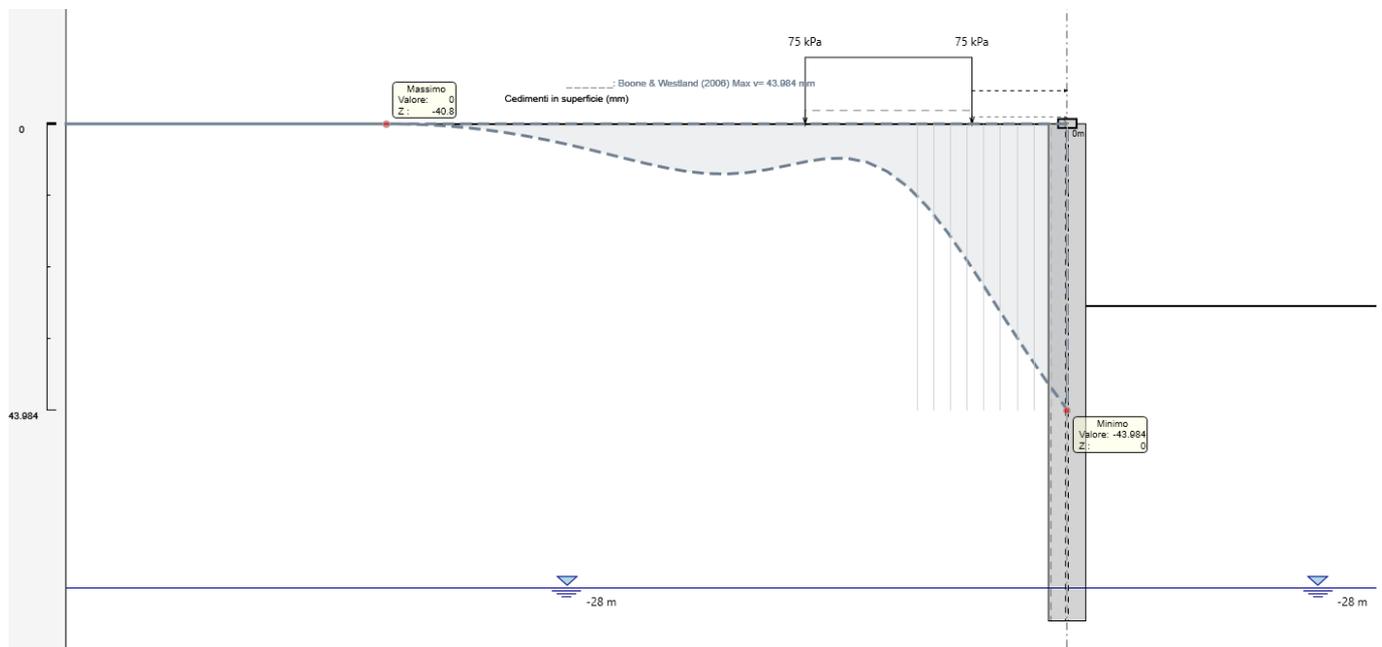


Figura 19 – Sezione 1: Cedimenti superficiali dietro il muro (SLE) nella ultima fase

Ci sono 2 binari ferroviari dietro la paratia.

L'assestamento differenziale tra le 2 rotaie del primo binario è: $21,0 - 13,0 = 8$ mm

L'assestamento differenziale tra le 2 rotaie del secondo binario è: $9,6 - 5,8 = 3,8$ mm in condizione SLE

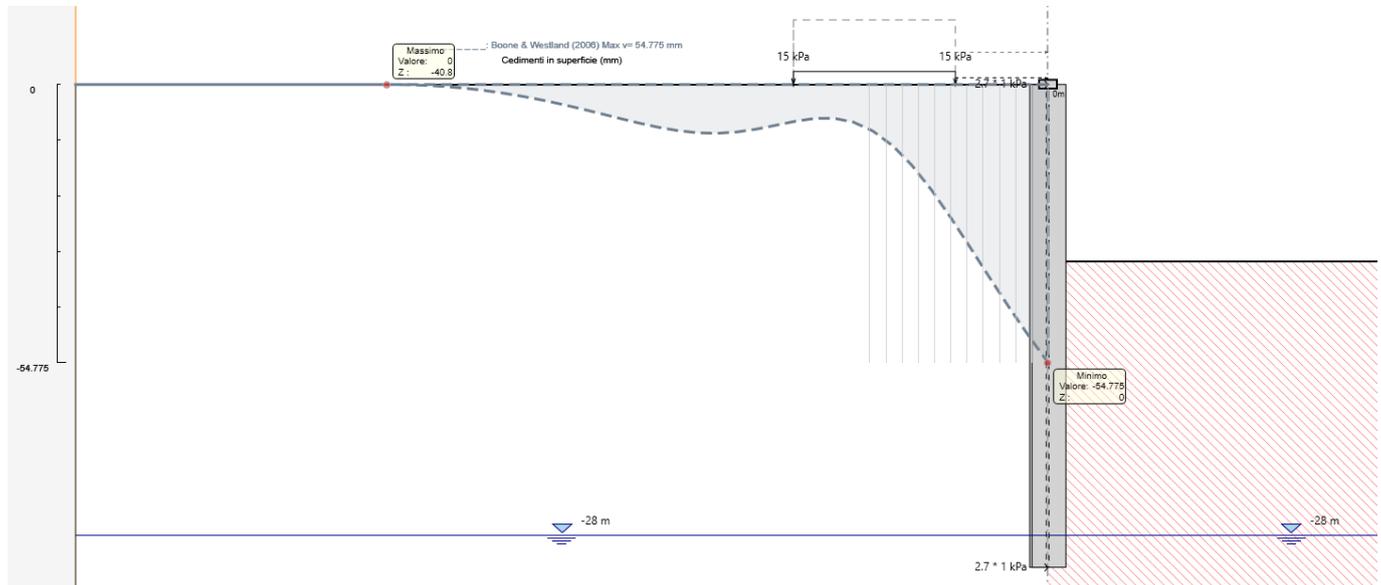


Figura 20 – Sezione 1: Cedimenti superficiali dietro il muro (SLD) nella ultimo fase

Ci sono 2 binari ferroviari dietro la paratia.

L'assestamento differenziale tra le 2 rotaie del primo binario è: $20,0 - 15,9 = 4,1$ mm

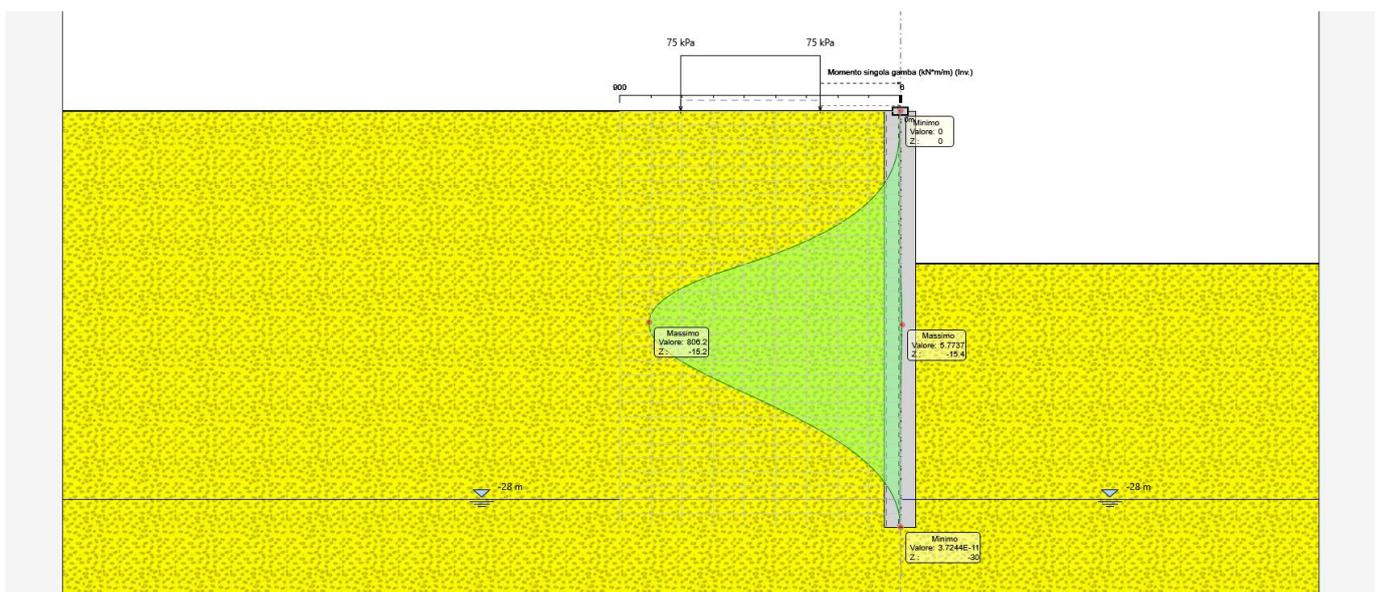
L'assestamento differenziale tra le 2 rotaie del secondo binario è: $12,0 - 7,4 = 4,6$ mm in condizione SLD

9.1.4 Verifica strutturali di pali

Nei prospetti che seguono, per le combinazioni STR statica e sismica, si riportano gli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione sulla paratia di pali per tutte le fasi di calcolo ed i valori delle sollecitazioni massime, utilizzate per le verifiche strutturali.

Tabella 19: Sezione 2 – Sollecitazioni SLU e SLV

Condizione [-]	Fase di calcolo [-]	Soll. Max. [-]	Quota [m]	M_{Sd} [kNm/m]	T_{Sd} [kN/m]	N_{Sd} [kN/m]
SLU	Fondo Scavo	Momento	-15,2	806,00	6,00	429,77
	Fondo Scavo	Taglio	-11,2	522,00	140,00	316,67
SLV	Sisma	Momento	-15,8	1039	8,00	446,73
	Sisma	Taglio	-11,4	682	153,00	322,33


