

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-04 PONTE SUL FOSSO DIAVOLONI
RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 09 CL VI0402 001 A

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

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti
Det. Ing. Angelo Vitozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Salerno
N° A20783

File: NN1X00D09CLVI0402001A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	GENERALITÀ	4
1.1	PREMESSA	4
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
1.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2	MATERIALI	7
2.1	CALCESTRUZZO PER MICROPALI	7
2.2	ACCIAIO B450C	7
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	18
6.4	FASI DI CALCOLO	18
6.5	CARATTERISTICHE DEI TERRENI E DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	18
7	RISULTATI DELLE ANALISI	21
7.1	SEZIONE 1 – SEZIONE LONGITUDINALE	21
7.2	SEZIONE 2 – SEZIONE TRASVERSALE	23
7.3	SEZIONE 3 – SEZIONE POZZO	26
8	VERIFICHE SLU	31
8.1	VERIFICA EQU	31
8.2	VERIFICA STR	31
8.3	VERIFICA GEO	33
9	VERIFICA SOLLEVAMENTO FONDO SCAVO	36
10	VERIFICHE SLE	38



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 04 02 001	A	3 di 38

10.1 VERIFICA DEFORMAZIONI38

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 04.

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

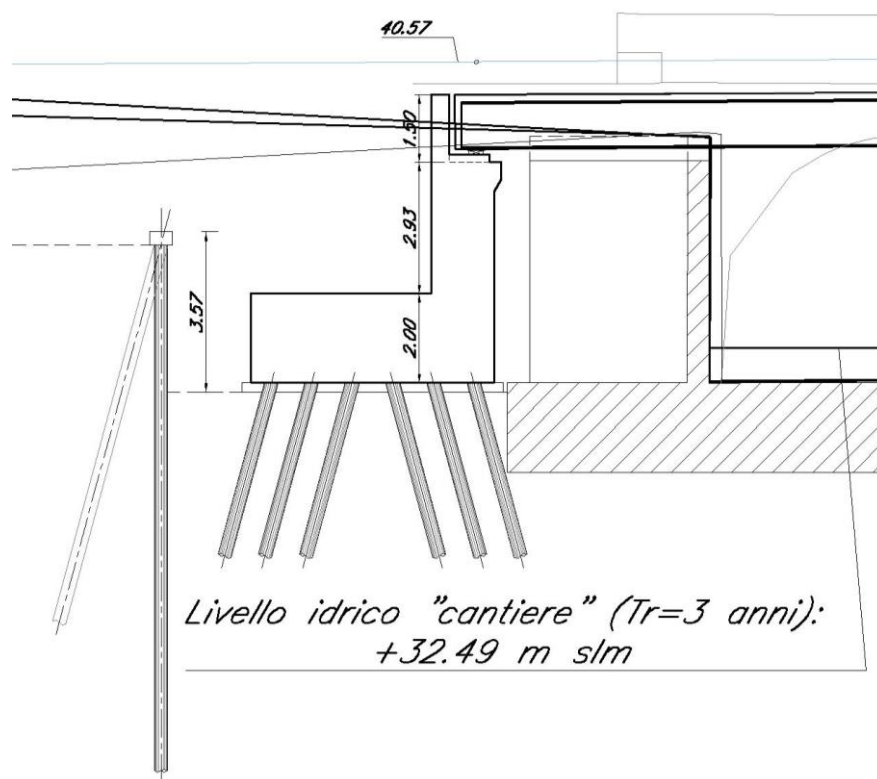


Figura 1. Spalla A – paratia di micropali a cavalletto per realizzazione spalla – sezione longitudinale A

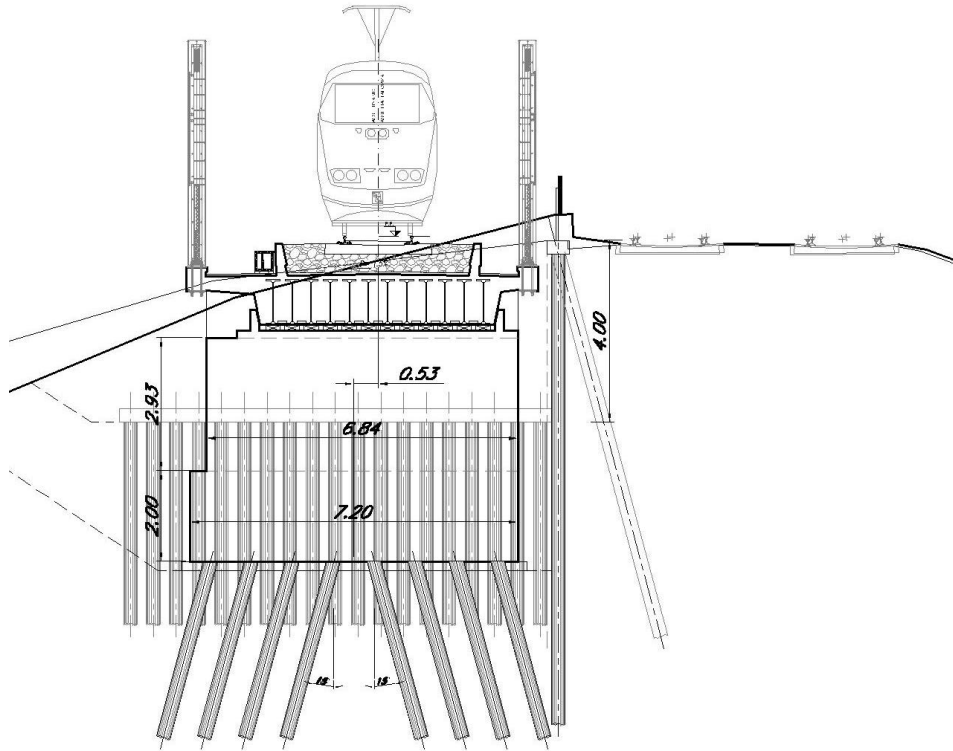


Figura 2. Spalla A – paratia di micropali a cavalletto per realizzazione spalla – sezione trasversale B

Entrambe le paratia a cavalletto sono costituite da micropali con diametro di perforazione

$D = 300 \text{ mm}$

armate con tubolari metallici

F219.1/10

lunghi 12 m disposti ad un interasse 0.4 m

Gli scavi massimi sono pari a:

- Sezione longitudinale A: $H = 3.57 \text{ m}$ dal piano campagna
- Sezione trasversale B: $H = 4.00 \text{ m}$ dal piano campagna

	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 04 02 001	REV. A	FOGLIO 6 di 38

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.
- [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 – NN1X00D09CLVI0409001A
Rif. [3] relazione di calcolo spalla A - NN1X00D09CLVI0404001A
Rif. [4] relazione di calcolo spalla B - NN1X00D09CLVI0404002A

2 MATERIALI

2.1 Calcestruzzo per micropali

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

- calcestruzzo classe C28/35

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 1. Caratteristiche acciaio per armatura



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 04 02 001	A	8 di 38

2.3 Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio per profilati e tubi del tipo S235

Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio $f_{yka} = 235 \text{ MPa}$

coefficiente di sicurezza $\gamma_M = 1,05$

resistenza di calcolo dell'acciaio $= f_{yka}/\gamma_M = f_{yda} = 223 \text{ MPa}$

modulo elastico dell'acciaio $E = 2,06 \text{ E}^{+08} \text{ kPa}$

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.

