

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

## U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

### PROGETTO DEFINITIVO

### RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

**LOTTO 9: Opere Civili e Impianti Tecnologici di Piazzale per il completamento del raddoppio della linea Ponte SP – Bergamo e per lo spostamento provvisorio della linea Treviglio – Bergamo**

#### VI03 - PONTE su Via S. Bernardino

*Opere provvisoriale Spalla B: Relazione di calcolo*

SCALA:

-

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

N B 1 R    0 9    D    0 9    C L    V I 0 3 0 3    0 0 2    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	G. Grimaldi	Feb. 2021	L. Utzeri	Feb. 2021	M. Berlingieri	Feb. 2021	A. Vittozzi Feb. 2021

ITALFERR S.p.A.  
Opere Civili e Gestione delle varianti  
Dott. Ing. Angelo Vittozzi  
Ingegnere della Provincia di Roma  
N° 420783

File: NB1R09D09CLVI0303002A

n. Elab.:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> <b>LOTTO 9</b>  <b>VI03 – PONTE su Via S. Bernardino</b>					
	<i>Opere provvisoriale Spalla B: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NBIR</b>	LOTTO <b>09</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 03 03 002</b>	REV. <b>A</b>

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	5
2.1	Normative e standard di riferimento.....	5
2.2	Elaborati di riferimento.....	6
3	MATERIALI.....	7
3.1	Calcestruzzo per pali e cordoli opere provvisoriale.....	7
3.1.1	<i>Calcestruzzo magro per getti di livellamento</i> .....	7
3.1.2	<i>Calcestruzzo per pali e cordoli opere provvisoriale</i> .....	7
3.2	Acciaio .....	7
3.2.1	<i>Acciaio per armatura strutture in c.a.</i> .....	7
3.2.2	<i>Profilati per micropali</i> .....	8
4	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	9
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	10
5.1	Unità Ug1 – Sabbie ghiaiose e sabbie con ghiaia .....	10
5.1	Unità Ug3b – Argille sabbiose e argille con sabbia.....	10
5.2	Rilevato ferroviario .....	11
5.3	Stratigrafia .....	11
6	CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI.....	12
6.1	Metodologia di calcolo .....	12
7	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018 ....	15
7.1	Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto .....	15
7.2	Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto .....	19
7.3	Modello geometrico di riferimento .....	20
8	ANALISI DELLE OPERE PROVVISORIALI.....	21
8.1	Sezione di calcolo per lo scavo della Spalla B in affiancamento alla linea storica (Paratia $\varnothing 1000$ ) .....	21
8.1.1	<i>Risultati e Verifiche della Paratia <math>\varnothing 1000</math></i> .....	25
8.1.1.1	Risultati (Combinazione SLE) .....	25
8.1.1.2	Risultati e verifiche SLU-STR (combinazione A1+M1+R1) .....	26
8.1.1.3	Verifica SLU-GEO paratia di pali (combinazione A2+M2+R1) .....	33
8.1.1.4	Stima dei cedimenti a tergo dell'opera di sostegno .....	34
8.2	Paratia trasversale micropali $\varnothing 300$ (cavalletto).....	37

8.2.1	<i>Risultati e Verifiche della Paratia Ø300 (cavalletto)</i> .....	41
8.2.1.1	Risultati (Combinazione SLE) .....	41
8.2.1.2	Risultati e verifiche SLU-STR (combinazione A1+M1+R1) .....	41
8.2.1.3	Verifica SLU-GEO paratia di pali (combinazione A2+M2+R1) .....	43
8.2.1.4	Risultati e verifiche SLU-STR e SLU-GEO del vincolo (combinazione A1+M1+R1) .....	45

## 1 PREMESSA

Nell'ambito del *Raddoppio* della linea *Ponte S. Pietro – Bergamo – Montello* si inserisce il *Lotto 9* oggetto di progettazione definitiva.

Nella presente relazione di calcolo sono espone le metodologie e i risultati delle verifiche geotecnicostruzzurali relative alle opere provvisoriale necessarie alla realizzazione della *Spalla B* (SPB) del *PONTE su Via S. Bernardino\_VI03* ubicato al km 1+050 circa.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO</b> <b>LOTTO 9</b>  <b>VI03 – PONTE su Via S. Bernardino</b>				
<i>Opere provvisoriale Spalla B: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NBIR</b>	LOTTO <b>09</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 03 03 002</b>	REV. FOGGIO <b>A 5 di 46</b>

## 2    **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### 2.1   **Normative e standard di riferimento**

Sono state prese a riferimento le seguenti Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento:

- [1]    *Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*
- [2]    *Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018*
- [3]    *RFI DTC SI PS MA IFS 001 D - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture (20 Dicembre 2019)*
- [4]    *RFI DTC SI CS MA IFS 001 D - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale (20 Dicembre 2019)*
- [5]    *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° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO</b> <b>LOTTO 9</b>  <b>VI03 – PONTE su Via S. Bernardino</b>					
<i>Opere provvisoriale Spalla B: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NBIR</b>	LOTTO <b>09</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 03 03 002</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>6 di 46</b>

## 2.2 Elaborati di riferimento

Vengono presi a riferimento tutti gli elaborati grafici progettuali di pertinenza.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO</b> <b>LOTTO 9</b>					
	<b>VI03 – PONTE su Via S. Bernardino</b>					
<i>Opere provvisoriale Spalla B: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NBIR</b>	LOTTO <b>09</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 03 03 002</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>7 di 46</b>

### 3 MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei seguenti paragrafi.

#### 3.1 Calcestruzzo per pali e cordoli opere provvisoriale

##### 3.1.1 Calcestruzzo magro per getti di livellamento

- Classe di resistenza: C12/15
- Classe di esposizione: X0

##### 3.1.2 Calcestruzzo per pali e cordoli opere provvisoriale

- Classe di resistenza: C25/30
- classe di esposizione: XC2
- classe di consistenza: S4
- dimensione massima dell'inerte :  $D_{max} = 32 \text{ mm}$
- copriferro minimo:  $c_{f,min} \geq 60 \text{ mm}$

#### 3.2 Acciaio

##### 3.2.1 Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre a aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

- tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- allungamento caratteristico:  $\geq 7.5 \%$
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:  $f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

### ***3.2.2 Profilati per micropali***

- Acciaio tipo: EN 10025-S275 JR
- Tensione di rottura a trazione:  $f_{tk} \geq 430$  MPa
- Tensione di snervamento:  $f_{yk} \geq 275$  MPa

#### **4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA**

La realizzazione della spalla prevede l'esecuzione di una paratia longitudinale di pali diametro Ø1000 mm disposti ad interasse 1.2 m, di lunghezza 12 m, collegati in testa da un cordolo in calcestruzzo di sezione 1.2x0.80 m. Lo sbalzo massimo è pari a circa 4.0 m. L'opera avrà funzione di sostegno allo scavo in adiacenza alla linea esistente.

Successivamente verrà eseguito uno scavo provvisorio per l'esecuzione della paratia di micropali diametro Ø300 mm disposti ad interasse 0.35 m, di lunghezza 12 m, collegati in testa da un cordolo in calcestruzzo di sezione 0.8x0.30 m, con interasse 1.05 m, verranno realizzati micropali diametro Ø300 mm inclinati 15° sulla verticale (cavalletto). Lo sbalzo massimo è pari a circa 3.30 m.

Infine, verrà realizzata una paratia di micropali diametro Ø200 mm disposti ad interasse 0.25 m, di lunghezza 6 m, collegati in testa da un cordolo in calcestruzzo di sezione 0.4x0.40 m con funzione di sostegno allo scavo in adiacenza a via di San Bernardino. Per le verifiche di quest'ultima paratia si rimanda alla relazione relativa alla pila per la quale sono previste paratie del tutto analoghe.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO</b> <b>LOTTO 9</b>					
	<b>VI03 – PONTE su Via S. Bernardino</b>					
<i>Opere provvisoriale Spalla B: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NBIR</b>	LOTTO <b>09</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 03 03 002</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>10 di 46</b>

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel seguito si riporta la stratigrafia di progetto ed i valori dei parametri geotecnici caratteristici delle unità presenti nel tratto di linea interessato dal progetto.

### 5.1 Unità Ug1 – Sabbie ghiaiose e sabbie con ghiaia

Sabbie medio-grosse e ghiaie eterometriche, talvolta limose, nella parte più superficiale si ha anche la presenza di resti vegetali, di colore marrone grigio, umide. Sono caratterizzate da resistenze medio – alte, con SPT mediamente tra 15 e 50 colpi/30 cm e Vs da prove Masw variabili tra 150 e 400 m/s.

	Ug1
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
$\phi$ (°)	35
$c'$ (kPa)	0
$c_u$ (kPa)	-
$E_{op}$ (MPa)	27.5
$k_v$ (m/s)	1.00E-06

### 5.1 Unità Ug3b – Argille sabbiose e argille con sabbia

Argille sabbiose e argille con sabbia, a volte limose, debolmente ghiaiose, di colore nocciola, da consistenti a molto consistenti. Sono caratterizzate da valori di N<sub>spt</sub> medio alti (generalmente da 20 a 50), valori di pocket penetrometers da 1.0 a 2.5 kg/cm<sup>2</sup>) e Vs da prove Masw nell'ordine dei 300-400 m/s.

	Ug3b
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
$\phi$ (°)	24
$c'$ (kPa)	0
$c_u$ (kPa)	50-100
$E_{op}$ (MPa)	37.5
$k_v$ (m/s)	1.0E-06

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO</b> <b>LOTTO 9</b>					
	<b>VI03 – PONTE su Via S. Bernardino</b>					
<i>Opere provvisoriale Spalla B: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NBIR</b>	LOTTO <b>09</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 03 03 002</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>11 di 46</b>

## 5.2 Rilevato ferroviario

Per i materiali costituenti il rilevato ferroviario sono stati assunti i seguenti parametri

	R
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
$\phi$ (°)	35
$c'$ (kPa)	0
$c_u$ (kPa)	-
$E_{op}$ (MPa)	50
$k_v$ (m/s)	-

## 5.3 Stratigrafia

Nel dimensionamento delle opere è stata considerata la seguente stratigrafia

### Paratia Ø1000

- per profondità comprese tra 0.0 e 6.0m      Unità R
- per profondità comprese tra 6.0 e 9.8m      Unità Ug1
- per profondità maggiori di 9.8m              Unità Ug3b

### Paratia Ø300 (cavalletto)

- per profondità comprese tra 0.0 e 1.8m      Unità R
- per profondità comprese tra 1.8 e 5.6m      Unità Ug1
- per profondità maggiori di 5.6m              Unità Ug3b

Il livello idrico è stato considerato ben al di sotto del piede della paratia.

