

Regione Lombardia  
Direzione Generale Infrastrutture e Opere Pubbliche



CODICE COMMESSA	LIVELLO PROGETTAZIONE	D.P.R. 207/10	PROGRESSIVO ELABORATO	CATEGORIA OPERA	NUMERO OPERA	REVISIONE	SCALA
E 1 0 A	D	f	0 0 1	0 A	- -	R 1	===

TRATTA SARONNO-COMO OPERE SOSTITUTIVE  
PL KM 31+267 NEI COMUNI DI CADORAGO E LOMAZZO  
*Progetto Definitivo*

SOTTOPASSO VEICOLARE SPUMADOR (LOMAZZO)  
CALCOLI DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI  
RELAZIONE DI CALCOLO OPERE CIVILI E STRUTTURALI

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3		-		
	2		-		
	1	Maggio 2025	REVISIONE A SEGUITO DI VERIFICA		
	0	Luglio 2024	PRIMA EMISSIONE		

NORD\_ING  
NORD\_ING Srl  
IL DIRETTORE TECNICO  
Ing. Laura Stiriti

FERROVIENORD  
FERROVIENORD S.p.A.  
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA  
IL DIRETTORE  
Ing. Andrea Lucia Passarelli

Progettista



Collaborazione

APPing  
Ingegneria Civile Applicata  
APPing s.r.l.  
www.appingegneria.com  
info@appingegneria.com

REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
AN	GM	AB	Dic. 2023
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
1.1. Sottopasso .....	5
1.2. Berlinese di paratie definitive .....	6
<b>2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>7</b>
2.1. Normative.....	7
2.2. Documenti di riferimento.....	7
<b>3. CLASSE D'USO E VITA NOMINALE .....</b>	<b>8</b>
<b>4. MATERIALI .....</b>	<b>10</b>
4.1. Nuova costruzione.....	10
4.1.1. Opere in c.a. ....	10
4.1.2. Acciaio da carpenteria metallica .....	11
4.2. Coefficienti di sicurezza sui Materiali .....	11
<b>5. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO.....</b>	<b>13</b>
<b>6. CRITERI DI CALCOLO .....</b>	<b>15</b>
6.1. Combinazioni di carico .....	16
6.2. Criteri di dimensionamento strutturale (STR) .....	19
6.2.1. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi .....	19
6.3. Criteri di dimensionamento geotecnico (GEO/GTC) .....	20
6.3.1. Fondazioni superficiali .....	21
6.3.2. Fondazioni su pali .....	21
6.3.3. Verifica di equilibrio della paratia.....	24
6.4. Codici di calcolo .....	25
<b>7. DIMENSIONAMENTO DELLO SOTTOPASSO .....</b>	<b>27</b>
7.1. Pesi propri g1k .....	27
7.2. Sovraccarichi permanenti g2k .....	27
7.3. Sovraccarico variabile ferroviario .....	28
7.3.1. Azione centrifuga .....	34
7.3.2. Azione laterale (serpeggio) .....	34

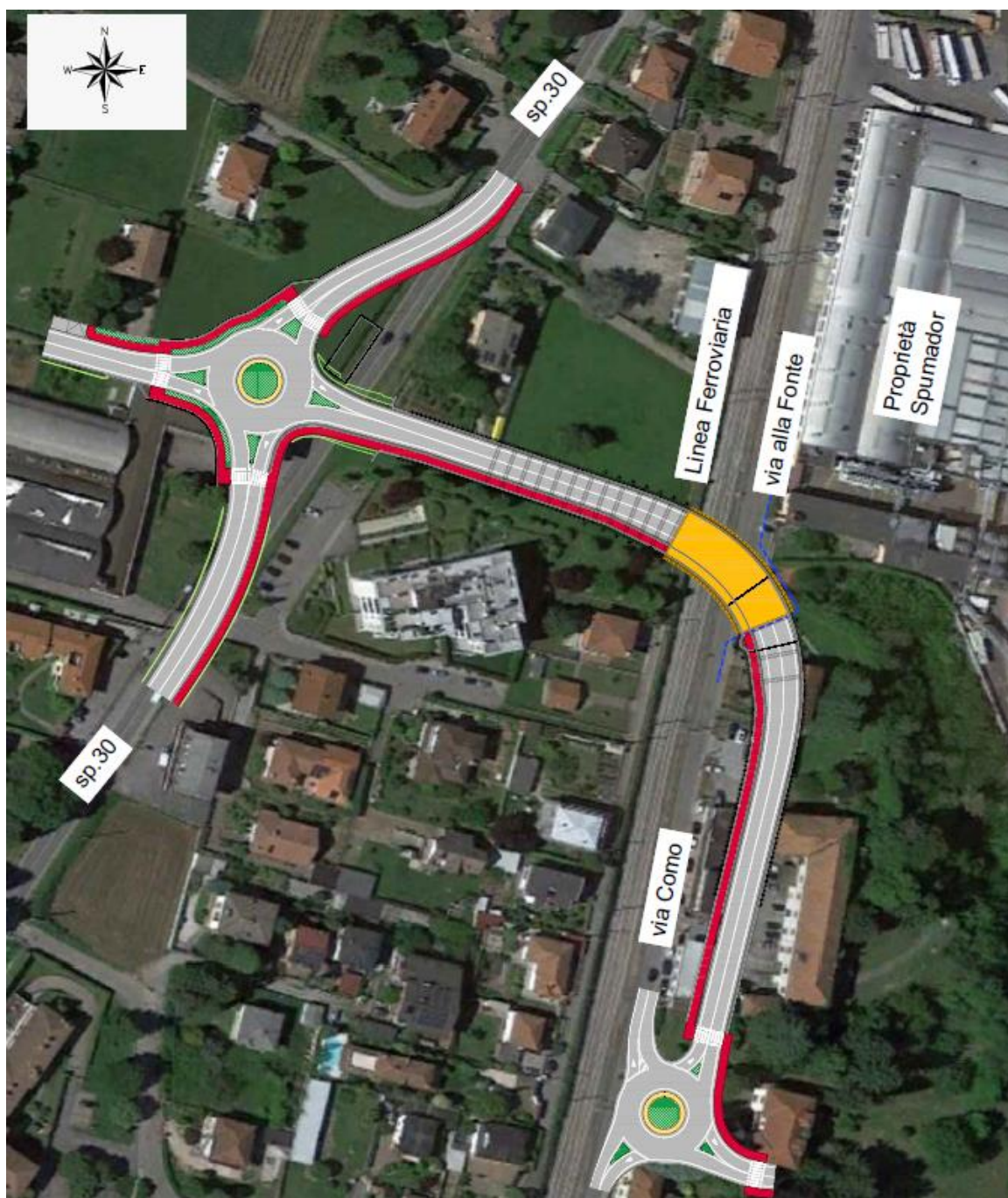
7.3.3. Azione di avviamento e frenatura ferroviario.....	34
7.4. Azione termica in soletta.....	34
7.5. Viscosità e ritiro in soletta .....	34
7.6. Sovraccarico variabile stradale.....	35
7.6.1. Azioni variabili da traffico: carichi verticali.....	35
7.7. Spinta sui piedritti .....	36
<b>8. Modello di calcolo sottopasso .....</b>	<b>39</b>
8.1. Combinazioni dei carichi.....	40
8.2. Deformazioni .....	44
8.3. Azioni interne .....	45
8.4. Reazioni vincolari.....	49
<b>9. Verifiche sottopasso .....</b>	<b>50</b>
9.1. Verifica sezione di mezzeria (sez. A).....	50
9.1.1. Verifica di resistenza SLU .....	51
9.1.2. Verifica SLE.....	51
9.2. Verifica sezione all'incastro (sez. B) .....	54
9.2.1. Verifica di resistenza SLU .....	55
9.2.2. Verifica SLE.....	58
9.3. Verifica sezione testa pali (sez. C) .....	59
9.3.1. Verifica di resistenza SLU .....	60
9.3.2. Verifica SLE.....	61
9.4. Verifica sezione intermedia pali (sez. D) .....	63
9.4.1. Verifica di resistenza SLU .....	64
9.4.2. Verifica SLE.....	65
<b>10. Dimensionamento delle paratie di pali .....</b>	<b>67</b>
10.1. Analisi dei carichi.....	68
10.1.1. Spinta delle terre.....	68
10.1.2. Sovraccarichi a tergo della paratia .....	69
10.2. Paratia Tipo A .....	69

---

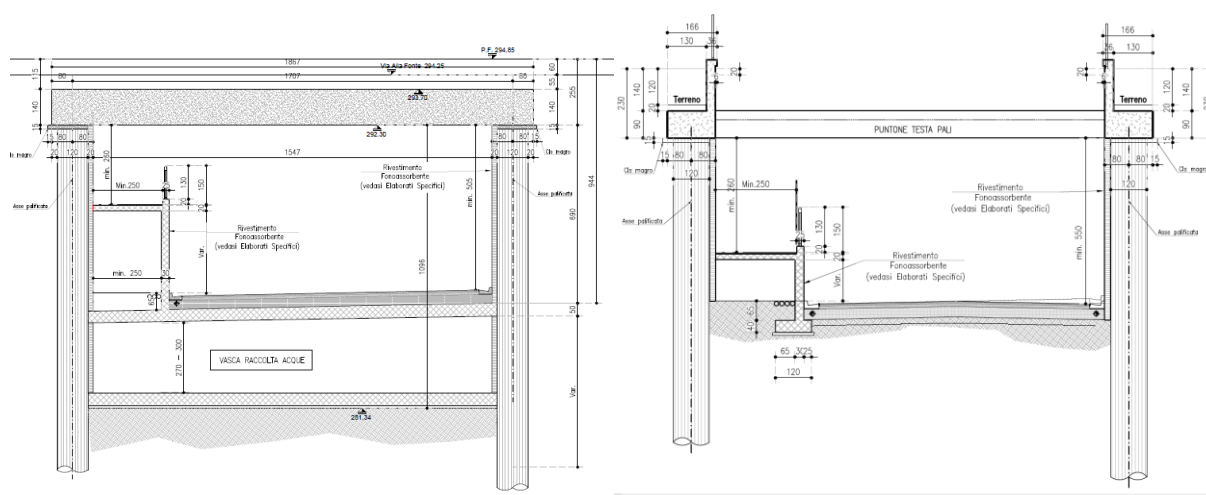
10.2.1. Verifica deformata paratia .....	76
10.2.2. Verifica equilibrio paratia .....	76
10.2.3. Verifica resistenza berlinese di pali.....	77
10.3. Paratia Tipo C.....	81
10.3.1. Verifica deformata paratia .....	86
10.3.2. Verifica equilibrio paratia .....	87
10.3.3. Verifica resistenza berlinese di pali.....	88
10.4. Paratia Tipo I.....	91
10.4.1. Verifica deformata paratia .....	94
10.4.2. Verifica equilibrio paratia .....	95
10.4.3. Verifica resistenza berlinese di pali.....	96

## 1. PREMESSA

La presente Relazione tecnica e di calcolo strutturale è relativa all'intervento denominato: *“Tratta Saronno-Como opere sostitutive PL km 31+267 nei comuni di Cadorago e Lomazzo”* riguardante nello specifico la realizzazione di un nuovo collegamento stradale tra la viabilità locale di Via Como/Via alla Fonte, in corrispondenza della ditta “Spumador”, e la SP 30 al confine tra i comuni di Cadorago (CO) e Lomazzo (CO) sottopassando via Como/via alla Fonte e la linea Ferrovia Como – Saronno.



**Figura 1** – Inquadramento Aerofotogrammetrico



**Figura 2 – Sezione tipo sottovia e trincea**

La presente relazione tratta in particolare i criteri e dimensionamenti statici delle seguenti opere:

- Sottopasso veicolare sia della linea ferroviaria sia della viabilità locale;
- Paratie definitive per la viabilità di accesso al sottovia;

### 1.1. Sottopasso

Il sottopasso consta di un solettone in c.a. realizzato per conci in appoggio su una doppia fila di pali di grande diametro affiancati longitudinalmente che permettono di realizzare il manufatto mediante scavo con tecnica tipo Milano. Si prevede infatti dapprima la realizzazione dei pali, quindi la realizzazione del solettone e successivamente lo scavo tra i pali sino alla quota stradale e degli annessi sottoservizi.

Planimetricamente il solettone è realizzato per fasi in maniera tale da minimizzare l'impatto sulle altre infrastrutture stradali e ferroviarie. Si prevede di operare prima sul tratto stradale, mettendo in provvisorio la viabilità locale (Via Como) e realizzando i pali ed il solettone; successivamente si riposiziona la viabilità in definitivo sull'impronta originaria. In seconda fase si prevede di operare sull'asse ferroviario, realizzando dapprima i pali con l'interruzione della linea ferroviaria per il tempo strettamente necessario all'esecuzione dei pali ed al posizionamento del "ponte bologna" per la ripresa della circolazione sulla linea ferroviaria. Quindi si procede al completamento della palificata lungo la nuova viabilità, al completamento del solettone sotto la linea ferroviaria ed agli imbocchi per le parti non assoggettate al traffico. Completato il solettone sotto la linea si prevede la rimozione del "ponte bologna" e la sistemazione finale della linea ferroviaria, allo stesso tempo possono

partire gli scavi lungo le rampe di accesso tra paratie di pali e sotto il solettone in sottopassaggio della linea ferroviaria e della viabilità locale.

### **1.2. Berlinese di paratie definitive**

Le berlinesi sono costituite da paratie di pali di grande diametro, medio diametro e micropali. La sezione e la profondità d'infissione delle paratie sono in ragione della profondità di scavo della viabilità.

Le stesse funzionano da sostegno del rilevato sia in fase costruttiva sia in fase finale.

Per ulteriori dettagli circa la geometria della stessa vedasi elaborati di progetto.

## 2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1. Normative

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica **NTC 2018**, facendo riferimento, qualora necessario, anche alle normative precedentemente vigenti, in particolare:

#### *Norme generali*

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 11951, 14 febbraio 1974. Istruzioni relative alla Legge 5 novembre 1971.
- **Ministero delle Infrastrutture. Decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Nuove Norme tecniche per le costruzioni 2018.**
- Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»

#### *Istruzioni RFI*

- Manuale di Progettazione RFI "Manuale di progettazione delle opere civili Parte II – sezione 2 Ponti e Strutture" – RFI DTC SI PS MA IFS 001 D del 20/12/2019.
  - Cap.2.5 PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO (ex RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario, rev. A del 21/12/11)

#### *Eurocodici*

- EUROCODICE 1 Azioni sulle strutture.
- EUROCODICE 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- EUROCODICE 3 Progettazione delle strutture in acciaio.
- EUROCODICE 7 Progettazione geotecnica.

### 2.2. Documenti di riferimento

- TRATTA SARONNO – COMO - OPERE SOSTITUTIVE PL 31+267 NEI COMUNI DICADORAGO E LOMAZZO - Codice commessa E.10.B. - Doc. n. "E10BD001IG--R0\_Rel geologica" novembre 2023
- INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE PER PROGETTO PASSERELLA PEDONALE VIA ALLA FONTE, eseguite da Gia-Consulting nell'aprile 2023
  - Report analisi ambientale - Via alla Fonte
  - Report indagini Geofisiche Via alla Fonte
  - Report indagini Geognostiche via alla Fonte
  - Risposta Sismica Locale Via alla Fonte

In particolare:



- [2] G\_NIS\_09\_23 rev.01 del 19/04/2023 “RISPOSTA SISMICA LOCALE - INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE PER PROGETTO SOTTOPASSO VEICOLARE SPUMADOR” redatta da G.I.A. Consulting s.r.l. a firma del dott. Geol. Salvatore Costabile.

### 3. CLASSE D’USO E VITA NOMINALE

In relazione alla tipologia dell’opera ed alla sua funzionalità si prevede una vita nominale pari a 50 anni:

$$V_n = 50 \text{ anni}$$

Classificandola nella tipologia *“Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico”*.

Classe IV: “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica”.

$$C_u = 2$$

Periodo di Riferimento per l’azione sismica  $V_R = V_N \times C_u = 50 \times 2,0 = 100 \text{ anni}$

La definizione è valida sia per il tratto di sottopasso della parte stradale sia per il tratto di sottopasso della porzione ferroviaria, risulta infatti conforme alle Specifiche RFI che non pongono ulteriori restrizioni per l’opera specifica.

Relativamente alla **vasca interrata** si adotta una Classe d’uso II da cui:

$$C_u = 1$$

Periodo di Riferimento per l’azione sismica  $V_R = V_N \times C_u = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$

TIPO DI COSTRUZIONE <sup>(1)</sup>	Vita Nominale $V_N$ [Anni] <sup>(1)</sup>
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14.01.2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ( $V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	$\geq 100$ <sup>(2)</sup>
<p>(1) – La stessa <math>V_N</math> si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.</p> <p>(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.</p>	

*Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie*

**Figura 3** – Stralcio MdP RIF rev.D

## 4. MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali adottati per le opere in progetto:

### 4.1. Nuova costruzione

#### 4.1.1. Opere in c.a.

Di seguito si riportano le caratteristiche dei c.l.s. a prestazione garantita (UNI EN 206 e UNI 11104) da utilizzarsi per le singole parti d'opera:

Parte d'opera	Classe Resistenza	Classe di Esposizione	Max d inerti [mm]	Lavorabilità (Slump)	Copriferro min [mm]	Note
c.l.s. magro	C12/15	X0	-	-	-	
Miscela cementizia micropali berlinesi	C25/30	XC2	10	S5	35	Miscela cementizia
Pali di grande diametro	C25/30	XC2	30	S4	60	
FONDAZIONI: muri e platea sottoterra	C25/30	XC2	30	S4	35	
ELEVAZIONI: Cordoli di testa, elevazione muri (contropareti)	C32/40	XC4+XF2+XD1	30	S4	35	
Soletta Impalcato	C32/40	XC4+XF2	20	S5	35	

#### **Acciaio da cemento armato normale:**

Barre ad aderenza migliorata B450C

Snervamento  $f_{yk} \geq 450$  MPa

Rottura  $f_{tk} \geq 540$  MPa

Tutti i copriferri dovranno essere garantiti con appositi distanziatori e verifica del copriferro in controllo di qualità.

Il copriferro è stato calcolato come  $c=c_1+c_2+c_3$

ove si è posto:

c1 Secondo tab. C4.1.IV Circ.n.7/2019 di cui alle NTC2018 in ragione della Classe di Calcestruzzo e della classe di esposizione ambientale sopra definite

c2 0mm per  $V_N=50$  anni e 10 mm per  $V_N=100$  anni concordemente alla tab.2.4.I NTC2018

c3=10-5=5 mm tolleranza di costruzione 10mm il quale è stato ridotto di 5mm per le prescrizioni previste a progetto precedentemente indicate (appositi distanziatori e verifica del copriferro in controllo di qualità).

#### 4.1.2. Acciaio da carpenteria metallica

Si prevede l'utilizzo di tubolari d'armatura per le berlinesi sia definitive sia provvisionali.

##### **Tubolari:**

- S355-J0  $t \leq 40$  mm

$f_{tk} \geq 510$  MPa tensione caratteristica di rottura

$f_{yk} \geq 355$  MPa tensione caratteristica di snervamento

Gli acciai devono recare la marcatura CE inoltre devono essere conformi ai requisiti delle seguenti normative europea armonizzata: UNI EN 10025, UNI EN 10210-1, UNI EN 10219-1

##### *Produzione, fornitura e controlli strutture in carpenteria metallica*

- EN 1090 Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio

#### 4.2. Coefficienti di sicurezza sui Materiali

I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, secondo NTC2018, sono assunti pari a:

- Opere in cemento armato

Stato limite	Acciaio $\gamma_s$	Calcestruzzo $\gamma_c$
SLU	$\gamma_s=1.15$	$\gamma_c=1.50$
SLE	1.00	1.00

- Opere in carpenteria metallica

Stato limite	Acciaio $\gamma_m$
SLU: resistenza sezioni Cl.1-2-3-4	$\gamma_{m0}=1.05$
SLU: resistenza instabilità	$\gamma_{m1}=1.05$

SLU: resistenza instabilità ponti	$\gamma_{m1}=1.10$
SLU: resistenza sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{m2}=1.25$
SLE	1.00

## 5. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO

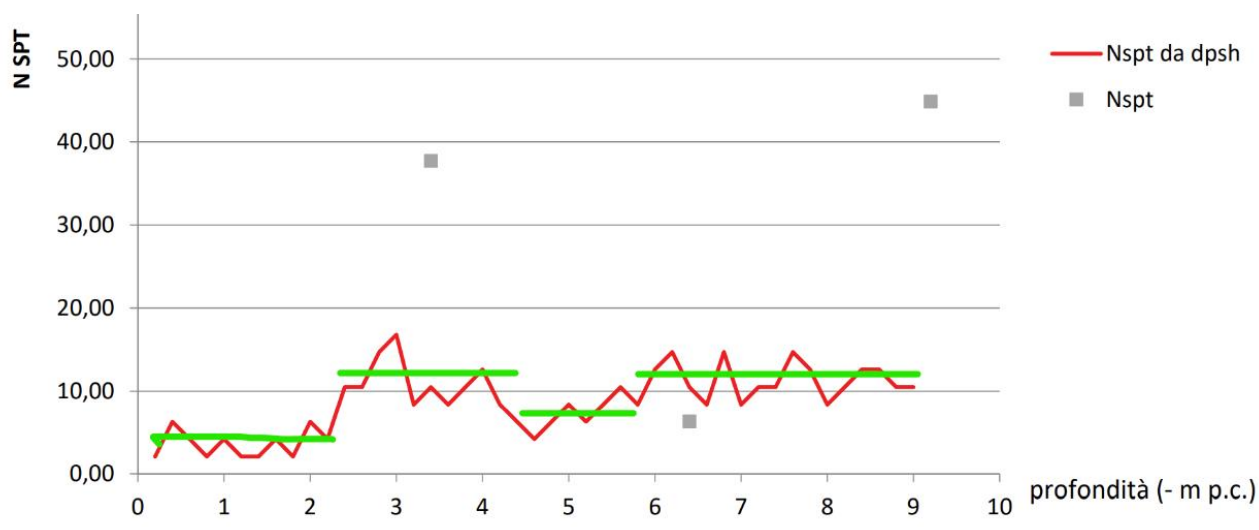
La geotecnica di riferimento è stata dedotta dalla relazione GEOLOGICO-SISMICA e GEOTECNICA elencata nei documenti di riferimento [1] e [2].