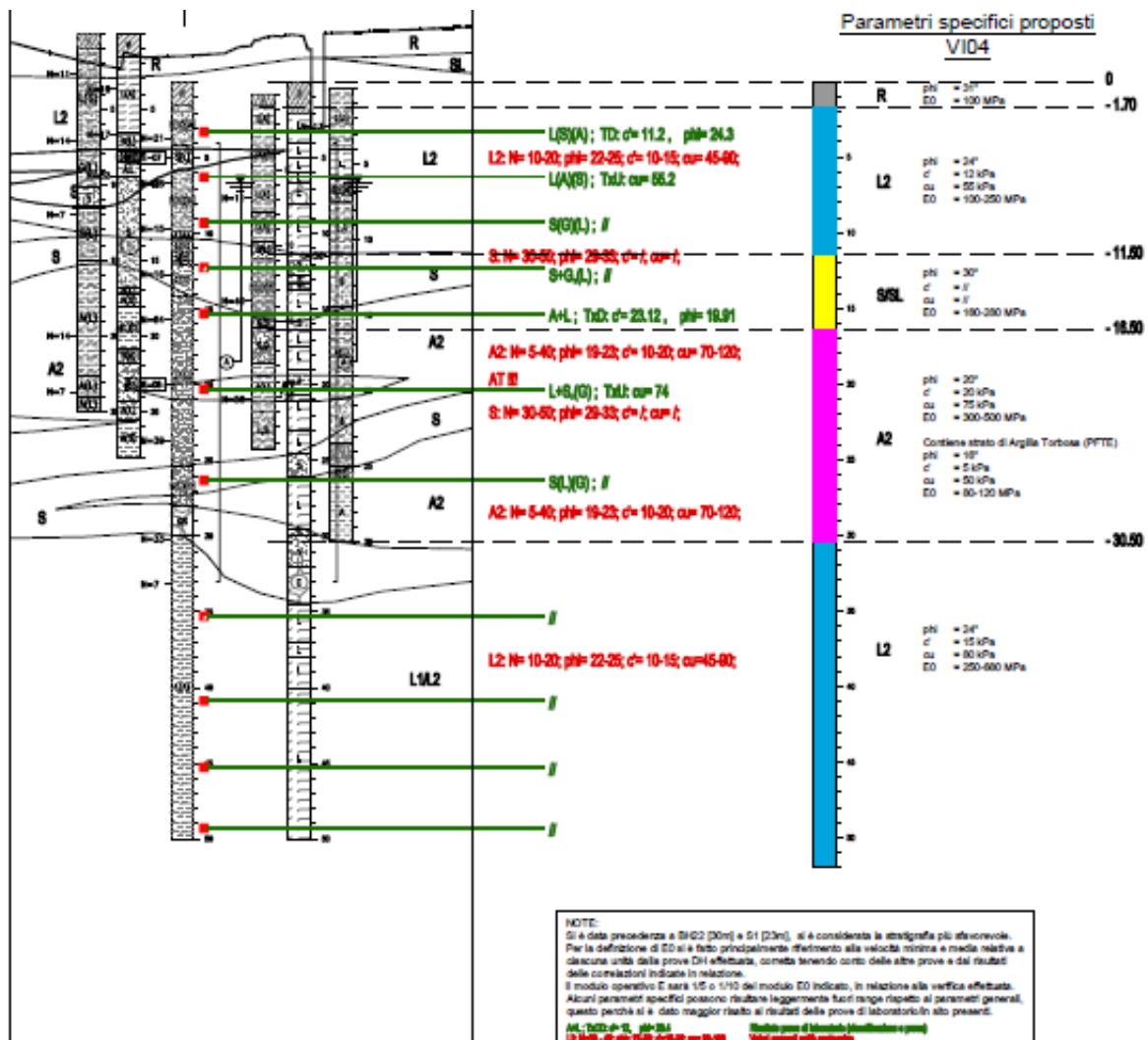


Figura 3. Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo

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 + 34.18 m s.l.m.

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Entrambe le paratie in esame sono costituite da micropali con diametro di perforazione

$D = 300 \text{ mm}$

armate con tubolari metallici

F219.1/10

lunghe 12 m disposti ad un interasse 0.4 m.

Ogni 4 micropali sarà realizzato un micropalo inclinato di 15° di lunghezza 9.0 m (disposti pertanto a interasse 1.6 m) eseguito con perforazione e tubolare identici ai micropali verticali.

Relativamente alle altezze massime di scavo si avrà:

- Sezione longitudinale A: $H = 3.57 \text{ m}$ dal piano campagna
- Sezione trasversale B: $H = 4.00 \text{ m}$ dal piano campagna

Le caratteristiche delle opere sono riassunte nelle seguenti tabelle

Tabella 2. Caratteristiche geometriche opere di sostegno Sezione A

Nome opera	-	Viadotto VI 04 –Sezione A
	-	
Altezza totale dello scavo	[m]	3.57 m
Lunghezza Micropali	[m]	12.0
Diametro Perforazione	[mm]	300
Interasse	[m]	0.4 (interasse di calcolo 0.53)
Tubolari di armatura	[-]	F219/10
Interasse micropali a cavalletto	[m]	1.6
Diametro Perforazione micropali a cavalletto	[mm]	300
Lunghezza micropali a cavalletto	[m]	9.0
Tubolari di armatura micropali a cavalletto	[-]	F 219.1/12.5

Tabella 3. Caratteristiche geometriche opere di sostegno Sezione B

Nome opera	-	Viadotto VI 04 –Sezione B
	-	
Altezza totale dello scavo	[m]	4.0 m
Lunghezza Micropali	[m]	12.0
Diametro Perforazione	[mm]	300
Interasse	[m]	0.4 (interasse di calcolo 0.53)
Tubolari di armatura	[-]	F219.1/10
Interasse micropali a cavalletto	[m]	1.6
Diametro Perforazione micropali a cavalletto	[mm]	300
Lunghezza micropali a cavalletto	[m]	9.0
Tubolari di armatura micropali a cavalletto	[-]	F219/10

Per quanto riguarda infine le opere provvisionali utili allo scavo del pozzo si provvederà alla realizzazione di una corona di micropali di diametro 300 mm, a interasse 500 mm. Le centinature (realizzate con cordoli in c.a. 80x80) avranno passo 2.0 m dalla testa dello scavo e fino alla quota di fondo alveo e poi a passo 4.0 m fino alla quota di fondo scavo. I micropali sono realizzati con armatura tubolare F219.1/25.



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 04 02 001	A	12 di 38

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] delle NTC18:

$$Ed \leq Rd$$

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.



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 04 02 001	A	14 di 38

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.

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 i_c 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 04 02 001	A	15 di 38

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

$$H \text{ scavo} = 3.57 + 0.5 = 4.07 \text{ m}$$

SEZIONE 2 spalla A – sezione trasversale

$$H \text{ scavo} = 4.0 + 0.5 = 4.5 \text{ m}$$

Con riferimento alle quote di scavo si sottolinea che la quota di fondo scavo di progetto è stata determinata 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”

SEZIONE 3 spalla B In questo caso nonostante la sezione circolare del pozzo si esaminerà l’opera comunque in condizioni di deformazioni piane, analizzando lo scavo fino al raggiungimento della quota di fondo alveo. Si vuole in questo modo schematizzare cautelativamente l’assenza di contributo alla stabilità fornita dal terreno compreso tra il pozzo ed l’alveo

$$H \text{ scavo} = 3.5$$

6.2 Descrizione del codice di calcolo

Le analisi finalizzate al dimensionamento delle paratie sono state condotte con il programma di calcolo “Paratie” Versione 2018 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



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 04 02 001	A	16 di 38

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.

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; Dhouib, 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 $\delta < \phi'$), 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:

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

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:

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

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

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



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 04 02 001	A	18 di 38

n 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 (Eur) 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 della paratia;
3. raggiungimento del fondo scavo di progetto

6.5 Caratteristiche dei terreni e degli elementi strutturali

Si riportano nella seguente tabella le caratteristiche 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 4. Caratteristiche meccaniche dei terreni nel modello

	Terreni	γ_{DRY} [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	R Sabbia / Ghiaia	18	18	0	31	$E_{vc} = 20000$ $E_{ur} = 40000$
	L2 Limo	17	17	0	24	$E_{vc} = 40000$ $E_{ur} = 80000$
	SL Sabbia / Ghiaia	18	18	0	30	$E_{vc} = 40000$ $E_{ur} = 80000$

I micropali a cavalletto sono stati schematizzati come tiranti aventi lunghezza libera

$L_l = 0$

e lunghezza del bulbo

$L_b = 9.0$ m

applicando un moltiplicatore di rigidezza pari a

% efficacia bulbo = 50 %

Per quanto riguarda infine la rigidezza delle centine circolari della sezione 3 nella ragionevole ipotesi di anello sottoposto a sforzo radiale, si può porre:

$$k = EA/r^2$$

Si trova pertanto per un cordolo di dimensioni 80 cm x 80 cm

$$k = 1567000 \text{ kN/m}$$

La tridimensionalità del problema è stata portata in conto utilizzando delle molle distribuite (a passo 1.0m) disposte a partire dalla quota del fondo alveo e fino al fondo scavo di progetto. La rigidezza delle molle riproduce di fatto la rigidezza dell'anello di micropali, utilizzando la formula appena proposta, in cui l'area è stata valutata come

$$A = 1 \times \text{spessore equivalente palificata} = 1 \times 0.25 = 0.25 \text{ mq}$$

Questa posizione è senz'altro ragionevole e cautelativa considerando:

- che le molle sono via via attivate al procedere dello scavo. Ad esempio la molla a profondità "i" è attivata quando lo scavo raggiunge la quota "i+1";



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 04 02 001	A	20 di 38

- che nella realtà a trasferire gli sforzi lungo tutto il cilindro di micropali c'è il rivestimento impermeabilizzante di jet grouting;
- che viene considerato l'effetto arco strutturale ma viene interamente trascurato l'effetto arco nel terreno che ridurrebbe ulteriormente i carichi agenti sulla paratia di micropali.

Il tampono di fondo viene cautelativamente schematizzato conferendo ai materiali trattati una coesione aggiuntiva pari a

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

senza variare l'angolo di resistenza a taglio.