Figura 21 – Modello SLU: Involuppo Diagramma del Momento

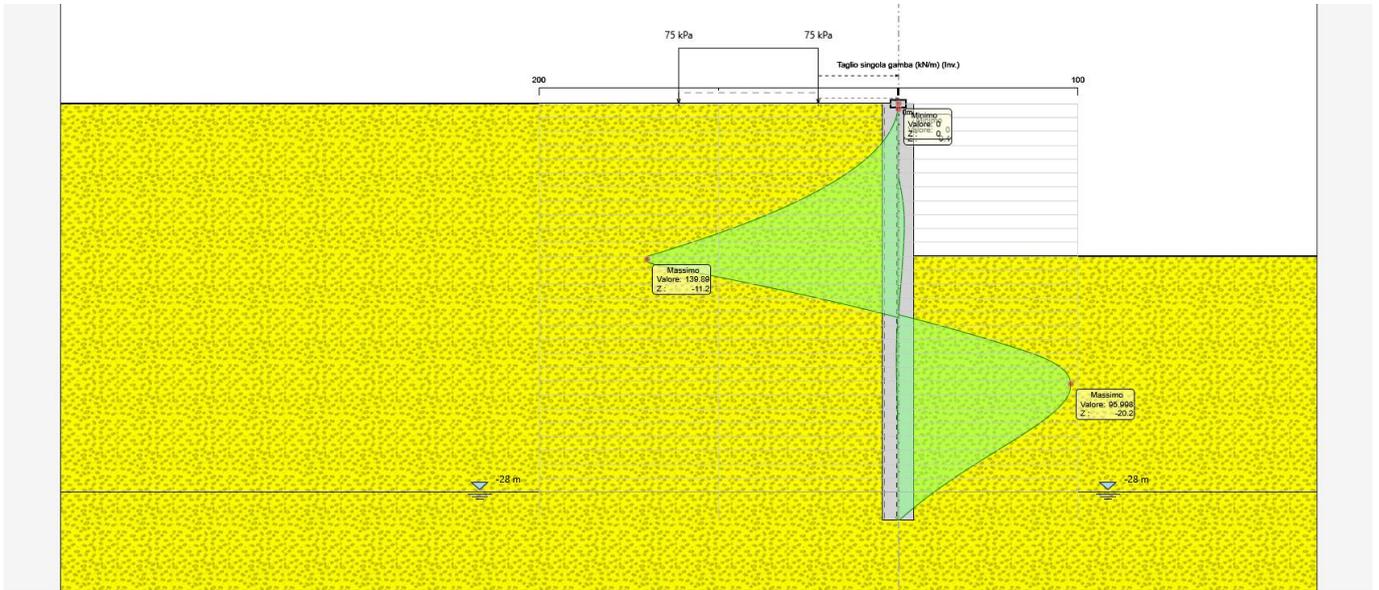


Figura 22 – Modello SLU: Involuppo Diagramma del Taglio

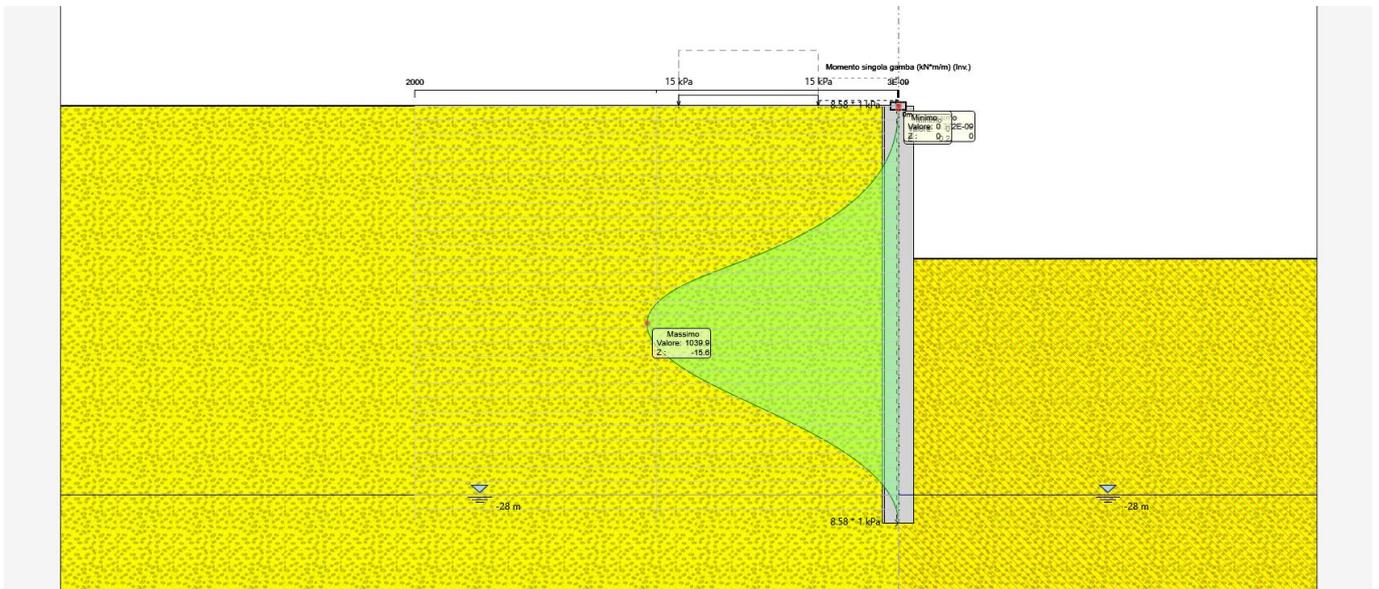
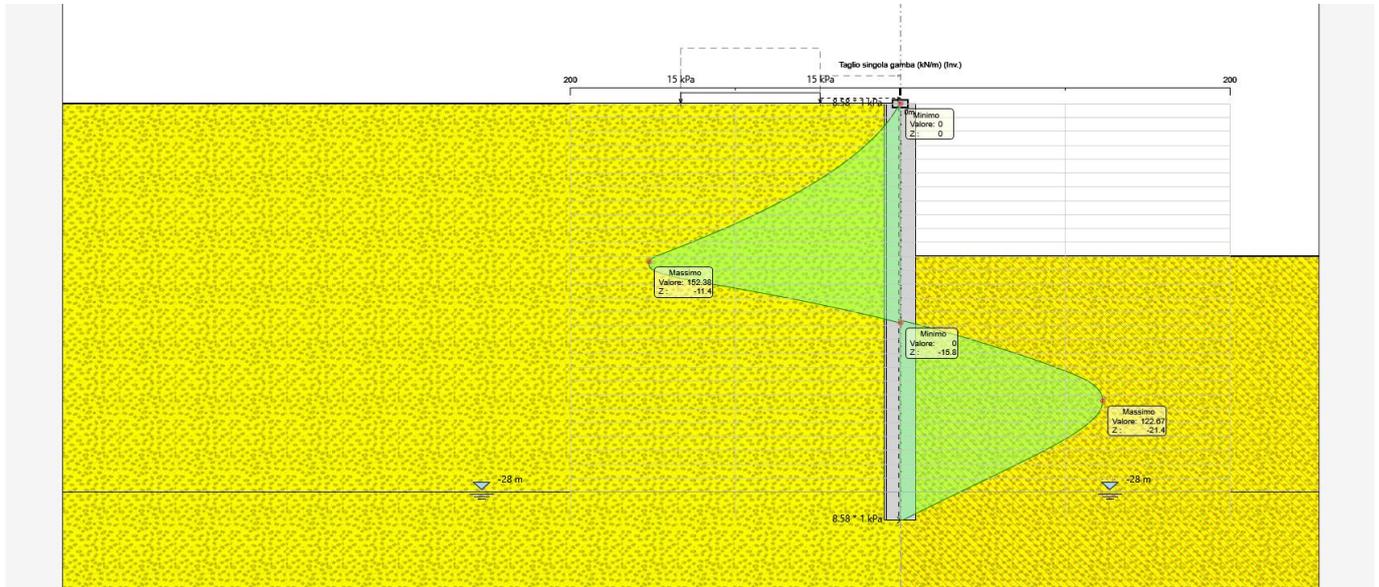


Figura 23 – Modello SLV: Involuppo Diagramma del Momento


Figura 24 – Modello SLV: Involuppo Diagramma del Taglio

The shear and bending moment values shown in the previous table must be multiplied by the distance between the piles in order to obtain the stress acting on the single pile.

Per il palo Ø1200 è stata prevista un'armatura costituita da 20 ø 20 e una spirale ø12 passo 0.3m. Si riporta di seguito la verifica nella condizione più gravosa.

INPUT									
MATERIALI				GEOMETRIA					
Calcestruzzo		Acciaio		Sezione trasversale					
R _{ck}	30	Mpa	f _{yk}	450	Mpa	D	120	cm	
f _{ck}	25	Mpa	E _s	200000	Mpa	d	111.8	cm	
E _{cm}	31000	Mpa	γ _c	1.15	-	Armatura longitudinale			
γ _c	1.5	-	f _{yd}	391.3	Mpa	n _{barre}	Φ	c	A _{s1}
α _{cc}	0.85	-	ε _{uk}	75	%		mm	mm	cm ²
f _{cd}	14.1	Mpa				20	20	60	56.55
f _{ctm}	2.6	MPa				0	0	0	0.00
v	0.5	-				Armatura a taglio			
ε _{c2}	2	%				tipo	Φ	passo	c
ε _{cu2}	3.5	%					mm	cm	mm
α _e	15.0	-				Spirale	12	30	60
k _t	0.6	-							
k ₁	0.8	-							
k ₂	0.5	-							
k ₃	1.90	-							
k ₄	0.425	-							

SLU/SLV

M_{Ed} **1246,80** [kNm]

N_{Ed} **-322,33** [kN]

V_{Ed} **9,60** [kN]

Presso-flessione

M_{Rd} 1316 [kNm]

FS 1,06 -

Taglio

V_{Rd} 334,9 [kN]

Non necessita di armatura a taglio

V_{Rsd} 626,5 [kN]

V_{Rcd} 2089,2 [kN]

θ 21,8 °

Verifica Combinazione M_{max}

SLU/SLV

M_{Ed} **818,40** [kNm]

N_{Ed} **0,0** [kN]

V_{Ed} **183,60** [kN]

Presso-flessione

M_{Rd} **1187** [kNm]

FS 1,45 -

Taglio

V_{Rd} 334,9 [kN]

Non necessita di armatura a taglio

V_{Rsd} 626,5 [kN]

V_{Rcd} 2089,2 [kN]

θ 21,8 °

Verifica Combinazione T_{max}

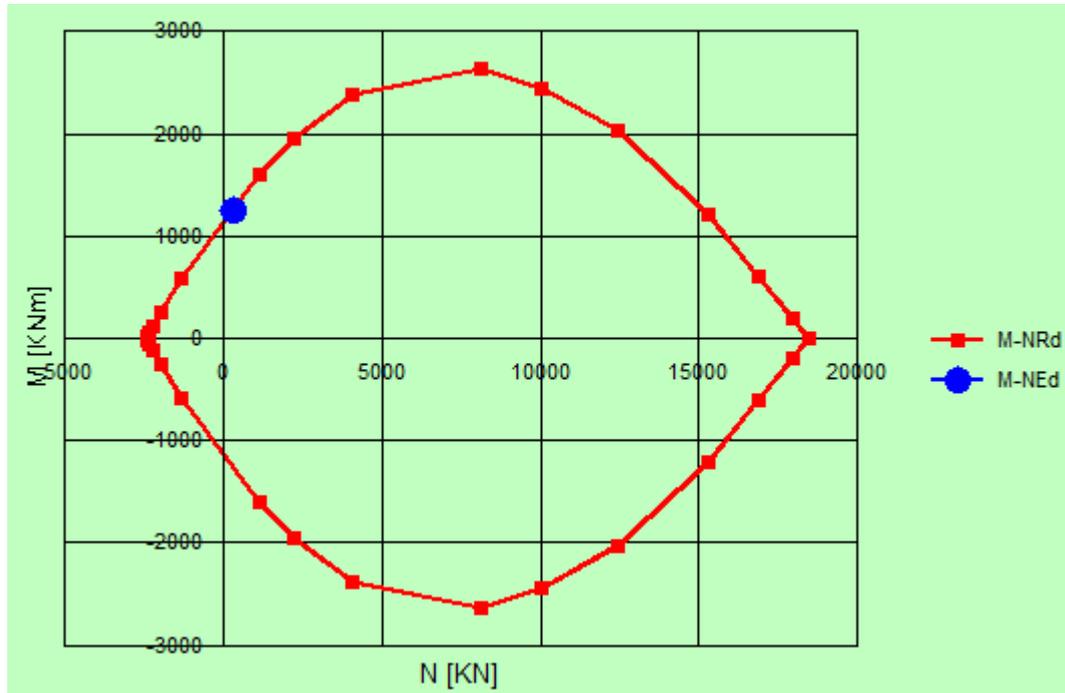


Figura 25 – Dominio di interazione

Le verifiche strutturali sono pertanto tutte soddisfatte. Per la sezione in esame l'incidenza è di 60 kg/m³.

9.2 Descrizione del modello di calcolo: Sezione 2

La Figura 26 mostra la sezione di calcolo, si può osservare, per esempio, i carichi di sovraccarico si applichino su un piano del terreno orizzontale.

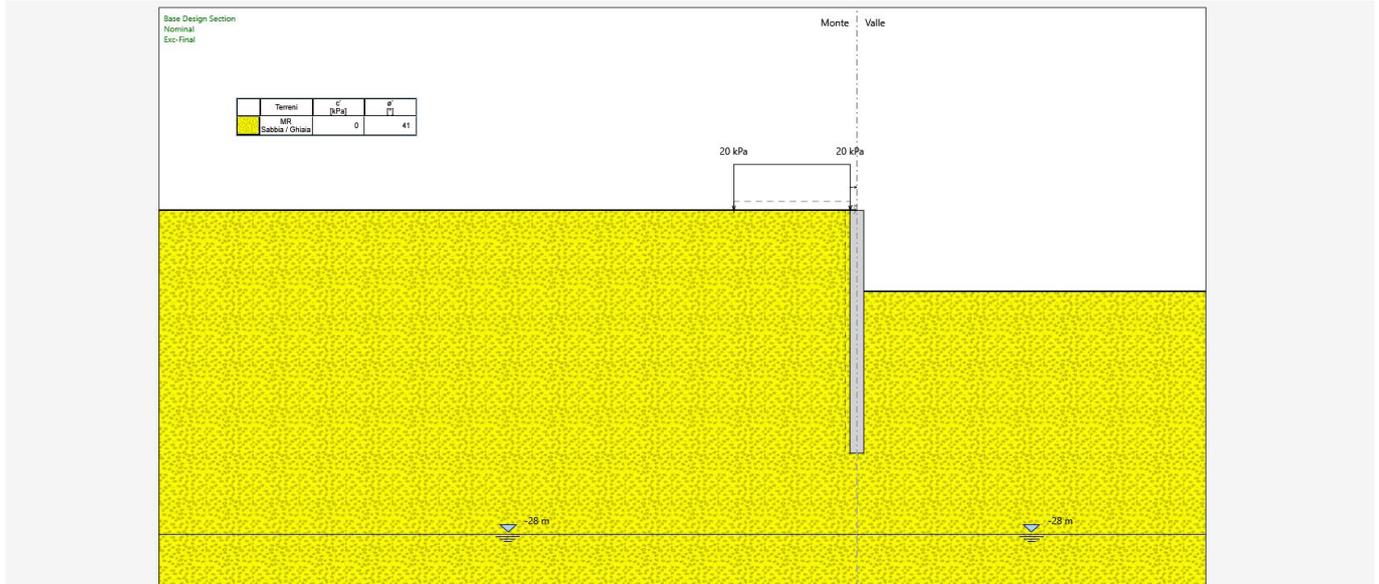


Figura 26 – Modello di Calcolo

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

Tabella 6: Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

Tipologia struttura di sostegno	Paratia di pali, diametro di perforazione $\phi = 1200$ mm con armati ad interasse $i = 1.40$ m
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 21.00$ m
Altezza libera paratia	$H = 6.50$ m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 §6.5.2.2)	$H1 = H + \min[0.5; 10\% (6.50 - 0)] = 7.00$ m
Inclinazione del piano campagna a monte	terreno naturale circa $0^\circ - 5^\circ$
Inclinazione del piano campagna a valle	$0^\circ - 5^\circ$
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	Carico del cantiere: $Q_{1,k} = 20$ kPa, estensione 10 m
Sovraccarichi variabili a valle	-

I parametri geotecnici adottati nelle analisi variano a seconda della combinazione di riferimento adottata in considerazione della specifica verifica prevista dal D.M. 17/01/2018 così come riportato nel prospetto che segue.

Tabella 7: Parametri geotecnici di calcolo

Terreno	Gruppo coeff. parziali	Condizione	γ	c'_a	φ'_a	δ	E'	E'_{ur}	k_o	K_{ah}	K_{ph}		
			(kN/m^3)	(kPa)	($^\circ$)	($^\circ$)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	(-)		
MR (da p.c. a 34 m)	M1	SLU	19	0	41	27.30	81	129.6	0.344	0.170	10.410		
		SLV				0			0.344	0.208	4.609		
	M2	SLU				0			34.82	23.20	0.429	0.226	6.424
		SLV								0	0.429	0.208	4.609

γ = peso dell'unità di volume

c'_a = coesione efficace (valore di calcolo)

φ'_a = angolo di resistenza al taglio (valore di calcolo)

δ = angolo d'attrito struttura/terreno

E' = modulo di Young

E'_{ur} = modulo di Young (scarico/ricarico)

k_o = coefficiente di spinta a riposo

K_a = coefficiente di spinta attiva

K_p = coefficiente di resistenza passiva

Con riferimento alla valutazione del coefficiente sismico orizzontale k_h , i valori di α e β sono stati assunti rispettivamente pari a 0.949 e 0.514 avendo considerato un sottosuolo di tipo B e uno spostamento massimo ammissibile μ_s pari a $0.005 \times 21 = 0.105$ m (cfr. § 7.11.6.3.2 del D.M. 17/01/2018).