Il documento [1] raccoglie due relazioni, la RELAZIONE GEOLOGICA E RELAZIONE SISMICA e la RELAZIONE GEOTECNICA, entrambi redatti da TecnoIn sulla base di indagini eseguite nel Comune di Cadorago (CO) in particolare nella frazione di Caslino al Piano che si trova a circa 600m, in linea d'aria, dal "sottopasso Spumador". Le indagini ed i relativi report, sono stati predisposti nel 2020 ed erano finalizzati ad interventi con opere di modesto dimensione (garritte) e con fondazioni superficiali, pertanto anche il modello geologico-geotecnico-sismico, implementato sulla base di indagini che non si sono spinte oltre i -9.00m dal p.c. non è esaustivo per l'opera in progetto che interessa profondità maggiori.

Il documento [2] tratta esplicitamente la "RISPOSTA SISMICA LOCALE" redatta a seguito di apposite indagini "REPORT INDAGINI GEOFISICHE" condotte da G.I.A. Consulting nel Comune di Lomazzo (CO) proprio nel lotto di terreno interessato dall'intervento ed adiacente alla zona di sottopasso della ferrovia e di Via Como. Il suddetto Report ha principalmente interesse geologico-tecnico dell'area e non prettamente geotecnico, infatti non ha fornito particolari informazioni sulla caratterizzazione meccanica dei parametri geotecnici dei terreni in sito (se non per l'individuazione dei p.s. dei terreni stimati nello stendimento elettrico) ma ha confermato la categoria di suolo B attraverso le indagini Masw. Relativamente alla Sismicità Locale la relazione tratta però il caso di Classe d'Uso III (probabilmente per refuso, rimandando al caso di edifici scolastici).

La stratigrafia di progetto di cui al documento [1] è di seguito richiamata:

Strato n.	Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	Angolo di attrito (°) terreni granulari	Coesione C (kPa) terreni coesivi
1	Da 0,00 (pc) a -3.1	Sabbia limosa passante a limo sabbioso con presenza di ghiaia e laterizi (terreno riportato)	<<25°	<i>non determinabile</i>
2	Da 3.1 a -8.2	Sabbia limosa ed argillosa con ghiaia e rari ciottoli, sono presenti strati di limo sabbioso ed argilloso con ghiaia e strati di ghiaia prevalente	25° ÷ 35°	<i>non determinabile</i>
3	da -8.2 a -9.00	Ghiaia fine e media con sabbia limosa	>28° (più densa a partire da -9 in base alla prova SPT)	<i>non determinabile</i>



**Figura 4** – Stralcio Relazione geologico-geotecnica-sismica del PFTE (documento [1])

In sede di progettazione esecutiva andranno approfondite le indagini geologico-geotecniche spingendosi ad una profondità superiore ai 9.00m da p.c. al fine di verificare l'estendersi delle caratteristiche meccaniche dello strato 3 oltre la profondità indagata. La necessità nasce dalla presenza di fondazioni profonde (pali e micropali). Nonché la necessità di implementare il calcolo di sismicità locale per  $VR=50 \times 2=100$ anni in luogo di 75anni come invece eseguito in [2].

Come riportato nella suddetta relazione, di cui al documento [1], “Nel corso della perforazione non è stata rilevata presenza di falda, comunque rilevabile nel piezometro installato nel foro di sondaggio”, pertanto si assume il livello di falda > 20.00m da p.c., ovvero non interferente con le opere (livello acquifero > 70m da Geologia). Se segnala per completezza che l'indagine geoletrica, di cui al documento [2], ha individuato una possibile, ma modesta, falda sospesa tra -5.0m e -10.0m dal p.c.

Ai fini dei dimensionamenti geotecnici in sede di P. Definitiva, si perviene al seguente modello geotecnico di calcolo

Stratigrafia	Angolo attrito	Peso terreno	NSPT	Coesione
Da 0.00	$\Phi'=25^\circ$	$\gamma_t=18$ kN/mc	6	C=20 kPa
Da -2.50m	$\Phi'=30^\circ$	$\gamma_t=20$ kN/mc	8-10-13	-
Da -8.50m	$\Phi'=35^\circ$	$\gamma_t=21$ kN/mc	13 -	-

**Tabella 5-1: Modello geotecnico di calcolo**

Come riportato nella suddetta relazione “Nel corso della perforazione non è stata rilevata presenza di falda, comunque rilevabile nel piezometro installato nel foro di sondaggio”, pertanto si assume il livello di falda > -9.00m da p.c., ovvero non interferente con le opere (livello acquifero > 50m s.l., da Geologia).

La classificazione sismica del territorio del Comune di Lomazzo è di seguito riportata:

<b>Zona sismica</b> <b>4</b>	Zona con pericolosità sismica molto bassa. E' la zona meno pericolosa dove le possibilità di danni sismici sono basse.
<b>AgMax</b> <b>0,040894</b>	Accelerazione massima presente all'interno del territorio comunale.

Catagoria di suolo sismico: **B**

Si utilizza tale categoria in quanto riscontrata sia nel documento [1] sia in [2], a prescindere dall'implementazione di sismicità locale eseguita in [2].

Catagoria topografica: **T1**

## 6. CRITERI DI CALCOLO

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio.

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.



La valutazione della sicurezza delle costruzioni, in accordo con le NTC 2018, avviene secondo il metodo semi-probabilistico degli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili alla generalità dei casi.

## 6.1. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in esame agli effetti delle verifiche agli SLU sono le seguenti:

Nel caso di carichi statici:

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

Nel caso di carichi sismici:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Nel caso di combinazioni connesse ad azioni eccezionali di progetto si ha:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Nella tabella seguente si riportano i valori dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLU).

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

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
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	$\gamma_{Qk}$	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  $G_2$ ;

$\gamma_{Qk}$  coefficiente parziale delle azioni variabili  $Q$ .

Tale tabella nel caso specifico dei ponti ferroviari è così “modificata” dalle NTC 2018:

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

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

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

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

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

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

<sup>(5)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(6)</sup> 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_B$  coefficiente parziale del peso proprio del ballast;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili

$\gamma_P$  coefficiente parziale delle azioni di precompressione

$\gamma_{Ced}$  coefficiente parziale delle azioni di ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente.

**Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni**

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$gr_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

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

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\Psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tale tabella nel caso specifico dei ponti stradali è così "modificata" dalle NTC 2018:

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$ , $\gamma_{\varepsilon 3}$ , $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

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

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

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI – Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Le combinazioni di carico prese in esame agli effetti delle verifiche agli SLE sono le seguenti:

a) Comb. Rara: 
$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

b) Comb. Frequente: 
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

c) Comb. Quasi permanente: 
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

## 6.2. Criteri di dimensionamento strutturale (STR)

La sicurezza strutturale, nell'ambito dell'applicazione del metodo semi-probabilistico degli stati limite, viene verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto prodotto dalle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici,  $R_{ki}$  ed  $F_{kj}$  definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze ed il frattile (superiore od inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In generale i frattili sono assunti pari al 5%.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj}=F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$  delle azioni

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e di stato tensionale e fessurativo.

### 6.2.1. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti  $M_d$  sia minore dei corrispondenti momenti resistenti  $M_r$  delle sezioni di progetto.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico. Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nelle NTC 2018.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.3.5 "Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti" delle NTC 2018 ed a quanto indicato nell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1) al cap. 6.2, per gli elementi soggetti a carichi uniformemente distribuiti, lo sforzo di taglio di progetto non deve essere verificato ad una distanza minore di  $d$ , misurata dalla faccia dell'appoggio, quindi la verifica a taglio viene eseguita alla distanza  $d$  dal filo

piedritto. Inoltre sempre secondo quanto indicato nell'Eurocodice 2, per elementi soggetti a carichi applicati all'estradosso a distanza  $0,5d \leq a_v \leq 2d$  a partire dal bordo dell'appoggio, il contributo di questo carico allo sforzo di taglio  $V_{Ed}$  può essere ridotto con il fattore  $\beta = a_v / 2d$ .

### 6.3. Criteri di dimensionamento geotecnico (GEO/GTC)

L'approccio progettuale NTC2018 prevede per le verifiche di resistenza SLU una semplice disuguaglianza  $E_d \leq R_d$ . Utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1, A2) per i parametri geotecnici (M1, M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I suddetti gruppi sono poi scelti in base a due approcci progettuali:

#### Approccio 1:

Combinazione 1: A1 + M1 + R1

Combinazione 2: A2 + M2 + R2

#### Approccio 2:

Combinazione 1: A1 + M1 + R3

Esiste poi una terza combinazione di azioni per le verifiche a corpo rigido (EQU) che si traduce in una verifica  $E_{inst,d} \leq E_{stab,d}$ .

Gli approcci sopra descritti di verifica sono tutti implementati con i coefficienti per le combinazioni di azioni (A1, A2, EQU) e i coefficienti per i parametri geotecnici di seguito richiamati. I coefficienti per le resistenze (R1, R2 e R3) nonché gli approcci da seguire sono definiti in base alla tipologia d'opera oggetto di verifica.

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	$\gamma_{Q1}$	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  $\gamma_{G1}$

Tabella 6-1 Estratto della tabella 6.2.I NTC 2018

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	$\gamma_v$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tabella 6-2 Estratto della tabella 6.2.II NTC 2018

### 6.3.1. Fondazioni superficiali

Relativamente alla verifica delle fondazioni superficiali valgono i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6-3 Estratto della tabella 6.4.I NTC 2018

Combinazione 1: A1 + M1 + R3

### 6.3.2. Fondazioni su pali

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione  $Ed \leq Rd$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

*SLU di tipo geotecnico (GEO)*

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;

*SLU di tipo strutturale (STR)*

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Le verifiche di resistenza geotecnica devono essere affrontate con l'Approccio 2 secondo la combinazione A1+M1+R3, fa eccezione la verifica di stabilità globale da affrontare con la combinazione 1 dell'Approccio 2 A2+M2+R2.

I coefficienti parziali sulle resistenti sono riportati in Tab. 6.4.II per carico verticale e tab. 6.4.VI per carico orizzontale secondo le NTC2018.

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

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

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

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

Il metodo di calcolo utilizzato è del tipo analitico, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

### 6.3.2.1. Portata assiale pali metodo AGI

La portata totale limite del palo singolo ( $Q_u$ ) sottoposto a carichi assiali di compressione è stata calcolata con la seguente espressione:

$$Q_u = Q_{ub} + Q_{us} - W$$

Essendo

$$Q_{ub} = \frac{\pi D^4}{4} q_u = \text{portata ultima di base};$$

$$Q_{us} = \pi D \int_{z_t}^{z_b} \tau_u dz = \text{portata ultima per attrito laterale};$$

D = diametro del palo;

$q_u$  = pressione ultima alla base del palo;

$\tau_u$  = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo;

$z_b$  = profondità della base del palo dal p.c. originario;

$z_t$  = profondità della testa del palo dal p.c. originario;

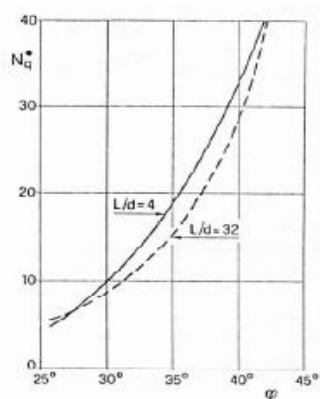
W = peso del palo.

La capacità portante alla punta è calcolata con la relazione:

$$q_u = q_b N_q$$

dove  $q_b$  è la pressione nel terreno alla quota della punta del palo.

Il valore di  $N_q$  è stato ricavato dal grafico seguente considerando:



**Figura 6-1 :andamento di  $N_q$  in terreni non coesivi (Berezantzev ridotto)**

La capacità portante per resistenza laterale è calcolata in base alla relazione di coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \operatorname{tg} \delta$$

dove

$\delta$  è l'angolo di attrito palo-terreno (per pali in cls si assume  $\delta=\phi$ )

La tensione orizzontale  $\sigma_h$  è legata alla tensione verticale  $\sigma_v$  tramite il coefficiente di spinta  $k_s$  secondo la relazione:

$$\sigma_h = K_s \sigma_v$$

Per il calcolo di  $\tau_a$  si assume il valore di  $k_s$  proposto da Wright-Reese per pali in terreni incoerenti:

$$k_s = 0,7 \text{ (per palo in compressione)}$$



$k_s = 0,5$  (per palo in trazione)

I valori di resistenza laterale e resistenza alla punta sono stati limitati come indicato negli abachi seguenti (raccomandazioni AGI)

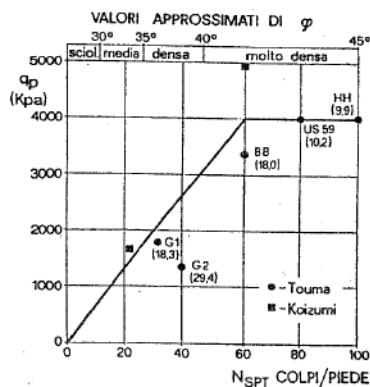


Figura 6-2 :resistenza alla punta per pali trivellati in sabbia (Reese 1978)

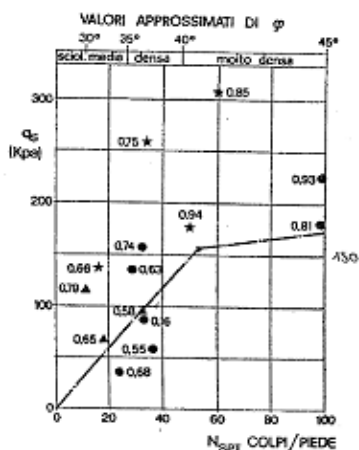


Figura 6-3 : resistenza laterale per pali trivellati di grande diametro in terreni sabbiosi (Wright 1977)

### 6.3.3. Verifica di equilibrio della paratia

L'equilibrio della paratia (ovvero la lunghezza di infissione) viene garantito controllando il rapporto tra la spinta passiva effettivamente mobilitata a valle ( $R_{p,mob,d}$ ) e la spinta passiva totale ( $R_{p,disp}$  disponibile). Tale verifica viene effettuata nelle seguenti condizioni:

$$\text{A2+M2:} \quad R_{p,mob,d} \leq 100\% R_{p,disp} \rightarrow FS = \frac{R_{p,disp}}{R_{p,mob,d}} \geq 1 \rightarrow FS \geq 1$$

$$\text{SISMA+M2:} \quad R_{p,mob,d} \leq 100\% R_{p,disp} \rightarrow FS = \frac{R_{p,disp}}{R_{p,mob,d}} \geq 1 \rightarrow FS \geq 1$$

$$\text{SLE+M1:} \quad R_{p,mob,d} \leq 50\% R_{p,disp} \rightarrow FS = \frac{R_{p,disp}}{R_{p,mob,d}} \geq \frac{1}{0.5} = 2 \rightarrow FS \geq 2$$

Si garantirà comunque un immersione minimo al di sotto della quota di fondo scavo di 2.0m

#### 6.4. Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

Le verifiche sezionali delle sezioni in c.a. e c.a.p. sono condotte utilizzando il codice di calcolo:

- **Vca-SLU** Programma di verifica a presso-flessione di sezioni generiche in c.a. e c.a.p. Versione 7.7 del 30.08.2011. Redazione Prof. Piero Gelfi

Lo studio del comportamento dello scatolare è condotto mediante l'ausilio del seguente codice di calcolo:

- **SCAT 14.0** distribuito da Aztec Informatica con licenza n. AIU5598E4

Per i test di validazione si rimanda alla documentazione prodotta dalla software house e presente sul sito web.

Per le verifiche geotecniche e strutturali si è fatto ricorso ai seguenti codici di calcolo commerciali:

- **PARATIE Plus 2018 – Harpaceas**

Lo studio del comportamento delle paratie è condotto mediante l'ausilio del seguente codice di calcolo **PARATIE plus 2023** distribuito da HarpaCeAs s.r.l. – v.le Richard, 1 – Milano. Per i test di validazione si rimanda alla documentazione prodotta dalla software house e presente sul sito web.

La modellazione strutturale e il calcolo delle sollecitazioni sono state condotte con il codice di calcolo:

- **MIDAS GEN (ver.2023 1.1)**, prodotto da MIDAS IT Information Technology Co. Ltd Korea, distribuito da Harpaceas s.r.l. di Milano, licenza U001-10498. Per i test di validazione si rimanda alla documentazione prodotta dalla software house e presente sul sito.

## 7. DIMENSIONAMENTO DELLO SOTTOPASSO

Si procede di seguito nella definizione dei principali carichi insistenti sull'opera tenendo presente che il sottovia ha due configurazioni tipiche:

- Sotto la linea ferroviaria
- Sotto la viabilità stradale

Essendo le due condizioni non sovrapponibili, si andrà a dimensionare/verificare il tratto ferroviario, maggiormente impegnativo staticamente, potendo in sede di P. Esecutiva ottimizzare le armature per il tratto ferroviario e/o fuori traffico, fermo restando la necessità di mantenere un margine planimetrico per eventuali allargamenti/spostamenti della sede ferroviaria che resta l'elemento dimensionante.

In ragione del fatto che il manufatto è costruito per fasi, in questa prima fase di progettazione definitiva, si adotta un modello piano, di profondità unitaria, funzionale alla definizione delle massime sollecitazioni agenti (in favore della sicurezza), senza richiamare la possibilità di ridistribuzione trasversale delle azioni che può costituire ulteriore affinamento di calcolo.

### 7.1. Pesi propri g1k

I pesi propri degli elementi sono stati valutati secondo i pesi specifici dei materiali:

- Opere in c.a. p.s. 25.0 kN/mc

### 7.2. Sovraccarichi permanenti g2k

I sovraccarichi permanenti sono relativi al peso della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione. Si assume per il ballast convenzionalmente, per linea in rettilineo, un peso di volume pari a 18 kN/mc applicato su tutta la larghezza media. Per il massetto di protezione si considera un peso specifico di 25 kN/mc.

L'altezza media fra il piano del ferro ed estradosso impalcato pari a 1.25m di cui 0.10m di massetto e 0.80m di ballast e la restante quota dalla rotaia:

- Ballast:  $g2k=0.90 \times 18=16.20$  kN/mq
- Massetto protezione  $g2k=0.10 \times 25=2.50$  kN/mq

### 7.3. Sovraccarico variabile ferroviario

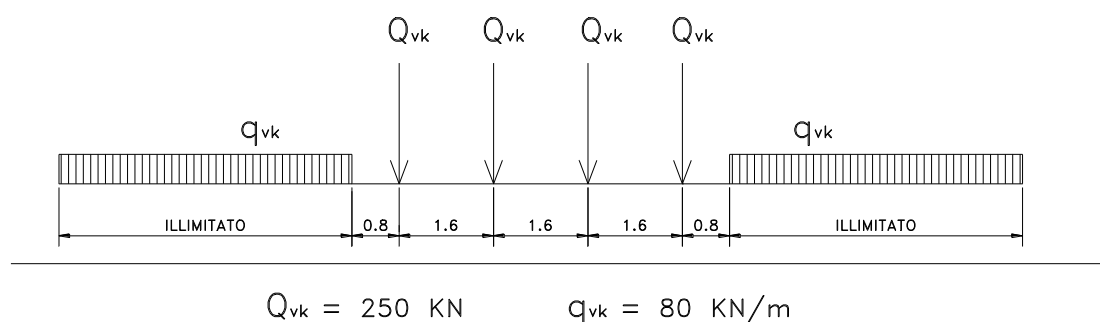
I carichi verticali associati al transito dei convogli ferroviari sono definiti per mezzo di diversi modelli di carico rappresentativi delle diverse tipologie di traffico ferroviario: normale e pesante. I valori dei suddetti carichi dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento  $\alpha$  da adottarsi per i diversi modelli di carico.

I modelli di carico sono di seguito descritti.

#### Treno di carico LM 71

Questo treno di carico risulta costituito da :

- quattro assi da 250 KN disposti ad interasse di 1.6 m
- carico distribuito di 80 KN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata



Il carico assiale  $Q_{vk}$  può essere distribuito su tre traverse consecutive poste ad interasse uniforme "a", ripartendolo fra la traversa che la precede, quella su cui insiste, e quella successiva, nelle proporzioni 25%, 50%, 25%

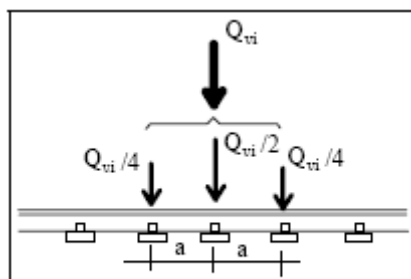
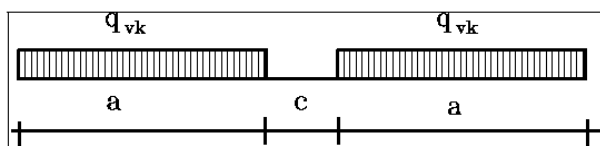


Fig. 1.4.1.3-1 - Distribuzione longitudinale dei carichi assiali

#### Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.



Per tale modello di carico sono considerati due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2

Tipo di carico	$q_{vk}$ [KN/m]	$a$ [m]	$c$ [m]
SW/0	133	15	5.3
SW/2	150	25	7

### Coefficienti di adattamento

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per un coefficiente di adattamento " $\alpha$ ", variabile in ragione della categoria del ponte in esame (Tab. 1.4.1.1) definita dalle FS.

