

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP J84C19000370009

U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA A.V. /A.C. MILANO - VERONA

NODO DI BRESCIA

POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA

OPERE DI SOSTEGNO SEDE

Relazione di calcolo opera provvisoria

SCALA:

-

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

IN1M 10 D 26 CL R10005 005 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva		Gennaio 2022	N.Carella <i>N.Carella</i>	Gennaio 2022	L.Barchi <i>L.Barchi</i>	Gennaio 2022	A.Perego Gennaio 2022



IN1M11D26CLRI000505A

n. Elab.: 1

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	6
	2.1 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	6
	2.2 DOCUMENTI PROGETTO FTE II FASE	6
	2.3 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO PD.....	6
3	MATERIALI E PRESCRIZIONI RELATIVE.....	7
	3.1 Calcestruzzo magrone.....	7
	3.2 Calcestruzzo Micropali.....	7
	3.3 Acciaio B450C.....	7
	3.4 Acciaio da carpenteria metallica S275	7
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	8
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	10
6	ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI.....	10
	6.1 Pesi Propri e Carichi permanenti.....	10
	6.2 Spinte del terreno in fase statica	10
	6.3 Spinta statica dell'acqua.....	11
7	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA.....	12
	7.1 Programmi per l'analisi automatica	12
	7.2 Modelli di calcolo	13
	7.3 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto	13
	7.4 Verifiche agli Stati Limite Ultimi S.L.U.....	14
	7.4.1 Flessione nelle sezioni in acciaio	14
	7.4.2 Taglio nelle sezioni in acciaio.....	15

7.5	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio S.L.E.	15
7.5.1	Verifica della difetto di livello trasversale.....	15
8	OPERA PROVVISORIA.....	17
8.1	Introduzione	17
8.2	Risultati delle analisi.....	19
8.3	Verifiche agli Stati Limite Ultimi S.L.U.....	21
8.4	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio S.L.E.	24
8.4.1	Verifica del difetto di livello trasversale.....	24

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo opera provvisoriale	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 4 di 25

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo è parte del Progetto Definitivo del Potenziamento Infrastrutturale dello Scalo di Brescia; tale progetto riguarda la realizzazione di diversi interventi, fra questi, in particolare:

- realizzazione del nuovo PRG di scalo per adeguarlo alle nuove esigenze di traffico merci;
- realizzazione dell'asta di manovra lato Milano, lunga 750 m, che permetterà l'instradamento dei treni verso Verona;
- realizzazione dell'asta 350 m, prolungamento verso Milano di quella di manovra esistente, parallela alla linea Milano-Verona ed attualmente in esercizio;
- adeguamento del binario 17 e rettifica di linea AV-AC;
- realizzazione di tronchino L = 60 m ad Ovest del fiume Mella.

Nella Figura 1 e nella Figura 2 sono riportate, rispettivamente, l'ubicazione dello scalo di Brescia ed il dettaglio dell'area di intervento.

Nella presente relazione di calcolo l'attenzione è rivolta al dimensionamento e alle verifiche delle opere di sostegno



Figura 1 - Quadro generale dell'area comprendente lo scalo di Brescia

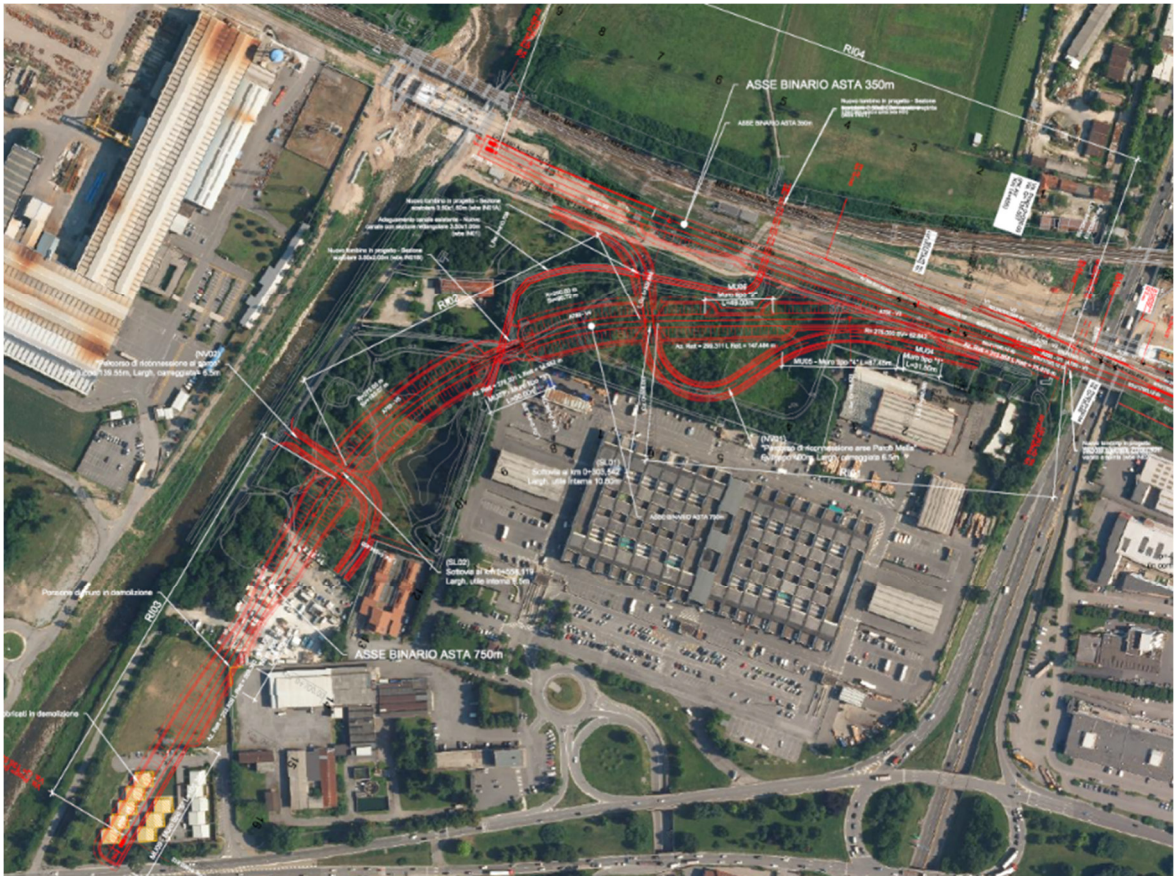



Figura 2 - Dettaglio dell'area di intervento.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo opera provvisoria	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 6 di 25

2 NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

2.1 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- DM 17/01/2018 – «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»».
- Circolare del 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 E del 2020: «Manuale di Progettazione delle Opere Civili, Parte II, Sezione 2 – Ponti e strutture»;
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 del 2020: «Manuale di Progettazione delle Opere Civili, Parte II, Sezione 3 – Corpo stradale»;
- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica;
- Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

2.2 DOCUMENTI PROGETTO FTE II FASE

- ITALFERR – PFTE: «Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia». Relazione Geotecnica Generale (IN0Y10F10GEGE0006001A).
- ITALFERR – PFTE: «Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia». Carta geologica e Profili Geologici (IN0Y00F69G5GE0001001A - IN0Y00F69FZGE0001001A - IN0Y00F69FZGE0001002A).