Per quanto questa posizione meccanica del terreno trattato con Jet grouting bisogna sottolineare che nel presente caso la letteratura scientifica più consolidata (ad esempio Croce et al 2004) segnala che il terreno trattato ha una resistenza a compressione uniassiale minima di almeno

$$\sigma_c = 1 \text{ MPa}$$

Con banali considerazioni trigonometriche si può dimostrare che per materiali con superficie di rottura alla Mohr Coulomb sussiste la relazione:

$$c = \frac{\sigma_c}{2} \tan(\varphi) - \frac{\sigma_c}{2} [1 - \text{sen}(\varphi)] (\tan(\varphi))$$

Nel presente caso, considerando un angolo di attrito non variato dal trattamento e quindi pari a

$$\varphi = 20^\circ$$

si troverebbe una coesione superiore a

$$c > 350 \text{ kPa}$$

Cautelativamente, considerando anche eventuali difformità, discontinuità e difetti di trattamento si porrà

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

$$\varphi = 20^\circ$$

per il terreno trattato con jet grouting

e si ipotizzerà un aumento della rigidità del terreno pari a 10 volte la rigidità iniziale, sempre cautelativamente rispetto alle indicazioni della letteratura scientifica.

$$E = 10 E_{\text{iniziale}}$$

7 RISULTATI DELLE ANALISI

7.1 Sezione 1 – Sezione longitudinale

SPOSTAMENTI – CONDIZIONE SLE RARA

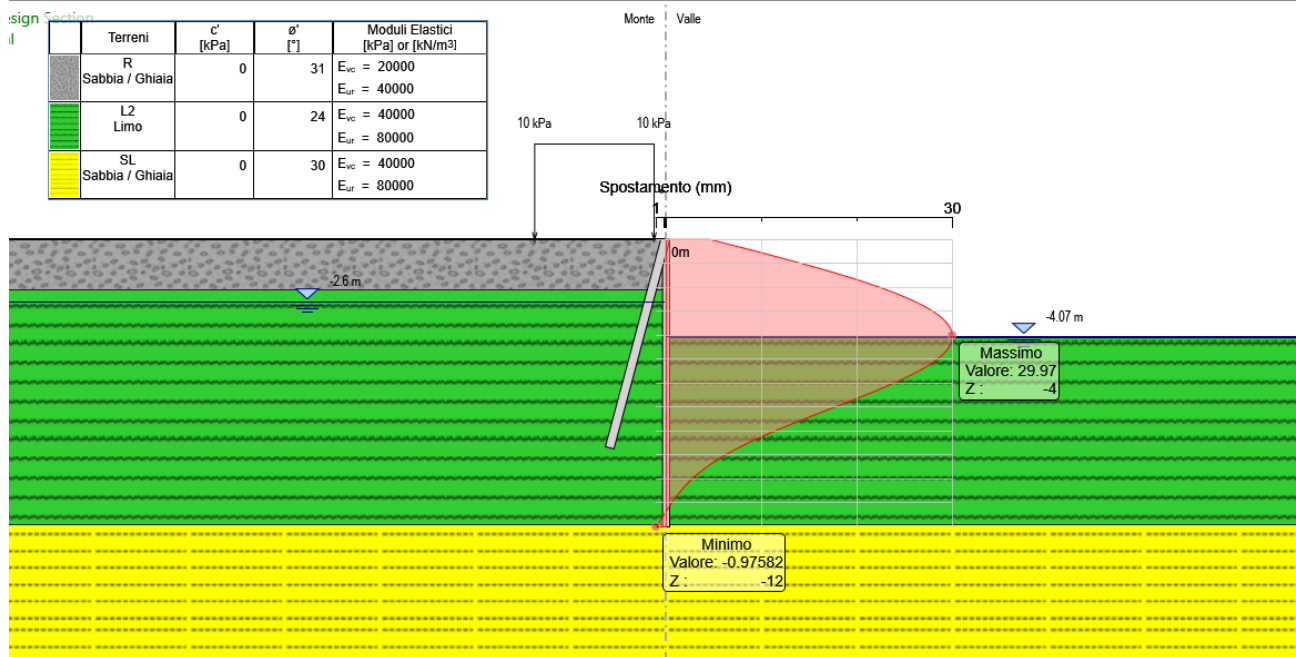


Figura 4. Spostamento orizzontale massimo paratia A - $u = 30$ mm

SOLLECITAZIONI – CONDIZIONE SLU-STR

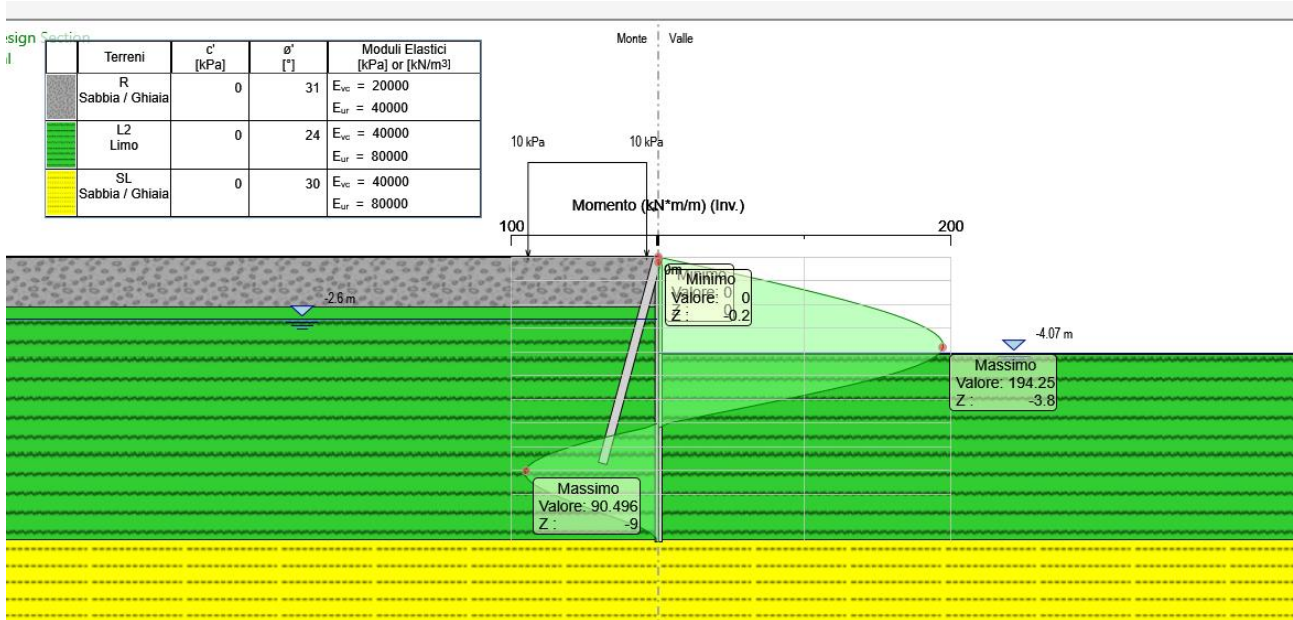


Figura 5. Momento massimo paratia A condizioni SLU-STR M max = 194.3 kNm/m

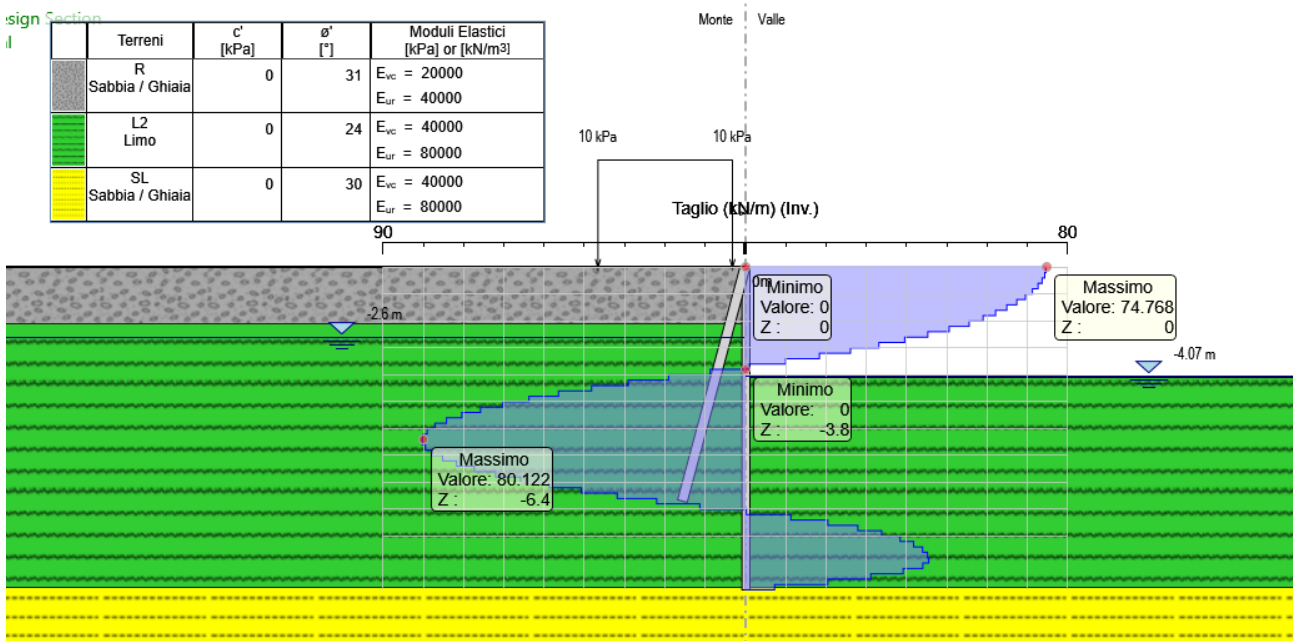


Figura 6. Taglio massimo paratia A condizioni SLU-STR T max = 80.1 kN/m

LIMITI (N per unità)

Terreni	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m³]
R Sabbia / Ghiaia	0	31	E _{vc} = 20000 E _{ur} = 40000
L2 Limo	0	24	E _{vc} = 40000 E _{ur} = 80000
SL Sabbia / Ghiaia	0	30	E _{vc} = 40000 E _{ur} = 80000

