

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA**  
**QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA**  
**FASE2 – PIEVE EMANUELE - PAVIA**

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

**PROGETTO DEFINITIVO**

**OPERE PRINCIPALI - PONTI E VIADOTTI**

VI02- Ponte sul Naviglio Pavese

Relazione di calcolo opere provvisionali

SCALA:

-

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

N M 0 Z 2 0 D 0 9 C L V I 0 2 0 3 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione definitiva	G.Meneschini 	Dic. 2018	L.Utzeri 	Dic. 2018	S.Borelli 	Dic. 2018	A. V. ... Dott. Ing. ... Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma N° A20783	

File: NM0Z20D09CLVI0203001A

n. Elab.:

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	2 DI 66

**INDICE**

1.	INTRODUZIONE .....	4
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	5
2.1	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO .....	5
2.2	NORMATIVE NAZIONALI E RACCOMANDAZIONI.....	5
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	5
2.4	SOFTWARE .....	5
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	6
4.	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI SOSTEGNO PREVISTE .....	8
4.1	CARATTERISTICHE DEI TIRANTI DI ANCORAGGIO .....	12
5.	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO IN ACCORDO ALLE NTC2008 E CODICI DI CALCOLO ADOTTATI .....	14
5.1	GENERALE.....	14
5.2	STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	14
5.2.1	<i>Stabilità globale</i> .....	15
5.2.2	<i>Stabilità geotecnica e strutturale delle opere di sostegno</i> .....	16
5.2.3	<i>Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici</i> .....	17
5.3	STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE).....	19
5.4	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI .....	19
5.4.1	<i>SlopeW</i> .....	19
5.4.2	<i>Paratie</i> .....	19
6.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO.....	20
7.	ANALISI DEI CARICHI .....	21
7.1	SEZIONE DI CALCOLO 1 .....	21
7.2	SEZIONI DI CALCOLO 2 E 3 .....	22
8.	ANALISI GEOTECNICA E STRUTTURALE DELLE OPERE DI SOSTEGNO (SLU) .....	23

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
 PROVVISORIALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	3 DI 66

8.1	SEZIONE DI CALCOLO 1 .....	23
8.1.1	Verifica geotecnica dell'opera di sostegno (SLU).....	29
8.1.2	Verifica geotecnica dei tiranti di ancoraggio (SLU).....	29
8.1.3	Verifica strutturale dell'opera di sostegno (SLU) .....	31
8.1.4	Verifica strutturale dei tiranti di ancoraggio (SLU) .....	34
8.1.5	Verifica strutturale delle travi di ripartizione (SLU) .....	35
8.1.6	Verifica strutturale del cordolo di collegamento (SLU) .....	37
8.1.7	Stati limite ultimi idraulici (SLU) .....	42
8.1.8	Verifiche degli Stati Limite d'Esercizio (SLE).....	43
8.2	SEZIONE DI CALCOLO 2.....	46
8.2.1	Verifica geotecnica dell'opera di sostegno (SLU).....	51
8.2.2	Verifica strutturale dell'opera di sostegno (SLU) .....	51
8.2.3	Verifica strutturale del cordolo di collegamento (SLU) .....	52
8.2.4	Stati limite ultimi idraulici (SLU) .....	52
8.2.5	Verifiche degli Stati Limite d'Esercizio (SLE).....	54
8.3	SEZIONE DI CALCOLO 3.....	55
8.3.1	Verifica geotecnica dell'opera di sostegno (SLU).....	60
8.3.2	Verifica strutturale dell'opera di sostegno (SLU) .....	60
8.3.3	Verifica strutturale del cordolo di collegamento (SLU) .....	61
8.3.4	Stati limite ultimi idraulici (SLU) .....	61
8.3.5	Verifiche degli Stati Limite d'Esercizio (SLE).....	63
9.	STABILITÀ GLOBALE (SLU) .....	64

## 1. INTRODUZIONE

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di sostegno provvisorie e degli scavi temporanei previsti per la realizzazione delle spalle del Ponte sul Naviglio Pavese, ubicato al km 26+500 della tratta Pavia - Rogoredo (WBS VI02). Sulla base delle informazioni ad oggi disponibili, e per la natura dei terreni incontrati, per la realizzazione delle spalle sono previsti scavi temporanei sostenuti da opere di sostegno temporanee costituite da pali  $\phi$ 1000mm disposti ad interasse 1,20 m.

Le verifiche delle opere di sostegno temporanee sono state condotte in accordo al metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto indicato dalle NTC2008 (Doc.Rif.[6]) e dalla relativa circolare applicativa del 2009 (Doc.Rif.[7]). Trattandosi di scavi e opere provvisionali con una vita nominale inferiore a 2 anni, in accordo a quanto riportato nella normativa sopra citata, le verifiche in condizioni sismiche non sono state eseguite.

La relazione si articola come segue:

- nel capitolo 2 si elencano la normativa applicata ed i documenti di riferimento;
- Nel capitolo 3 si riportano le caratteristiche dei materiali adottati;
- nel capitolo 4 si riporta una descrizione dei lavori previsti;
- nel capitolo 5 si riportano i criteri di progetto seguiti in accordo alla normativa vigente e la descrizione dei codici di calcolo adottati;
- nel capitolo 6 sono riportate la stratigrafia e i parametri geotecnici di calcolo;
- nel capitolo 7 è riportata l'analisi dei carichi;
- nel capitolo 8 si riportano le verifiche GEO ed STR effettuate sugli scavi;
- nel capitolo 9 si riportano le verifiche di stabilità globale dell'insieme opera-terreno;
- nel capitolo 10 si riportano le conclusioni e le raccomandazioni per le successive fasi progettuali.

## **2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### **2.1 Documentazione di progetto**

- [1] Relazione geotecnica generale - (Doc. rif. –NM0Z20D26RBOC0001001A)
- [2] Relazione geotecnica dell'opera – (Doc.rif. – NM020D09RBVI0203001A)
- [3] Profilo geotecnico - Tav. 1/10-10/10 - (Doc. rif.- NM0Z20D26F6OC0001001-7A)
- [4] Pianta scavi e OOPP – (Doc. rif.- NM0Z20D09PAVI0203001A)
- [5] Carpenteria spalle – (Doc. rif.- NM0Z20D09BBVI0204001A)

### **2.2 Normative nazionali e Raccomandazioni**

- [6] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [7] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [8] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [9] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [10] Standard di qualità geometrica del binario e parametri di dinamica di marcia fino a 300 km/h - RFI TCAR STAR01001D

### **2.3 Bibliografia**

- [11] Lancellotta R. (1987) “ Geotecnica” Zanichelli.
- [12] Taylor, D.W. (1948). Fundamental of soil mechanics. John Wiley, New York.

### **2.4 Software**

- [13] GEOSLOPE/W, GeoStudio 2007 (Version 7.23, Build 5099), GEOSLOPE International Ltd.
- [14] PARATIE Plus 2014.1, Ce.A.S s.r.l.

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	6 DI 66

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere oggetto della presente relazione sono da impiegare i materiali di seguito elencati:

Calcestruzzo pali e cordolo: C25/30

$R_{ck}$	=	<b>30</b>	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck}$	=	<b>24.9</b>	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm}$	=	32.90	MPa	resistenza cilindrica media
$f_{ctm}$	=	2.56	MPa	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctk}$	=	3.33	MPa	resistenza caratteristica a trazione semplice
$f_{cfm}$	=	3.07	MPa	resistenza media a trazione per flessione
$E_{cm}$	=	31447	MPa	modulo elastico istantaneo
$\gamma_c$	=	<b>1.50</b>		coefficiente parziale di sicurezza
$\alpha_{cc}$	=	<b>0.85</b>		coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
$f_{cd}$	=	14.11	MPa	resistenza di calcolo a compressione
$f_{ctd}$	=	2.22	MPa	resistenza di calcolo a trazione
XC2				classe di esposizione
S5				classe di consistenza
c	=	60	mm	copriferro

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
 PROVVISORIALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	7 DI 66

Acciaio per profilati laminati a caldo (travi di ripartizione): S275:

$f_{y,nom}$	=	<b>275</b>	MPa	tensione nominale di snervamento
$f_{t,nom}$	=	<b>450</b>	MPa	tensione nominale di rottura
$f_{yk}$	$\geq$	$f_{y,nom}$		tensione caratteristica di snervamento
$f_{t,nom}$	$\geq$	$f_{t,nom}$		tensione caratteristica di rottura
$(f_t/f_y)_k$	$\geq$	1.15		
$(f_t/f_y)_k$	<	1.35		
$\gamma_s$	=	<b>1.15</b>		coefficiente di sicurezza
$f_{yd}$	=	239.13	MPa	tensione di snervamento di calcolo

Acciaio per tiranti: acciaio armonico

$f_{ptk}$	=	<b>1860</b>	MPa	tensione caratteristica di rottura
$f_{p1k}$	=	<b>1674</b>	MPa	tensione caratteristica di snervamento
$\sigma_{pl}$	=	1395	MPa	tensione massima ammissibile nell'armatura al tiro
$\sigma_{pl}$	=	1339	MPa	tensione massima ammissibile nell'armatura in esercizio

#### 4. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI SOSTEGNO PREVISTE

Per gli scavi necessari alla realizzazione delle spalle del Ponte sul Naviglio Pavese (WBS VI02) si prevede di adottare la soluzione di paratia pali di diametro 1,00m disposti ad interasse 1,20m, di cui nelle seguenti figure si riportano rispettivamente planimetria e sezioni di calcolo. La soluzione prevista è la stessa per le due spalle, di seguito si farà riferimento alle seguenti sezioni di calcolo (Fig. 1):

- **Sezione 1 - Spalla A:** risulta essere la condizione più gravosa per via della maggiore vicinanza alla ferrovia esistente. Per la paratia lato ferrovia sono presenti due ordini di tiranti di ancoraggio, necessari a garantire il contenimento degli spostamenti dell'opera e quindi dei cedimenti del piano campagna, per garantire il regolare esercizio dei treni. Le caratteristiche dei tiranti sono state calibrate in funzione della Spalla B, per via dell'interferenza degli stessi con il sottopasso esistente (cfr. §.4.1):

Sezione	Quota testa paratia	Quota testa cordolo	Quota f.s.	H <sub>scavo</sub>	L <sub>pali</sub>	Quota falda	Z falda
N.	[mslm]	[mslm]	[mslm]	[m]	[m]	[mslm]	[m]
Spalla A - 1	83,90	84,70	76,62	7,28	20,00	80,50	3,40

Tab. 1 – Caratteristiche delle opere provvisionali per la sezione di calcolo 1

- **Sezione 2 - Spalla B:** lo scavo è caratterizzato da altezze più contenute e non è presente la ferrovia esistente a monte dello stesso, pertanto viene eseguito senza l'ausilio di tiranti di ancoraggio.

Sezione	Quota testa paratia	Quota testa cordolo	Quota f.s.	H <sub>scavo</sub>	L <sub>pali</sub>	Quota falda	Z falda
N.	[mslm]	[mslm]	[mslm]	[m]	[m]	[mslm]	[m]
Spalla B - 2	81,50	82,30	76,48	5,02	15,00	80,50	1,00

Tab. 2 – Caratteristiche delle opere provvisionali per la sezione di calcolo 2

- **Sezione 3 - Spalla A:** lo scavo è caratterizzato da altezze più contenute rispetto alla Sezione 2 della spalla B, ma la falda risulta essere a piano campagna. Non è presente la ferrovia esistente a monte dello stesso, pertanto viene eseguito senza l'ausilio di tiranti di ancoraggio.

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	9 DI 66

Sezione	Quota testa paratia	Quota testa cordolo	Quota f.s.	H <sub>scavo</sub>	L <sub>pali</sub>	Quota falda	Z falda
N.	[mslm]	[mslm]	[mslm]	[m]	[m]	[mslm]	[m]
Spalla A - 3	80,50	81,30	76,62	3,88	15,00	80,50	0,00

Tab. 3 – Caratteristiche delle opere provvisionali per la sezione di calcolo 3

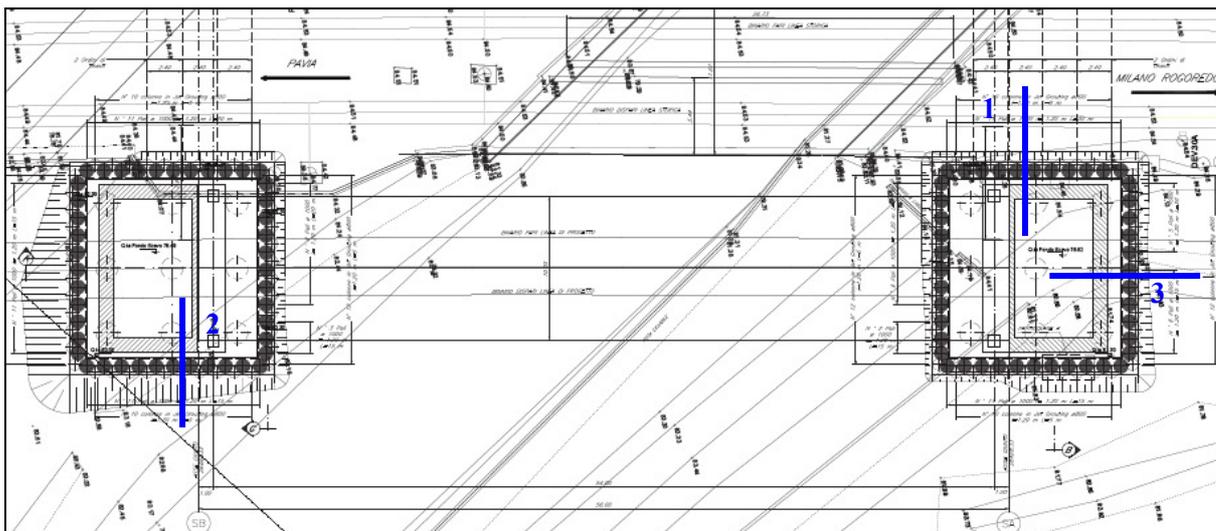


Fig. 1 - Pianta opere provvisionali – Ponte sul naviglio Pavese

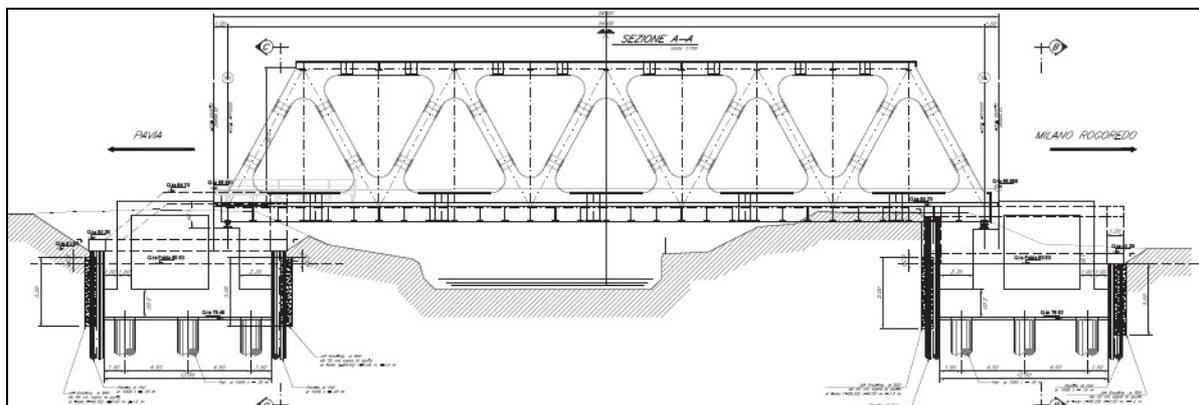


Fig. 2 - Sezione longitudinale opere provvisionali – Ponte sul naviglio Pavese

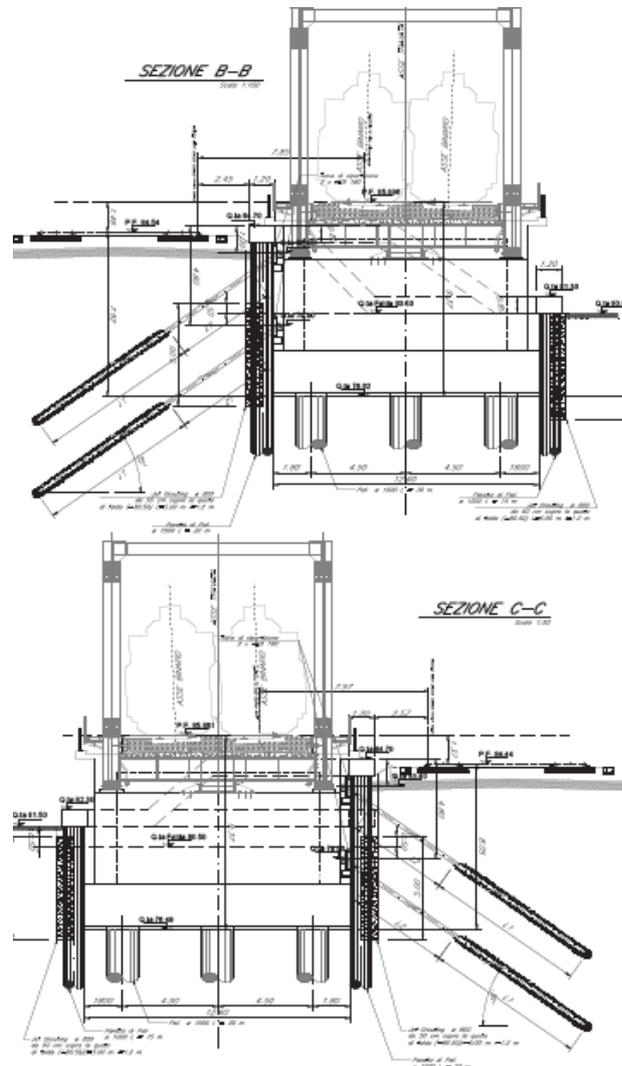


Fig. 3 - Sezione trasversale Sp.A e Sp.B opere provvisoriale – Ponte sul naviglio Pavese

Lungo tutto il perimetro degli scavi, vista l'elevata permeabilità dei terreni in sito, e vista la quota superficiale della falda (adiacenza al Naviglio Pavese), saranno disposte colonne di intasamento in jet grouting aventi le seguenti caratteristiche:

$\Phi_{jet}$	80	cm
$l_{jet}$	120	cm

La lunghezza delle colonne è funzione della posizione della falda e dell'altezza di scavo. Le iniezioni vengono eseguite a partire da 0,50m sopra la falda (81,00 mslm), ad eccezione della sezione 3 per cui le colonne partono dal piano campagna (80,50 mslm), ed hanno lunghezza complessiva di 5.00m.

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	11 DI 66

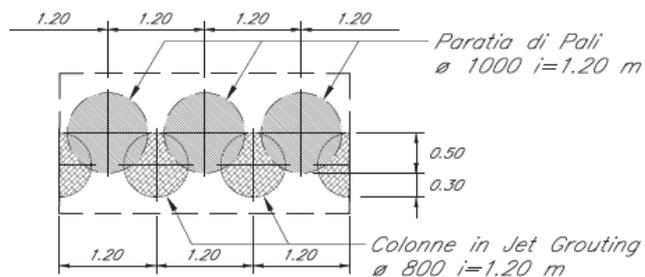


Fig. 4 – Particolare colonne di intasamento in Jet Grouting

Non si prevede la realizzazione del tappo di fondo poiché la lunghezza di infissione delle paratie è tale da garantire la verifica contro il fenomeno del sifonamento (si rimanda ai paragrafi delle verifiche idrauliche per maggiori dettagli).