Per i soli ponti di categoria B dovranno, essere moltiplicate, per lo stesso fattore " $\alpha$ ", anche le seguenti azioni:

- l'azione centrifuga,
- le azioni di frenatura e avviamento;
- le azioni eccezionali associate al traffico ferroviario.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " $\alpha$ "	
	PONTI CAT. "A"	PONTI CAT. "B"
LM 71	1.1	0.83
SW / 0	1.1	0.83
SW / 2	1.0	0.83

Tab. 1.4.1.1 - Coefficiente di adattamento " $\alpha$ " in funzione del modello e della categoria del ponte

### Coefficienti dinamici

I coefficienti dinamici  $\Phi$  che incrementano le tensioni e le deformazioni indotte da tutti i modelli di carico si assumono pari a  $\Phi 2$  o  $\Phi 3$ , in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare, si assumerà:

(a) per linee con elevato standard manutentivo:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$$

(b) per linee con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$$

$L_\phi$  rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab.1.4.2.3.

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza $L_\phi$
<b>TRAVI PRINCIPALI</b>		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	Luce nella direzione delle travi principali
	5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_\phi = k \cdot L_m$ dove: $n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$ $k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$
	5.3 Portali:	
	- a luce singola	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso)
	- a luci multiple	da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
	5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m); Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo pari a 0,9	$\Phi_2 = 1,20$ ; $\Phi_3 = 1,35$
	5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.	mezza luce libera
	5.6 Archi e serie di archi con riempimento	due volte la luce libera
	5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)	4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione.

Di seguito sono valutati i carichi variabili descritti in precedenza.

**CARICHI IMPALCATO**

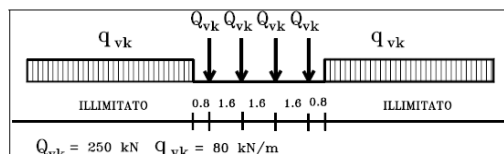


Fig. 1.4.1.2-1 - Treno di carico LM 71

$Q_{vk} = 250 \text{ kN}$   
 $q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$   
 $SW0 = 133 \text{ kN/m}$   
 $SW2 = 150 \text{ kN/m}$

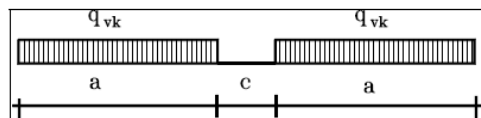


Fig. 1.4.1.2-2 - Treno di carico SW

Tipo di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Tab.1.4.1.2 Caratteristiche Treno di Carico SW

**COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE**

**$\alpha$  = Coefficiente di adattamento**

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " $\alpha$ "	
	PONTI CAT. "A"	PONTI CAT. "B"
LM 71	1.1	0.83
SW / 0	1.1	0.83
SW / 2	1.0	0.83

Tab. 1.4.1.1 - Coefficiente di adattamento " $\alpha$ " in funzione del modello e della categoria del ponte

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per un coefficiente di adattamento " $\alpha$ ", variabile in ragione della categoria del ponte in esame (Tab. 1.4.1.1) definita dalle FS. Per i soli ponti di categoria B dovranno essere moltiplicate, per lo stesso fattore  $\alpha$ , anche le seguenti azioni:

- l'azione centrifuga,
- le azioni di frenatura e avviamento;
- le azioni eccezionali associate al traffico ferroviario.

$\alpha_{LM71} = 1.10$   
 $\alpha_{SW0} = 1.10$   
 $\alpha_{SW2} = 1.00$



### RIPARTIZIONE LOCALE DEI CARICHI

I carichi assiali sono distribuiti uniformemente:

- 1) Nel senso trasversale, a partire dall'esterno della traversina, considerando una ripartizione, attraverso il ballast di 4:1 ed una ripartizione a 45° dalla superficie di riferimento sino al piano medio della soletta.
- 2) Nel senso longitudinale, considerando una ripartizione del carico attraverso il ballast di 4:1 ed una ripartizione a 45° dalla superficie di riferimento sino al piano medio della soletta; poichè la distanza fra il piano del ferro ed il piano medio della struttura è >> dell'interasse traverse, si considera a quota media impalcato una distribuzione uniforme del carico con valore medio.

#### Distribuzione Trasversale in rettifilo

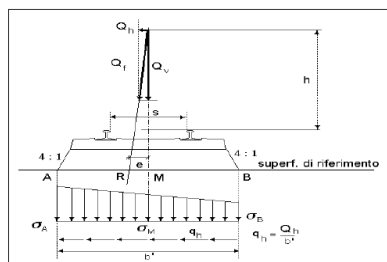


Fig. 1.4.1.3-3 - Distribuzione trasversale in rettifilo delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

$$b' = B_T$$

Intervia Binari

$$i_B = 400 \text{ cm}$$

Lunghezza Traversina

$$L_t = 220 \text{ cm}$$

Altezza Rotaia + Traversina

$$h_r = 40 \text{ cm}$$

Ricoprimento Struttura (Ballast sotto traversina)

$$h_a = 70 \text{ cm}$$

Spessore cappa di protezione

$$h_c = 10 \text{ cm}$$

Spessore Impalcato

$$h_s = 140 \text{ cm}$$

Distribuzione Trasversale sino al piano medio soletta impalcato (max intervvia Binario)

$$B_T = 4.00 \text{ m}$$

#### Distribuzione Longitudinale in rettifilo

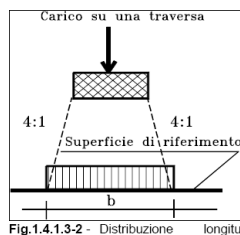


Fig. 1.4.1.3-2 - Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast.

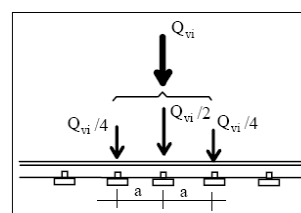


Fig. 1.4.1.3-1 - Distribuzione longitudinale dei carichi assiali

Larghezza Traversina

$$b = 30 \text{ cm}$$

Interasse Traversina

$$a = 50 \text{ cm}$$

Ricoprimento Struttura (Ballast sotto traver.)

$$h_a = 70 \text{ cm}$$

Spessore cappa di protezione

$$h_c = 10 \text{ cm}$$

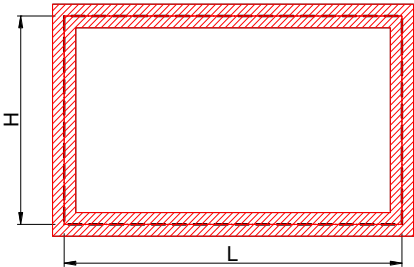
Spessore Impalcato

$$h_s = 140 \text{ cm}$$

Distribuzione Longitudinale da Asse Forza sino al piano medio soletta impalcato

$$B_L = 3.15 \text{ m}$$

Da quanto sopra si deduce che le azioni dei carichi concentrati ammettono una ridistribuzione sino a  $B_L = 3.25 \text{ m}$  il che significa che le azioni concentrate del treno LM71 possono sicuramente essere diffuse sino al loro interasse max pari a  $i = 1.60 \text{ m}$  da cui è possibile adottare un carico equivalente distribuito nel tratto  $L = 6.40 \text{ m}$  compreso tra i carichi distribuiti  $q_k = 80 \text{ kN/m}$

COEFFICIENTI DINAMICI $\Phi$ ( $\Phi_2$ - $\Phi_3$ ) $\phi$ = Coefficiente dinamico (Punto 1.4.2.5 Istruzione RFI)		
 <p>I coefficienti dinamici <math>\Phi</math> si applicano ai modelli di carico teorici LM71, SW/0 e SW/2 e tengono in conto le amplificazioni dinamiche delle sollecitazioni, delle deformazioni e degli effetti delle vibrazioni della struttura, ma non considerano la presenza di condizioni di risonanza, e le conseguenti vibrazioni eccessive degli impalcati. I coefficienti dinamici <math>\Phi</math> che incrementano le tensioni e le deformazioni indotte da tutti i modelli di carico si assumono pari a <math>\Phi_2</math> o <math>\Phi_3</math>, in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare, si assumerà:</p> <p>(a) per linee con elevato standard manutentivo:</p> $\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$ <p>(b) per linee con ridotto standard manutentivo:</p> $\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$		
Caso	Elemento strutturale	Lunghezza $L_\phi$
<b>TRAVI PRINCIPALI</b>		
5	<p>5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)</p> <p>5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con:</p> $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$ <p>5.3 Portali:</p> <p>- a luce singola</p> <p>- a luci multiple</p> <p>5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera <math>\leq 5,0</math> m e luce libera <math>\leq 8,0</math> m);</p> <p>Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo pari a 0,9</p> <p>5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.</p> <p>5.6 Archi e serie di archi con riempimento</p> <p>5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)</p>	<p>Luce nella direzione delle travi principali</p> <p><math>L_\phi = k \cdot L_m</math> dove:</p> <p><math>n = 2 - 3 - 4 - \geq 5</math></p> <p><math>k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5</math></p> <p>da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso)</p> <p>da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)</p> <p><math>\Phi_2 = 1,20; \Phi_3 = 1,35</math></p> <p>mezza luce libera</p> <p>due volte la luce libera</p> <p>4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione.</p>

$L_\phi$  rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab. 1.4.2.3. Il coefficiente dinamico da impiegarsi nella progettazione deve essere specificato di volta in volta; in mancanza di diverse indicazioni specifiche da parte FS, si applicherà il coefficiente  $\Phi_3$ .

**Geometria Scatolare :**

H= 6.25 m

L= 17.00 m

punto 5.4.8 (scatolari grandi)

n= 3      k= 1.3

$L_m = 9.83$  m

$L_\phi = 12.78$  m

**Coefficiente Riduttivo**

Ridotto Standard manutentivo       $\Phi_3 = 1.37$

Coefficiente Dinamico Ridotto       $\Phi_{3\text{ rid}} = 1.23$

punto 5.4 (scatolari piccoli)       $\Phi_3 = 1.35$

si adotta per ric.>1m       $\Phi_{3\text{ rid}} = 1.23$

Considerando il coeff. dinamico  $\phi_{3,\text{rid}}=1.23$  per i treni di carico si adotta:

### Treno LM71

$Q_{LM71eq,k} = \alpha \cdot \phi_{3,\text{rid}} \cdot 4Q_k / (6.40 \cdot x_{BT}) = 52.98 \text{ kN/m}$       Carico equivalente distribuito delle azioni  $Q_k$  concentrate

$q_{LM71,k} = \alpha \cdot \phi_{3,\text{rid}} \cdot x_{qk} = 22.00 \text{ kN/m}$       carico uniforme

### Treno SW0

$Q_{SW0,k} = \alpha \cdot \phi_{3,\text{rid}} \cdot x_{qk} = 45.09 \text{ kN/m}$       carico uniforme

### Treno SW2

$Q_{SW2,k} = \alpha \cdot \phi_{3,\text{rid}} \cdot x_{qk} = 46.24 \text{ kN/m}$       carico uniforme

### Treno scarico (SIS)

$Q_{SIS} = q_{vk} / B_T = 2.50 \text{ kN/m}$  carico uniforme

#### **7.3.1. Azione centrifuga**

Trascurata in quanto trattasi di tratto in rettilineo e modello piano

#### **7.3.2. Azione laterale (serpeggio)**

Trascurata in quanto trattasi di modello piano

#### **7.3.3. Azione di avviamento e frenatura ferroviario**

##### Avviamento

$Q_{1a,k} = \alpha \times 33 (\text{kN/m}) \times L = 36.3 \text{ kN/m} \times L$  per LM71 e SW/0

$Q_{1a,k} = \alpha \times 33 (\text{kN/m}) \times L = 33 \text{ kN/m} \times L$  per SW/2

##### Frenatura

$Q_{1b,k} = \alpha \times 20 (\text{kN/m}) \times L = 22 \text{ kN/m} \times L$  per LM71 e SW/0

$Q_{1b,k} = \alpha \times 35 (\text{kN/m}) \times L = 35 \text{ kN/m} \times L$  per SW/2

Essendo il modello piano l'azione è ripartita sulla larghezza collaborante  $B_{Trav.} = 4.0 \text{ m}$

#### **7.4. Azione termica in soletta**

Si adotta una variazione termica uniforme in soletta di  $\Delta T = \pm 15^\circ$  tipica di solettoni in c.a.

La stessa va applicata con un modulo elastico ridotto ( $E/3$  suggerito dalle Istruzioni RFI), trattandosi di azione a lungo termine, avendo un modello FEM a modulo costante si riduce l'azione di  $1/3$ .

L'azione variabile nello spessore è pari ad  $\Delta T = \pm 15^\circ$  tipica di solettoni in c.a. la stessa è calcolata sul modulo elastico istantaneo e quindi non ridotta.

$\Delta T$ uniforme $[^\circ] = \pm$	15
$\Delta T$ uniforme (E73) $[^\circ] = \pm$	5
$\Delta T$ variabile $[^\circ] = \pm$	5

#### **7.5. Viscosità e ritiro in soletta**

Le azioni sono calcolate per il solettone sp.1.40m pensando quale sup. bagnata solamente l'intradosso dello stesso.

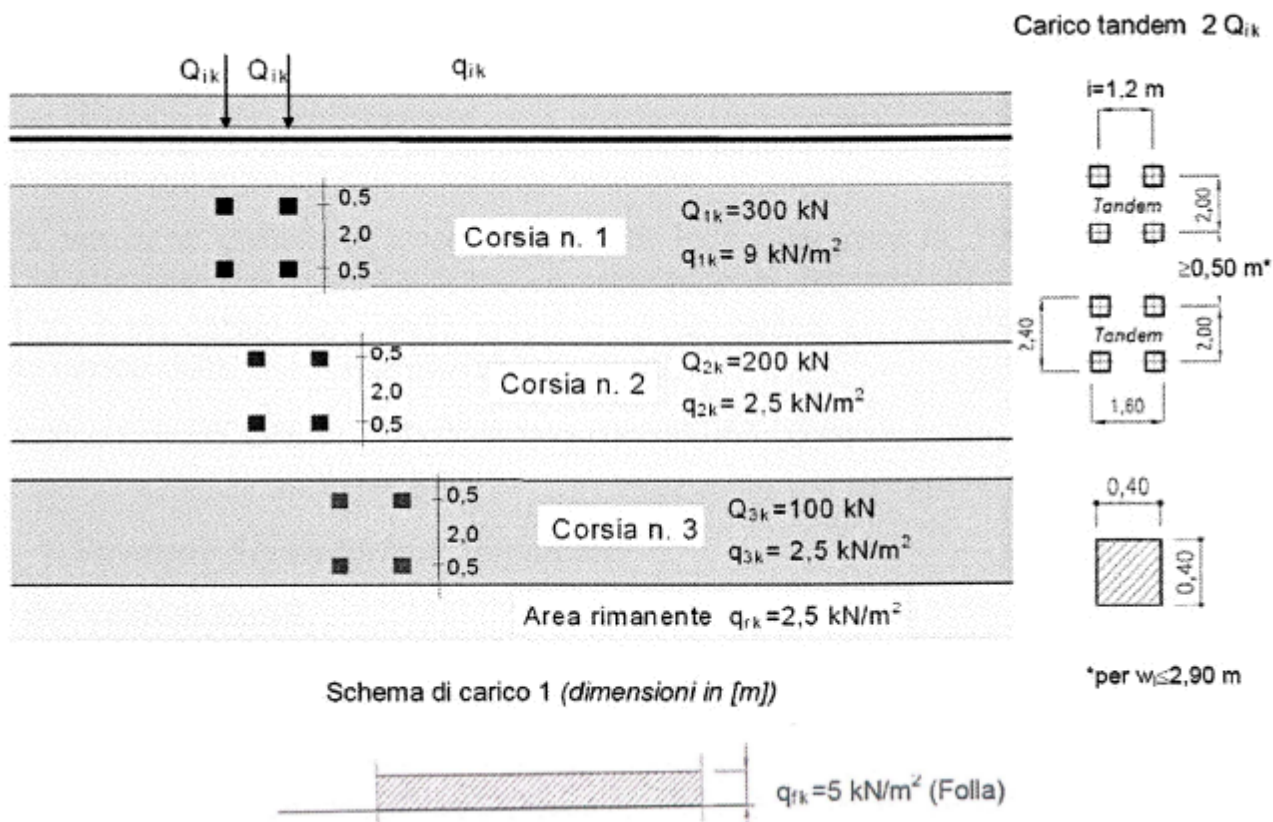
La stessa va applicata con un modulo elastico ridotto ( $E/3$  suggerito dalle Istruzioni RFI), trattandosi di azione a lungo termine, avendo un modello FEM a modulo costante si riduce l'azione di  $1/3$ .

sp. Soletta [m]=	1.40
$h_0=2A/p$ [mm]=	1400
$f_{ck}$ [MPa]=	32
$\varepsilon_{c0}(f_{ck};U=60\%)$ =	0.000435
$kh(h_0)$ =	0.7
$\varepsilon_{cd}$ =	-0.0003045
$\varepsilon_{ca}$ =	-0.000055
$\varepsilon_{cs}$ =	-0.0003595
$\alpha\Delta T$ =	0.00001
$\Delta T$ ritiro [°]=	-35.95
$\Delta T$ ritiro ( $E/3$ ) [°]=	-12.0

## 7.6. Sovraccarico variabile stradale

### 7.6.1. Azioni variabili da traffico: carichi verticali

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



**Figura 7-1. Schema di carico 1e schema di carico 5**

Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1A Categoria.

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

**Tabella 7-1. Intensità carichi per diverse corsie.**

Si precisa che secondo il Testo Unico del 14 gennaio 2018, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

Dai fatto nel modello piano è stato implementato il caso più gravoso con traffico ferroviario.

## 7.7. Spinta sui piedritti

### Spinta a Riposo in condizioni statiche g3k

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo. Tale assunzione è in favore della sicurezza in quanto, in fase di scavo, le paratie, seppur vincolate in testa, avranno la possibilità di ruotare leggermente spostandosi da una situazione di spinta a riposo ad una situazione di spinta attiva. Tale spostamento si ritiene comunque modesto e tale da non allontanarsi troppo dalla condizione di spinta a riposo, come si può riscontrare con quanto implementato con il programma Paratie-Plus nella simulazione delle paratie tipo A e B.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfilanco.

Si terrà inoltre conto dell'inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale di  $d$ , pari all'attrito terra/muro che trattandosi di paratie non è trascurabile.

Definizione parametri di spinta delle terre			
Comb.	M1		
$\phi' [^\circ]$	30	0.523598776 rad	angolo attrito operativo del terreno
$\beta [^\circ]$	0	0 rad	inclinazione rispetto alla verticale del paramento a contatto con il terreno
$i [^\circ]$	0	0 rad	inclinazione del terreno a monte
$\delta_a [^\circ]$	15	0.261799388 rad	attrito terra-muro sul paramento
$k_a$	0.301		
$k_p$	3.318		
$k_0$	0.500		
<b>ka</b>	<b>0.291</b>	coeff. Spinta attiva orizzontale	
<b>k0</b>	<b>0.483</b>	coeff. Spinta attiva orizzontale	

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2\beta \cdot \cos(\beta + \delta_a) \left[ 1 + \frac{\sin(\delta_a + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta_a) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità  $z$  e la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  valgono

$\sigma_{H(z)} = \gamma z K_0 + p_v K_0$  distribuzione pressione orizzontale sul piedritto

$S_{g3k} = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$  spinta risultante sul piedritto di altezza  $H$

dove  $p_v$  è la pressione verticale agente in corrispondenza dell'estradosso soletta.

3. g3k Spinta delle terre	
Comb.	M1
$\gamma_{\text{terre}}$ [kN/mc]=	20
angolo attrito $\phi'$ =	30.0
angolo attrito terra-muro $\delta$ =	15.0
coeff. spinta a riposo $k_0$ =	0.483
Q.ta impalcato $Z_{\text{sup}}$ [m]=	0.7
Q.ta fondazione $Z_{\text{inf}}$ [m]=	6.95
Pressione orizz. p.sup. [kPa]=	15.79
Pressione orizz. p.inf. [kPa]=	76.16

### Spinta in presenza di sovraccarico

L'incremento di spinta a tergo del manufatto per effetto dei sovraccarichi ferroviari è valutato con un contributo costante lungo l'altezza dei piedritti, esso è posto da un solo lato per ottenere l'effetto sbilanciante. Anch'esso è valutato con coeff. di spinta a riposo.