## 6 CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

### 6.1 Metodologia di calcolo

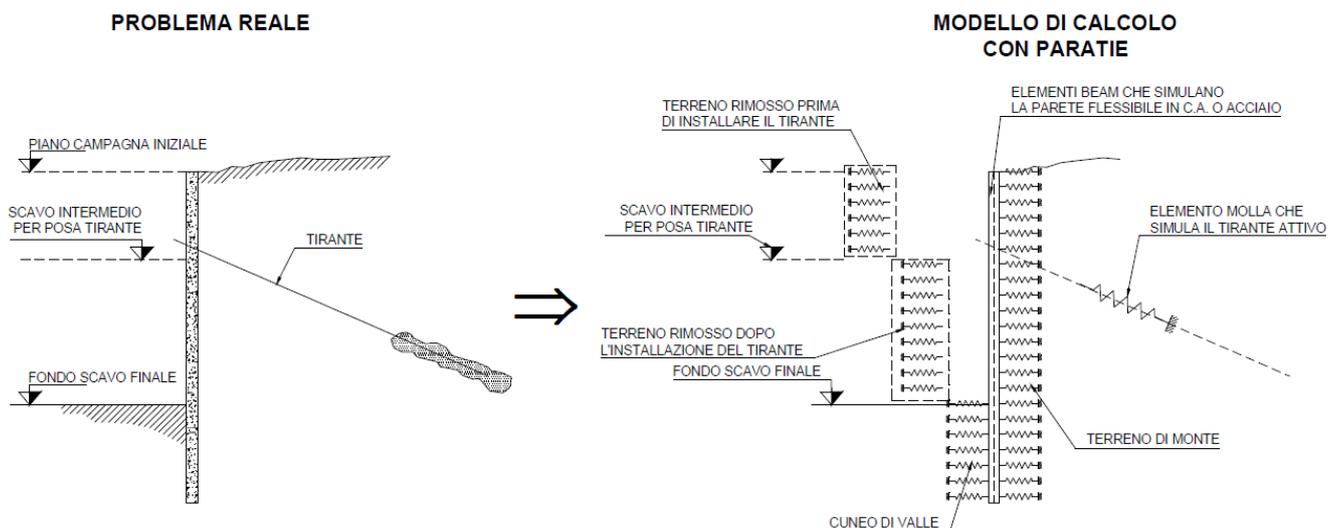
Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le varie fasi di lavoro (scavi e/o eventuale inserimento degli elementi di contrasto), è necessario l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

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".



Al fine di ottenere informazioni attendibili sull'entità delle sollecitazioni e delle deformazioni nelle paratie è necessario poterne seguire il comportamento durante le principali fasi esecutive.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO</b> <b>LOTTO 9</b>  <b>VI03 – PONTE su Via S. Bernardino</b>					
	<i>Opere provvisorie Spalla B: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NBIR</b>	LOTTO <b>09</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 03 03 002</b>	REV. <b>A</b>

A tal riguardo, l'interazione fra la paratia e il terreno, è simulata modellando la prima con elementi finiti caratterizzati da una rigidità flessionale ed il secondo con molle elasto-plastiche connesse ai nodi della paratia di rigidità proporzionale al modulo di rigidità del terreno. Inoltre, è possibile modellare eventuali elementi di sostegno della paratia (tiranti, puntoni) con molle dotate di opportuna rigidità. In particolare, la paratia è schematizzata attraverso un diaframma di spessore equivalente ricavato attraverso la seguente espressione:

$$s_{eq} = \sqrt[3]{12E_m J_p}$$

dove:

Em: modulo elastico del materiale costituente la paratia

Jp: inerzia della sezione della paratia

Il terreno si comporta come un mezzo elastico sino a che il rapporto tra la tensione orizzontale efficace ( $\sigma'_h$ ) e la tensione verticale efficace ( $\sigma'_v$ ) risulta compreso tra il coefficiente di spinta attivo ( $k_a$ ) e passivo ( $k_p$ ), mentre quando il rapporto è pari a  $k_a$  o a  $k_p$  il terreno si comporta come un mezzo elasto-plastico. Questo modello, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidità delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidità di ciascuna di esse,  $k$ , è data da:  $k = E / L$

ove  $E$  è un modulo di rigidità del terreno mentre  $L$  è una grandezza geometrica caratteristica. Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite  $\Delta$ , la rigidità di ogni molla è:  $k = E\Delta / L$

ove  $E$  è un modulo di rigidità del terreno mentre  $L$  è una grandezza geometrica caratteristica. Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite  $\Delta$ , la rigidità di ogni molla è:  $k = E\Delta / L$ .

Il valore di  $\Delta$  è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti. Il valore di  $L$  è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva. Si è scelto: in zona attiva (uphill):

$$L_A = \frac{2}{3} \ell_A \tan(45^\circ - \phi' / 2)$$

in zona passiva (downhill):

$$L_P = \frac{2}{3} \ell_P \tan(45^\circ + \phi' / 2)$$

Dove:  $\ell_A = \min\{l, 2H\}$ ;

Dove:  $\ell_P = \min\{l - H, H\}$

con

l = altezza totale della paratia

H = altezza corrente dello scavo.

La logica di questa scelta è illustrata nella pubblicazione di Becci e Nova (1987). Si assume in ogni caso un valore di H non minore di 1/10 dell'altezza totale della parete.

Il programma consente di seguire le fasi evolutive degli scavi a valle dell'opera, determinando, per ciascuna fase di scavo prevista, la deformata dell'opera e le sollecitazioni e gli stati tensionali nel terreno con essa interagente.

Il software consente di tener conto anche della presenza di vincoli lungo la paratia, sia di tipo elastico (molle /tiranti) che di tipo rigido.

La presenza dei tiranti viene infine schematizzata dal software come dei vincoli elastici, la cui deformabilità dipende dalle caratteristiche della sezione resistente in acciaio dei tiranti e dalla lunghezza libera degli stessi, eventualmente incrementata di una quantità funzione dell'efficienza ( $\leq 1$ ) associata al bulbo di ancoraggio.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> <b>LOTTO 9</b>  <b>VI03 – PONTE su Via S. Bernardino</b>					
	<i>Opere provvisoriale Spalla B: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NBIR</b>	LOTTO <b>09</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 03 03 002</b>	REV. <b>A</b>

## 7 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche, oltre a specifiche da adottare per il caso delle Paratie di Sostegno.

### 7.1 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 17/01/08, con i criteri del metodo **semiprobabilistico agli stati limite** basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. La normativa distingue inoltre tra **Stati Limite Ultimi** e **Stati Limite di esercizio**.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite ultimi** di resistenza è stata effettuata con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:  $R_d \geq E_d$ . Dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right] \quad \text{oppure} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

Il coefficiente  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj} = \gamma_{Ej}$ , associati rispettivamente al materiale  $i$ -esimo e all'azione  $j$ -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 17.01.18, la verifica della condizione  $R_d \geq E_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo Approccio progettuale (**Approccio 1**) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

**A1+M1+R1**

**A2+M2+R2**

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

- **EQU** perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.
- **STR** raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.
- **GEO** raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;
- **UPL** perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).
- **HYD** erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 17.01.18 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

**Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. 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 parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO</b> <b>LOTTO 9</b>					
	<b>VI03 – PONTE su Via S. Bernardino</b>					
<i>Opere provvisoriale Spalla B: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NBIR</b>	LOTTO <b>09</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 03 03 002</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>17 di 46</b>

coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite di esercizio** viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 17.01.18, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa, di seguito riportati per completezza:

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_n$ .

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto come già illustrati al paragrafo precedente:

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera. (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc..)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera. (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc..). Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> <b>LOTTO 9</b>					
	<b>VI03 – PONTE su Via S. Bernardino</b>					
<i>Opere provvisoriale Spalla B: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NBIR</b>	LOTTO <b>09</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 03 03 002</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>19 di 46</b>

## 7.2 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Per le paratie, al § 6.5.3.1.2 del DM 17.01.18 viene specificato che si devono considerare almeno i seguenti **Stati Limite Ultimi**, accertando che la condizione  $R_d \geq E_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

*SLU di tipo geotecnica (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.

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

Con riferimento infine agli **Stati Limite di Esercizio**, bisogna controllare che gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di eventuali manufatti adiacenti, oltre che verificare, nei riguardi degli aspetti strutturali, la compatibilità degli stati tensionali dei materiali costituenti l'opera.

In aggiunta a quanto sopra, al § C6.5.3.1.2 della Circolare Applicativa n 7 del 21 gennaio 2019 viene inoltre specificato quanto segue:

Nelle verifiche nei confronti di stati limite ultimi geotecnici delle paratie, si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed eventualmente della struttura e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia o con parte di essa. Le analisi devono essere condotte con la Combinazione 2

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO</b> <b>LOTTO 9</b>  <b>VI03 – PONTE su Via S. Bernardino</b>				
<i>Opere provvisoriale Spalla B: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NBIR</b>	LOTTO <b>09</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 03 03 002</b>	REV. FOGLIO <b>A 20 di 46</b>

(A2+M2+R1),

Nelle verifiche nei confronti di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali l'analisi deve essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1.

In relazione a tali specifiche integrative contenute nella Circolare Applicativa, ciascuno degli Stati Limite di verifica previsti per le Paratie, è stato esaminato riferendosi alla Combinazioni 1 per il caso deli Stati Limite STR ed alla Combinazione 2 per gli Stati Limite (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

### 7.3 Modello geometrico di riferimento

Secondo quanto indicato al paragrafo 6.5.2.2 delle NTC2018, il modello geometrico deve tenere conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali. 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;
- 0,50 m.

Cautelativamente in fase di analisi la quota di fondo scavo è stata incrementata di 0.50 m.

Il suddetto paragrafo non si applica per le verifiche idrauliche.

## 8 ANALISI DELLE OPERE PROVVISORIALI

### 8.1 Sezione di calcolo per lo scavo della Spalla B in affiancamento alla linea storica (Paratia ø1000)

#### Paratia di pali in c.a.:

- $D_p = 1000$  mm                      diametro di perforazione
- $i = 1.2$  m                              interasse longitudinale tra i pali
- $L = 12.0$  m                            lunghezza del palo

#### Geometria Sezione Di Calcolo

La massima altezza di scavo è di 4.0 m. Tale valore è stato incrementato rispetto a quello nominale di 0.5 m.