#### 4.1 Caratteristiche dei tiranti di ancoraggio

Come specificato precedentemente, le caratteristiche dei tiranti sono state calibrate in funzione della Spalla B, per via dell'interferenza degli stessi con il sottopasso esistente, come mostrato nelle figure successive:

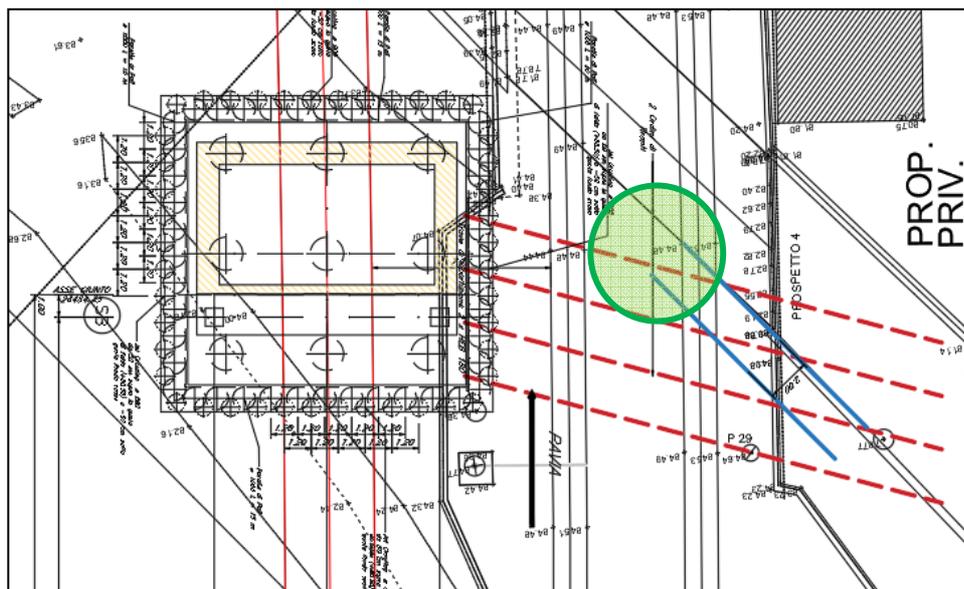


Fig. 5 - Interferenza tiranti di ancoraggio con sottopasso esistente - pianta

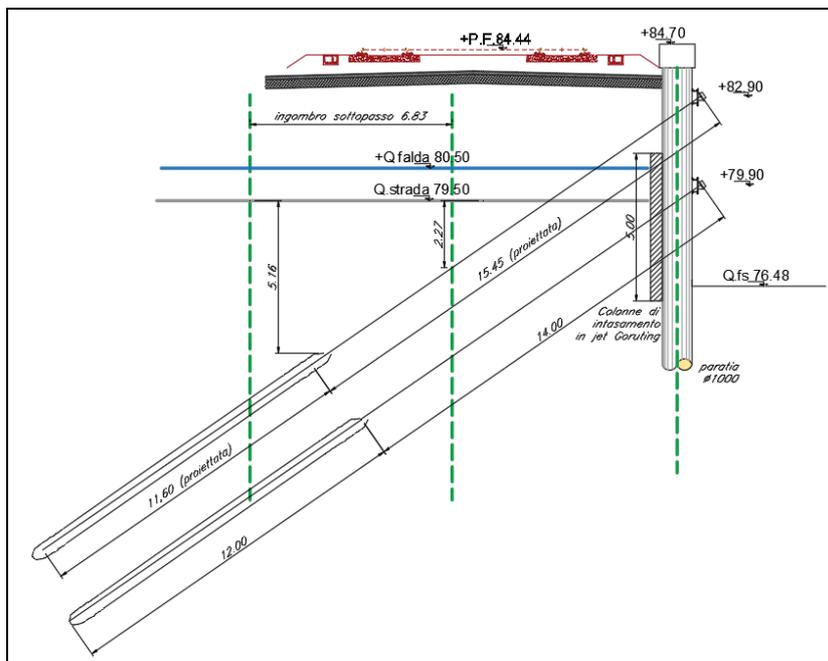


Fig. 6 - Interferenza tiranti di ancoraggio con sottopasso esistente – Sezione 1

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
 PROVVISORIALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	13 DI 66

Il sottopasso verrà dismesso per via della realizzazione delle fondazioni e del rilevato di accesso al nuovo viadotto. L'attenzione viene focalizzata alla possibile interferenza con la fondazione del sottopasso, che continuerà a sostenere la linea esistente.

Essendo il sottopasso un arco in muratura, è ipotizzabile che l'ingombro delle fondazioni (ringrosso dei piedritti) sia circa di **2,00m** in pianta rispetto all'intradosso della parete del sottopasso, e di circa **2,00m** in profondità rispetto al piano strada. Pertanto, sarà necessario garantire una profondità dei tiranti maggiore di 2,00m in corrispondenza dell'interferenza con il sottopasso.

Inclinando il primo ordine di tiranti di 35° rispetto alla verticale e di 15° rispetto all'orizzontale si rispettano i vincoli prefissati, come è possibile vedere in Fig. 6: i tiranti in corrispondenza dei limiti dell'ingombro del sottopasso sono a profondità maggiori di **2,00m**.

Dunque, le caratteristiche dei tiranti necessarie per evitare le interferenze con il sottopasso esistente sono di seguito riportate:

Tirante	z	passo	$i_v$	$i_h$	$L_{libera}$	$L_{bulbo}$	D	Pretiro	n.Trefoli	$A_{tot}$ Trefoli
Ordine	[m]	[m]	[°]	[°]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[-]	[m <sup>2</sup> ]
T1	1,00	2,4	35	15	16	12	0,18	200	4	0,000556
T2	4,00	2,4	35	0	14	12	0,18	250	4	0,000556

Tab. 4 – Caratteristiche dei tiranti di ancoraggio per la sezione di calcolo 1

Per la trave di ripartizione vengono utilizzati due profili HEB180.

Per le verifiche geotecniche e strutturali degli stessi si rimanda al paragrafo 8.1.2 e 8.1.4

## **5. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO IN ACCORDO ALLE NTC2008 E CODICI DI CALCOLO ADOTTATI**

### **5.1 Generale**

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc.Rif.[6], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Si prevede, per tutte le opere di sostegno temporanee e per gli scavi provvisori qui verificati, una vita nominale inferiore a 2 anni, quindi, in accordo alle NTC2008 (Doc.Rif.[6]) le verifiche in condizioni sismiche non sono state eseguite.

### **5.2 Stati Limite Ultimi (SLU)**

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove

$E_d$  = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$  = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ( $E_d \leq R_d$ ) 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 coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare e dell'approccio progettuale adottato (Approccio 1, con le combinazioni 1 e 2, o Approccio 2 con un'unica combinazione). Si sottolinea che, per quanto concerne le azioni di progetto  $E_d$ , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (Par.6.2.3.1 del Doc.Rif.[6]).

Per quanto riguarda le opere d'arte previste nel presente documento,

le verifiche agli stati limite ultimi da eseguire per gli scavi temporanei non sostenuti, come riportato al par. 6.8.2 del Doc.Rif.[6] sono relative alle condizioni di stabilità delle configurazioni assunte nelle differenti fasi costruttive.

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	15 DI 66

Per quanto riguarda le paratie, come riportato al par. 6.5.3.1.2 del Doc.Rif.[6], devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
  - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
  - Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
  - Collasso per carico limite verticale;
  - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
  - Stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate.
- SLU di tipo idraulico (UPL e HYD), relative a condizioni di:
  - Stabilità del fondo scavo per sollevamento;
  - Stabilità del fondo scavo per sifonamento.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
  - 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 palancola.

### 5.2.1 Stabilità globale

In accordo a quanto riportato nella normativa nazionale (Doc.Rif.[6]) e nello specifico, al par. 6.8.2 per opere di materiali sciolti e fronti di scavo e al par.6.5.3.1.2, per le opere di sostegno, la stabilità globale, dovrà essere esaminata secondo:

- Approccio 1 – Combinazione 2:  $A2+M2+R2$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, Tab. 6.2.II, Tab. 6.8. del Doc.Rif.[6] e di seguito riportati in Tab. 5, Tab. 6 e Tab. 7.

Tab. 5: Coefficienti parziali sulle azioni (Tabella 6.2.I del Doc.Rif. [6])

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

<sup>(1)</sup> = Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tab. 6: Coefficienti parziali sui parametri geotecnici (M1 ed M2)(Tabella 6.2.II del Doc.Rif. [6])

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{Cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.0	1.0

Tab. 7: Coefficienti parziali sulle resistenze per le verifiche di stabilità globale (R2) (Tabella 6.8.I del Doc.Rif. [6])

Coefficiente parziale	(R2)
$\gamma_R$	1.1

### 5.2.2 Stabilità geotecnica e strutturale delle opere di sostegno

In accordo a quanto riportato al par.6.5.3.1 della normativa nazionale (Doc.Rif. [6]), la verifica geotecnica e strutturale (GEO and STRU) di un'opera di sostegno dovrà essere condotta considerando le seguenti combinazioni:

- Approccio 1 – Combinazione 1: A1+M1+R1  
Combinazione 2: A2+M2+R1

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab.6.2.I, Tab.6.2.II del Doc.Rif. [6] e riportati in Tab. 5, Tab. 6 e nella successiva Tab. 8 ed assumendo  $\gamma_{R1}$  uguale ad 1.

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
 PROVVISORIALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	17 DI 66

Come indicato al par.C6.5.3.1 del Doc.Rif.[7], per le verifiche di stabilità geotecnica (GEO) si fa riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2, per la determinazione delle azioni agenti sugli elementi strutturali (STRU) da usare per le verifiche strutturali, si fa riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 1.

Tab. 8: Coefficienti parziali sulle resistenze ( $R_1$ ,  $R_2$  ed  $R_3$ ) per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno. (Tabella 6.5.1 del Doc.Rif. [6])

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R$	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	$\gamma_R$	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R$	1.0	1.0	1.4

### 5.2.3 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite ultimi di sollevamento (UPL) o di sifonamento (HYD).

Per le verifiche di stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{inst,d}$ , combinazione di azioni permanenti ( $G_{inst,d}$ ) e variabili ( $Q_{inst,d}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$\text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

I relativi coefficienti parziali sulle azioni sono riportati nella Tab.6.2.IV del Doc.Rif. [6] e di seguito riportati in Tab. 9. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	18 DI 66

Tab. 9: Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento (Tabella 6.2.IV del Doc.Rif. [6])

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9
	Sfavorevole		1.1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0
	Sfavorevole		1.5

(1) = Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Per le verifiche di stabilità al sifonamento deve risultare che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ( $u_{inst,d}$ ) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ( $\sigma_{stb,d}$ ), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella Tab.6.2.IV del Doc.Rif. [6] e di seguito riportati in Tab. 10.

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d}$$

Tab. 10: Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento (Tabella 6.2.III del Doc.Rif. [6])

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0
	Sfavorevole		1.5

(1) = Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

In entrambe le verifiche idrauliche (UPL e HYD), nella valutazione delle pressioni interstiziali si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle successioni stratigrafiche sul regime di pressioni dell'acqua.

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	19 DI 66

### 5.3 Stati Limite d'Esercizio (SLE)

Per quanto riguarda lo stato limite di servizio (SLE), deve essere verificato che gli effetti attesi delle azioni caratteristiche (cedimenti, rotazioni, vibrazioni) sulle strutture proposte (o quelli indotti, se il caso, sulle strutture adiacenti) siano inferiori a quelli consentiti, quindi compatibili con i requisiti di prestazione strutture.

Le analisi dovranno essere effettuate considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali, con riferimento sia alla resistenza che alla deformabilità (par. 6.2.3.3 del Doc.Rif.[6]).

### 5.4 Codici di calcolo utilizzati

#### 5.4.1 SlopeW

Slope/W è un codice di calcolo dedicato allo studio della stabilità dei pendii che permette di calcolare il fattore di sicurezza dei pendii in terreno e in roccia.

Il codice Slope/W utilizza il metodo dell'equilibrio limite e permette di prendere in considerazione superfici di scorrimento definite in diversi modi, condizioni stratigrafiche e idrostratigrafiche complesse mediante l'utilizzo di diversi modelli costitutivi per i materiali e condizioni di pressioni neutre variabili. Sono inoltre utilizzabili diversi metodi di analisi e possono essere applicate condizioni di carico di vario tipo.

La versione del software adottata per le verifiche condotte nel presente documento è SLOPE/W –GEOSTUDIO 2018.

#### 5.4.2 Paratie

PARATIE è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

La versione del software adottata per le verifiche condotte nel presente documento è Paratie Plus 2018 – Ceas ver. giugno 2018.

## 6. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

In accordo a quanto indicato nella relazione Geotecnica generale (Doc.Rif.[1]) per le opere oggetto del presente documento si possono adottare la stratigrafia di calcolo ed i relativi parametri geotecnici definiti per la tratta di riferimento.

In particolare, nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per le opere in esame ed i relativi parametri geotecnici di calcolo:

### Stratigrafia di progetto da p.c.

Sondaggi	Q [mslm]	L [m]	SPT	CI	CR	Lefranc	Piezometro	D-H
PNMP21O-06 (2012)	84,00	30	8	-	8	1	x (30m)	-
DHNMOZP_10 (2018)	84,67	40	10	1	-	2	-	x (40m)

Tab. 11 – Sondaggi di riferimento per il Ponte sul Naviglio pavese

Le unità individuate sono principalmente di due tipi:

- S(G) = Sabbie con Ghiaie o (debolmente) Ghiaiose
- S(L)= Sabbie con Limi o (debolmente) Limose

Unità	z [m]	g <sub>sat</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>sry</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	φ [°]	c' [kPa]	E' <sub>op</sub> [MPa]	Cat.sottosuolo
S(G)	0-10	21	18	28	0	15	C
S(L)	10-30	21	18	30	0	20	

Quota falda 80,50 mslm

Tab. 12 – Stratigrafia di progetto per il Ponte sul Naviglio pavese

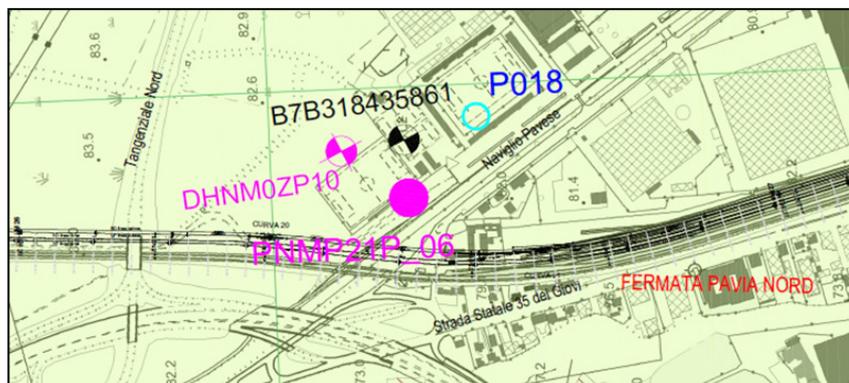


Fig. 7 - Stralcio della carta geologica per le pk in esame

## 7. ANALISI DEI CARICHI

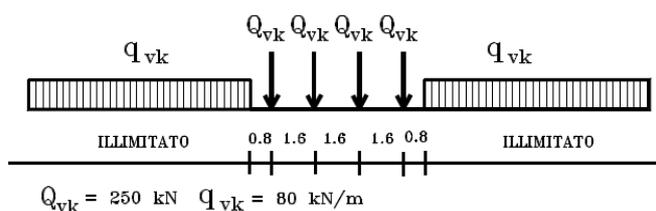
### 7.1 Sezione di calcolo 1

Le verifiche sono state effettuate considerando i seguenti carichi:

- Azioni permanenti:
  - pesi propri
  - carichi permanenti

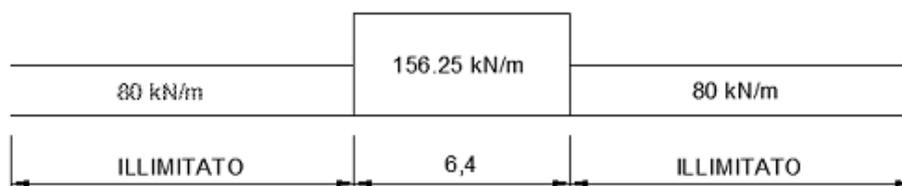
La determinazione dei carichi permanenti, relativi al peso della massicciata e dell'armamento, è stata effettuata ipotizzando un peso dell'unità di volume pari a 18 kN/m<sup>3</sup> per un'altezza media di 80 cm (18 \* 0,8 = 14,4 kPa) applicata su tutta la larghezza.

- Azioni variabili
  - Treno di carico LM71, rappresentativo del traffico normale (NTC08 § 5.2.2.3):



Il carico equivalente per le opere in terra si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla norma. Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale il carico verticale equivalente a metro lineare agente a quota piattaforma ferroviaria risulta pari a:

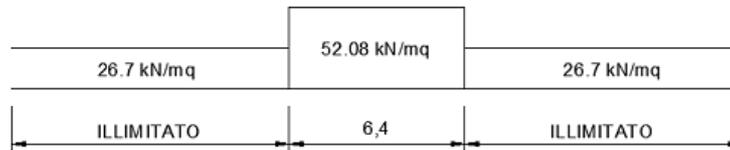
$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m (a 0.7 m di profondità dal piano ferro), secondo quanto previsto dalla norma EN 1991-2:2003 punto 6.3.6.4, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria.

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
 PROVVISORIALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	22 DI 66



Per le verifiche di sicurezza andranno applicati i coefficienti parziali per le combinazioni di carico agli SLU geotecnico e sismico (NTC08 tab. 5.2.V):

		Coefficiente	EQ <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

Le combinazioni di carico che verranno analizzate al fine di considerare la contemporaneità dei treni sono le seguenti (NTC08 § 5.2.3.1):

**Tabella 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte**

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71"++SW/0")	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71"++SW/0")	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71"++SW/0")	-	1,0 (LM 71"++SW/0")
	Primo	1,0 (LM 71"++SW/0")	0,75 (LM 71"++SW/0")	1,0 SW/2
≥ 3	secondo	1,0 (LM 71"++SW/0")	0,75 (LM 71"++SW/0")	1,0 (LM 71"++SW/0")
	Altri	-	0,75 (LM 71"++SW/0")	-

<sup>(1)</sup> LM71 "++" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

<sup>(2)</sup> Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

## 7.2 Sezioni di calcolo 2 e 3

Le verifiche sono state effettuate considerando i seguenti carichi:

➤ Azioni variabili

- Carico di monte relativo al passaggio di mezzi di cantiere, pari a 10 kPa.

## 8. ANALISI GEOTECNICA E STRUTTURALE DELLE OPERE DI SOSTEGNO (SLU)

La verifica della stabilità geotecnica della paratia di pali e la determinazione delle azioni sulla struttura per le verifiche strutturali, sono state condotte per mezzo di un'analisi bidimensionale effettuata con il codice di calcolo PARATIE (Doc.Rif.[14]). Questo codice è specificatamente ideato per valutare il comportamento delle strutture di sostegno simulando tutte le fasi di scavo e costruzione. L'analisi numerica è effettuata con il metodo degli elementi finiti (FEM) ed il comportamento del terreno è modellato per mezzo di molle elasto-plastiche utilizzando come valori limite quelli definiti dalle pressioni attive e passive del terreno.

Le verifiche, così come richiesto dalle NTC2008 sono state condotte secondo le combinazioni dell'Approccio 1:

- DA1C1 per le verifiche strutturali;
- DA1C2 per le verifiche geotecniche.

### 8.1 Sezione di calcolo 1

Il modello implementato nel codice Paratie è mostrato nella successiva Fig. 8.

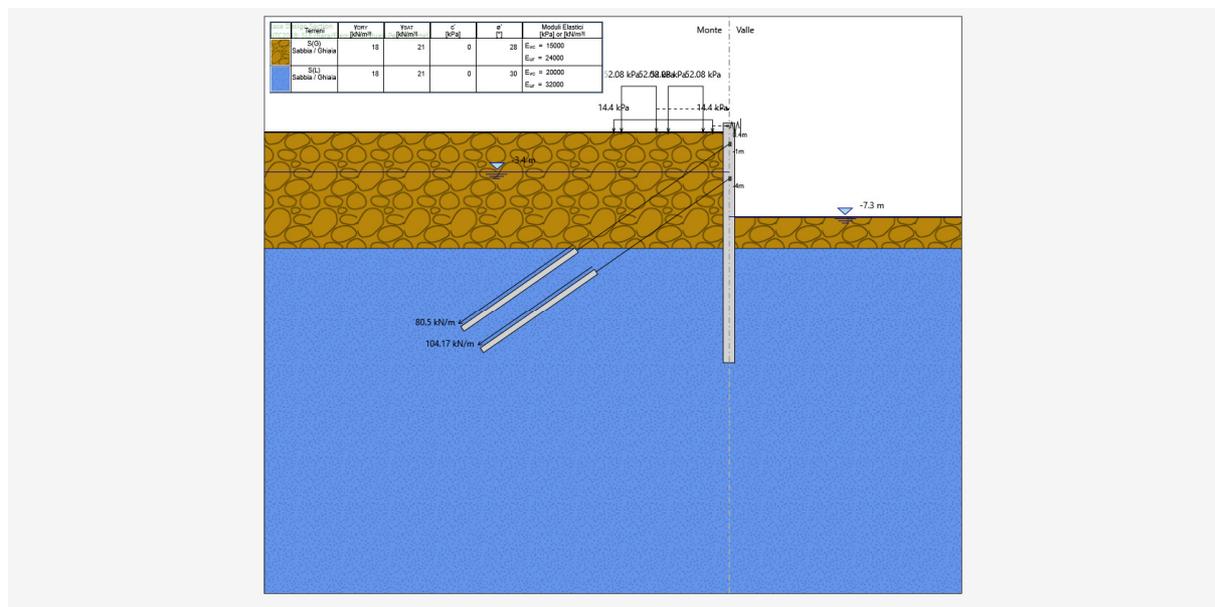


Fig. 8: Modello di calcolo con codice Paratie – Sezione di calcolo 1

Si riporta un riepilogo delle fasi di calcolo:

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
 PROVVISORIALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	24 DI 66

Stage	Descrizione fase
1	Attivazione paratia di pali e cordolo (molla equivalente-cfr.§8.1.6)
2	Attivazione carichi di monte (Ballast +Treno LM71)
3	Scavo di 1.50m da piano campagna
4	Attivazione del primo ordine di tiranti ad 1.00m da piano campagna
5	Scavo di 3.00m ( $H_{tot}=4.50m$ )
6	Attivazione del secondo ordine di tiranti ad 4.00m da piano campagna
7	Scavo di 2.80m ( $H_{tot}=7.30m$ )

All'interno del modello di calcolo, per tenere in considerazione il fatto che i tiranti del primo ordine hanno un'inclinazione in pianta di  $15^\circ$ , oltre che in verticale, si è assegnato agli stessi il corrispondente valore di pretiro e di rigidezza proiettati nel piano del modello.