$\sigma_{H(z)} = q_k K_0$  pressione orizzontale sul piedritto

$S_{q3k} = q_k K_0 H$  spinta risultante sul piedritto di altezza  $H$

5. q5k Spinta sovraccarico a tergo			
Treno <b>LM71</b> Qk [kN]=	250	n.assi=	4
lung. Diffusione Lq [m]=	6.40		
largh. Diffusione Bq [m]=	3.00		
coeff. adattamento $\alpha$ =	1.1		
Carico distribuito eq.Qk [kN/mq]=	57.29		
Comb.	M1		
coeff. spinta a riposo k0=	0.483		
Pressione oriz. qk [kPa]=	<b>27.67</b>		

### Spinta in presenza di sisma - Formula di Wood

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$

$$\alpha = a_g / g * S_s * \beta_m * S_t$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta. Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

<u>Sovraspinta terre Wood</u>	
agmax [g]=	0.049
kh=	0.0492
$\gamma_{\text{terre}}$ [kN/mc]=	20
H spinte. [m]=	6.95
Sovrappressione terre $\Delta p_{\text{sis}}$ [kPa]=	6.84

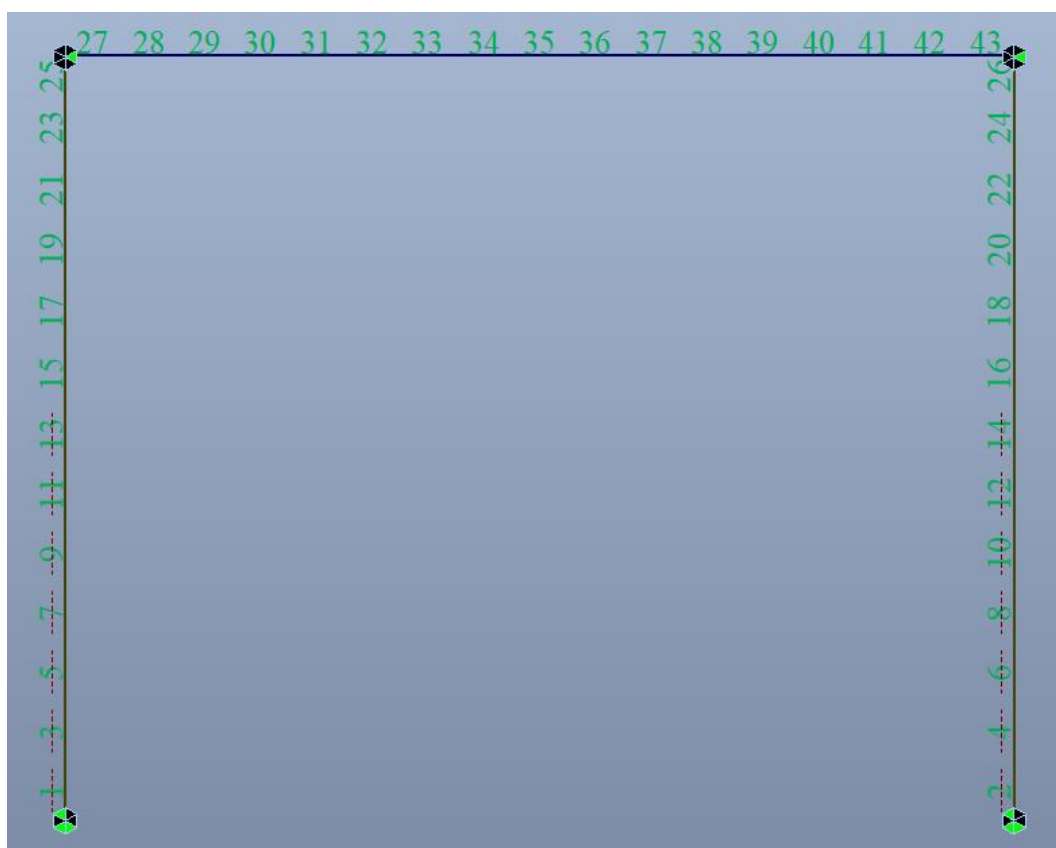
## 8. MODELLO DI CALCOLO SOTTOPASSO

Si implementa un modello di calcolo piano ove si schematizza la soletta ed i piedritti costituiti dai pali. Relativamente ai pali il tratto sino al fondo scavo è modellato come libero e le azioni di spinta delle terre sono applicate ai piedritti, il tratto di infissione è vincolato con molle alla winkler ( $k_w=216000\text{kN/mc}$ ). Sono stati vincolati in verticale i nodi al piede dei pali e fuori piano i nodi di soletta.

Gli elementi beam sono:

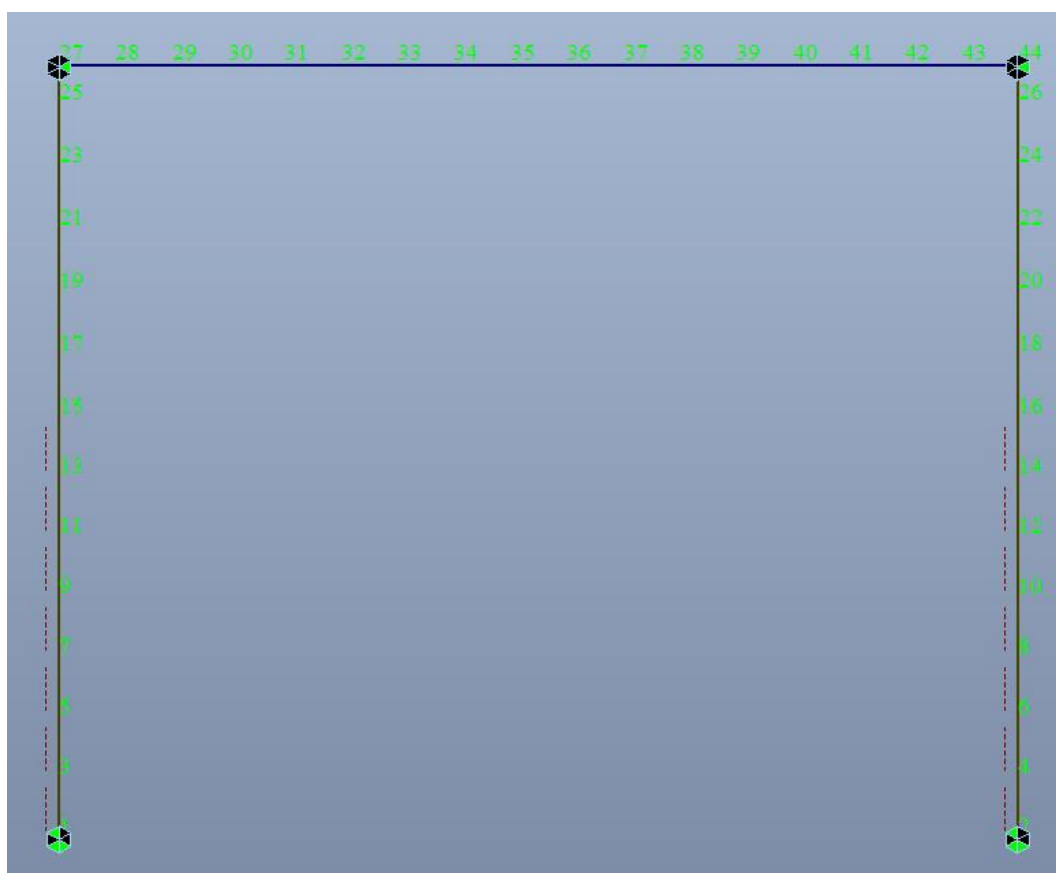
- Solettone  $h=1.40\text{m}$
- Piedritti  $H_{eq}(* )=0.955\text{m}$

(\*) Lo spessore equivalente è tale per cui l'inerzia della sezione del modello di calcolo a profondità unitaria  $J=(1/12) \times B \times H_{eq}$  con  $B=1$ , coincida con l'inerzia della paratia di pali  $J_p=(1/64)\pi D^4/i$  ( $D=1.20\text{m}$  diametro palo,  $i=1.40\text{m}$  interasse pali).



**Figura 2** – Numerazione Aste





**Figura 3** – Numerazione Nodi

I carichi sono stati implementati come segnalato nell'apposito capitolo.

L'analisi sismica è eseguita in campo statico elastico lineare con  $q=1$ .

### 8.1. Combinazioni dei carichi

Si riporta di seguito le combinazioni di carico implementate direttamente nel SW di modellazione FEM.

## &lt;&lt; LOAD COMB/CASE/ENVEL ABBREVIATION TABLE &gt;&gt;

ABBREVIATION	FULL NAME	TYPE	DESCRIPTION
g2k-ba~1	g2k-ballast	Static	
g3k-Te~1	g3k-TerreSX	Static	
g3k-Te~2	g3k-TerreDX	Static	
qk-Ter~1	qk-TerreSX	Static	
qk,Rit~1	qk,Ritiro	Static	
qk,Ter~1	qk,TermDT+	Static	
qk,Ter~2	qk,TermDT-	Static	
06-SLU~1	qk,TermDT-	Gen.Envl	
07-SLU~1	qk,TermDT-	Gen.Envl	
08-SLU~1	qk,TermDT-	Gen.Envl	
09-SLU~1	qk,TermDT-	Gen.Envl	
01-SLE~1	qk,TermDT-	Gen.Envl	
02-SLE~1	qk,TermDT-	Gen.Envl	
03-SLE~1	qk,TermDT-	Gen.Envl	
04-SLE~1	qk,TermDT-	Gen.Envl	
05-SLE~1	qk,TermDT-	Gen.Envl	

## &lt;&lt; SELECTED LOAD CASE/COMBINATION DETAIL LIST &gt;&gt;

[Selected Load Combinations]

L. COMB	TYPE	COMBINATION DETAIL
g1k	Gen.Comb	1.000 x g1k-sw + 1.000 x g1k-man
01-SLE~1	Gen.Comb	1.000 x g1k + 1.000 x g2k-perm + 1.000 x g2k-ba~1 + 1.000 x g3k-Te~1 + 1.000 x g3k-Te~2 + 0.000 x qk-Ter~1 + 0.000 x qk-Treno + 0.000 x qk-Fren + 0.500 x qk-Term + 1.000 x qk,Rit~1
02-SLE~1	Gen.Comb	1.000 x g1k + 1.000 x g2k-perm + 1.000 x g2k-ba~1 + 1.000 x g3k-Te~1 + 1.000 x g3k-Te~2 + 0.800 x qk-Ter~1 + 1.000 x qk-Treno + 0.500 x qk-Fren + 0.600 x qk-Term + 1.000 x qk,Rit~1
03-SLE~1	Gen.Comb	1.000 x g1k + 1.000 x g2k-perm + 1.000 x g2k-ba~1 + 1.000 x g3k-Te~1 + 1.000 x g3k-Te~2 + 0.800 x qk-Ter~1 + 1.000 x qk-Treno + 1.000 x qk-Fren + 0.600 x qk-Term + 1.000 x qk,Rit~1
04-SLE~1	Gen.Comb	1.000 x g1k + 1.000 x g2k-perm + 1.000 x g2k-ba~1 + 1.000 x g3k-Te~1 + 1.000 x g3k-Te~2 + 0.000 x qk-Ter~1 + 0.800 x qk-Treno + 0.400 x qk-Fren + 0.500 x qk-Term + 1.000 x qk,Rit~1
05-SLE~1	Gen.Comb	1.000 x g1k + 1.000 x g2k-perm + 1.000 x g2k-ba~1 + 1.000 x g3k-Te~1 + 1.000 x g3k-Te~2 + 0.000 x qk-Ter~1 + 0.800 x qk-Treno + 0.800 x qk-Fren + 0.500 x qk-Term + 1.000 x qk,Rit~1
06-SLU~1	Gen.Comb	1.350 x g1k + 1.350 x g2k-perm + 1.500 x g2k-ba~1 + 1.000 x g3k-Te~1 + 1.000 x g3k-Te~2 + 0.000 x qk-Ter~1 + 0.800 x qk-Treno + 0.800 x qk-Fren + 0.500 x qk-Term + 1.000 x qk,Rit~1

```

g3k-Te~1 +
Fren +
07-SLU~1 Gen.Comb
g3k-Te~1 +
Fren +
08-SLU~1 Gen.Comb
g3k-Te~1 +
Fren +
09-SLU~1 Gen.Comb
g3k-Te~1 +
Fren +
10-SLV Gen.Comb
g3k-Te~1 +
Fren +
-SIS
qk-Treno Gen.Env1
qk-Term Gen.Env1
qk, Ter~2
SLU
09-SLU~1 ,
SLE Gen.Env1
SLF Gen.Env1

1.000 x g3k-Te~2 + 1.160 x qk-Ter~1 + 1.450 x qk-Treno + 0.725 x qk-
0.900 x qk-Term + 1.200 x qk,Rit~1
1.000 x g1k + 1.000 x g2k-perm + 1.000 x g2k-ba~1 + 1.350 x
1.350 x g3k-Te~2 + 1.160 x qk-Ter~1 + 0.000 x qk-Treno + 0.000 x qk-
0.900 x qk-Term + 1.200 x qk,Rit~1
1.350 x g1k + 1.350 x g2k-perm + 1.500 x g2k-ba~1 + 1.350 x
1.000 x g3k-Te~2 + 1.160 x qk-Ter~1 + 1.450 x qk-Treno + 1.450 x qk-
0.900 x qk-Term + 1.200 x qk,Rit~1
1.000 x g1k + 1.000 x g2k-perm + 1.000 x g2k-ba~1 + 1.350 x
1.000 x g3k-Te~2 + 1.160 x qk-Ter~1 + 1.450 x qk-Treno + 1.450 x qk-
0.900 x qk-Term + 1.200 x qk,Rit~1
1.000 x g1k + 1.000 x g2k-perm + 1.000 x g2k-ba~1 + 1.000 x
1.000 x g3k-Te~2 + 0.000 x qk-Ter~1 + 0.000 x qk-Treno + 0.000 x qk-
0.500 x qk-Term + 1.000 x qk,Rit~1 + 1.000 x g3k-SIS + 1.000 x g1k
1.000 x LM71 , 1.000 x SW0 , 1.000 x SW2
1.000 x qk,Term+ , 1.000 x qk,Term- , 1.000 x qk, Ter~1 , 1.000 x
1.000 x 06-SLU~1 , 1.000 x 07-SLU~1 , 1.000 x 08-SLU~1 , 1.000 x
1.000 x 10-SLV
1.000 x 01-SLE~1 , 1.000 x 02-SLE~1 , 1.000 x 03-SLE~1
1.000 x 04-SLE~1 , 1.000 x 05-SLE~1

```

[Selected Load Combinations]

L. COMB	TYPE	COMBINATION DETAIL			
g1k	Gen.Comb	1.000 x g1k-sw	+	1.000 x g1k-man	
01-SLE~1	Gen.Comb	1.000 x g1k	+	1.000 x g2k-perm	1.000 x g2k-ba~1 + 1.000 x
g3k-Te~1 +		1.000 x g3k-Te~2	+	0.000 x qk-Ter~1	0.000 x qk-Treno + 0.000 x qk-
Fren +		0.500 x qk-Term	+	1.000 x qk,Rit~1	
02-SLE~1	Gen.Comb	1.000 x g1k	+	1.000 x g2k-perm	1.000 x g2k-ba~1 + 1.000 x
g3k-Te~1 +		1.000 x g3k-Te~2	+	0.800 x qk-Ter~1	1.000 x qk-Treno + 0.500 x qk-
Fren +		0.600 x qk-Term	+	1.000 x qk,Rit~1	
03-SLE~1	Gen.Comb	1.000 x g1k	+	1.000 x g2k-perm	1.000 x g2k-ba~1 + 1.000 x
g3k-Te~1 +		1.000 x g3k-Te~2	+	0.800 x qk-Ter~1	1.000 x qk-Treno + 1.000 x qk-
Fren +		0.600 x qk-Term	+	1.000 x qk,Rit~1	
04-SLE~1	Gen.Comb	1.000 x g1k	+	1.000 x g2k-perm	1.000 x g2k-ba~1 + 1.000 x
g3k-Te~1 +		1.000 x g3k-Te~2	+	0.000 x qk-Ter~1	0.800 x qk-Treno + 0.400 x qk-
Fren +		0.500 x qk-Term	+	1.000 x qk,Rit~1	
05-SLE~1	Gen.Comb	1.000 x g1k	+	1.000 x g2k-perm	1.000 x g2k-ba~1 + 1.000 x
g3k-Te~1 +		1.000 x g3k-Te~2	+	0.000 x qk-Ter~1	0.800 x qk-Treno + 0.800 x qk-
Fren +		0.500 x qk-Term	+	1.000 x qk,Rit~1	
06-SLU~1	Gen.Comb	1.350 x g1k	+	1.350 x g2k-perm	1.500 x g2k-ba~1 + 1.000 x
g3k-Te~1 +		1.000 x g3k-Te~2	+	1.160 x qk-Ter~1	1.450 x qk-Treno + 0.725 x qk-
Fren +		0.900 x qk-Term	+	1.200 x qk,Rit~1	
07-SLU~1	Gen.Comb	1.000 x g1k	+	1.000 x g2k-perm	1.000 x g2k-ba~1 + 1.350 x
g3k-Te~1 +		1.350 x g3k-Te~2	+	1.160 x qk-Ter~1	0.000 x qk-Treno + 0.000 x qk-
Fren +		0.900 x qk-Term	+	1.200 x qk,Rit~1	
08-SLU~1	Gen.Comb	1.350 x g1k	+	1.350 x g2k-perm	1.500 x g2k-ba~1 + 1.350 x
g3k-Te~1 +		1.000 x g3k-Te~2	+	1.160 x qk-Ter~1	1.450 x qk-Treno + 1.450 x qk-
Fren +		0.900 x qk-Term	+	1.200 x qk,Rit~1	
09-SLU~1	Gen.Comb	1.000 x g1k	+	1.000 x g2k-perm	1.000 x g2k-ba~1 + 1.350 x
g3k-Te~1 +		1.000 x g3k-Te~2	+	1.160 x qk-Ter~1	1.450 x qk-Treno + 1.450 x qk-
Fren +		0.900 x qk-Term	+	1.200 x qk,Rit~1	
10-SLV	Gen.Comb	1.000 x g1k	+	1.000 x g2k-perm	1.000 x g2k-ba~1 + 1.000 x
g3k-Te~1 +		1.000 x g3k-Te~2	+	0.000 x qk-Ter~1	0.000 x qk-Treno + 0.000 x qk-
Fren +		0.500 x qk-Term	+	1.000 x qk,Rit~1	1.000 x g3k-SIS + 1.000 x g1k
-SIS					
qk-Treno	Gen.Env1	1.000 x LM71	,	1.000 x SW0	, 1.000 x SW2
qk-Term	Gen.Env1	1.000 x qk,Term+	,	1.000 x qk,Term-	, 1.000 x qk,Ter~1 , 1.000 x
qk,Ter~2					
SLU	Gen.Env1	1.000 x 06-SLU~1	,	1.000 x 07-SLU~1	, 1.000 x 08-SLU~1 , 1.000 x
09-SLU~1 ,					
		1.000 x 10-SLV			
SLE	Gen.Env1	1.000 x 01-SLE~1	,	1.000 x 02-SLE~1	, 1.000 x 03-SLE~1
SLF	Gen.Env1	1.000 x 04-SLE~1	,	1.000 x 05-SLE~1	

Così riassunte:

		g1k	g2k-perm	g2k-ballast	g3k-SX	g3k-DX	qk-Terre			Qk Treno,vert			Qk Treno,fren			Qk-Term			Qk-Ritiro	SIS
Descrizione	cmb.	$\gamma_i$	$\gamma_i$	$\gamma_i$	$\gamma_i$	$\gamma_i$	$\Psi_i$	$\Psi_{ixy}$	$\gamma_i$	$\Psi_i$	$\Psi_{ixy}$	$\gamma_i$	$\Psi_i$	$\Psi_{ixy}$	$\gamma_i$	$\Psi_i$	$\Psi_{ixy}$	$\gamma_i$		
perm.	01-SLE_perm	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		0.0			0.0			0.0		0.5	0.5	1.0		
verticale	02-SLE_rara-Gr.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	1.0		1.0	0.5		0.5		0.6	0.6	1.0	
sbilanciante	03-SLE_rara-Gr.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	1.0		1.0	1.0		1.0		0.6	0.6	1.0	
verticale	04-SLE_freq-Gr.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	0.8	0.8	0.5	0.8	0.4		0.5	0.5	1.0	
sbilanciante	05-SLE_freq-Gr.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	0.8	0.8	1.0	0.8	0.8		0.5	0.5	1.0	
verticale max	06-SLU_Gr.1	1.35	1.35	1.50	1.00	1.00	1.45	0.8	1.160	1.45		1.450	1.45	0.5	0.725	1.50	0.6	0.90	1.20	
verticale min	07-SLU_Scarico	1.00	0.00	0.90	1.35	1.35	1.45	0.8	1.160	0.00		0.000	0.00		0.000	1.50	0.6	0.90	1.20	
sbilanciante max V	08-SLU_Gr.3	1.35	1.35	1.50	1.35	1.00	1.45	0.8	1.160	1.45		1.450	1.45	1.0	1.450	1.50	0.6	0.90	1.20	
sbilanciante min V	09-SLU_Gr.3	1.00	0.00	0.90	1.35	1.00	1.45	0.8	1.160	1.45		1.450	1.45	1.0	1.450	1.50	0.6	0.90	1.20	
sbilanciante	10-SLV_SISX+	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		0.0				0.0			0.0		0.5	0.5	1.0	1.0

## 8.2. Deformazioni

Si riportano le principali deformate per le condizioni di carico elementari significative.