Altezza fuori terra	4.50	[m]
Profondità di infissione	7.50	[m]
Altezza totale della paratia	12.0	[m]
Numero di file di pali	1	[m]
Interasse fra i pali della fila	1.20	[m]
Diametro pali	1.0	[m]

Nome: pali 1000/1200

Inerzia Equivalente: 0.0409 m<sup>4</sup>/m

Area Equivalente: 0.6545 m

Mat. omogeneizzazione: C25/30

Da utilizzare per:

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

**Geometria e materiali**

Custom

Materiale:  Inerzia:  m<sup>4</sup>/m Area:  m<sup>2</sup>/m

Diagramma o Pali

Calcestruzzo

Materiale: C25/30

Spessore: Ct 0.6 m

Diametro: Cd 1 m

Passo: Cs 1.2 m

Acciaio

Materiale: Fe360

Profilo:

Passo: Ss 1.2 m

Anteprima

Nel calcolo si è tenuto conto del carico accidentale dovuto al transito dei convogli ferroviari sulla linea storica pari a  $q_{acc} = 56.4$  kPa uniformemente distribuito a cavallo dei due assi della linea storica. Di seguito si esplicitano i calcoli per la sua valutazione. Il sovraccarico accidentale, rappresentato dal transito di un treno di categoria LM71, è caratterizzato da 4 assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60m in direzione longitudinale e da un carico distribuito pari a 80kN/m in entrambe le direzioni.

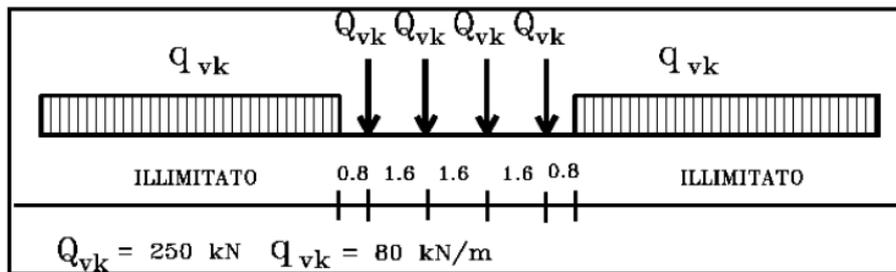


Figura 1 – Modello di carico LM71

Tale carico viene ripartito in senso trasversale al rilevato, su una traversa ( $L = 2.60$  m) e dunque sulla superficie di riferimento definita dalla figura che segue:

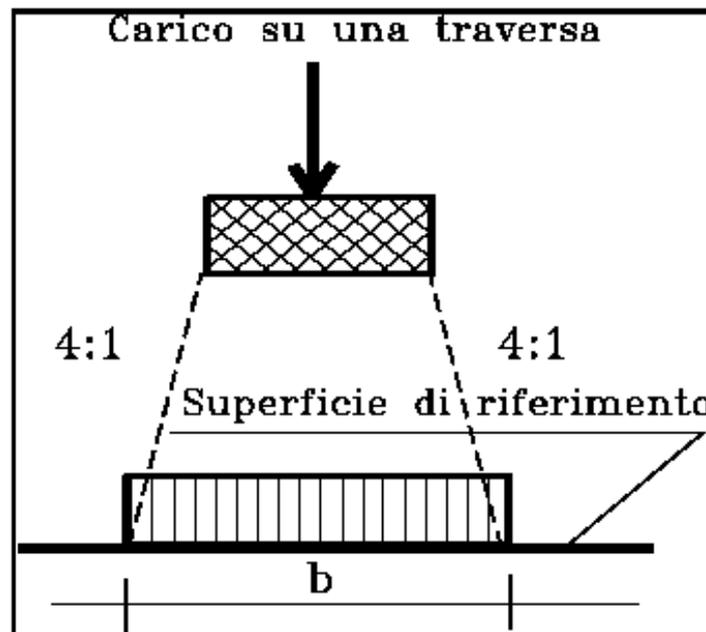


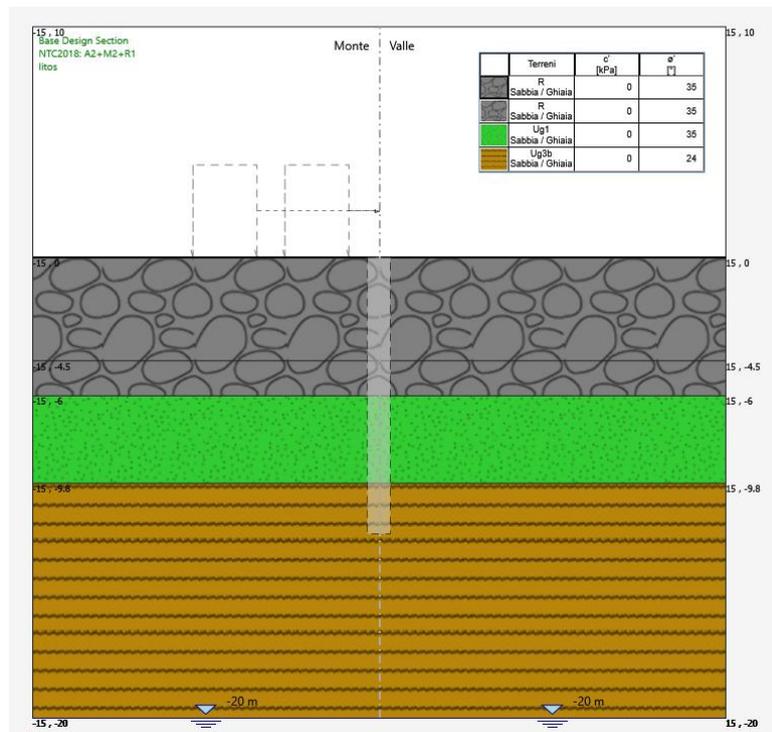
Figura 2 – Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast

Sulla base dello schema la larghezza complessiva risulta pari a  $b = 2.60 + 2 \cdot 0.35 / 4 = 2.77$  m, avendo

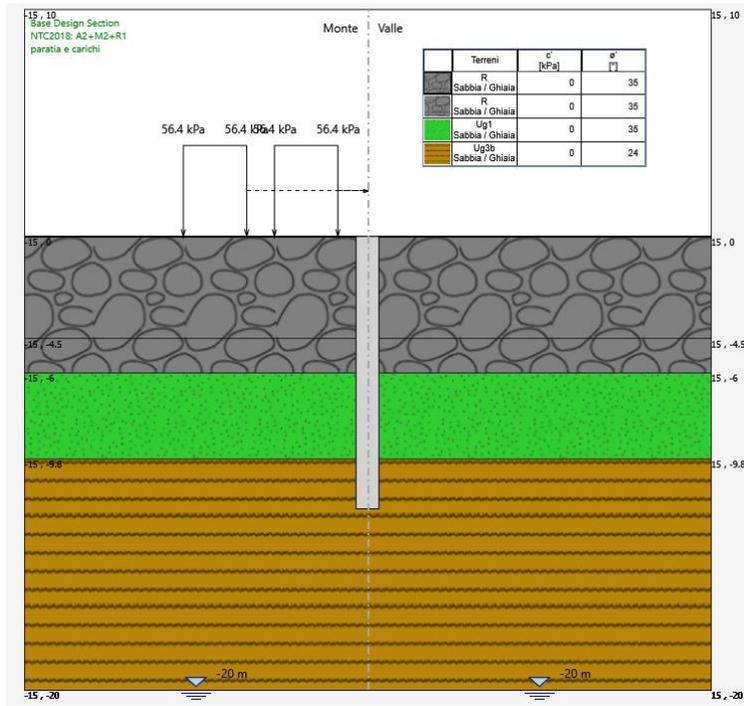
assunto per il ballast uno spessore di 35 cm. Il carico sulla superficie di riferimento (estradosso dello strato supercompattato), risulta dunque pari a:  $q_{acc} = (4 \times 250) / (4 \times 1.6) / 2.77 = 56.4 \text{ kPa}$ .

Di seguito si riportano le fasi di calcolo che sono state analizzate in successione.

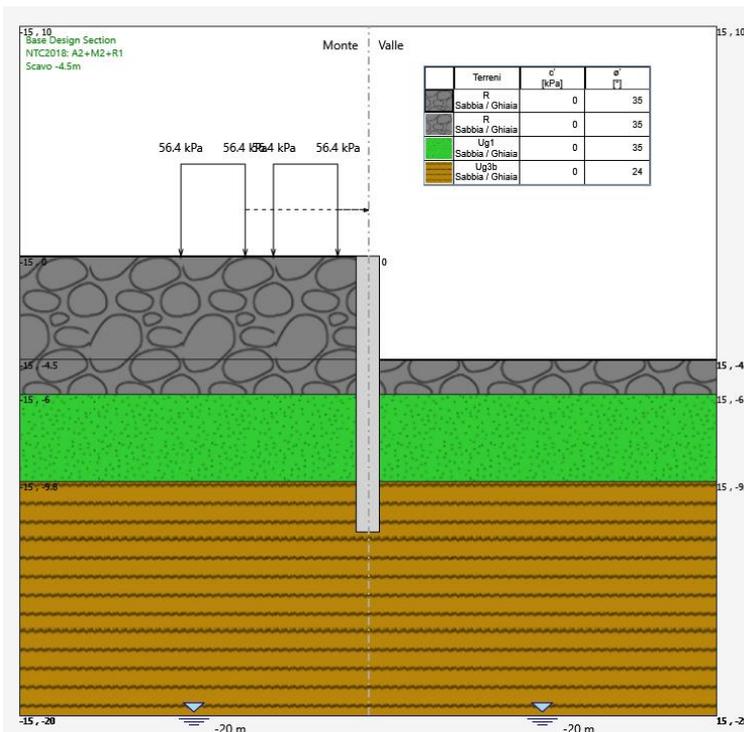
### FASE 0: Generazione stato tensionale iniziale