Ovvero:

- Per il pretiro  $\rightarrow P' = P \cdot \cos(15^\circ) = 200 \cdot \cos(15^\circ) = \mathbf{193.18 \text{ kN}}$
- Per la rigidezza  $\rightarrow k' = k \cdot \cos(15^\circ) = E_s \cdot A_{trefoli} / L \cdot \cos(15^\circ) = 7297.5 \cdot \cos(15^\circ) = \mathbf{7048.8 \text{ kN/m}}$

Per assegnare tale valore di rigidezza si è calcolata l'area equivalente dei trefoli, pari a:

- $A' = k' \cdot L / E_s = \mathbf{0.000537m^2}$

I valori delle sollecitazioni ottenuti nelle diverse combinazioni sono mostrati nelle successive figure:

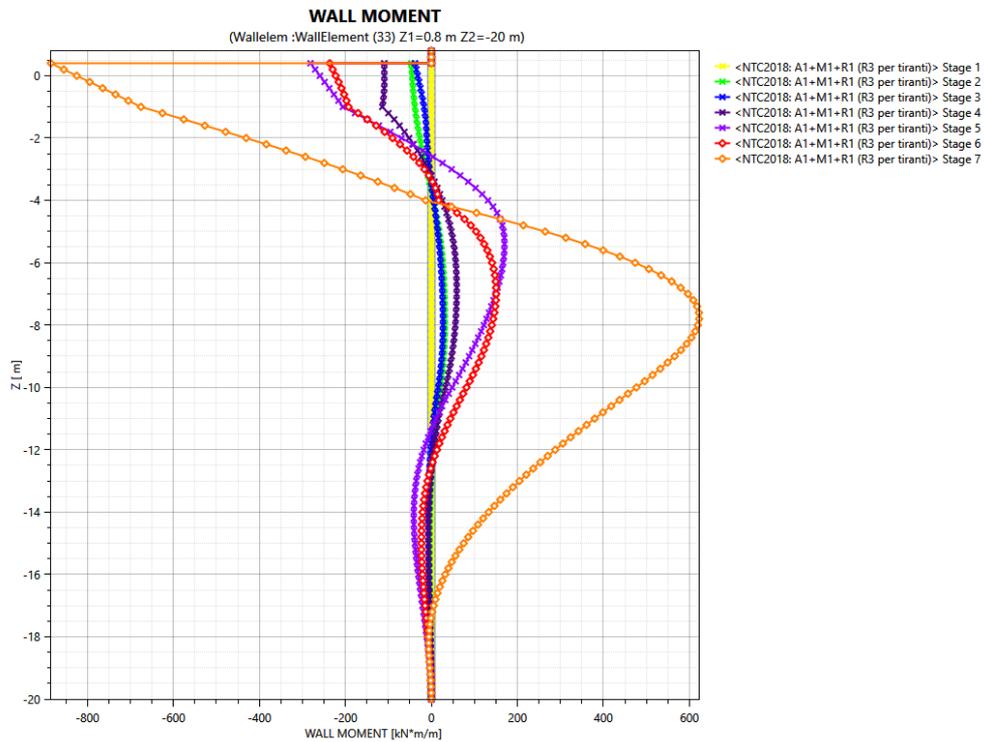


Fig. 9: Verifiche SLU DA1C1 Paratie – Momenti flettenti – Sezione di calcolo 1

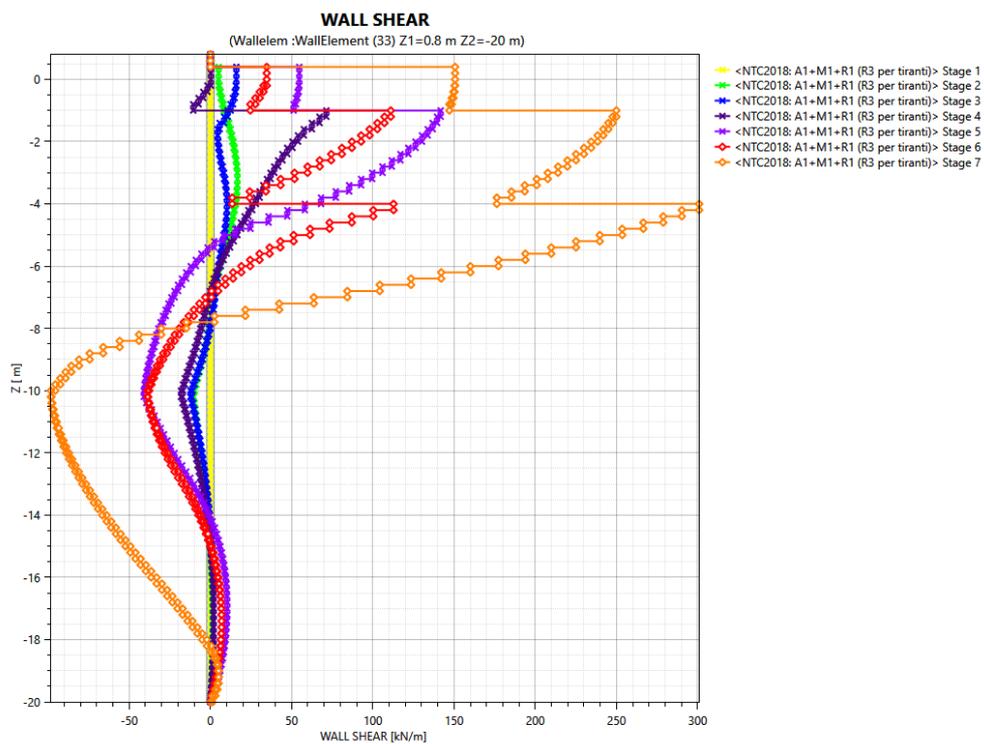


Fig. 10: Verifiche SLU DA1C1 Paratie– Azioni di taglio– Sezione di calcolo 1

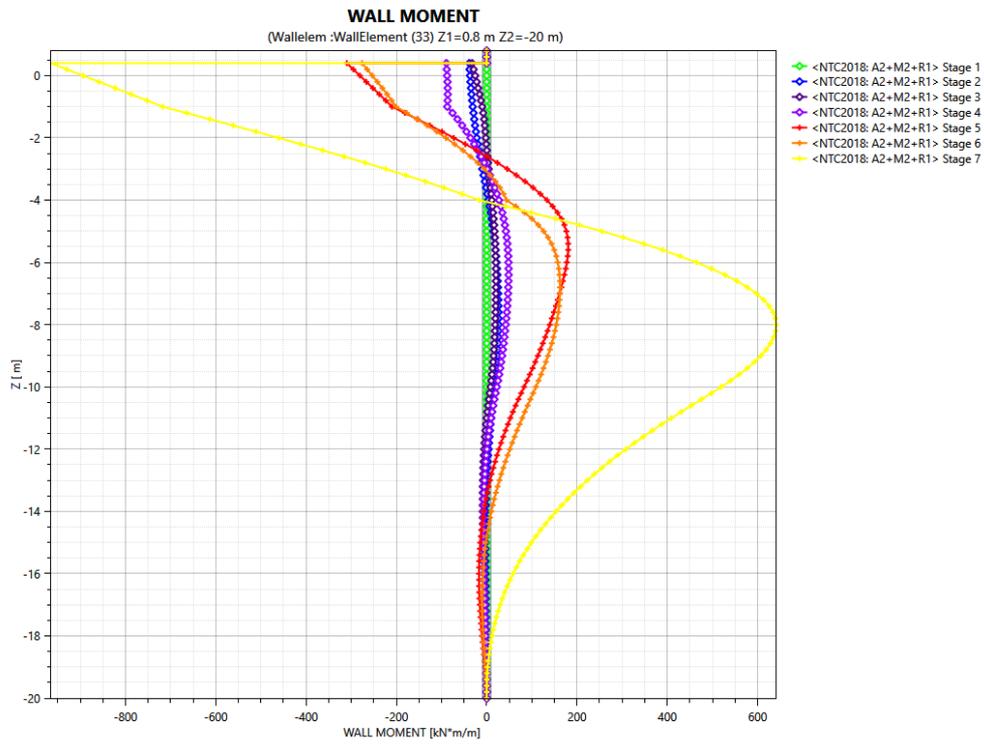


Fig. 11: Verifiche SLU DA1C2 Paratie– Momenti flettenti– Sezione di calcolo 1

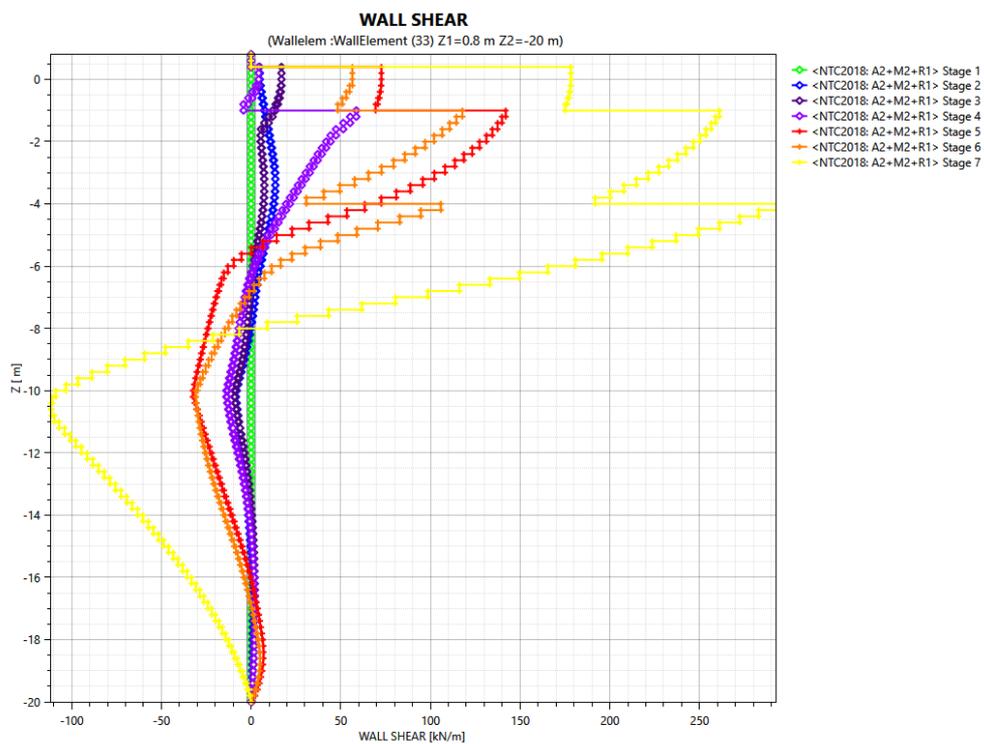


Fig. 12: Verifiche SLU DA1C2 Paratie – Azioni di taglio– Sezione di calcolo 1

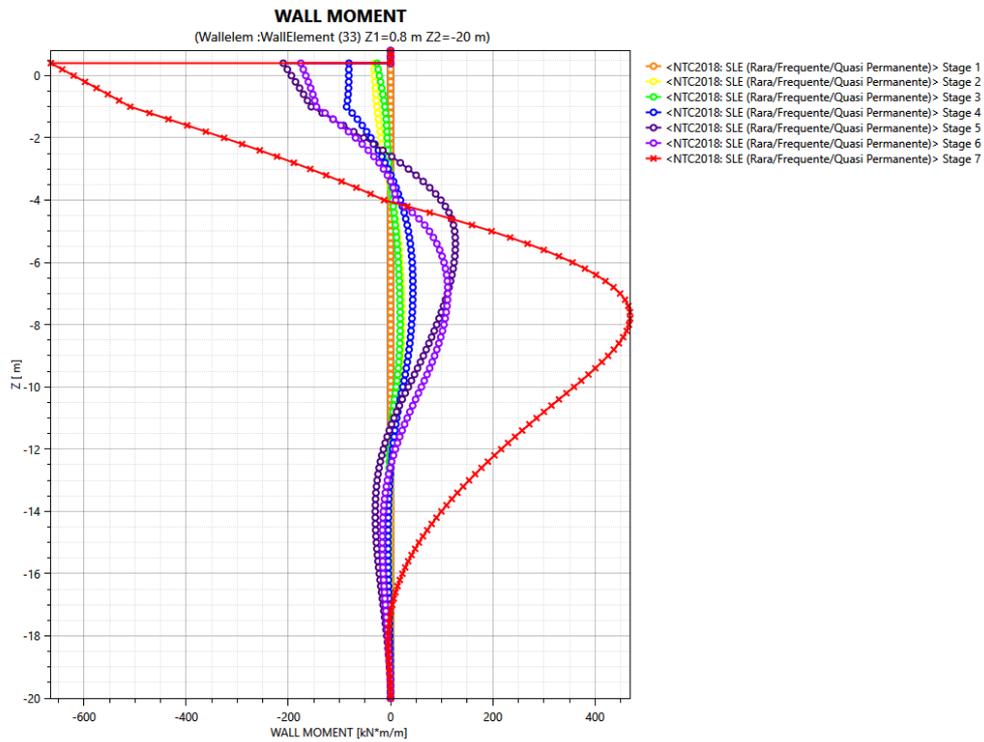


Fig. 13: Verifiche SLE Paratie – Momenti flettenti – Sezione di calcolo 1

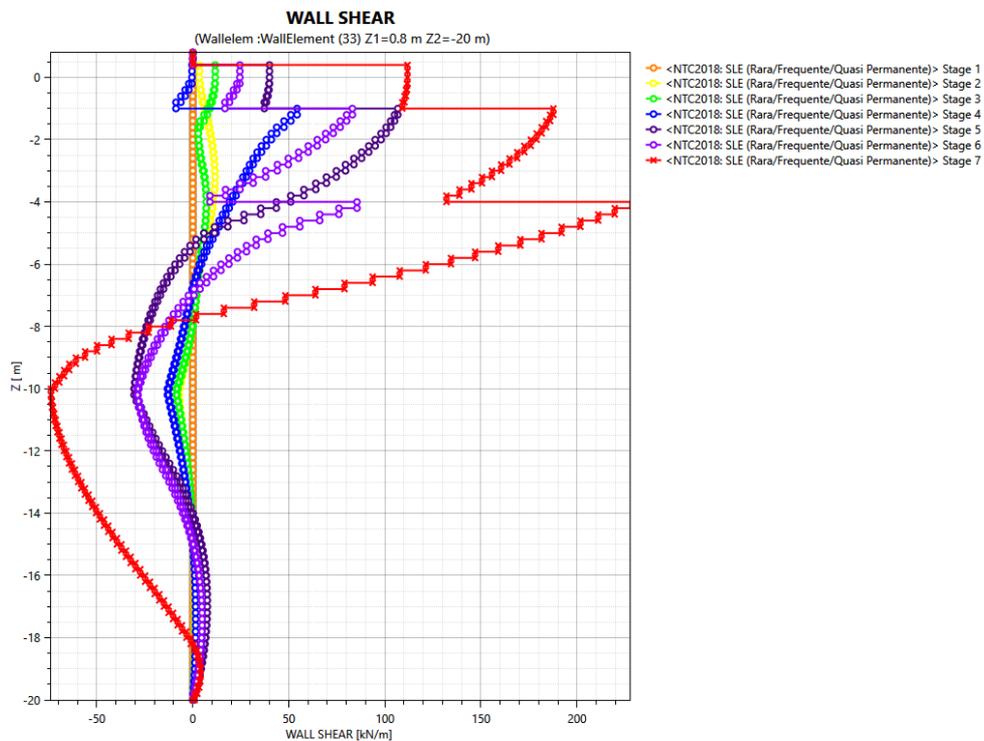


Fig. 14: Verifiche SLE Paratie – Azioni di taglio – Sezione di calcolo 1

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	28 DI 66

Riepilogando, i valori delle massime sollecitazioni per metro ottenute sulla paratia di pali sono:

Sezione 1 Sollecitazioni al metro	$M_{max}$	$Z_{(Mmax)}$	$T_{max}$	$Z_{(Tmax)}$
	[kNm/m]	[m]	[kN/m]	[m]
SLE	664,85	0,40	227,66	4,00
A1+M1+R1	855,00	0,40	300,90	4,00
A2+M2+R1	965,28	0,40	292,73	4,00

Tab. 13 – Massime sollecitazioni sulla paratia di pali – sezione 1

Essendo i pali disposti ad interasse di 120 cm, i valori delle massime sollecitazioni sul singolo palo sono:

Sezione 1 Sollecitazioni palo	$M_{max}$	$Z_{(Mmax)}$	$T_{max}$	$Z_{(Tmax)}$
	[kNm]	[m]	[kN]	[m]
SLE	797,82	0,40	273,19	4,00
A1+M1+R1	1026,00	0,40	361,08	4,00
A2+M2+R1	1158,34	0,40	351,28	4,00

Tab. 14 – Massime sollecitazioni sul singolo palo – sezione 1

Mentre i valori della massima reazione in direzione normale al tirante sono:

Sezione 1 Azioni tiranti al metro	Primo ordine	Secondo ordine
	$N_{max,T1}$	$N_{max,T2}$
	[kN/m]	[kN/m]
A1+M1+R3	127,69	164,09

Tab. 15– Massime azioni, al metro lineare, sui tiranti – sezione 1

Essendo i tiranti disposti ad interasse di 240 cm, ed essendo i tiranti del primo ordine inclinati di 15° rispetto all'orizzontale, i valori delle massime reazioni sul singolo tirante sono:

Sezione 1 Azioni sui tiranti	Primo ordine	Secondo ordine
	$N_{max,T1}$	$N_{max,T2}$
	[kN]	[kN]
A1+M1+R3	317,27	393,82

Tab. 16 – Massime azioni sul singolo tirante – sezione 1

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
 PROVVISORIALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	29 DI 66

**8.1.1 Verifica geotecnica dell'opera di sostegno (SLU)**

I massimi valori di mobilitazione della resistenza passiva, in combinazione DA1C2 (A2+M2+R1), sono di seguito riportati:

Stage	R <sub>p</sub>
1	16.4%
2	17.5%
3	20.5%
4	20.2%
5	31.6%
6	31.2%
7	52.0%

Tab. 17- - Massimi rapporti di mobilitazione della resistenza passiva per la sezione di calcolo 1

**8.1.2 Verifica geotecnica dei tiranti di ancoraggio (SLU)**

Si riporta inoltre la verifica geotecnica dei tiranti di ancoraggio, che viene eseguita in combinazione DA1C1 (A1+M1+R3).

La resistenza a sfilamento è data dalla seguente relazione:

$$R_d = \frac{q_{skin} \cdot \pi \cdot d_{eq} \cdot L \cdot \alpha}{\xi_3 \cdot \gamma_R}$$

dove:

d<sub>eq</sub> = diametro equivalente medio del bulbo;

L = lunghezza del bulbo;

q<sub>skin</sub> = aderenza limite bulbo-terreno.

Il valore di α per il calcolo del diametro equivalente del bulbo è preso con riferimento ad iniezioni di tipo IRS e quindi pari ad 1,4 per i terreni in esame.

