

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA SUD
PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA ARRICCHITO

LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
 NUOVA FERMATA A SERVIZIO DELL'AREA ASI DI SALERNO

INTERVENTI FERMATA ASI
FABBRICATI VIAGGIATORI
 Sottopasso pedonale
 Relazione di predimensionamento opere provvisoriale a sostegno del binario

SCALA:

-

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

NN2G
 00
 D
 78
 CL
 FV06B0
 002
 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	E.Sellari <i>[Signature]</i>	05.12.2022	L.Lettieri <i>[Signature]</i>	05.12.2022	M.Leogrande <i>[Signature]</i>	05.12.2022	F.Sacchi 05.12.2022

ITALFERR SpA
 Gruppo Ferrovie dello Stato
 Direzione Tecnica
 Progettazione Integrata e Field Engineering
 Dott. Ing. Francesco Sacchi
 Ordine degli Ingegneri Prov. di Roma n. 23172 Str. 2

NN2G00D78CLFV06B0002A

n. Elab.: 78_27

INDICE

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	2
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	6
3.1.1	<i>Documenti di progetto</i>	6
3.1.2	<i>Normativa e istruzioni</i>	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	7
4.1	CALCESTRUZZO	7
4.1.1	<i>Calcestruzzo riempimento micropali</i>	7
4.2	ACCIAIO	7
4.2.1	<i>Acciaio armatura micropalo</i>	7
5	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA	8
6	CRITERI DI VERIFICA PARATIE	16
6.1	VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI STATICHE.....	16
6.2	VERIFICHE GEOTECNICHE SLE.....	16
7	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	9
7.1	SPINTA DEL TERRENO.....	9
7.2	BALLAST	9
7.3	CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO.....	10
7.4	AZIONE SISMICA	13
8	COMBINAZIONI DI CARICO	13
9	PROGETTO E VERIFICA DELLA PARATIA	17
9.1	DATI DI INPUT	17
9.2	FASI DI SCAVO E STAGE DI CALCOLO.....	19
9.3	RISULTATI DELLE ANALISI	21
9.4	VERIFICHE GEOTECNICHE SLE.....	22
9.5	VERIFICHE STRUTTURALI	24

1 PREMESSA

Nella presente relazione si dimensionano delle opere provvisionali necessarie per la realizzazione della stazione dell'Area Sviluppo Industriale di Salerno.

Di seguito si illustrano le assunzioni strutturali di progetto prese a base di calcolo, la normativa di riferimento, i materiali utilizzati, la caratterizzazione geotecnica prevista, i carichi di progetto con le relative condizioni e combinazioni, e le verifiche effettuate.

Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri generali riportati nelle Normative tecniche e specifiche di cui al par.

3.1.2:

- azioni permanenti (pesi propri, permanenti, etc.);
- azioni variabili da traffico ferroviario, ambientali, etc...

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi e le verifiche geotecniche e strutturali dell'opera provvisoria, realizzata in corrispondenza della stazione dell'Area Sviluppo Industriale di Salerno, necessaria in fase iniziale per il sostegno del binario ferroviario. La paratia in oggetto è stata denominata paratia 1 (lato FV06C), come indicato nel seguente key-plan delle opere provvisorie.

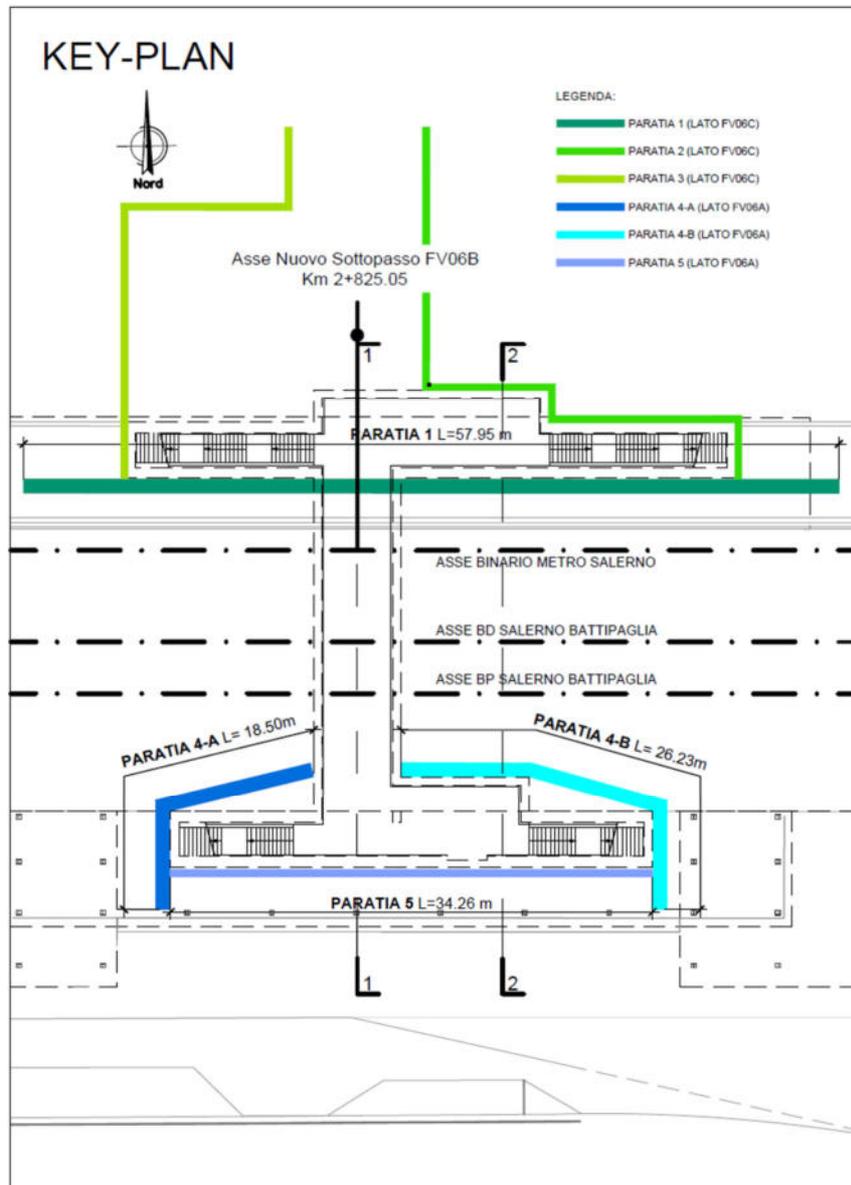


Figura 1 – Key-plan delle opere provvisionali.

Tale opera consiste in una paratia di micropali dotati di armatura tubolare in acciaio, sulla testa dei quali viene realizzato un cordolo in conglomerato cementizio armato. La paratia è una Berlinese di micropali di diametro $\Phi 300\text{mm}$ disposti su due allineamenti, posti ad interasse di 0.35 m e con una lunghezza pari a 16 m. L'armatura in acciaio S235JR è costituita da un tubolare $\Phi 273$ di spessore 12.5 mm.