2.3 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO PD

- ITALFERR – PD: «Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia». Relazione Indagini Pregresse (IN1M10D69RHGE0001001A).
- ITALFERR – PD: «Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia». Relazione Esiti Indagini in Situ (IN1M10D69SGGE0001001A).
- ITALFERR – PD: «Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia». Relazione Esiti Indagini Geofisiche (IN1M10D69IGGE0001001A);
- ITALFERR – PD: «Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia». Relazione geotecnica generale (IN1M10D26GEGE0005001A)
- ITALFERR – PD: «Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia». Profilo Geotecnico – Asta 350m (IN1M10D26F6GE0005001A).
- ITALFERR – «Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia». Profilo Geotecnico – Asta 750m (IN1M10D26F6GE0005002A).

3 MATERIALI E PRESCRIZIONI RELATIVE

3.1 Calcestruzzo magrone

Conglomerato classe di resistenza	C12/15 – Rck 15 MPa
Resistenza caratteristica cubica:	Rck = 15 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	fck = 12 MPa
Classe di esposizione:	X0
Classe di consistenza slump:	S3

3.2 Calcestruzzo Micropali

Conglomerato classe di resistenza	C20/25 – Rck 25 MPa
Resistenza caratteristica cubica:	Rck = 25 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	fck = 20 MPa
Classe di esposizione:	X2
Classe di consistenza slump	S4-S5

3.3 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa};$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$
In cui $\gamma_m = 1.15$	$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa};$
Modulo Elastico	$E_s = 210'000 \text{ MPa}.$

3.4 Acciaio da carpenteria metallica S275

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 275 \text{ MPa};$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$
In cui $\gamma_m = 1.05$	$f_{yd} = 275 / 1.15 = 261.9 \text{ MPa};$
Modulo Elastico	$E_s = 210'000 \text{ MPa}.$

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per ricostruire il modello geotecnico del sottosuolo si è fatto riferimento ai risultati delle indagini sui terreni eseguite nell'ambito di quattro campagne di indagini, le prime tre, completate negli anni 2012, 2018, 2019 e la campagna più recente ultimata a Febbraio 2021.

Nella Figura 3 è riportato stralcio planimetrico dell'area di interesse con l'ubicazione delle diverse indagini.

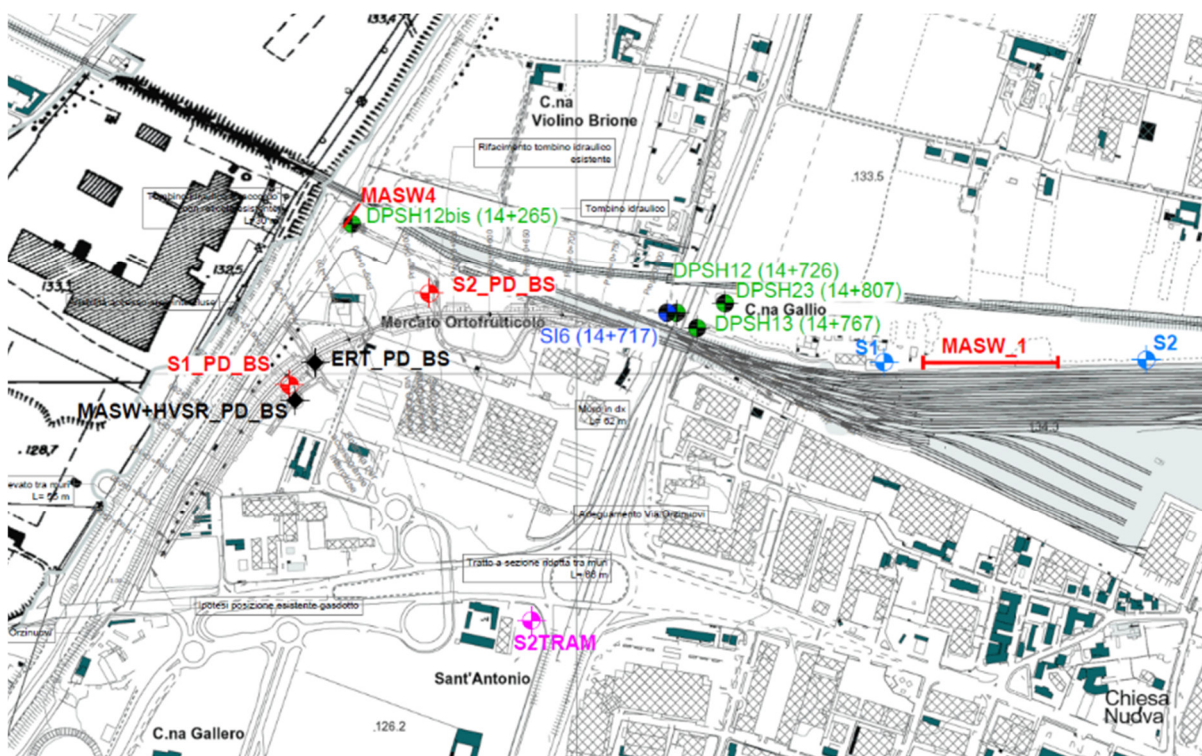


Figura 3 - Ubicazione indagini eseguite nelle campagne di indagini dal 2012 al 2021.

Sintetizzando ed ordinando queste informazioni è stato possibile tracciare uno schema stratigrafico del sottosuolo, nel quale gli orizzonti dei diversi terreni sono distinti in accordo con la classificazione geotecnica. Si rimanda all'elaborato "IN1M10D26GEGE0005001A – Relazione geotecnica generale" per un approfondimento della tematica.

Ai fini dell'analisi di interazione tra i terreni e l'opera di sostegno la risposta meccanica del terreno è descritta mediante molle elasto-plastiche. La condizione limite è raggiunta allorché si mobilitano la spinta attiva o la spinta passiva (estremi inferiore e superiore). Per simulare il comportamento non lineare dei terreni reale, caratterizzato da una marcata non linearità ed in particolare da una differente risposta nella condizione di primo carico o carico vergine rispetto alla condizione di scarico e ricarico, si definiscono valori diversi delle costanti elastiche. In particolare si adottano valori di rigidezza diversi nella condizione di primo carico o carico vergine rispetto alla condizione di scarico e ricarico, rispettivamente E_{CV} ed E_{UR} .

Per il progetto in esame la stratigrafia di calcolo è sintetizzata a seguire.

Terreni	z	γ	φ' (k)	c' (k)	E_{cv}	E_{ur}
	[m dal p.c.]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]
Ghiaia e sabbia (1)	0.0 – 1.5	19	39	0	50	75
Limo deb. argilloso (2)	1.5 – 2.0	19	31	0	15	22.5
Ghiaia e sabbia (1)	2.0 – 10.0	19	39	0	50	75
Ghiaia e sabbia (3)	10.0-16.0	19	37	0	130	150
Limo deb. argilloso (2)	16.0-18.0	19	31	0	15	22.5
Ghiaia e sabbia (3)	> 18.0	19	37	0	130	150

Tabella I - Parametri geotecnici di calcolo per le opere individuate nell'”Asta 350”.

Per il rilevato ferroviario sono stati assunti i seguenti parametri:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.
- $\varphi' = 35^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$
- $E_{cv} = 100 \text{ MPa}$
- $E_{ur} = 120 \text{ MPa}$

L'altezza di falda assunta in progetto, riportata nei profili geotecnici, è impostata a 118 m.s.l.m. e pertanto ad una profondità di circa 13 m da piano campagna.

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo opera provvisoria	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 10 di 25

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Per le opere provvisorie, l'azione sismica non deve essere considerata al fine del dimensionamento e delle verifiche strutturali, così come riportato nel Paragrafo 2.4.1 del D.M. 17-01-18.

6 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

Nel presente paragrafo si descrivono i criteri di valutazione delle azioni sollecitanti le opere di sostegno e relative combinazioni di calcolo adottate.