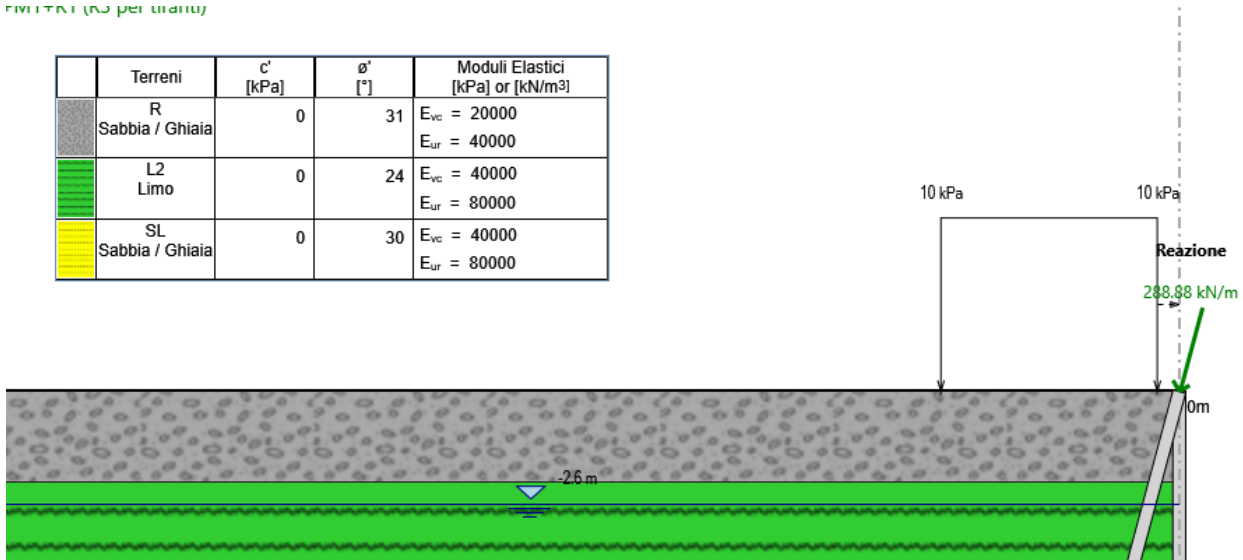


Figura 7. Tiro massimo su micropalo a cavalletto paratia A - N max = 288.9 kN/m

7.2 Sezione 2 – Sezione trasversale

SPOSTAMENTI – CONDIZIONE SLE RARA

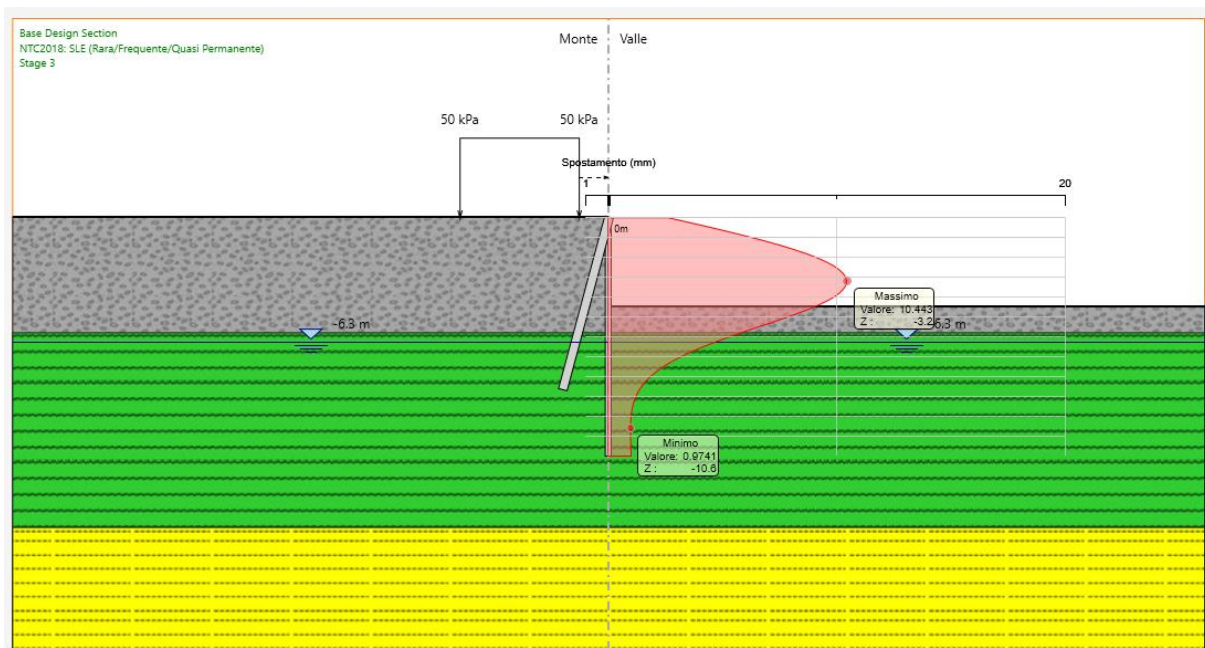


Figura 8. Spostamento orizzontale massimo paratia B - $u = 10.4$ mm

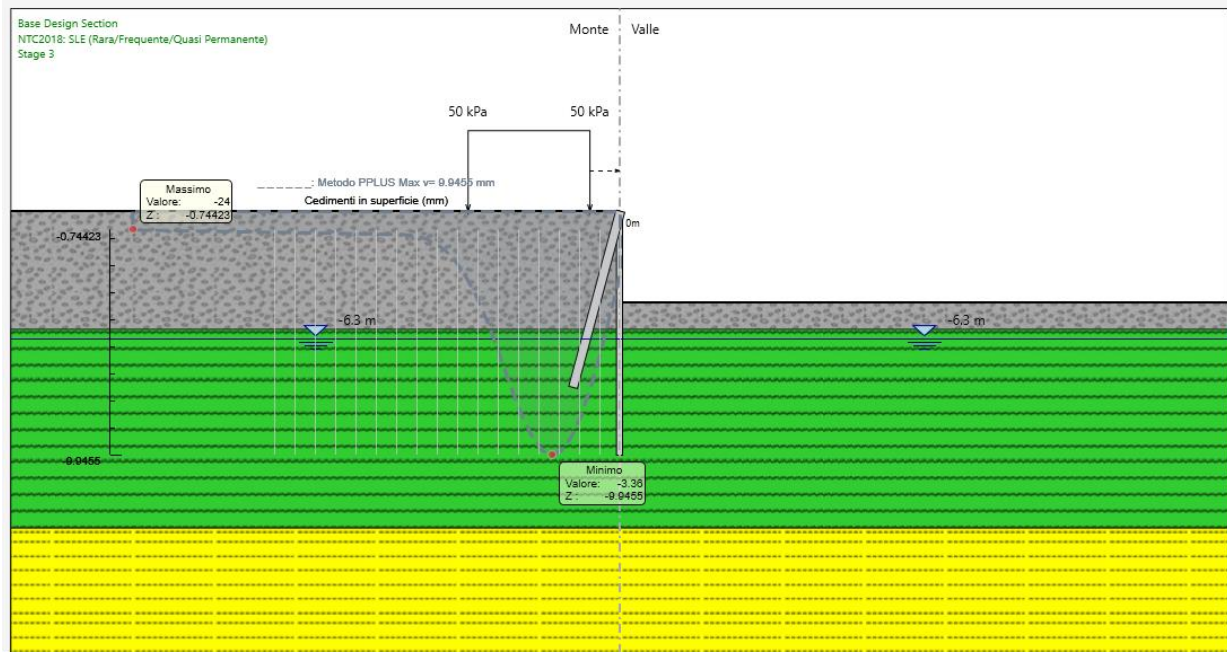


Figura 9. Cedimento massimo paratia B in asse binari $w_{max} = 9.95$ mm