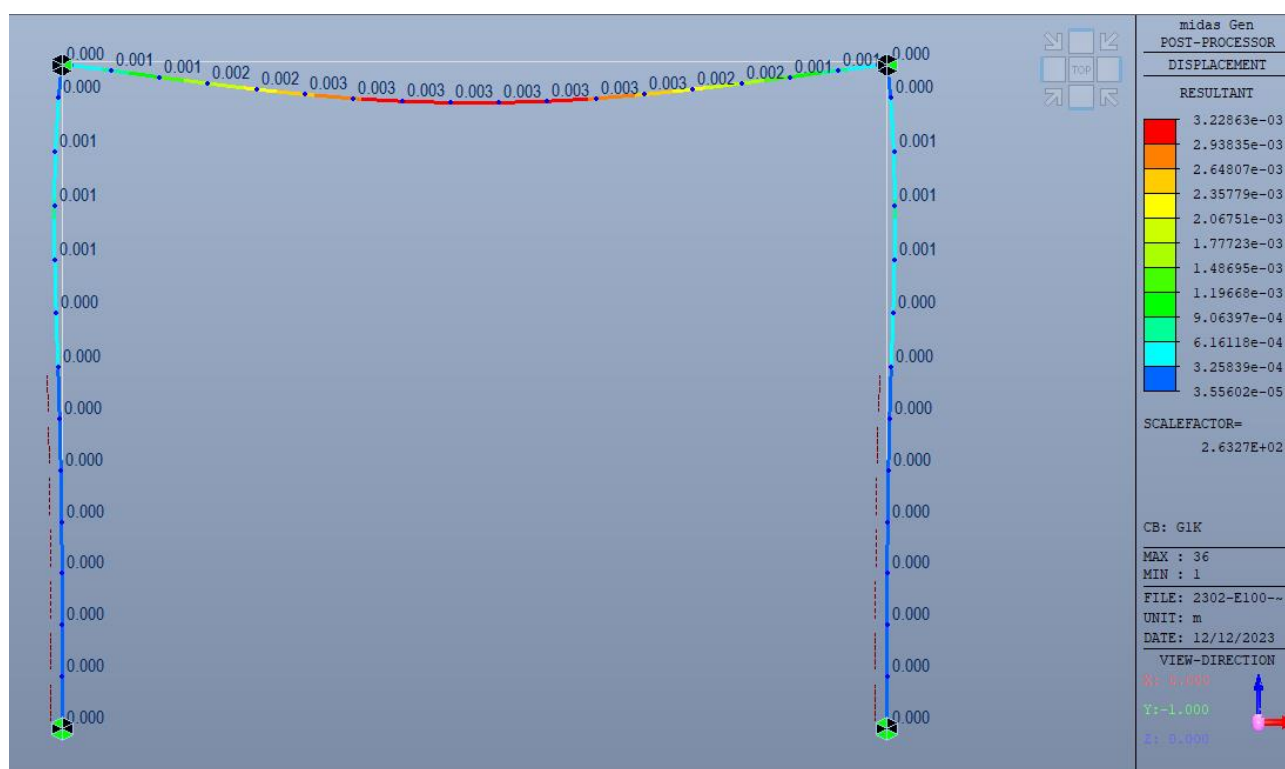
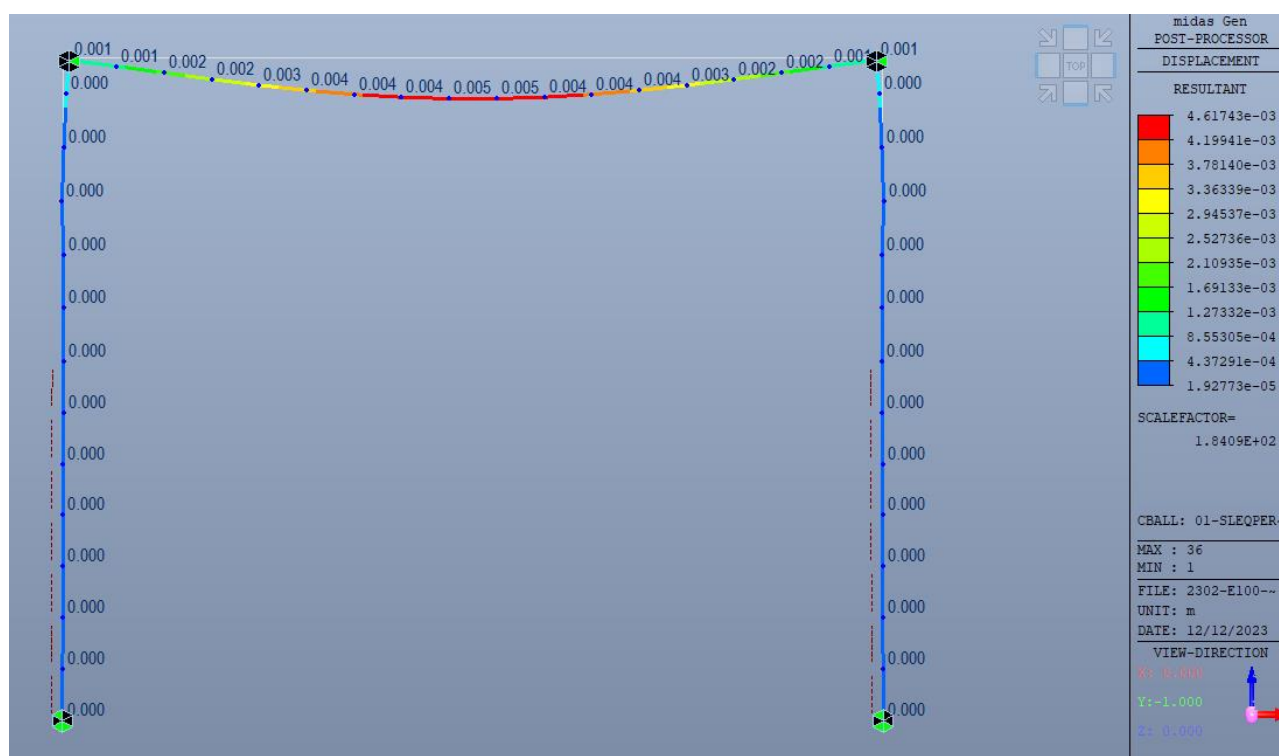
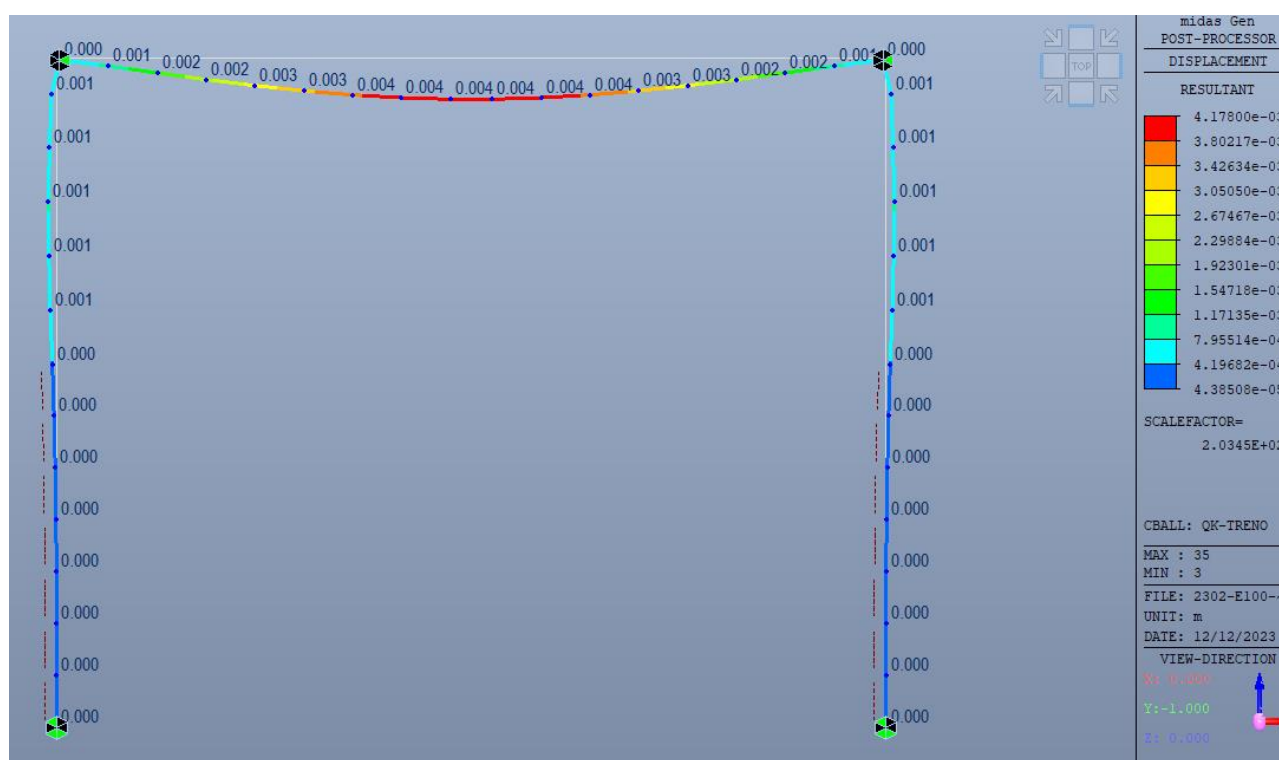


Figura 4 – Deformata per pesi strutturali g1k



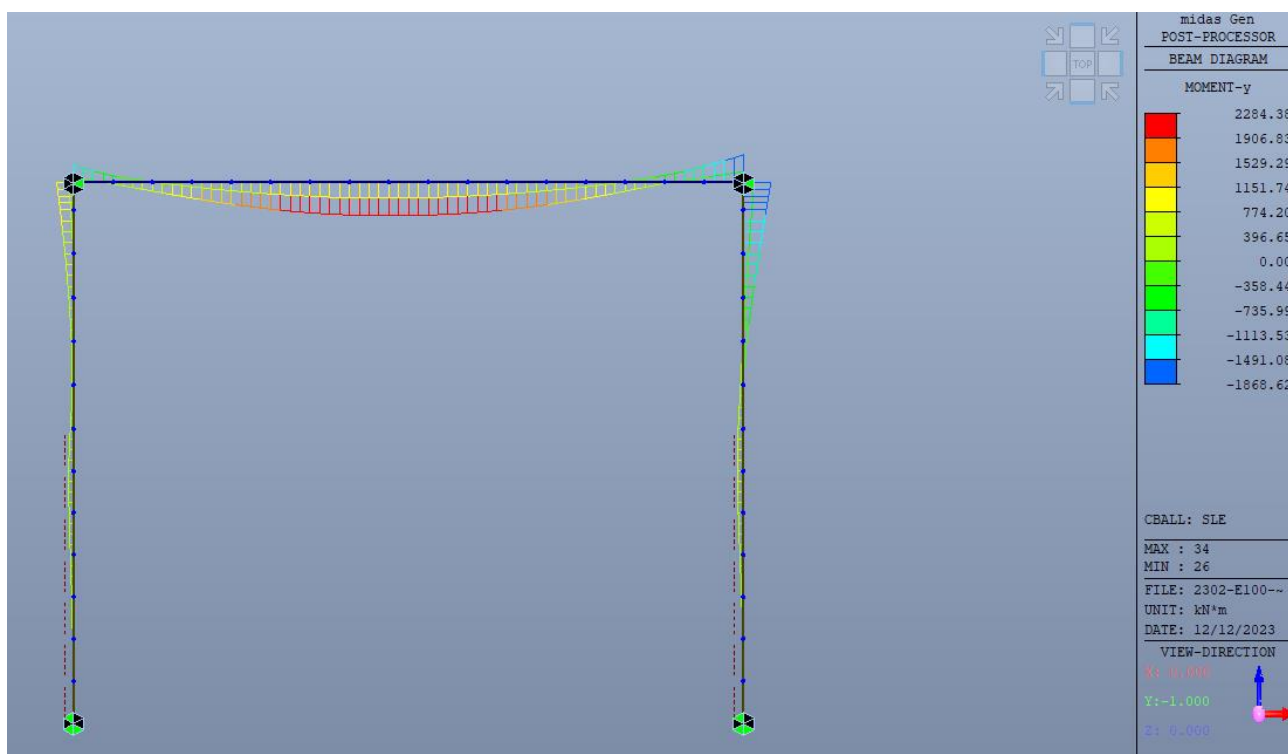
**Figura 5** – Deformata per combinazione SLE.q.perm.



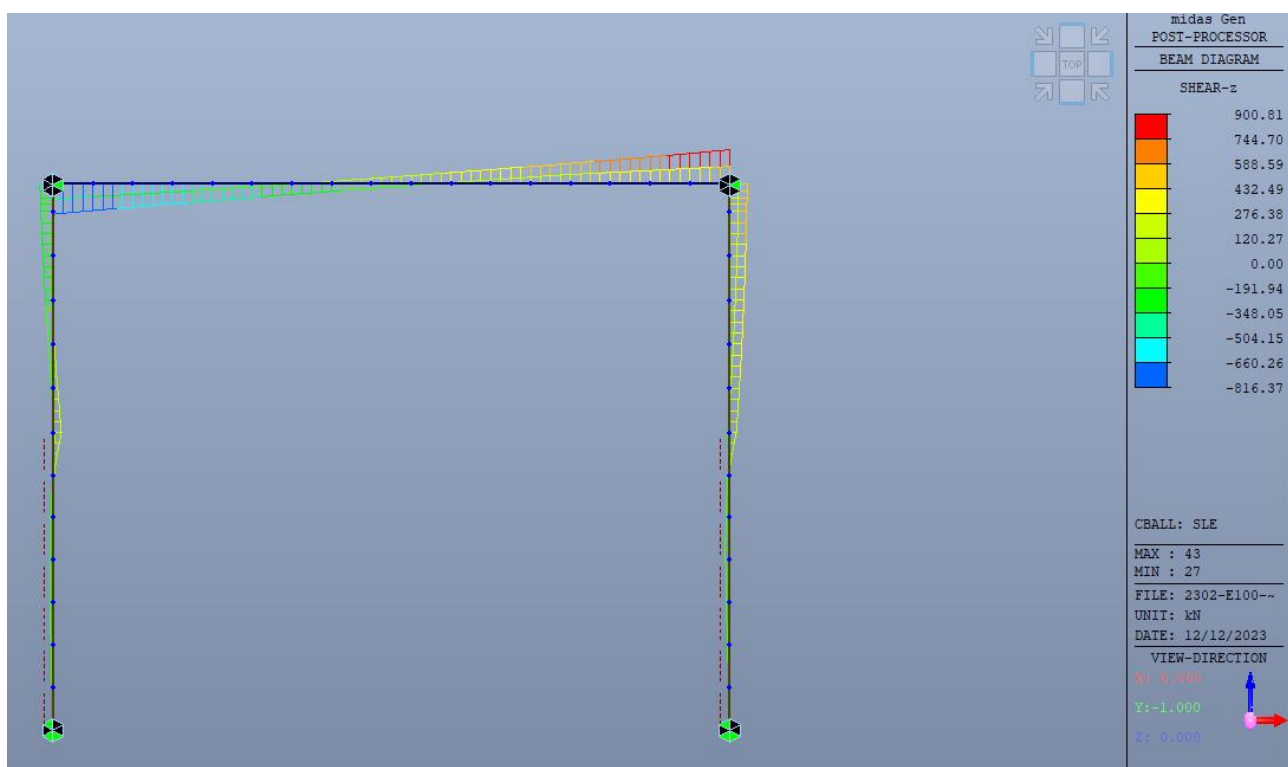
**Figura 6** – Deformata per treno più pesante qk-Treno (involuppo tra LM71, SW0 e SW2)

### 8.3. Azioni interne

Di seguito si riportano i valori involuppo delle azioni interne per le combinazioni SLU, SLV e SLE