6.1 Pesì Propri e Carichi permanenti

I pesi propri relativi alla struttura ed al terreno eventualmente gravante sulla fondazione, nonché della piattaforma ferroviaria, sono valutati tenendo conto dei pesi dell'unità di volume specifici γ come di seguito definiti:

- Calcestruzzo strutturale: $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

6.2 Spinte del terreno in fase statica

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia. I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p . Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

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

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

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

Dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \tan \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($\text{OCR}=1$). OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo opera provvisoriale	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 11 di 25

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

Per tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno il software PARATIE impiega per K_a e K_p la formulazione rispettivamente di Coulomb e Lancellotta.

Formulazione di Coulomb per k_a

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

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.

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. c' è la coesione drenata del terreno.

Formulazione di Lancellotta per k_p

$$K_p = \left[\frac{\cos \delta}{1 - \sin \phi'} (\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \delta}) \right] e^{2\theta \tan \phi'}$$

dove:

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

6.3 Spinta statica dell'acqua

La spinta dell'acqua sulle opere di sostegno è calcolata con riferimento ad una distribuzione idrostatica delle pressioni interstiziali. Per l'opera in progetto, dati i volumi geotecnicamente interessati, di fatto non ci sarà interferenza e quindi non si considera agente sull'opera di sostegno la spinta statica dell'acqua.

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo opera provvisoria	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 12 di 25

7 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA

Nel seguito si richiamano le principali caratteristiche degli strumenti di calcolo utilizzati per le verifiche geotecniche delle opere in esame unitamente ai necessari richiami inerenti la progettazione e la verifica delle opere strutturali e geotecniche tratti dalla normativa di riferimento.

7.1 Programmi per l'analisi automatica

Per l'analisi dell'interazione tra il terreno e l'opera di sostegno è stato utilizzato il codice di calcolo PARATIE PLUS. Nell'ipotesi di stato piano di deformazione e sottosuolo stratificato orizzontalmente, il calcolo si sviluppa mediante un procedimento iterativo, a partire dalla condizione di sforzo a riposo. Con tale procedimento si ricerca la condizione di equilibrio del complesso terreno-struttura per effetto del progressivo approfondimento dello scavo sino alla quota di progetto. La risposta dell'opera di sostegno è modellata tenendo conto del progressivo accumulo delle deformazioni nella struttura e nel terreno e della contestuale variazione dello stato di sforzo orizzontale al contatto tra i due mezzi. Per ciascuna fase di calcolo, definita da una geometria di scavo o da una distribuzione di azioni esterne sulla struttura, quale, ad esempio, la forza di tesatura di un tirante, l'opera di contenimento deve rimanere in equilibrio sotto le azioni applicate e le spinte del terreno a tergo, sfruttando la resistenza dei materiali dal lato di valle. Muovendo dalla condizione di riposo, si tiene conto del progressivo incremento degli spostamenti per effetto dello scavo, sino al raggiungimento di una situazione limite, minima o massima; a queste corrisponde, rispettivamente, la mobilitazione della spinta attiva e della spinta passiva. Nella ricerca della condizione di equilibrio fra spinte lato monte ed azioni resistenti a valle, si tiene conto della loro dipendenza dall'entità degli spostamenti, che sono funzione della rigidità relativa fra l'opera ed i terreni. Ai fini della determinazione degli spostamenti orizzontali della struttura di sostegno, e quindi delle spinte, la risposta meccanica del terreno è modellata utilizzando il noto schema con molle elasto-plastiche, implementato rispetto all'originaria impostazione proposta da Winkler. La condizione di plasticizzazione si definisce allorché si attinge uno stato limite, minimo o massimo. La costante elastica delle molle, variabile in dipendenza delle caratteristiche meccaniche dei terreni interessati dall'opera, può essere definita a priori dall'utente ovvero determinata nell'ambito della procedura di calcolo automatico sulla base di un valore del modulo di elasticità longitudinale. Per simulare il comportamento reale dei terreni, caratterizzato da una marcata non linearità ed in particolare da una differente risposta nella condizione di primo carico o carico vergine rispetto alla condizione di scarico e ricarico, si definiscono valori diversi delle costanti elastiche delle molle; in pratica si adottano due valori dei moduli di elasticità longitudinale, per distinguere la risposta in fase di primo carico (E_{CV}) da quella in fase di scarico (E_{UR}). L'opera di sostegno è assimilata ad una trave equivalente inflessa, avente sezione trasversale orizzontale di forma rettangolare. La dimensione trasversale di questa trave si determina uguagliando l'inerzia della struttura reale a quella della trave fittizia, tenendo conto, eventualmente, della maggior rigidità di elementi metallici mediante semplici procedimenti di omogeneizzazione.

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo opera provvisoriale	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 13 di 25

7.2 Modelli di calcolo

I calcoli sono sviluppati con riferimento a schemi bidimensionali, nell'ipotesi di stato piano di deformazione. Pertanto si prende in esame una striscia di parete avente larghezza unitaria. La realizzazione dello scavo sostenuto dalla paratia è seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale; a ciascun passo o fase di carico corrisponde una configurazione geometrica caratterizzata da una profondità di scavo, da un insieme di puntoni e tiranti applicati e da una specifica distribuzione di carichi applicati.

7.3 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Per le paratie si 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 (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- 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 dell'insieme terreno-opera.

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

accertando che la relazione (6.2.1) riportata nelle NTC2018 sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-struttura deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti Combinazione 1 - (A1+M1+R1) e Combinazione 2: (A2+M2+R1) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1, laddove si assuma un valore dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$ la determinazione della resistenza passiva, ai fini del calcolo delle spinte, deve tenere conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

	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 $G_2^{(0)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽⁰⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella II – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I N.T.C. 2018)

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 III – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II NTC2018)

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella IV: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (Tabella 6.8.1 – N.T.C. 2018)

7.4 Verifiche agli Stati Limite Ultimi S.L.U.

7.4.1 Flessione nelle sezioni in acciaio

La verifica a flessione per le sezioni in acciaio quali micropali e travi di ripartizione deve essere eseguita nel rispetto del paragrafo 4.2.4.1.2.3 delle NTC 2018.

Il momento flettente di progetto M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:


$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

In cui:

- W_{pl} è il modulo di resistenza plastico della sezione;
- f_{yk} è la resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio scelto;
- γ_{M0} è un coefficiente pari a 1.05.

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo opera provvisoriale	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 15 di 25

7.4.2 Taglio nelle sezioni in acciaio

La verifica a taglio per le sezioni in acciaio quali micropali e travi di ripartizione deve essere eseguita nel rispetto del paragrafo 4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018.

Il valore di progetto dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

Dove la resistenza a taglio di progetto $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

In cui:

- f_{yk} è la resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio scelto;
- γ_{M0} è un coefficiente pari a 1.05;
- A_v per le sezioni circolari cave vale:

$$A_v = \frac{2A_v}{\pi}$$

7.5 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio S.L.E.


La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato.

7.5.1 Verifica della difetto di livello trasversale

In armonia con le prescrizioni di normativa (D.M. 2018), le verifiche delle opere di sostegno nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE), devono essere eseguite tenendo conto dell'esigenza di accertare che sia rispettata la condizione $E_d \leq C_d$ nella quale E_d "è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3" e C_d è "il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni".

Per sviluppare tali verifiche si fa riferimento al valore dello spostamento orizzontale massimo $[(\delta_h)_{max}]$ che si ottiene a conclusione delle analisi di interazione fra il terreno e l'opera di contenimento e si esegue una verifica del "Difetto di livello trasversale".