**FASE 1: Installazione delle paratie di pali e attivazione dei sovraccarichi**



**FASE 2: Scavo fino ad una profondità di 4.50 m dal p.c**

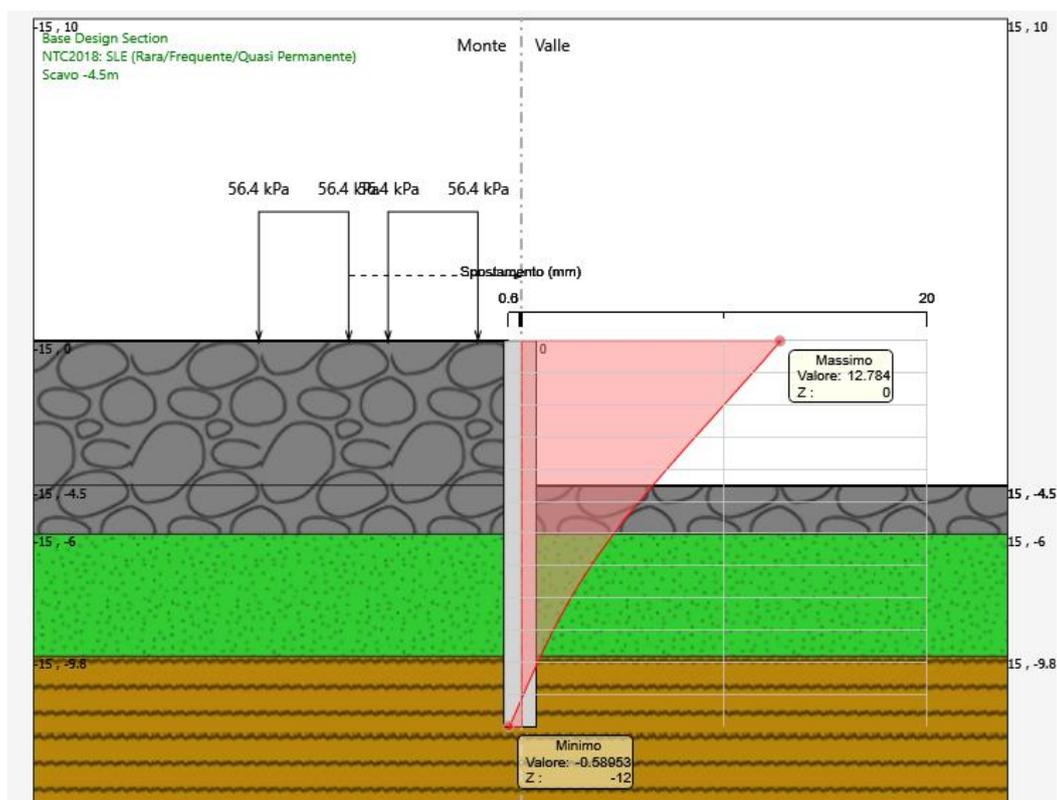


### 8.1.1 Risultati e Verifiche della Paratia Ø1000

Nel seguito si espongono, in sintesi, i principali risultati di interesse progettuale.

#### 8.1.1.1 Risultati (Combinazione SLE)

Dall'involuppo degli spostamenti in combinazione SLE si osserva che lo spostamento massimo orizzontale della paratia risulta pari a circa 13 mm.



### 8.1.1.2 Risultati e verifiche SLU-STR (combinazione A1+M1+R1)

Dall'involuppo del momento flettente in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia si ha ad una quota di 7.0 m da testa palo e risulta pari a 244.6 kNm/m.

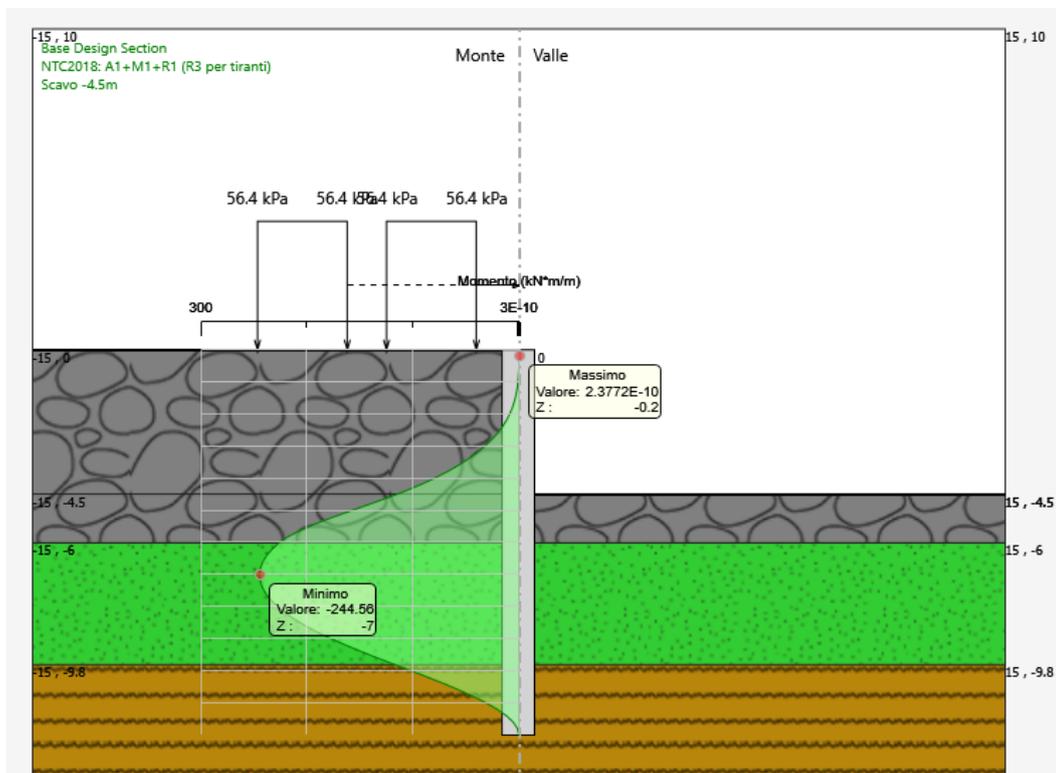


Figura 3: momento flettente allo SLU-STR

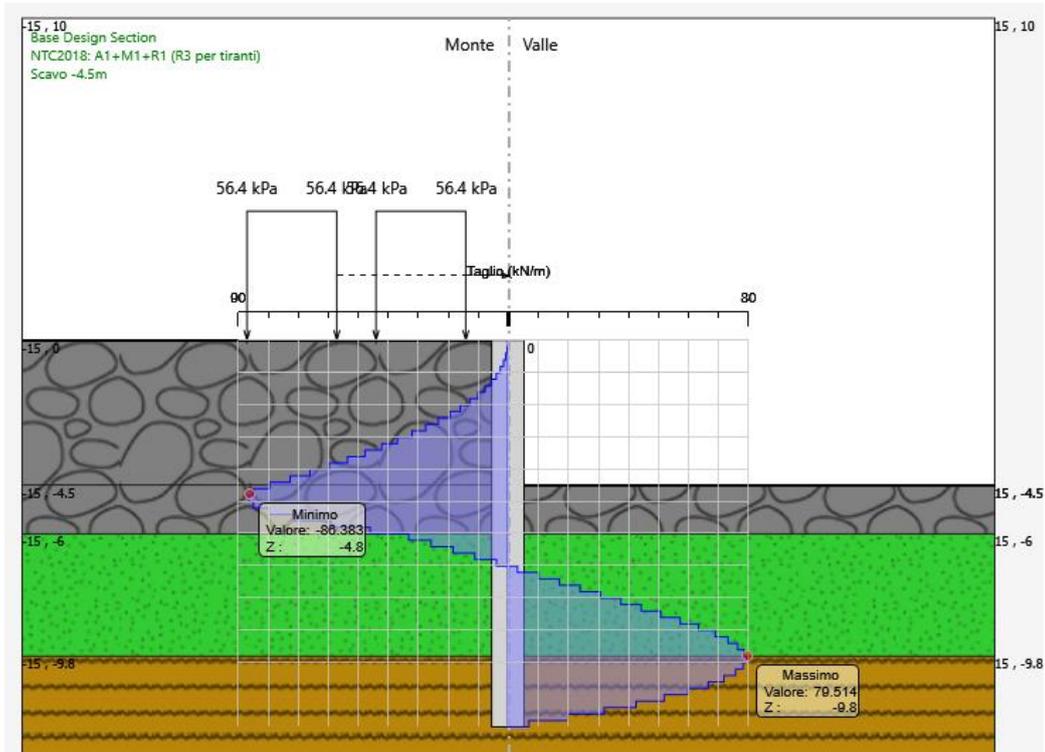


Figura 4: forza di taglio allo SLU-STR

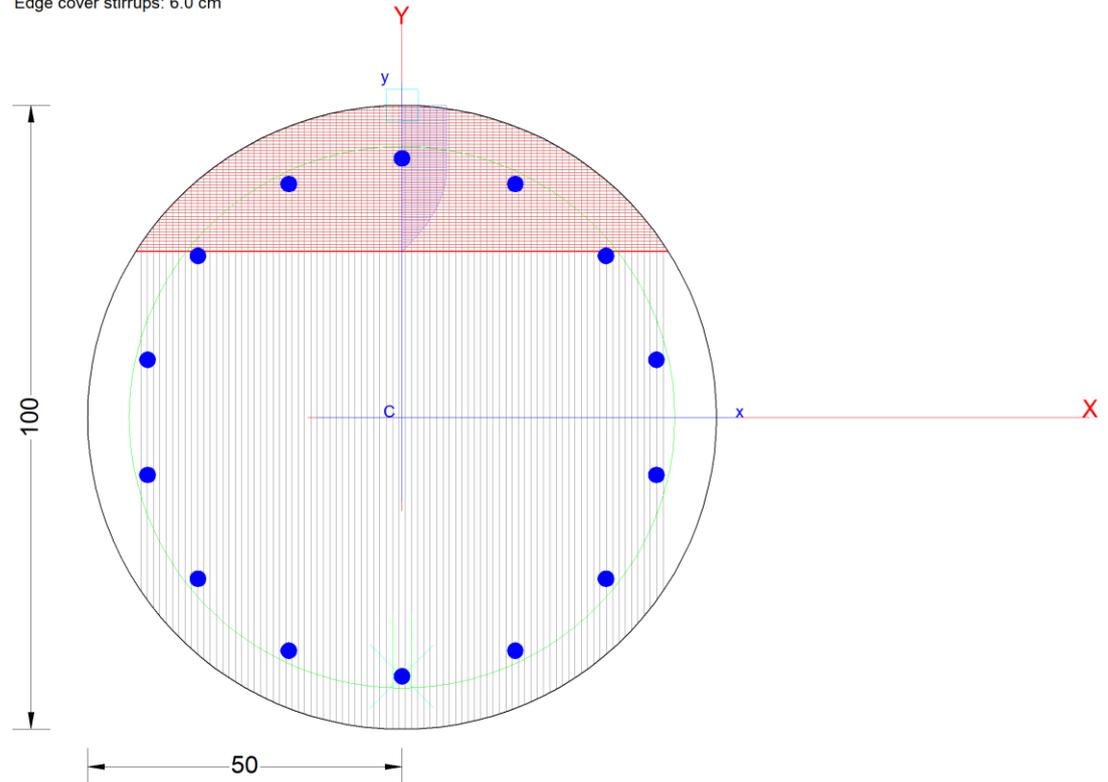
combinazione (-)	M (kN*m/m)	profondità (m)	V (kN/m)
SLU-STR	244.6	7.0	86.4
SLE	180.1	7.0	-

combinazione (-)	D <sub>palo</sub> (m)	i <sub>palo</sub> (m)	M (kN*m)	N (kN)	V (kN)
SLU-STR	1.0	1.2	293.5	137.4	103.7
SLE	1.0	1.2	216.1	137.4	-

Tabella 1: riepilogo delle sollecitazioni sulla paratia di pali

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali dei pali condotte mediante l'ausilio del software RC-SEC. L'armatura del palo è costituita da 14 $\phi$ 26 e spirale  $\phi$ 12/20.