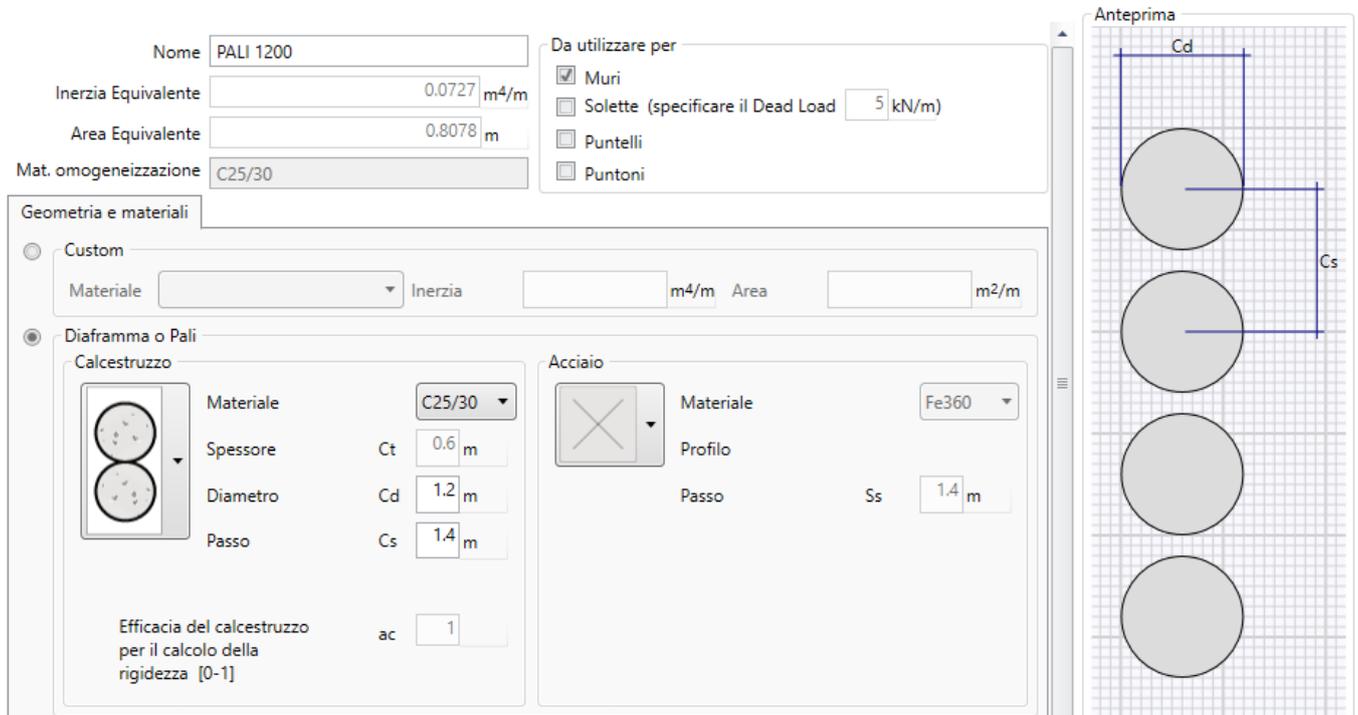
Si sottolinea che i coefficienti di spinta sono stati determinati considerando orizzontale il piano campagna a monte dell'opera.

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:

Tabella 8: Azione sismica

SLU	ΔS
STR	7.53 kPa/m
GEO	7.53 kPa/m

Le strutture componenti l'opera sono state modellate all'interno del software come segue:



Nome: PALI 1200

Inerzia Equivalente: 0.0727 m⁴/m

Area Equivalente: 0.8078 m

Mat. omogeneizzazione: C25/30

Da utilizzare per:

- Muri
- Solette (specificare il Dead Load: 5 kN/m)
- Puntelli
- Puntoni

Geometria e materiali

Custom

Materiale: Inerzia: m⁴/m Area: m²/m

Diaframma o Pali

Calcestruzzo

Materiale: C25/30

Spessore: Ct: 0.6 m

Diametro: Cd: 1.2 m

Passo: Cs: 1.4 m

Acciaio

Materiale: Fe360

Profilo:

Passo: Ss: 1.4 m

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

Anteprima

Cd

Cs

Figura 27 : Caratteristiche dei micropali inserite in Paratie Plus

9.2.1 Fasi di calcolo

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

- Fase 1.** Inizializzazione dello stato tensionale geostatico;
- Fase 2.** Scavo di ribasso fino a quota -2.50 m rispetto alla testa dell'opera; Simulazione della paratia della pila, applicazione del carico variabile Q1 (rappresentativo del carico ferroviario);
- Fase 3.** Scavo di ribasso fino a quota -7.00 m rispetto alla testa dell'opera
- Fase 4.** Applicazione dell'azione sismica come definita in Tabella 8: Azione sismica

9.2.2 Verifica del complesso opera – terreno

La verifica è volta a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di inserimento della paratia, sia in condizioni statiche (SLU) che sismiche (SLV). A tal fine, nelle figure seguenti, sono riportati gli output in termini di deformazione dell'opera e di percentuale di spinta mobilitata. La percentuale di spinta mobilitata (rapporto tra la spinta effettiva agente e la spinta massima possibile) è sempre inferiore all'unità.

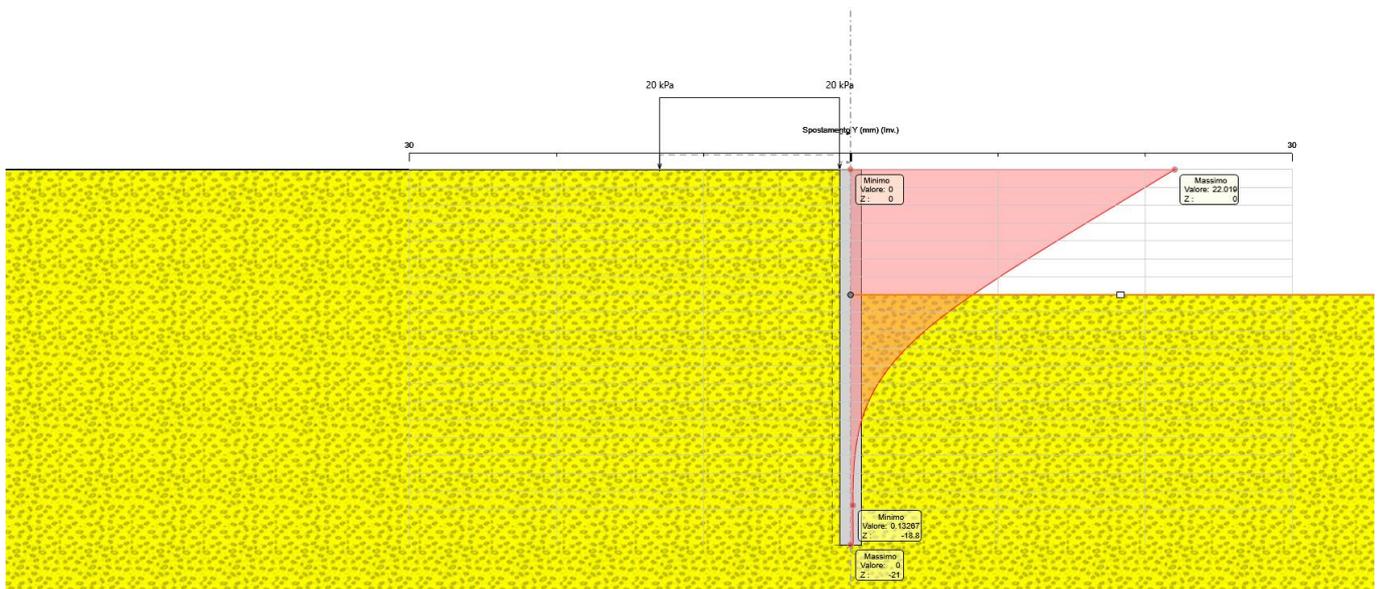


Figura 28 – Sezione 2: Involuppo della deformata dell'opera (SLU) nelle varie fasi di calcolo

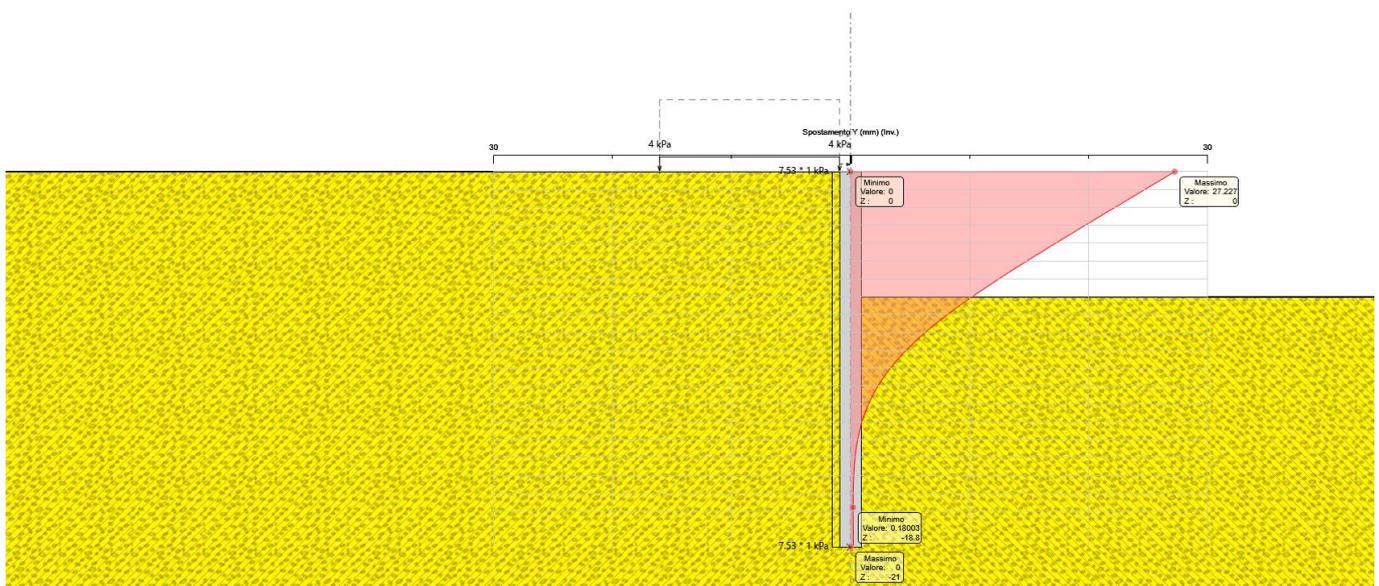


Figura 29 – Sezione 2: Involuppo della deformata dell'opera (SLV) nelle varie fasi di calcolo

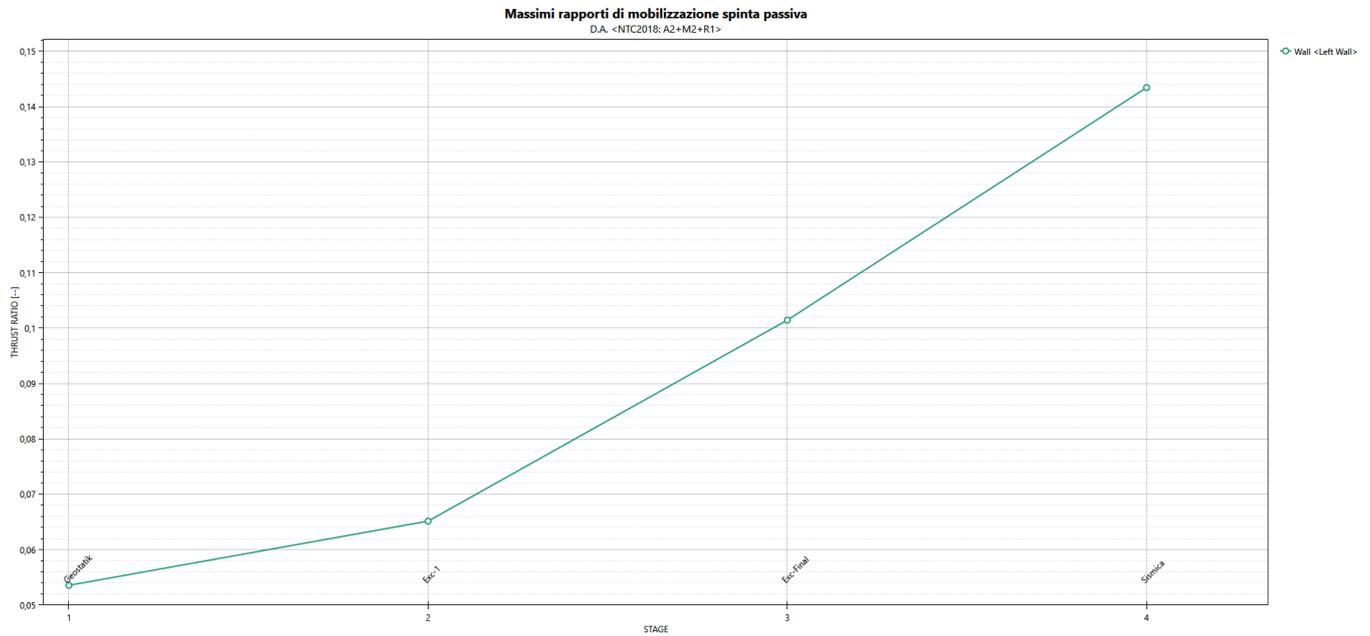


Figura 30 – Sezione 2: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLU)