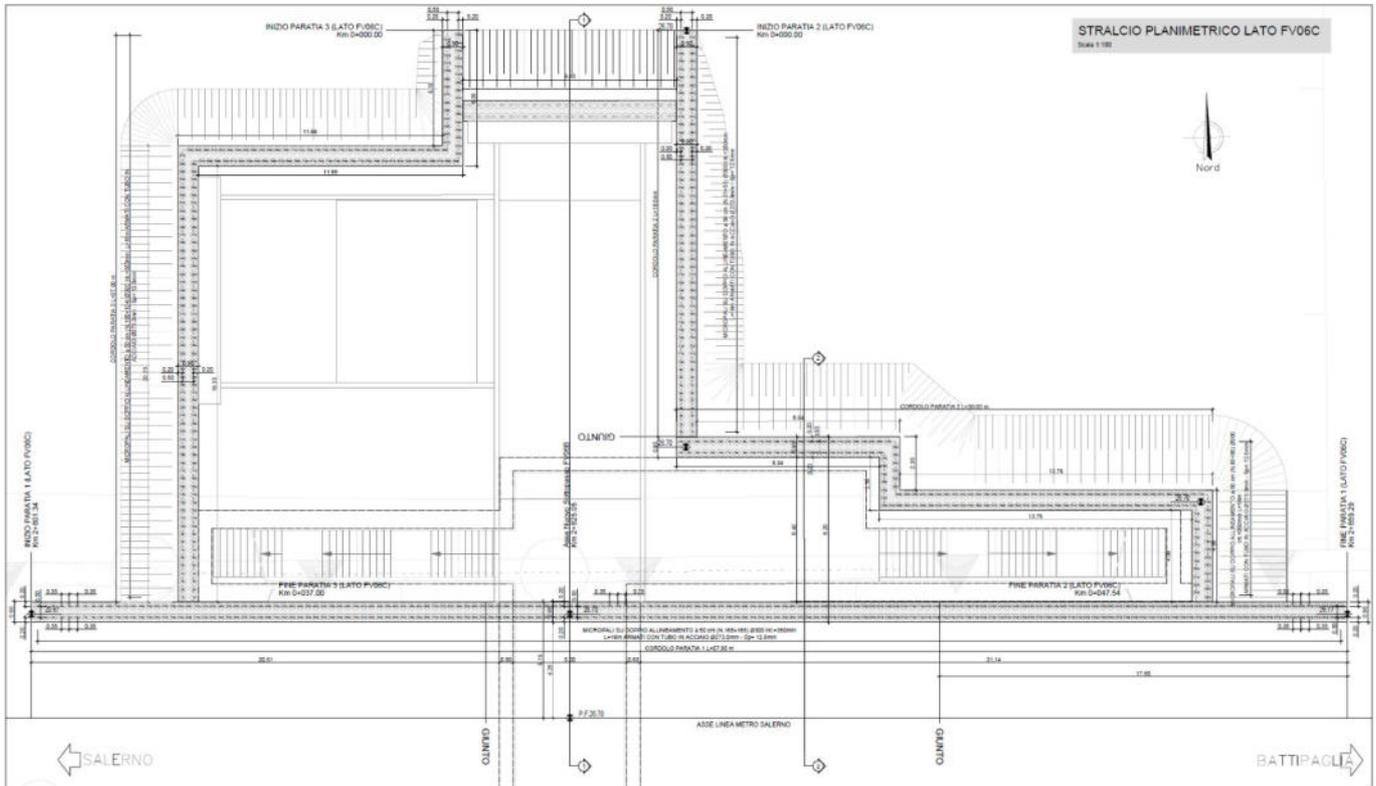


Figura 2 – Stralcio planimetrico lato banchina (FV06C).

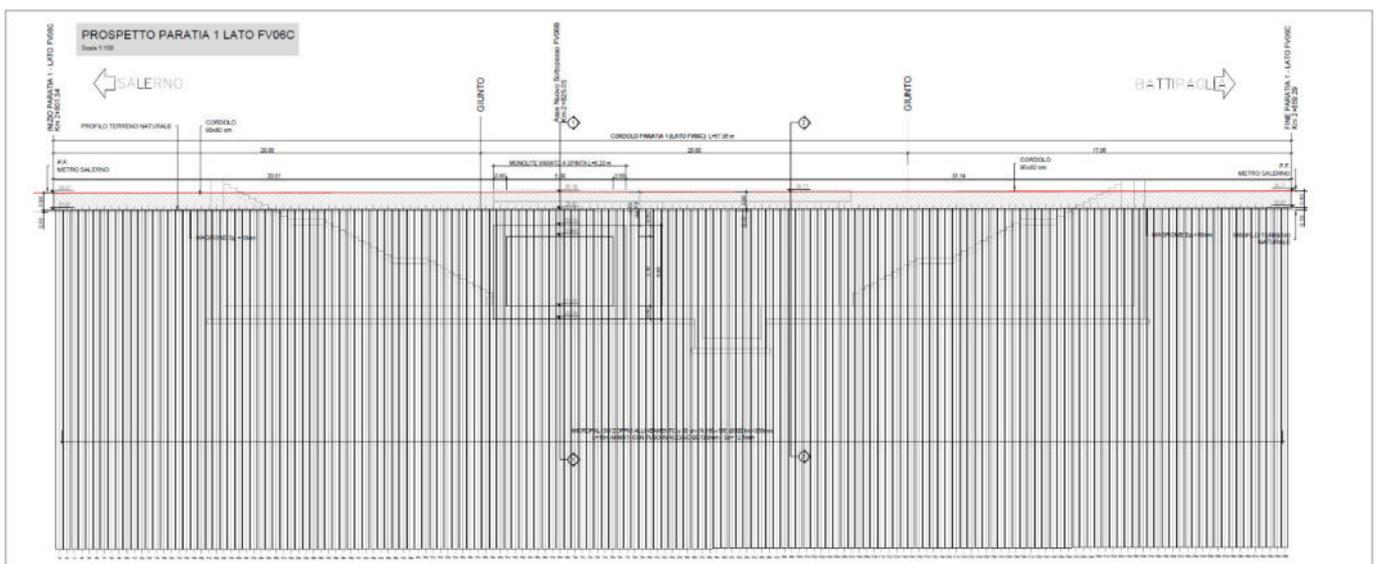


Figura 3 – Prospetto paratia 1 lato banchina (FV06C).

Relazione di predimensionamento opere provvisionali a sostegno del binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL FV0060 002	A	5 di 26

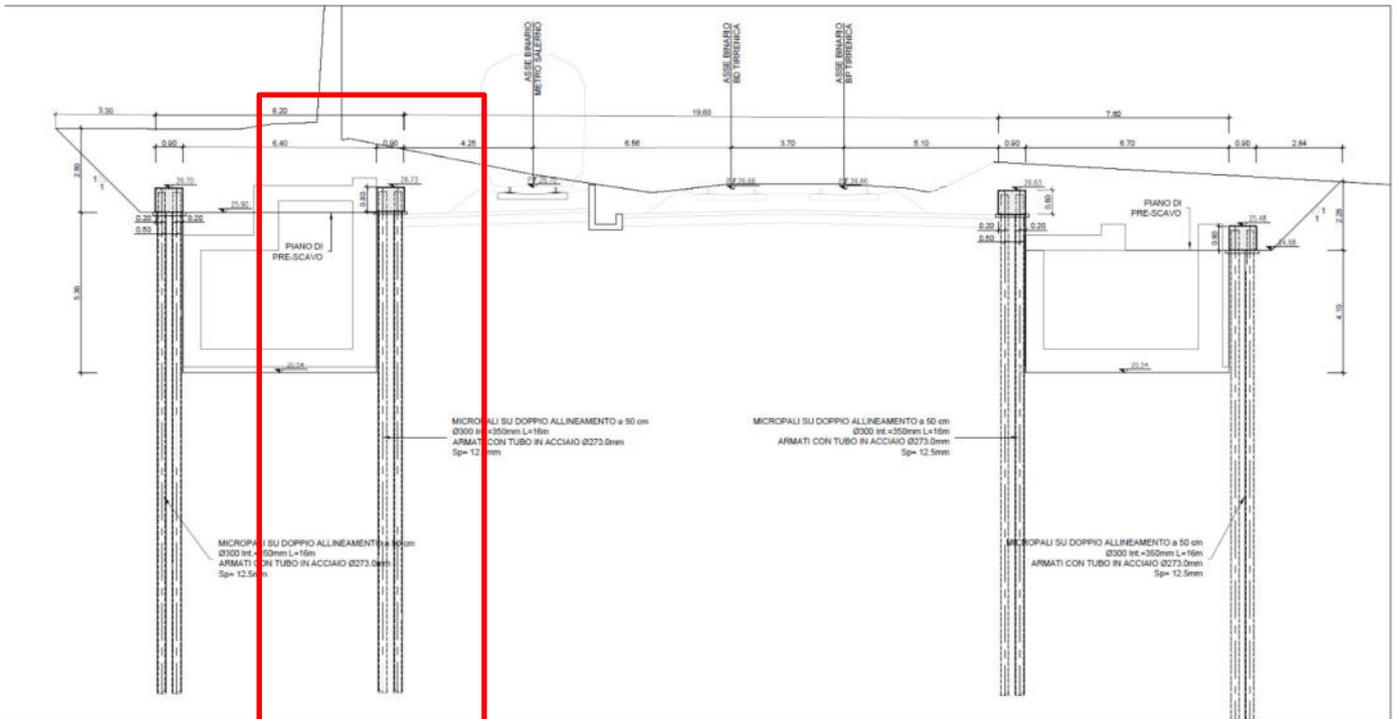


Figura 4 – Sezione 2-2 con paratia 1 di interesse in evidenza.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

