

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VI-01 PONTE SUL TORRENTE FUORNI
RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 09 CL VI0102 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato, Data
A	Emissione Esecutiva	A.Polastrì	Sett.2020	F.Rotunno	Sett.2020	D'Avino	Sett.2020	A. Iritozzi Sett.2020

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti
Dott. Ing. Roberto Iritozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Salerno
N° A.20783

INDICE

1	GENERALITÀ.....	4
1.1	PREMESSA	4
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
1.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2	MATERIALI	7
2.1	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E PALI	7
2.2	ACCIAIO B450C	8
2.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	8
3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	9
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE	10
5	CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018	12
6	METODI DI CALCOLO E MODELLI	15
6.1	SEZIONI DI CALCOLO	15
6.2	DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO	15
6.3	CARICHI.....	17
6.4	FASI DI CALCOLO.....	18
6.5	CARATTERISTICHE DEI TERRENI E DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	18
7	RISULTATI DELLE ANALISI	20
7.1	SEZIONE 1.....	20
7.2	SEZIONE 2.....	24
8	VERIFICHE SLU	29
8.1	VERIFICA EQU	29
8.2	VERIFICA STR.....	29



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 CL	VI 01 02 001	A	3 di 36

8.3	VERIFICA GEO	33
8.4	VERIFICA HYD.....	35
9	VERIFICHE SLE	36
9.1	VERIFICA DEFORMAZIONI.....	36

1 GENERALITÀ

1.1 Premessa

La presente relazione riporta le verifiche geotecniche delle opere di sostegno provvisorie funzionali alla realizzazioni delle fondazioni profonde delle spalle del viadotto VI 01.

Il viadotto è costituito da un'unica campata poggiate su due spalle, di seguito denominate spalla A (Lato Salerno) e spalla B (Lato Pontecagnao).

Le sezioni più significative ai fini della definizione delle altezze di scavo sono riportate di seguito

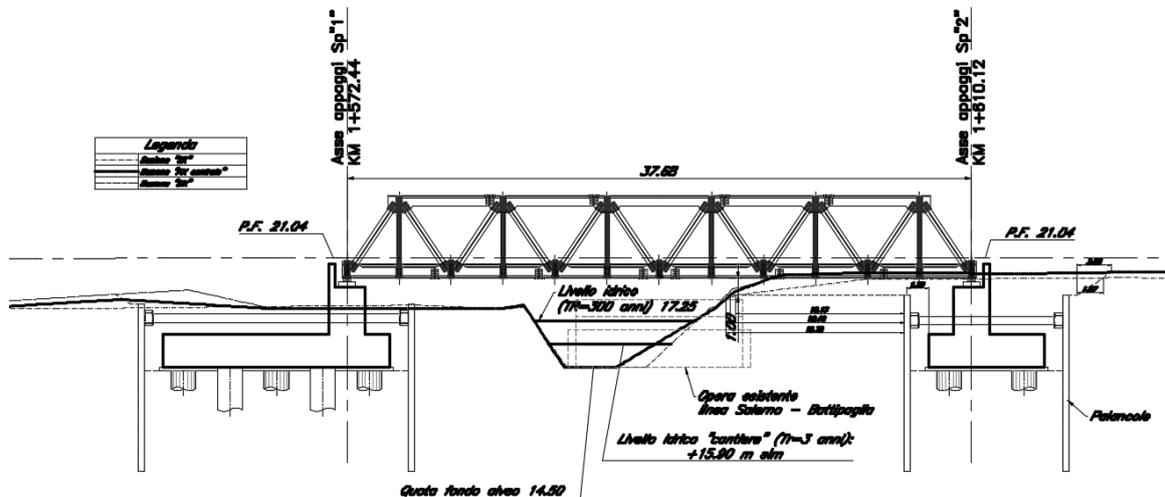


Figura 1: VIADOTTO VI 01 –Sezione longitudinale

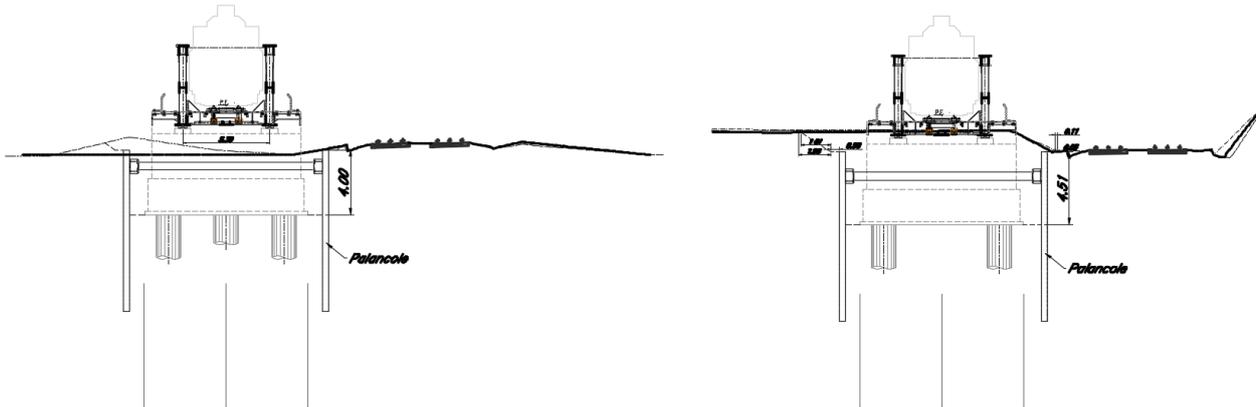


Figura 2: VIADOTTO VI 01 –Sezioni Trasversali. Sinistra Spalla A. Destra Spalla B

Le opere di sostegno provvisorie sono costituite da palancolati metallici AZ 14/700 che circondano interamente le aree di scavo e si approfondiscono, rispetto al piano di testa paratia per 12 m.

Le paratie sono ulteriormente vincolate ad un livello di puntonature posizionate a quota +3.0 M dal fondo scavo di progetto della paratia disposte in diagonale, inclinate a 45° rispetto all'asse normale alle paratie

I puntoni sono realizzati mediante tubolari F152.4/14.2, collegati ad una trave di ripartizione formata da 2 HEA 240.

1.2 Normativa di riferimento

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

- [N1] Legge 5/11/1971, n.1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica.
- [N2] D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [N3] CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [N4] RFI DTC SICS MA IFS 001 C - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N5] RFI DTC SICS SP IFS 001 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- [N6] Eurocodice EN 1997-1: Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [N7] Eurocodice EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazione, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 CL	VI 01 02 001	A	6 di 36

[N8] 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, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.

1.3 Documenti di riferimento

I documenti che verranno richiamati nel seguito sono:

- Rif. [1] Relazione geotecnica generale
- Rif. [2] Impalcato – Relazione di calcolo – NN1X00D09CLVI0109001A
- Rif. [3] relazione di calcolo spalla A - NN1X00D09CLVI0104001A
- Rif. [4] relazione di calcolo spalla B - NN1X00D09CLVI0104002A

2 MATERIALI

2.1 Calcestruzzo per fondazioni e pali

Per le strutture in fondatazione si adotta un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche riportate in :

CLS FONDAZIONE - PALI		C25/30
Peso per unità di volume		
γ	25	kN/m ³
Resistenza a compressione		
$R_{ck} =$	30.00	MPa
$f_{ck} =$	25	MPa
$f_{cm} =$	33.00	MPa
$f_{cd} =$	14.17	MPa
$f_{cu} =$	12.04	MPa
$f_{ctm} =$	2.56	MPa
$f_{ctk} =$	1.80	MPa
$f_{ctd} =$	1.20	MPa
$f_{cfm} =$	3.08	MPa
Resistenza a compressione		
$\sigma_{c,max} =$	15.0 MPa	comb rara
$\sigma_{c,max} =$	11.3 MPa	comb qp
Modulo elastico e coefficiente di Poisson		
$E_{cm} =$	31475.81	MPa
$U_{fessurato} =$	0.00	
$U_{non\ fessurato} =$	0.20	
Grandezze deformative		
$\epsilon_{c4} =$	0.07%	
$\epsilon_{cu} =$	0.35%	