SOLLECITAZIONI – CONDIZIONE SLU-STR

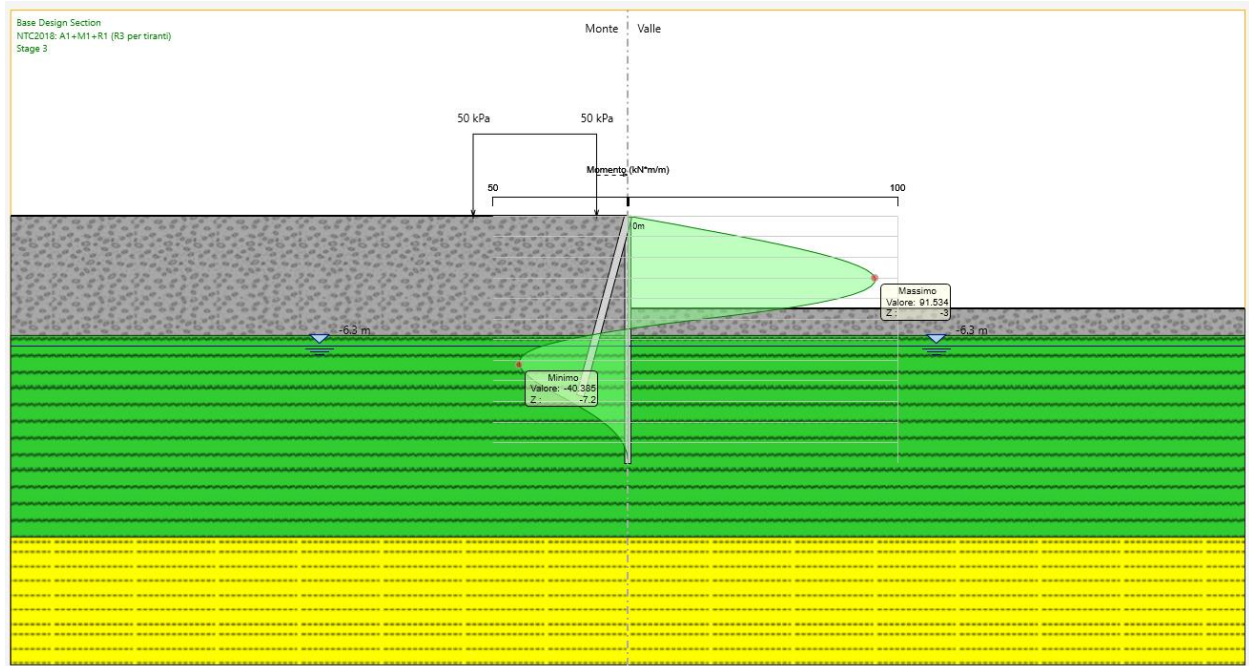


Figura 10. Momento massimo paratia B condizioni SLU-STR M max = 91.534 kNm/m

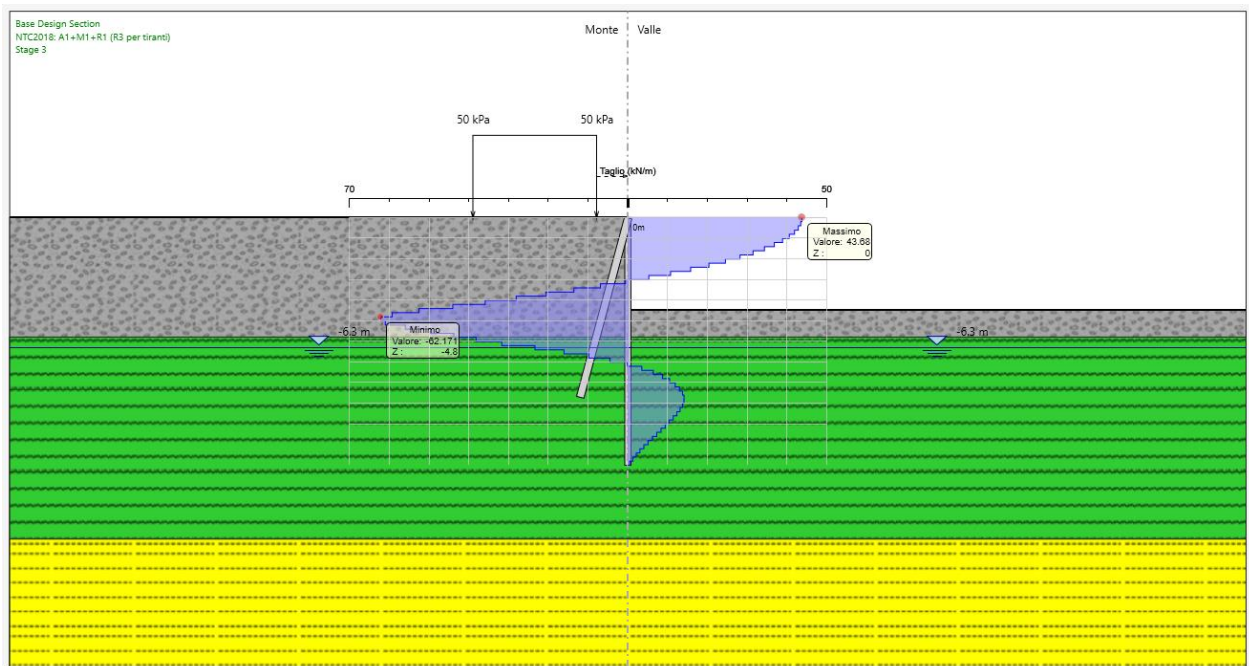


Figura 11. Taglio massimo condizioni paratia B SLU-STR T max = 62.171 kN/m

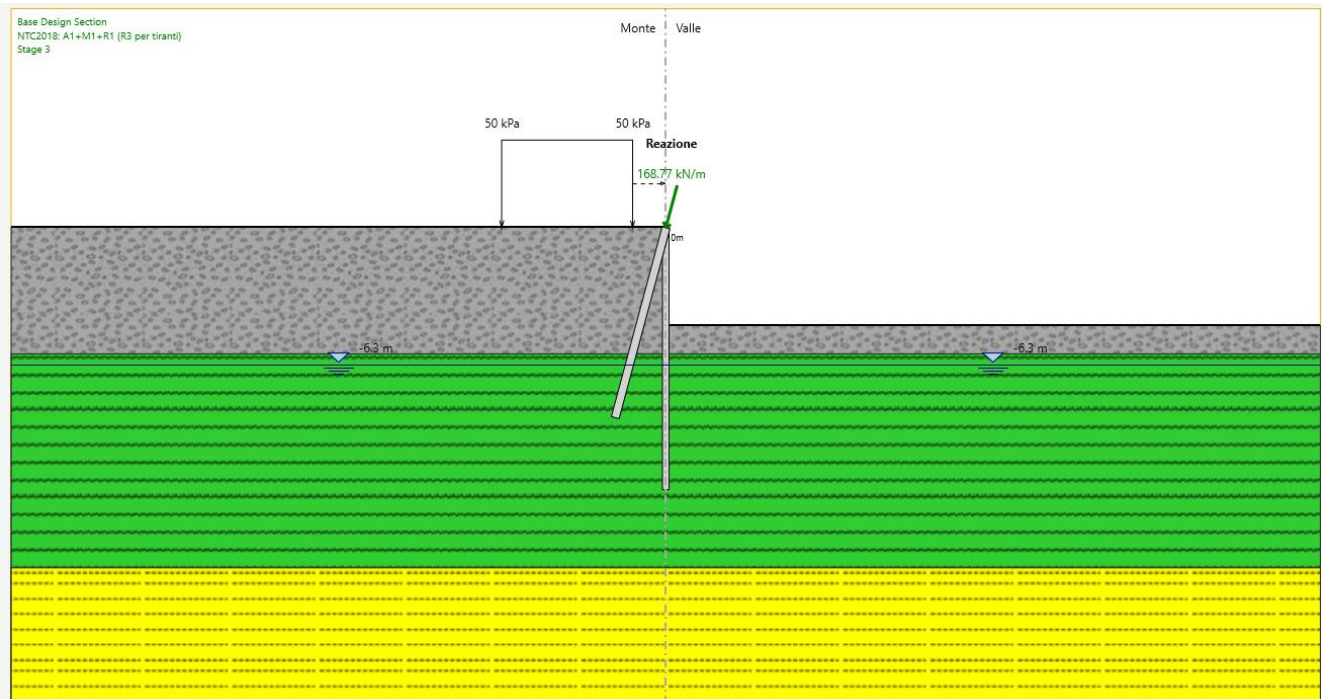


Figura 12. Tiro massimo su micropalo a cavalletto paratia B - $N_{max} = 168.77 \text{ kN/m}$