3.1.1 Documenti di progetto

- NN1400D78RHGE0600001 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione di caratterizzazione geotecnica generale”;
- NN1400D78L6GE0600001 ÷ NN1400D78L6GE0600006 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Profilo geotecnico linea – Tav. 1 ÷ 6”.
- NN2G00D78PAFV006B002A – “Pianta, profilo e sezioni paratie lato ingresso viaggiatori”
- NN2G00D78PAFV006B003A – “Pianta, profilo e sezioni paratie lato banchina”

3.1.2 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

- [N.1] Legge 5/11/1971, n.1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica.
- [N.2] D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [N.3] 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.
- [N.4] RFI DTC SICS MA IFS 001 E – Revisione E del Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N.5] RFI DTC SICS SP IFS 001 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- [N.6] 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.
- [N.7] Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2
- [N.8] Delibera della giunta regionale Regione Lazio n.793 del 5 novembre 2020.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Calcestruzzo riempimento micropali

– classe di resistenza	C25/30
– modulo elastico	$E_c = 31447 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 32.90 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 2.15 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$.

4.2 ACCIAIO

4.2.1 Acciaio armatura micropalo

- tipologia S235JR:

5 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: si riportano di seguito i terreni su cui poggiano le opere analizzate lungo il tracciato, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati. Da un'analisi dei dati a disposizione emerge che la stratigrafia del terreno sul quale verrà impostato il piano di posa della fondazione delle barriere antirumore e i relativi micropali è caratterizzato dai valori dei parametri di calcolo riportati.

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	N _{sp} caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni E'=E ₀ /5
	γ	φ'	c'	Cu	E ₀ ⁽¹⁾		k	E'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Ripporto R ⁽²⁾	18-20	31-33	-	-	100-150	5-25	Var.	20-30
Limo scarsa consistenza L1 ⁽⁵⁾	17-19	22-25	2-5	20-50	85-200 z<30 m 200 – 600 30<z<50 m	<10	3.5 E ⁻⁰⁶	17-40 z<30 m 40 – 120 30<z<50 m
Sabbia Limosa SL ⁽⁶⁾	18-20	26-30	0-5	-	200-400 z<36 m	15-30	1.2 E ⁻⁰⁷ - 3.6 E ⁻⁰⁶	40-80 z<36 m
Ghiaia/sabbia G/S ⁽⁷⁾	18-19	33-37	-	-	300-800 z<30 m 800-1500 30<z<50 m	30-50	7.8 E ⁻⁰⁵ - 1.5 E ⁻⁰⁴	60-160 z<30 m 160-300 30<z<50 m

Figura 5. Parametri geotecnici.

Unità geotecnica	da	a
	[m da p.c.]	[m da p.c.]
R	0,00	3,00
SL	3,00	5,50
L1	5,50	7,50
GS	7,50	22,00

Figura 6. Stratigrafia

La falda è considerata ad una profondità di 14.00 m da p.c..

6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all'unità di sviluppo dell'opera, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

6.1 SPINTA DEL TERRENO

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo Paratie Plus, 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 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:

$$K_0 = K_{0,NC} \cdot (OCR)^m$$

Dove

- $K_{0,NC} = 1 - \tan \varphi'$ è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$),
- OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

Il coefficiente di spinta attiva e passiva sono dati secondo Rankine per una parete liscia, da:

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

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

6.2 BALLAST

Viene considerato un carico permanente dovuto alla sovrastruttura ferroviaria pari a 14.4 kN/m^2 ($=18 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.8\text{m}$) agente su una striscia di 5.6 m. Nel modello di calcolo tale carico viene incrementato a $18,72 \text{ kN/m}^2$ per tenere conto dei maggiori coefficienti parziali di sicurezza rispetto agli altri carichi permanenti di entrambe le combinazioni dell'Approccio 1.

6.3 CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Il calcolo delle opere sottobinario è stato svolto con i carichi permanenti ed accidentali valutati in accordo alle STI (specifiche tecniche di interoperabilità – vedasi [N.1]) ed all'EN 1991-2:2003/AC:2010.

Di seguito, si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità con cui si dà evidenza che le opere appartenenti alla tratta in esame sono idonee a sostenere tale carico.

Il MdP RFI DTC SICS MA IFS 001 E P.te II – Sez. III indica che le opere provvisionali debbano essere dimensionate per resistere ai sovraccarichi realmente presenti, quindi utilizzando il treno di carico reale, con un grado di sicurezza non inferiore a quello richiesto per le opere permanente. In questa sede si sceglie di operare secondo le indicazioni STI, procedendo a garanzia di sicurezza.

Carico equivalente

Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

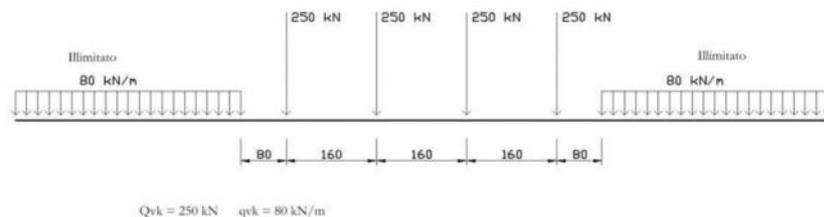
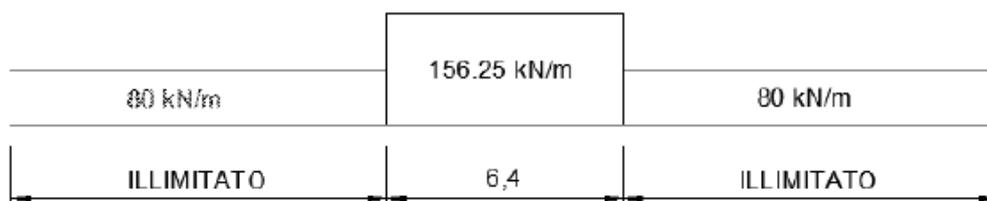


Figura 7 – Treno di carico LM71.

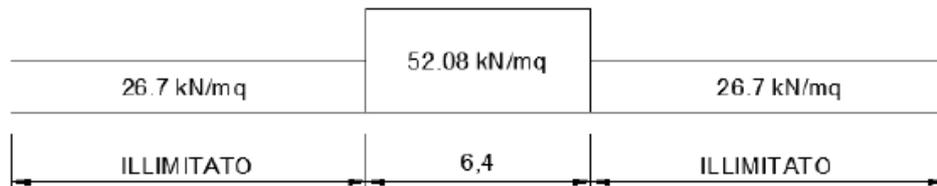
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria risulta pari a:

$$p = \frac{4 \cdot 250}{4 \cdot 1,60} = 156,25 \text{ kN/m}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



$$p = \frac{156,25}{3} = 52,08 \text{ kPa}$$

A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

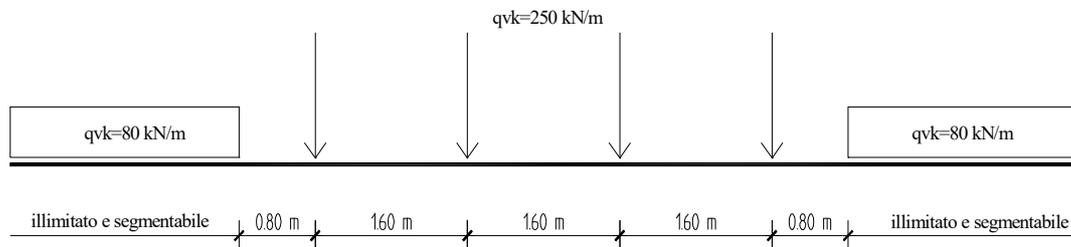
Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente α è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P2/P4 per il traffico passeggeri ed F1 per il traffico merci.