Tabella 1: Caratteristiche calcestruzzo fondazione e pali

2.2 Acciaio B450C

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC18 ([N2]), per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

ACCIAIO per ARMATURA	B450C
Peso per unità di volume	
γ	78.5 kN/m ³
Resistenza a trazione	
$f_{yk} =$	450.00 MPa
$f_{yd} =$	391.30 MPa
$f_{tk} =$	540.00 MPa
Modulo elastico e coefficiente di Poisson	
$E_{sm} =$	210000 MPa
$\nu =$	0.30
Grandezze deformative	
$\epsilon_{yd} =$	0.19%
$\epsilon_{sud} =$	6.75% def. rottura di calcolo

Tabella 2: Caratteristiche acciaio per armatura

2.3 Acciaio per carpenteria metallica

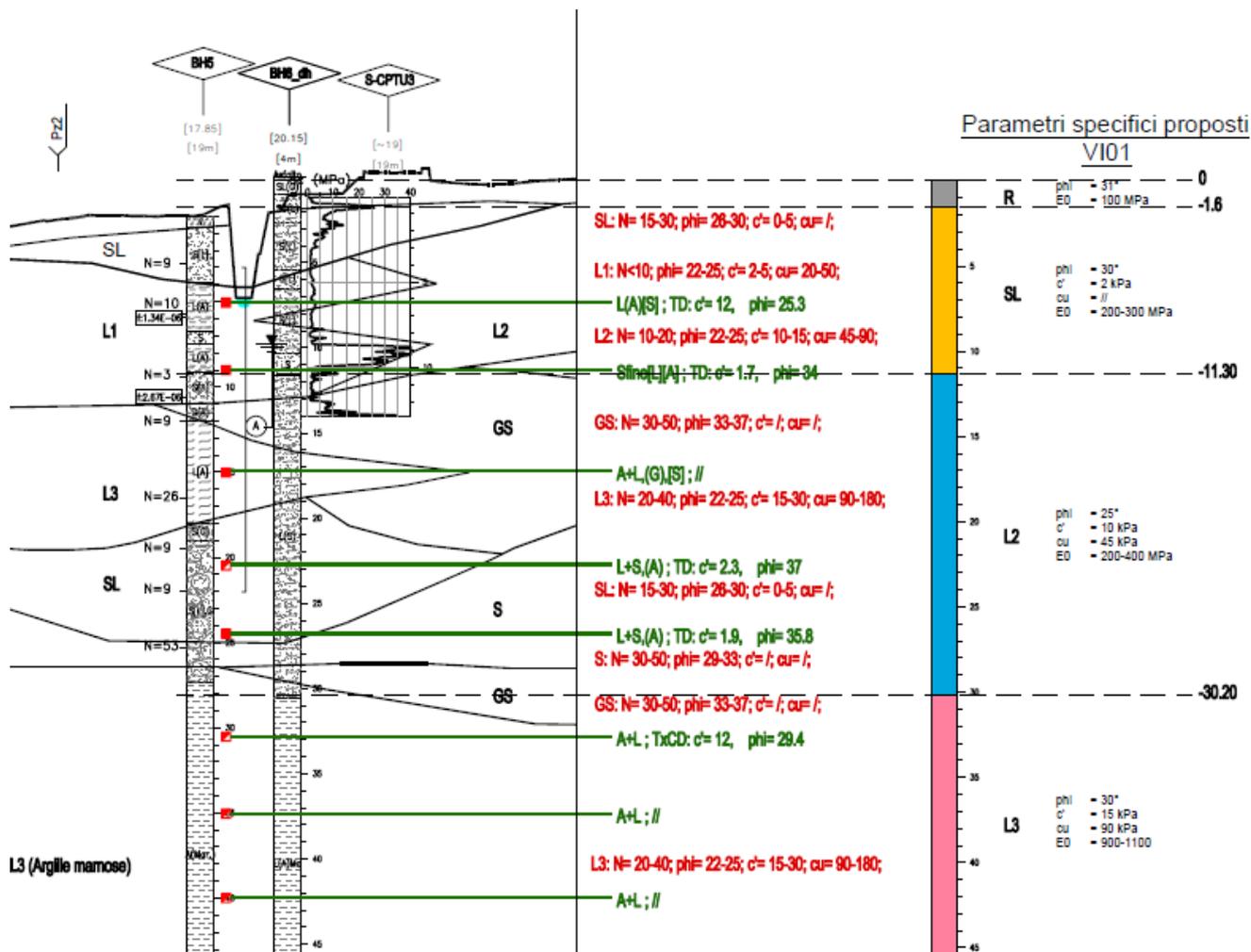
Acciaio per profilati e tubi del tipo S275

Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	$f_{yka} =$	235 MPa
coefficiente di sicurezza	$\gamma_M =$	1,05
resistenza di calcolo dell'acciaio	$= f_{yka}/\gamma_M = f_{yda} =$	223 MPa
modulo elastico dell'acciaio	$E =$	2,06 E ⁺⁰⁸ kPa

3 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si rimanda alla Relazione geotecnica (Rif. [1]) la trattazione completa dei parametri geologici e geotecnici del terreno di fondazione.

Si riportano di seguito il sunto dei parametri e della stratigrafia di progetto in base ai quali sono state effettuate le verifiche di normativa.



Per quanto riguarda la quota di falda, si sottolinea che i calcoli sono stati sviluppati con riferimento alla quota con Tempo di ritorno 3 anni, ovvero + 15.9 m s.l.m.

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Per la protezione sia dello scavo della spalla A (lato Salerno) sia della spalla B (lato Pontecagnano) sono previste palancole tipo

AZ 19

lunghe 12 m a partire dal piano campagna.

In corrispondenza dello scavo lato Salerno è previsto uno scavo massimo di

H= 3.9 m dal piano campagna

In corrispondenza dello scavo lato Pontecagnano è previsto uno scavo massimo di

H= 4.5 m dal piano campagna

Le caratteristiche delle opere sono riassunte nelle seguenti tabelle

Tabella 3. Caratteristiche geometriche opere di sostegno SPALLA A

Nome opera	-	Viadotto VI 01 –SPALLA A
	-	
Altezza totale dello scavo	[m]	3.9
Massima altezza scavo puntonato	[m]	3.0
Lunghezza Palancole	[m]	12.0
Tipo palancole	[m]	AZ 14/700
Interasse	[m]	1.0
Diametro tubolare puntone	[mm]	152.4
Spessore tubolare puntone	[mm]	14.2

Tabella 4. Caratteristiche geometriche opere di sostegno spalla B

Nome opera	-	Viadotto VI 01 –SPALLA B
	-	
Altezza totale dello scavo	[m]	4.5
Massima altezza scavo puntonato	[m]	3.0
Lunghezza Palancole	[m]	12
Tipo palancole	[m]	AZ 14/700
Interasse	[m]	1.0
Diametro tubolare puntone	[mm]	152.4
Spessore tubolare puntone	[mm]	14.2

	LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO					
	COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO					
RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	COMMESSA NN1X	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 01 02 001	REV. A	FOGLIO 12 di 36

5 CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per

ogni stato limite considerato:

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;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

SLU di tipo strutturale (STR)

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

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2

(A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2.

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

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

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

Bisogna però ricordare che al paragrafo 6.2.4.1.3 la norma chiarisce che le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

Questo equivale a dire che le analisi riguardanti gli SLU di tipo strutturale devono svolgersi unicamente con la combinazione 1, mentre la combinazione 2 deve utilizzarsi solo per le analisi di collasso.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \varphi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali. In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

VERIFICHE HYD

Citando la normativa "Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento. A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 CL	VI 01 02 001	A	14 di 36

Per le verifiche a sifonamento in condizioni di flusso prevalentemente verticale la verifica si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico ic diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso.