7.3 Sezione 3 – Sezione pozzo

SPOSTAMENTI – CONDIZIONE SLE RARA

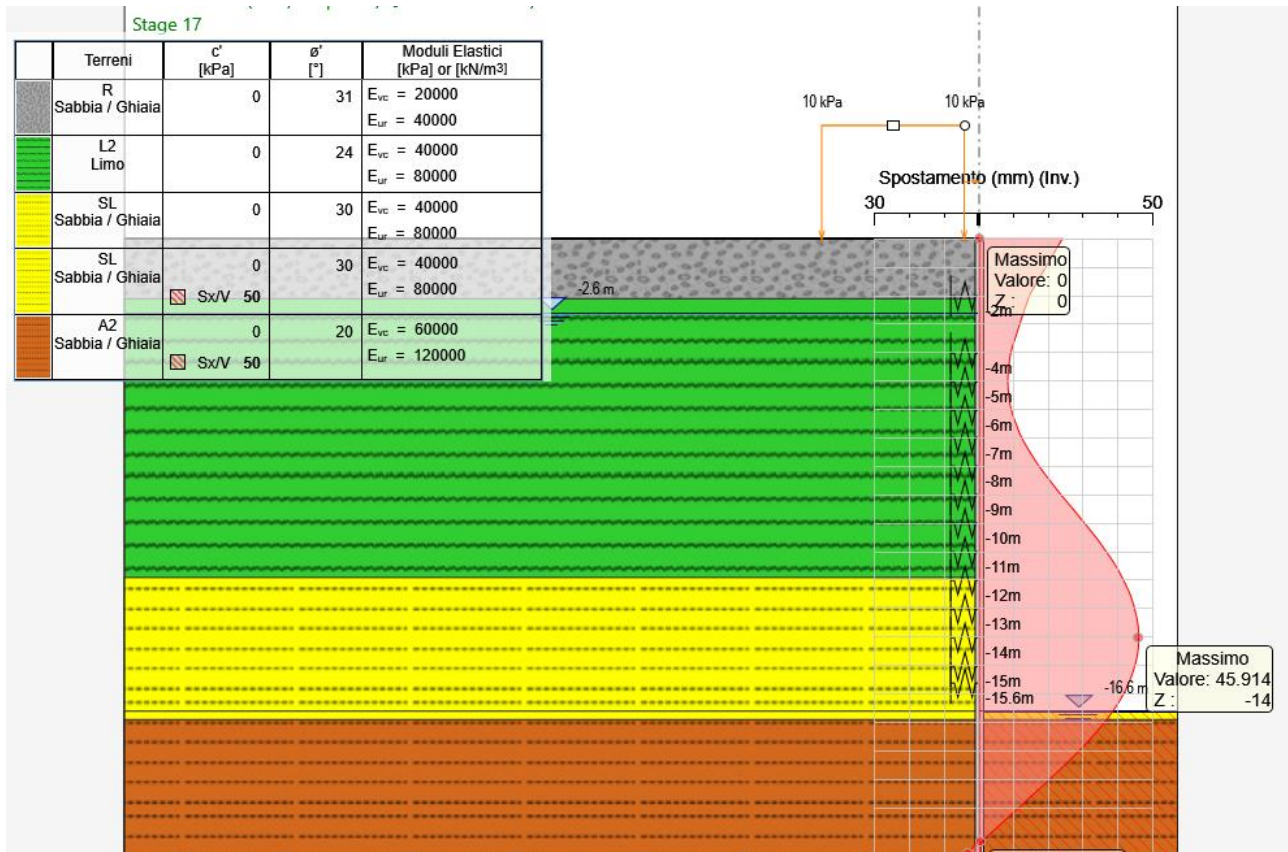


Figura 13. Spostamento orizzontale massimo paratia - $u = 46$ mm

SOLLECITAZIONI – CONDIZIONE SLU-STR

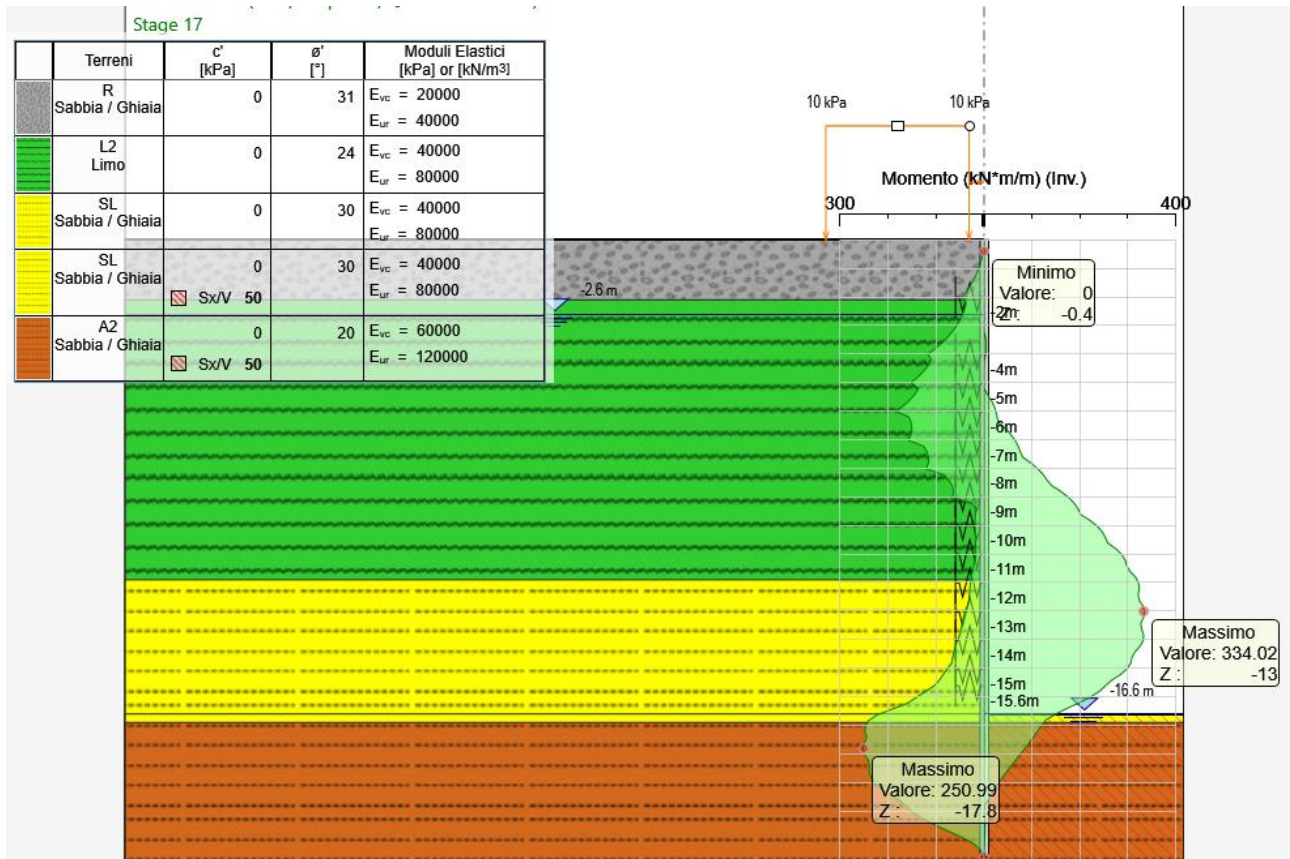


Figura 14. Massimo Momento Flettente- M max = 334.0 kNm/m

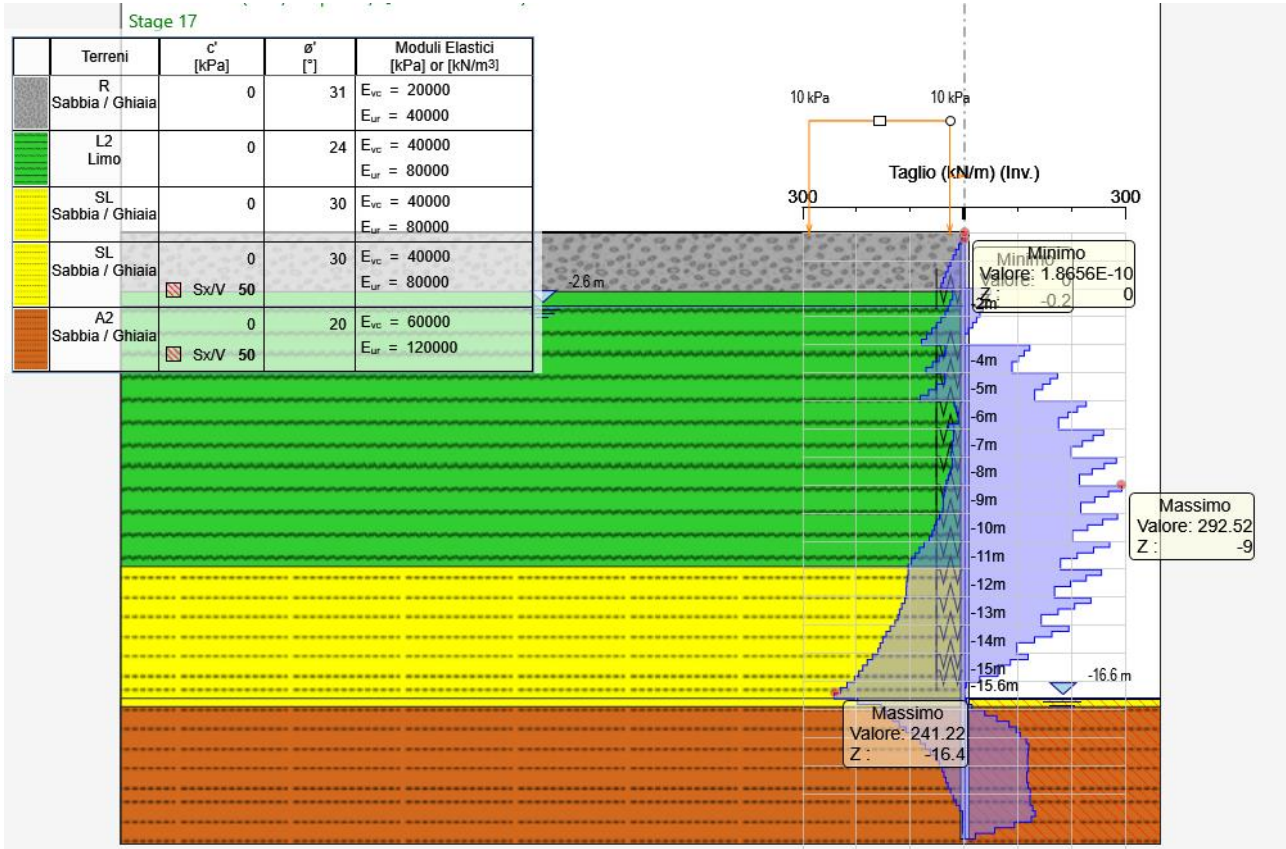


Figura 15. Massimo Taglio- T max = 295.5 kN/m

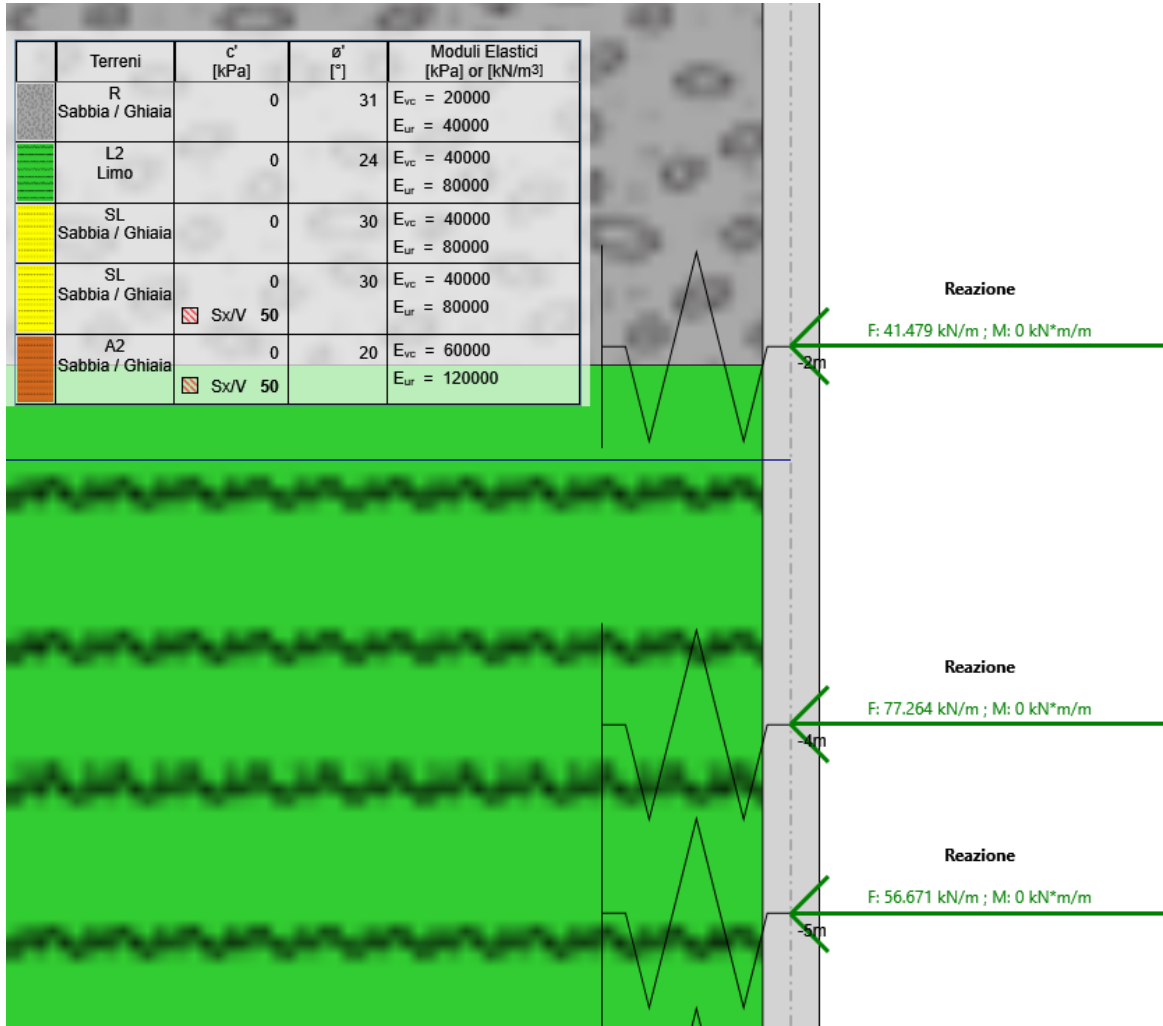


Figura 16. Massima azione sulle centine- N max = 77.3 kN/m



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 04 02 001	A	31 di 38

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

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

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

le sollecitazioni riportate nella tabella sono già scalate per l'interasse di calcolo tra i micropali (0.53 cm-tenendo conto anche della presenza del micropalo inclinato)

La verifica è soddisfatta.

Tabella 5. verifica strutturale micropali sezione 1

Sezione	profilato	f _{yd}	W	A	M _{max}	T _{max}	σ _{id}	VERIFICA	FS
-	-	MPa	cm ³	cm ²	kNm	kNm	MPa		
micropali principali	Ø219.1≠12.5	223	396.6	81.1	102.926	42.5	205	OK	FS=1.087