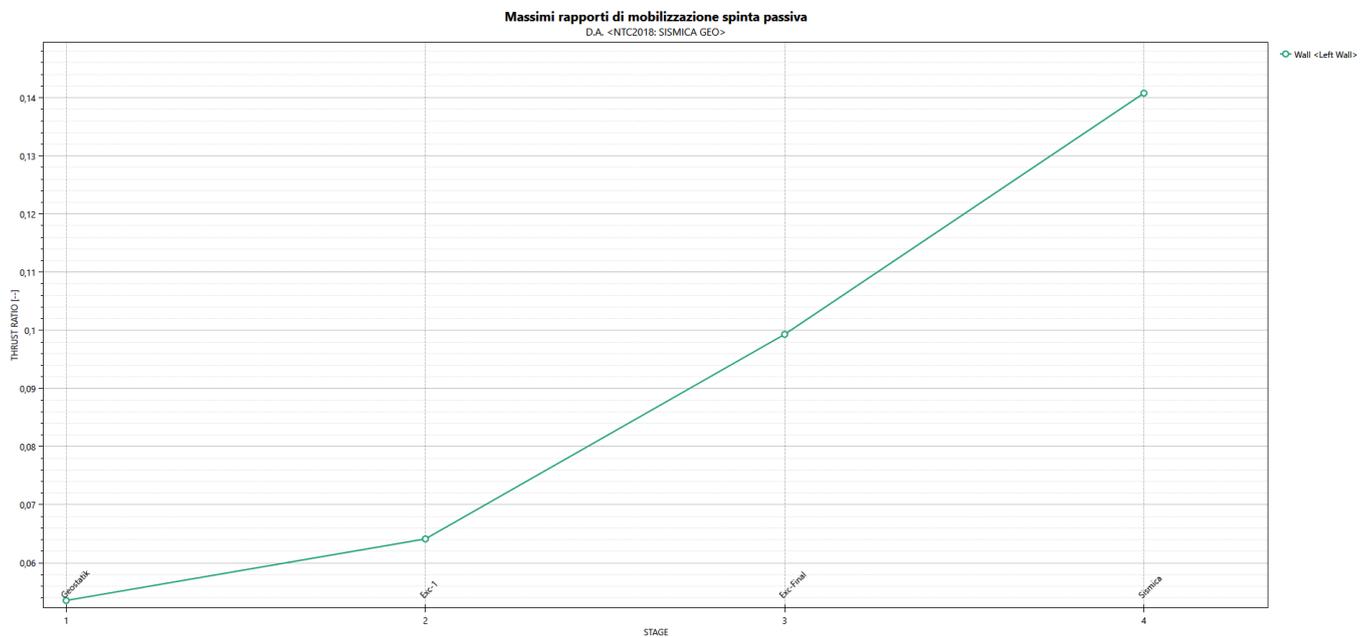


Figura 31 – Sezione 2: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLV)

9.2.3 Verifica strutturali di pali

Nei prospetti che seguono, per le combinazioni STR statica e sismica, si riportano gli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione sulla paratia di pali per tutte le fasi di calcolo ed i valori delle sollecitazioni massime, utilizzate per le verifiche strutturali.

Tabella 9 Sezione 2 – Sollecitazioni SLU e SLV

Condizione [-]	Fase di calcolo [-]	Soll. Max. [-]	Quota [m]	M_{Sd} [kNm/m]	T_{Sd} [kN/m]	N_{Sd} [kN/m]
SLU	Fondo Scavo	Momento	-10,6	686,00	8,00	299,71
	Fondo Scavo	Taglio	-7,2	412,00	165,00	203,58
SLV	Sisma	Momento	-10,6	795	5,00	299,71
	Sisma	Taglio	-7,4	505	170,00	209,23

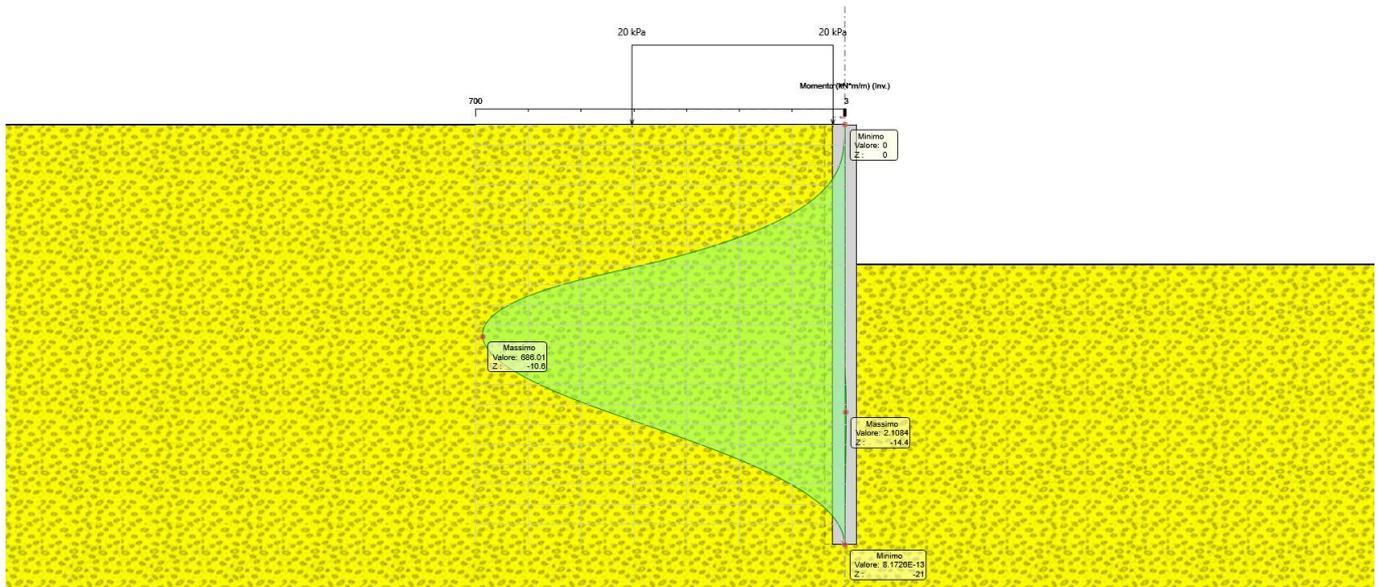


Figura 32 – Modello SLU: Inviluppo Diagramma del Momento

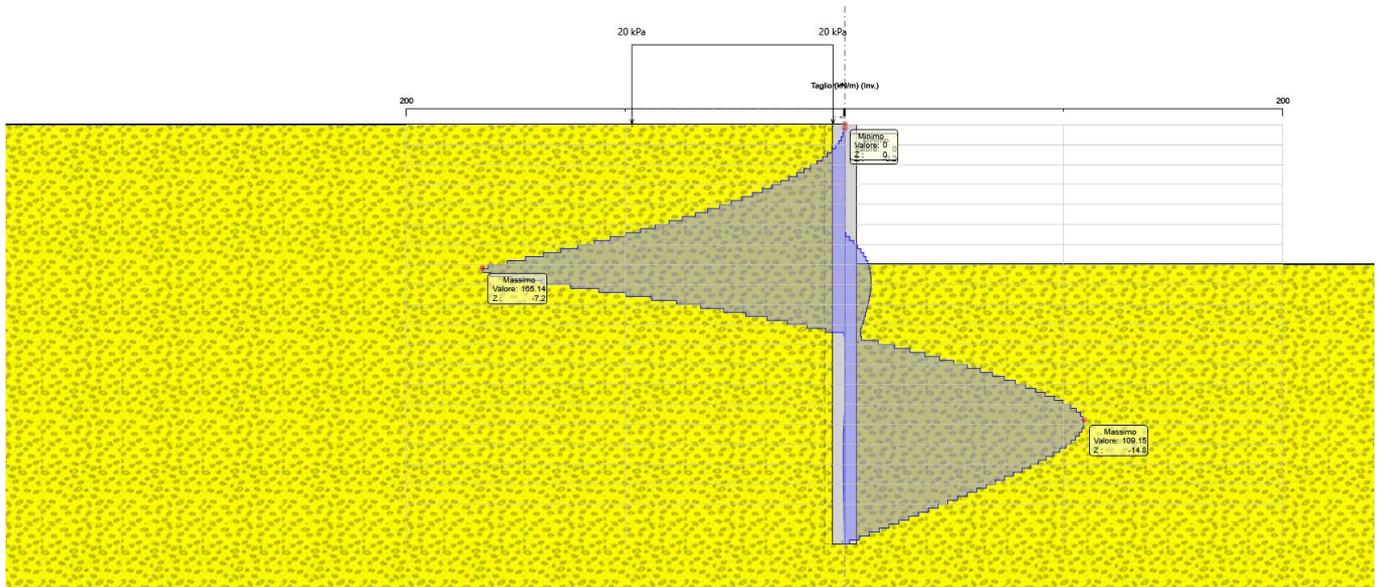


Figura 33 – Modello SLU: Involuppo Diagramma del Taglio

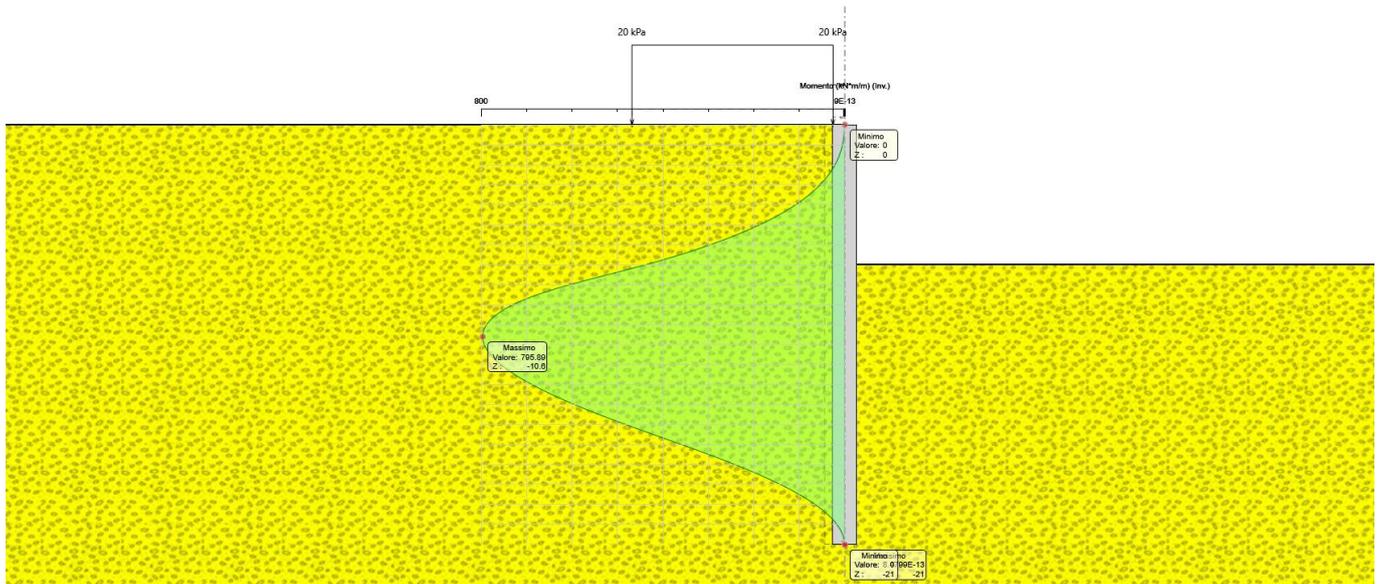
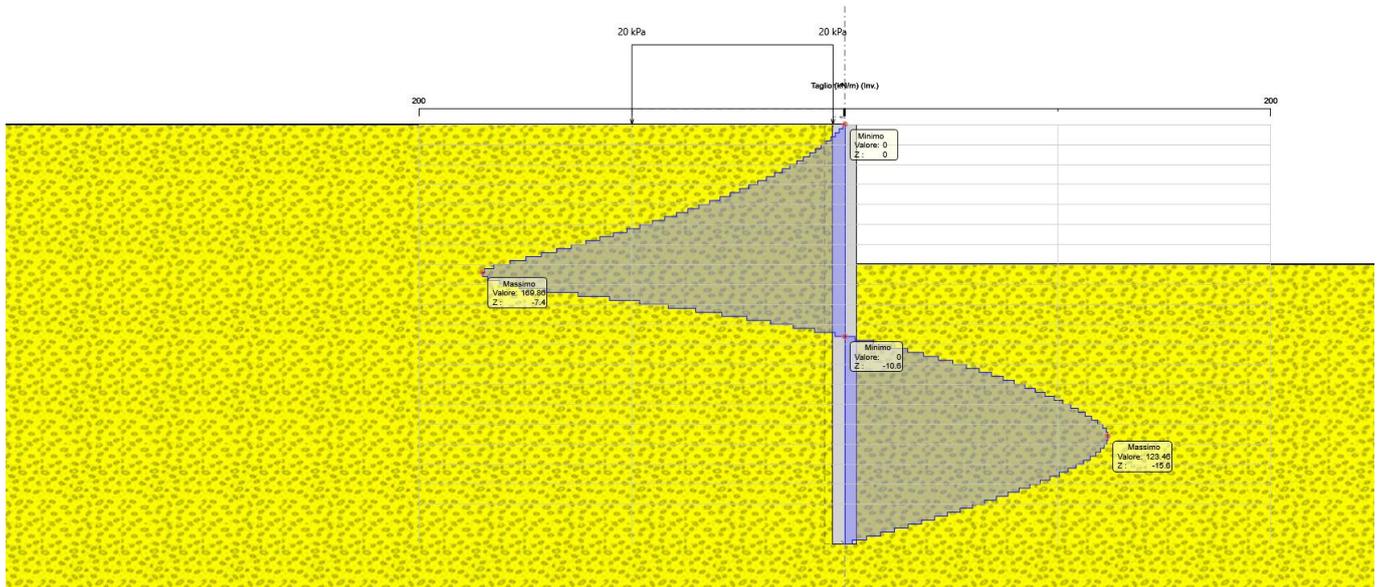


Figura 34 – Modello SLV: Involuppo Diagramma del Momento


Figura 35 – Modello SLV: Involuppo Diagramma del Taglio

The shear and bending moment values shown in the previous table must be multiplied by the distance between the piles in order to obtain the stress acting on the single pile.