TERRENO	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1,2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1,8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcari marnosi	1,8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1,8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Tab. 18 – Valori di  $\alpha$  per il calcolo del diametro equivalente del bulbo

I valori di aderenza limite sono stati calcolati in funzione della profondità media del bulbo rispetto al piano campagna, che in questo caso è rappresentato dalla strada che attraversa il sottopasso esistente (cfr. Fig. 6), trascurando a favore di sicurezza il pacchetto stradale a ipotizzato di spessore pari a 50cm:

Ordine	$H_{ricopr,min}$	$g_{sat}$	$\phi$	$\sigma_v$	$k_s$	$\sigma_h$	$i$	$\sigma_{medio}$	$\mu$	$q_{skin}$
[-]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[-]	[kPa]	[°]	[kPa]	[-]	[kPa]
T1	8,42	21	30	176,82	0,5	88,41	35	132,62	0,577	77
T2	10,32	21	30	216,72	0,5	108,36	35	162,54	0,577	94

Tab. 19 – Valori di aderenza limite

La resistenza caratteristica del tirante viene determinata come:

$$R_k = \min \left[ \frac{R_{min}}{\xi_3}; \frac{R_{medio}}{\xi_4} \right]$$

Dove i coefficienti  $\xi_3$  e  $\xi_4$  sono forniti in tabella 6.6.III nelle NTC18 e dipendono dal numero di verticali indagate. A favore di sicurezza si assume un valore del coefficiente  $\xi_3$  pari ad 1.8, corrispondente ad una sola verticale:

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	31 DI 66

**Tabella 6.6.III:** Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero  $n$  di profili di indagine.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_{s3}$	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
$\xi_{s4}$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Calcolata la  $R_k$  essa dovrà essere ulteriormente ridotta attraverso il coefficiente di resistenza globale  $\gamma_R$  (NTC18, tab. 6.6.I), considerando il tirante provvisorio:

**Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi**

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	$\gamma_R$	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

La resistenza di progetto pertanto è pari a:

Tirante	z	passo	$i_v$	$i_h$	$L_{libera}$	$L_{bulbo}$	D	Pre tiro	Alfa	$q_{skin}$	$\xi$	$\gamma_R$	$R_{d,Geo}$
Ordine	[m]	[m]	[°]	[°]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[kN]
T1	1,00	2,4	35	15	16	12	0,18	200	1,4	77	1,8	1,1	367,37
T2	4,00	2,4	35	0	14	12	0,18	250	1,4	94	1,8	1,1	450,26

Tab. 20 - Valori della resistenza a sfilamento per i tiranti di ancoraggio – Sezione 1

La verifica risulta soddisfatta, con i seguenti valori di sfruttamento:

Verifiche	$N_{d,Geo}$	$R_{d,Geo}$	Sfruttamento GEO
	[kN]	[kN]	[-]
T1	317,27	367,37	0,864
T2	393,82	450,26	0,875

Tab. 21 – Tassi di sfruttamento GEO per i tiranti di ancoraggio – Sezione 1

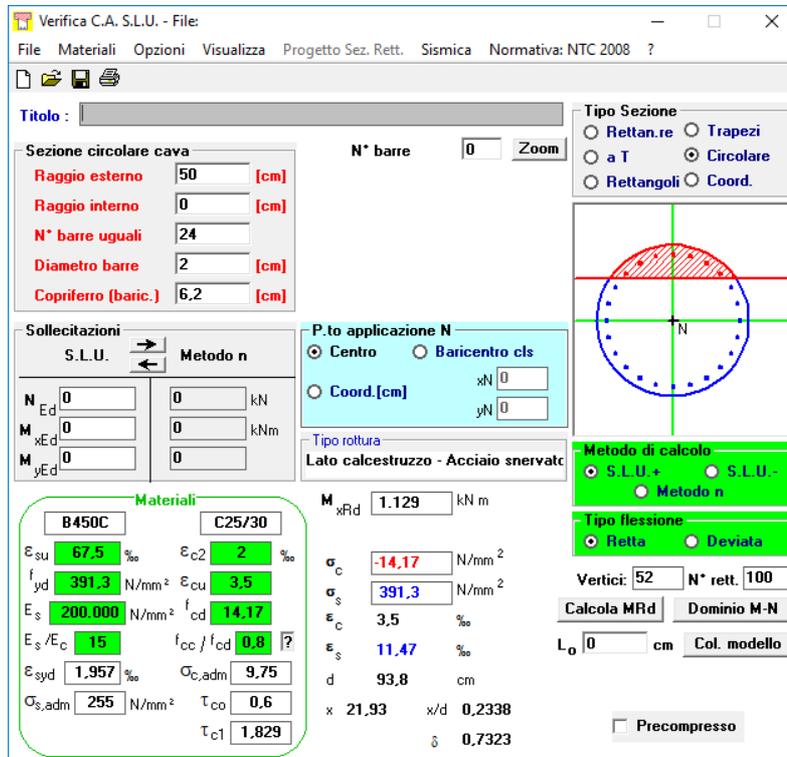
### 8.1.3 Verifica strutturale dell'opera di sostegno (SLU)

Si riporta di seguito la verifica strutturale dei pali. Ai fini delle verifiche si considera la seguente armatura:

- Armatura longitudinale caratterizzata da  $24\phi 20$
- Armatura a taglio caratterizzata da spirate  $\phi 12/20$
- Anelli di irrigidimento  $\phi 24$  ogni 3 m

Si considera un copriferro di 4cm.

Verifica a flessione



**Verifica C.A. S.L.U. - File**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 50 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 24  
Diametro barre: 2 [cm]  
Copriferro (baric.): 6,2 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 14,17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
 ε<sub>syd</sub>: 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 9,75 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0,6  
 τ<sub>c1</sub>: 1,829

M<sub>xRd</sub>: 1.129 kNm  
 σ<sub>c</sub>: -14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 11,47 ‰  
 d: 93,8 cm  
 x: 21,93 x/d: 0,2338  
 δ: 0,7323

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento agente di calcolo in combinazione A1+M1+R1 (DA1-C1) è pari a:

$$M_{ed} = 1026.00 \text{ kNm}$$

Il momento resistente è pari a:

$$M_{rd} = 1129 \text{ kNm}$$

Dunque, la verifica risulta soddisfatta essendo  $M_{rd} > M_{ed}$ .

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	33 DI 66

Verifica a taglio

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE**

Base della sezione trasversale:	b	88,60	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	88,60	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	84,60	[cm]

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R <sub>ck</sub>	30,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f <sub>ck</sub>	24,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	f <sub>cd</sub>	14,11	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f <sub>tk</sub>	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	f <sub>yk</sub>	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	f <sub>yd</sub>	391,30	[N/mm <sup>2</sup> ]

**AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO**

Azione tagliante di calcolo:	V <sub>S,d</sub>	361,08	[kN]
Azione normale di calcolo:	N <sub>S,d</sub>	0,00	[kN]

**ARMATURA TRASVERSALE**

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	21,80	[°]
Cotangente dell'angolo θ:	cot(θ)	2,50	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	Ø <sub>trasv</sub>	12,00	[mm]
Area della singola barra:	A <sub>barra</sub>	1,13	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	A <sub>tot</sub>	11,30	[cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO**

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b <sub>w</sub>	88,60	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f <sub>yd</sub>	7,06	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ <sub>cp</sub>	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo α <sub>c</sub> :	α <sub>c</sub>	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V <sub>Rsd</sub>	841,74	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V <sub>Rcd</sub>	1.641,06	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	V <sub>R,d</sub>	841,74	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	F <sub>s</sub> = V <sub>R,d</sub> / V <sub>S,d</sub>	2,33	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	34 DI 66

Il taglio agente di calcolo in combinazione A1+M1+R1 (DA1-C1) è pari a:

$$T_{ed} = 361.08 \text{ kN}$$

Il taglio resistente è pari a:

$$T_{rd} = 841.74 \text{ kN}$$

Dunque, la verifica risulta soddisfatta essendo  $T_{rd} > T_{ed}$ .

Incidenze di armatura

Il valore di incidenza è pari a 100,00 kg/m<sup>3</sup>.

**8.1.4 Verifica strutturale dei tiranti di ancoraggio (SLU)**

I trefoli previsti per i tiranti di ancoraggio sono in acciaio armonico da 0,6". Ciascun trefolo presenta le seguenti caratteristiche:

Diametro nominale  $\rightarrow D = 15.2 \text{ mm}$

Sezione nominale  $\rightarrow A = 139 \text{ mm}^2$

Carico a snervamento  $\rightarrow P_y = 1670 \times 139 \times 10^{-3} = 232 \text{ kN}$

Carico a rottura a trazione  $\rightarrow P_{tk} = 1860 \times 139 \times 10^{-3} = 228 \text{ kN}$

Modulo di elasticità  $\rightarrow E = 200000 \text{ N/mm}^2$

I tiranti previsti in progetto sono a 4 trefoli, e quindi le resistenze caratteristiche a snervamento ed a rottura sono:

Carico a snervamento  $\rightarrow P_{y,k} = 1670 \times 139 \times 4 \times 10^{-3} = 928 \text{ kN}$

Carico a rottura a trazione  $\rightarrow P_{t,k} = 1860 \times 139 \times 4 \times 10^{-3} = 1032 \text{ kN}$

Le resistenze di progetto pertanto saranno:

Carico a snervamento  $\rightarrow P_{y,d} = 928 / 1,15 = 806,95 \text{ kN}$

Carico a rottura a trazione  $\rightarrow P_{t,d} = 1032 / 1,15 = 897,39 \text{ kN}$

Tirante	z	passo	i <sub>v</sub>	i <sub>h</sub>	L <sub>libera</sub>	L <sub>bulbo</sub>	D	Pretiro	n.Trefoli	A <sub>tot</sub> Trefoli	R <sub>d,STR</sub>
Ordine	[m]	[m]	[°]	[°]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[-]	[m <sup>2</sup> ]	[kN]
T1	1,00	2,4	35	15	16	12	0,18	200	4	0,000556	806,95
T2	4,00	2,4	35	0	14	12	0,18	250	4	0,000556	806,95

Tab. 22 - Valori della resistenza a rottura per i tiranti di ancoraggio – Sezione 1

La verifica risulta soddisfatta, con i seguenti valori di sfruttamento:

Verifiche	N <sub>d,STR</sub>	R <sub>d,STR</sub>	Sfruttamento STR
	[kN]	[kN]	[-]
T1	317,27	806,95	0,393
T2	393,82	806,95	0,488

Tab. 23 – Tassi di sfruttamento STR per i tiranti di ancoraggio – Sezione 1

Il tiro di bloccaggio P<sub>0</sub> dei tiranti deve essere:

$$P_0 \leq 0.60 \times P_{t,k}$$

E quindi:

$$P_0 \leq 0.60 \times 897,39 = 538,43 \text{ kN}$$

Poiché nel caso specifico il pretiro di progetto è pari a 200 e 250 kN rispettivamente per il primo e secondo ordine di tiranti, il requisito è soddisfatto.

### 8.1.5 Verifica strutturale delle travi di ripartizione (SLU)

Le travi metalliche per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei singoli tiranti di ancoraggio sono costituite da coppie di profilati metallici HE180B in acciaio S275.

Si considera uno schema statico di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione sul tirante distribuita sulla sua lunghezza di competenza (interasse orizzontale).

Le sollecitazioni agenti sulla coppia di profili sono state calcolate come:

$$M_{ed} = q_{ed} \times i^2 / 10 \rightarrow \text{Momento flettente di progetto}$$

$$T_{ed} = q_{ed} \times i / 2 \rightarrow \text{Taglio flettente di progetto}$$

Con:

$$q_{ed} = N_{ed} / i \rightarrow \text{Carico uniforme di progetto}$$

i = interasse tiranti

$$N_{ed} = \text{Azione massima sul tirante.}$$

#### Verifica a flessione

Il momento flettente di calcolo deve rispettare la seguente condizione:

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	36 DI 66

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

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale per le sezioni di classe 1 e 2

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

Ove  $W_{pl}$  della sezione composta è la somma di  $W_{pl}$  dei due profilati HEB180 ( $W_{pl}=425,7\text{cm}^3$ ).

Ordine	Profili	$W_{pl}$	$q_{ed}$	$i$	$M_{ed}$	$M_{rd}$	Sfruttamento
[-]	[-]	[cm <sup>3</sup> ]	[kPa]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]
T1	2HE180	851,4	127,69	2,4	60,25	222,99	0,27
T2	2HE180	851,4	164,09	2,4	77,42	222,99	0,35

Dunque, la verifica risulta essere soddisfatta.

Verifica a taglio

Il taglio di calcolo  $T_{ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{T_{ed}}{T_{c,Rd}} \leq 1$$

La resistenza di calcolo taglio della sezione  $T_{c,Rd}$  vale:

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v * f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Ove  $A_v$  della sezione composta è la somma di  $A_v$  dei due profilati HEB180 ( $A_v=20.24\text{cm}^2$ )

Ordine	Profili	$A_v$	$q_{ed}$	$i$	$T_{ed}$	$T_{rd}$	Sfruttamento
[-]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[kPa]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]
T1	2HE180	40,48	127,69	2,4	125,52	558,88	0,22
T2	2HE180	40,48	164,09	2,4	161,30	558,88	0,29

Dunque, la verifica risulta essere soddisfatta.

### 8.1.6 Verifica strutturale del cordolo di collegamento (SLU)

All'interno dei modelli di calcolo il cordolo di collegamento è stato schematizzato mediante un vicolo elastico (molla). Il valore della rigidezza assegnato alla molla è stato ottenuto attraverso il programma di calcolo Sap2000, assegnando agli elementi frame un carico distribuito di valore unitario e leggendo il valore dello spostamento nel punto intermedio del frame:

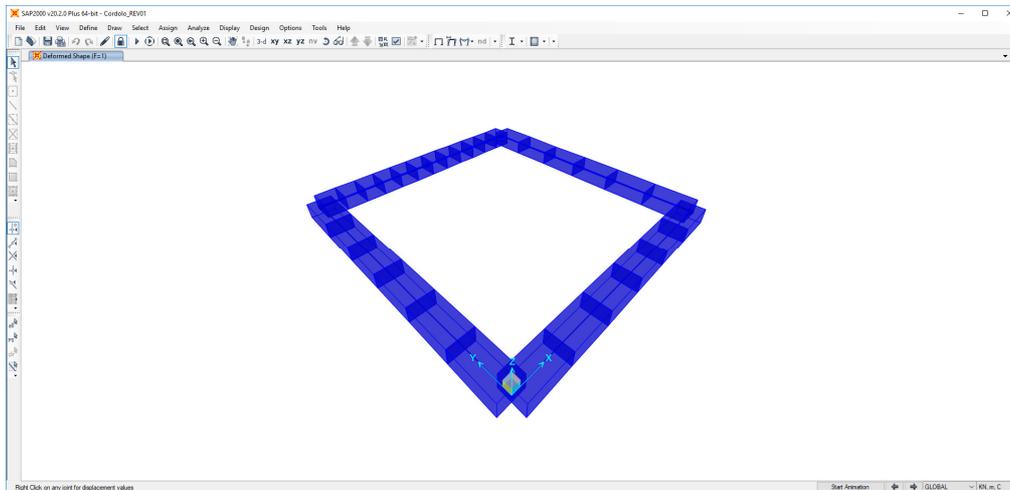


Fig. 15: Cordolo di collegamento – Sap2000

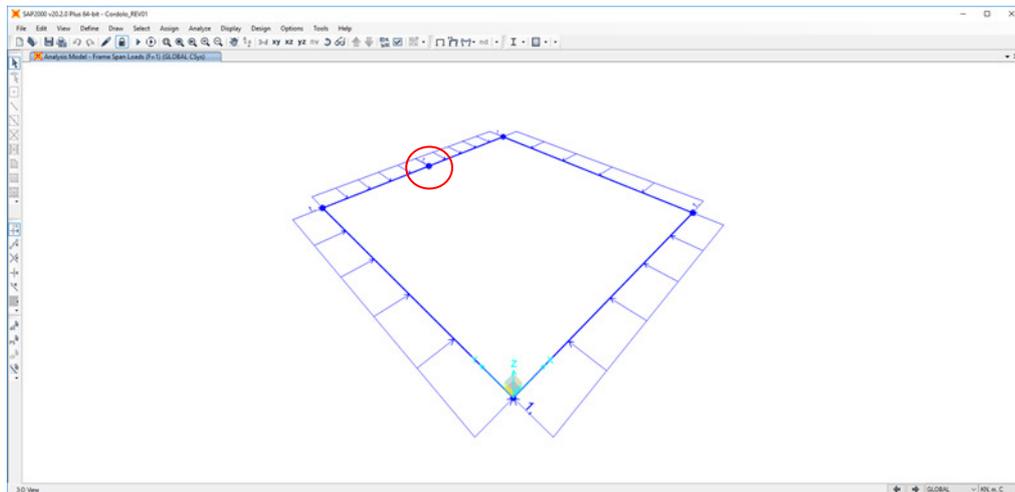


Fig. 16: Cordolo di collegamento – Carichi sugli elementi frame

Le dimensioni del cordolo di collegamento sono:

$H_{\text{cordolo}}$	0,8	m
$B_{\text{cordolo}}$	1,2	m

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
 PROVVISORIALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	38 DI 66

Il valore di rigidezza ottenuto è pari a:

P	1,00	kN/m/m
$u_2$	3,04E-05	m
$k_{molla}$	32927,23	kN/m

Considerato inoltre che il cordolo di collegamento non corre tutto sulla stessa quota, ma sono presenti dei raccordi verticali, tale valore di rigidezza a favore di sicurezza è stato assunto pari alla metà del valore ottenuto:

P	1,00	kN/m/m
$u_2$	3,04E-05	m
$k_{molla}$	32927,23	kN/m
$k_{molla,d}$	16463,62	kN/m

Le reazioni sul cordolo per ogni stage sono di seguito riportate:

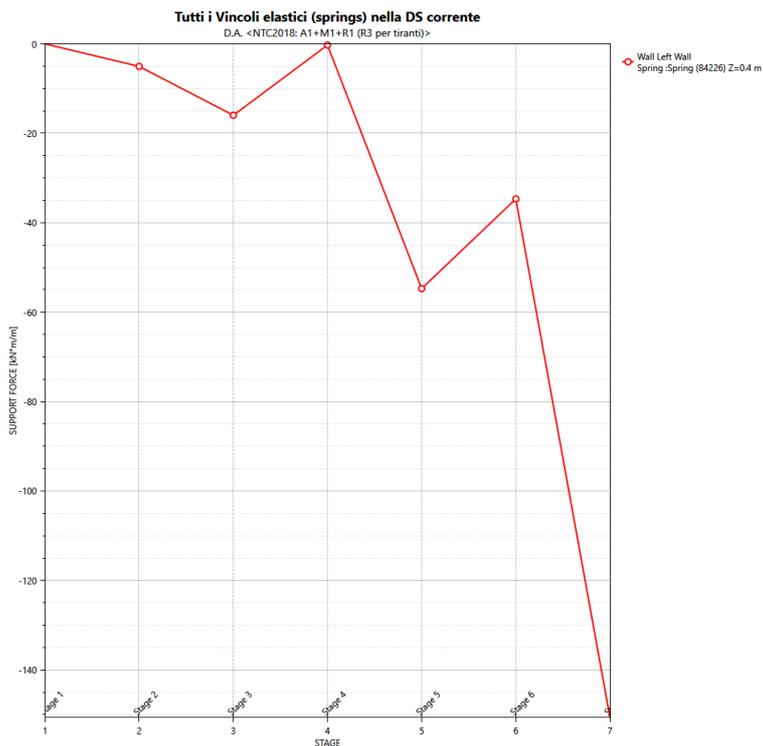


Fig. 17: Reazioni molla – Sezione di calcolo 1

La massima reazione orizzontale pertanto risulta essere:

$$F_{ed} = 150,65 \text{ kN/m}$$

Considerando uno schema statico di trave doppiamente incastrata il valore del momento flettente e del taglio saranno:

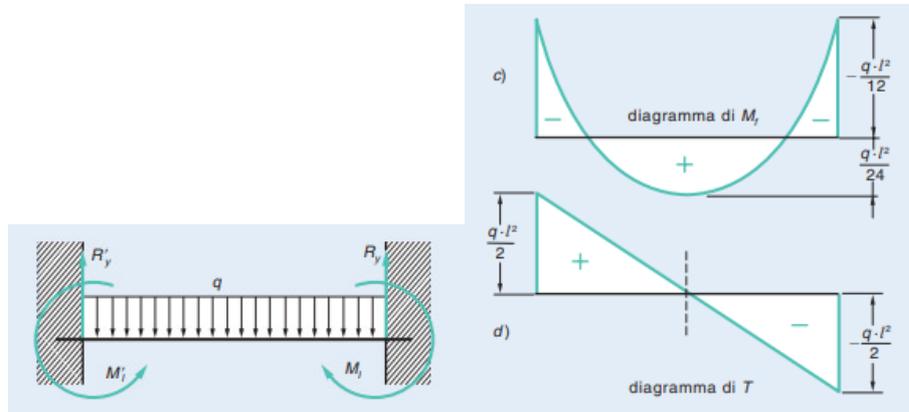


Fig. 18: Schema statico cordolo

$F_{ed}$	$L$	$M_{ed}$	$T_{ed}$
[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kN/m]
150,65	13,00	2121,65	979,23

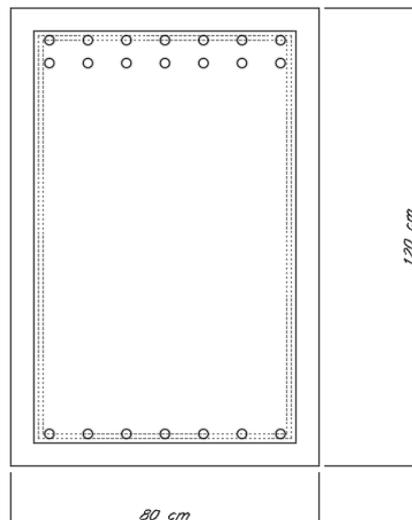
Il cordolo è armato con:

in zona tesa con 7+7 $\Phi$ 24

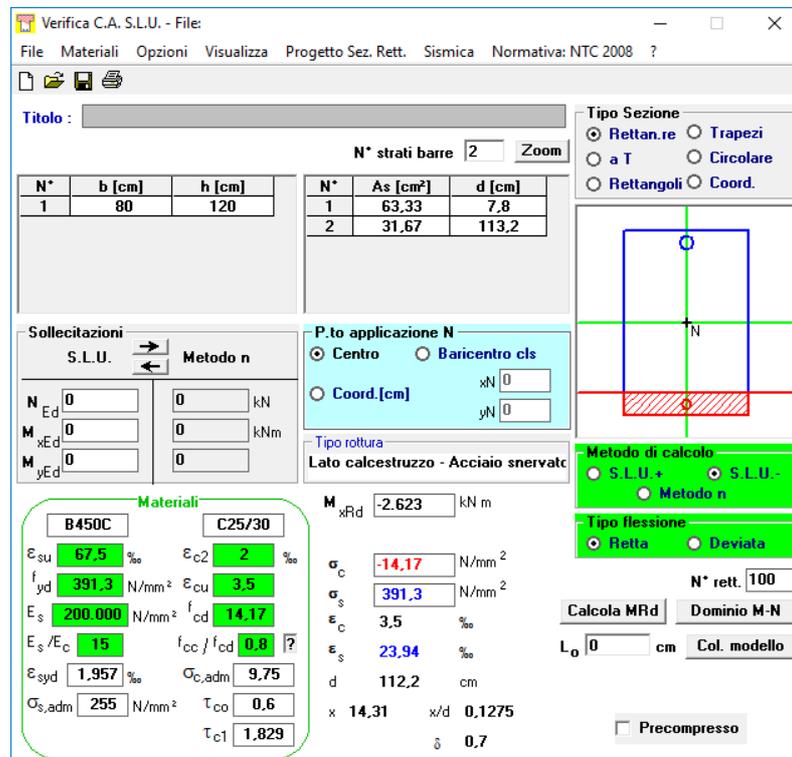
in zona compressa con 7 $\Phi$ 24

staffe  $\Phi$ 14 /10 a taglio.