Si dimostra nel seguito che, anche prendendo a riferimento il massimo coefficiente α della tabella 11 pari ad 1.1, le opere progettate, con riferimento alle NTC2018, risultano rispondenti ai requisiti STI.

In accordo con le NTC2018, nelle opere sottobinario di progetto, ai fini delle verifiche, i carichi sono stati ripartiti come segue:



In senso longitudinale si è assunto che il carico si distribuisce sull'intero ingombro dei suoi assi, pari a 6,40 m.

In senso trasversale, invece, il sovraccarico ferroviario (LM71) è stato distribuito secondo le indicazioni del 5.2.2.2.1.5 delle NTC i cui si prescrive che il carico verticale a livello del piano di regolamento su rilevato a tergo della spalla può essere assunto uniformemente distribuito su una larghezza di 3,0 m.

Da cui il carico agente alla quota della piattaforma ferroviaria è pari a:

$$p = \frac{4 \cdot 250}{4 \cdot 1,60} = 156,25 \text{ kN/m}$$

Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 2.6 m si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:

$$p = \frac{156,25}{3,0} = 52,08 \text{ kPa}$$

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per il coefficiente di adattamento α che deve assumersi come da tabella seguente:

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " α "
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Figura 8 – Coefficienti α per modelli di carico.

Il valore considerato di carico distribuito a tergo dei pali risulta dunque:

$$p = 52,08 \cdot 1,1 = 57,29 \text{ kPa}$$

In accordo alla NTC2018 (par. 5.2.2.2.1.5), per questo tipo di carico distribuito, non deve applicarsi l'incremento dinamico.

Il carico distribuito, agente alla quota della piattaforma ferroviaria, calcolato in accordo con le NTC2018, risulta quindi coerente con quello calcolato in riferimento alle STI moltiplicato per 1,1 (52,08 kPa \cdot 1,1 = 57.29 kPa).

6.4 AZIONE SISMICA

La paratia in oggetto è un'opera provvisoriale caratterizzata da una vita nominale di progetto inferiore a 2 anni, pertanto non vengono eseguite verifiche in condizioni sismiche.

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots;$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica vanno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

 Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g^r_1	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	g^r_2	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	g^r_3	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g^r_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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	$\gamma_{c'}$	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

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

8 CRITERI DI VERIFICA PARATIE

8.1 VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI STATICHE

Le verifiche delle paratie sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

- collasso del complesso opera-terreno;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi,
- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Per le strutture di sostegno flessibili si adotta l'Approccio Progettuale 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: $A2 + M2 + R2$.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto con la verifica di stati limite ultimi GEO, applicando la Combinazione 2 ($A2+M2+R2$); per le verifiche di stati limite ultimi STR l'analisi è stata invece condotta con la combinazione 1 ($A1+M1+R1$).

Le verifiche sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo Paratie Plus.

Al fine di rispettare le richieste della Normativa in merito al modello geometrico di riferimento (§6.5.2.2 DM 17/01/2018) nel caso di opere in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle è diminuita della quantità prevista, per opere vincolate:

$$\Delta h = \min(0.5; 10\% \Delta t)$$

in cui Δt è la differenza di quota tra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo.

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).

8.2 VERIFICHE GEOTECNICHE SLE

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$$E_d \leq C_d$$

essendo E_d e C_d rispettivamente il valore di progetto dell'effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).

In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

9 PROGETTO E VERIFICA DELLA PARATIA

La modellazione dei micropali è stata affrontata mediante l'ausilio del software Paratie Plus 2018, un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da una paratia e permette di valutare il comportamento delle pareti durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

9.1 DATI DI INPUT

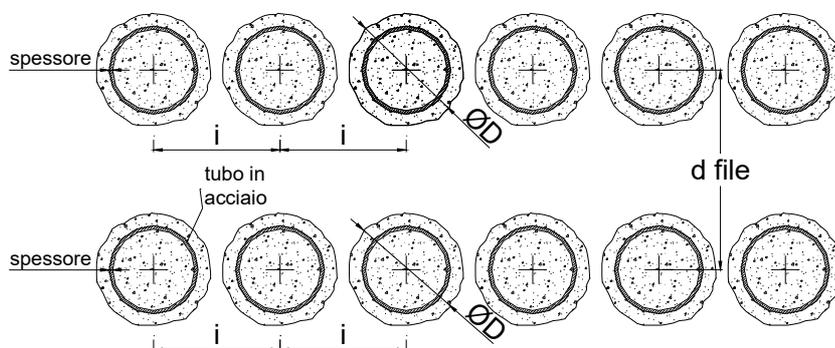
La paratia è costituita da una doppia fila di micropali con diametro di perforazione $\varnothing 300$ mm ad interasse 0.35m con lunghezza di 16 m, armati con un tubolare $\varnothing 273$ spessore 12.5 mm. La distanza tra le file è pari a 50 cm.

La doppia fila di micropali è stata modellata come elemento unico in calcestruzzo di spessore pari a 0.693 m, determinato a partire dalla valutazione della rigidità equivalente (J_{equ}).

In particolare per l'opera in esame si è considerata una rigidità media (J_{med}) tra la rigidità ottenuta considerando come rigidità complessiva la somma delle rigidità di ciascuna fila di micropali (J_{min}) e quella ottenuta invece nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane (J_{max}).

La determinazione dell'inerzia equivalente è riportata a seguire.

Valutazione Inerzia e Spessore Equivalente Paratia Berlese in Micropali o Jetting su 2 allineamenti

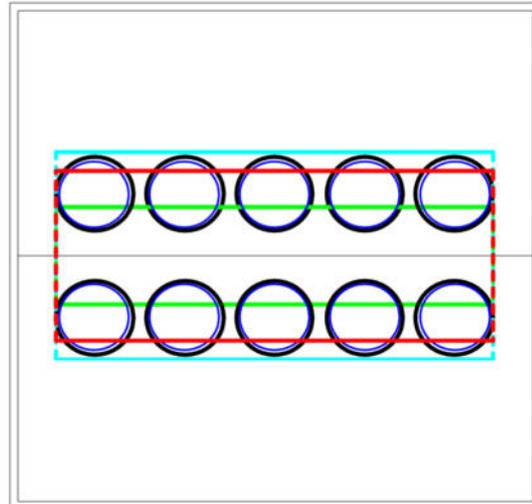


Relazione di predimensionamento opere provvisionali a sostegno del binario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL FV0060 002	A	18 di 26

GEOMETRIA

Diametro micropali o jetting	D	300 [mm]
Raggio	R	150 [mm]
Interasse	i	350 [mm]
Area sezione	A	70685,8 [mm ²]
Inerzia iniezione	I	3,976E+08 [mm ⁴]
Diametro tubo d'armatura	Da	273 [mm]
Spessore tubo d'armatura	s	12 [mm]
Area armatura	Aa	9839,5 [mm ²]
Inerzia armatura	Ia	8,396E+07 [mm ⁴]
distanza file	d file	500 [mm]


MATERIALI
malta di iniezione

Resistenza cubica	Rck	30 [MPa]
Resistenza cilindrica	fck	24,9 [MPa]
Modulo elastico malta	Ec	31220 [MPa]

Acciaio

Modulo elastico armatura	Ea	210000 [MPa]
--------------------------	----	--------------

RISULTATI

- omogeneizza alla malta
- omogeneizza all'armatura

Rigidità singoli micropali	EI min	156,71 [MN m ²]
Spessore equivalente	Seq min	392,0 [mm]
Rigidità ipotesi sezioni piane	EI max	1573,1 [MN m ²]
Spessore equivalente	Seq max	845,6 [mm]
Rigidità media	EI med	864,9 [MN m ²]
Spessore equivalente	Seq med	692,7 [mm]