Per il palo Ø1200 è stata prevista un'armatura costituita da 20 ø 20 e una spirale ø12 passo 0.3m. Si riporta di seguito la verifica nella condizione più gravosa.

INPUT									
MATERIALI				GEOMETRIA					
Calcestruzzo		Acciaio		Sezione trasversale					
R _{ck}	30	Mpa	f _{yk}	450	Mpa	D	120	cm	
f _{ck}	25	Mpa	E _s	200000	Mpa	d	111.8	cm	
E _{cm}	31000	Mpa	γ _c	1.15	-	Armatura longitudinale			
γ _c	1.5	-	f _{yd}	391.3	Mpa	n _{barre}	Φ	c	A _{sl}
α _{cc}	0.85	-	ε _{uk}	75	%		mm	mm	cm ²
f _{cd}	14.1	Mpa				20	20	60	31.42
f _{ctm}	2.6	MPa				0	0	0	0.00
v	0.5	-				Armatura a taglio			
ε _{c2}	2	%				tipo	Φ	passo	c
ε _{cu2}	3.5	%					mm	cm	mm
α _e	15.0	-				Spirale	12	30	60
k _t	0.6	-							
k ₁	0.8	-							
k ₂	0.5	-							
k ₃	1.90	-							
k ₄	0.425	-							

SLU/SLV

M_{Ed} **1113,00** [kNm]

N_{Ed} **-209,23** [kN]

V_{Ed} **7,00** [kN]

Presso-flessione

M_{Rd} 1271 [kNm]

FS 1,14 -

Taglio

V_{Rd} 320,6 [kN]

Non necessita di armatura a taglio

V_{Rsd} 626,5 [kN]

V_{Rcd} 2089,2 [kN]

θ 21,8 °

Verifica Combinazione M_{max}

SLU/SLV

M_{Ed} **707,00** [kNm]

N_{Ed} **0,0** [kN]

V_{Ed} **238,00** [kN]

Presso-flessione

M_{Rd} **1187** [kNm]

FS 1,68 -

Taglio

V_{Rd} 320,6 [kN]

Non necessita di armatura a taglio

V_{Rsd} 626,5 [kN]

V_{Rcd} 2089,2 [kN]

θ 21,8 °

Verifica Combinazione T_{max}

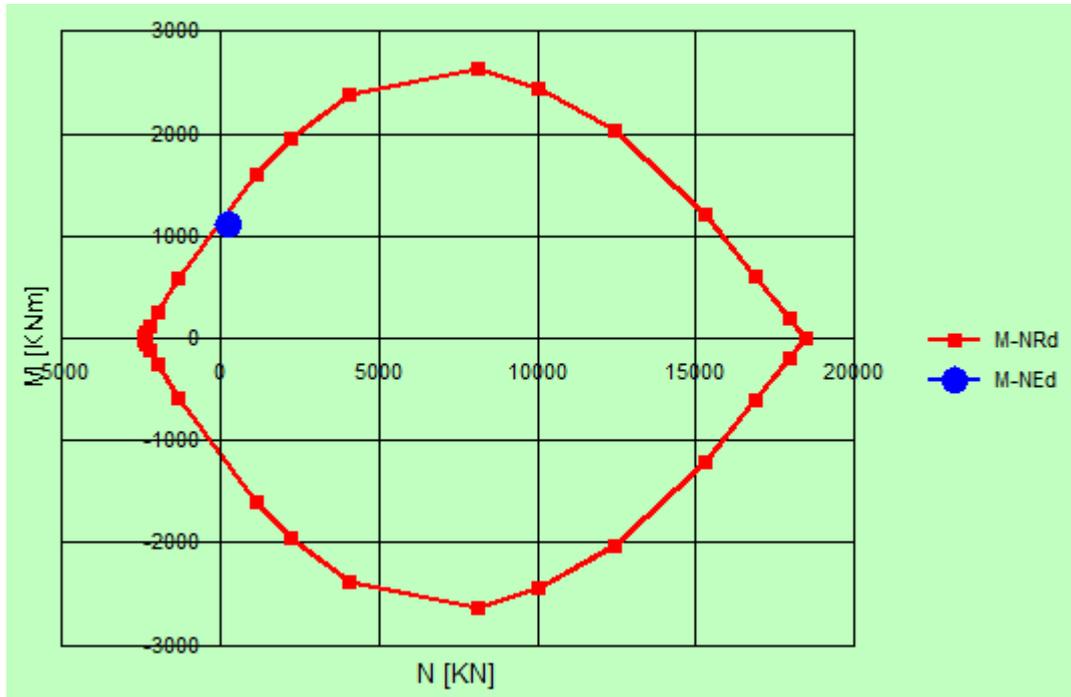


Figura 36 – Dominio di interazione

Le verifiche strutturali sono pertanto tutte soddisfatte. Per la sezione in esame l'incidenza è di 60 kg/m³.

9.3 Descrizione del modello di calcolo: Sezione 3

La Figura 26 mostra la sezione di calcolo, si può osservare, per esempio, i carichi di sovraccarico si applichino su un piano del terreno orizzontale.

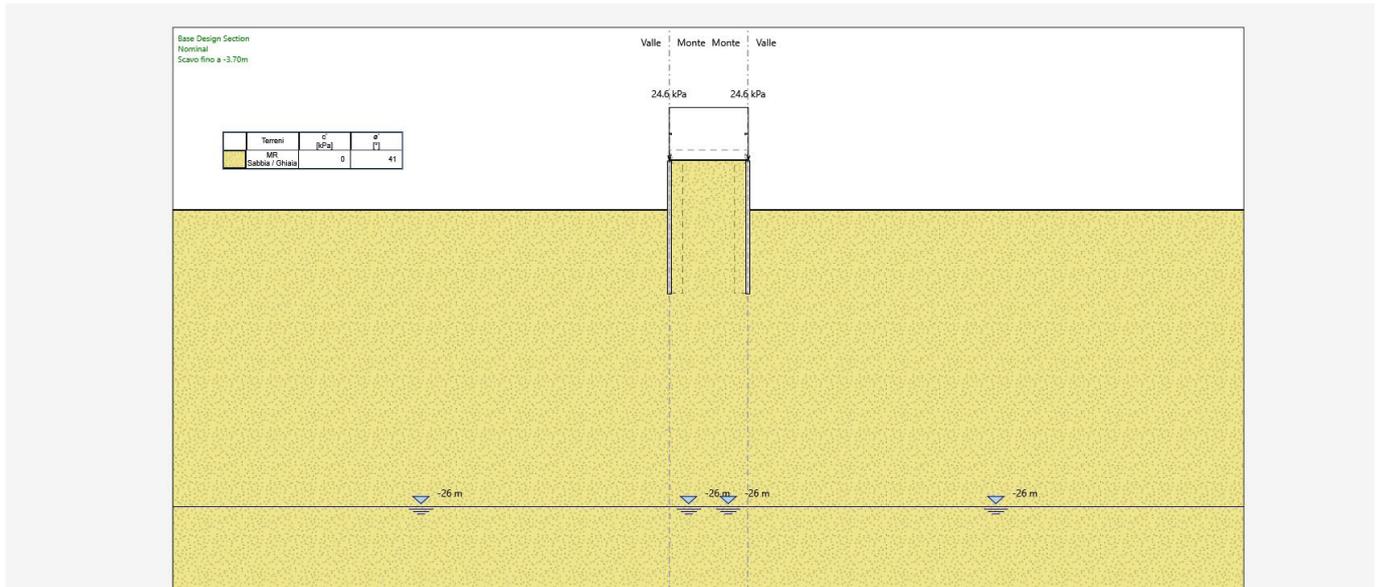


Figura 37 – Modello di Calcolo

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

Tabella 10: Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

Tipologia struttura di sostegno	Paratia di micropali, diametro di perforazione $\phi = 300$ mm con armati a profili metallici tubolare, interasse $i = 0.30$ m
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 10.00$ m
Altezza libera paratia	$H = 3.20$ m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 §6.5.2.2)	$H1 = H + \min[0.5; 10\% (3.20 - 0)] = 3.70$ m
Inclinazione del piano campagna a monte	terreno naturale circa $0^\circ - 5^\circ$
Inclinazione del piano campagna a valle	$0^\circ - 5^\circ$
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	Carico del stradale: $Q_{1,k} = 24,6$ kPa,
Sovraccarichi variabili a valle	-

I parametri geotecnici adottati nelle analisi variano a seconda della combinazione di riferimento adottata in considerazione della specifica verifica prevista dal D.M. 17/01/2018 così come riportato nel prospetto che segue.

Tabella 11: Parametri geotecnici di calcolo

Terreno	Gruppo coeff. parziali	Condizione	γ	c'_a	φ'_a	δ	E'	E'_{ur}	k_o	K_{ah}	K_{ph}		
			(kN/m^3)	(kPa)	($^\circ$)	($^\circ$)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	(-)		
MR (da p.c. a 34 m)	M1	SLU	19	0	41	27.30	81	129.6	0.344	0.170	10.410		
		SLV				0			0.344	0.219	4.565		
	M2	SLU				0			34.82	23.20	0.429	0.226	6.424
		SLV								0	0.429	0.219	4.565

γ = peso dell'unità di volume

c'_a = coesione efficace (valore di calcolo)

φ'_a = angolo di resistenza al taglio (valore di calcolo)

δ = angolo d'attrito struttura/terreno

E' = modulo di Young

E'_{ur} = modulo di Young (scarico/ricarico)

k_o = coefficiente di spinta a riposo

K_a = coefficiente di spinta attiva

K_p = coefficiente di resistenza passiva

Con riferimento alla valutazione del coefficiente sismico orizzontale k_h , i valori di α e β sono stati assunti rispettivamente pari a 1.000 e 0.612 avendo considerato un sottosuolo di tipo B e uno spostamento massimo ammissibile μ_s pari a $0.005 \times 10 = 0.05$ m (cfr. § 7.11.6.3.2 del D.M. 17/01/2018).

Si sottolinea che i coefficienti di spinta sono stati determinati considerando orizzontale il piano campagna a monte dell'opera.

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:

Tabella 12: Azione sismica

SLU	ΔS
STR	4.61 kPa/m
GEO	4.61 kPa/m

Le strutture componenti l'opera sono state modellate all'interno del software come segue:

Nome:

Inerzia Equivalente: m⁴/m

Area Equivalente: m

Mat. omogeneizzazione:

Da utilizzare per

Muri

Solette (specificare il Dead Load kN/m)

Puntelli

Puntoni

Geometria e materiali

Custom

Materiale: Inerzia: m⁴/m Area: m²/m

Diaframma o Pali

Calcestruzzo

Materiale:

Spessore: Ct m

Diametro: Cd m

Passo: Cs m

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

Acciaio

Materiale:

Profilo:

Passo: Ss m

Diametro: Sod m

Spessore: Sot m

Palancole

Profilo:

Materiale:

Tipo: βa

Peso per superficie unitaria di parete: kN/m² βD

B: lx

Anteprima

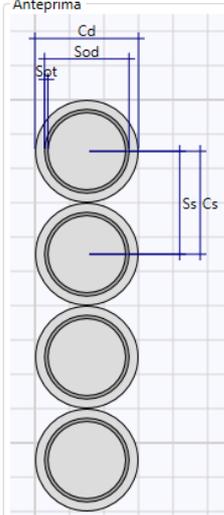


Figura 38 : Caratteristiche dei micropali inserite in Paratie Plus

9.3.1 Fasi di calcolo

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

- Fase 1.** Inizializzazione dello stato tensionale geostatico;
- Fase 2.** Attivazione dei Pali e Simulazione della paratia della pila, applicazione del carico variabile Q1 (rappresentativo del carico stradale);
- Fase 3.** Scavo di ribasso fino a quota -1.45 m rispetto alla testa dell'opera;
- Fase 4.** Scavo di ribasso fino a quota -3.70 m rispetto alla testa dell'opera
- Fase 5.** Applicazione dell'azione sismica come definita in Tabella 8: Azione sismica

9.3.2 Verifica del complesso opera – terreno

La verifica è volta a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di inserimento della paratia, sia in condizioni statiche (SLU) che sismiche (SLV). A tal fine, nelle figure seguenti, sono riportati gli output in termini di deformazione dell'opera e di percentuale di spinta mobilitata. La percentuale di spinta mobilitata (rapporto tra la spinta effettiva agente e la spinta massima possibile) è sempre inferiore all'unità.