Copriferro 4cm



Verifica a flessione



**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	120	1	63,33	7,8
			2	31,67	113,2

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -2.623 kN m

**Materiali**

B450C		C25/30	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	14,17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	9,75
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,6
		τ <sub>c1</sub>	1,829

σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 23,94 ‰  
d 112,2 cm  
x 14,31 x/d 0,1275  
δ 0,7

**Tipo Sezione**

Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+ S.L.U.-  
Metodo n

**Tipo flessione**

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento agente di calcolo in combinazione A1+M1+R1 (DA1-C1) è pari a:

$$M_{ed} = 2121.65 \text{ kNm}$$

Il momento resistente è pari a:

$$M_{rd} = 2623 \text{ kNm}$$

Dunque, la verifica risulta soddisfatta essendo  $M_{rd} > M_{ed}$ .

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	41 DI 66

Verifica a taglio

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE**

Base della sezione trasversale:	b	80,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	120,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	116,00	[cm]

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck}$	30,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck}$	24,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd}$	14,11	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk}$	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk}$	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	$f_{yd}$	391,30	[N/mm <sup>2</sup> ]

**AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO**

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	979,23	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

**ARMATURA TRASVERSALE**

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	$\theta$	27,52	[°]
Cotangente dell'angolo $\theta$ :	$\cot(\theta)$	1,92	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	$\alpha$	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	10,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trasv}$	14,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	1,54	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	30,80	[cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO**

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	$b_w$	80,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	$f_{yd}$	7,06	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	2.414,71	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	2.414,71	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	2.414,71	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	2,47	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
 PROVVISORIALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	42 DI 66

Il taglio agente di calcolo in combinazione A1+M1+R1 (DA1-C1) è pari a:

$$T_{ed} = 979.23 \text{ kNm}$$

Il taglio resistente è pari a:

$$T_{rd} = 2414.71 \text{ kNm}$$

Dunque, la verifica risulta soddisfatta essendo  $T_{rd} > T_{ed}$ .

Incidenze di armatura

Il valore di incidenza è pari a 170,00 kg/m<sup>3</sup>.

### 8.1.7 Stati limite ultimi idraulici (SLU)

Vista la presenza del Naviglio Pavese, la quota della falda è superficiale ed interferisce con l'esecuzione degli scavi necessari alla realizzazione delle spalle. Pertanto, lungo tutto il perimetro degli scavi, vista l'elevata permeabilità dei terreni in sito, e vista la quota superficiale della falda (adiacenza al Naviglio Pavese), saranno disposte colonne di intasamento in jet grouting aventi le seguenti caratteristiche.

$\Phi_{jet}$	80	cm
$i_{jet}$	120	cm

La lunghezza delle colonne è funzione della posizione della falda e dell'altezza di scavo. Le iniezioni vengono eseguite a partire da 0,50m sopra la falda e terminano 0,50m sotto al fondo scavo.

Si procede inoltre alla verifica del sifonamento del fondo scavo con riferimento a quanto riportato nel paragrafo 5.2.3. Di seguito è riportato l'andamento delle pressioni interstiziali per le diverse fasi di scavo:

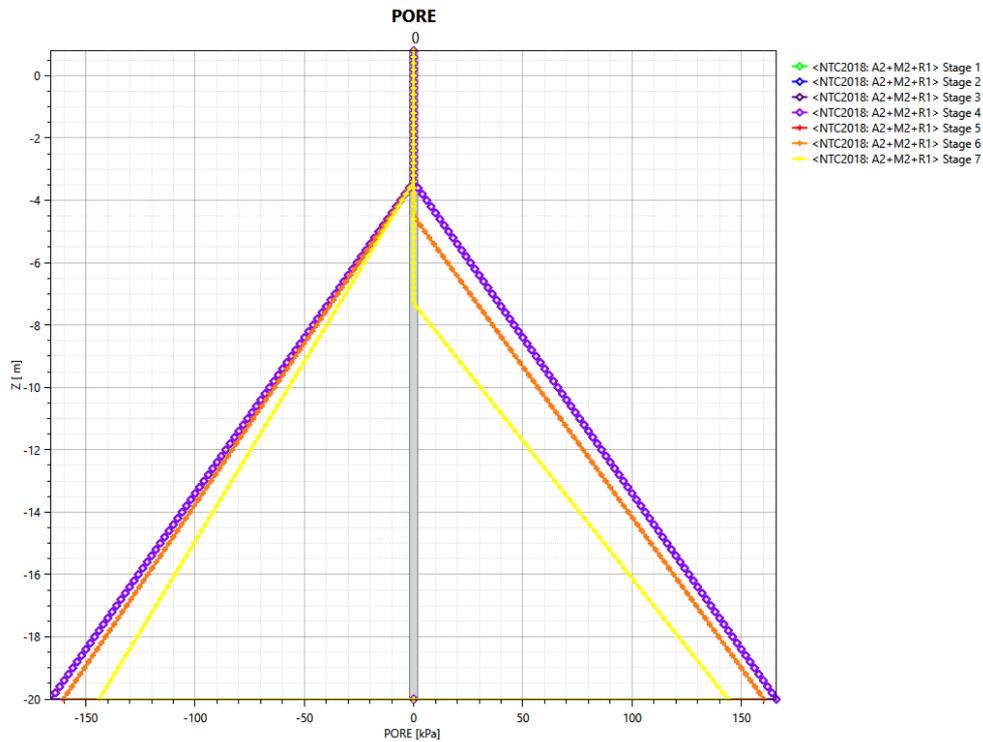


Fig. 19: Andamento delle pressioni interstiziali nei diversi stage – Sezione di calcolo 1

**Verifica sifonamento 1**

D	12,72	m	Profondità infissione paratia
Hscavo	7,3	m	Altezza di scavo
$z=L_{\text{palo}}$	20,00	m	Profondità piede paratia
$\sigma_v$	267,12	kPa	Tensione totale verticale a $z=L_{\text{palo}}$
<b>Rd</b>	<b>240,408</b>	<b>kPa</b>	$\sigma_v \cdot 0,9$
u	143,9	kPa	Pressione interstiziale a $z=L_{\text{palo}}$
<b>Ed</b>	<b>187,07</b>	<b>kPa</b>	$u \cdot 1,3$
<b>Verifica</b>	<b>1,29</b>	<b>ok</b>	

La verifica risulta soddisfatta, pertanto non sarà necessaria la realizzazione del tappo di fondo.

**8.1.8 Verifiche degli Stati Limite d'Esercizio (SLE)**

Si riportano rispettivamente il profilo di spostamento orizzontale lungo la paratia, relativo alla fase di massimo scavo. Dalla Fig. 20 si evince che lo spostamento massimo orizzontale atteso sulla paratia con riferimento alla sezione di calcolo 1 è pari a circa 13.85mm ad una profondità di 8.60m da piano campagna.

Tale valore è ritenuto accettabile e compatibile con la funzionalità dell'opera provvisoria.

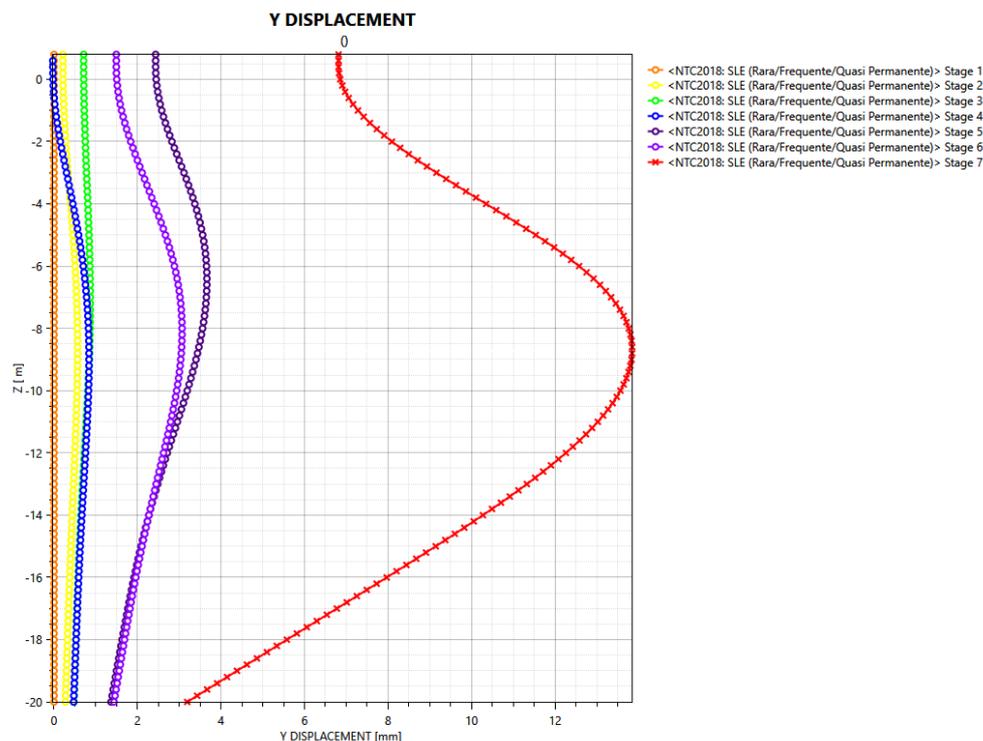


Fig. 20: Verifiche SLE Paratie – Spostamento orizzontale– Sezione di calcolo 1

Tuttavia, va considerato che a monte dell'opera vi sono dei binari in esercizio, e per non compromettere la funzionalità degli stessi, i cedimenti a piano campagna indotti dallo spostamento della paratia devono essere contenuti entro i seguenti limiti (Doc.Rif.[10]):

Livello di qualità 3 e  $200 \leq V \leq 300$  km/h

- Livello longitudinale (L)  $\leq 10$ mm
- Livello trasversale (XL)  $\leq 20$  mm
- Sghembo su base 3m ( $\gamma_{3m}$ )  $2.7 < \gamma_{3m} \leq 3.5$ mm

Per il calcolo dei cedimenti indotti a piano campagna si utilizza il metodo proposto dal software Paratie Plus 2018. Questo semplice strumento può essere d'aiuto per 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.

Nel diagramma riportato di seguito è riportato il profilo di cedimento a piano campagna:

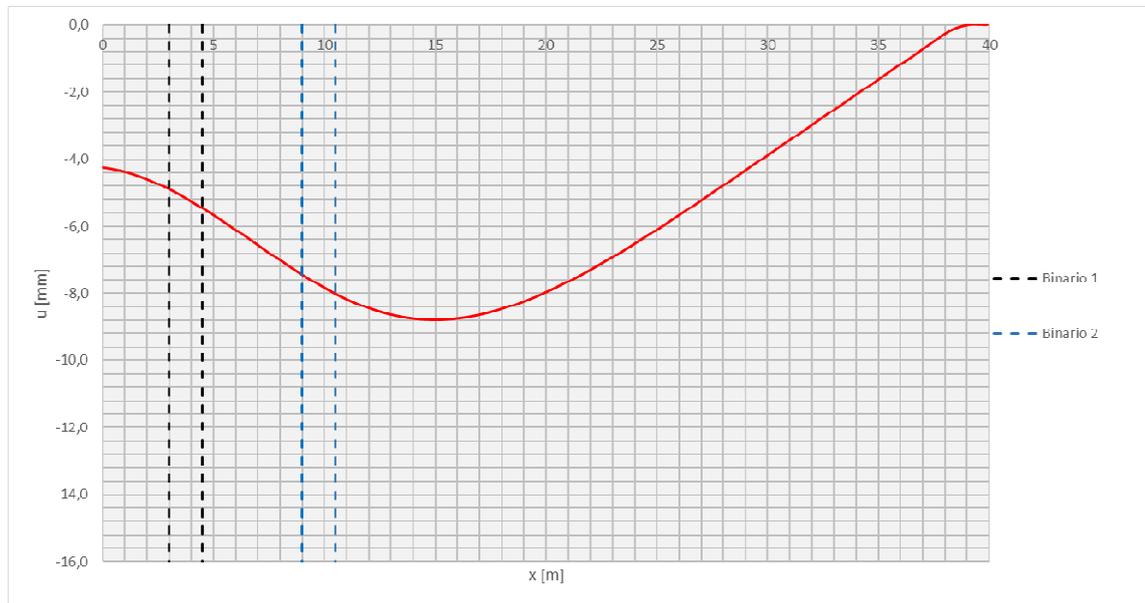


Fig. 21: Cedimenti a piano campagna– Sezione di calcolo 1

Il cedimento calcolato in corrispondenza dei binari per la sezione 1 è pari a:

Cedimento	Binario 1		Binario 2	
	traversa 1	traversa 2	traversa 3	traversa 4
x [m]	3	4,5	9,00	10,50
u [mm]	5,60	6,40	7,60	8,40

Le verifiche agli SLE risultano soddisfatte in quanto.

- Livello longitudinale (L) = 0.84 cm < 1 cm
- Livello trasversale (XL) = 0.56 – 0.52 = 0.08 < 2 cm
- Sghembo su base 3m ( $\gamma_{3m}$ ) = 0.08mm < 3.5mm

## 8.2 Sezione di calcolo 2

Il modello implementato nel codice Paratie è mostrato nella successiva Fig. 22.

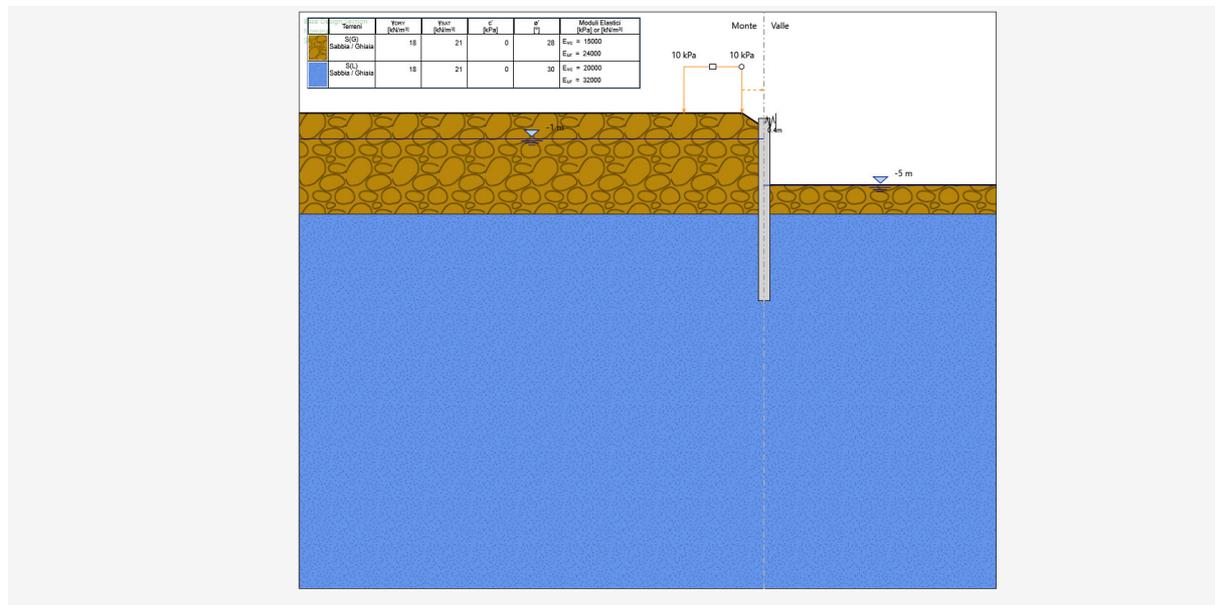


Fig. 22: Modello di calcolo con codice Paratie – Sezione di calcolo 2

Si riporta un riepilogo delle fasi di calcolo:

Stage	Descrizione fase
1	Attivazione paratia di pali e cordolo (molla equivalente-cfr.§8.1.6)
2	Attivazione carichi di monte (Carichi di cantiere)
3	Scavo di 5.00m da piano campagna

La posizione della falda è a -1,00m dalla testa della paratia ed a -2,30 m dal piano campagna (quota p.c. 82.80 mslm).

I valori delle sollecitazioni ottenuti nelle diverse combinazioni sono mostrati nelle successive figure:

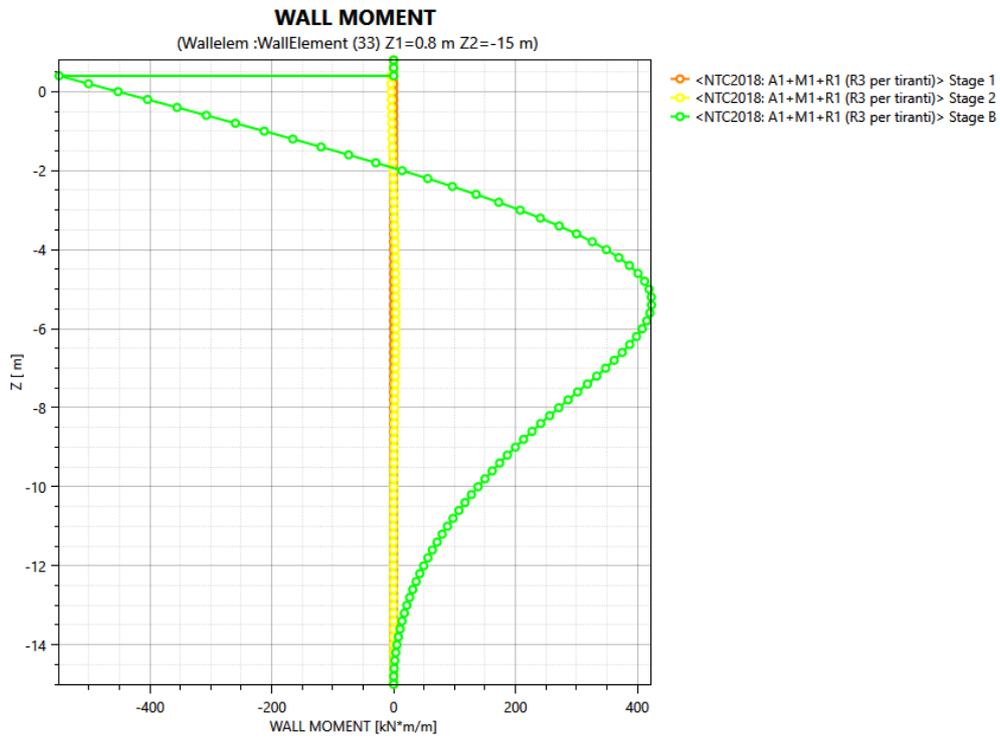


Fig. 23: Verifiche SLU DA1C1 Paratie – Momenti flettenti – Sezione di calcolo 2

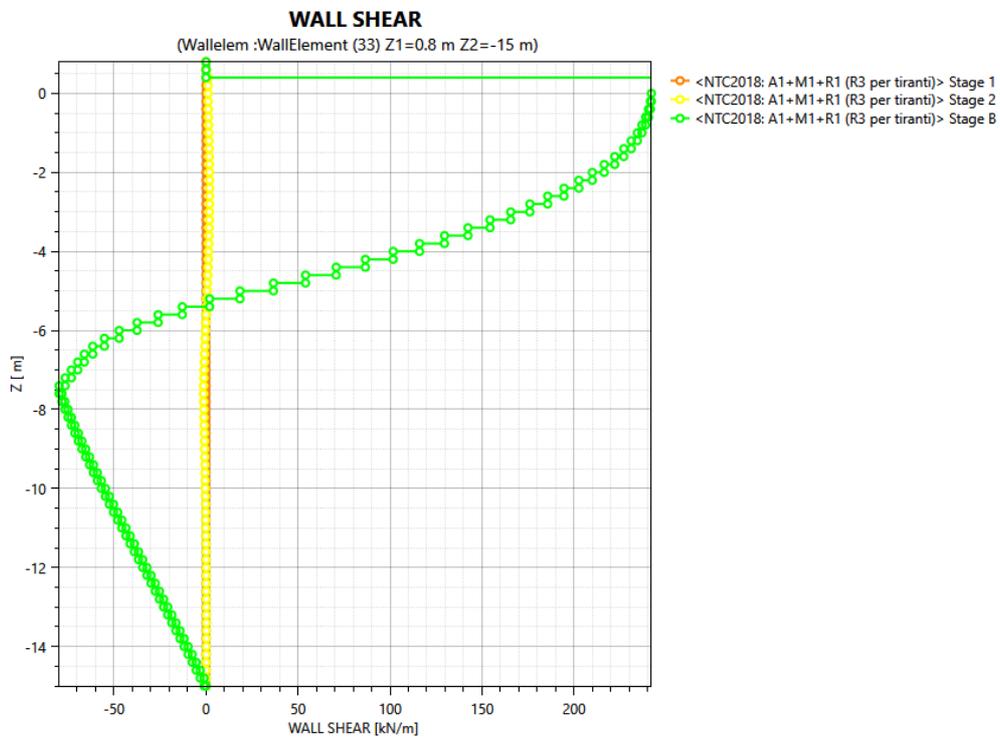


Fig. 24: Verifiche SLU DA1C1 Paratie– Azioni di taglio– Sezione di calcolo 2

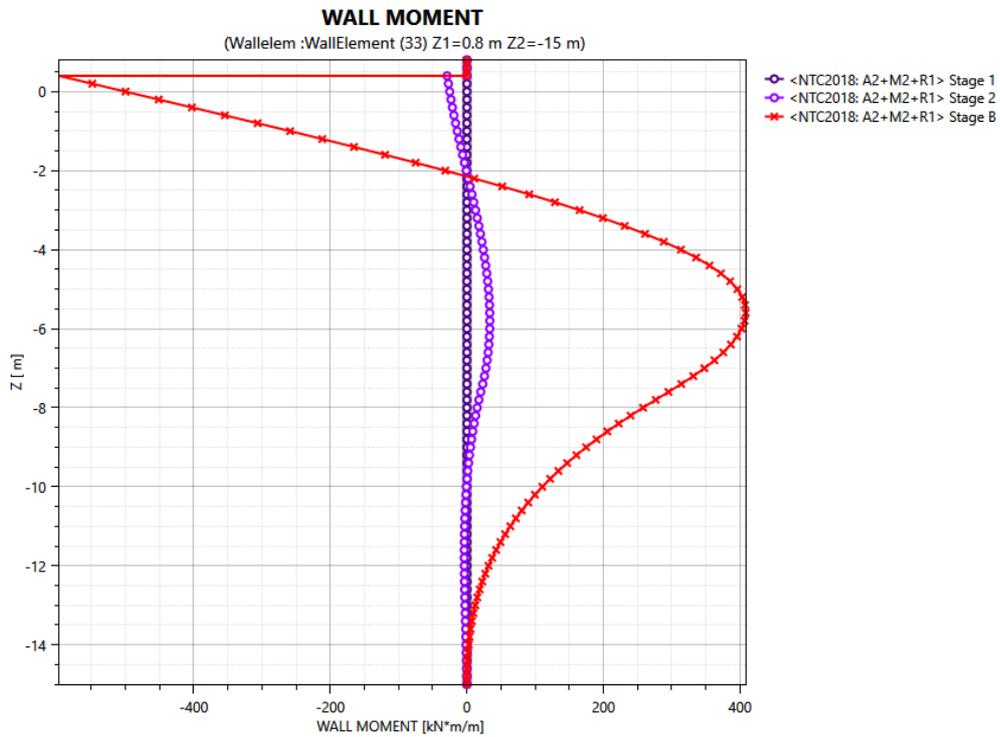


Fig. 25: Verifiche SLU DA1C2 Paratie– Momenti flettenti– Sezione di calcolo 2

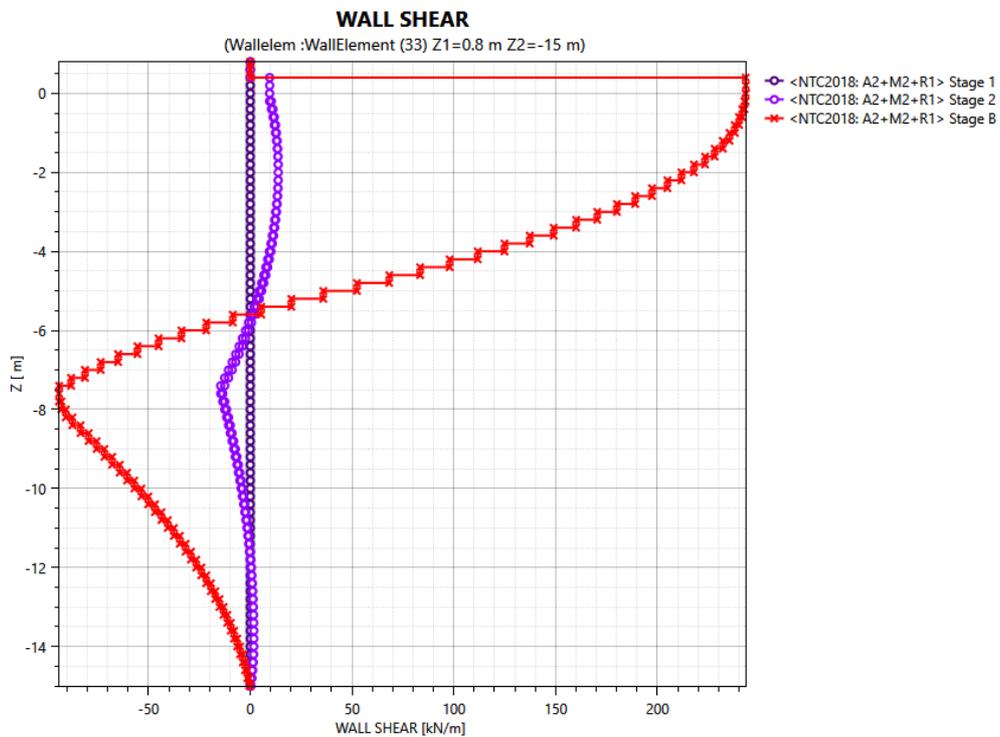


Fig. 26: Verifiche SLU DA1C2 Paratie – Azioni di taglio– Sezione di calcolo 2

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISORIALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	49 DI 66

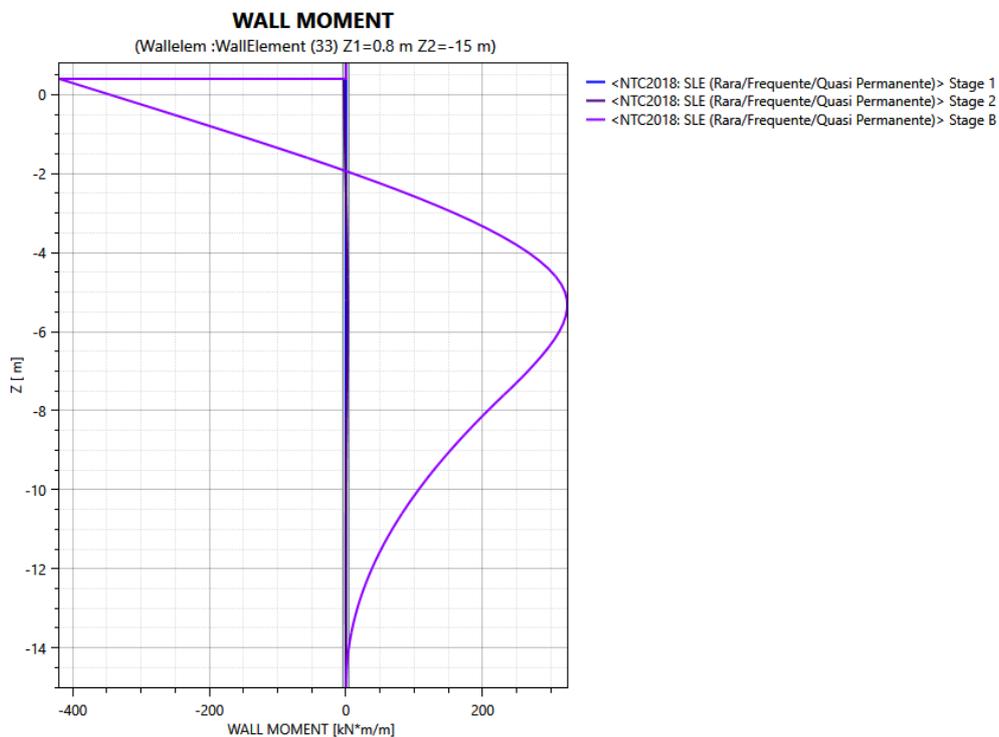


Fig. 27: Verifiche SLE Paratie – Momenti flettenti – Sezione di calcolo 2

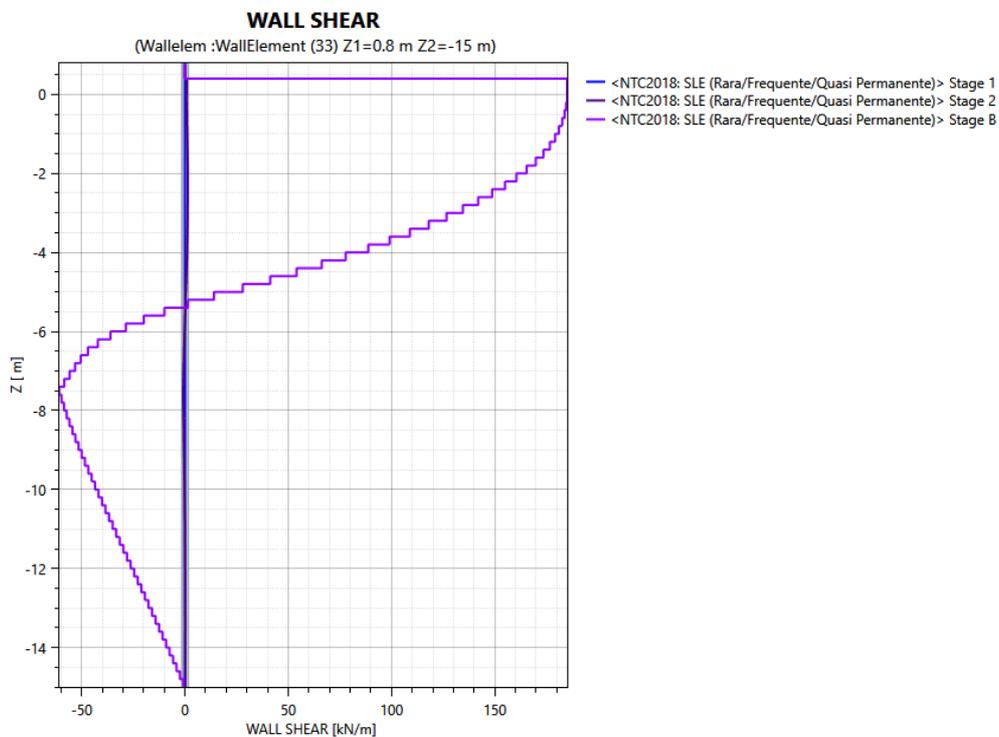


Fig. 28: Verifiche SLE Paratie – Azioni di taglio – Sezione di calcolo 2

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
 PROVVISORIALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	50 DI 66

Riepilogando, i valori delle massime sollecitazioni per metro ottenute sulla paratia di pali sono:

Sezione 2 Sollecitazioni al metro	$M_{max}$	$Z_{(Mmax)}$	$T_{max}$	$Z_{(Tmax)}$
	[kNm/m]	[m]	[kN/m]	[m]
SLE	419,74	0,4	185,06	0,4
A1+M1+R1	549,03	0,4	242,08	0,4
A2+M2+R1	597,26	0,4	243,33	0,4

Tab. 24 – Massime sollecitazioni sulla paratia di pali – sezione 2

Essendo i pali disposti ad interasse di 120 cm, i valori delle massime sollecitazioni sul singolo palo sono:

Sezione 2 Sollecitazioni palo	$M_{max}$	$Z_{(Mmax)}$	$T_{max}$	$Z_{(Tmax)}$
	[kNm]	[m]	[kN]	[m]
SLE	503,69	0,4	222,07	0,4
A1+M1+R1	658,84	0,4	290,50	0,4
A2+M2+R1	716,71	0,4	292,00	0,4

Tab. 25 – Massime sollecitazioni sul singolo palo – sezione 2

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	51 DI 66

**8.2.1 Verifica geotecnica dell'opera di sostegno (SLU)**

I massimi valori di mobilitazione della resistenza passiva, in combinazione DA1C2 (A2+M2+R1), sono di seguito riportati:

Stage	R <sub>p</sub>
1	16.4%
2	18.0%
3	56.4%

Tab. 26- - Massimi rapporti di mobilitazione della resistenza passiva per la sezione di calcolo 2

**8.2.2 Verifica strutturale dell'opera di sostegno (SLU)**

Essendo le massime sollecitazioni sui pali inferiori rispetto a quelle ottenute sulla sezione di calcolo numero 1 (cfr.§8.1.3), si considera l'armatura di progetto prevista per tale sezione e quindi:

- Armatura longitudinale caratterizzata da 24 $\phi$ 20
- Armatura a taglio caratterizzata da spirate  $\phi$ 12/20
- Anelli di irrigidimento  $\phi$ 24 ogni 3 m

Si considera un copriferro di 4cm.

Il momento agente di calcolo in combinazione A1+M1+R1 (DA1-C1) è pari a:

$$M_{ed} = 658.84 \text{ kNm}$$

Il momento resistente è pari a:

$$M_{rd} = 1129 \text{ kNm}$$

Dunque, la verifica risulta soddisfatta essendo  $M_{rd} > M_{ed}$ .

Il taglio agente di calcolo in combinazione A1+M1+R1 (DA1-C1) è pari a:

$$T_{ed} = 290.50 \text{ kNm}$$

Il taglio resistente è pari a:

$$T_{rd} = 841.74 \text{ kN}$$

Dunque, la verifica risulta soddisfatta essendo  $T_{rd} > T_{ed}$ .

### 8.2.3 Verifica strutturale del cordolo di collegamento (SLU)

Essendo la reazione sul cordolo inferiore a quella ottenuta per la sezione di calcolo numero 1 (cfr. § 8.1.6.) si considera l'armatura di progetto prevista per tale sezione e quindi:

- Armatura longitudinale caratterizzata da 7+7 $\phi$ 24 in zona tesa
- Armatura longitudinale caratterizzata da 7 $\phi$ 24 in zona compressa
- Armatura a taglio caratterizzata da spirate  $\phi$ 14/10

Si considera un copriferro di 4cm.

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

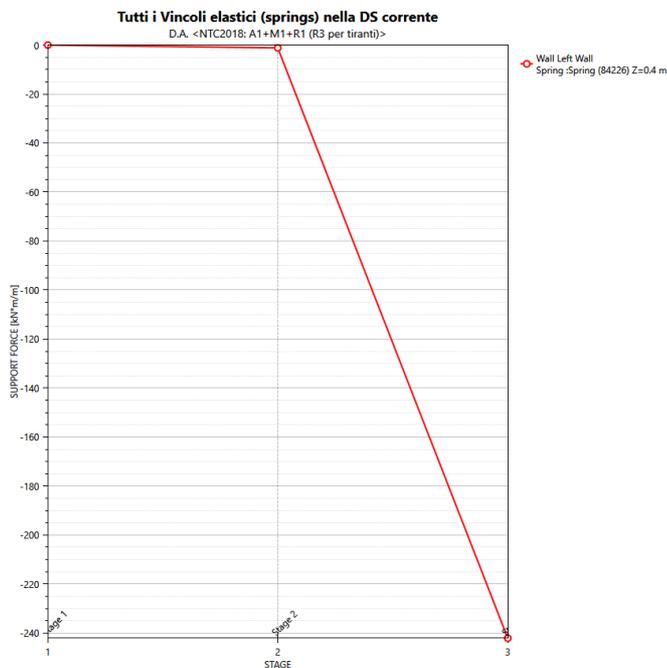


Fig. 29: Reazioni molla – Sezione di calcolo 2

### 8.2.4 Stati limite ultimi idraulici (SLU)

Vista la presenza del Naviglio Pavese, la quota della falda è superficiale ed interferisce con l'esecuzione degli scavi necessari alla realizzazione delle spalle. Pertanto, lungo tutto il perimetro degli scavi, vista la modesta permeabilità dei terreni in sito, e vista la quota superficiale della falda (adiacenza al Naviglio Pavese), saranno disposte colonne di intasamento in jet grouting aventi le seguenti caratteristiche.

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	53 DI 66

$\Phi_{jet}$	80	cm
$i_{jet}$	120	cm

La lunghezza delle colonne è funzione della posizione della falda e dell'altezza di scavo. Le iniezioni vengono eseguite a partire da 0,50m sopra la falda e terminano 0,50m sotto al fondo scavo.

Si procede inoltre alla verifica del sifonamento del fondo scavo con riferimento a quanto riportato nel paragrafo 5.2.3. Di seguito è riportato l'andamento delle pressioni interstiziali per le diverse fasi di scavo:

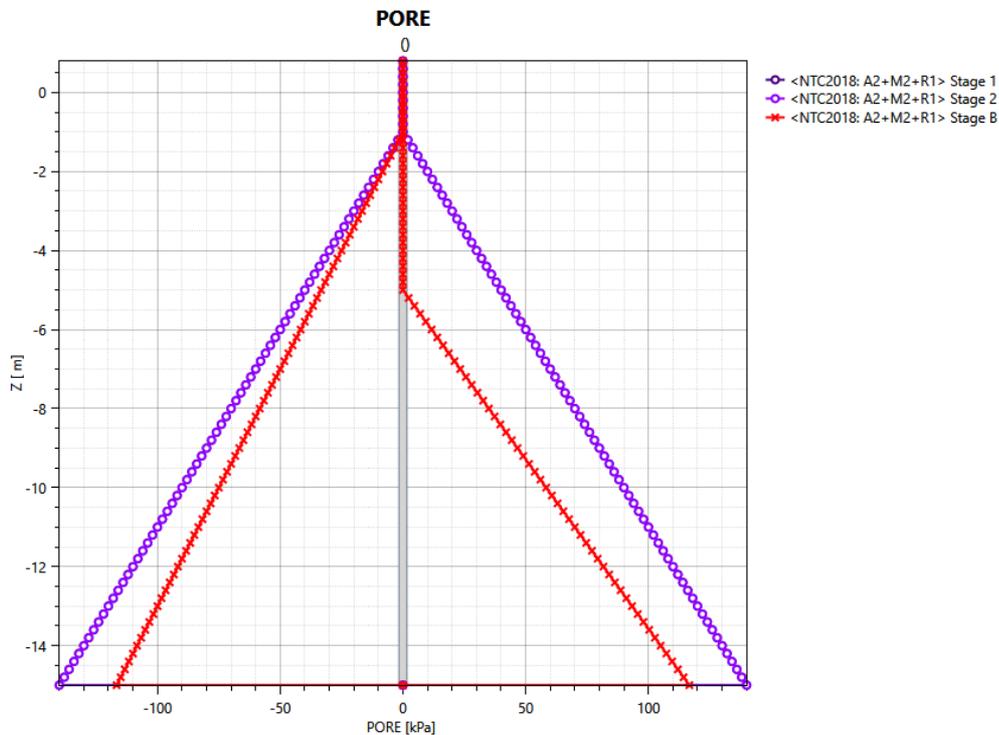


Fig. 30: Andamento delle pressioni interstiziali nei diversi stage – Sezione di calcolo 2

**Verifica sifonamento 2**

D	9,98	m	Profondità infissione paratia
Hscavo	5,0	m	Altezza di scavo
z	15,00	m	Profondità piede paratia
$\sigma_v$	209,58	kPa	Tensione totale verticale a $z=L_{palo}$
<b>Rd</b>	<b>188,622</b>	<b>kPa</b>	$\sigma_v \cdot 0,9$
u	116,67	kPa	Pressione interstiziale a $z=L_{palo}$
<b>Ed</b>	<b>151,671</b>	<b>kPa</b>	$u \cdot 1,3$
<b>Verifica</b>	<b>1,24</b>	<b>ok</b>	

La verifica risulta soddisfatta, pertanto non sarà necessaria la realizzazione del tappo di fondo.

### 8.2.5 Verifiche degli Stati Limite d'Esercizio (SLE)

Si riportano rispettivamente il profilo di spostamento orizzontale lungo la paratia, relativo alla fase di massimo scavo. Dalla Fig. 31 si evince che lo spostamento massimo orizzontale atteso sulla paratia con riferimento alla sezione di calcolo 2 è pari a circa 12.51mm ad una profondità di 4.60m da piano campagna.