Il livello trasversale è definito come la pendenza trasversale del binario espressa come differenza di quota tra le due rotaie, misurata normalmente al binario. La norma, in particolare, definisce tale grandezza come il cateto verticale di un triangolo rettangolo che ha come ipotenusa un segmento costituito dallo scartamento nominale sommato alla

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo opera provvisoriale	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 16 di 25

larghezza della testa di una rotaia, con approssimazione ai 10 mm.

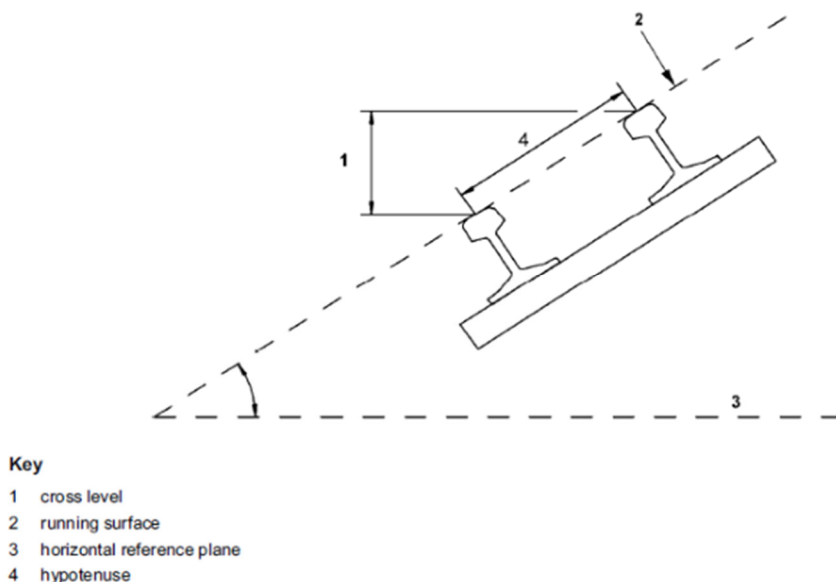


Figura 4 - Schema del Livello trasversale.

In particolare, si assume che lo spostamento verticale massimo a tergo dell'opera si manifesti in corrispondenza della verticale di scavo e che sia pari a quello orizzontale; di fatto si pone $[(\delta_v)_{max}] = [(\delta_h)_{max}]$. Cautelativamente, si ipotizza, inoltre, che tale spostamento massimo si attenui allontanandosi progressivamente dall'opera di sostegno, sino ad una distanza a tergo pari a $2H$, con H profondità dello scavo. A tale distanza si considera nullo l'effetto dello scavo sui cedimenti del piano di campagna a tergo.

Pertanto, il rapporto $\{[(\delta_v)_{max}] / 2H\} = \tan\beta$ può essere utilizzato per descrivere, con un margine di sicurezza, l'andamento degli abbassamenti a tergo dell'opera per effetto dello scavo e per stimare, in pratica, l'entità del cedimento differenziale tra due punti.

Tale procedimento semplificato è stato applicato per ricavare il difetto di livello trasversale tra le rotaie della linea storica ed anche per valutare gli effetti dello scavo e del comportamento delle opere di sostegno sugli edifici più vicini.

8 OPERA PROVVISORIALE

8.1 Introduzione

La palancola analizzata in questo capitolo è necessaria al sostegno temporaneo dell'attuale sede ferroviaria al fine di consentire la costruzione dei muri di sostegno individuati con i codici "MU01" ed "MU02" sui quali sarà realizzata la nuova sede ferroviaria di progetto. Lo sbancamento dell'area infatti è impedito a causa della vicinanza dei muri di sostegno all'attuale linea esistente.

A seguire si riporta una sezione schematica di esempio.

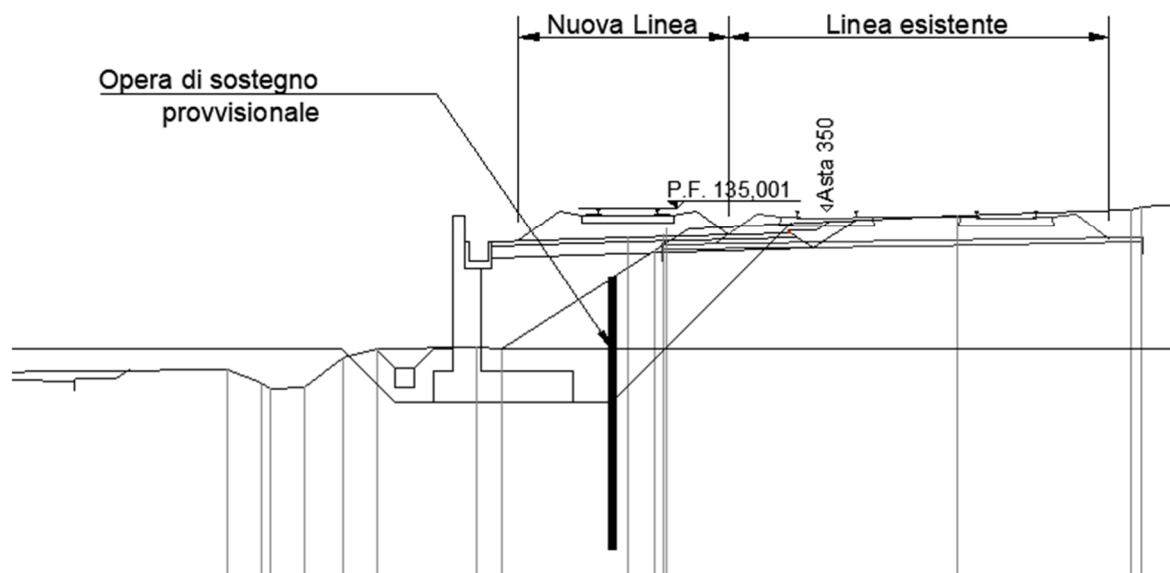


Figura 5 - Sezione di riferimento per l'opera provvisoriale.

L'opera provvisoriale in progetto dovrà essere in grado di garantire un dislivello monte-valle pari a circa 3.2 m.

In accordo con le prescrizioni riportate nel paragrafo 6.5.2.2 del DM 2018, il modello geometrico di calcolo deve tenere in conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali. Per questo motivo, la massima altezza di scavo deve essere incrementata di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

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

La massima altezza di scavo, ai soli fini delle analisi numeriche, è pertanto pari 3.5 m.

L'analisi di interazione tra il terreno e l'opera di sostegno è eseguita mediante il codice di calcolo ParatiePlus, con riferimento ad uno schema piano e nell'ipotesi di sottosuolo assimilato ad una successione di strati orizzontali. L'analisi si articola secondo una sequenza di fasi, diverse in funzione del tipo di problema, allo scopo di simulare sia le reali fasi costruttive che la variazione dello stato di sforzo sino al completamento della costruzione.

Per la geometria del problema in esame, l'analisi è articolata nella seguente successione di fasi:

- Stage 1. Inizializzazione geostatica;
- Stage 2. Installazione della palanca;
- Stage 3-6. Fasi successive di scavo lato valle;
- Stage 7. Applicazione del carico dei convogli ferroviari.

Di seguito si riportano delle immagini estratte dal modello di calcolo.