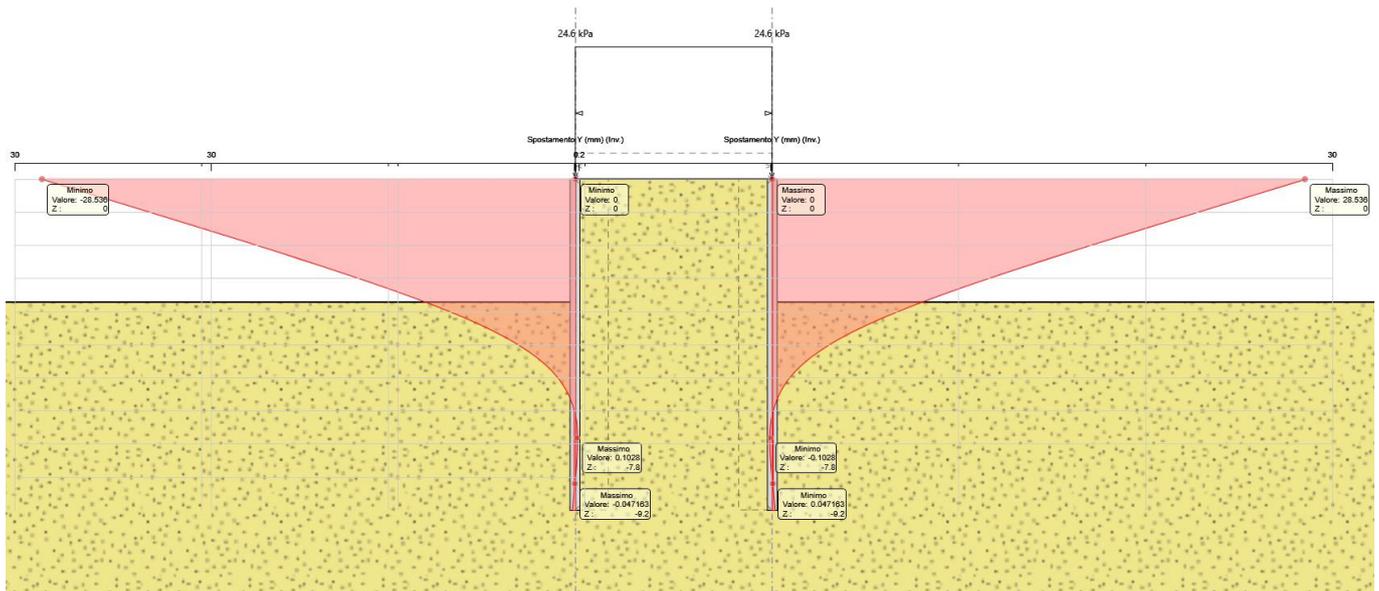


Figura 39 – Sezione 3: Involuppo della deformata dell'opera (SLU) nelle varie fasi di calcolo

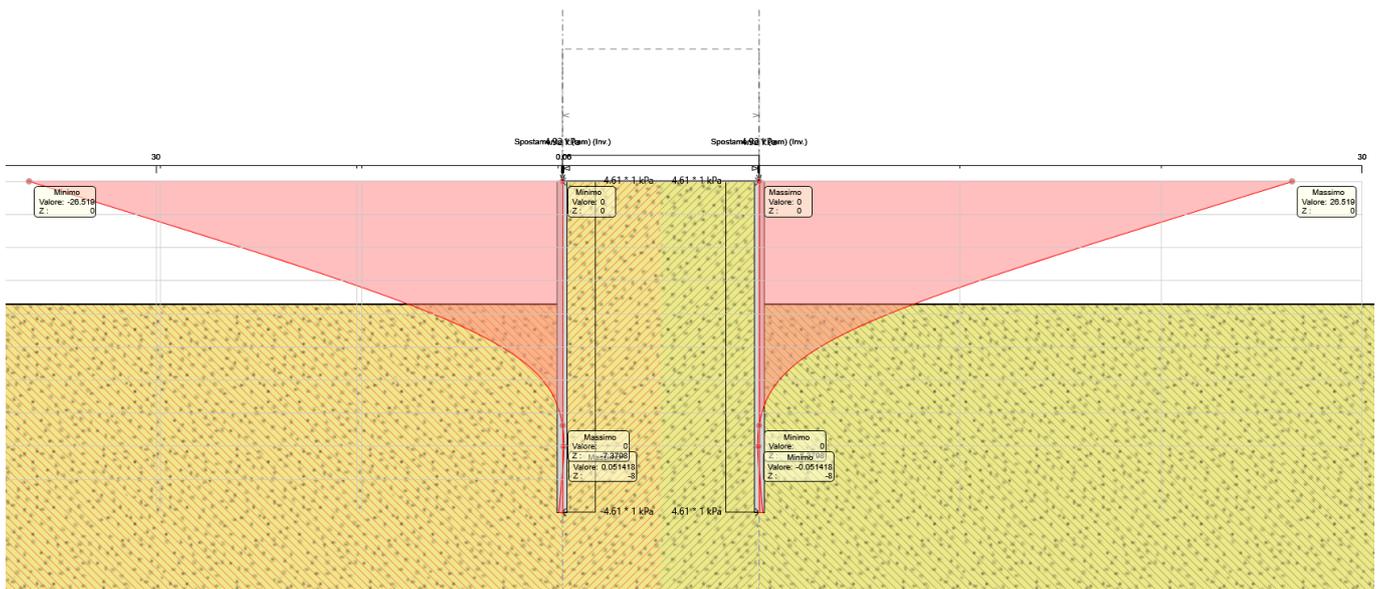


Figura 40 – Sezione 3: Involuppo della deformata dell'opera (SLV) nelle varie fasi di calcolo

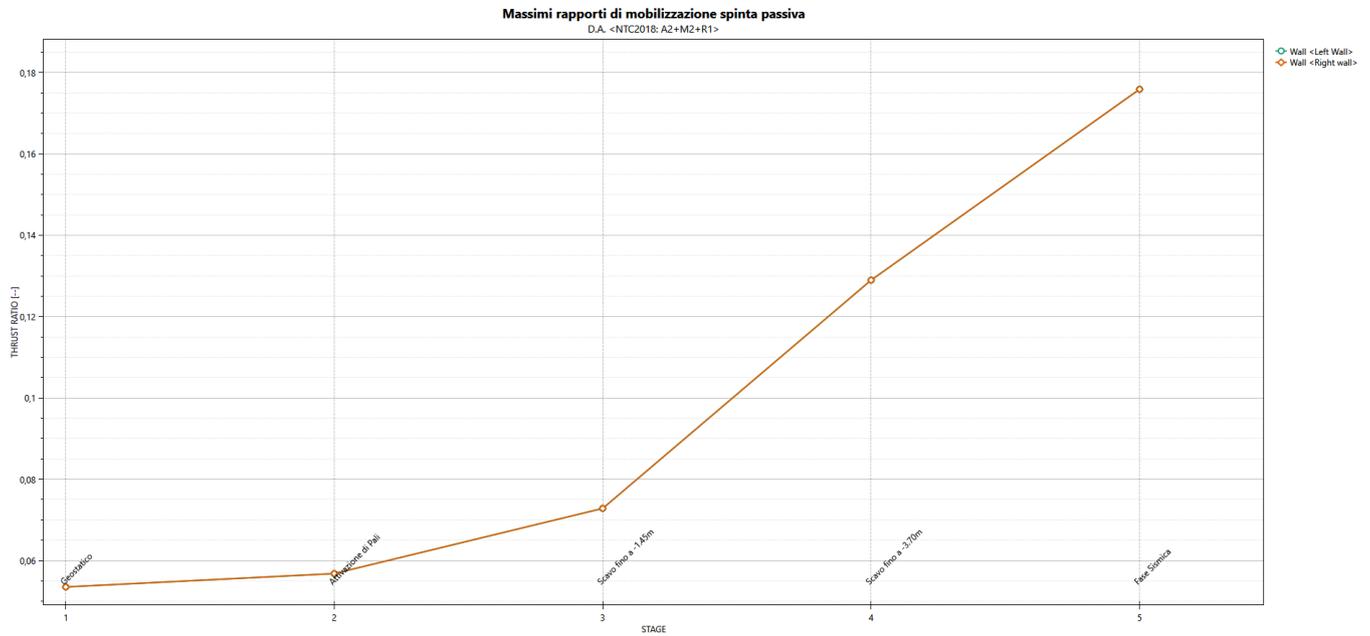


Figura 41 – Sezione 3: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLU)

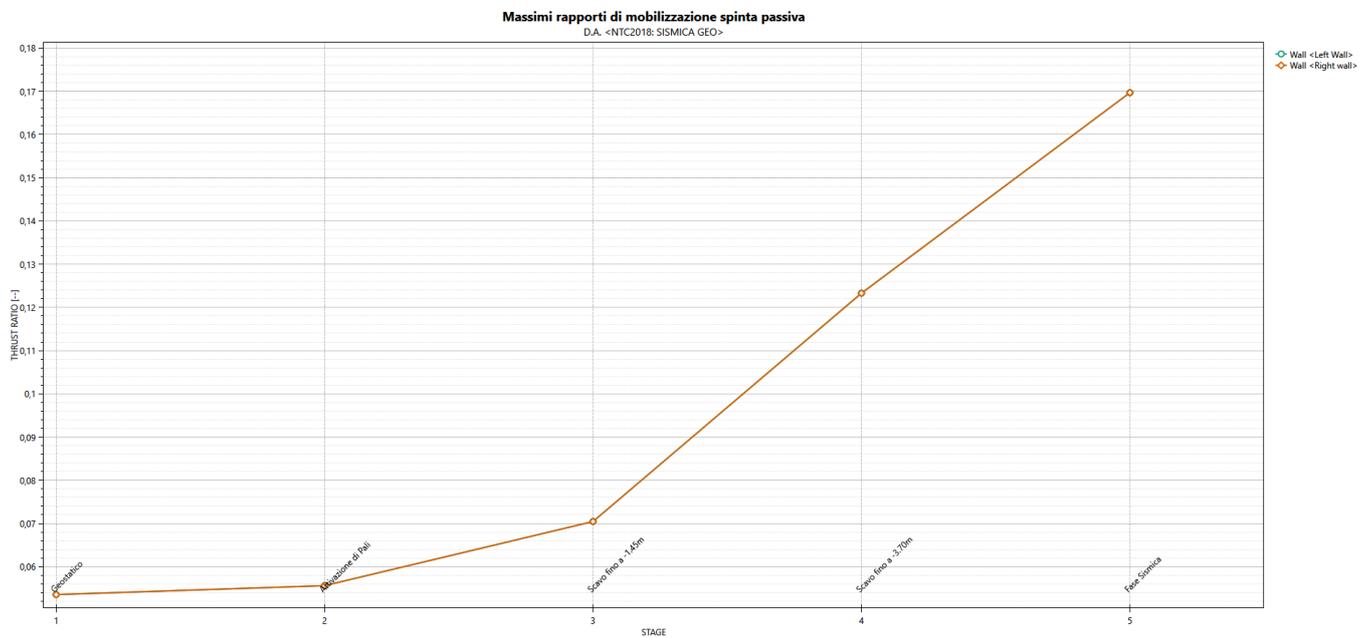


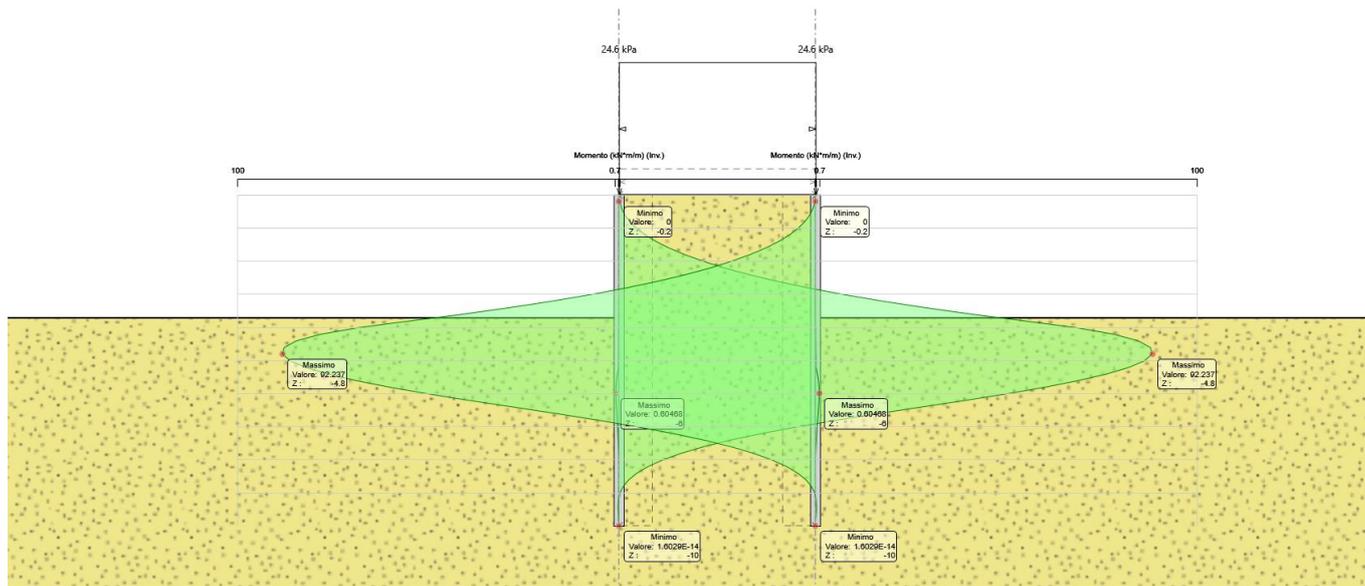
Figura 42 – Sezione 3: percentuale di spinta passiva mobilitata nelle varie fasi di calcolo (SLV)

9.3.3 Verifica strutturali di pali

Nei prospetti che seguono, per le combinazioni STR statica e sismica, si riportano gli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione sulla paratia di pali per tutte le fasi di calcolo ed i valori delle sollecitazioni massime, utilizzate per le verifiche strutturali.