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 CL	VI 01 02 001	A	15 di 36

6 METODI DI CALCOLO E MODELLI

6.1 Sezioni di calcolo

Al fine di identificare l'involuppo delle sollecitazioni che possono agire sulle opere di sostegno in esame sono state identificate due sezioni di calcolo così definite

SEZIONE 1: spalla A – sezione longitudinale (massima distanza tra le paratie) con quota di scavo pari a quella della spalla B (posizione cautelativa)

$$H \text{ scavo} = 4.5 + 0.3 = 4.8 \text{ m}$$

In questo caso si adotterà un'interasse di calcolo tra i puntoni pari a 4.2 m

SEZIONE 2 spalla B – sezione trasversale (minima distanza da rilevato ferroviario)

$$H \text{ scavo} = 4.5 + 0.3 = 4.8 \text{ m}$$

In questo caso si adotterà un'interasse di calcolo tra i puntoni pari a 5.5 m

6.2 Descrizione del codice di calcolo

Le analisi finalizzate al dimensionamento delle paratie sono state condotte con il programma di calcolo "Paratie" Versione 2017 della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

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

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

Il terreno viene schematizzato con delle molle secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

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

Con tale metodo, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di contrasto; consentendo di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni, e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 CL	VI 01 02 001	A	16 di 36

Il metodo sopra esposto è sicuramente valido per il calcolo delle sollecitazioni all'interno della struttura; tarando opportunamente i moduli mediante modellazioni più complete (es. FEM 2D) consente anche una ragionevole stima degli spostamenti orizzontali della parete di sostegno [Becci & Nova, 1987; Dhoub, 1995).

Il metodo di calcolo richiede la definizione di parametri, valutati in funzione delle caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni, delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera. In particolare la pressione σ'_h che lo scheletro solido del terreno esercita su una struttura di sostegno dipende dagli spostamenti che essa subisce per effetto di σ'_h stessa ovvero dipende dall'interazione fra la struttura ed il terreno a tergo dell'opera. Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso valle, la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot (K_a)^{0.5} \quad \text{pressione attiva}$$

dove:

K_a = coefficiente di spinta attiva;

σ'_v = tensione verticale efficace;

c' = coesione efficace.

In condizioni statiche, K_a è funzione dell'angolo di attrito efficace dello scheletro solido φ' , dell'angolo di attrito fra struttura e terreno δ (nelle analisi $\delta < \varphi'$), dell'inclinazione α del paramento di monte della struttura di sostegno (nelle analisi $\alpha = 0^\circ$) e dell'inclinazione β del terrapieno a tergo dell'opera (nelle analisi $\beta = 0^\circ$). Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di K_a , di seguito, si farà riferimento a quella di [Coulomb, 1773].

Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso monte, la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot (K_p)^{0.5} \quad \text{pressione passiva}$$

dove:

K_p = coefficiente di spinta attiva;

σ'_v = tensione verticale efficace;

c' = coesione efficace.

Analogamente al coefficiente di spinta attiva, in condizioni statiche si può porre $K_p = K_p(\varphi', \delta)$. Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di K_p , di seguito, si farà riferimento a quella di [Caquot-Kerisel, 1948] con $\delta' \leq \varphi' / 2$.

Pertanto, nel caso di strutture di sostegno flessibili, eventualmente contrastate da elementi strutturali attivi o passivi messi in opera in fasi successive, sul paramento di monte agirà la pressione attiva e su quello di valle la pressione passiva.

Nel caso di strutture molto rigide, incapaci di subire spostamenti sufficienti a mobilitare la pressione attiva o quella passiva, la pressione σ'_h esercitata dallo scheletro solido sull'opera di sostegno sarà prossima alla pressione geostatica iniziale:



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 CL	VI 01 02 001	A	17 di 36

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad \text{pressione a riposo}$$

dove:

K_0 = coefficiente di spinta a riposo;

σ'_v = tensione verticale efficace.

Per strutture di sostegno alla pressione esercitata dallo scheletro solido deve essere sommata la pressione esercitata dall'acqua assumendo schemi di filtrazione idonei in funzione delle condizioni stratigrafiche ed al contorno.

La rigidezza delle molle schematizzanti il terreno sono proporzionali al modulo elastico del terreno la cui variazione con la profondità può essere descritto mediante la seguente espressione generale:

$$E_{vc} = R \cdot (p' / p_a)^n \quad \text{modulo in compressione vergine (primo carico);}$$

dove:

$$p_a = 100 \text{ kPa} \quad \text{pressione di riferimento (pressione atmosferica);}$$

$$p' = (\sigma'_v + \sigma'_h) / 2 \quad \text{pressione media alla generica profondità;}$$

$$R \quad \text{modulo elastico corrispondente a } p' = 100 \text{ kPa;}$$

$$n \quad \text{coefficiente di forma della legge compreso tra 0 e 1 (n = 0, legge costante con la profondità, n = 1 legge variabile linearmente).}$$

Il modulo di scarico-ricarico (E_{ur}) può essere $1.5 \div 3$ volte quello di primo carico.

6.3 Carichi

Nel considerare i carichi indotti dal passaggio dei convogli ferroviari si è considerato un carico pari a

$$q = 50 \text{ kPa}$$

distribuito per l'intera larghezza della sede ferroviaria in rilevato.

Per quanto riguarda il carico trasmesso dal rilevato ferroviario stesso, questo è stato calcolato considerando un peso per unità di volume del materiale che lo costituisce pari a

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

I carichi trasferiti dalle macchine che operano in prossimità del cantiere sono stati considerati applicando un carico (su una fascia larga 5.0 m) pari a

$$q = 10 \text{ kPa}$$

6.4 Fasi di calcolo

Sono stte considerate le seguenti fasi di calcolo:

1. generazione delle tensioni litostatiche
2. realizzazione dela paratia;
3. scavo fino alla quota di imposta del livello di puntonatura
4. inserimento delle puntonature
5. raggiungimento del fondo scavo di progetto

Con riferimento al punto 5. si sottolinea che la quota di fondo scavo di progetto è stata determnata in ossequio a quanto previsto dalle normative vigenti al punto 6.5.2.2, ovvero :” *Nel caso in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell’opera, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:*

- 10% dell’altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0,5 m”

6.5 Caratteristiche dei terreni e degli elementi strutturali

Si riportano nella seguente tabella le acatteristiche meccaniche dei terreni interagenti con le opere , segnalando che, cautelativamente, si è posta sempre pari al valore nullo la coesione efficace dei terreni suddetti.

Tabella 5 .Caratteristiche meccaniche dei terreni interagenti con le palancole

	Terreni	YDRY [kN/m ³]	YSAT [kN/m ³]	c' [kPa]	ø' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ³]
	R Sabbia / Ghiaia	18	18	0	31	E _{vc} = 20000 E _{ur} = 40000
	S Sabbia / Ghiaia	18	18	0	29	E _{vc} = 80000 E _{ur} = 160000
	L2 Sabbia / Ghiaia	17	17	0	25	E _{vc} = 50000 E _{ur} = 100000

I puntone sono stati schematizzati come molle elastiche, tenendo conto anche della loro inclinazione rispetto alla normale della paratia. Le rigidezze sono calcolate nella tabella seguente.

Tabella 6. Rigidezze molle per schematizzazione puntone.

Sezione VI 01 FIUME			Sezione VI 01 RILEVATO		
Puntone	tubolare		Puntone	tubolare	
diametro	152.4	mm	diametro	152.4	mm
spessore	14.2	mm	spessore	14.2	mm
Lunghezza	7.2	m	Lunghezza	7.2	m
L/2	3.6	m	L/2	3.6	m
Interasse	4.2	m	Interasse	5.5	m
A	61.652	cm ²	A	61.652	cm ²
E	2.10E+08	kN/m ²	E	2.10E+08	kN/m ²
β	45	°	β	45	°
EA/iL	8.50E+04	kN/m/m	EA/iL	6.58E+04	kN/m/m
EA/iL proiettato	6.01E+04	kN/m/m	EA/iL proiettato	4.65E+04	kN/m/m