Base Design Section
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
Stage 2

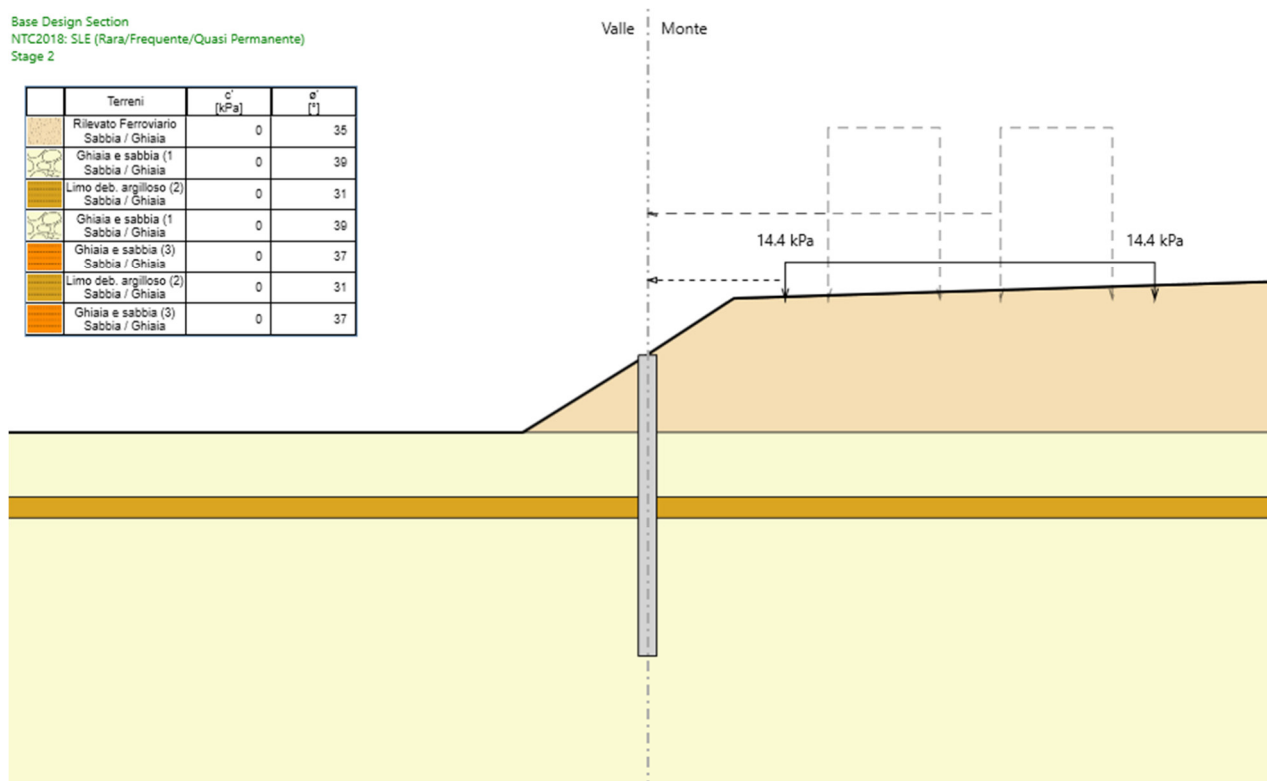


Figura 6 - Stage 2, installazione della palanca.

Base Design Section
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
Stage 7

Terreni	c' [kPa]	φ' [°]
Rilevato Ferroviario Sabbia / Ghiaia	0	35
Ghiaia e sabbia (1) Sabbia / Ghiaia	0	39
Limo deb. argilloso (2) Sabbia / Ghiaia	0	31
Ghiaia e sabbia (1) Sabbia / Ghiaia	0	39
Ghiaia e sabbia (3) Sabbia / Ghiaia	0	37
Limo deb. argilloso (2) Sabbia / Ghiaia	0	31
Ghiaia e sabbia (3) Sabbia / Ghiaia	0	37

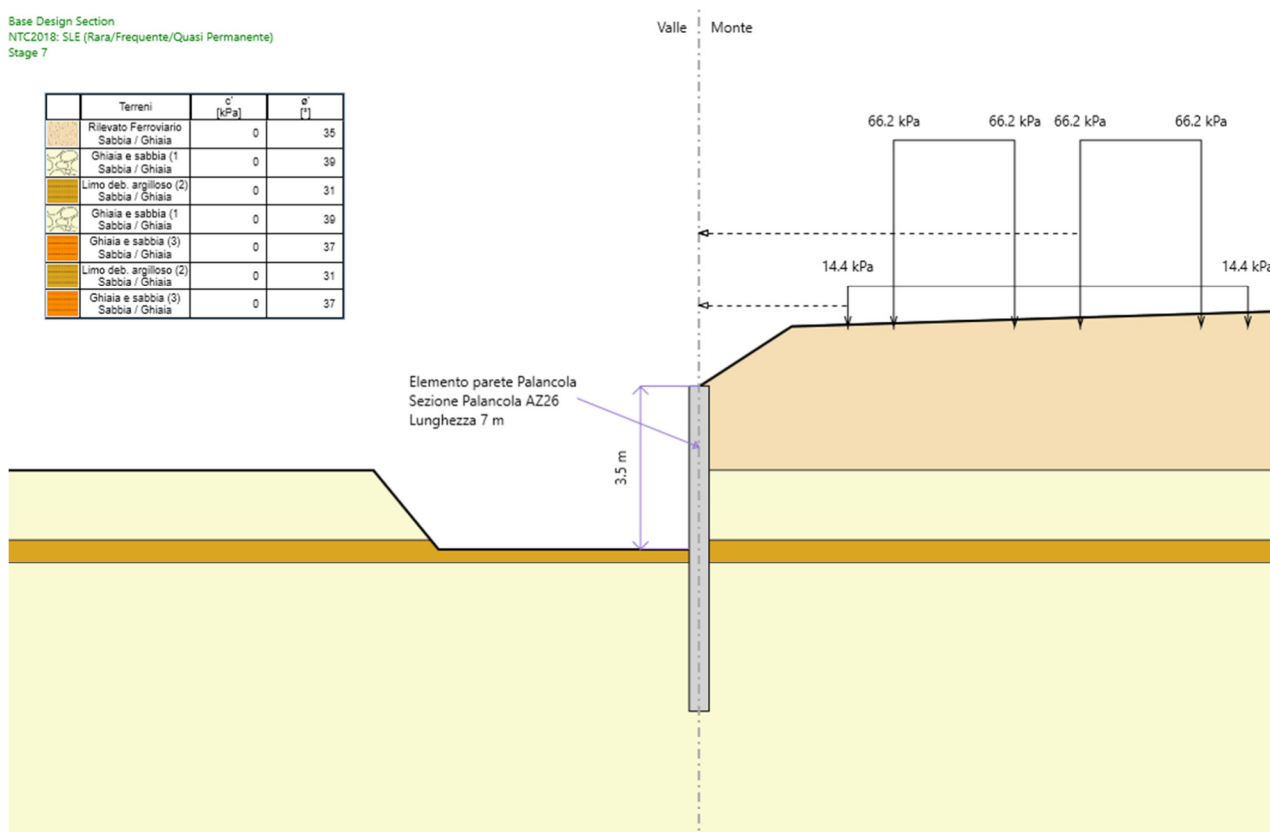


Figura 7 – Stage finale, opera in esercizio.

L'opera di sostegno sarà costituita da una palanca di sezione AZ26 di acciaio S275 avente lunghezza complessiva pari a 7m.

8.2 Risultati delle analisi

Di seguito si sintetizzano i risultati dei calcoli relativi alle diverse combinazioni di carico. In particolare si riportano i valori massimi delle sollecitazioni sulla paratia e gli andamenti delle sollecitazioni per le combinazioni dimensionanti.

Combinazione	$M_{Ed,max}$	$T_{Ed,max}$
	[kNm/m]	[kN/m]
Inviluppo (A1+M1+R3)	131.12	83.97

Tabella V - Sollecitazioni massime per metro lineare agenti sulla paratia.