Diaframma o Pali

Calcestruzzo



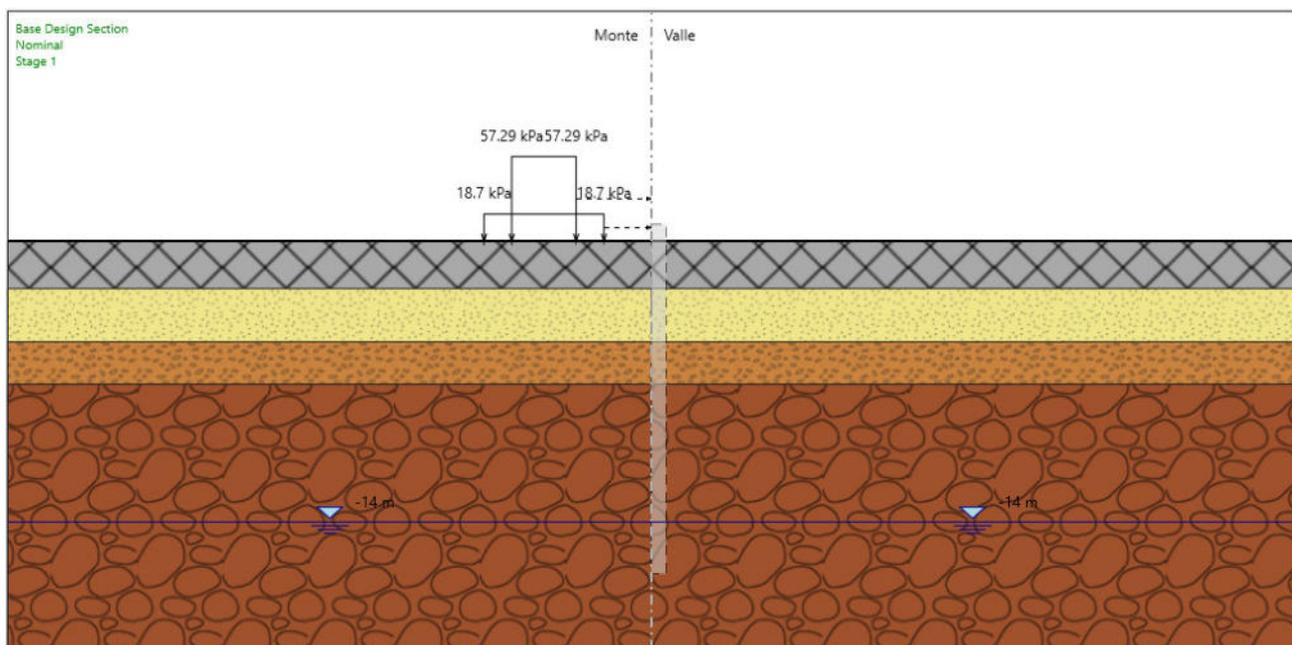
Materiale		C25/30
Spessore	Ct	0.6927 m
Diametro	Cd	0.3 m
Passo	Cs	0.45 m
Efficacia del calcestruzzo per il calcolo della rigidità [0-1]		ac 1

I principali dati di input sono riassunti nella tabella seguente.

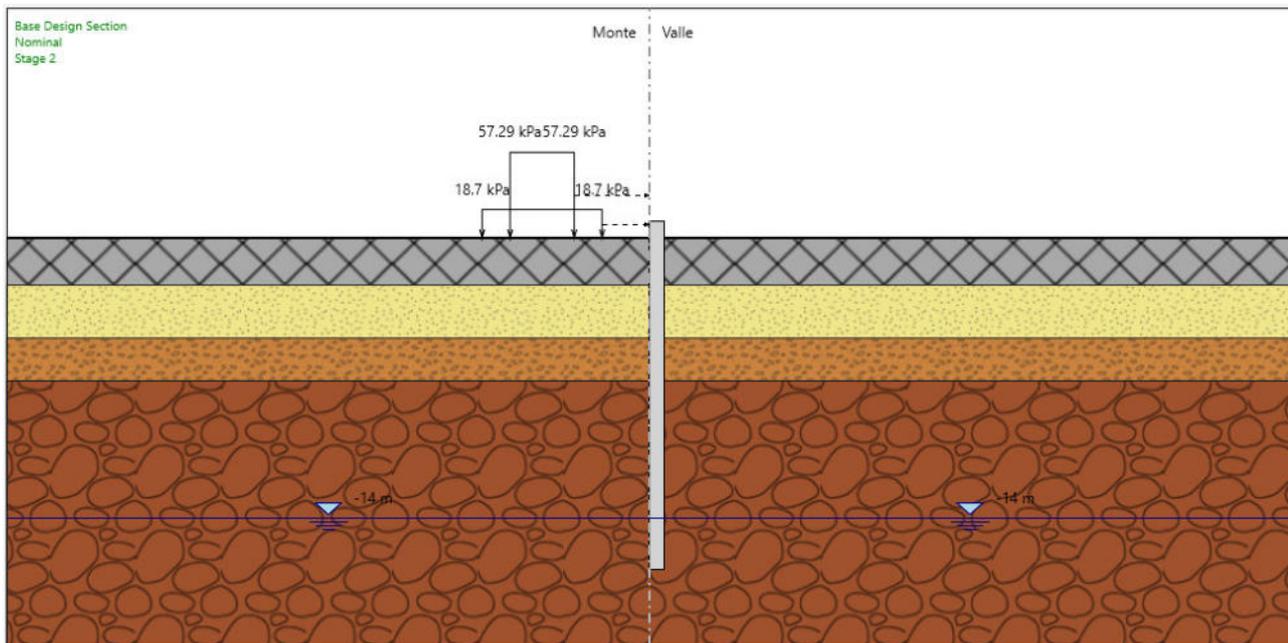
Tipologia struttura di sostegno	2 allineamenti pali $\phi 300$ ad interasse 0.35 m
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 16.40$ m (16.00 m + 0.40 m cordolo)
Altezza di scavo (da estradosso cordolo)	$H = 6.40$ m
Inclinazione del piano campagna a monte	0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0°
Sovraccarichi permanenti a monte	$g = 18.72$ kPa (ballast)
Sovraccarichi permanenti a valle	$g = 0$ kPa
Sovraccarichi accidentali a monte	$q = 57.29$ kPa (treno LM71)
Sovraccarichi variabili a valle	$q = 0$ kPa