7 RISULTATI DELLE ANALISI

7.1 Sezione 1

SPOSTAMENTI – CONDIZIONE SLE RARA

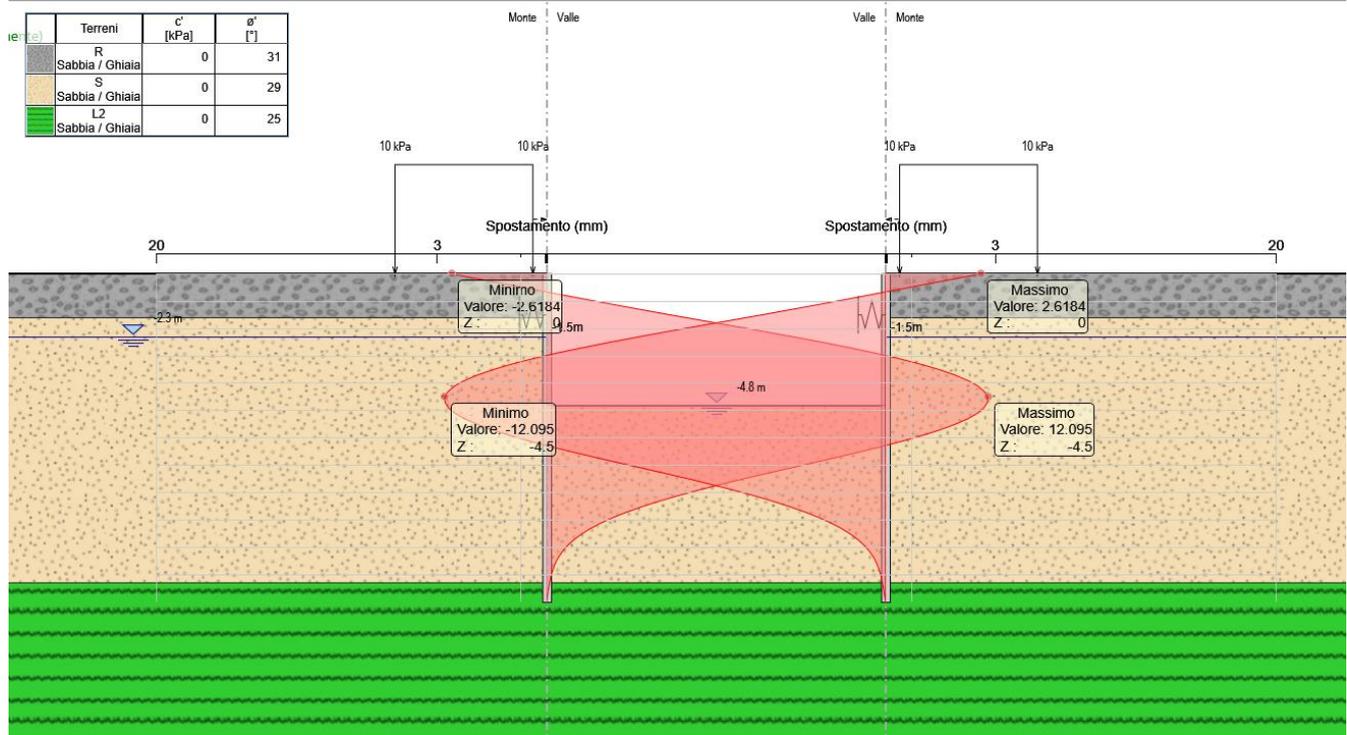


Figura 3. Spostamenti paratia. $u_{max} = 12 \text{ mm}$

SOLLECITAZIONI – CONDIZIONE SLU-STR

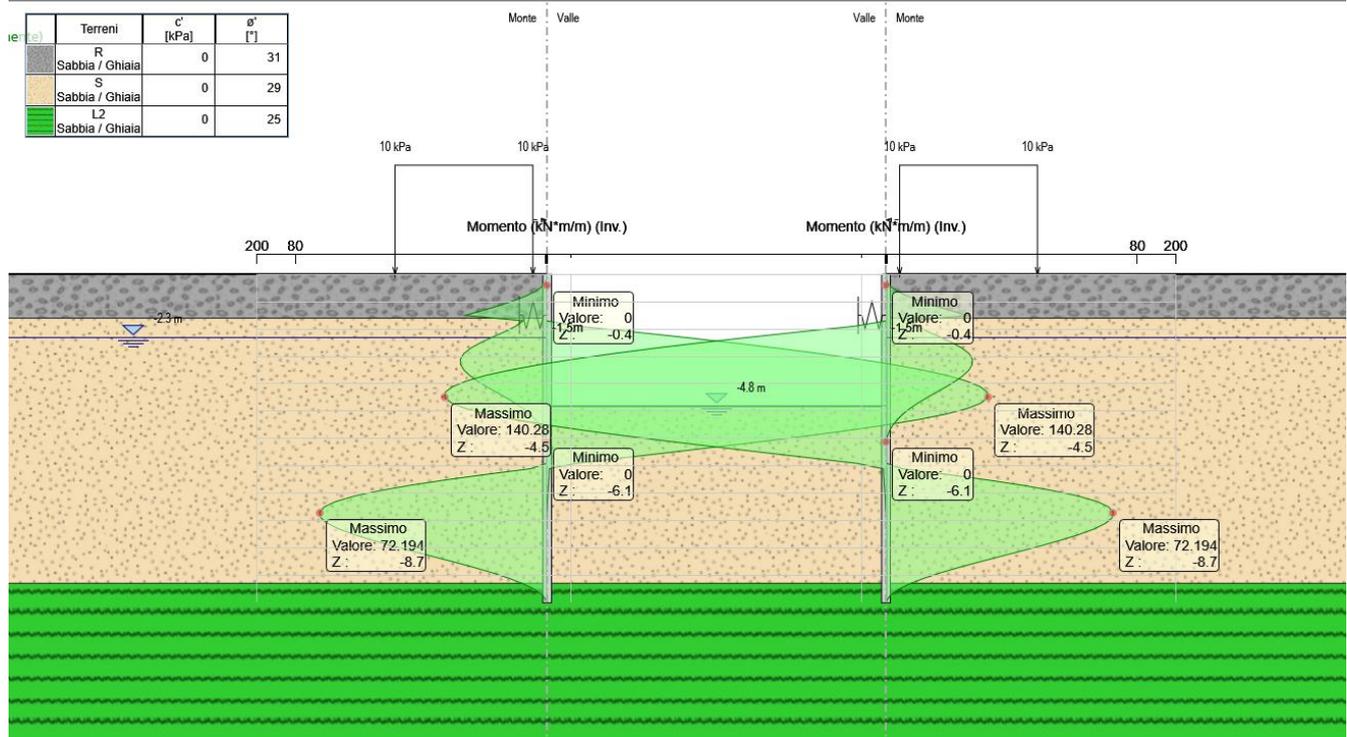


Figura 4. Momento massimo condizioni SLU-STR $M_{max} = 140.3 \text{ kNm/m}$

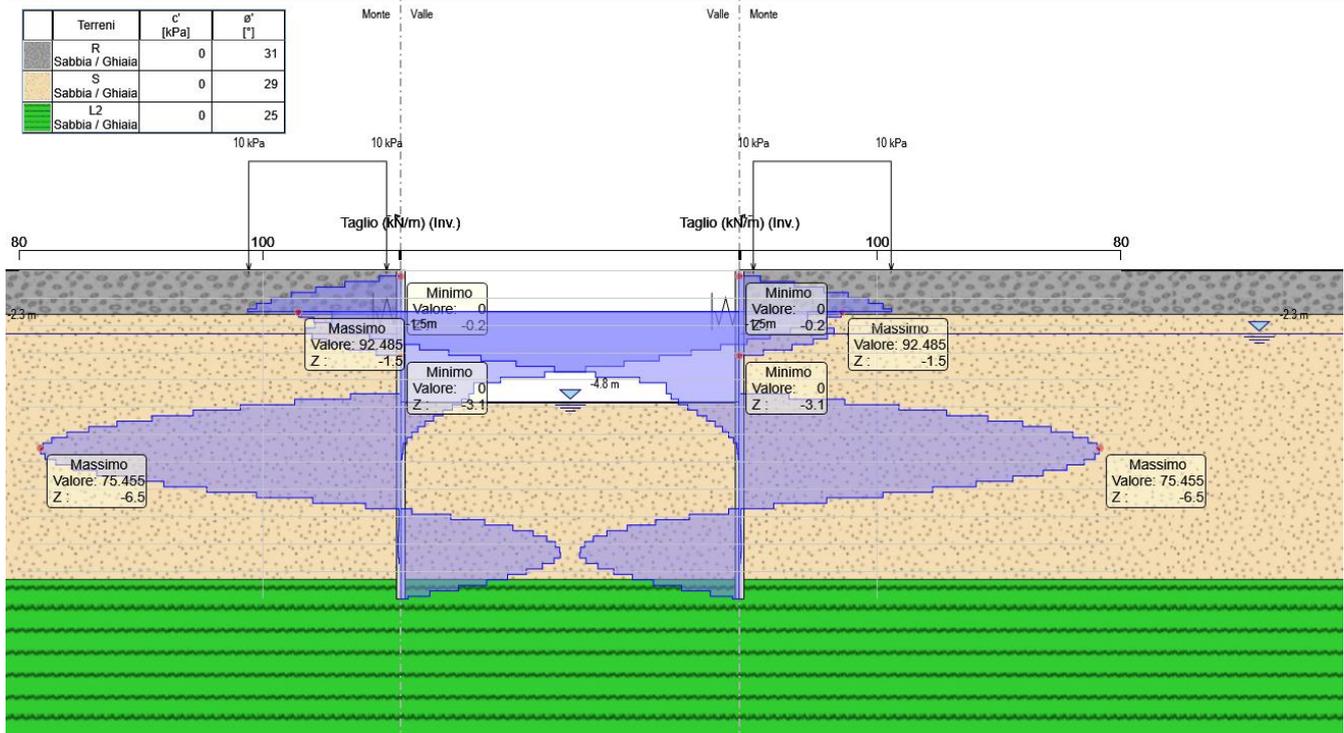


Figura 5. Taglio massimo condizioni SLU-STR T max = 92.5 kN/m

Terreni	c' [kPa]	ϕ' [°]
R Sabbia / Ghiaia	0	31
S Sabbia / Ghiaia	0	29
L2 Sabbia / Ghiaia	0	25

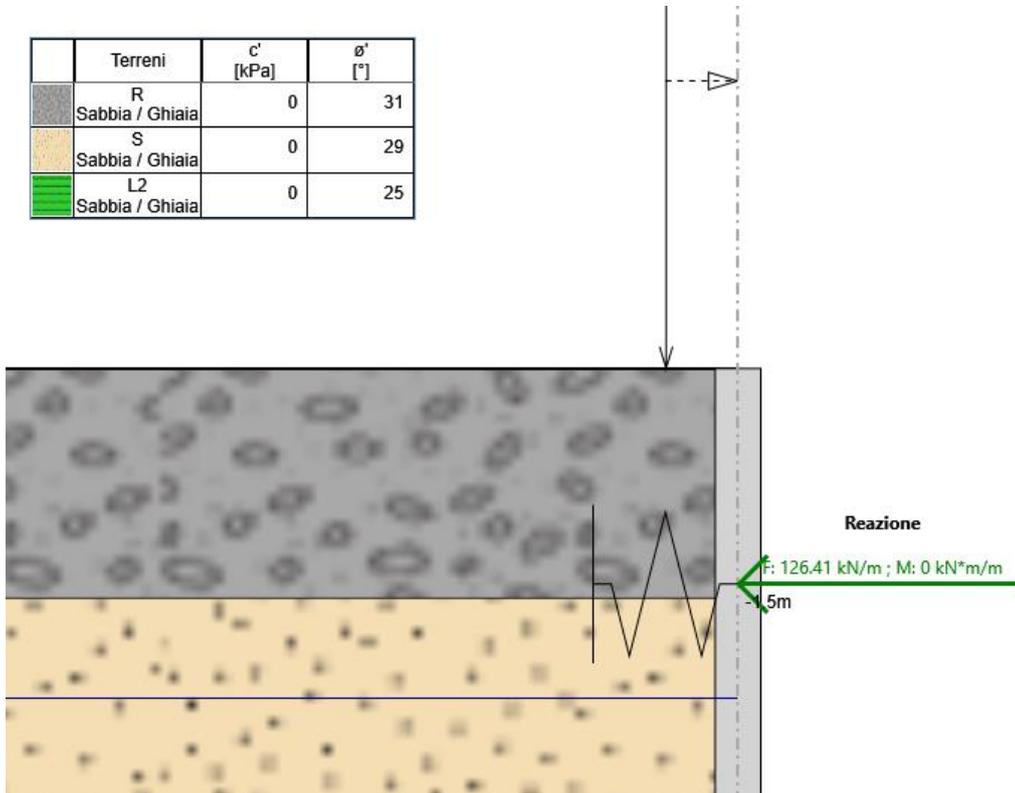


Figura 6. Sforzo normale massimo su puntoni condizioni SLU-STR $N_{max} = 126.4 \text{ kN/m}$