Tabella 6. verifica strutturale micropali sezione 2

Sezione	profilato	f _{yd}	W	A	M _{max}	T _{max}	σ _{id}	VERIFICA	FS
-	-	MPa	cm ³	cm ²	kNm	kNm	MPa		
micropali principali	Ø219.1≠10.0	223	328.5	65.7	48.51	33.0	116.3	OK	FS=1.90

Tabella 7. verifica strutturale micropali sezione 3

Sezione	profilato	f _{yd}	W	A	M _{max}	T _{max}	σ _{id}	VERIFICA	FS
-	-	MPa	cm ³	cm ²	kNm	kNm	MPa		
micropali principali	Ø219.1≠25.0	223	666.2	152.4	167.0	146.3	200	OK	FS=1.11

VERIFICA DELLA CENTINATURA ANULARE

Cautelativamente Si ipotizza che l'anello in cls si comporti come un arco a tutto sesto incastrato alla base e sottoposto ad un carico verticale uniforme.

In queste ipotesi si trova

$$V_{max} = qD/2$$

$$M_{max} = qD^2/24 \times 0.0036$$

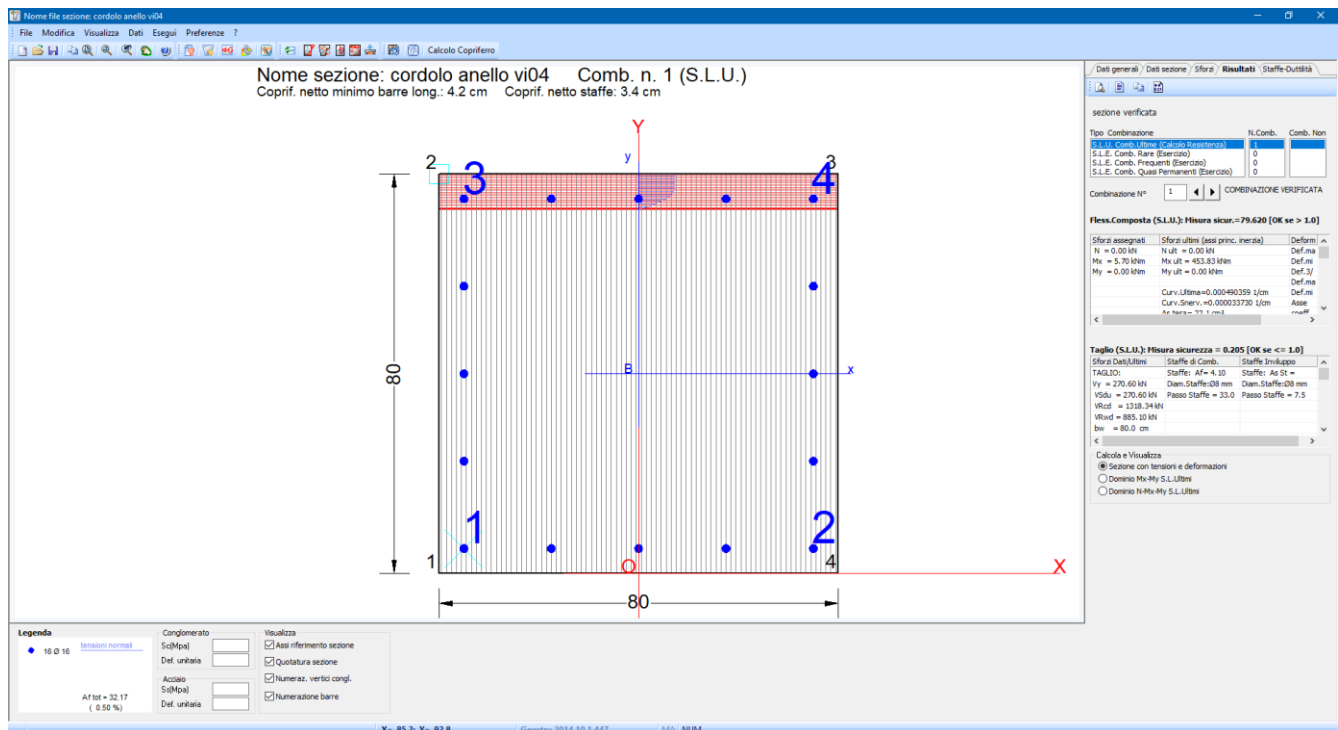
in cui D è il diametro dell'arco,

Si trova pertanto nella presente condizione

$$V_{\max} = 77.3 \cdot 7/2 = 270.6 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 98.3 \cdot 7^2/24 \cdot 0.036 = 5.7 \text{ kN m}$$

La verifica della sezione strutturale è stata eseguita con il codice RC sec ed è riportata nel seguito e risulta soddisfatta.