9.2 FASI DI SCAVO E STAGE DI CALCOLO

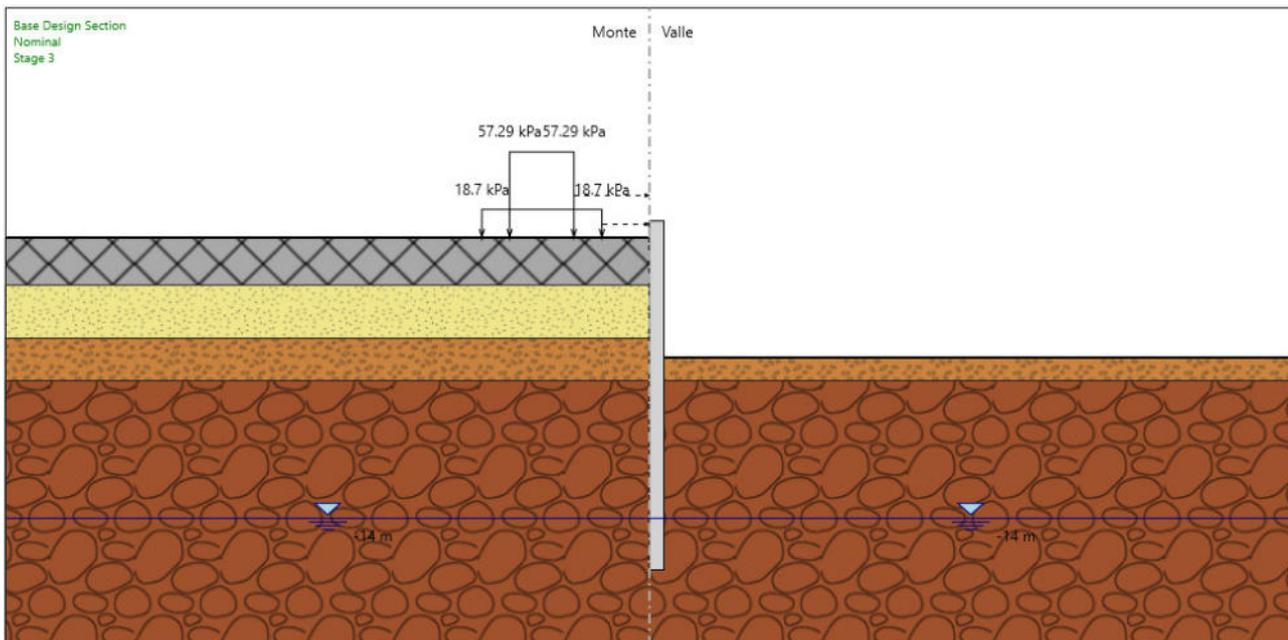
Stage 1 - Geostatica



Stage 2 – Realizzazione micropali $\phi 300$ doppio allineamento, interasse 0.35 m, L = 16 m (+0.40 m cordolo).



Stage 3 – Scavo fino a quota fondo scavo, -6.40 m da estradosso cordolo.



9.3 RISULTATI DELLE ANALISI

A seguire si riportano i diagrammi del momento flettente e del taglio ottenuti dalle analisi, con particolare riferimento agli andamenti riferiti alle fasi di maggior interesse, da cui sono stati estratti i valori massimi per le verifiche strutturali di cui al paragrafo 9.5.

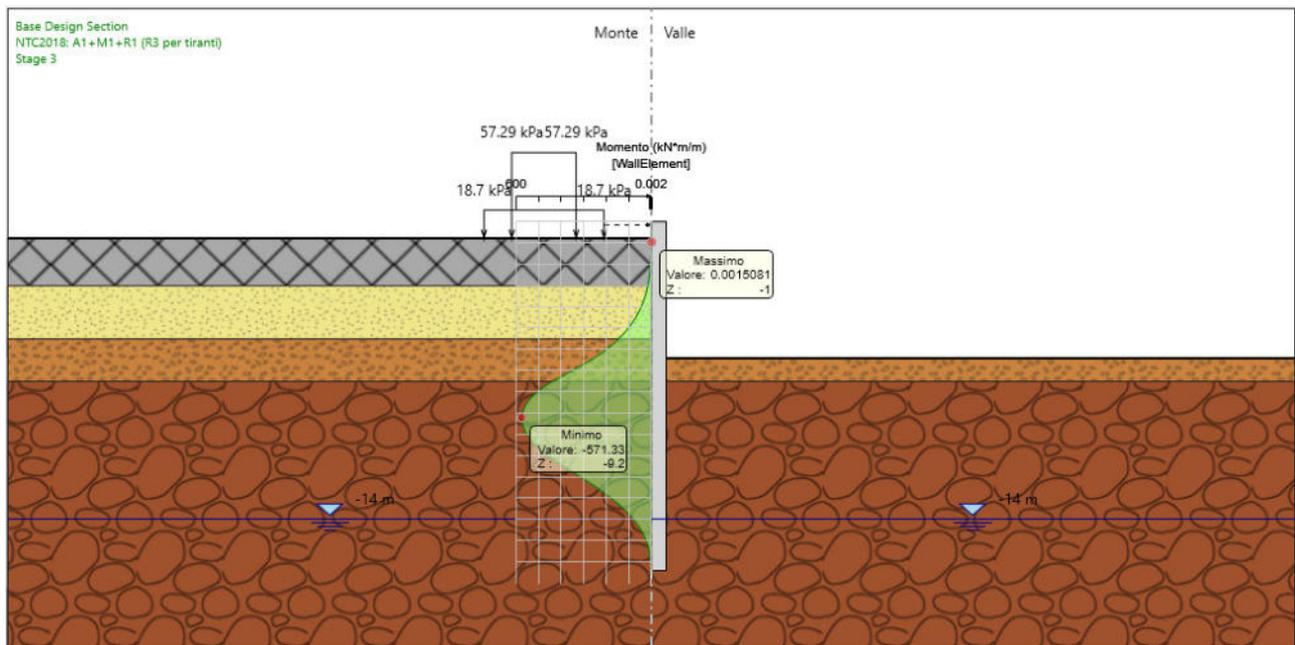


Figura 9. Momenti flettenti – A1+M1+R3

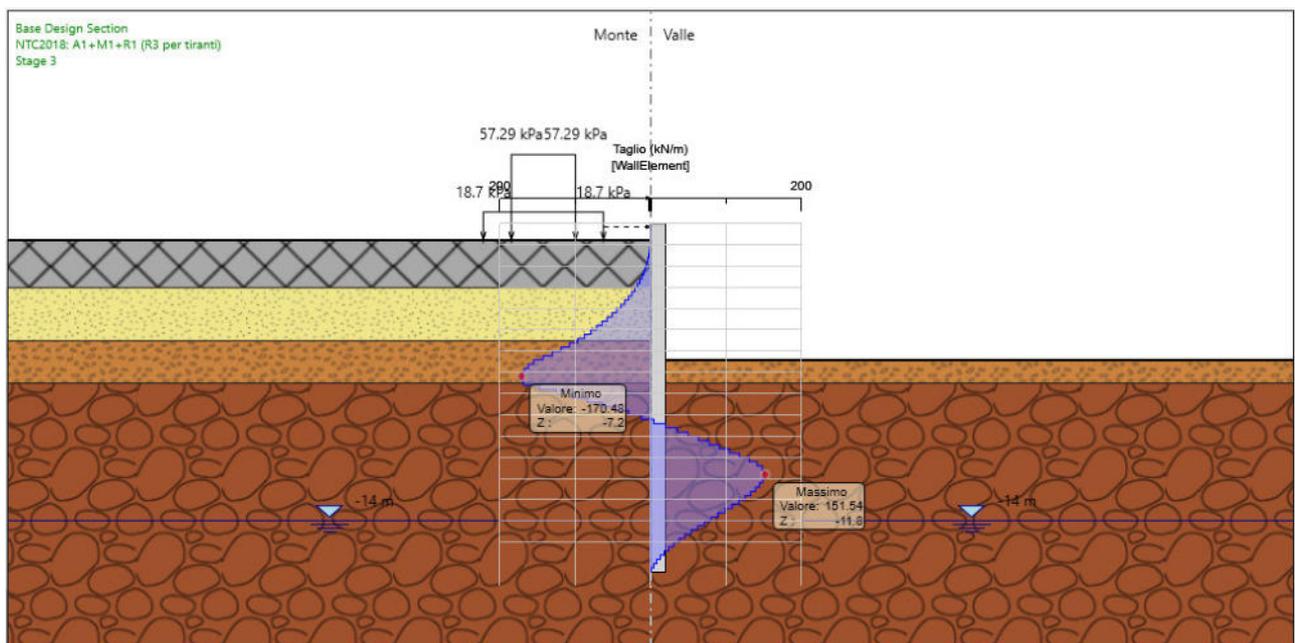


Figura 10. Sforzo di taglio – A1+M1+R3

9.4 VERIFICHE GEOTECNICHE SLE

Nelle immagini a seguire si riportano gli spostamenti dell'opera ed i cedimenti sotto al binario riscontrati nella fase 3.