Section name: palo1000\_VI03.secEC Comb. n. 1 (U.L.S.)  
Edge cover long. bars: 7.2 cm Edge cover stirrups: 6.0 cm

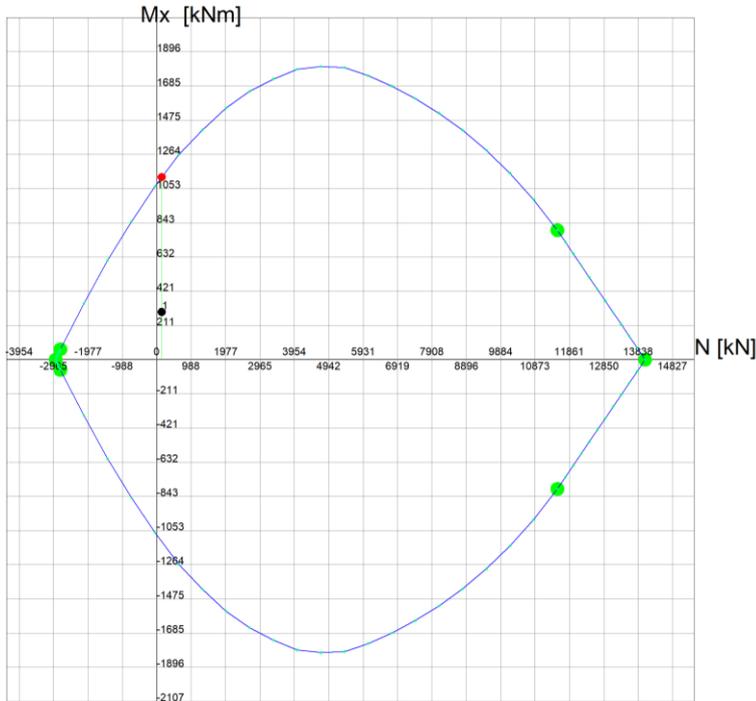


Fattore di sicurezza a pressoflessione= 3.83

Fattore di sicurezza a taglio= 8.54

Max tensione acciaio= 20.6

Max tensione cls= 1.99 MPa



Grid spacing Mx = 211 kNm      Grid spacing N = 988 kN

### GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

#### Section Name: palo1000\_VI03.secEC

Section description:

Section type:	Beam
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Type of bending:	Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia

### MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C25/30
	Design compressive strength fcd:	14.2 MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	7.1 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0111 Mpa(§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	31475.8 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.6 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	15.0 kN/cm <sup>2</sup>
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa

Tensile strength $f_{tk}$ :	450.0	MPa
Design yield stress $f_{yd}$ :	391.3	MPa
Design strength $f_{td}$ :	391.3	MPa
Design ultimate strain $\epsilon_{su}$ :	0.068	
Mean elastic modulus $E_s$ :	200000.0	MPa
SLS Charact. - $S_s$ Limit:	360.00	MPa

### GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Circular  
Concrete Class: C25/30

Radius: 50.0 cm  
X center: 0.0 cm  
Y center: 0.0 cm

### CIRCULAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

Gen.N. Number of generated bars of the current linear generation  
Xcenter X-Coordinate [cm] center of circle along which are disposed the generated bars  
Ycenter Y-Coordinate [cm] center of circle along which are disposed the generated bars  
Radius Radius [cm] of circle along which are disposed the generated bars  
N. Bars Number of equidistant generated bars  
 $\emptyset$  Diameter [mm] of each generated bar

Gen.N.	Xcenter	Ycenter	Radius	N. Bars	$\emptyset$
1	0.0	0.0	41.5	14	26

### SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 12 mm  
Spacing of stirrups: 20.0 cm

Stirrups: One hoop

### ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

$M_{X d}$  Design bending force [kNm] around X axis of reference system  
 $V_{Y d}$  Design shear component [kN] parallel to Y reference axis

Comb.	N d	$M_{x d}$	$V_{y d}$
1	137.40	293.50	103.70

### SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)  
MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.	N	$M_x$	$M_y$
1	137.40	216.10	0.00

### CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 7.2 cm  
 Min distance between longitudinal bars: 15.9 cm  
 Min edge cover of stirrups: 6.0 cm

### ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check Result of check  
 N Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)  
 Mx Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia  
 N ult Axial force capacity [kN] (+ if compressive)  
 Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia  
 S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult, My ult) to (N, Mx, My). Check OK if ratio >=1.00  
 As Tension Area [cm<sup>2</sup>] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	137.40	293.50	137.47	1124.91	3.833	47.8(0.0)

### ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max Ultimate compressive strain in concrete  
 ec\* Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec\*>0 then the section is all compressed)  
 Xc max X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max  
 Yc max Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max  
 es max Max strain in steel bars (+ if compressive)  
 Xs max X-coordinate [cm] of bar in wich is es max  
 Ys max Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max  
 es min Min strain in steel bars (+ if compressive)  
 Xs min X-coordinate [cm] of bar in wich is es min  
 Ys min Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00291	0.0	50.0	0.00223	0.0	41.5	-0.01018	0.0	-41.5

### ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O  
 x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section  
 D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000149486	-0.003974276	0.256	0.760

### ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Stirrup diameter: 12 mm  
 Stirrups spacing(pitch): 20.0 cm < Max spacing for code = 39.0 cm  
 Area stirrup/m: 11.6 cm<sup>2</sup>/m > Stirrup area strictly necessary for shear = 1.4cm<sup>2</sup>/m  
 Area stirrups/m: 11.6 cm<sup>2</sup>/m > Min. Area stirrup bars (9.5N) = 7.3cm<sup>2</sup>/m

Check Result of check  
 Ved Design Shear Vy [kN] orthogonal to neutral axis  
 Vrd,max Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]  
 Vrd,s Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]  
 Zm Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis:  
 are not included strips without an extreme compressed.  
 The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.  
 Dm Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.  
 bw Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis =  
 = ratio of area of resistant strips to Zmed value

*Opere provvisoriale Spalla B: Relazione di calcolo*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 03 002	A	32 di 46

Ctg Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)  
 Ast min Min area [cm<sup>2</sup>/m] of stirrups: Ast min = 100\*rw\*bw. In which rw is given from (9.5N) EC2  
 Ast Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm<sup>2</sup>/m]  
 A.Eff Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm<sup>2</sup>/m]

Comb.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Ctg	Ast min	Ast	A.Eff
1	OK	103.70	1576.35	885.24	78.2 86.9	82.5	2.50	7.3	1.4	11.6

### SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Considered if not less than -fctm  
 Check Result of Check  
 Reg Number of current concrete sub-region of the cross section  
 Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets  
 Xc max, Yc max X-coordinates, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)  
 Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets  
 Xs min, Ys min X-coordinates, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)  
 Ac eff Effective tension area [cm<sup>2</sup>] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)  
 As eff Area of tension steel bars [cm<sup>2</sup>] within Ac eff (for crack width control)  
 r eff Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.99 (15.0)	0.0	0.0	-20.6 (360.0)	0.0	---	0	---	---

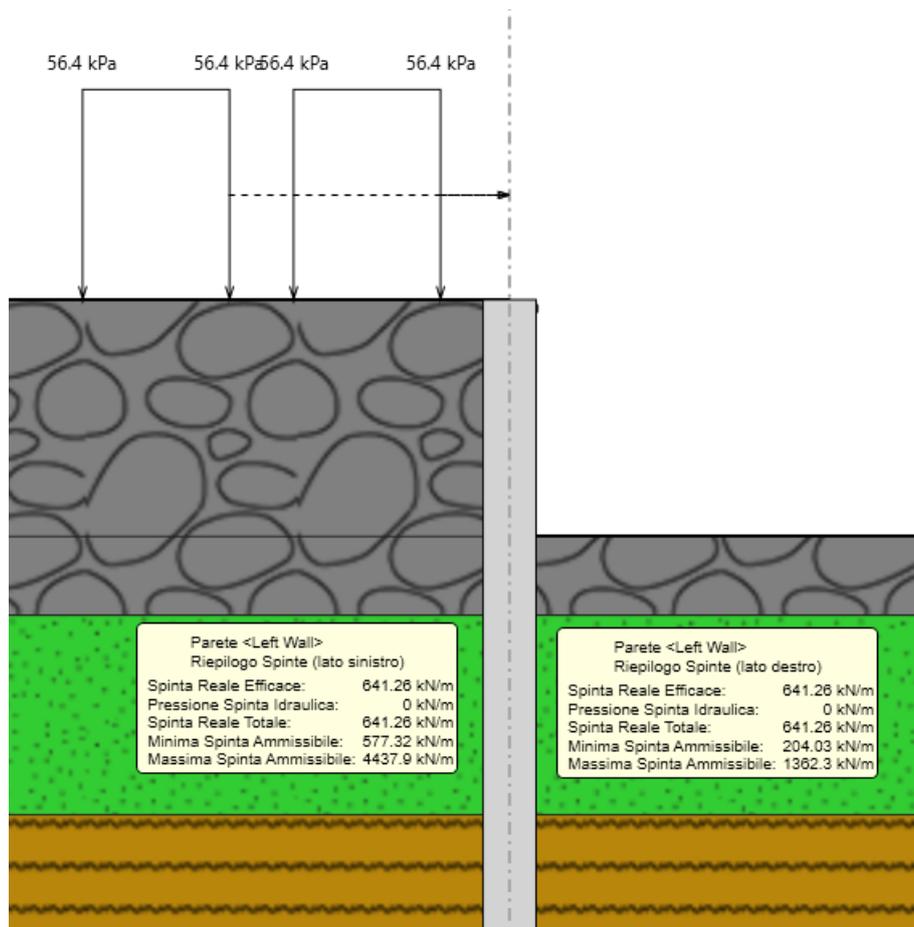
### SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds fctm in at least one combination  
 Check Result of check  
 e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section  
 e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section  
 k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]  
 kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]  
 k2 = 0.5 for bending; =(e1 + e2)/(2\*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex  
 Ø Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]  
 e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]  
 Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es  
 sr max Max final crack [mm] spacing  
 wk Calculated value [mm] of crack width = sr max\*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets  
 MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm]  
 MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	0.00000	0	---	---	---	---	---	328.39	0.00