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

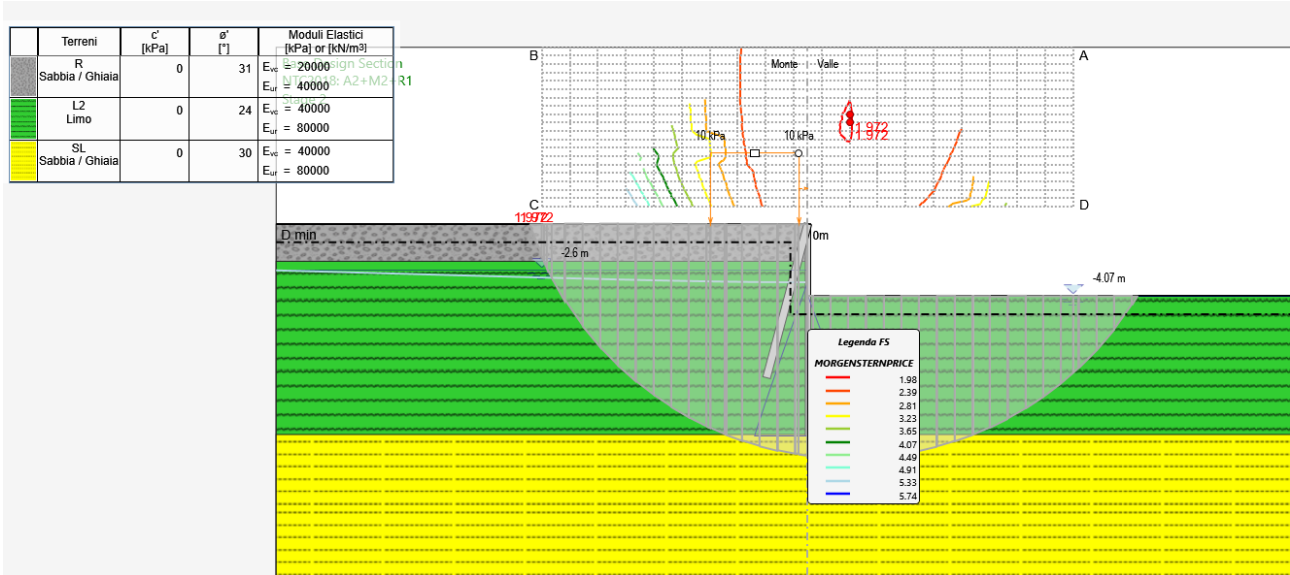


Figura 17. Verifica di stabilità sezione 1- FS = 1.97

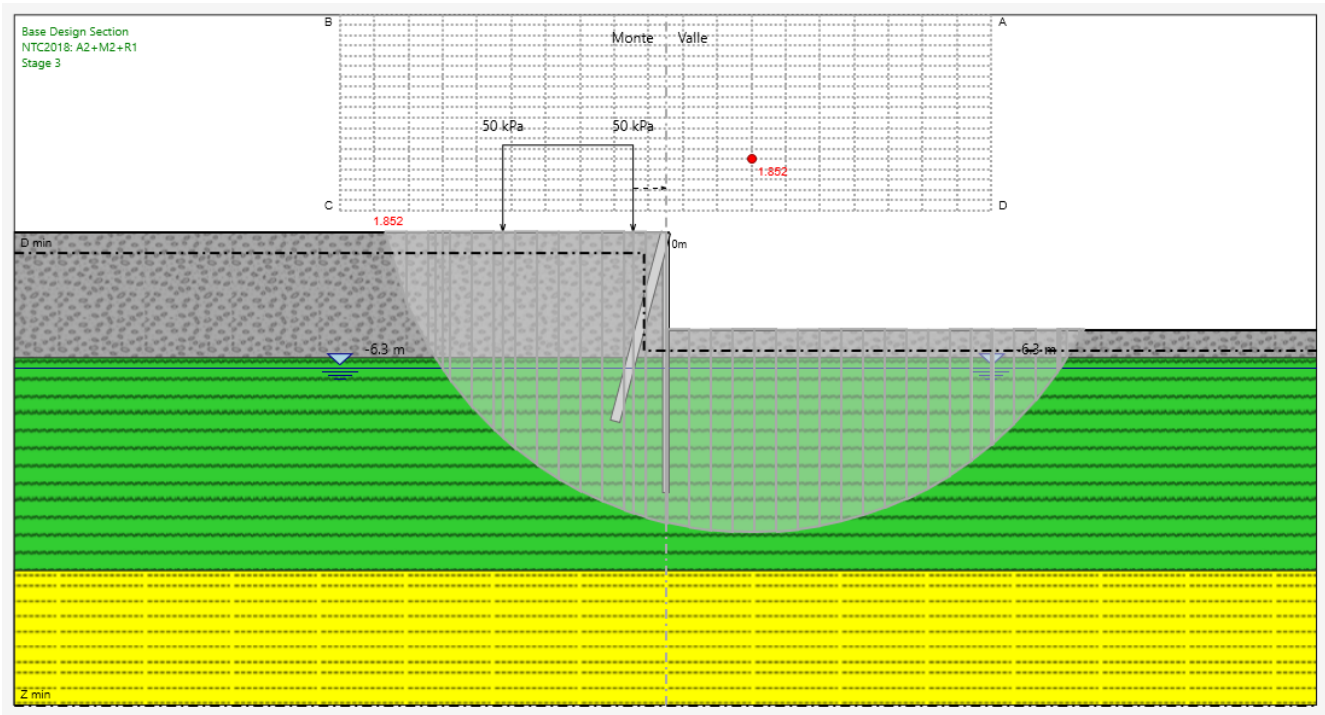


Figura 18. Verifica di stabilità sezione B - FS = 1.85



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 04 02 001	A	35 di 38

Si riporta nel seguito la verifica geotecnica dei micropali a cavalletto, eseguita confrontando il tiro massimo agente con il tiro limite.

Questo ultimo valore è stato calcolato riferendosi alle specifiche della normativa tecnica (NTC 2018) per pali, e con riferimento ad una tensione tangenziale limite pari a

$$\tau = 130 \text{ kPa}$$

I coefficienti di sicurezza parziali utilizzati sono i seguenti

$$\gamma_R = 1.25 \text{ (resistenza laterale in trazione)}$$

$$\xi_{a4} = 1.70 \text{ (1 verticale di indagine)}$$

$$\gamma_R * \xi_{a4} = 2.13$$

Tabella 8. Verifica a tiro del micropalo a cavalletto – Sezione A

Ordine	N_Q	D_p	$\alpha\tau_{lim}$	γ_R	ξ	L_a	N_{Rf}	FS
-	kN	mm	kPa	-	-	m	kN	-
1	462	300	130	1.25	1.70	9	519	1.12

Tabella 9. Verifica a tiro del micropalo a cavalletto – Sezione B

Ordine	N_Q	D_p	$\alpha\tau_{lim}$	γ_R	ξ	L_a	N_{Rf}	FS
-	kN	mm	kPa	-	-	m	kN	-
1	270.0	300	130	1.25	1.70	9	519	1.92

9 VERIFICA SOLLEVAMENTO FONDO SCAVO

Relativamente alla paratia longitudinale (sezione A), nel seguito viene riportata la verifica di stabilità al sollevamento del fondo scavo, eseguita ipotizzando la falda alla quota di 34.18 m s.l.m. (-2.6 m da testa paratia, tempo di ritorno 3 anni) e adottando i parametri indicati dalle vigenti NTC 2018.

La verifica risulta soddisfatta.

peso per unità di volume	γ_{sat}	17	kN/m^3
altezza scavo	z_{scavo}	4,07	m
quota falda da p.c.	z_w	2,6	m
altezza paratia	h_p	12	m
profondità piede paratia	z_p	7,93	m
tensione verticale al piede paratia	σ_v	134,81	kN/m^2
pressione idraulica al piede paratia	u_z	94,0	kN/m^2
coefficiente parziale tensione verticale	$\gamma_{G\sigma}$	0,9	
coefficiente parziale pressione idraulica	γ_{Gu}	1,1	
Azione stabilizzante	G_{STB}	121,33	kN/m^2
Azione instabilizzante	V_{INST}	103,4	kN/m^2
Fs	G_{STB} / V_{INST}	1,17	

Si riporta nel seguito in formato tabulare la verifica del tampone di fondo del pozzo nelle condizioni di struttura interna assente e falda a livello pari a quello definito con Tempo di Ritorno pari a 3 anni

I calcoli vengono svolti nelle seguenti ipotesi.

Peso per unità di volume jet grouting $\gamma_{jet} = 18 \text{ kN/m}^3$

coesione interfaccia jet-pali $c_{jet} = 50 \text{ kPa}$

angolo attrito interfaccia jet-pali $\phi_{jet} = 2/3 \text{ angolo di attrito terreno non trattato}$

La verifica è soddisfatta ai sensi delle NTC 2018 in quanto risulta $R_d > U_d$

Quota falda	m s.l.m.	34.2
quota fondo scavo	m s.l.m.	20.4
H Jet	m	5.0
quota fondo tappo	m s.l.m.	15.4
D Pozzo	m	7.0
A pozzo	m ²	38.5
γ jet	kN/m ³	21.0
W tappo	kN	4040.9
$\gamma_{G1, fav}$	-	0.9
Wd	kN	3636.8
z bagnato	m	2.5
σ'	kPa	50
k	0.5	0.5
c	50	50
φ	30	13.3
cd	30	40
φ_d		10.7
tau	kPa	45
P	m	22
Slat	m ²	110
R	kN	4919
Rd	kN	4919
u	kPa	188.2
U	kN	7242.8
$\gamma_{G1, sfav}$	-	1.1
Ud	kN	7967.1
Wd+Rd	kN	8556.2
FS		1.07



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 04 02 001	A	38 di 38

10 VERIFICHE SLE

10.1 Verifica deformazioni

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

$$u = 26 \text{ mm}$$

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

$$u = 10.4 \text{ mm}$$

mentre il cedimento massimo in asse binari è pari a

$$w = 9.95 \text{ mm}$$

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.