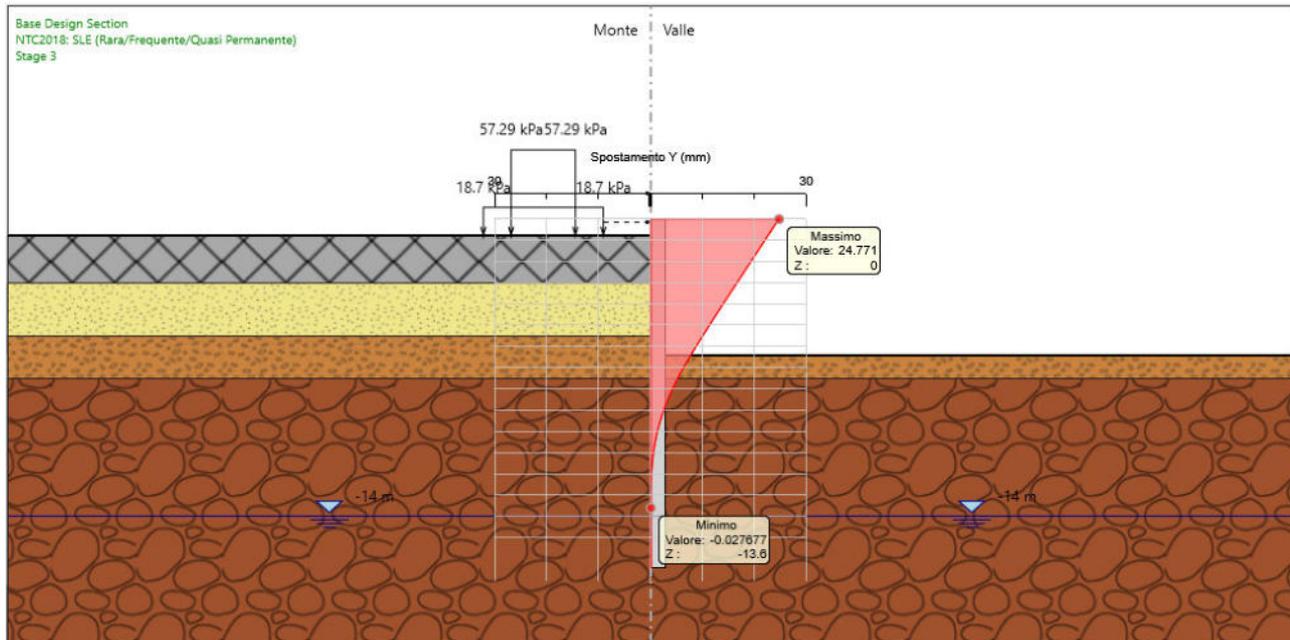


Figura 11. Deformata della parete

Lo spostamento orizzontale massimo assoluto è pari a 24.77 mm circa.

Lo spostamento massimo che l'opera può subire è pari a:

$$0.005 H_{\text{scavo}} = 0.005 * 6.4 = 32 \text{ mm}$$

Condizione soddisfatta

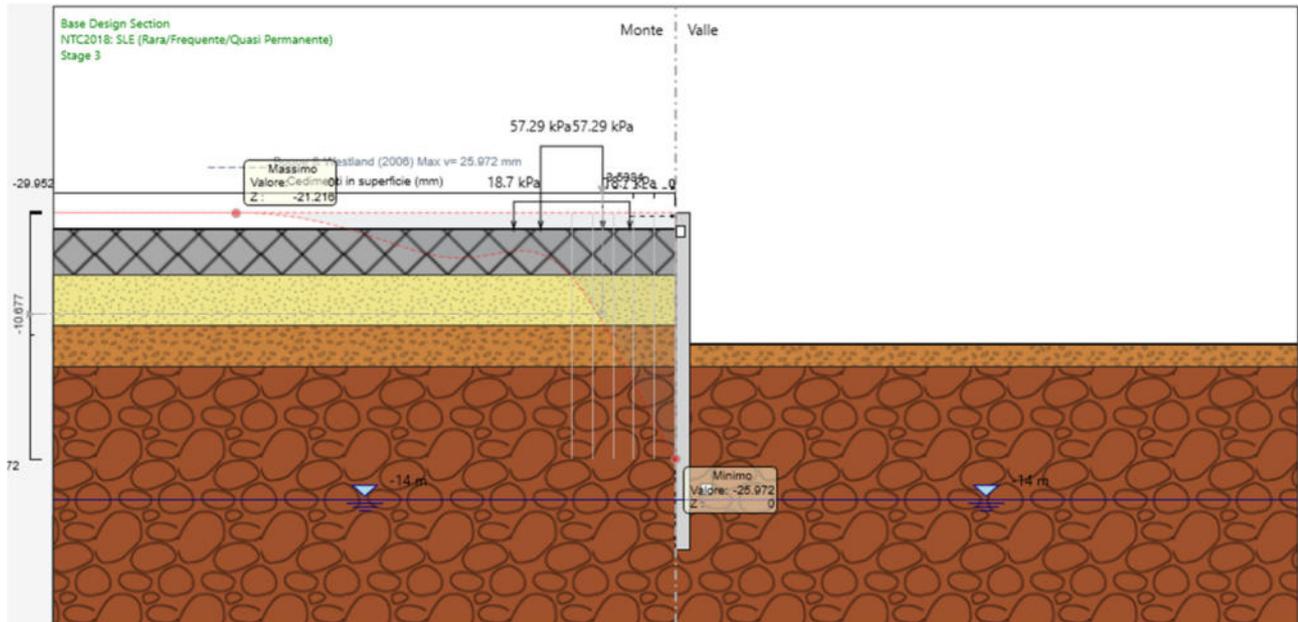


Figura 12. Cedimento sotto al binario

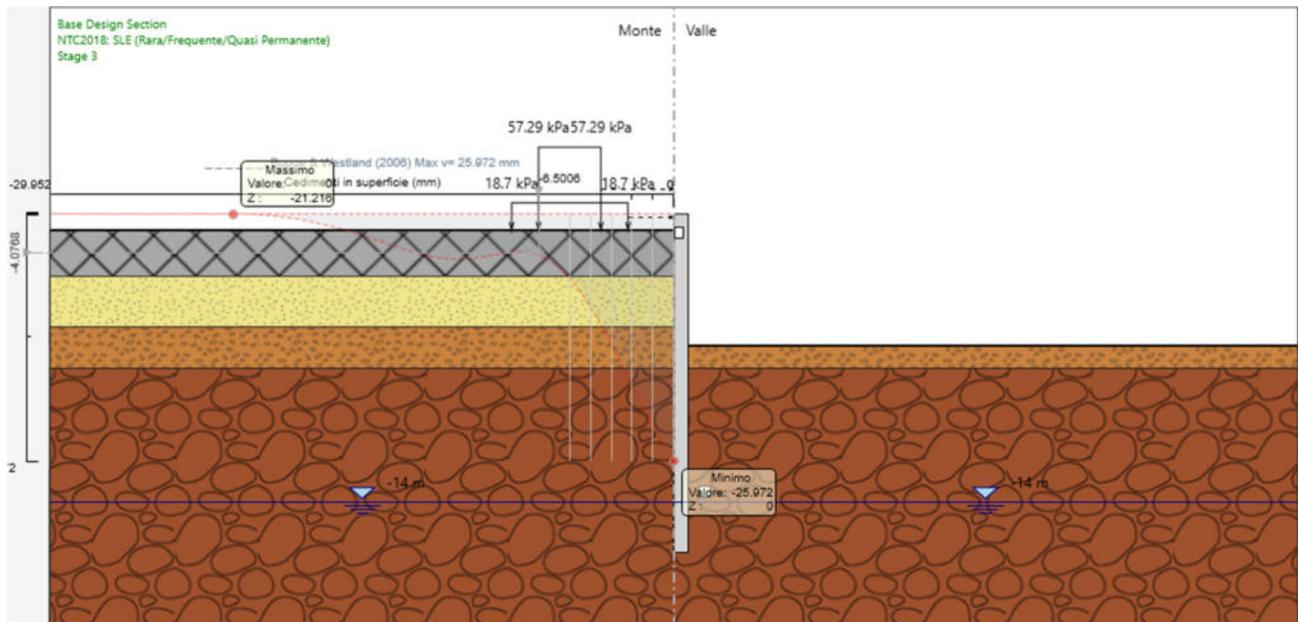


Figura 13. Cedimento sotto al binario

Per il calcolo del g ai fini della verifica si considera a favore di sicurezza un'ipotenusa di 3 m (base 3 m), per il quale si ha $g_{3m} < 4.5$ (1° livello di qualità).