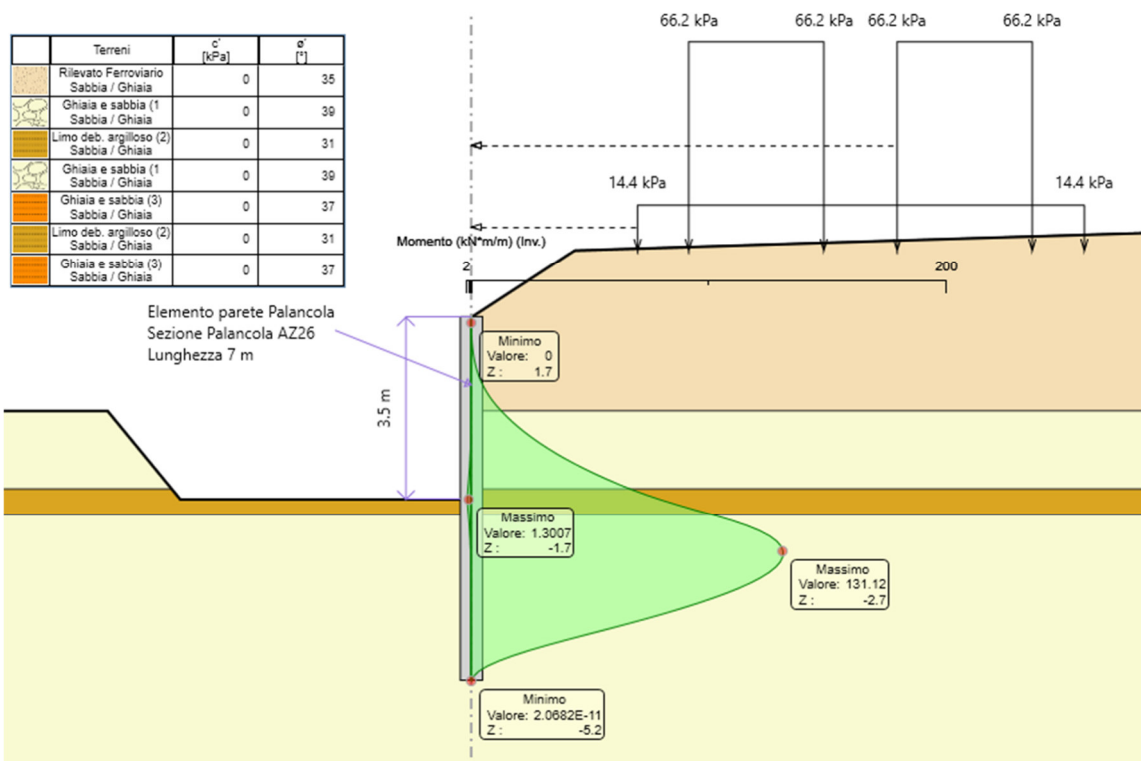


Figura 8 - Involuppo del momento flettente (Comb. A1+M1+R1).

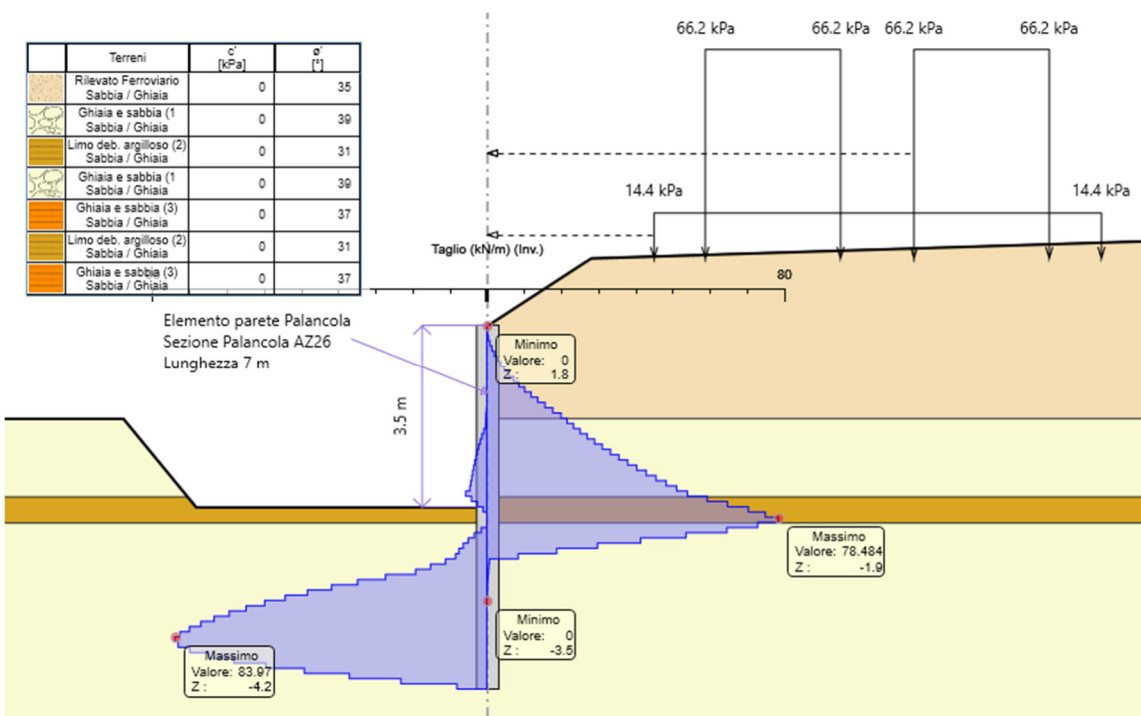
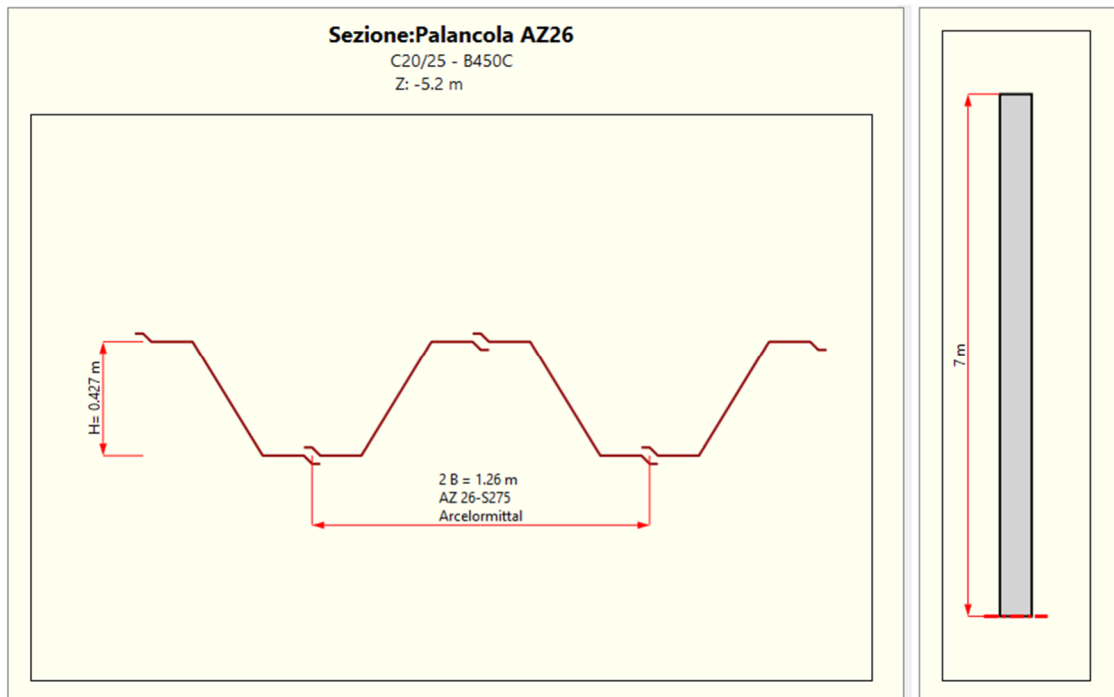