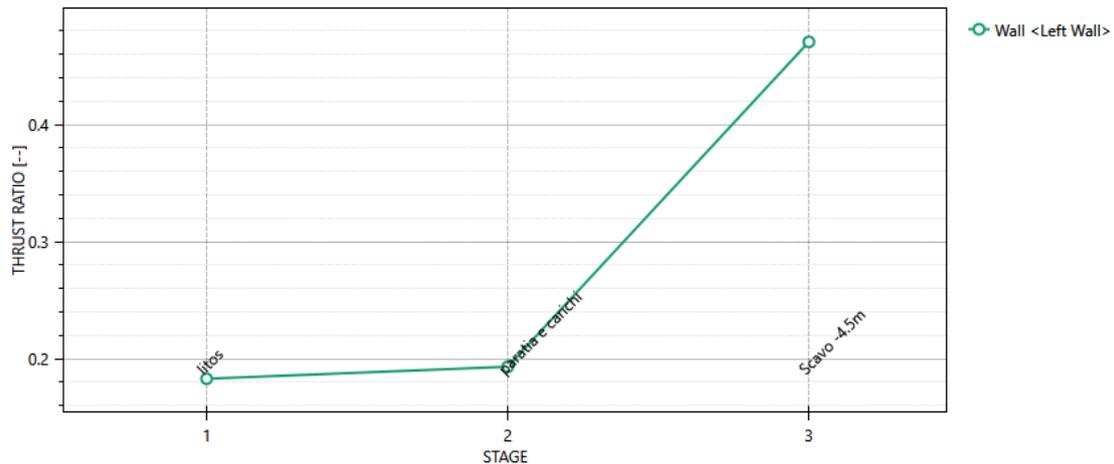
### 8.1.1.3 Verifica SLU-GEO paratia di pali (combinazione A2+M2+R1)

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è circa il 47%



### Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>



### Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

**Result Title :Wall <Left Wall>**

#### **STAGE THRUST\_RATIO [--]**

1	0.183
2	0.193
3	0.471

#### 8.1.1.4 Stima dei cedimenti a tergo dell'opera di sostegno

Considerato che nel presente caso a monte dell'opera di sostegno è presente la linea in esercizio (doppio binario), si è provveduto ad eseguire una valutazione dell'entità dei cedimenti indotti dagli scavi verificando che gli stessi non ne compromettessero la sicurezza e la funzionalità.

Perché la funzionalità del binario possa considerarsi mantenuta è necessario che i cedimenti a piano campagna indotti dallo spostamento della paratia siano contenuti entro i seguenti limiti (documento di riferimento: RFI TCAR ST AR 01 001 D – Standard di qualità geometrica del binario e parametri di dinamica di marcia per velocità fino a 300 km/h):

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO</b> <b>LOTTO 9</b>  <b>VI03 – PONTE su Via S. Bernardino</b>				
<i>Opere provvisoriale Spalla B: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NBIR</b>	LOTTO <b>09</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 03 03 002</b>	REV. FOGLIO <b>A 35 di 46</b>

Livello di qualità 3 e  $120 \leq V \leq 160$  km/h

Livello longitudinale (L)  $\leq 17$  mm

Livello trasversale (XL)  $\leq 20$  mm

Sghembo su base 3 m ( $\Upsilon_{3m}$ )  $\leq 5.8$  mm

Per il calcolo dei cedimenti indotti a piano campagna si è utilizzato il metodo di Boone e Westland (2006) implementato nel codice di calcolo Paratie Plus. Tale metodo consente una stima indiretta di prima approssimazione dei cedimenti verticali, e si basa su valutazioni di tipo volumetrico: i cedimenti della superficie libera del terreno a monte e a valle possono essere stimati calcolando il volume di terreno che subisce uno spostamento orizzontale a seguito della deformata dell'opera di sostegno.

Per il calcolo del livello longitudinale massimo (L) è stato considerato cautelativamente il massimo cedimento calcolato in corrispondenza dei binari.

Inltre, ai fini del calcolo dello sghembo ( $\Upsilon_{3m}$ ), sono stati confrontati i cedimenti in corrispondenza della sezione di scavo massimo, ovvero quella considerata per il dimensionamento geotecnico-strutturale (vedi paragrafi precedenti), ed i cedimenti in corrispondenza di una sezione posta a 3m, pari alla base dello sghembo, avente scavo nominale ridotto a 1m.

Nelle immagini riportate di seguito sono riportati i profili di cedimento ottenuti a piano campagna. Come si vede, i cedimenti calcolati in corrispondenza della sezione con scavo ridotto sono praticamente nulli.

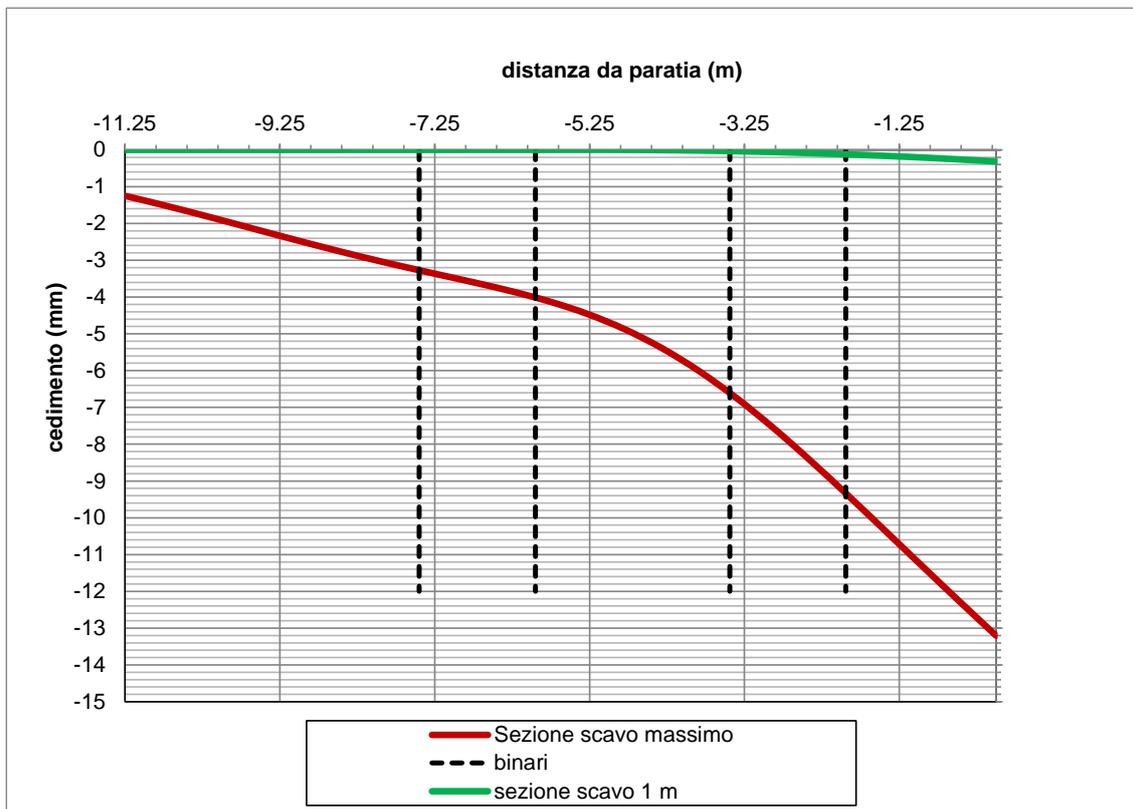


Figura 5: andamento dei cedimenti a tergo dell'opera di sostegno

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche le quali sono soddisfatte.

asse 1	scavo max	scavo 1m		
cedimento bin. sx=	6.6	0.12	mm	
cedimento bin. dx=	9.4	0.035	mm	
<b>Asse 2</b>				
cedimento bin. sx=	3.2	0.002	mm	
cedimento bin. dx=	4	0.001	mm	
LIVELLO TRASVERSALE MAX (XL)=		2.8	mm	ok<=20 mm
LIVELLO LONGITUDINALE (XL)=		9.40	mm	ok<=17 mm
SGHEMBO MAX su base 3 m ( $\gamma_{3m}$ ) =		2.72	mm	ok<=5.8 mm

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO</b> <b>LOTTO 9</b>					
	<b>VI03 – PONTE su Via S. Bernardino</b>					
<i>Opere provvisorie Spalla B: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NBIR</b>	LOTTO <b>09</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 03 03 002</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>37 di 46</b>

## 8.2 Paratia trasversale micropali ø300 (cavalletto)

### Paratia di micropali:

- $D_p = 300$  mm                      diametro di perforazione
- $i = 0.35$  m                            interasse longitudinale tra i pali
- $L = 12.0$  m                            lunghezza del palo

### Armatura dei micropali:

- $D_e = 193.7$  mm                      diametro tubolare
- $s = 10$  mm                            spessore

La paratia è vincolata in testa con micropali, uguali a quelli che costituiscono la paratia, inclinati  $15^\circ$  sulla verticale e posti a passo 1.05m.

### Geometria Sezione Di Calcolo

La massima altezza di scavo è di circa 3.30 m. Tale valore è stato incrementato rispetto a quello nominale di 0.5 m.

Altezza fuori terra	3.80	[m]
Profondità di infissione	8.20	[m]
Altezza totale della paratia	12.0	[m]
Numero di file di pali	1	[m]
Interasse fra i pali della fila	0.35	[m]
Diametro pali	0.30	[m]

Nel calcolo si è tenuto conto del carico accidentale pari a  $q_{acc} = 10$  kPa uniformemente distribuito in testa alla paratia.

Nome: micropali 300/350

Inerzia Equivalente: 0.0002 m<sup>4</sup>/m

Area Equivalente: 0.0443 m

Mat. omogeneizzazione: S275

Da utilizzare per:

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

Geometria e materiali

Custom

Materiale: Inerzia: m<sup>4</sup>/m Area: m<sup>2</sup>/m

Diaphragma o Pali

Calcestruzzo

Materiale: C25/30

Spessore: Ct: 0.6 m

Diametro: Cd: 0.3 m

Passo: Cs: 0.35 m

Acciaio

Materiale: S275

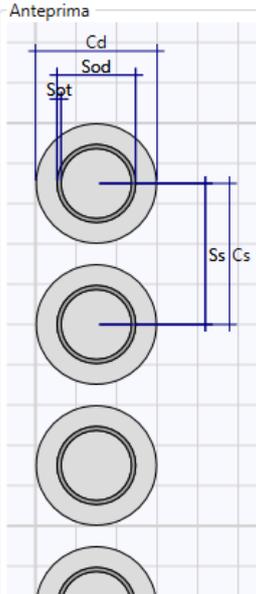
Profilo: CHS193.7\*10

Passo: Ss: 0.35 m

Diametro: Sod: 0.1937 m

Spessore: Sot: 0.01 m

Anteprima

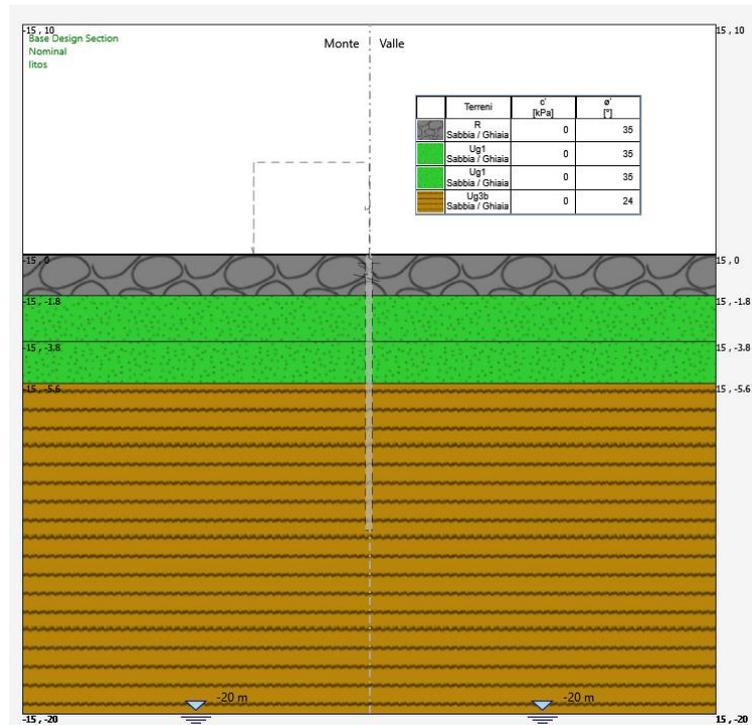


Il vincolo è stato modellato per mezzo di una molla di costante elastica di valore pari alla rigidezza del tratto “libero” del micropalo-tirante. Ammettendo che la lunghezza fissa sia quella situata oltre il cuneo di spinta attiva (calcolato a partire dal piede della paratia e considerando l’angolo di attrito dell’unità Ug3b pari a 24°) si ottiene::

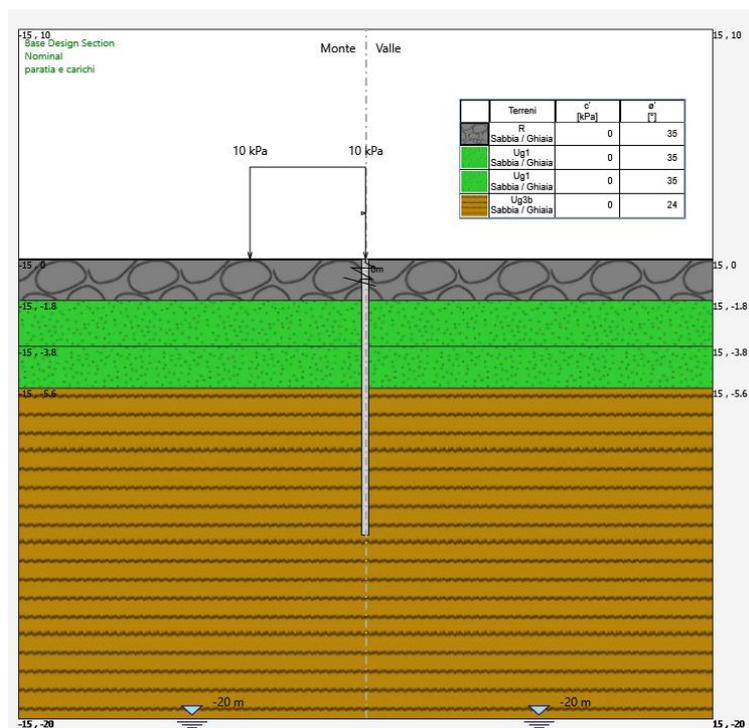
- Lunghezza di fondazione=  $L_F = 3.2$  m
- Lunghezza tratto “libero”=  $L_L = 8.8$  m
- Interasse micropali inclinati=  $i = 1.05$  m
- Costante elastica vincolo=  $k = (EA/L)/i = (210000 \cdot 0.0029 / 8.8) / 1.05 = 67.4$  MN/m

Di seguito si riportano le fasi di calcolo che sono state analizzate in successione.

**FASE 0: Generazione stato tensionale iniziale**



**FASE 1: Installazione delle paratie di pali e attivazione dei sovraccarichi**



**FASE 2: Scavo fino ad una profondità di 3.80 m dal p.c**

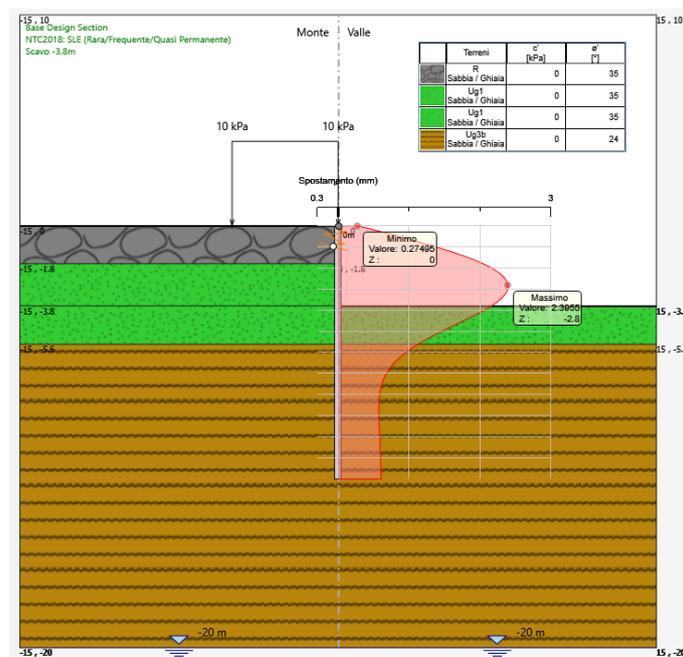


### 8.2.1 Risultati e Verifiche della Paratia Ø300 (cavalletto)

Nel seguito si espongono, in sintesi, i principali risultati di interesse progettuale.

#### 8.2.1.1 Risultati (Combinazione SLE)

Dall'involuppo degli spostamenti in combinazione SLE si osserva che lo spostamento massimo orizzontale della paratia risulta pari a circa 2.4 mm.



#### 8.2.1.2 Risultati e verifiche SLU-STR (combinazione A1+M1+R1)

Dall'involuppo del momento flettente in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia si ha ad una quota di 2.6 m da testa palo e risulta pari a 39.4 kNm/m.

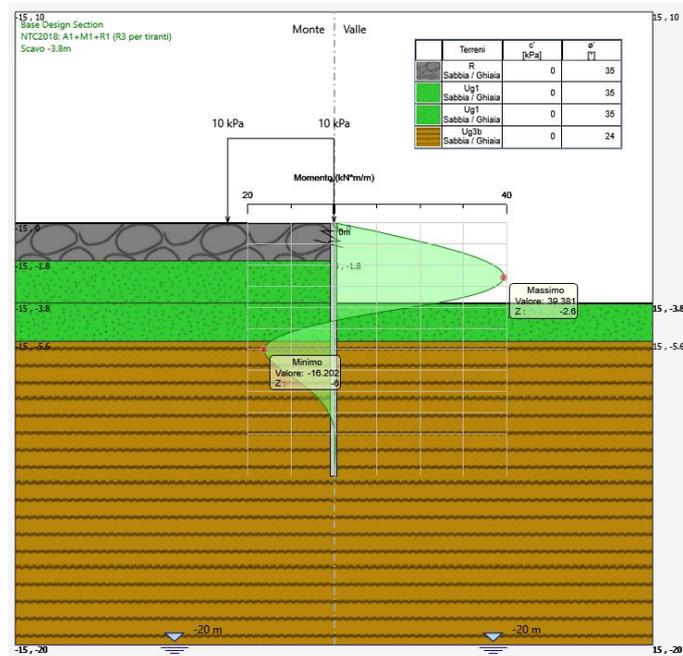


Figura 6: momento flettente allo SLU-STR

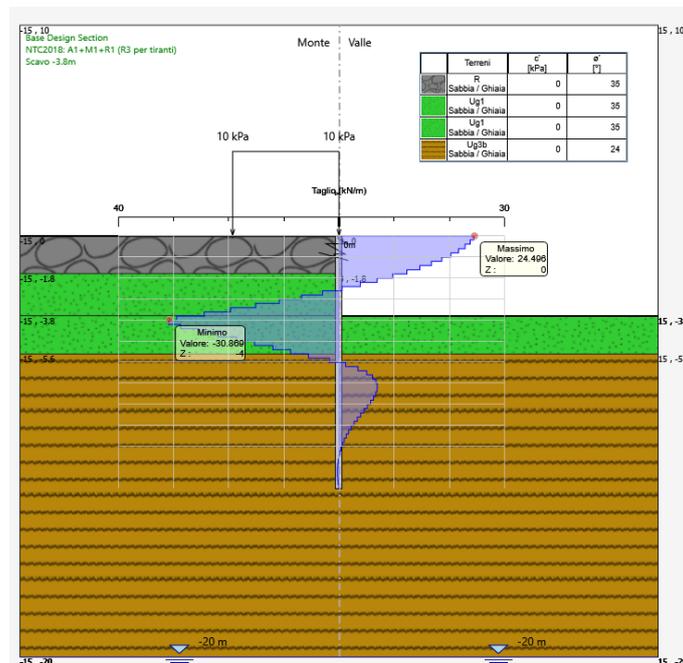


Figura 7: forza di taglio allo SLU-STR

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali dei micropali.