Si riporta nel seguito per chiarezza il calcolo dello sforzo normale effettivamente agente sul puntone, considerando anche la sua inclinazione planimetrica.

Sezione VI 01 FIUME		
Puntone	tubolare	
diametro	152.4	mm
spessore	14.2	mm
Lunghezza	7.2	m
L/2	3.6	m
Interasse	4.2	m
A	61.652	cm ²
E	2.10E+08	kN/m ²
β	45	°
CARICHI AGENTI		
N da paratie	126.4	kN/m
N	535.09	kN
N agente	378.37	kN

7.2 Sezione 2

SPOSTAMENTI – CONDIZIONE SLE RARA

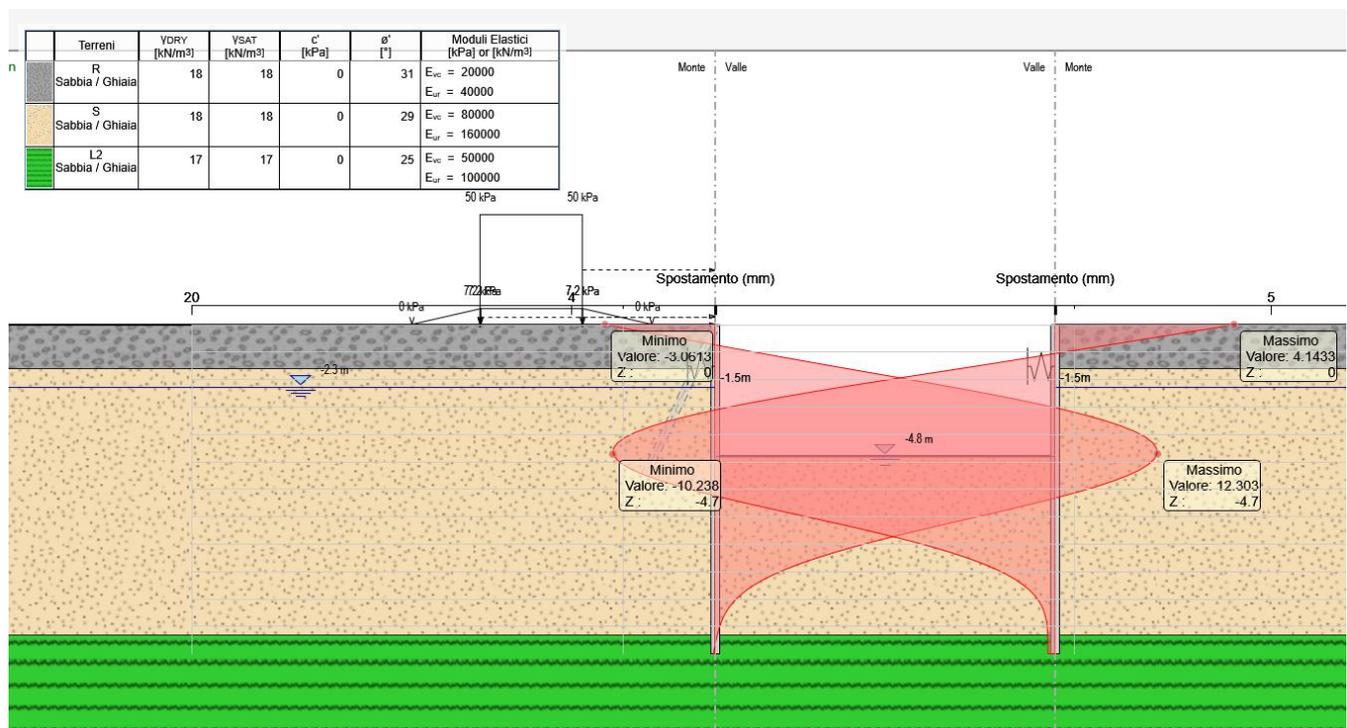


Figura 7. Spostamento orizzontale massimo paratia- u = 12 mm

Terreni	YDRY [kN/m ³]	YSAT [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
R Sabbia / Ghiaia	18	18	0	31	E _{sc} = 20000 E _{st} = 40000
S Sabbia / Ghiaia	18	18	0	29	E _{sc} = 80000 E _{st} = 160000
L2 Sabbia / Ghiaia	17	17	0	25	E _{sc} = 50000 E _{st} = 100000