Tale valore è ritenuto accettabile e compatibile con la funzionalità dell'opera provvisoria.

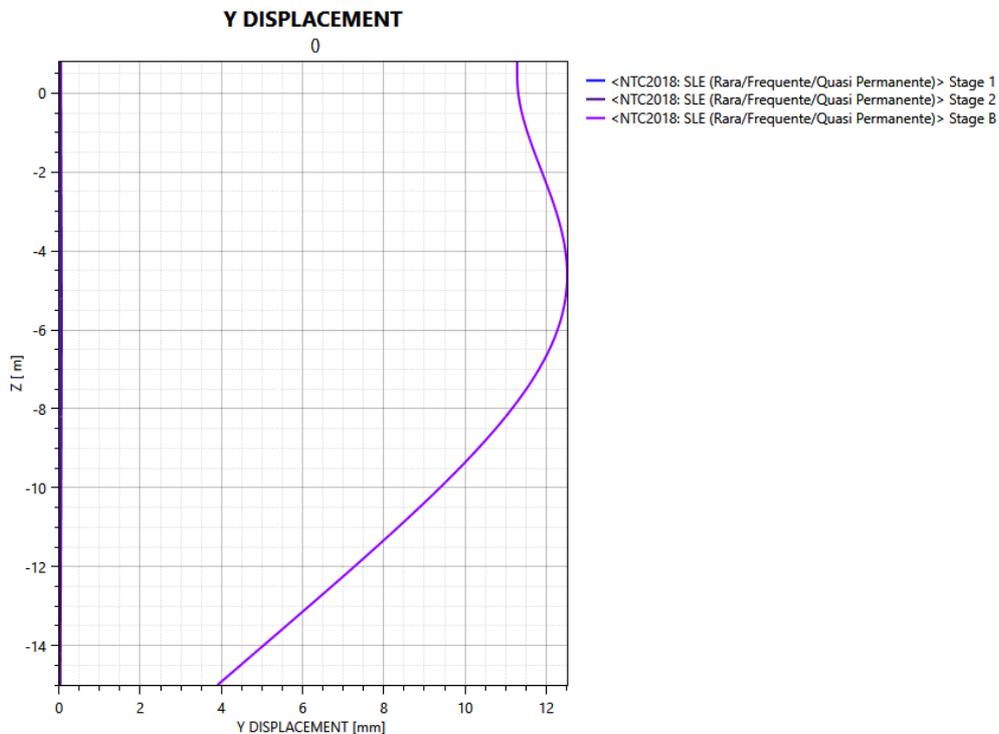


Fig. 31: Verifiche SLE Paratie – Spostamento orizzontale– Sezione di calcolo 1

### 8.3 Sezione di calcolo 3

Il modello implementato nel codice Paratie è mostrato nella successiva Fig. 32: Modello di calcolo con codice Paratie – Sezione di calcolo 3.

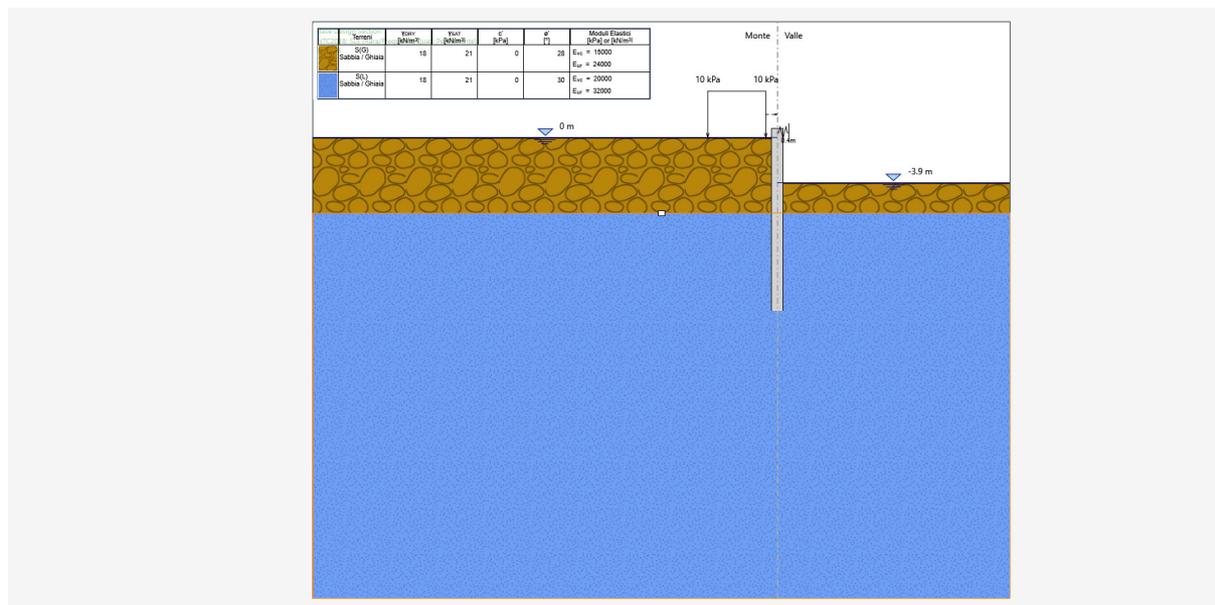


Fig. 32: Modello di calcolo con codice Paratie – Sezione di calcolo 3

Si riporta un riepilogo delle fasi di calcolo:

Stage	Descrizione fase
1	Attivazione paratia di pali e cordolo (molla equivalente-cfr.§8.1.6)
2	Attivazione carichi di monte (Carichi di cantiere)
3	Scavo di 3.90m da piano campagna

I valori delle sollecitazioni ottenuti nelle diverse combinazioni sono mostrati nelle successive figure:

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	56 DI 66

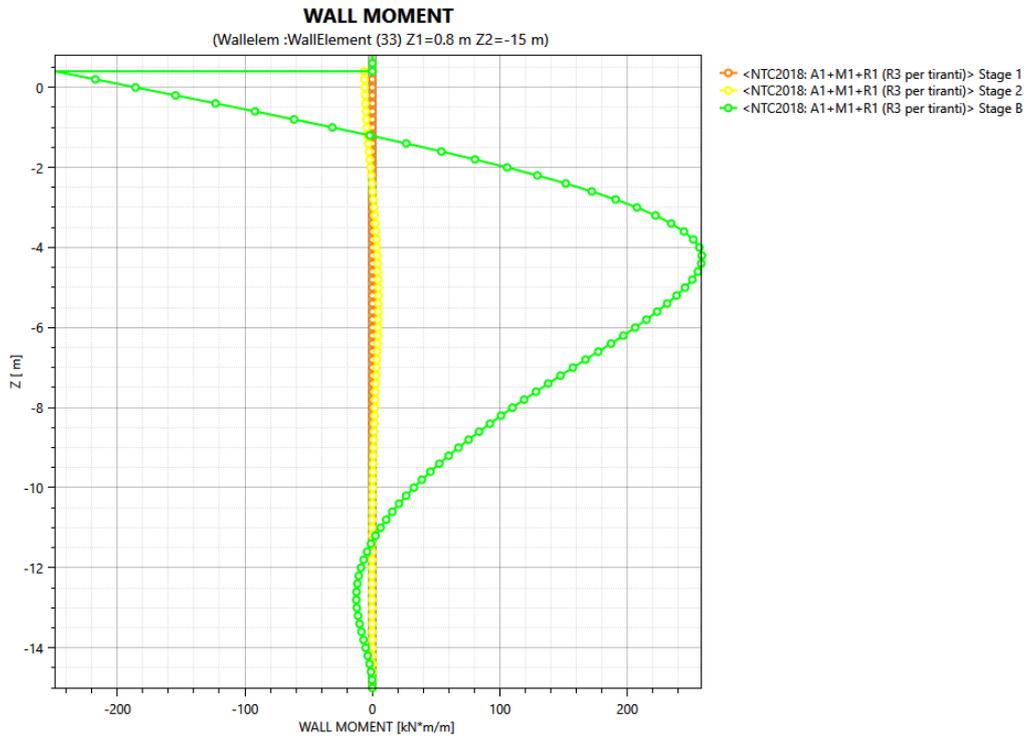


Fig. 33: Verifiche SLU DA1C1 Paratie – Momenti flettenti – Sezione di calcolo 3

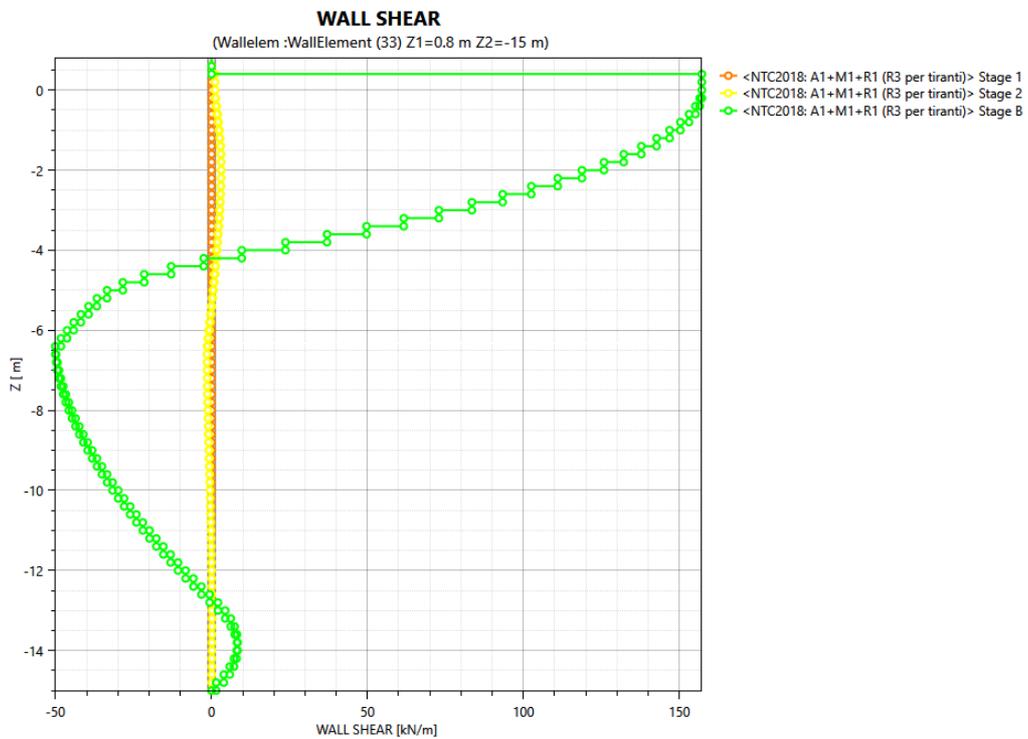


Fig. 34: Verifiche SLU DA1C1 Paratie– Azioni di taglio– Sezione di calcolo 3

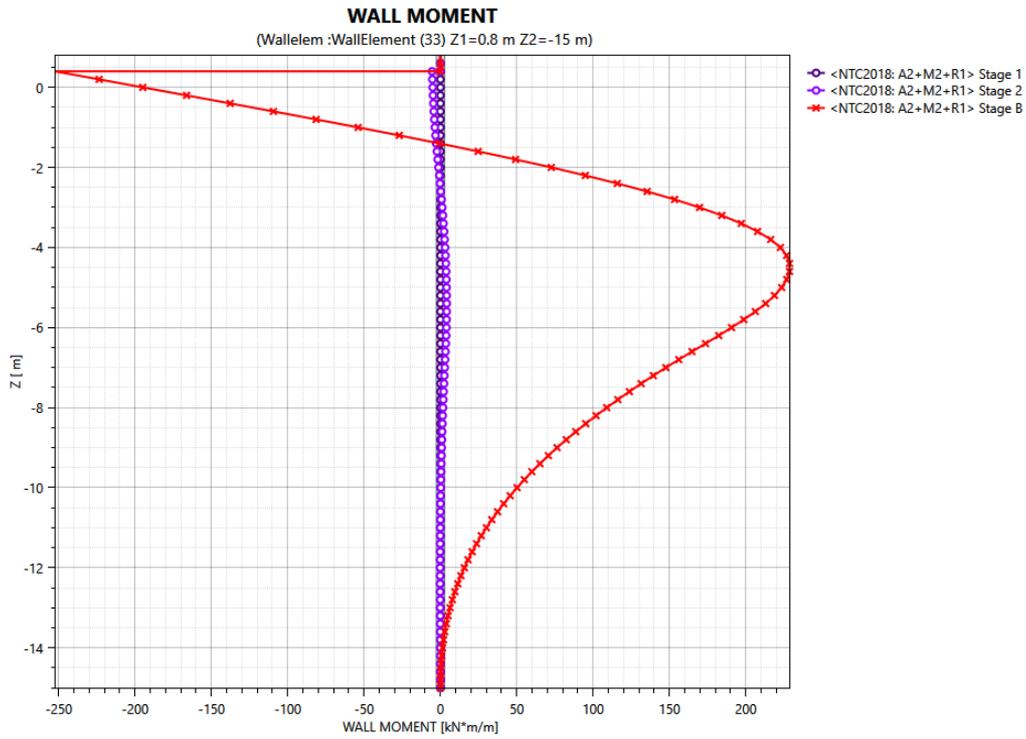


Fig. 35: Verifiche SLU DA1C2 Paratie– Momenti flettenti– Sezione di calcolo 3

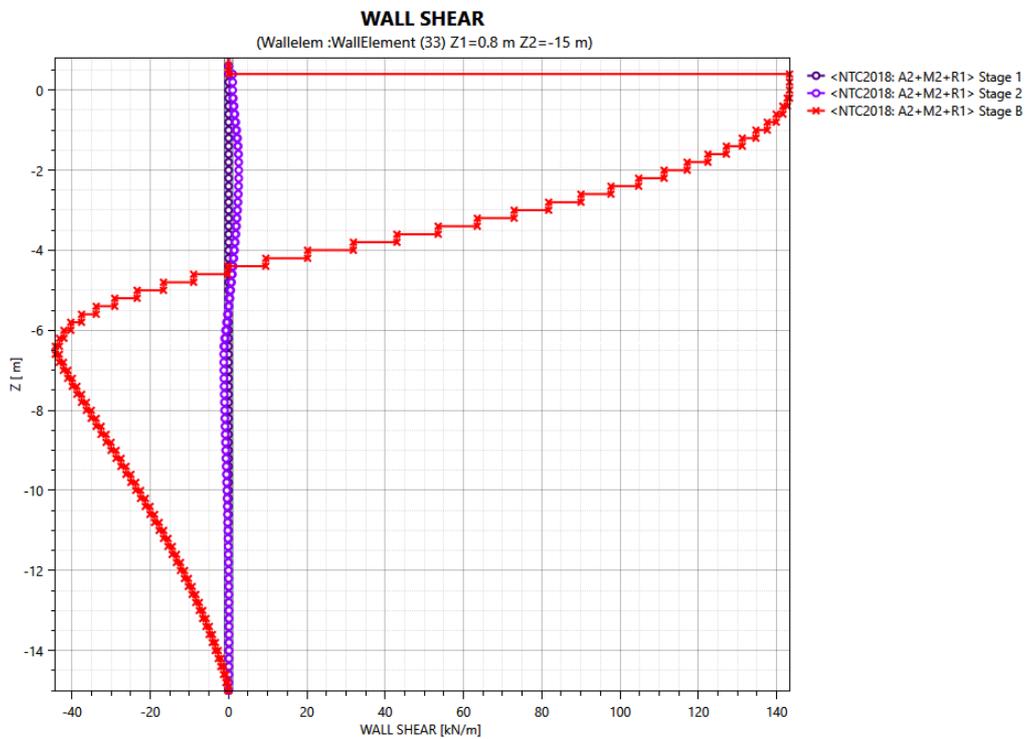


Fig. 36: Verifiche SLU DA1C2 Paratie – Azioni di taglio– Sezione di calcolo 3

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISORIALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	58 DI 66

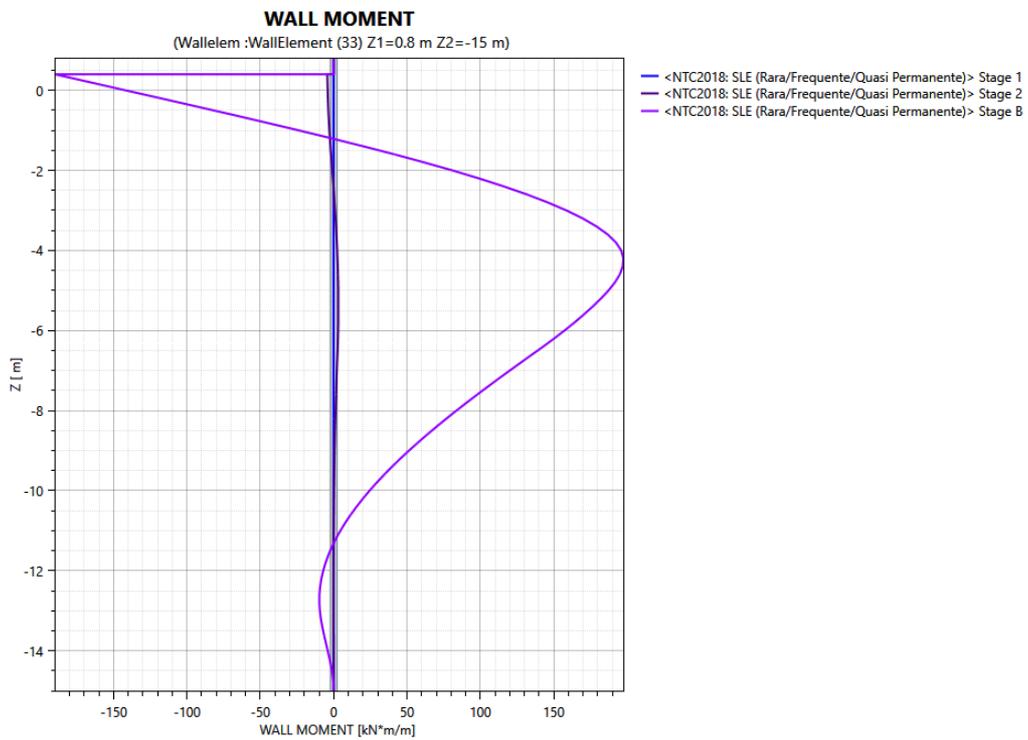


Fig. 37: Verifiche SLE Paratie – Momenti flettenti – Sezione di calcolo 3

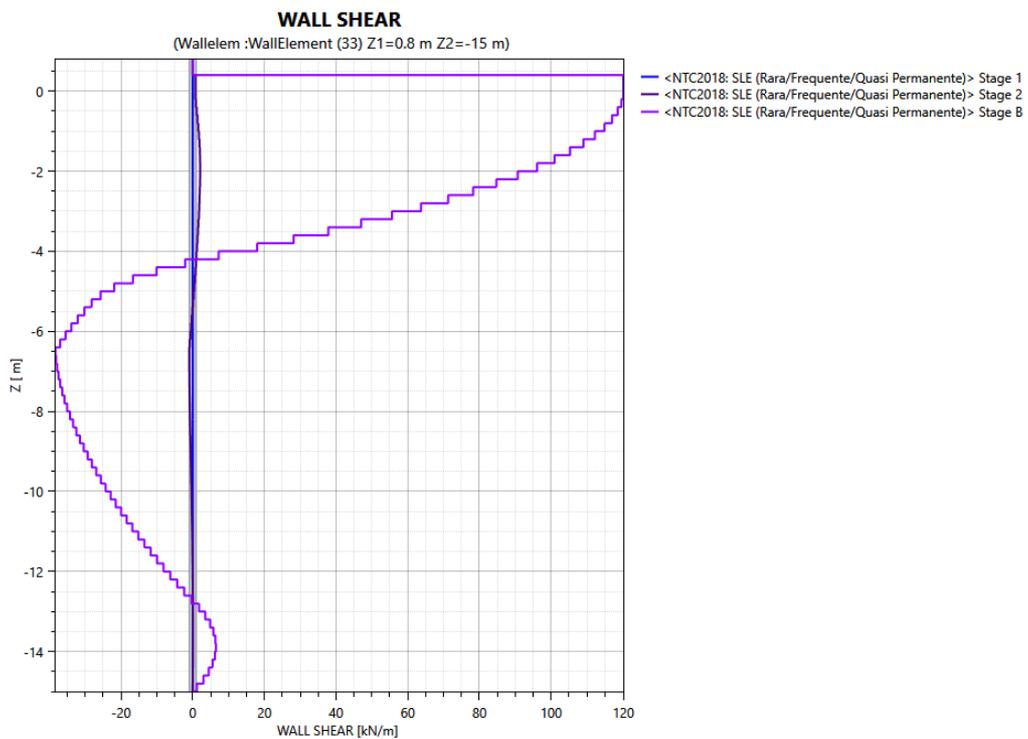


Fig. 38: Verifiche SLE Paratie – Azioni di taglio – Sezione di calcolo 3

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
 PROVVISORIALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	59 DI 66

Riepilogando, i valori delle massime sollecitazioni per metro ottenute sulla paratia di pali sono:

Sezione 3 Sollecitazioni al metro	$M_{max}$	$Z_{(Mmax)}$	$T_{max}$	$Z_{(Tmax)}$
	[kNm/m]	[m]	[kN/m]	[m]
SLE	197,52	0,4	120,15	0,4
A1+M1+R1	258,48	4,2	157,23	0,4
A2+M2+R1	252,23	0,4	143,29	0,4

Tab. 27 – Massime sollecitazioni sulla paratia di pali – sezione 3

Essendo i pali disposti ad interasse di 120 cm, i valori delle massime sollecitazioni sul singolo palo sono:

Sezione 3 Sollecitazioni palo	$M_{max}$	$Z_{(Mmax)}$	$T_{max}$	$Z_{(Tmax)}$
	[kNm]	[m]	[kN]	[m]
SLE	237,024	0,4	144,18	0,4
A1+M1+R1	310,176	4,2	188,676	0,4
A2+M2+R1	302,676	0,4	171,948	0,4

Tab. 28 – Massime sollecitazioni sul singolo palo – sezione 3

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE  
PROVVISIONALI**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 09 CL	VI0203 001	a	60 DI 66

**8.3.1 Verifica geotecnica dell'opera di sostegno (SLU)**

I massimi valori di mobilitazione della resistenza passiva, in combinazione DA1C2 (A2+M2+R1), sono di seguito riportati:

Stage	R <sub>p</sub>
1	16.2%
2	16.5%
3	39.9%

Tab. 29- - Massimi rapporti di mobilitazione della resistenza passiva per la sezione di calcolo 3

**8.3.2 Verifica strutturale dell'opera di sostegno (SLU)**

Essendo le massime sollecitazioni sui pali inferiori rispetto a quelle ottenute sulla sezione di calcolo numero 1 (cfr.§8.1.3), si considera l'armatura di progetto prevista per tale sezione e quindi:

- Armatura longitudinale caratterizzata da 24φ20
- Armatura a taglio caratterizzata da spirate φ12/20
- Anelli di irrigidimento φ24 ogni 3 m

Si considera un copriferro di 4cm.