Tabella 13 Sezione 3 – Sollecitazioni SLU e SLV

Condizione [-]	Fase di calcolo [-]	Soll. Max. [-]	Quota [m]	M_{Sd} [kNm/m]	T_{Sd} [kN/m]	N_{Sd} [kN/m]
SLU	Fondo Scavo	Momento	-4,8	92,24	3,96	0,00
	Fondo Scavo	Taglio	-3,6	61,41	45,00	0,00
SLV	Sisma	Momento	-5,0	101,45	5,95	0,00
	Sisma	Taglio	-3,8	67,02	43,1	0,00


Figura 43 – Modello SLU: Involuppo Diagramma del Momento

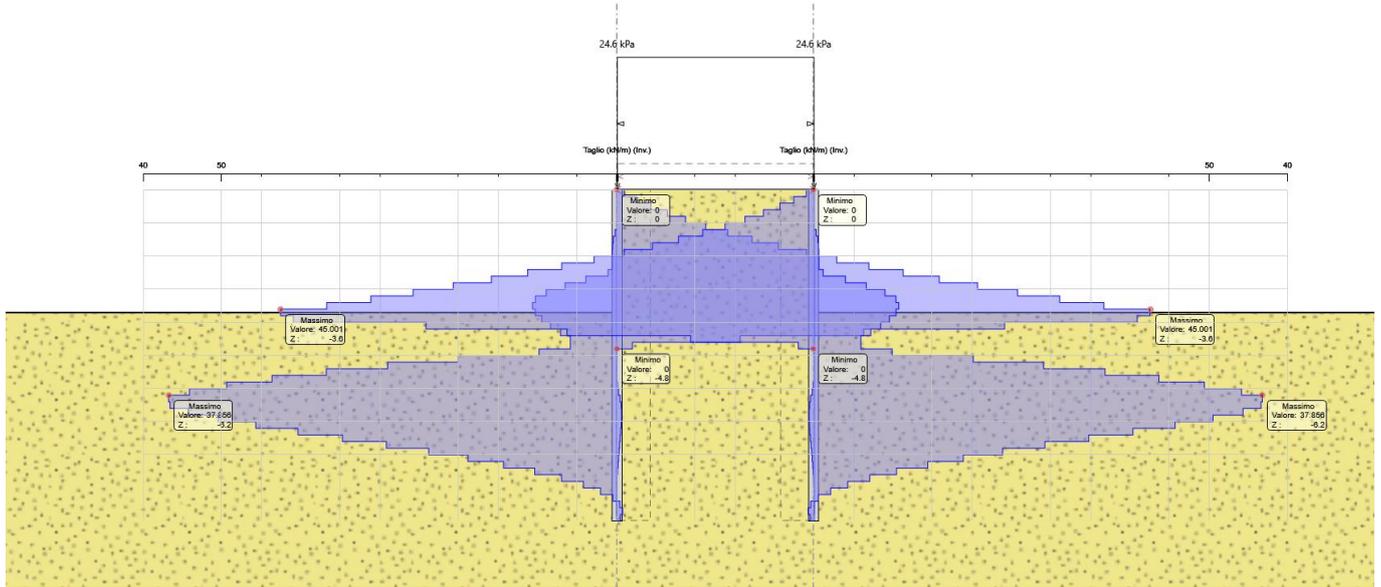


Figura 44 – Modello SLU: Involuppo Diagramma del Taglio

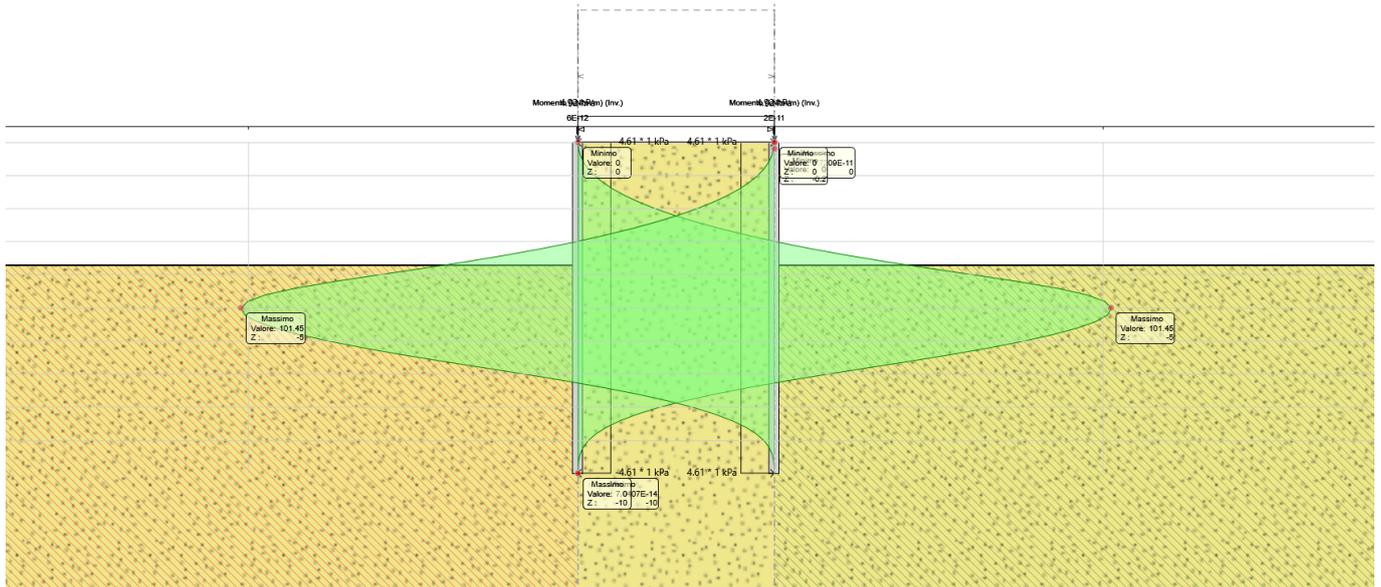
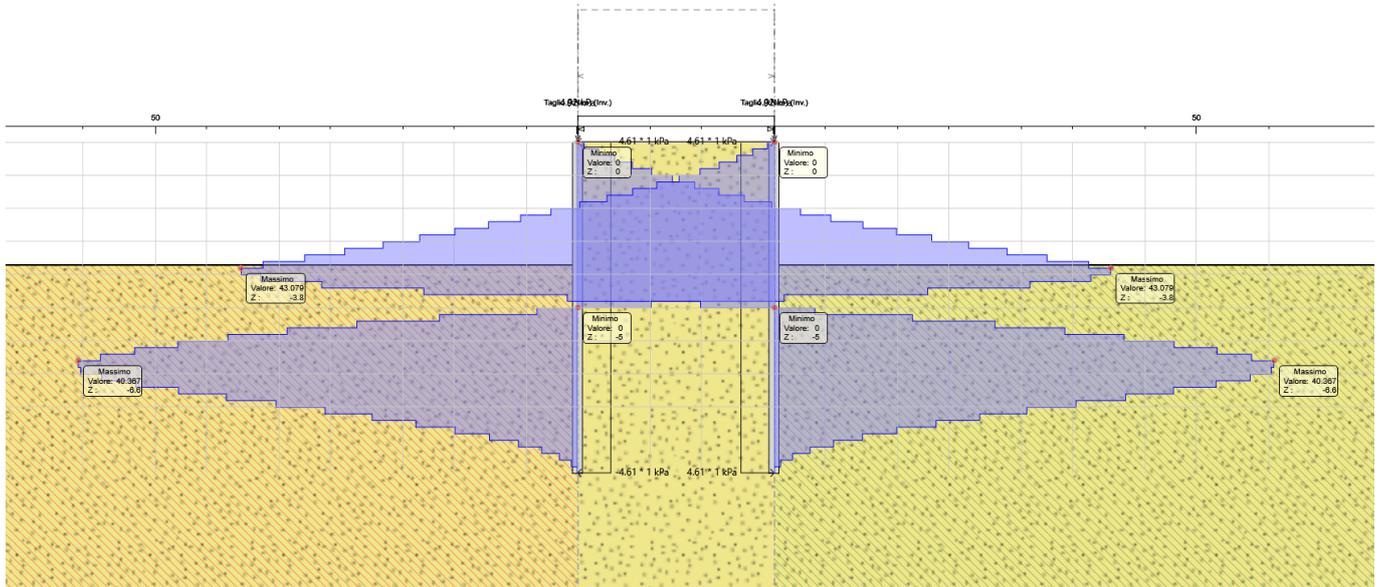


Figura 45 – Modello SLV: Involuppo Diagramma del Momento


Figura 46 – Modello SLV: Involuppo Diagramma del Taglio

Moltiplicando le sollecitazioni riportate in Tabella 13 per l'interasse degli elementi metallici ($i_{long, tubi} = 0.30$ m) viene determinata. La tensione sollecitante di calcolo viene valutata come tensione ideale, secondo quanto proposto dal D.M. 14/01/2008 (cfr. § 4.2.4.1.2), mentre la tensione resistente di calcolo dell'acciaio è ottenuta mediante riduzione della tensione caratteristica, f_{yk} attraverso il coefficiente parziale $\gamma_{M0} = 1,05$: $f_{yd} = 338,1$ MPa.

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE

Dati INPUT		Dati OUTPUT												
Caratteristiche acciaio		Dati geometrici												
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 355 H	Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata		
$f_{yk} =$	355 [Mpa]	D	T	1	A	I	i	W _{el}	W _{pl}	M	As	L/1t		
$f_{tk} =$	510 [Mpa]	[mm]	[mm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[kg/m]	[m ² /m]	[m]		
		244,5	10,0		73,67	5073,15	8,30	414,98	550,24	57,83	0,77	17,29		
Geometria sezione		Verifiche secondo NTC2018 - §4.2												
D =	244,5 [mm]	Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)				$N_{pl,Rd} =$	2490,76	$N_{Ed} / N_{pl,Rd} =$	0,00	verifica soddisfatta				
t =	10,0 [mm]	Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)				$N_{c,Rd} =$	2490,76	$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$	0,00	verifica soddisfatta				
Lunghezza e vincoli asta		Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)				$M_{c,Rd} =$	186,03	$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} =$	0,16	verifica soddisfatta				
L =	10,00 [m]	Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)				$V_{c,Rd} =$	915,49	$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$	0,01	verifica soddisfatta				
$\beta =$	1,00 [-]	Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)				Sez. Classe 1-2 $M_{N,Rd} =$	186,03	$M_{Ed} / M_{N,Rd} =$	0,16	verifica soddisfatta				
Sollecitazioni agenti		Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)				$N_{b,Rd} =$	851,08	$N_{Ed} / N_{b,Rd} =$	0,00	verifica soddisfatta				
$N_{Ed} =$	0,00 [kN]	Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)				$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} = 0,12$							verifica soddisfatta	
$V_{Ed} =$	13,50 [kN]													
$M_{y,Ed} =$	30,60 [kNm]													
$\psi =$	0,00													

Le verifiche strutturali sono pertanto tutte soddisfatte.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 03 00 005	REV. A

9.4 VERIFICA STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO

Le verifiche di stabilità globale sono realizzate per le due sezioni più critiche in termini di caratteristiche hi dei terreni, pendenza massima, altezza della paratia e profondità di scavo.

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte con il metodo dell'equilibrio limite ed il calcolo prende in conto superfici di scivolamento secondo la formulazione di Morgenstern & Price.

9.4.1 MODELLO DI CALCOLO DELLA SEZIONE 1

A monte della paratia c'è un carico variabile pari a $q = 75$ kPa per simulare la presenza della ferrovia esistente.. Il coefficiente per I carichi variabili Q1 in combinazione sismica (SLV) è preso uguale a 0,2

Tabella 14 Parametri sismici

SUOLO	TOPOGRAFIA	PARAMETRI SISMICI						
		a_g	S_s	S_T	$a_{g,max}$	β_s	k_h	k_v
		(g)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
B	T1	0,136	1,200	1	0,163	0,38	0,062	0,031

I risultati delle analisi, espressi in termini di rapporto tra R_d ed E_d , sono riportati nella tabella sottostante.

Tabella 15 Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità di paratie per la fase provvisoria

Combinazione	R_d / E_d
“SLU” – globale sezione 1	4,917
“SLV” – globale sezione 1	5,370

Nelle figure seguenti sono rappresentate le superfici di scorrimento critiche a cui corrisponde il fattore di sicurezza minimo. I coefficienti di sicurezza sono conformi a quanto richiesto dalle NTC 2018.