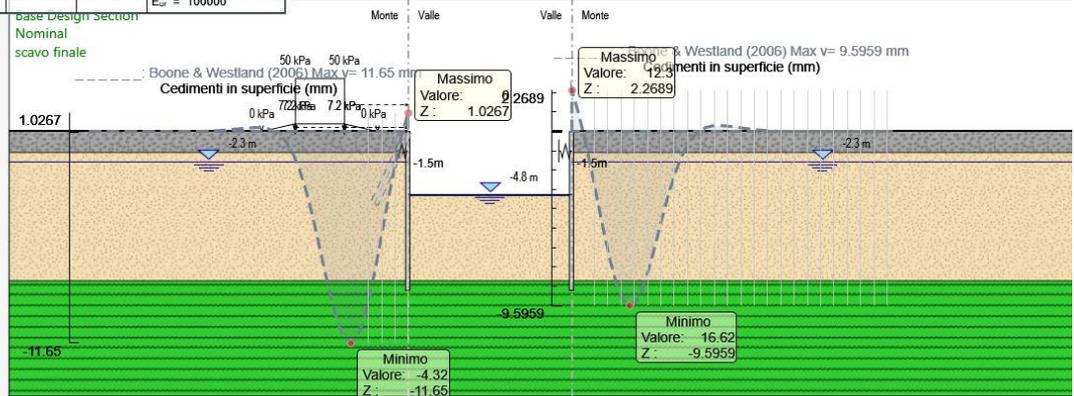


Figura 8. Cedimento massimo in asse binari $w_{max} = 11.0$ mm

SOLLECITAZIONI – CONDIZIONE SLU-STR

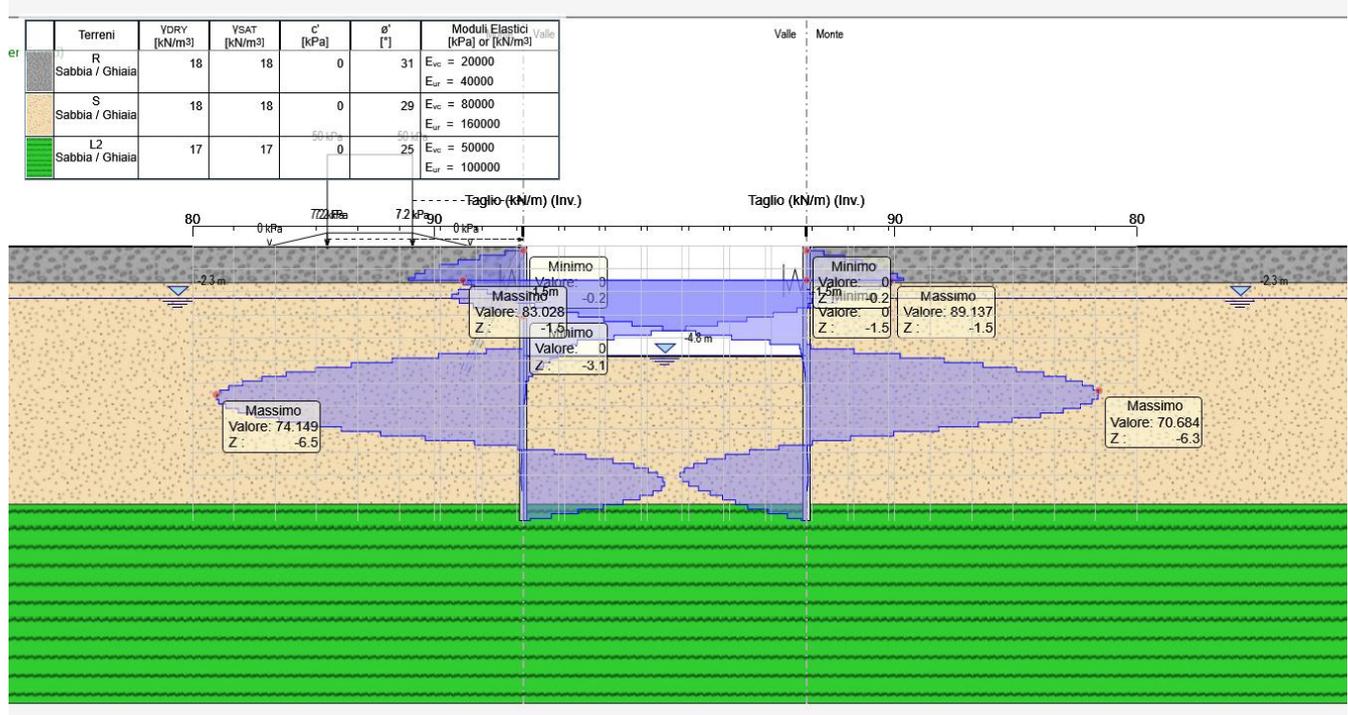


Figura 9. Momento massimo condizioni SLU-STR M max = 142.2 kNm/m

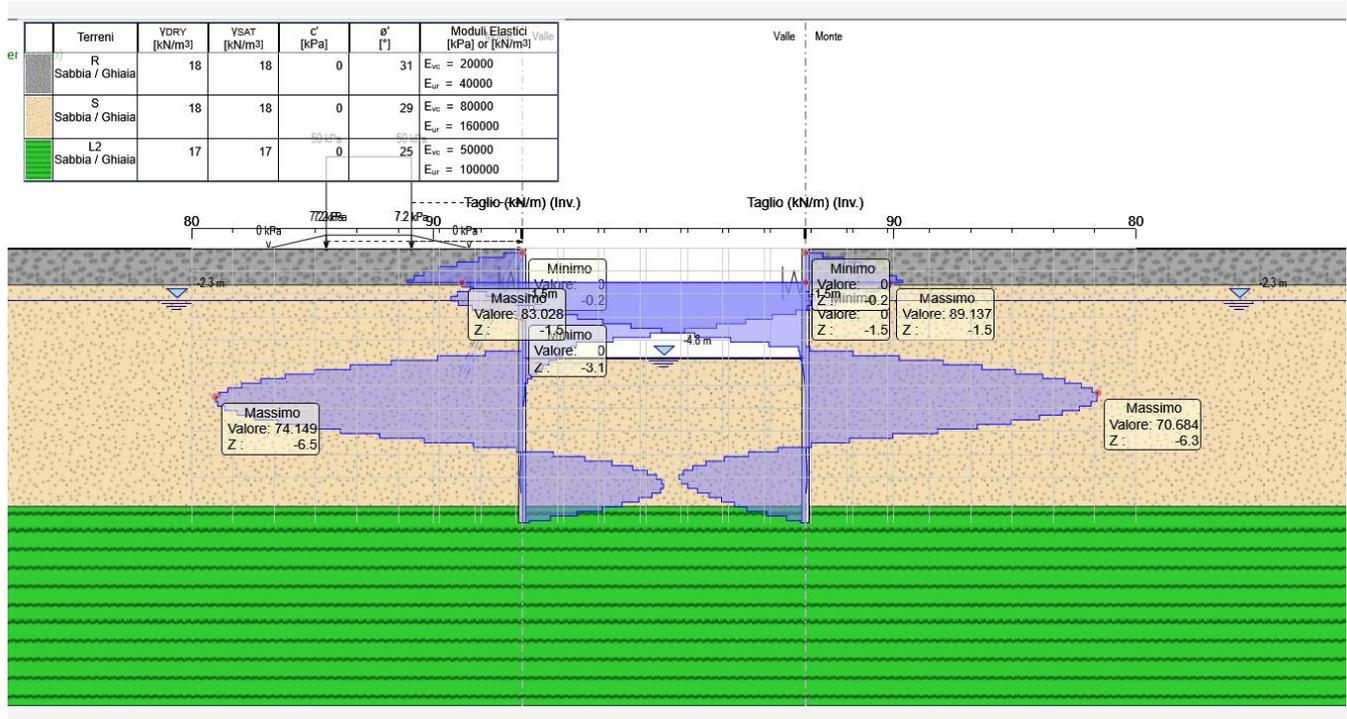


Figura 10. Taglio massimo condizioni SLU-STR T max = 89.1 kN/m

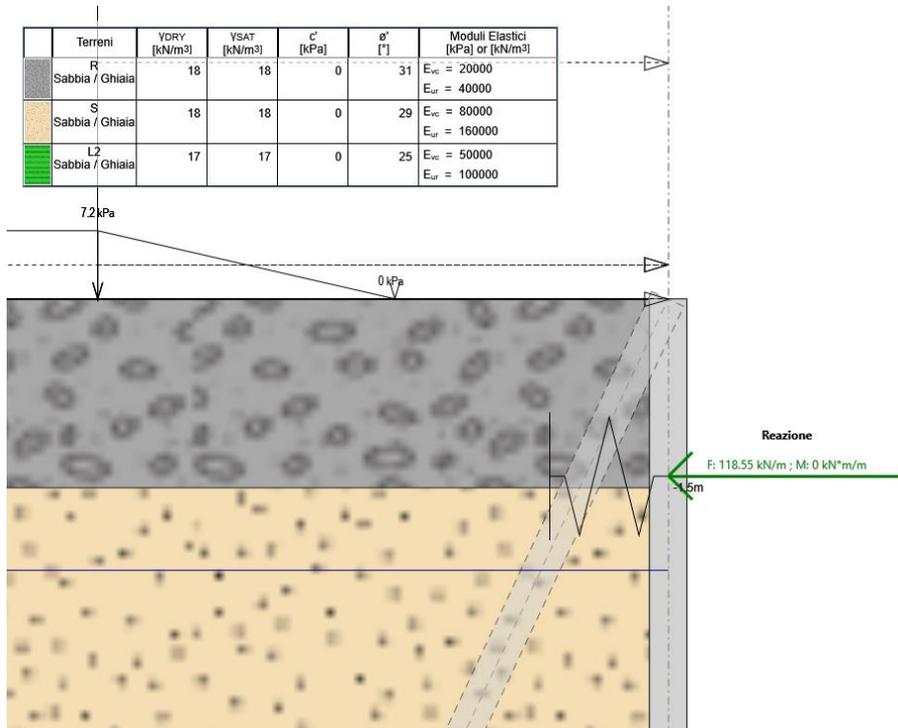


Figura 11. Sforzo Normale massimo su puntone - N max = 118.6 kN/m

Si riporta nel seguito per chiarezza il calcolo dello sforzo normale effettivamente agente sul puntone, considerando anche la sua inclinazione planimetrica.

Sezione VI 01 RILEVATO		
Puntone	tubolare	
diametro	152.4	mm
spessore	10	mm
Lunghezza	7.2	m
L/2	3.6	m
Interasse	5.5	m
A	44.736	cm ²
E	2.10E+08	kN/m ²
β	45	°
CARICHI AGENTI		
N da paratie	114.1	kN/m
N	623.7	kN
N agente	441.1	kN



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 CL	VI 01 02 001	A	29 di 36

8 VERIFICHE SLU

8.1 Verifica EQU

Il soddisfacimento della verifica EQU (rotazione intorno ad un punto) è garantito dal raggiungimento della condizione di convergenza del codice di calcolo, che assicura il rispetto della condizione di equilibrio delle forze orizzontali e dell'equilibrio a rotazione.

8.2 Verifica STR

La seguente tabella riepiloga le sollecitazioni massime nelle palancole e sulla trave di ripartizione dei puntoni e le verifiche effettuate.

Note le massime sollecitazioni di taglio e momento flettente in condizione di SLU è possibile verificare l'acciaio dei tubolari ricordando che la tensione ideale σ_{id} dell'acciaio, deve risultare non maggiore della tensione di progetto dell'acciaio f_{yd} :

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} \leq f_{yd}$$

Esplicitando la relazione per il calcolo della tensione ideale si ottiene:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\left(\frac{M_{\max}}{\Psi W}\right)^2 + 3\left(\frac{T_{\max}}{\chi A}\right)^2}$$

dove:

σ_{id} è la tensione allo stato limite ultimo

M_{\max} è il momento massimo di calcolo

T_{\max} è il taglio massimo di calcolo

A è l'area della sezione del profilato



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
 TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 CL	VI 01 02 001	A	30 di 36

Ψ è il coefficiente di adattamento plastico del profilato