Il cedimento delle due tavole di rotolamento adiacenti è pari a 10.68 mm per quella più vicina alla paratia e 4.08 mm per quella più lontana, la cui differenza è 6.6 mm, per cui si ha:

$$d_{\max,ammesso} = 0.0045 \cdot 3 = 0.0135 \text{ m} = 13.5 \text{ mm} > 6.6 \text{ mm}.$$

9.5 VERIFICHE STRUTTURALI

In Figura 14 viene riportata la classificazione della sezione di acciaio.

Diametro esterno nominale	D	273,00 [mm]
Spessore nominale	T	12,00 [mm]
Diametro interno nominale	d	249,00 [mm]
CARATTERISTICHE MECCANICHE		
Area della sezione trasversale	A	98,4 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	8396 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9,24 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	615 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	818 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	16792 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	1230 [cm ³]
CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	235 [MPa]
Coefficiente ε	ε	1,00 [-]
Classificazione		
Diametro	d	273,00 [mm]
Spessore	t	12,00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	22,75 [-]
Classificazione della sezione	CLASSE 1	

Figura 14. Classificazione sezione di acciaio

Nella tabella seguente sono riportate le sollecitazioni a metro lineare e quelle agenti sul singolo micropalo con cui sono state effettuate le verifiche. Queste ultime sono state ottenute a partire dagli output massimi del modello di calcolo, dividendo per due (doppio allineamento dei micropali) e moltiplicando per l'interasse tra i micropali.

combinazione	fase	Sollecitazioni a metro lineare			Sollecitazioni sul singolo micropalo	
		M _{max}	z (M _{max})	V	M	V
(-)	(-)	(kNm/m)	(m)	(kN/m)	(kNm)	(kN)
SLU-A1+M1+R1	3	571.33	-9.2	170.48	99.98	29.83

VERIFICHE DI RESISTENZA per sezioni di classe 1,2

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

Sollecitazioni di progetto	$N_{ed} =$	0	KN
	$M_{ed} =$	99,98	KNm
	$V_{ed} =$	29,83	KN

Resistenze di calcolo	$N_{c,rd} =$	2202,17	KN
	$M_{c,rd} =$	183,08	KNm
	$V_{c,rd} =$	809,41	KN

Condizione

$$V_{ed} \leq 0,5 \cdot V_{c,rd} \quad \text{SI} \quad \Rightarrow \quad \text{taglio non influenza la resistenza a flessione}$$

$$\Rightarrow \quad \rho = (2V_{cd}/V_{c,rd}-1)^2 = 0$$

$$\text{Compressione} \quad N_{ed}/N_{c,rd} = 0 \leq 1$$

$$\text{Flessione} \quad M_{ed}/M_{c,rd} = 0,546108 \leq 1$$

$$\text{Taglio} \quad V_{ed}/V_{c,rd} = 0,036859 \leq 1$$

Flessione e Taglio

$$M_{v,rd} = (1-\rho)M_{c,rd} = 183,0825 \quad \text{KNm}$$

$$M_{ed}/M_{v,rd} = 0,546108 \leq 1$$

$$\text{Presso-Flessione} \quad n = N_{ed}/N_{c,rd} = 0$$

$$M_{N,rd} = 1,04 \cdot M_{c,rd} \cdot (1-n^{1.7}) = 190,4058 \quad \text{KNm}$$

$$M_{ed}/M_{N,rd} = 0,546108 \leq 1$$

Presso-Flessione e Taglio

$$M_{N,rd} = 1,04 \cdot M_{v,rd} \cdot (1-n^{1.7}) = 190,4058 \quad \text{KNm}$$

$$M_{ed}/M_{N,rd} = 0,546108 \leq 1$$

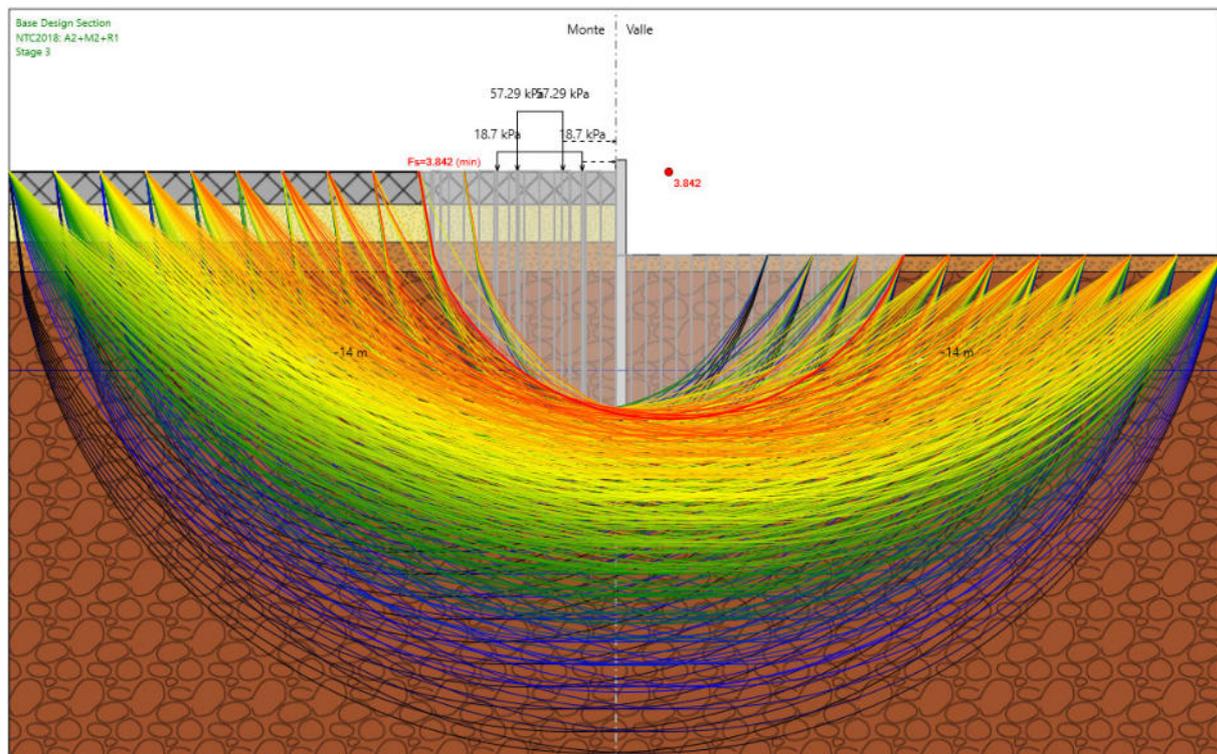
10 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Si esegue la verifica di stabilità globale in condizioni statiche in quanto si tratta di una configurazione provvisoria.

Per le analisi in campo statico le combinazioni di carico adottate nelle analisi fanno riferimento ai coefficienti parziali A2 + M2.

Come dalle NTC2018, la verifica SLU di stabilità globale è soddisfatta se la relazione $FS \geq R2=1.1$ è verificata in condizioni statiche.

L'analisi di stabilità globale è stata condotta con il metodo di Bishop con l'ausilio del software Paratie Plus 22 e finalizzata all'individuazione delle potenziali superfici di rottura. Tra esse, è definita critica quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo. Si sottolinea che nella ricerca delle superfici di rottura critiche sono state escluse tutte quelle superfici di spessore ridotto.



Il fattore di sicurezza FS relativo a tali meccanismi, e quindi il minore tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS^{\text{MIN}} = 3.842$$

Essendo

$$FS^{\text{MIN}} \geq R_2 = 1.1$$

La verifica di stabilità globale risulta soddisfatta.