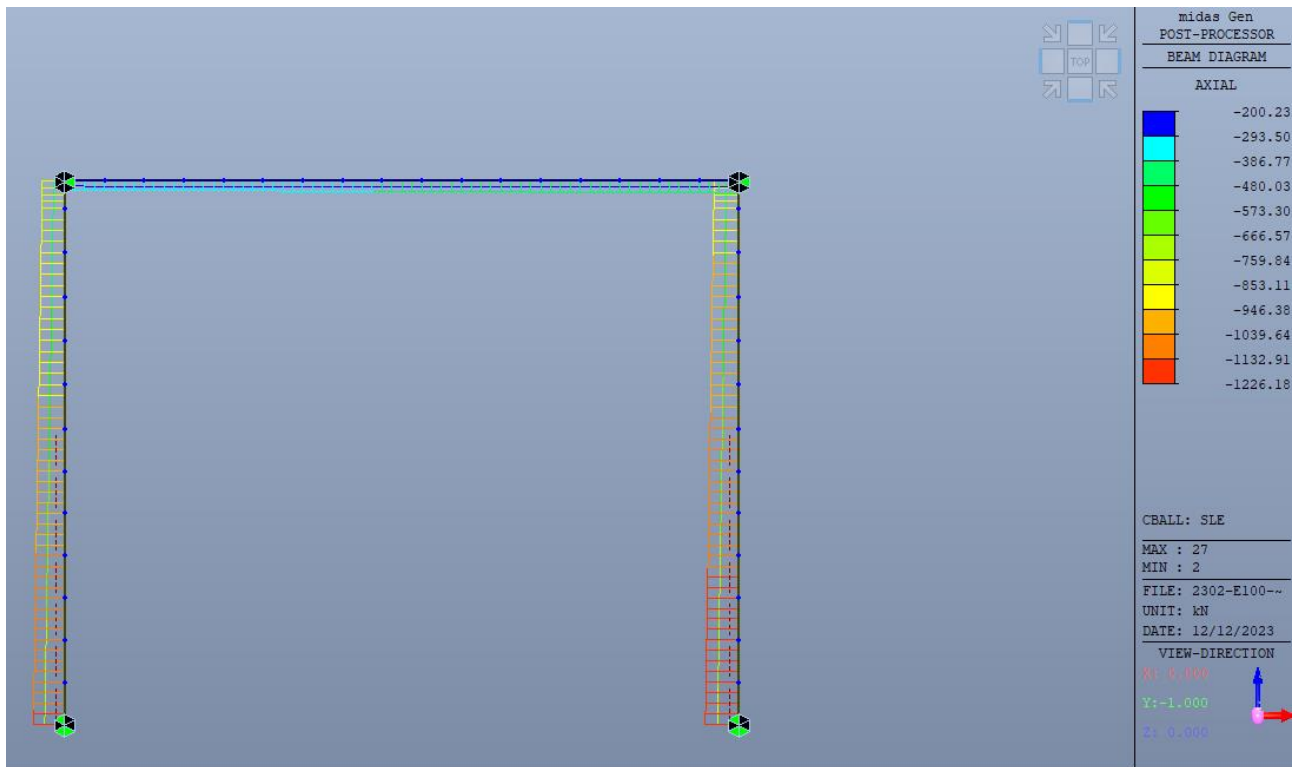


**Figura 7** –Azione flettente  $M_y$ : SLE,rara

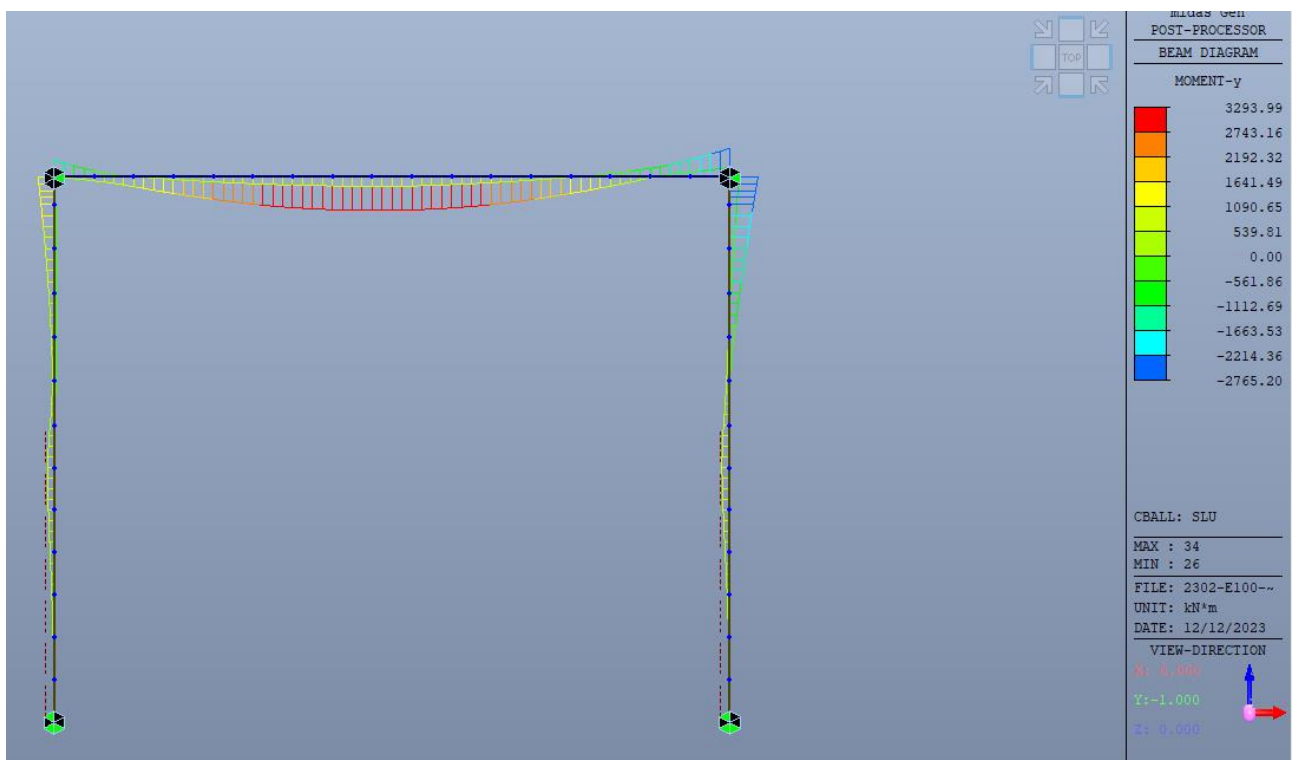


**Figura 8** –Azione tagliante  $V_z$ : SLE,rara



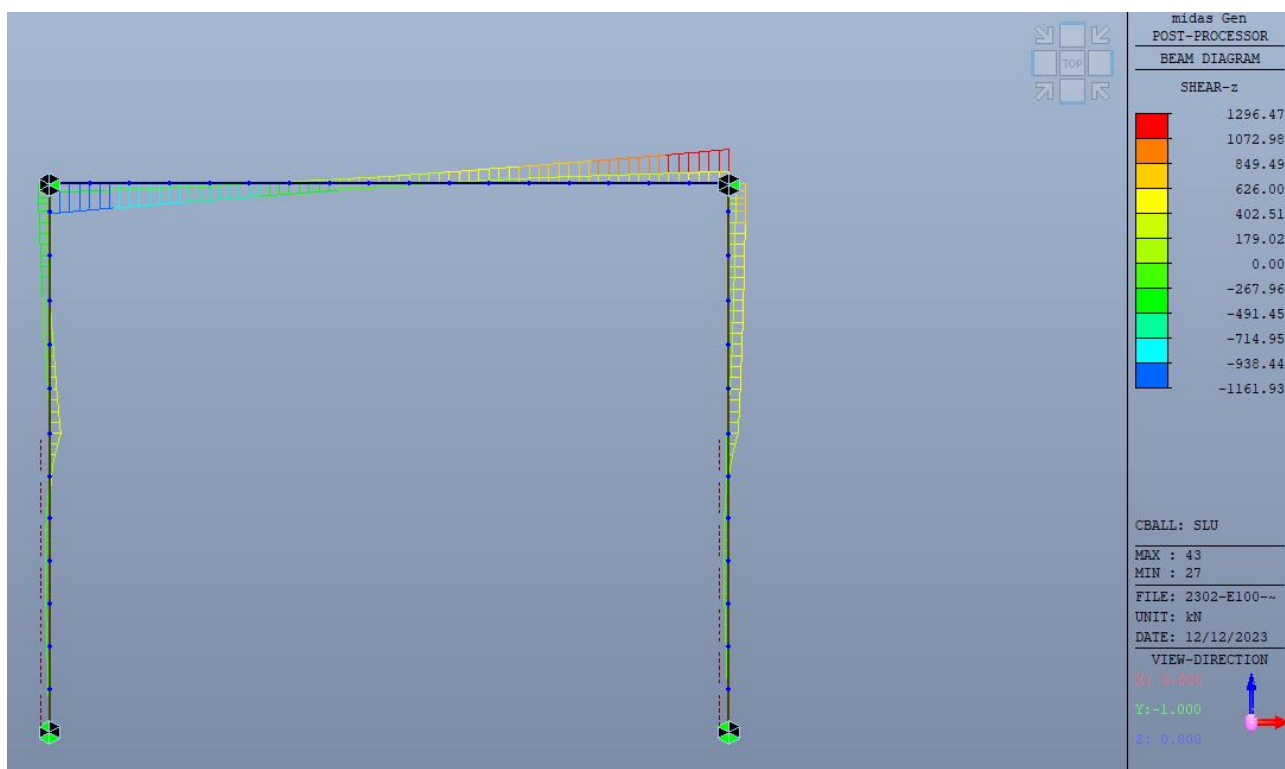


**Figura 9** –Azione assiale: SLE,rara

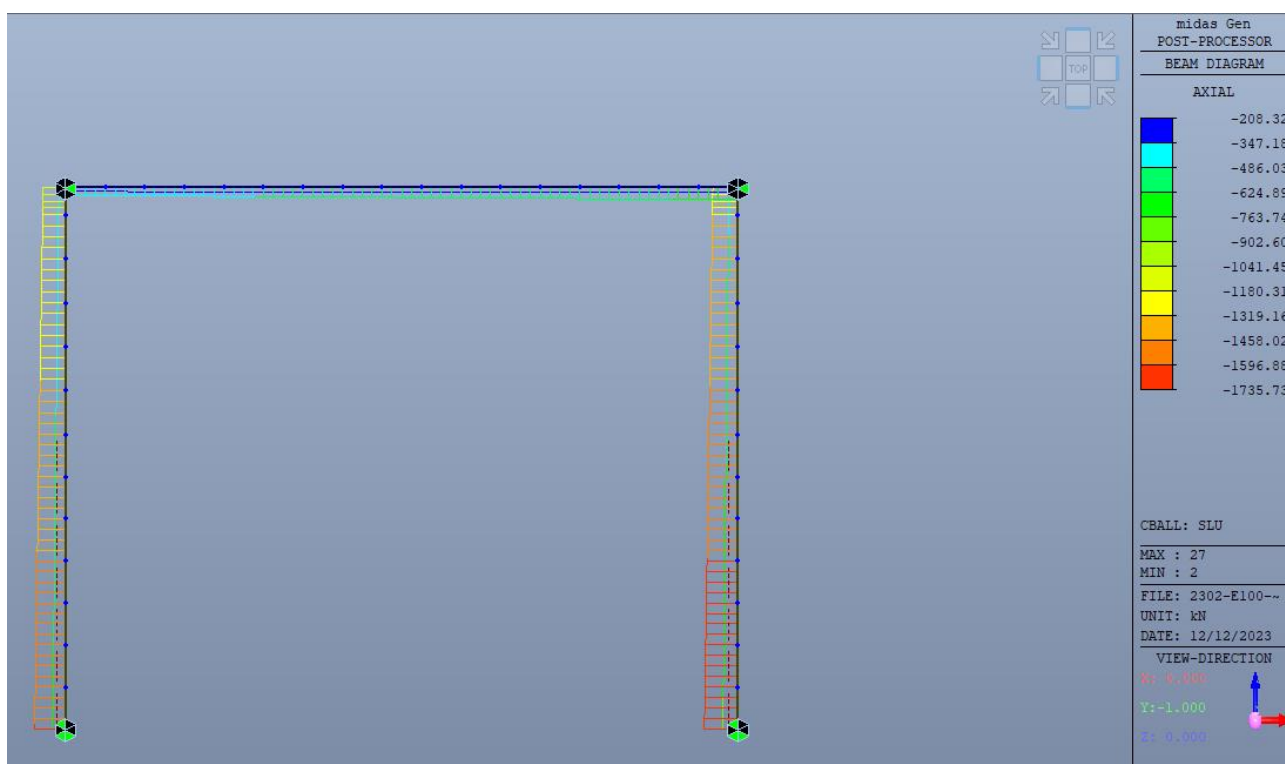


**Figura 10** –Azione flettente My: SLU





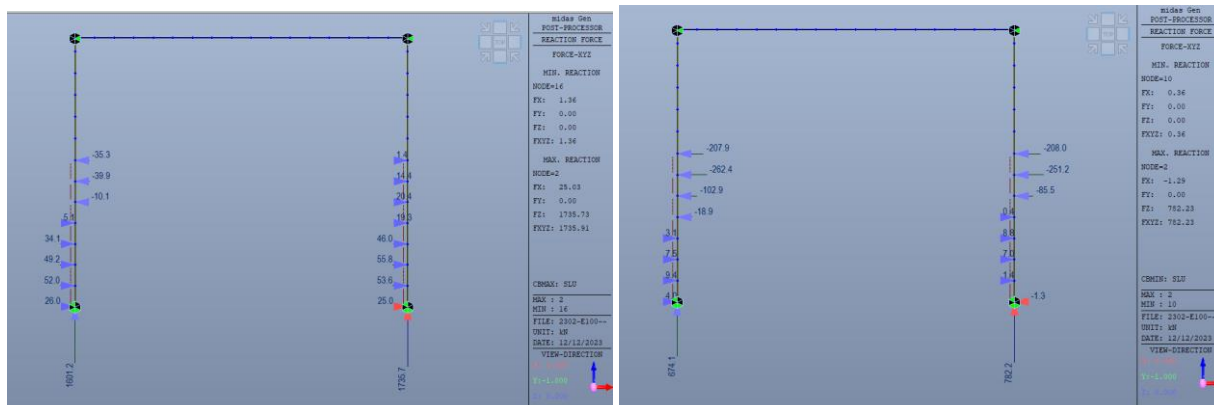
**Figura 11** – Azione tagliante Vz: SLU



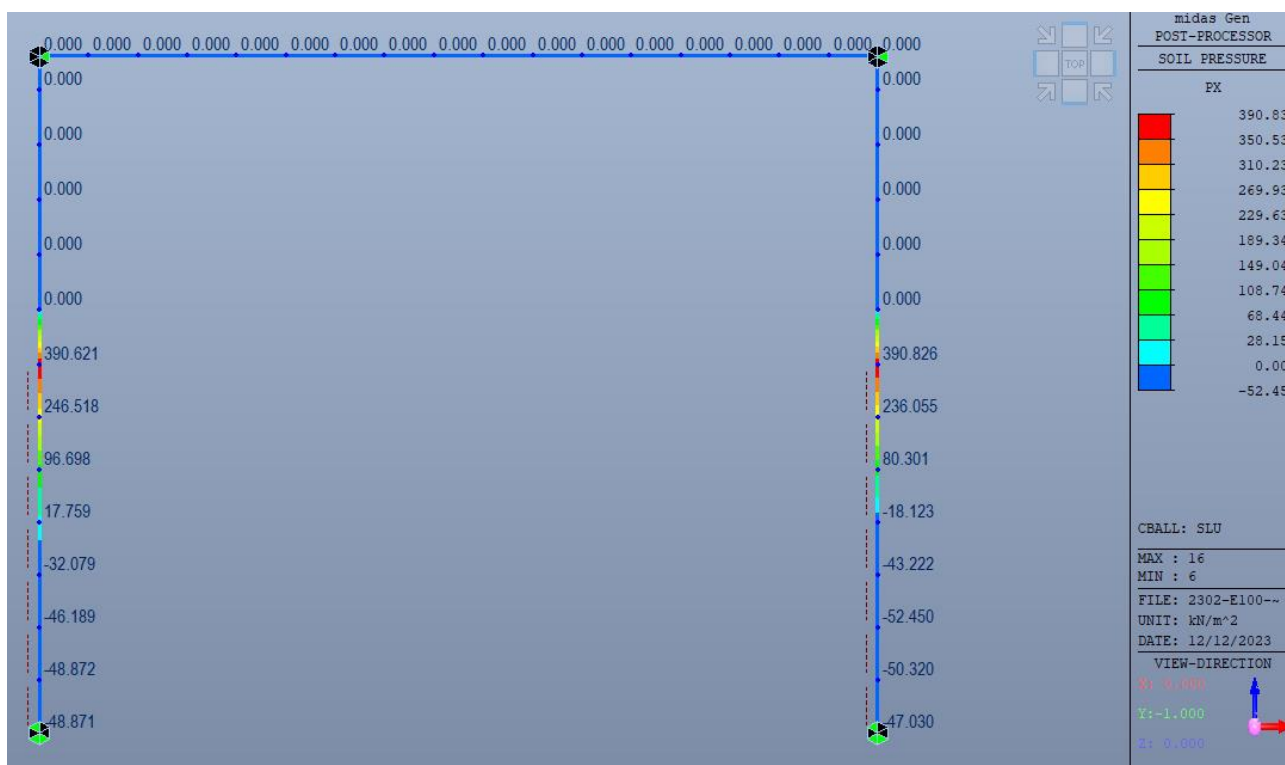
**Figura 12** – Azione assiale: SLU

## 8.4. Reazioni vincolari

Si riporta di seguito la max e min distribuzione di reazioni vincolari



**Figura 13 – Reazioni vincolari: SLU max e min**



**Figura 14 – Distribuzione di pressioni sulle paratie: SLU**

## 9. VERIFICHE SOTTOPASSO

Si propongono di seguito le principali verifiche di resistenza del sottopasso nelle sezioni principali che consistono in:

sez. A: Soletta in campata

sez. B: Soletta in appoggio

sez. C: Piedritti in testa

sez. D: Piedritti lungo elevazione

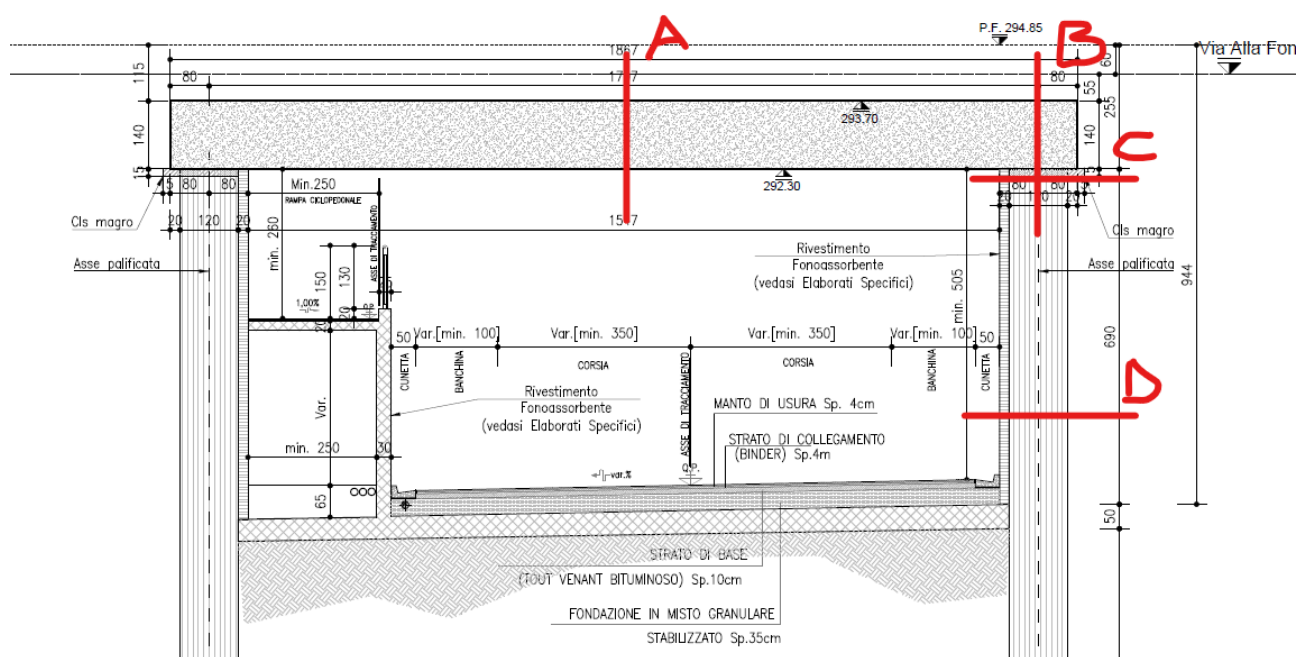


Figura 15 – Sezioni tipiche di verifica

### 9.1. Verifica sezione di mezzzeria (sez. A)

La sezione di verifica ha le seguenti caratteristiche:

Rettangolare  $H=1.40m$   $B=1.00m$

As.sup  $\phi 26/25$

As.inf  $\phi 30/25$  1<sup>a</sup>strato +  $\phi 30/25$  2<sup>a</sup>strato +  $\phi 30/25$  3<sup>a</sup>strato

Le sollecitazioni max agenti sono:

SLU  $MSLU=3285$  kNm/m  $VSLU=320$  kN/m

SLE,freq  $MSLE,freq=2081$  kNm/m

SLE,q.perm MSLE,q.perm=1206 kNm/m

### 9.1.1. Verifica di resistenza SLU

La verifica di resistenza flessione porge:

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

**Titolo:** Sez A

**N° strati barre:** 4 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	140

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21.24	7
2	28.28	133
3	28.28	127
4	28.28	121

**Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n

**N** Ed 0 kN  
**M** xEd 1206 kNm  
**M** yEd 0 kNm

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

**Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali:** B450C C32/40

**Proprietà materiali:**  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  18.13 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

**Calcolo:** 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**

**M-curvatura**

**Precompresso**

**Risultati:**  
**M<sub>Rd</sub>** 3 982 kNm  
 $\sigma_c$  -18.13 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  23.99 ‰  
**d** 133 cm  
 $x$  16.94  $x/d$  0.1273  
 $\delta$  0.7

La verifica è soddisfatta essendo  $MR_d = 3982 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 1206 \text{ kNm/m}$

La verifica a taglio è soddisfatta per sezioni non armate a taglio essendo la resistenza della sezione corrente superiore alla sollecitazione. Vedasi verifica sez. B cap.9.2.1

### 9.1.2. Verifica SLE

La verifica a flessione allo SLE si traduce in una verifica a fessurazione per le due condizioni principali SLE, frequente e SLE quasi permanente che devono soddisfare, in ambiente aggressivo, l'ampiezza massima di fessura rispettivamente pari a W2 e W1.

Di seguito si riportano i livelli tensionali nelle due combinazioni di verifica:

The image displays two screenshots of the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface, showing the input and output stages of a structural analysis.

**Left Screenshot (Input Phase):**

- Titolo:** Sez A
- Tipologia Sezione:** Rettang. re (selected), Trapez, a T, Circolare, Rettangoli, Coord., DXF
- N° strati barre:** 4
- Table 1 (Dimensions):**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	140
- Table 2 (Reinforcement):**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21.24	7
2	28.28	133
3	28.28	127
4	28.28	121
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- P.to applicazione N:** Centro (selected), Baricentro cls, Coord.[cm]
- Coordinate:** xN [0], yN [0]
- Materiali:** B450C, C32/40
- Properties:**
  - $\epsilon_{su}$  67.5 ‰,  $\epsilon_{c2}$  2 ‰
  - $\gamma_d$  391.3 N/mm²,  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰
  - $E_s$  200 000 N/mm²,  $f_{cd}$  18.13
  - $E_s/E_c$  15,  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8
  - $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰,  $\sigma_{c,adm}$  12.25
  - $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²,  $\tau_{co}$  0.7333
  - $\tau_{c1}$  2.114
- Verifica:** N° iterazioni: 4
- Buttons:** Precompresso

**Right Screenshot (Output Phase):**

- Titolo:** Sez A
- Tipologia Sezione:** Rettan. re (selected), Trapez, a T, Circolare, Rettangoli, Coord., DXF
- N° strati barre:** 4
- Table 1 (Dimensions):**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	140
- Table 2 (Reinforcement):**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21.24	7
2	28.28	133
3	28.28	127
4	28.28	121
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- P.to applicazione N:** Centro (selected), Baricentro cls, Coord.[cm]
- Coordinate:** xN [0], yN [0]
- Materiali:** B450C, C32/40
- Properties:**
  - $\epsilon_{su}$  67.5 ‰,  $\epsilon_{c2}$  2 ‰
  - $\gamma_d$  391.3 N/mm²,  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰
  - $E_s$  200 000 N/mm²,  $f_{cd}$  18.13
  - $E_s/E_c$  15,  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8
  - $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰,  $\sigma_{c,adm}$  12.25
  - $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²,  $\tau_{co}$  0.7333
  - $\tau_{c1}$  2.114
- Verifica:** N° iterazioni: 4
- Buttons:** Precompresso

Si riporta di seguito la verifica dell'ampiezza di fessurazione per le due combinazioni:

Sez. A	comb.	SLE,freq	
<b>Materiali</b>			
Resistenza caratteristica calcestruzzo	$R_{ck}$ [MPa] =	40	
	$f_{ck}$ [MPa] =	33.20	
Resistenza media a trazione $f_{ctm}$	$f_{ctm}$ [MPa] =	3.099	
Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk}$	$f_{ctk}$ [MPa] =	2.17	
	$f_{cm}$ [MPa] =	41.20	
modulo elasticità c.l.s.	$E_c$ [MPa] =	33 643	
Resistenza caratteristica acciaio d'armatura	$f_{yk}$ [MPa] =	450	
modulo di elasticità armatura	$E_s$ [MPa] =	210 000	
	$\alpha_e$ =	6.2	
<b>Geometria</b>			
altezza sezione	$h$ [mm] =	1 400	
braccio di leva	$d$ [mm] =	1 285	
posizione asse neutro	$x$ [mm] =	474.9	
altezza efficace	$h_{c,eff}$ [mm] =	288	
larghezza efficace	$b$ [mm] =	1 000	
	$A_{c,eff}$ [mmq] =	287500	
copriferro c	$c$ [mm] =	35	
diametro staffa $\phi_{st}$	$\phi_{st}$ [mm] =	20	
ricoprimento armatura	$c$ [mm] =	55	
interasse barre	$s$ [mm] =	250	
diametro equivalente armatura	$\phi_{eq}$ [mm] =	26.8	
	$n.barre$ =	15	
Area d'acciaio nell'area efficace	$A_s$ [mmq] =	8484.0	
rapporto d'armatura	$\rho_{eff}$ =	0.030	
<b>Livello di lavoro e deformazione media</b>			
tensione di lavoro acciaio in sez. fessurata	$\sigma$ [MPa] =	231	
coeff. durata del carico	$k_t$ =	0.4	0,6 breve - 0,4 lunga
<b>deformazione unitaria media</b>	$\epsilon_{sm}$ =	0.087%	0.066%
<b>Distribuzione ampiezza di fessura</b>			
Zona C4,1,20 (armatura fitta)	$5(c+f/2)$ [mm] =	342.1058	
tipologia di armature	$k_1$ =	0.8	0,8 ader.migliorata - 1,6 lisce
tipologia comportamento	$k_2$ =	0.5	0,5 flessione - 1,0 trazione semplice
	$k_3$ =	3.4	
	$k_4$ =	0.425	
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	$\Delta s_{max}$ [MPa] =	341.6	
Zona C4,1,21 (armatura assente)	altrove [mm] =	658	
	$\Delta s_{max}$ [MPa] =	1202.6	
Ampiezza di fessura	$w_d$ [mm] =	0.296	
Limite ampiezza di fessura	$w_{lim}$ [mm] =	0.3	w2
	Verificato		

Sez. A	comb.	SLE,q.perm	
<b>Materiali</b>			
Resistenza caratteristica calcestruzzo	$R_{ck}$ [MPa] =	40	
	$f_{ck}$ [MPa] =	33.20	
Resistenza media a trazione $f_{ctm}$	$f_{ctm}$ [MPa] =	3.099	
Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk}$	$f_{ctk}$ [MPa] =	2.17	
	$f_{cm}$ [MPa] =	41.20	
modulo elasticità c.l.s.	$E_c$ [MPa] =	33 643	
Resistenza caratteristica acciaio d'armatura	$f_{yk}$ [MPa] =	450	
modulo di elasticità armatura	$E_s$ [MPa] =	210 000	
	$\alpha_e$ =	6.2	
<b>Geometria</b>			
altezza sezione	$h$ [mm] =	1 400	
braccio di leva	$d$ [mm] =	1 285	
posizione asse neutro	$x$ [mm] =	474.9	
altezza efficace	$h_{c,eff}$ [mm] =	288	
larghezza efficace	$b$ [mm] =	1 000	
	$A_{c,eff}$ [mmq] =	287500	
copriferro c	$c$ [mm] =	35	
diametro staffa $\phi_{st}$	$\phi_{st}$ [mm] =	20	
ricoprimento armatura	$c$ [mm] =	55	
interasse barre	$s$ [mm] =	250	
diametro equivalente armatura	$\phi_{eq}$ [mm] =	26.8	
	$n.barre$ =	15	
Area d'acciaio nell'area efficace	$A_s$ [mmq] =	8484.0	
rapporto d'armatura	$\rho_{eff}$ =	0.030	
<b>Livello di lavoro e deformazione media</b>			
tensione di lavoro acciaio in sez. fessurata	$\sigma_s$ [MPa] =	134	
coeff. durata del carico	$k_t$ =	0.4	0,6 breve - 0,4 lunga
deformazione unitaria media	$\epsilon_{sm}$ =	0.040%	0.038%
<b>Distribuzione ampiezza di fessura</b>			
Zona C4,1,20 (armatura fitta)	$5(c+f/2)$ [mm] =	342.1058	
tipologia di armature	$k_1$ =	0.8	0,8 ader.migliorata - 1,6 liscie
tipologia comportamento	$k_2$ =	0.5	0,5 flessione - 1,0 trazione semplice
	$k_3$ =	3.4	
	$k_4$ =	0.425	
Distanza massima tra le fessure	$\Delta s_{max}$ [MPa] =	341.6	
Zona C4,1,21 (armatura assente)	altrove [mm] =	658	
	$\Delta s_{max}$ [MPa] =	1202.6	
Ampiezza di fessura	$w_d$ [mm] =	0.137	
Limite ampiezza di fessura	$w_{lim}$ [mm] =	0.2	w1
	Verificato		

## 9.2. Verifica sezione all'incastro (sez. B)

La sezione di verifica ha le seguenti caratteristiche:

Rettangolare  $H=1.40m$   $B=1.00m$

As.inf  $\phi 30/25$

As.sup.  $\phi 30/25$  1^strato +  $\phi 30/25$  2^strato +  $\phi 20/25$  3^strato

La staffatura è composta da:

st $\phi$ 14/25 a n.2 braccia interasse trasversale 75cm

piegati:

(1+1)  $\phi$ 30/25 armatura di 2<sup>a</sup> strato inf. che verso gli appoggi viene portata sup. sempre in 2<sup>a</sup> strato

Le sollecitazioni max agenti sono:

SLU MSLU=2719 kNm/m VSLU=1220 kN/m

SLE,freq MSLE,freq=1523 kNm/m

SLE,q.perm MSLE,q.perm=811 kNm/m

### 9.2.1. Verifica di resistenza SLU

La verifica di resistenza flessione porge:

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input fields and calculation results for a reinforced concrete beam. The title bar indicates the file is 'SezB-00'. The menu bar includes File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, and Normativa: NTC 2018. The main area is divided into several sections:

- Titolo:** Sez B
- N° strati barre:** 4
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	140
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	28.28	7
2	28.28	133
3	28.28	13
4	12.57	19
- Sollecitazioni:**
  - S.L.U. Metodo n
  - N<sub>Ed</sub>: 0 kN
  - M<sub>Ed</sub>: -1523 kNm
  - M<sub>yEd</sub>: 0
- P.to applicazione N:**
  - Centro
  - Baricentro cls
  - Coord.[cm]: xN=0, yN=0
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
- Materiali:**
  - B450C:  $\epsilon_{su}$  67.5‰,  $f_{yd}$  391.3 N/mm²,  $E_s$  200 000 N/mm²,  $E_s/E_c$  15,  $\epsilon_{syd}$  1.957‰,  $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²
  - C32/40:  $\epsilon_{c2}$  2‰,  $\epsilon_{cu}$  3.5‰,  $f_{cd}$  18.13 N/mm²,  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8,  $\sigma_{c,adm}$  12.25 N/mm²,  $\tau_{c1}$  2.114 N/mm²
- Calcolo:**
  - M<sub>xRd</sub>: -3 316 kNm
  - $\sigma_c$ : -18.13 N/mm²
  - $\sigma_s$ : 391.3 N/mm²
  - $\epsilon_c$ : 3.5‰
  - $\epsilon_s$ : 33.8‰
  - d: 133 cm
  - x: 12.48, x/d: 0.09384
  - $\delta$ : 0.7
- Tipo flessione:** Retta
- N° rett:** 100
- Calcola MRd:** Dominio M-N
- Col. modello:** M-curvatura
- Precompresso:** ☐

La verifica è soddisfatta essendo  $M_{Rd}=3316 \text{ kNm/m} > M_{Ed}=2719 \text{ kNm/m}$

La verifica a taglio della sezione corrente è valutata per “elementi senza armature trasversali a taglio”:



## DM.2018

### 4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Rck [MPa] =	40	Calcestruzzo	
fck [MPa] =	33.2	fctk [MPa] =	2.17
$\gamma_c$ =	1.5	fcd [MPa] =	18.81
$\alpha_{cc}$ =	0.85	fctd [MPa] =	1.45

### Condizione di verifica

H [mm] =	1400	Altezza della sezione
d [mm] =	1285	Altezza utile della sezione
$b_w$ [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio
k =	1.3945	$= 1 + (200/d)^{0.5}$ con $\leq 2$
Asl [mmq] =	5656	2 $\phi$ 30/25 Armatura longitudinale in trazione
$\rho_l$ =	0.0044	$A_{sl}/(b_w d) \leq 0.02$
$v_{min}$ =	0.3321	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$

### Calcolo del contributo della sezione compressa

Ac [mmq] =	1400000	Area della sezione
$N_{Ed}$ [kN] =	230.00	Azione assiale di compressione della sezione
$N_{Ed}/Ac$ [MPa] =	0.16	tensione nella sezione
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	3.76	Tensione massima in compressione utilizzabile
$\sigma_c$ =	0.16	Tensione di compressione utilizzata a calcolo
$V_{comp}$ [kN] =	31.67	Contributo offerto dalla compressione = $(k_1 \sigma_c) b_w d$

$V_R$ [kN] =	557.39	Resistenza di calcolo
$V_{R,min}$ [kN] =	458.42	Resistenza min. ( $v_{min} + 0.15g_c$ ) $b_w d$

$V_R$ [kN] =	557.39	Resistenza di progetto
$V_{Sdu}$ [kN] =	557.00	Sollecitazione di progetto SLU
$\Delta V$ [kN] =	0.00	Controtaglio di progetto
$V_{Ed}$ [kN] =	557.00	Sollecitazione di progetto SLU

### Verificato

La verifica è soddisfatta in un'intorno della mezzeria di circa 5.0m, spostandosi verso l'appoggio si prevede l'integrazione con apposita staffatura e piegati (sono le armature d'intradosso in campata che si portano in estradosso verso l'appoggio):

## DM.2018

### 4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Rck [MPa] =	<b>40.00</b>	Calcestruzzo
fck [MPa] =	33.20	fctk [MPa] = 2.17
$\gamma_c$ =	1.5	fcd [MPa] = 18.81
$\alpha_{cc}$ =	0.85	fctd [MPa] = 1.45
fywk [MPa] =	<b>450</b>	Acciaio staffatura
$\gamma_s$ =	1.15	fywd [MPa] = 391.30
fyk [MPa] =	<b>450</b>	Acciaio arm. long
$\gamma_s$ =	1.15	fyd [MPa] = 391.30

#### Verifica resistenza lato conglomerato

H [mm] =	1400	Altezza della sezione
d [mm] =	1285	Altezza utile della sezione
b <sub>w</sub> [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio

#### Calcolo del contributo della sezione compressa

Ac [mmq] =	1400000	Area della sezione
N <sub>Ed</sub> [kN] =	230	Azione assiale di compressione della sezione
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/Ac$ [MPa] =	0.16	tensione nella sezione
$\alpha_c$ =	1.01	(1 per N=0; sino a 1.25 per $\sigma_{cp}=0.5f_{cd}$ )
$\alpha$ =	90	inclinazione armatura 1.570796
$\theta$ =	37.5	inclinazione fessura 0.654498
cotga =	6.1257E-17	
cotgq =	1.30	tra 1 e 2,5
V <sub>Rcd</sub> [kN] =	<b>5299.94</b>	Resistenza a compressione bielle = $0,9x b_w x d x \alpha_c x f_{cd} x (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$

#### Verifica resistenza lato acciaio (staffe e piegati)

Asw [mmq] =	462	3 $\phi$ 14	staffe
s [mm] =	250		passo staffe
Contributo Staffatura: V <sub>Rsd</sub> [kN] =	<b>1089.89</b>	Resistenza armature = $0,9dxAsw/sx(ct\alpha + ctg\theta)\sin\alpha$	
As,p [mmq] =	1414	2 $\phi$ 30	piegati
s,p [mm] =	1285		interasse equivalente piegati
z cotg $\theta$ =	1675		
$\alpha$ =	45	inclinazione armatura	0.785398
cotga =	1		
Contributo Piegati: V <sub>Rsd</sub> [kN] =	<b>811.01</b>	Resistenza armature = $0,9dxAsw/sx(ct\alpha + ctg\theta)\sin\alpha$	
V <sub>Rsd</sub> [kN] =	<b>1900.90</b>	=VRsd (staffe+piegati) con VRsd, piegati < VRsd, staffe	
V <sub>Rd</sub> [kN] =	<b>1900.90</b>	Min. tra VRcd e VRsd	
V <sub>Sdu</sub> [kN] =	<b>1220.00</b>	Sollecitazione di progetto SLU	
$\Delta V$ [kN] =	<b>0.00</b>	Controtaglio di progetto	
VE <sub>d</sub> [kN] =	<b>1220.00</b>	Sollecitazione di progetto SLU	

#### Verificato

#### Verifica Tirante inf. all'appoggio

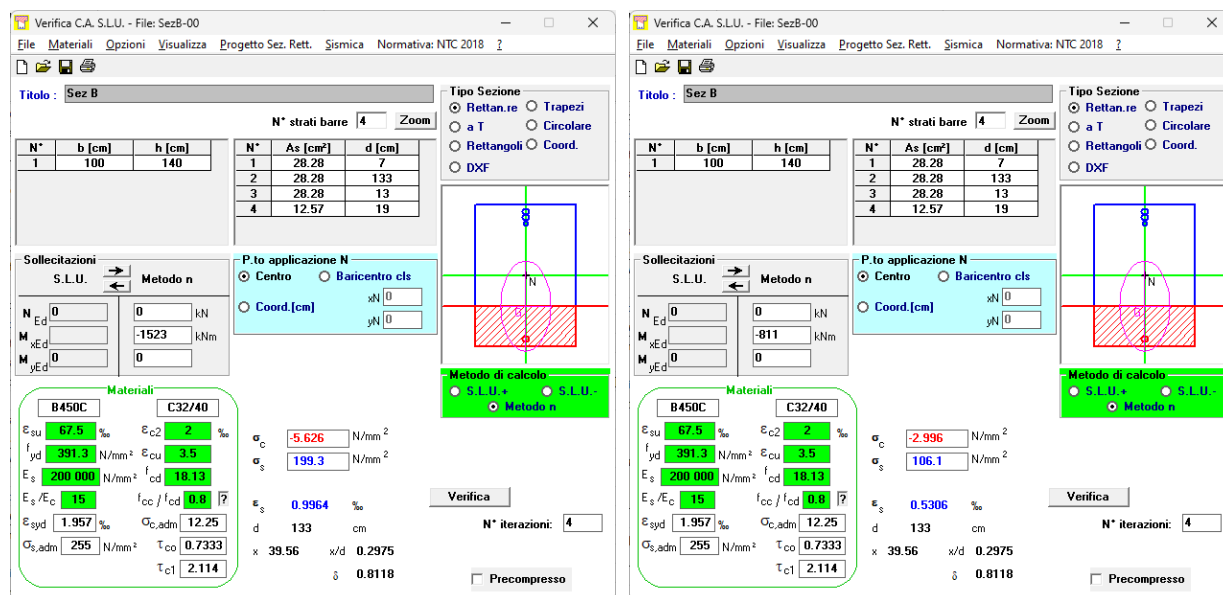
As.long. [mmq] =	4084	4 $\phi$ 30+4 $\phi$ 20	arm. long
T <sub>Rd</sub> [kN] =	<b>1598.09</b>		
T <sub>Sd</sub> = VSd/tg $\theta$ [kN] =	<b>1589.93</b>		

#### Verificato

## 9.2.2. Verifica SLE

La verifica a flessione allo SLE si traduce in una verifica a fessurazione per le due condizioni principali SLE, frequente e SLE quasi permanente che devono soddisfare, in ambiente aggressivo, l'ampiezza massima di fessura rispettivamente pari a W2 e W1.

Di seguito si riportano i livelli tensionali nelle due combinazioni di verifica:



Per la combinazione SLE Q. Perm. il livello tensionale è modesto e pertanto è scongiurata l'apertura di fessura.

Si riporta di seguito il calcolo dell'ampiezza di fessura:

Sez. B	comb.	SLE,freq	
<b>Materiali</b>			
Resistenza caratteristica calcestruzzo	$R_{ck}$ [MPa] =	40	
	$f_{ck}$ [MPa] =	33.20	
Resistenza media a trazione $f_{ctm}$	$f_{ctm}$ [MPa] =	3.099	
Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk}$	$f_{ctk}$ [MPa] =	2.17	
	$f_{cm}$ [MPa] =	41.20	
modulo elasticità c.l.s.	$E_c$ [MPa] =	33 643	
Resistenza caratteristica acciaio d'armatura	$f_{yk}$ [MPa] =	450	
modulo di elasticità armatura	$E_s$ [MPa] =	210 000	
	$\alpha_e$ =	6.2	
<b>Geometria</b>			
altezza sezione	$h$ [mm] =	1 400	
braccio di leva	$d$ [mm] =	1 300	
posizione asse neutro	$x$ [mm] =	365.4	
altezza efficace	$h_{c,eff}$ [mm] =	250	
larghezza efficace	$b$ [mm] =	1 000	
	$A_{c,eff}$ [mmq] =	250000	
copriferro c	$c$ [mm] =	35	
diametro staffa $\phi_{st}$	$\phi_{st}$ [mm] =	20	
ricoprimento armatura	$c$ [mm] =	55	
interasse barre	$s$ [mm] =	250	
diametro equivalente armatura	$\phi_{eq}$ [mm] =	27.1	
	$n.barre$ =	12	
Area d'acciaio nell'area efficace	$A_s$ [mmq] =	6913.0	
rapporto d'armatura	$\rho_{eff}$ =	0.028	
<b>Livello di lavoro e deformazione media</b>			
tensione di lavoro acciaio in sez. fessurata	$\sigma_s$ [MPa] =	199	
coeff. durata del carico	$k_t$ =	0.4	0,6 breve - 0,4 lunga
<b>deformazione unitaria media</b>	$\epsilon_{sm}$ =	0.070%	0.057%
<b>Distribuzione ampiezza di fessura</b>			
Zona C4,1,20 (armatura fitta)	$5(c+f/2)$ [mm] =	342.7248	
tipologia di armature	$k_1$ =	0.8	0,8 ader.migliorata - 1,6 liscie
tipologia comportamento	$k_2$ =	0.5	0,5 flessione - 1,0 trazione semplice
	$k_3$ =	3.4	
	$k_4$ =	0.425	
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	$\Delta s_{max}$ [MPa] =	353.5	
Zona C4,1,21 (armatura assente)	altrove [mm] =	657	
	$\Delta s_{max}$ [MPa] =	1345.0	
Ampiezza di fessura	$w_d$ [mm] =	0.247	
Limite ampiezza di fessura	$w_{lim}$ [mm] =	0.3	w2
	Verificato		

### 9.3. Verifica sezione testa pali (sez. C)

La sezione di verifica ha le seguenti caratteristiche:

Circolare  $D=1.20m$

As.long (15+15) $\phi 30$  disposti accoppiati sull'intero perimetro

As. staffe  $\phi 14/15$  nella parte sommitale per poi degradare a  $\phi 14/25$  nella parte di innesto nel terreno (oltre il fondo scavo)

Le sollecitazioni max agenti sono:

SLU da modello di calcolo vanno amplificate dell'interasse pali  $i=1.40\text{m}$

$MSLU=2278 \text{ kNm/m} \times 1.4=3189 \text{ kNm}$  associato  $NSLU=780\text{kN/m} \times 1.4=1092 \text{ kN}$

$VSLU=620 \text{ kN/m} \times 1.4=870 \text{ kN}$

SLE,freq da modello di calcolo vanno amplificate dell'interasse pali  $i=1.40\text{m}$

$MSLE,freq=1254\text{kNm/m} \times 1.4= 1755\text{kNm}$  associato  $NSLE=514\text{kN/m} \times 1.4=720 \text{ kN}$

SLE,q.perm da modello di calcolo vanno amplificate dell'interasse pali  $i=1.40\text{m}$

$MSLE,q.perm=640 \text{ kNm/m} \times 1.4=896 \text{ kNm}$  associato  $NSLE=489\text{kN/m} \times 1.4=685 \text{ kN}$

### 9.3.1. Verifica di resistenza SLU

La verifica di resistenza flessione porge:

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input fields and calculation results for a circular hollow section (Sezione circolare cava).

**Input Parameters:**

- Sezione circolare cava:**
  - Raggio esterno: 60 [cm]
  - Raggio interno: 0 [cm]
  - N° barre uguali: 30
  - Diametro barre: 3 [cm]
  - Copri ferro (baric.): 9 [cm]
- Sollecitazioni:**
  - S.L.U. Metodo n
  - N<sub>Ed</sub>: 1092 kN
  - M<sub>Ed</sub>: 3189 kNm
  - M<sub>yEd</sub>: 0
- Materiali:**
  - B450C
  - C25/30
  - $\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰
  - $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰
  - $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>
  - $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰
  - $E_s$ : 200 000 N/mm<sup>2</sup>
  - $f_{cd}$ : 14.17
  - $E_s/E_c$ : 15
  - $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8
  - $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰
  - $\sigma_{c,adm}$ : 9.75
  - $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>
  - $\tau_{co}$ : 0.6
  - $\tau_{c1}$ : 1.829
- P.to applicazione N:**
  - Centro
  - Baricentro cls
  - Coord. [cm]: xN=0, yN=0
- 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:**
- M-curvatura:**
- Precompresso:** ☐

**Calculation Results:**

- $M_{Rd}$ : 3 724 kNm
- $\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>
- $\epsilon_c$ : 3.5 ‰
- $\epsilon_s$ : 6.412 ‰
- $d$ : 111 cm
- $x$ : 39.2
- $x/d$ : 0.3531
- $\delta$ : 0.8814

La verifica è soddisfatta essendo  $MRd=3724 \text{ kNm} > MEd=3189 \text{ kNm}$

La verifica a taglio è di seguito riportata:

## DM.2018

### 4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Rck [MPa] =	30.00	Calcestruzzo	
fck [MPa] =	24.90	fctk [MPa] =	1.79
$\gamma_c$ =	1.5	fcd [MPa] =	14.11
$\alpha_{cc}$ =	0.85	fctd [MPa] =	1.19
fywk [MPa] =	450	Acciaio staffatura	
$\gamma_s$ =	1.15	fywd [MPa] =	391.30
fyk [MPa] =	450	Acciaio arm. long	
$\gamma_s$ =	1.15	fyd [MPa] =	391.30
<b>Verifica resistenza lato conglomerato</b>			
H [mm] =	1200	Altezza della sezione	
d [mm] =	960	Altezza utile della sezione	
b <sub>w</sub> [mm] =	960	Larghezza della membratura resistente a taglio	
Calcolo del contributo della sezione compressa			
Ac [mmq] =	1130400	Area della sezione	
N <sub>Ed</sub> [kN] =	1092	Azione assiale di compressione della sezione	
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/Ac$ [MPa] =	0.97	tensione nella sezione	
$\alpha_c$ =	1.07	(1 per N=0; sino a 1.25 per $\sigma_{cp}=0.5f_{cd}$ )	
$\alpha$ =	90	inclinazione armatura	1.570796
$\theta$ =	35	inclinazione fessura	0.610865
cotga =	6.1257E-17		
cotgq =	1.43	tra 1 e 2,5	
V <sub>Rcd</sub> [kN] =	2937.63	Resistenza a compressione bielle = $0,9x b_w x d x \alpha_c x f_{cd} x (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg 2\theta)$	
<b>Verifica resistenza lato acciaio (staffe e piegati)</b>			
Asw [mmq] =	308	2φ14 staffe	
s [mm] =	150	passo staffe	
Contributo Staffatura: V <sub>Rsd</sub> [kN] =	991.43	Resistenza armature = $0,9dxAsw/sx(\cotg\alpha + \cotg\theta)\sin\alpha$	
As,p [mmq] =	0	piegati	
s,p [mm] =	1285	interasse equivalente piegati	
zcotgθ =	1371		
$\alpha$ =	45	inclinazione armatura	0.785398
cotga =	1		
Contributo Piegati: V <sub>Rsd</sub> [kN] =	0.00	Resistenza armature = $0,9dxAsw/sx(\cotg\alpha + \cotg\theta)\sin\alpha$	
V <sub>Rsd</sub> [kN] =	991.43	=V <sub>Rsd</sub> (staffe+piegati) con V <sub>Rsd, piegati</sub> < V <sub>Rsd, staffe</sub>	
V <sub>Rd</sub> [kN] =	991.43	Min. tra V <sub>Rcd</sub> e V <sub>Rsd</sub>	
V <sub>Sdu</sub> [kN] =	870.00	Sollecitazione di progetto SLU	
ΔV [kN] =	0.00	Controtaglio di progetto	
VE <sub>d</sub> [kN] =	870.00	Sollecitazione di progetto SLU	
<b>Verificato</b>			
<b>Verifica Tirante inf. all'appoggio</b>			
As.long. [mmq] =	5656	4φ30+4φ30 arm. long	
T <sub>Rd</sub> [kN] =	2213.22		
T <sub>Sd</sub> = V <sub>Sd</sub> /tgθ [kN] =	1242.49		
<b>Verificato</b>			

## 9.3.2. Verifica SLE

La verifica a flessione allo SLE si traduce in una verifica a fessurazione per le due condizioni principali SLE, frequente e SLE quasi permanente che devono soddisfare, in ambiente ordinario (XC2), l'ampiezza massima di fessura rispettivamente pari a W3 e W2.

Di seguito si riportano i livelli tensionali nelle due combinazioni di verifica:

Verifica C.A. S.L.U. - File: [ ]

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

TITOLO: [ ]

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 30

Diametro barre: 3 [cm]

Copri ferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

☐ Rettang. ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

☐ DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed: 1092

M xEd: 3189

M yEd: 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm]

xN: 0

yN: 0

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -

☐ Metodo n

Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰

$f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰

$E_s$  200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17

$E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8

$\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75

$\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6

$\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -11.13 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  238.4 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$  1.192 ‰

d 111 cm

x 45.71 x/d 0.4118

$\delta$  0.9547

Vertici: 52

Verifica

N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: SezC-00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

TITOLO: [ ]

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 30

Diametro barre: 3 [cm]

Copri ferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

☐ Rettang. ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

☐ DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed: 1092

M xEd: 3189

M yEd: 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm]

xN: 0

yN: 0

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -

☐ Metodo n

Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰

$f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰

$E_s$  200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17

$E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8

$\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75

$\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6

$\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -5.75 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  106.2 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$  0.5311 ‰

d 111 cm

x 49.74 x/d 0.4481

$\delta$  1

Vertici: 52

Verifica

N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

La tensione di lavoro nel caso di SLE quasi permanente è modesta e pertanto non si ha apertura di fessura.