χ è il coefficiente di forma del profilato

W è il modulo di resistenza della sezione del profilato

SEZIONE 1

La verifica è soddisfatta

Sezione	profilato	f_{yd}	W	A	N	M_{max}	T_{max}	σ_{id}
-	-	MPa	cm ³	cm ²	kN	kNm	kNm	MPa
palancole	AZ 14	223	1400.0	149.0	0.0	140.3	92.5	98

Per quanto riguarda la verifica dei puntoni si trova

Ordine	Profilo	n. profilati	L	β	λ	ω	W	A	f_{yd}	σ_{id}	σ_{instab}
-	-	-	m	-	-	-	cm ³	cm ²	MPa	MPa	MPa
1	Ø152.4#14.2	1.00	7.20	1.00	146.58	2.82	195.2	61.65	223	61	173

Come si nota sia la tensione ideale sia la tensione amplificata per la verifica all'instabilità sono inferiori a f_{yd} e pertanto le verifiche risultano soddisfatte

Si riporta inoltre la verifica della trave di ripartizione. Ai fini della distribuzione dei momenti, questa è stata schematizzata come una trave appoggiata ai bordi su 2 appoggi intermedi.

In queste condizioni il momento massimo vale

$$M_{max} = \frac{(N/i)i^2}{10}$$

ed il taglio massimo vale

$$T_{max} = \frac{(N/i)i}{2}$$

in cui i è l'interasse dei puntoni (ovvero tra gli appoggi intermedi)



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
 TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 CL	VI 01 02 001	A	31 di 36

Ordine	F_h	i	N_{SLU}	M_{SLU}	T_{SLU}	n_p	Profilo	A	A_w	W	f_{yd}	σ_{id}
	kN	m	kN	kNm	kN	-		cm ²	cm ²	cm ³	MPa	MPa
Puntoni in testa (1°ordine)	112	4.20	0	197	235	2	HEA240	153.7	34.5	1350.2	223	160



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
 TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 CL	VI 01 02 001	A	32 di 36

SEZIONE 2

La verifica è soddisfatta

Sezione	profilato	f_{yd}	W	A	N	M_{max}	T_{max}	σ_{id}
-	-	MPa	cm ³	cm ²	kN	kNm	kNm	MPa
palancole	AZ 14	223	1400.0	149.0	0.0	142.2	89.1	99

Per quanto riguarda la verifica dei puntoni si trova quanto segue

Ordine	Profilo	n. profilati	L	β	λ	ω	N	W	A	f_{yd}	σ_{id}	σ_{instab}	σ_{sverg}
-	-	-	m	-	-	-	kN	cm ³	cm ²	MPa	MPa	MPa	MPa
1	Ø152.4≠14.2	1.00	7.20	1.00	146.5	2.82	459	195.2	61.6	223	74	209	209

Come si nota sia la tensione ideale sia la tensione amplificata per la verifica all'instabilità sono inferiori a f_{yd} e pertanto le verifiche risultano soddisfatte

Si riporta inoltre la verifica della trave di ripartizione. Ai fini della distribuzione dei momenti, questa è stata schematizzata come una trave appoggiata ai bordi su 2 appoggi intermedi.