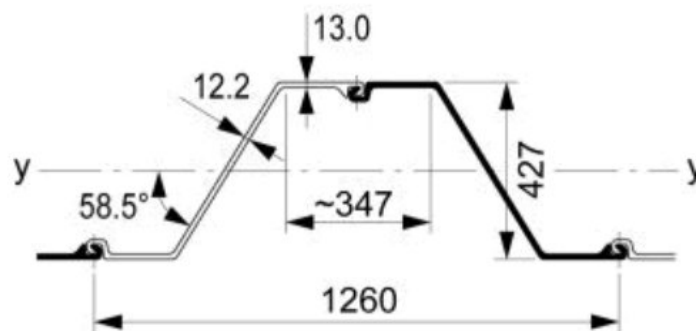
Figura 9 - Involuppo del taglio (Comb. A1+M1+R1).

8.3 Verifiche agli Stati Limite Ultimi S.L.U.

La palancola adottata ha sezione AZ 26 di acciaio di classe S275.



AZ 26¹⁾



	Area della sezione	Massa per m	Momento d'inerzia	Modulo di resistenza elastico
	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³
Per S	124,6	97,8	34970	1640
Per D	249,2	195,6	69940	3280
Per m di muro	198,0	155,2	55510	2600

Figura 10 - Caratteristiche della palancola

Le verifiche strutturali della palancola sono state eseguite tramite il codice STEELWORLD automaticamente implementato all'interno del software ParatiePlus il quale fornisce, oltre ai valori di momento e taglio resistente della palancola anche il tasso di sfruttamento dell'elemento stesso.

Il momento resistente della palancola adottata è pari a 680.95 kNm/m. Allo stato di sforzo ottenuto dalle analisi si ha un tasso di sfruttamento massimo della palancola pari al 19.2%.

Analogamente, il taglio resistente è pari a 1212.3 kN/m che fornisce un tasso sfruttamento a taglio pari a circa il 7%.

Le verifiche allo Stato Limite Ultimo risultano pertanto soddisfatte.

Si riportano a seguire i diagrammi estratti dal programma di calcolo.

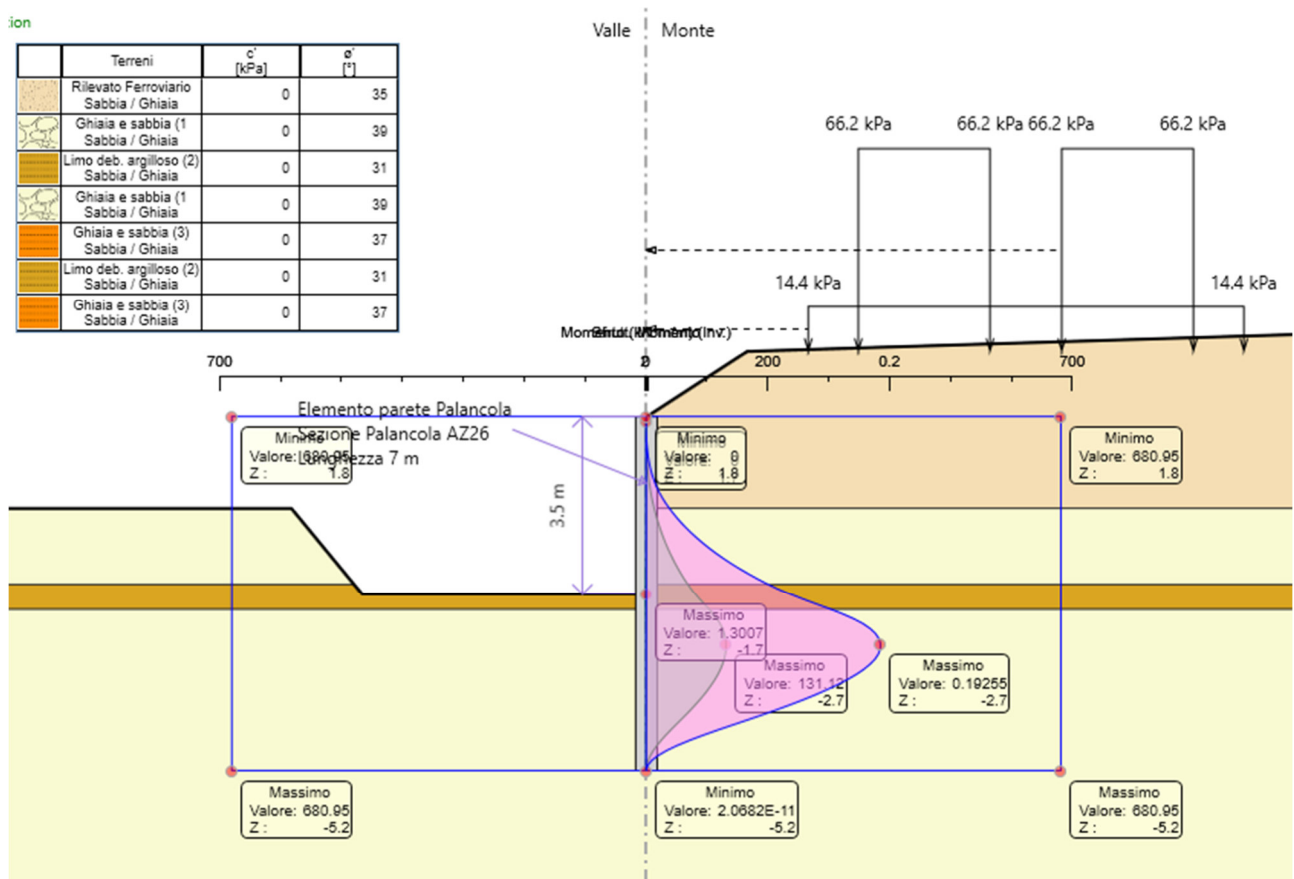


Figura 11 - Sollecitazione flettente, resistenza e tasso di sfruttamento.