Il momento agente di calcolo in combinazione A1+M1+R1 (DA1-C1) è pari a:

$$M_{ed} = 310.18 \text{ kNm}$$

Il momento resistente è pari a:

$$M_{rd} = 1129 \text{ kNm}$$

Dunque, la verifica risulta soddisfatta essendo  $M_{rd} > M_{ed}$ .

Il taglio agente di calcolo in combinazione A1+M1+R1 (DA1-C1) è pari a:

$$T_{ed} = 188.68 \text{ kNm}$$

Il taglio resistente è pari a:

$$T_{rd} = 841.74 \text{ kN}$$

Dunque, la verifica risulta soddisfatta essendo  $T_{rd} > T_{ed}$ .

### 8.3.3 Verifica strutturale del cordolo di collegamento (SLU)

Essendo la reazione sul cordolo inferiore a quella ottenuta per la sezione di calcolo numero 1 (cfr. § 8.1.6.) si considera l'armatura di progetto prevista per tale sezione e quindi:

- Armatura longitudinale caratterizzata da 7+7 $\phi$ 24 in zona tesa
- Armatura longitudinale caratterizzata da 7 $\phi$ 24 in zona compressa
- Armatura a taglio caratterizzata da spirate  $\phi$ 14/10

Si considera un copriferro di 4cm.

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

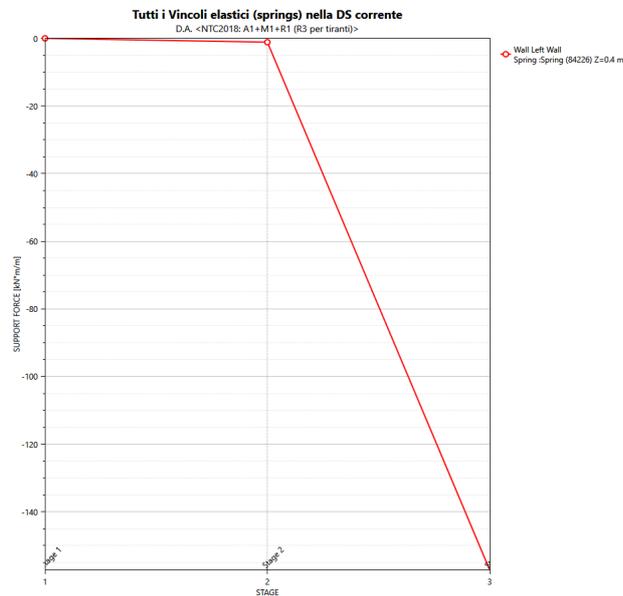


Fig. 39: Reazioni molla – Sezione di calcolo 3

### 8.3.4 Stati limite ultimi idraulici (SLU)

Vista la presenza del Naviglio Pavese, la quota della falda è superficiale ed interferisce con l'esecuzione degli scavi necessari alla realizzazione delle spalle. Pertanto, lungo tutto il perimetro degli scavi, vista la modesta permeabilità dei terreni in sito, e vista la quota superficiale della falda (adiacenza al Naviglio Pavese), saranno disposte colonne di intasamento in jet grouting aventi le seguenti caratteristiche.

$\Phi_{jet}$	80	cm
$i_{jet}$	120	cm

La lunghezza delle colonne è funzione della posizione della falda e dell'altezza di scavo. Le iniezioni vengono eseguite a partire da 0,50m sopra la falda e terminano 0,50m sotto al fondo scavo.

Si procede inoltre alla verifica del sifonamento del fondo scavo con riferimento a quanto riportato nel paragrafo 5.2.3. Di seguito è riportato l'andamento delle pressioni interstiziali per le diverse fasi di scavo:

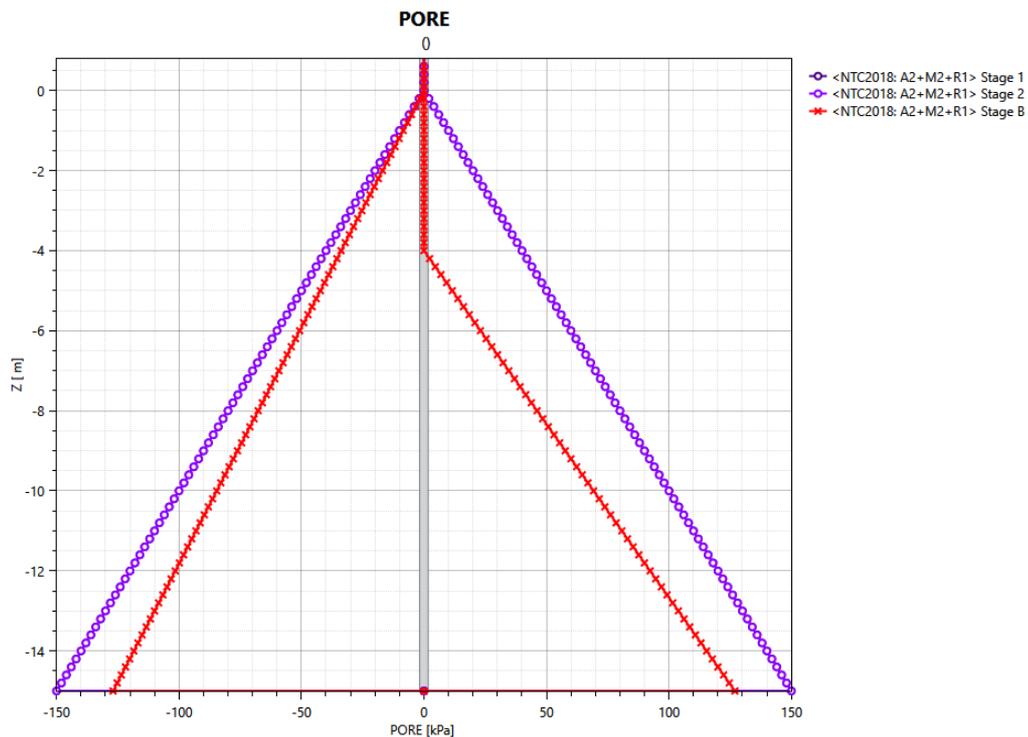


Fig. 40: Andamento delle pressioni interstiziali nei diversi stage – Sezione di calcolo 2

**Verifica sifonamento3**

D	11,12	m	Profondità infissione paratia
Hscavo	3,9	m	Altezza di scavo
z	15,00	m	Profondità piede paratia
$\sigma_v$	233,52	kPa	Tensione totale verticale a $z=L_{palo}$
<b>Rd</b>	<b>210,168</b>	<b>kPa</b>	$\sigma_v \cdot 0,9$
u	127,59	kPa	Pressione interstiziale a $z=L_{palo}$
<b>Ed</b>	<b>165,867</b>	<b>kPa</b>	$u \cdot 1,3$
<b>Verifica</b>	<b>1,27</b>	<b>ok</b>	

La verifica risulta soddisfatta, pertanto non sarà necessaria la realizzazione del tappo di fondo.

### 8.3.5 Verifiche degli Stati Limite d'Esercizio (SLE)

Si riportano rispettivamente il profilo di spostamento orizzontale lungo la paratia, relativo alla fase di massimo scavo. Dalla Fig. 41 si evince che lo spostamento massimo orizzontale atteso sulla paratia con riferimento alla sezione di calcolo 3 è pari a circa 7.58mm ad una profondità di 3.00m da piano campagna.

Tale valore è ritenuto accettabile e compatibile con la funzionalità dell'opera provvisoria.

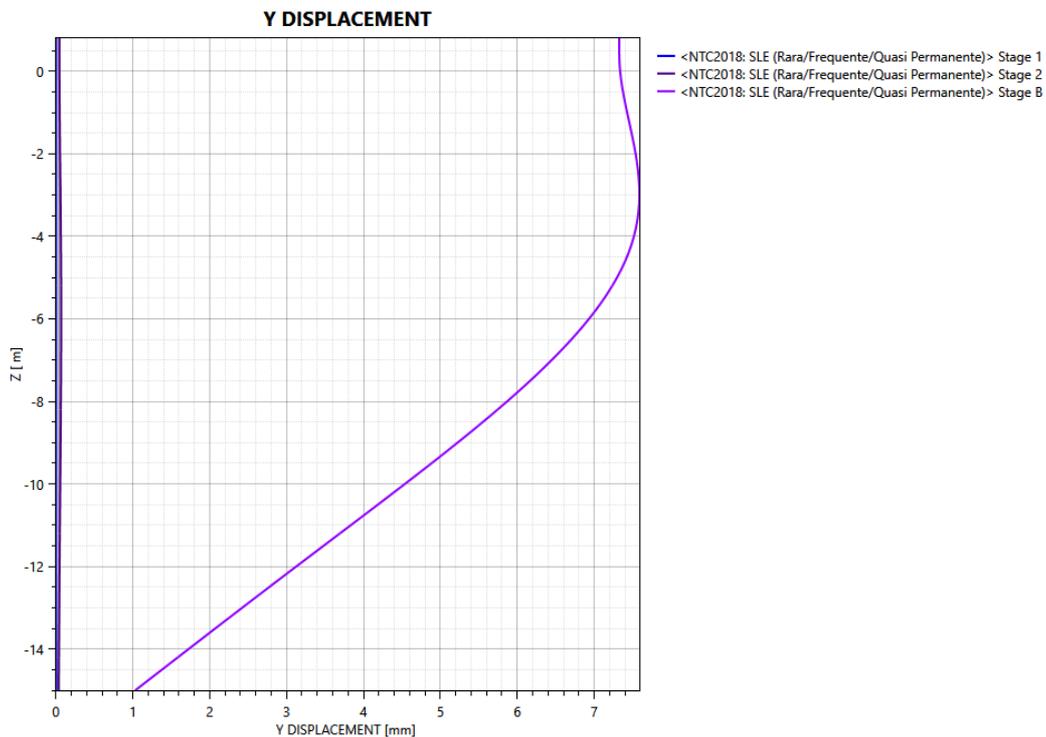


Fig. 41: Verifiche SLE Paratie – Spostamento orizzontale– Sezione di calcolo 1

## 9. STABILITÀ GLOBALE (SLU)

La stabilità globale dell'opera è stata analizzata, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 5.2.1, mediante analisi all'equilibrio limite con riferimento al metodo proposto da Morgenstern N.R. and Price V.E. (1965). I calcoli sono stati condotti con il codice di calcolo SLOPE/W, facente parte del pacchetto GeoStudio 2018 (Doc.Rif.[13]).

Le verifiche sono state effettuate nel caso di sezione 1 trascurando a favore di sicurezza la presenza dei tiranti di ancoraggio. Le condizioni analizzate sono quelle statiche, adottando per i terreni naturali i parametri di resistenza drenati. I valori caratteristici delle resistenze sono stati fattorizzati in accordo a quanto riportato nel paragrafo 5.2.1.

Nell'analisi è stata rappresentata la fase di massimo scavo (7.50m da testa paratia per la sezione 1, 5.00 m da testa paratia per la sezione 2 e 4.00 da testa paratia per la sezione 3). La stratigrafia ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici adottati sono riportati al precedente capitolo 6.

Le verifiche della stabilità globale risultano soddisfatte quando la superficie di scivolamento più critica, tra tutte quelle cinematicamente possibili, ha un fattore di sicurezza pari almeno ad 1.1, ossia se risulta soddisfatta la seguente disuguaglianza (par. 6.8.2 Doc.Rif.[6]):

$$R / E_d \geq \gamma_R \text{ con } \gamma_R = 1.1$$

In Fig. 42, Fig. 43, e Fig. 44 si riportano i risultati della verifica effettuata sulle tre differenti sezioni di calcolo adottando per i terreni naturali i parametri di resistenza definiti nella caratterizzazione geotecnica.

L'estensione del modello di calcolo lato valle coincide con le dimensioni dello scavo, ovvero 13,60m.

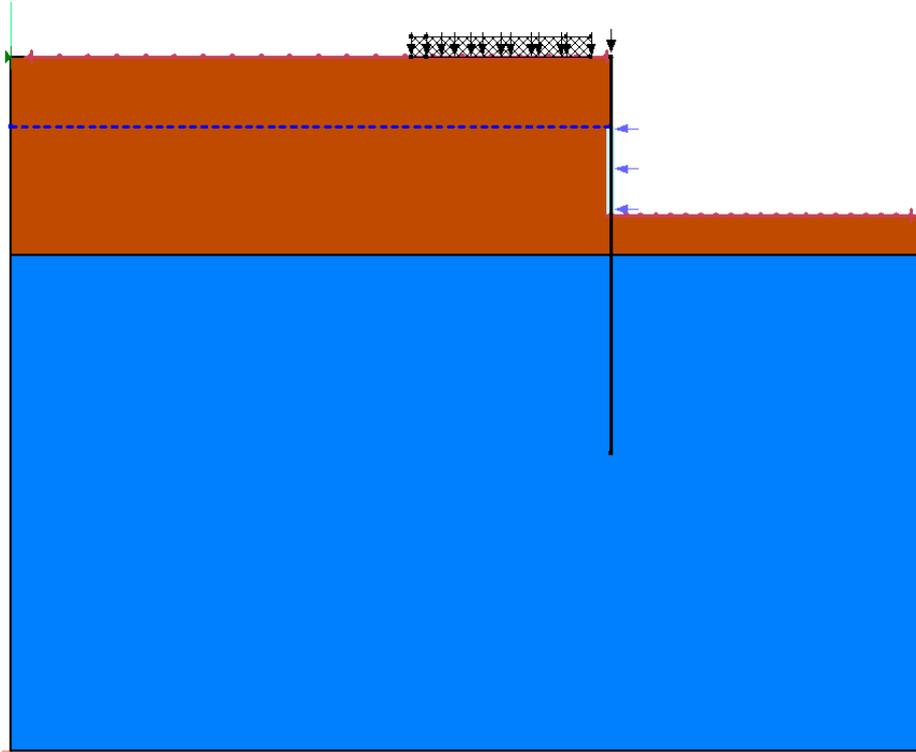


Fig. 42: Analisi di Stabilità DA1C2 – Sezione di calcolo 1

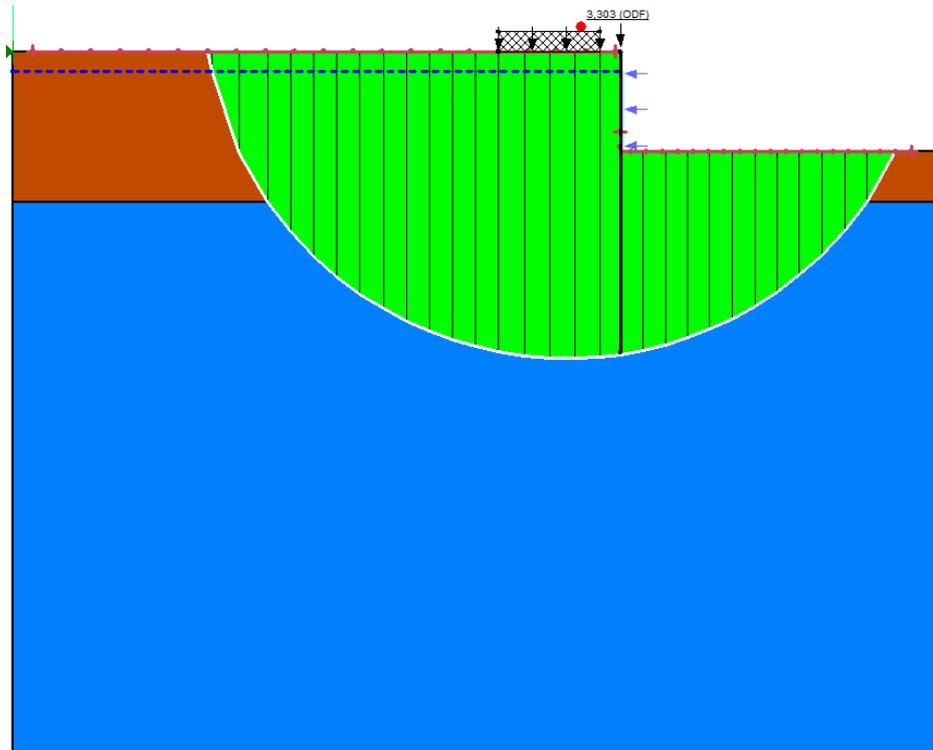


Fig. 43: Analisi di Stabilità DA1C2 – Sezione di calcolo 2

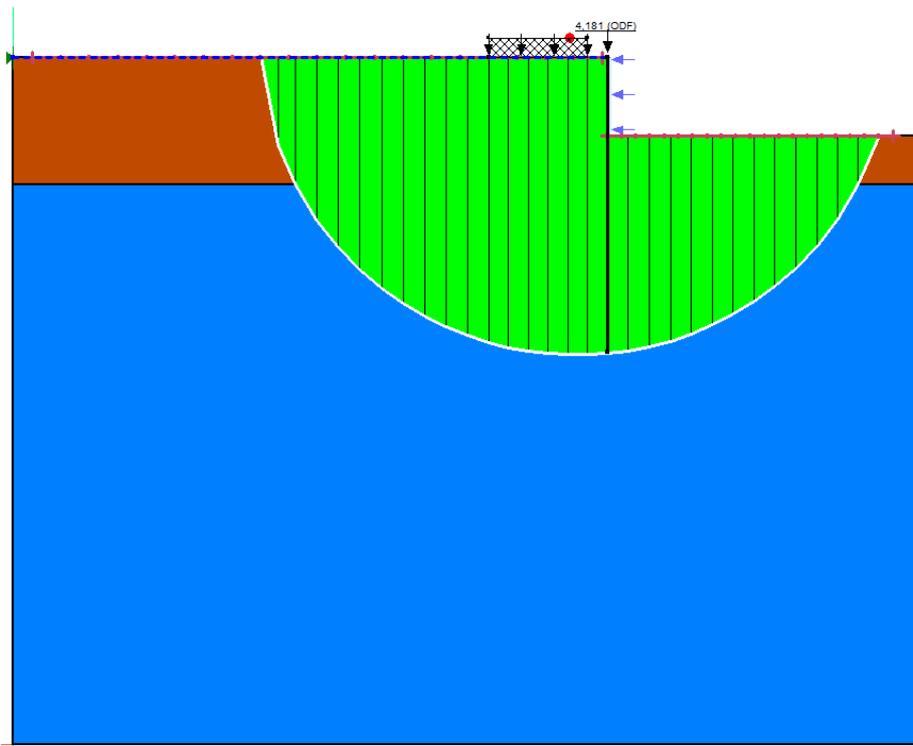


Fig. 44: Analisi di Stabilità DA1C2 – Sezione di calcolo 3

I risultati ottenuti mostrano i seguenti coefficienti di sicurezza:

Sezione	H <sub>scavo</sub>	Z <sub>falda</sub>	L <sub>pali</sub>	FS
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
1	7,52	3,5	20	No cinatismi
2	5,02	1	15	3,303
3	4,02	0	15	4,181

Tab. 30 – Coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità globale

Pertanto, le verifiche risultano soddisfatte.