In queste condizioni il momento massimo vale

$$M_{max} = \frac{(N/i)i^2}{10}$$

ed il taglio massimo vale

$$T_{max} = \frac{(N/i)i}{2}$$

in cui i è l'interasse dei puntoni (ovvero tra gli appoggi intermedi)

Ordine	F_h	i	N_{SLU}	M_{SLU}	T_{SLU}	n_p	Profilo	A	A_w	W	f_{yd}	σ_{id}
	kN	m	kN	kNm	kN	-		cm ²	cm ²	cm ³	MPa	MPa
Puntoni in testa (1°ordine)	119	5.50	0	252	229	2	HEA240	153.7	34.5	1350	223	191

8.3 Verifica GEO

Si riportano nel seguito i coefficienti di sicurezza residui calcolati in condizioni A2+M2 per le due sezioni. Le verifiche risultano soddisfatte risultando sempre

FS > 1.1

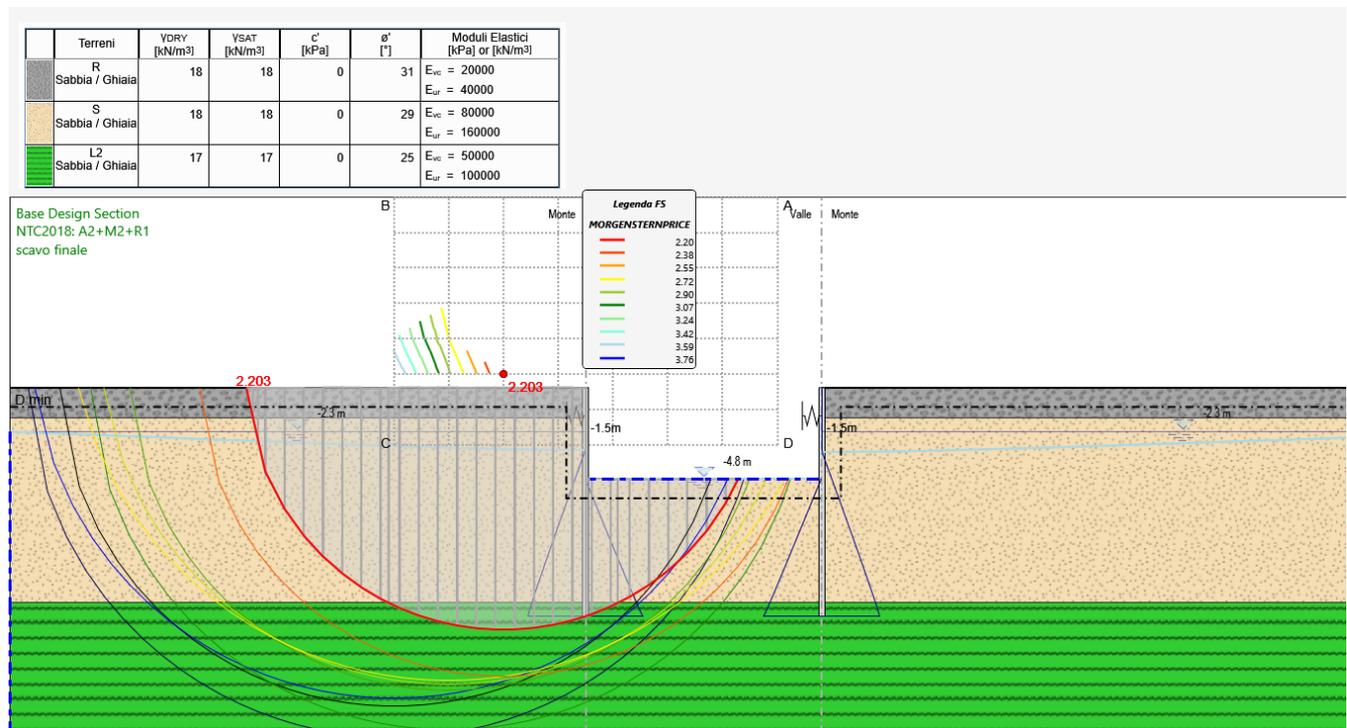


Figura 12. Verifica di stabilità sezione 1- FS = 2.2

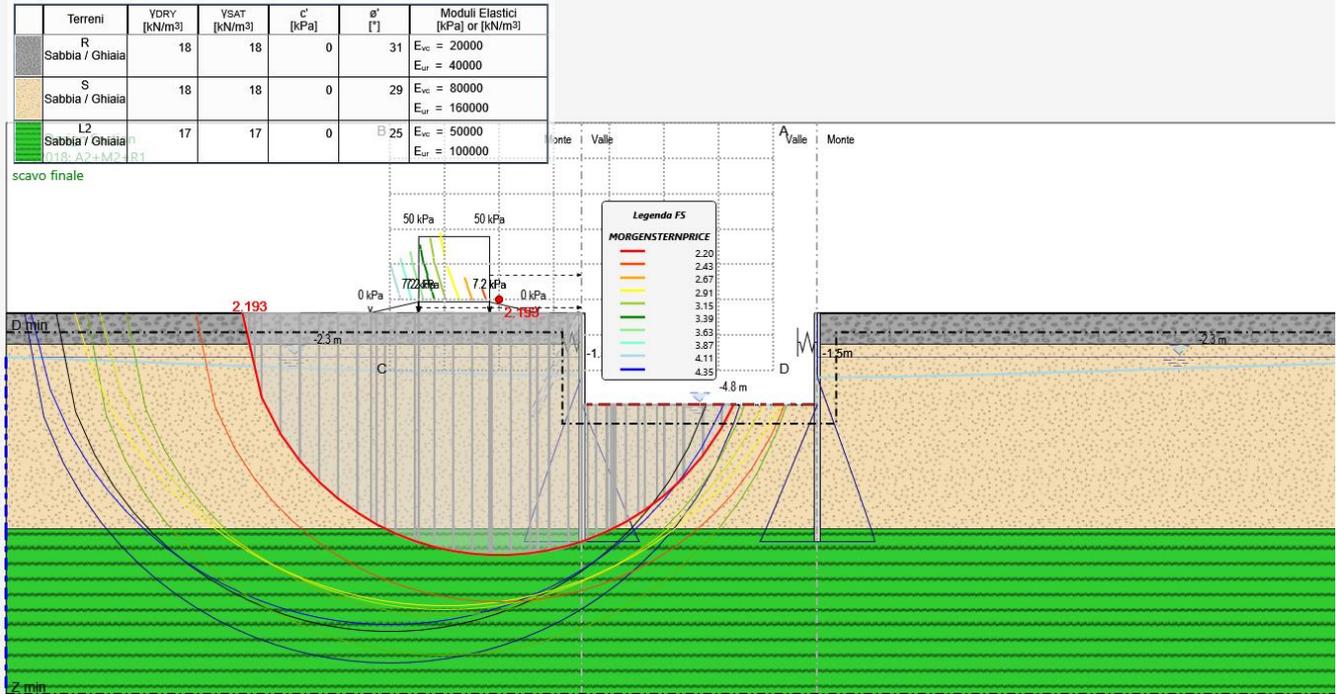


Figura 13. Verifica di stabilità sezione 2- FS = 2.2

8.4 Verifica HYD

Cautelativamente il gradiente idraulico medio può essere calcolato come

$$i = \Delta H / L$$

In cui ΔH è il dislivello piezometrico monte-valle ed L il minimo percorso di filtrazione pari a

$$L = (H_{\text{paratia}} - z_w) + (H_{\text{paratia}} - z_{\text{fondo scavo}})$$

in cui H_{paratia} è la lunghezza della paratia, z_w profondità della superficie piezometrica libera e $z_{\text{fondo scavo}}$ la profondità del fondo scavo

Si trova

$$i = 2.7 / [(12 - 2.3) + (12 - 5)] = 0.16$$

La verifica è pertanto soddisfatta risultando

$$i < i_c \quad 0.16 < 0.33$$



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 CL	VI 01 02 001	A	36 di 36

9 VERIFICHE SLE

9.1 Verifica DEFORMAZIONI

Per la sezione 1 lo spostamento massimo della paratia è pari a

$$u = 11 \text{ mm}$$

Per la sezione 2 lo spostamento massimo della paratia è pari a

$$u = 12 \text{ mm}$$

mentre il cedimento massimo in asse binari è pari a

$$w = 11 \text{ mm}$$

Gli spostamenti calcolati sono ritenuti pienamente soddisfacenti sia delle necessità operative e statiche delle opere di sostegno, sia compatibili con l'operatività della linea esistente.