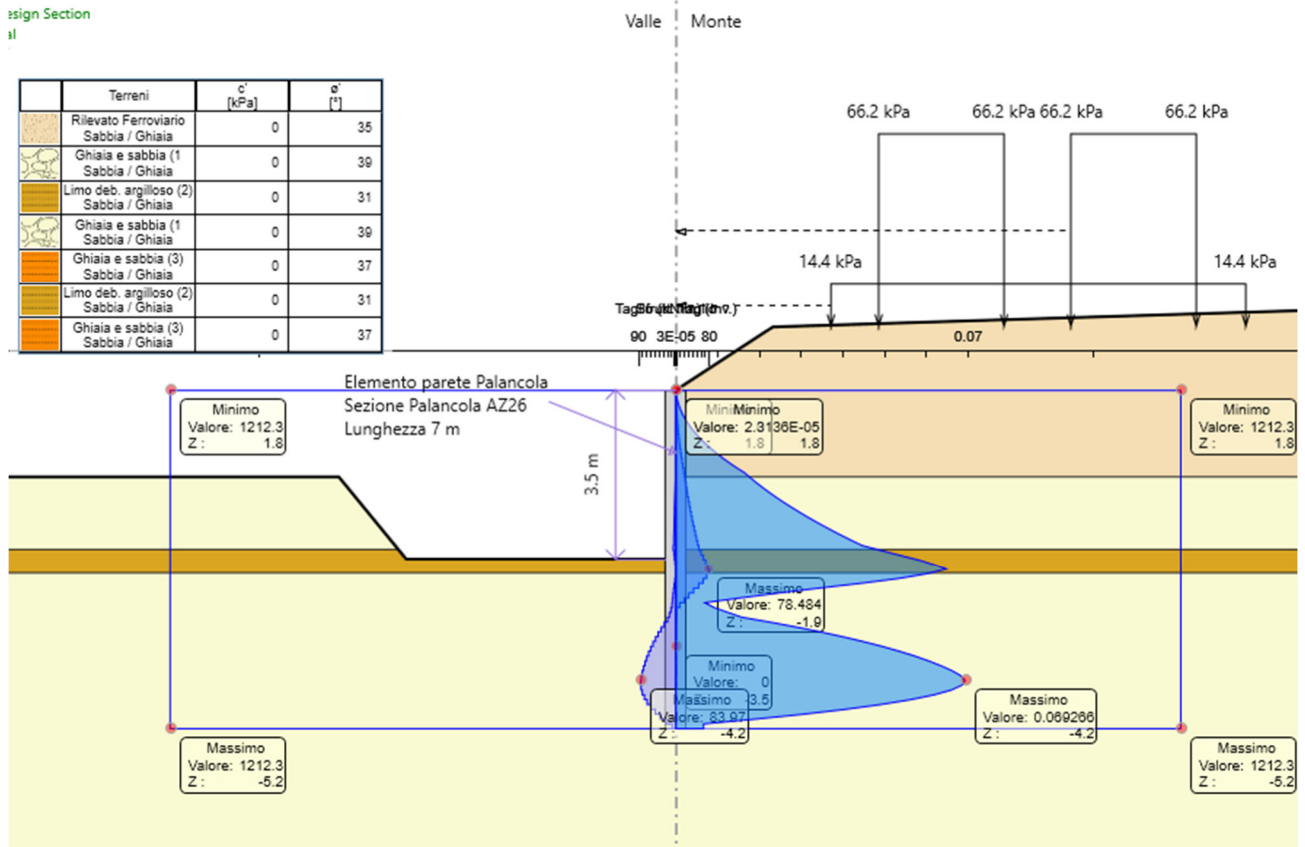


Figura 12 - Involuppo del taglio, resistenza e tasso di sfruttamento.

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo opera provvisoriale	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 24 di 25

8.4 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio S.L.E.

8.4.1 Verifica del difetto di livello trasversale

Nel rispetto dei principi di funzionalità dell'opera, è necessario eseguire anche la verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE). A tal fine si controlla che gli spostamenti subiti dalla paratia siano tollerabili e compatibili con le prestazioni attese nelle condizioni di regolare esercizio.

In particolare, si deve verificare che lo spostamento orizzontale indotto dallo scavo a valle della paratia sia tale da garantire il rispetto del massimo livello di difetto trasversale

Di seguito si riporta la configurazione deformata della paratia.

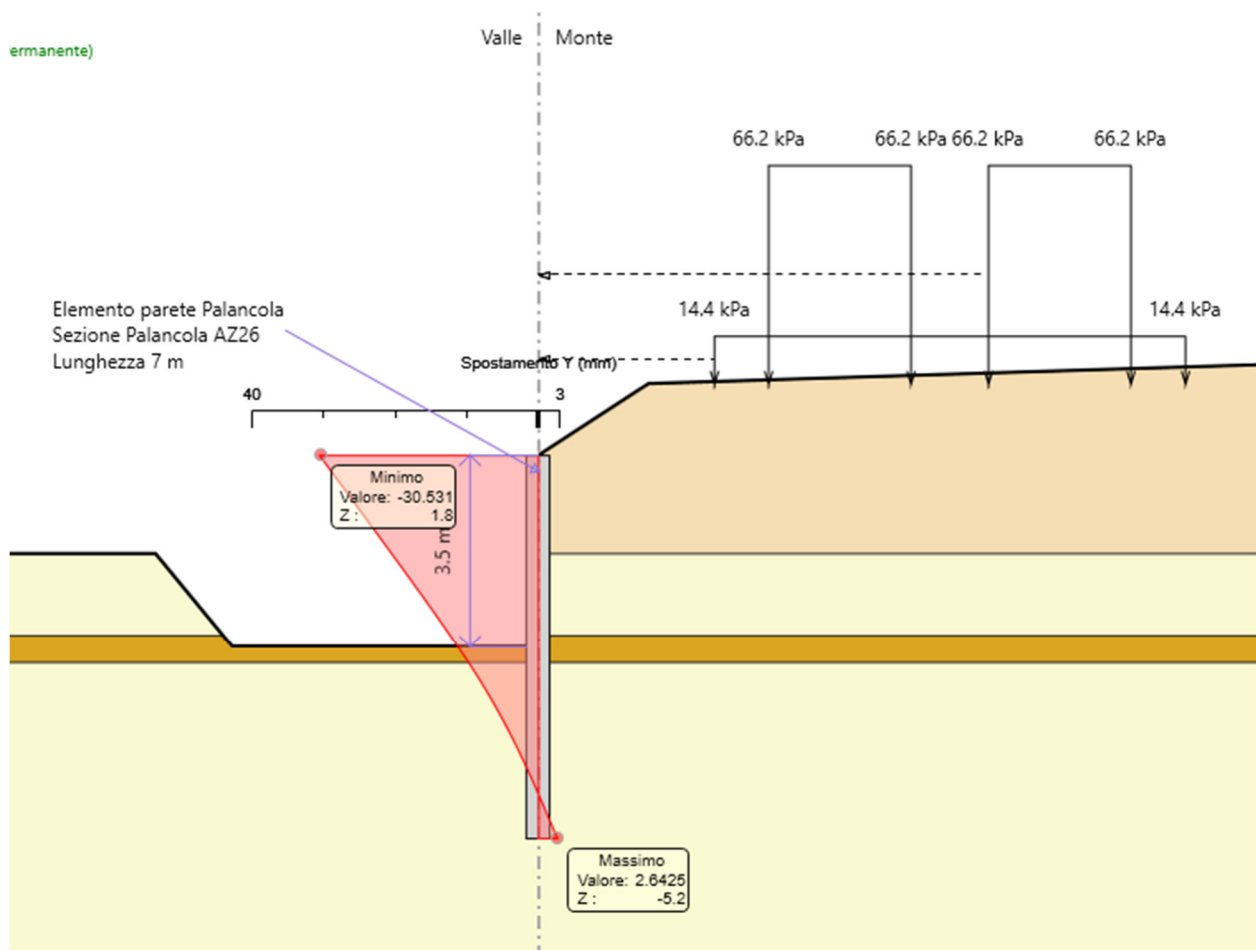


Figura 13 - Deformata della paratia all'applicazione delle azioni orizzontali.

Per il rispetto del Livello trasversale si deve verificare che lo spostamento orizzontale causato dallo scavo lato valle dell'opera di sostegno sull'altezza di scavo monte/valle sia inferiore a:

$$\frac{\text{cedimento differenziale massimo ammissibile tra i due binari}}{\text{scartamento}} = \frac{\Delta h}{S} = \frac{10}{1435} = 0.006969$$

Nel caso in esame lo spostamento orizzontale è pari a 30.5 mm e pertanto il rapporto $\Delta\delta v/H$, per $H=3.5\text{m}$ risulta essere 0.004362.

Si ritiene pertanto soddisfatta la verifica del Livello trasversale.