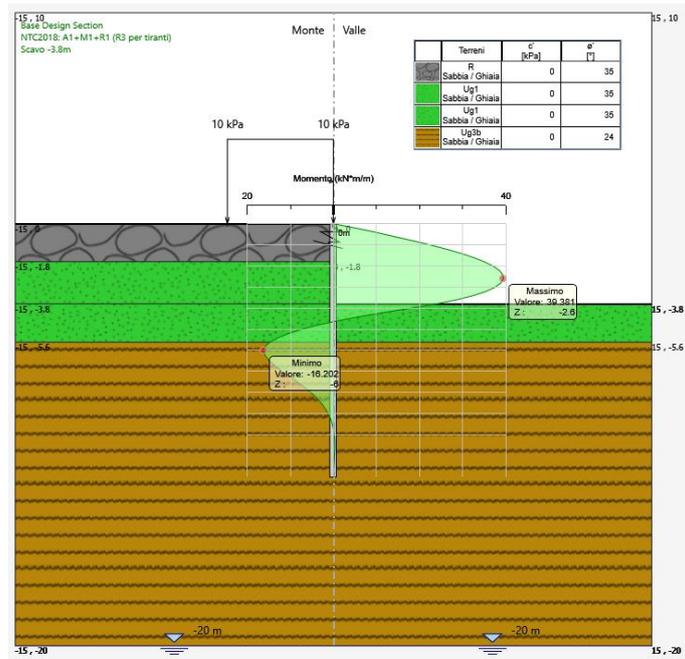


Figura 8: tasso di sfruttamento a flessione

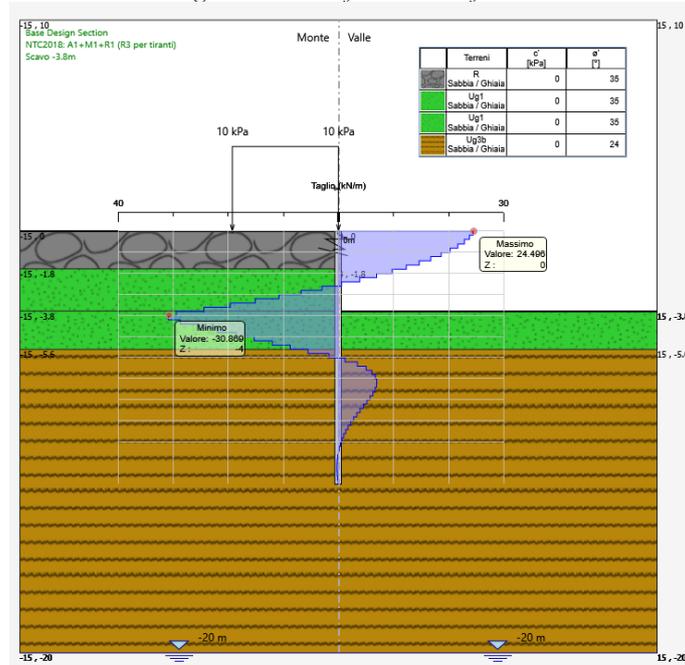
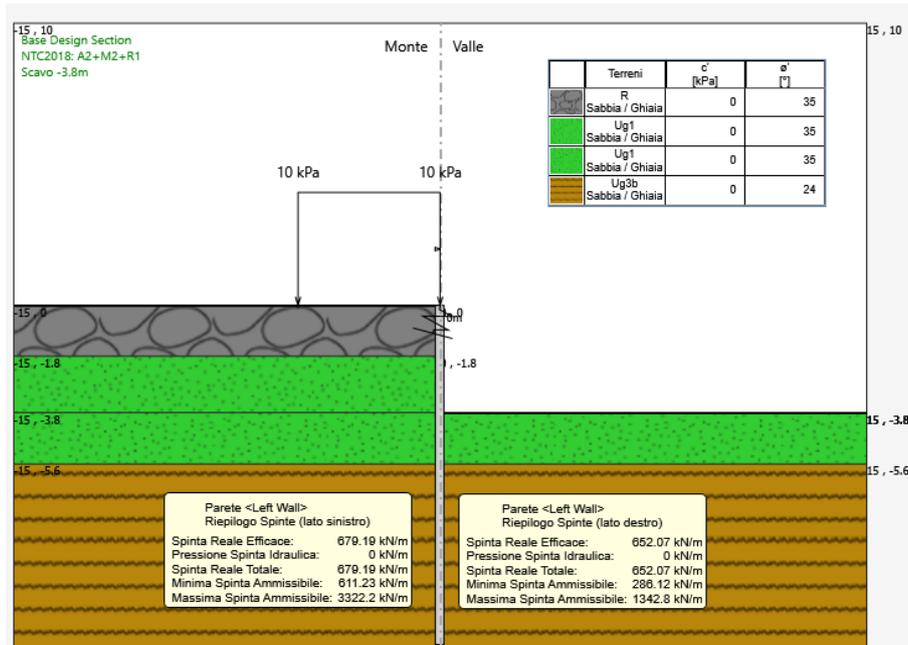


Figura 9: tasso di sfruttamento a taglio

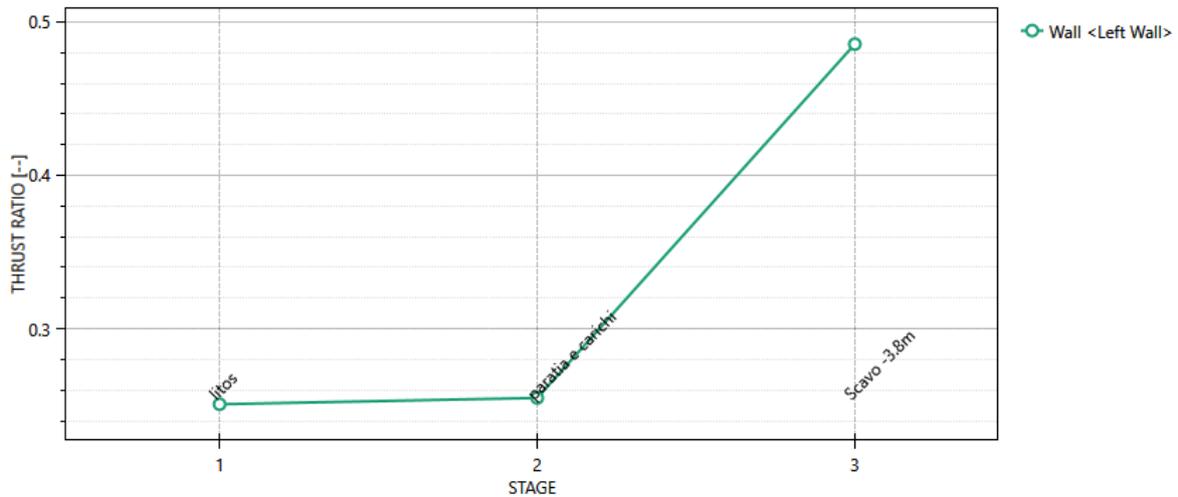
8.2.1.3 Verifica SLU-GEO paratia di pali (combinazione A2+M2+R1)

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è circa il 49%



### Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>



### Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

STAGE THRUST\_RATIO [---]

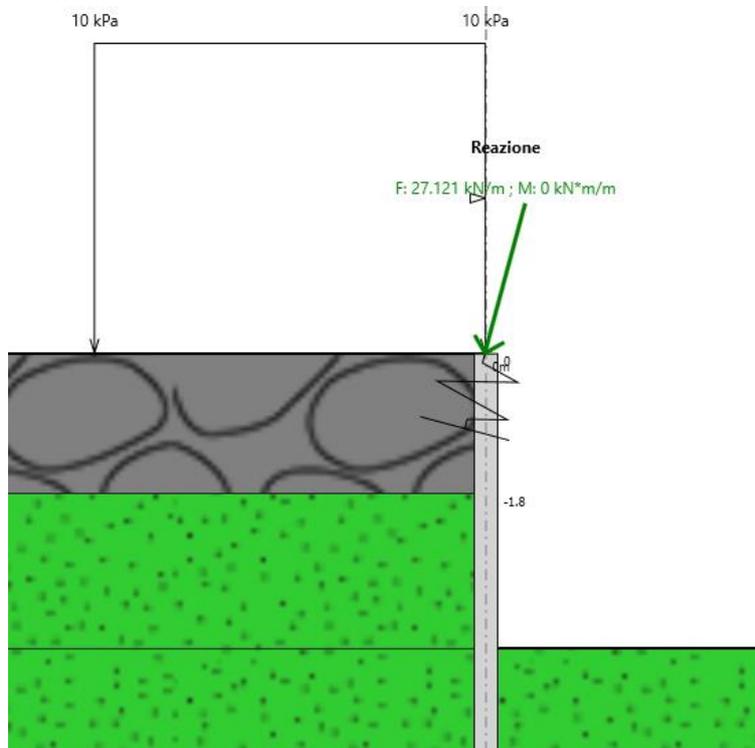
1 0.251

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO</b> <b>LOTTO 9</b>  <b>VI03 – PONTE su Via S. Bernardino</b>					
	<i>Opere provvisoriale Spalla B: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NBIR</b>	LOTTO <b>09</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 03 03 002</b>	REV. <b>A</b>

2                    0.255  
 3                    0.486

#### 8.2.1.4 Risultati e verifiche SLU-STR e SLU-GEO del vincolo (combinazione A1+M1+R1)

Di seguito si riporta il calore di reazione sul vincolo in testa costituito dai micropali inclinati.



#### **Tutti i Vincoli elastici (springs) nella DS corrente**

##### **Result Title :Wall Left Wall**

Spring :Spring (17212) Z=0 m

##### **STAGE SUPPORT\_FORCE [kN/m]**

1	0
2	0.888
3	27.121

##### ***Verifica dei tiranti***

I valori di sforzo assiale del tirante sono di seguito riportati

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> <b>LOTTO 9</b>  <b>VI03 – PONTE su Via S. Bernardino</b>					
	<i>Opere provvisoriale Spalla B: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NBIR</b>	LOTTO <b>09</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 03 03 002</b>	REV. <b>A</b>

- N (combinazione SLE caratteristica)= 18.5 kN/m
- N (combinazione A1+M1+R1)= 27.1 kN/m

L'interasse è pari a 1.05 m e pertanto i valori da verificare sono i seguenti:

- N (combinazione A1+M1+R1)= 27.1\*1.05= 28.4 kN

### **Verifica armatura tirante**

Massima forza di trazione  $T_{STR} = 28.4$  kN

Resistenza tirante:

$$T_{res} = f_{yk} A_s / \gamma_s = 275 * 5000 / 1.05 = 1309 \text{ kN}$$

Risulta pertanto:  $T_{res} > T_{STR}$

### **Verifica allo sfilamento tirante**

Resistenza laterale del bulbo:

$$T = \pi \times \alpha \times D_a \times L_a \times s_d$$

nella quale:

- $\alpha$  = fattore empirico di amplificazione del diametro del bulbo (assunto pari 1 in questo caso);
- $D_a$  = diametro di perforazione = 300 mm;
- $L_a$  = lunghezza bulbo = 4.67 m
- $s_d$  = valore di aderenza di progetto = 100/1.8 = 55 kPa
- L'utilizzo di metodi analitici prevede inoltre, in accordo con le raccomandazioni AGI-AICAP 2012, che il valore caratteristico  $R_{ak}$  della resistenza allo sfilamento, sia calcolato applicando un fattore di correlazione  $\xi$  sul valore medio  $R_{a,c}$  ottenuto dal calcolo. Per la valutazione del fattore  $\xi$  occorre prendere in conto il numero di verticali indagate che hanno condotto alla identificazione del modello geotecnico del terreno di fondazione dell'ancoraggio. In questo caso è stato applicato cautelativamente un fattore  $\xi$  pari a 1.8 corrispondente ad un numero di verticali indagate pari a 1.
- Il valore di resistenza allo sfilamento (combinazione A1+M1+R3) risulta pertanto pari a:
- $T = \pi \times \alpha \times D_a \times L_a \times s_d / \gamma_{R_{lat}} = 3.14 * 1 * 0.3 * 3.2 * 55.5 / 1.1 = 152.1$  kN
- $T_d = 28.4$  kN (Risulta pertanto:  $T > T_d$ )