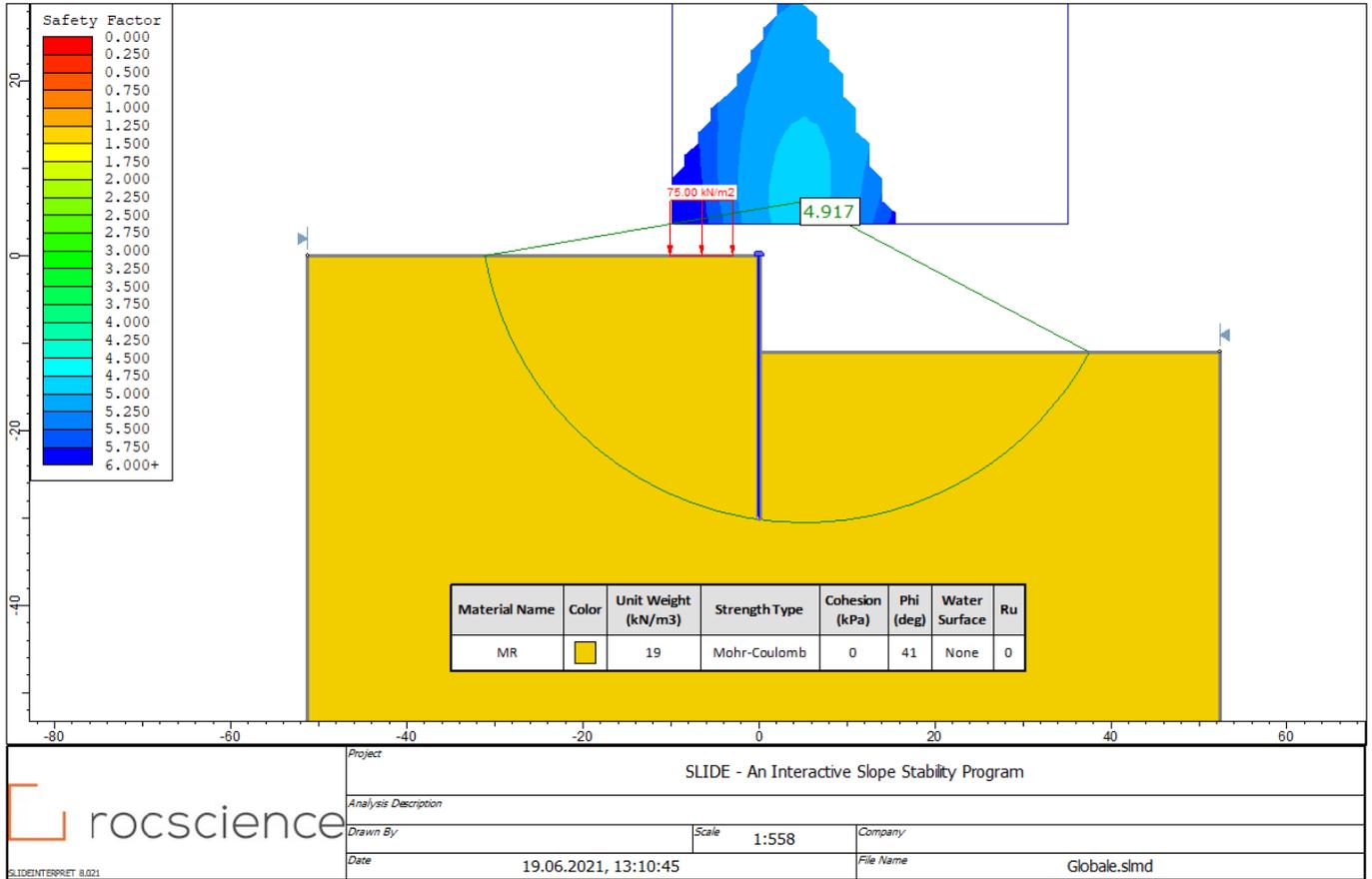


Figura 47 Superficie di scivolamento critica – condizioni statiche globali

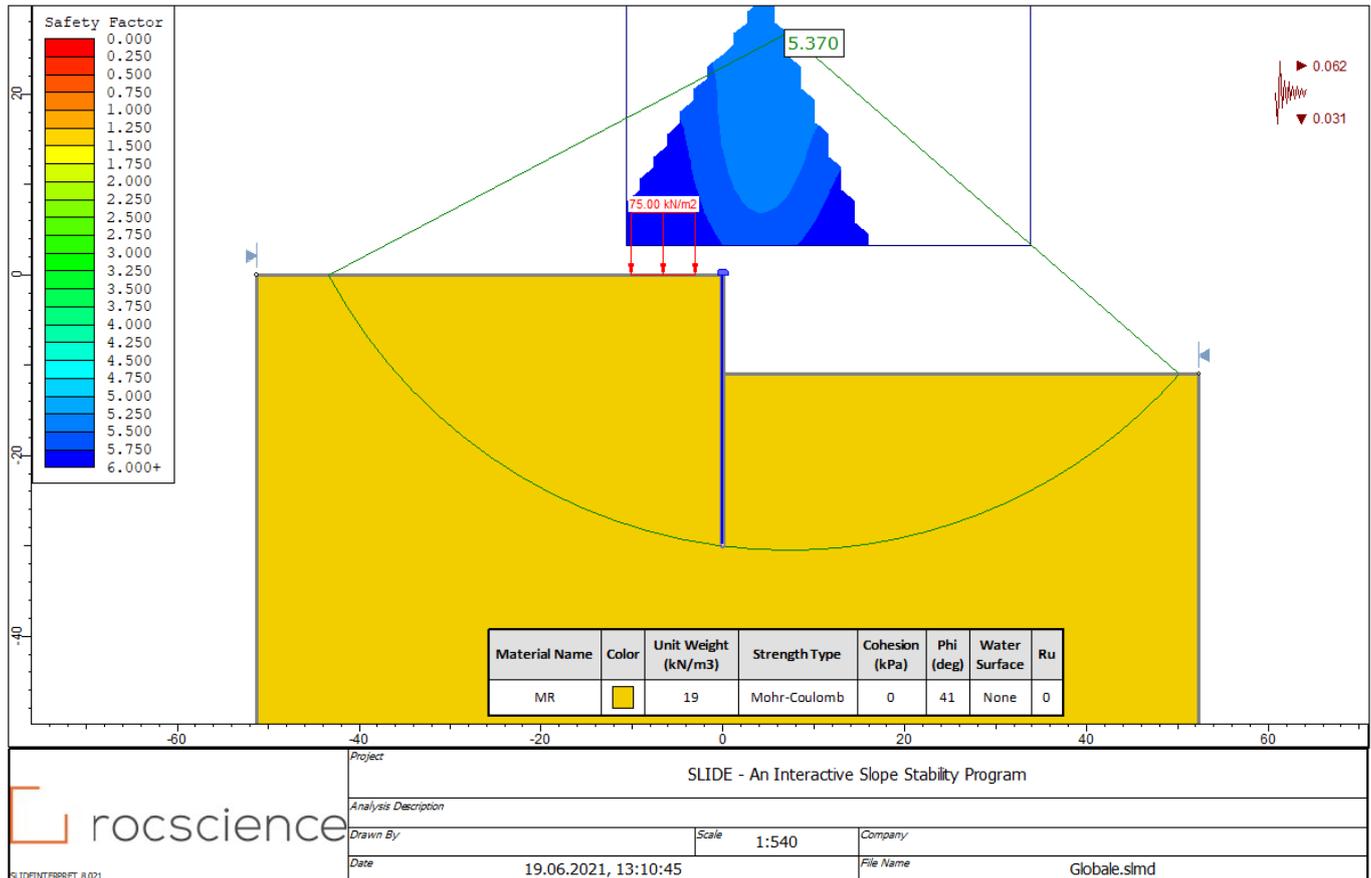


Figura 48– Superficie di scivolamento critica – condizioni sismici globali

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 03 00 005	REV. A

9.4.2 MODELLO DI CALCOLO DELLA SEZIONE 2

A monte della paratia c'è un carico variabile pari a $q = 20$ kPa per simulare la presenza della ferrovia esistente.. Il coefficiente per I carichi variabili Q1 in combinazione sismica (SLV) è preso uguale a 0,2

Tabella 16 Parametri sismici

SUOLO	TOPOGRAFIA	PARAMETRI SISMICI						
		a_g	S_S	S_T	$a_{g,max}$	β_s	k_h	k_v
		(g)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
B	T1	0,136	1,200	1	0,163	0,38	0,062	0,031

I risultati delle analisi, espressi in termini di rapporto tra R_d ed E_d , sono riportati nella tabella sottostante.

Tabella 17 Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità di paratie per la fase provvisoria

Combinazione	R_d / E_d
"SLU" – globale sezione 2	6,218
"SLV" – globale sezione 2	5,883

Nelle figure seguenti sono rappresentate le superfici di scorrimento critiche a cui corrisponde il fattore di sicurezza minimo. I coefficienti di sicurezza sono conformi a quanto richiesto dalle NTC 2018.

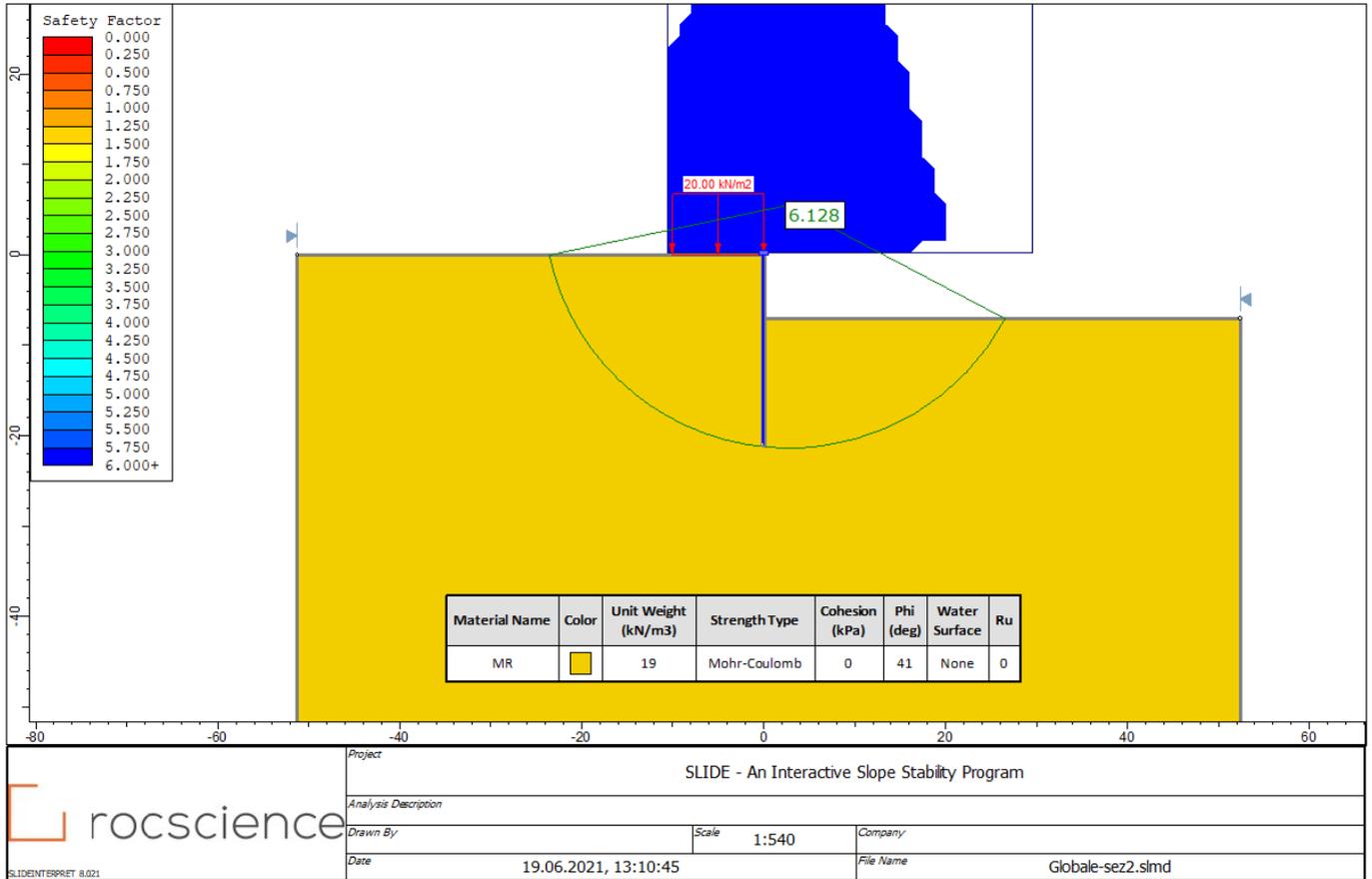


Figura 49 Superficie di scivolamento critica – condizioni statiche globali

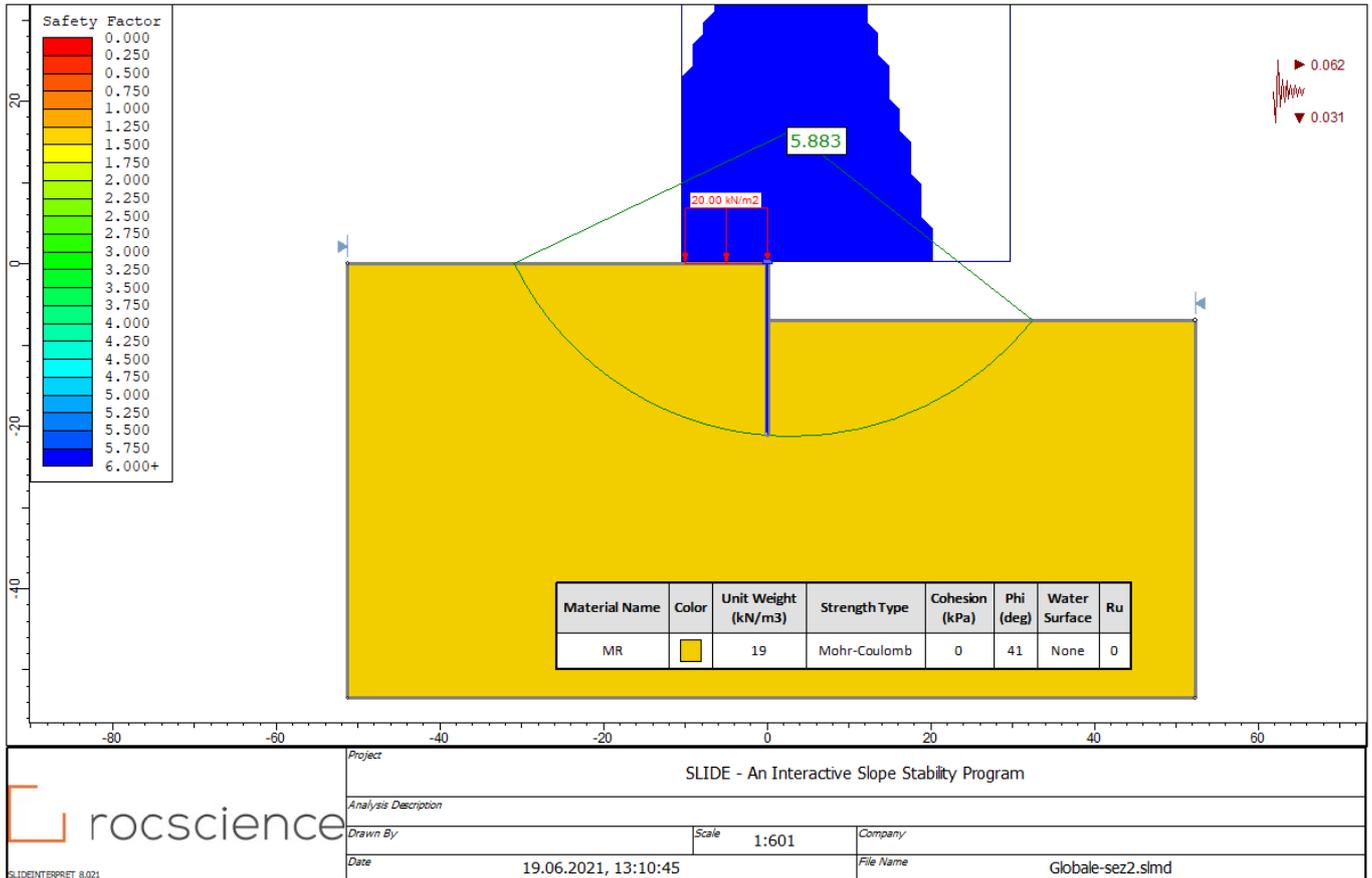


Figura 50– Superficie di scivolamento critica – condizioni sismici globali