Di seguito il calcolo delle ampiezze di fessura:

Sez. C	comb.	SLE,freq	
<b>Materiali</b>			
Resistenza caratteristica calcestruzzo	$R_{ck}$ [MPa] =	30	
	$f_{ck}$ [MPa] =	24.90	
Resistenza media a trazione $f_{ctm}$	$f_{ctm}$ [MPa] =	2.558	
Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk}$	$f_{ctk}$ [MPa] =	1.79	
	$f_{cm}$ [MPa] =	32.90	
modulo elasticità c.l.s.	$E_c$ [MPa] =	31 447	
Resistenza caratteristica acciaio d'armatura	$f_{yk}$ [MPa] =	450	
modulo di elasticità armatura	$E_s$ [MPa] =	210 000	
	$\alpha_e$ =	6.7	
<b>Geometria</b>			
altezza sezione	$h$ [mm] =	1 200	
braccio di leva	$d$ [mm] =	960	
posizione asse neutro	$x$ [mm] =	457.1	
altezza efficace	$h_{c,eff}$ [mm] =	248	
larghezza efficace	$b$ [mm] =	195	
	$A_{c,eff}$ [mmq] =	48289	
copriferro c	$c$ [mm] =	60	
diametro staffa $\phi_{st}$	$\phi_{st}$ [mm] =	14	
ricoprimento armatura	$c$ [mm] =	74	
interasse barre	$s$ [mm] =	195	
diametro equivalente armatura	$\phi_{eq}$ [mm] =	30.0	
	$n.barre$ =	2	
Area d'acciaio nell'area efficace	$A_s$ [mmq] =	1413.0	
rapporto d'armatura	$\rho_{eff}$ =	0.029	
<b>Livello di lavoro e deformazione media</b>			
tensione di lavoro acciaio in sez. fessurata	$\sigma_s$ [MPa] =	238	
coeff. durata del carico	$k_t$ =	0.4	0,6 breve - 0,4 lunga
<b>deformazione unitaria media</b>	$\epsilon_{sm}$ =	0.093%	0.068%
<b>Distribuzione ampiezza di fessura</b>			
Zona C4,1,20 (armatura fitta)	$5(c+f/2)$ [mm] =	445	
tipologia di armature	$k_1$ =	0.8	0,8 ader.migliorata - 1,6 liscie
tipologia comportamento	$k_2$ =	0.5	0,5 flessione - 1,0 trazione semplice
	$k_3$ =	3.4	
	$k_4$ =	0.425	
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	$\Delta s_{max}$ [MPa] =	425.9	
Ampiezza di fessura	$w_d$ [mm] =	0.398	
Limite ampiezza di fessura	$w_{lim}$ [mm] =	0.4	w3
	Verificato		

#### 9.4. Verifica sezione intermedia pali (sez. D)

La sezione di verifica, posta a circa 2.50m dall'intradosso di soletta e valida per l'ulteriore affondamento del palo, ha le seguenti caratteristiche:

Circolare  $D=1.20m$

As.long  $15\phi 24$  sull'intero perimetro



As. staffe  $\phi 14/20$  nella parte sommitale per poi degradare a  $\phi 14/25$  nella parte di innesto nel terreno (oltre il fondo scavo)

Le sollecitazioni max agenti sono:

SLU da modello di calcolo vanno amplificate dell'interasse pali  $i=1.40\text{m}$

MSLU=970 kNm/mx1.4=1358 kNm Associato NSLU=850kN/mx1.4=1190 kN

VSLU=548 kN/mx1.4=767 kN

SLE,freq da modello di calcolo vanno amplificate dell'interasse pali  $i=1.40\text{m}$

MSLE,freq=492kNm/mx1.4= 689kNm associato NSLE=570kN/mx1.4=798 kN

### 9.4.1. Verifica di resistenza SLU

La verifica di resistenza flessione porge:

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input fields and calculation results for a circular pile section. The 'Sezione circolare cava' section shows: Raggio esterno 60 [cm], Raggio interno 0 [cm], N° barre uguali 15, Diametro barre 2.4 [cm], and Copriferro (baric.) 9 [cm]. The 'Sollecitazioni' section shows: N<sub>Ed</sub> 1190, M<sub>Ed</sub> 1358, and M<sub>yEd</sub> 0. The 'P.to applicazione N' section shows: Centro, Baricentro cls, and Coord. [cm]. The 'Tipo rottura' section shows: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato. The 'Metodo di calcolo' section shows: S.L.U. +, S.L.U. -, and Metodo n. The 'Tipo flessione' section shows: Retta, Deviata. The 'Vertici' section shows: 52, N° rett. 100. The 'Calcola MRd' button is highlighted. The 'Dominio M-N' button is also visible. The 'Col. modello' button is visible. The 'M-curvatura' button is visible. The 'Precompresso' checkbox is visible.

Materials: B450C, C25/30

Properties:

- $\epsilon_{su}$  67.5 ‰
- $\epsilon_{c2}$  2 ‰
- $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>
- $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰
- $E_s$  200 000 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{cd}$  14.17
- $E_s/E_c$  15
- $f_{cc}/f_{cd}$  0.8
- $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰
- $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>
- $\tau_{co}$  0.6
- $\tau_{c1}$  1.829

Results:

- M<sub>Rd</sub> 1 706 kNm
- $\sigma_c$  -14.17 N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>
- $\epsilon_c$  3.5 ‰
- $\epsilon_s$  9.421 ‰
- d 109.9 cm
- x 29.76
- x/d 0.2709
- $\delta$  0.7786

La verifica è soddisfatta essendo  $MR_d=1706 \text{ kNm} > ME_d=1358 \text{ kNm}$

La verifica a taglio è di seguito riportata:

## DM.2018

### 4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Rck [MPa] =	30.00	Calcestruzzo	
fck [MPa] =	24.90	fctk [MPa] =	1.79
$\gamma_c$ =	1.5	fcd [MPa] =	14.11
$\alpha_{cc}$ =	0.85	fctd [MPa] =	1.19
fywk [MPa] =	450	Acciaio staffatura	
$\gamma_s$ =	1.15	fywd [MPa] =	391.30
fyk [MPa] =	450	Acciaio arm. long	
$\gamma_s$ =	1.15	fyd [MPa] =	391.30
<b>Verifica resistenza lato conglomerato</b>			
H [mm] =	1200	Altezza della sezione	
d [mm] =	960	Altezza utile della sezione	
b <sub>w</sub> [mm] =	960	Larghezza della membratura resistente a taglio	
Calcolo del contributo della sezione compressa			
Ac [mmq] =	1130400	Area della sezione	
N <sub>Ed</sub> [kN] =	1190	Azione assiale di compressione della sezione	
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/Ac$ [MPa] =	1.05	tensione nella sezione	
$\alpha_c$ =	1.07	(1 per N=0; sino a 1.25 per $\sigma_{cp}=0.5f_{cd}$ )	
$\alpha$ =	90	inclinazione armatura	1.570796
$\theta$ =	34	inclinazione fessura	0.593412
cotg $\alpha$ =	6.1257E-17		
cotg $\theta$ =	1.48	tra 1 e 2,5	
V <sub>Rcd</sub> [kN] =	2915.20	Resistenza a compressione bielle = $0,9b_wxd\alpha_c\alpha_{ctd}(\cotg\alpha+\cotg\theta)/(1+\cotg2\theta)$	
<b>Verifica resistenza lato acciaio (staffe e piegati)</b>			
Asw [mmq] =	308	2 $\phi$ 14	staffe
s [mm] =	200		passo staffe
Contributo Staffatura: V <sub>Rsd</sub> [kN] =	771.90	Resistenza armature = $0,9dxAsw/sx(ct\alpha+\cotg\theta)\sin\alpha$	
As,p [mmq] =	0	piegati	
s,p [mm] =	1285	interasse equivalente piegati	
z cotg $\theta$ =	1423		
$\alpha$ =	45	inclinazione armatura	0.785398
cotg $\alpha$ =	1		
Contributo Piegati: V <sub>Rsd</sub> [kN] =	0.00	Resistenza armature = $0,9dxAsw/sx(ct\alpha+\cotg\theta)\sin\alpha$	
V <sub>Rsd</sub> [kN] =	771.90	=V <sub>Rsd</sub> (staffe+piegati) con V <sub>Rsd,piegati</sub> <V <sub>Rsd,staffe</sub>	
V <sub>Rd</sub> [kN] =	771.90	Min. tra V <sub>Rcd</sub> e V <sub>Rsd</sub>	
V <sub>Sdu</sub> [kN] =	767.00	Sollecitazione di progetto SLU	
$\Delta V$ [kN] =	0.00	Controtaglio di progetto	
VE <sub>d</sub> [kN] =	767.00	Sollecitazione di progetto SLU	
<b>Verificato</b>			

### 9.4.2. Verifica SLE

La verifica a flessione allo SLE si traduce in una verifica a fessurazione per le due condizioni principali SLE, frequente e SLE quasi permanente che devono soddisfare, in ambiente ordinario (XC2), l'ampiezza massima di fessura rispettivamente pari a W3 e W2.

Di seguito si riportano i livelli tensionali nelle due combinazioni di verifica:

Verifica C.A. S.L.U. - File: SezD-00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

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

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno 60 [cm]  
Raggio interno 0 [cm]  
N° barre uguali 15  
Diametro barre 2.4 [cm]  
Copri ferro (baric.) 9 [cm]

N° barre 0 Zoom

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

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N Ed 1190 798 kN  
M Ed 1358 689 kNm  
M xEd 0  
M yEd 0

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

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

**Materiali**  
B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -7.333 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  172.4 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0.8618 ‰  
d 109.9 cm  
x 42.81 x/d 0.3896  
 $\delta$  0.927

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 4  
☐ Precompresso

Il metodo tabellare (vedasi NTC2018 Tab. C4.1.II e Tab. C4.1.III ) conferma già per SLE frequente che per barre  $\phi 24/200$  la tensione limite per evitare formazione di fessure di ampiezza  $w_3$  è pari a  $\sigma_{s,lim}=220$  MPa e nel caso specifico la tensione risulta essere  $\sigma_s=172$  MPa quindi la verifica soddisfatta senza calcolo diretto dell'ampiezza di fessura.

## 10. DIMENSIONAMENTO DELLE PARATIE DI PALI

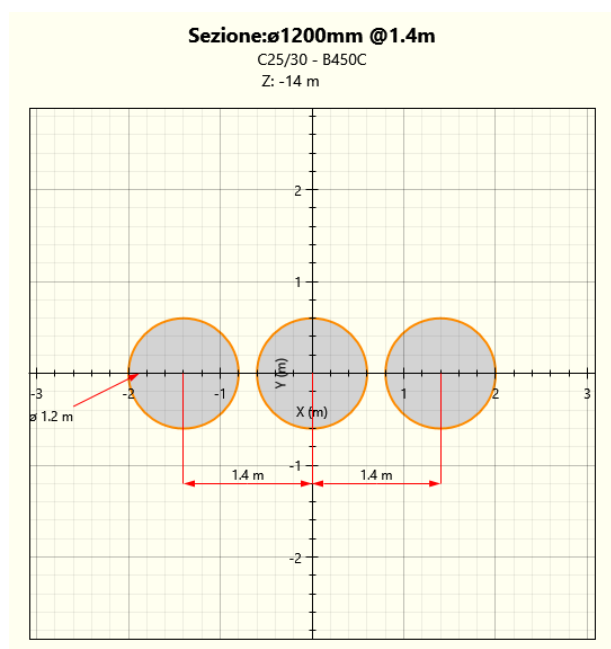
Le paratie di pali si possono ricondurre a due macro tipologie, paratie con puntone di contrasto in testa e paratie libere in sommità. La cosa particolare è che i puntoni vengono realizzati prima dello scavo; pertanto, contrastano la deformata della paratia sin da subito.

All'interno delle due macro tipologie si differenziano poi diverse casistiche in funzione dell'altezza di scavo e della lunghezza dei pali che costituiscono la paratia.

Paratia ID	Nota	Dpali [mm]	i,pali [m]	Lpali [m]	H,scavo [m]
A	Puntoni zona vasca	1200	1.4	18	12.00
B	puntoni sez. tipo	1200	1.4	16	7.15
C	libero	1200	1.4	14	6.65
D	libero	1200	1.4	12	5.15
E	libero	1200	1.4	10	3.75
F	libero	1200	1.4	9	3.00
G	libero	1200	1.4	6	2.00
H	libero	1200	1.4	5	1.80
I	berlinese sostegno	600	0.8	7+1	2.5+1.5
L	berlinese sostegno	240	0.33	6+1	1.5+1.0

Nella presente nota si riportano solo i casi dimensionanti evidenziati in tabella

Di seguito la sezione tipo delle paratie di pali



Vengono implementate mediante il SW Paratie Plus le seguenti fasi esecutive:

- Step.1 Inizializzazione degli sforzi e realizzazione paratia, compresa realizzazione puntone ove previsto;
- Step.2 Scavo sino alla quota fondo scavo (max altezza di scavo);
- Step.3 Applicazione Sovraccarico  $q_k$
- Step.4 Rinterro con sistemazione finale (circa 50cm)
- Step.5 Fase sismica;

## 10.1. Analisi dei carichi

### 10.1.1. Spinta delle terre

Nella valutazione dei coefficienti di spinta (attiva e passiva) è necessario tenere in conto che l'angolo di attrito tra manufatto e terreno ( $\delta$ ) risulta inferiore all'angolo di attrito interno del terreno. Nel caso in studio si assume quanto segue:

Analisi statiche:  $\delta/\phi = 0.50$

Il coefficiente di spinta attiva ( $K_a$ ) viene valutato ricorrendo alla correlazione generale di Mueller-Breslau basata sulla teoria di Coulomb e riferita a superfici di rottura piane. In questo caso

l'approssimazione (rispetto a quanto si sarebbe ottenuto considerando superfici di rottura di geometria complessa) risulta molto contenuta e a favore di sicurezza.

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

$\varphi$  = angolo d'attrito del terreno

$\alpha$  = angolo che la parete forma con l'orizzontale ( $\alpha = 90^\circ$  per parete verticale)

$\delta$  = angolo d'attrito terreno-parete

$\beta$  = inclinazione del terreno a monte rispetto all'orizzontale

### **10.1.2. Sovraccarichi a tergo della paratia**

In configurazione definitiva i sovraccarichi variabili sono:

$q_k = 20 \text{ kN/mq}$  rappresentativo del sovraccarico stradale

Si considera, in fase costruttiva a tergo della paratia, un sovraccarico variabile, rappresentativo di mezzi di lavoro in testa alla scarpata, pari a  $q_k = 20 \text{ kN/mq}$

## **10.2. Paratia Tipo A**

Si riportano di seguito i principali step di calcolo ed a seguire i relativi risultati utili per le relative verifiche.

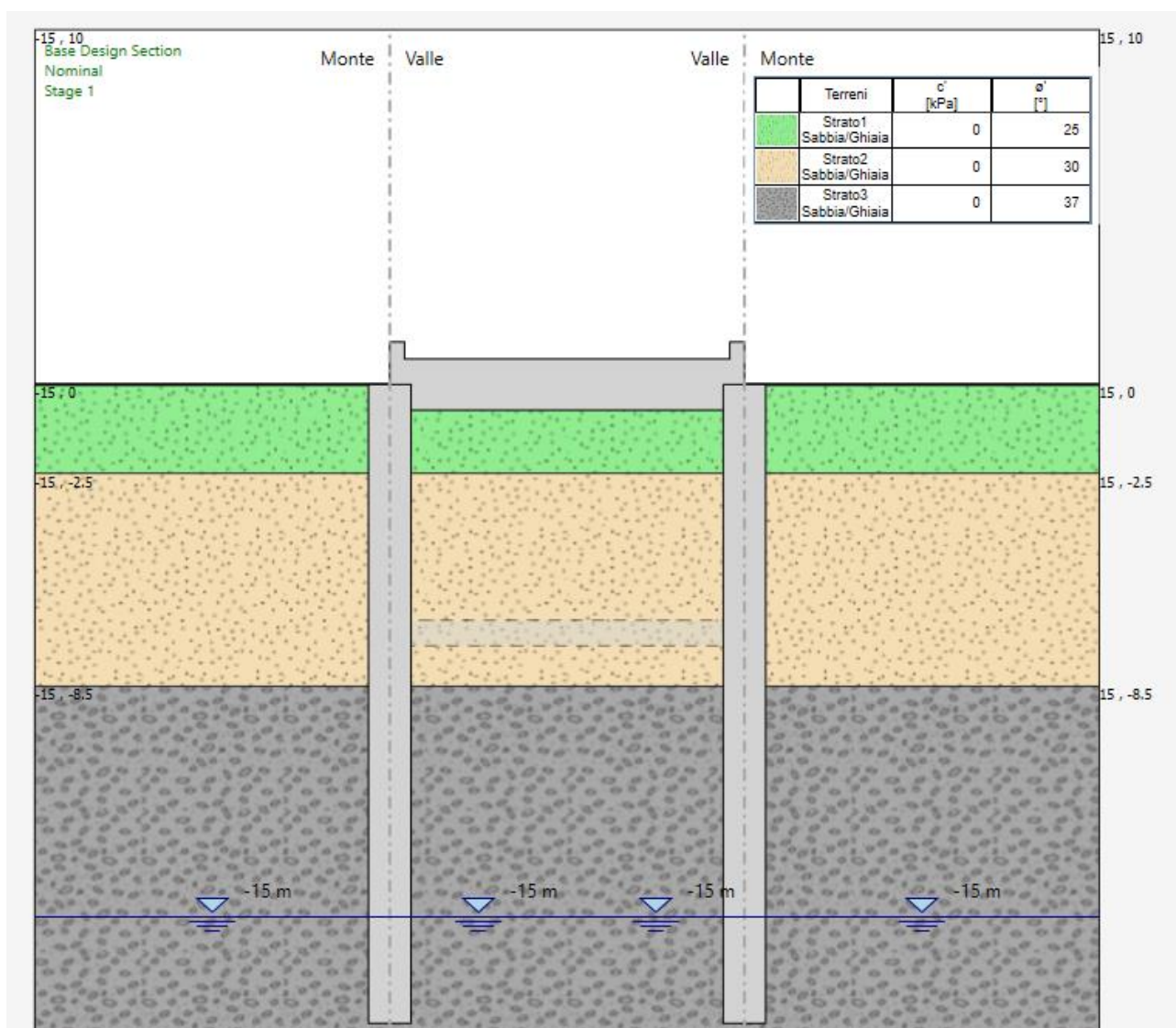


Figura 10-1. Step.1 Inizializzazione degli sforzi e realizzazione paratia e puntone in testa

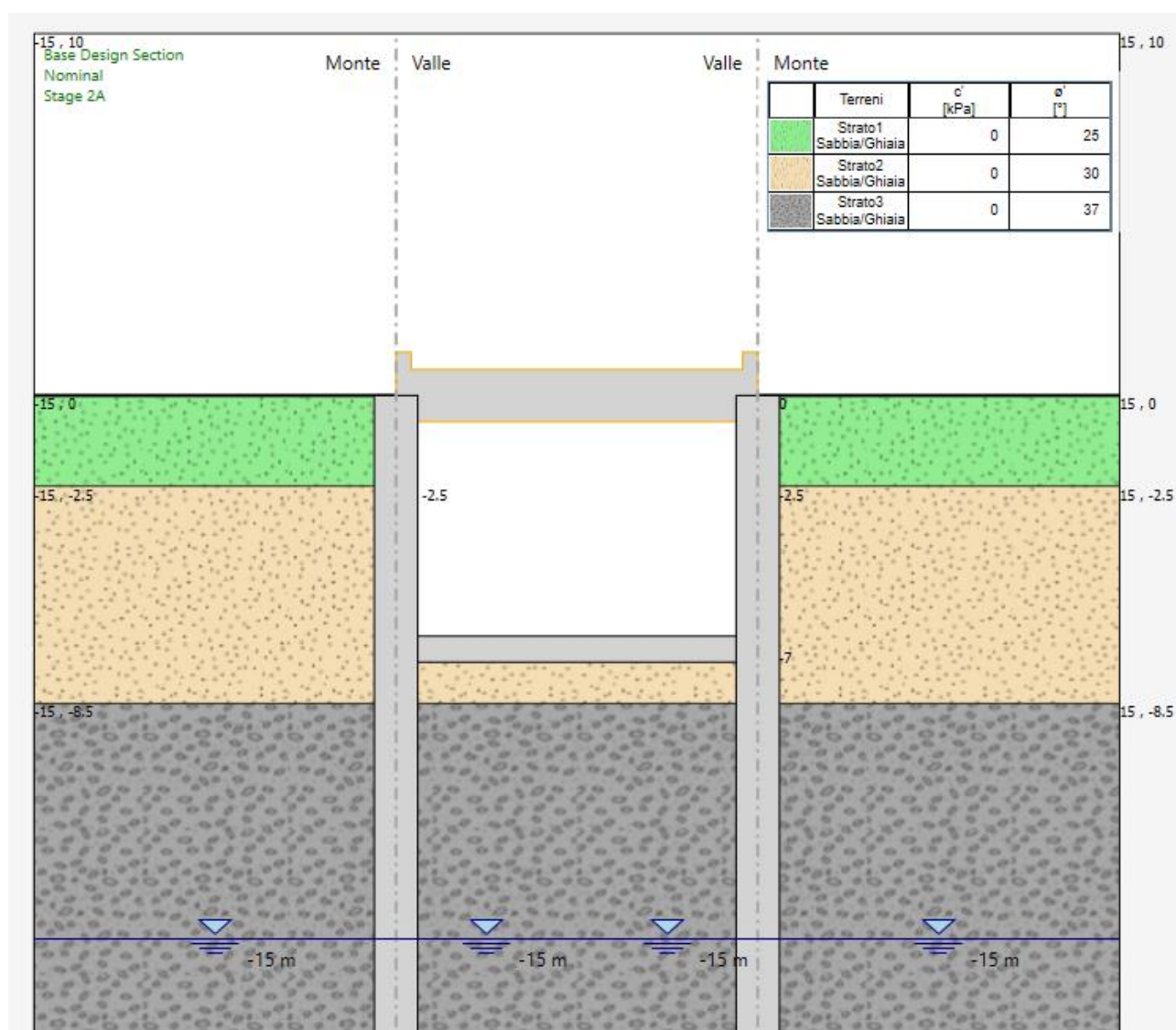


Figura 10-2. Step.2A Scavo sino alla massima profondità ed inserimento puntone intermedio



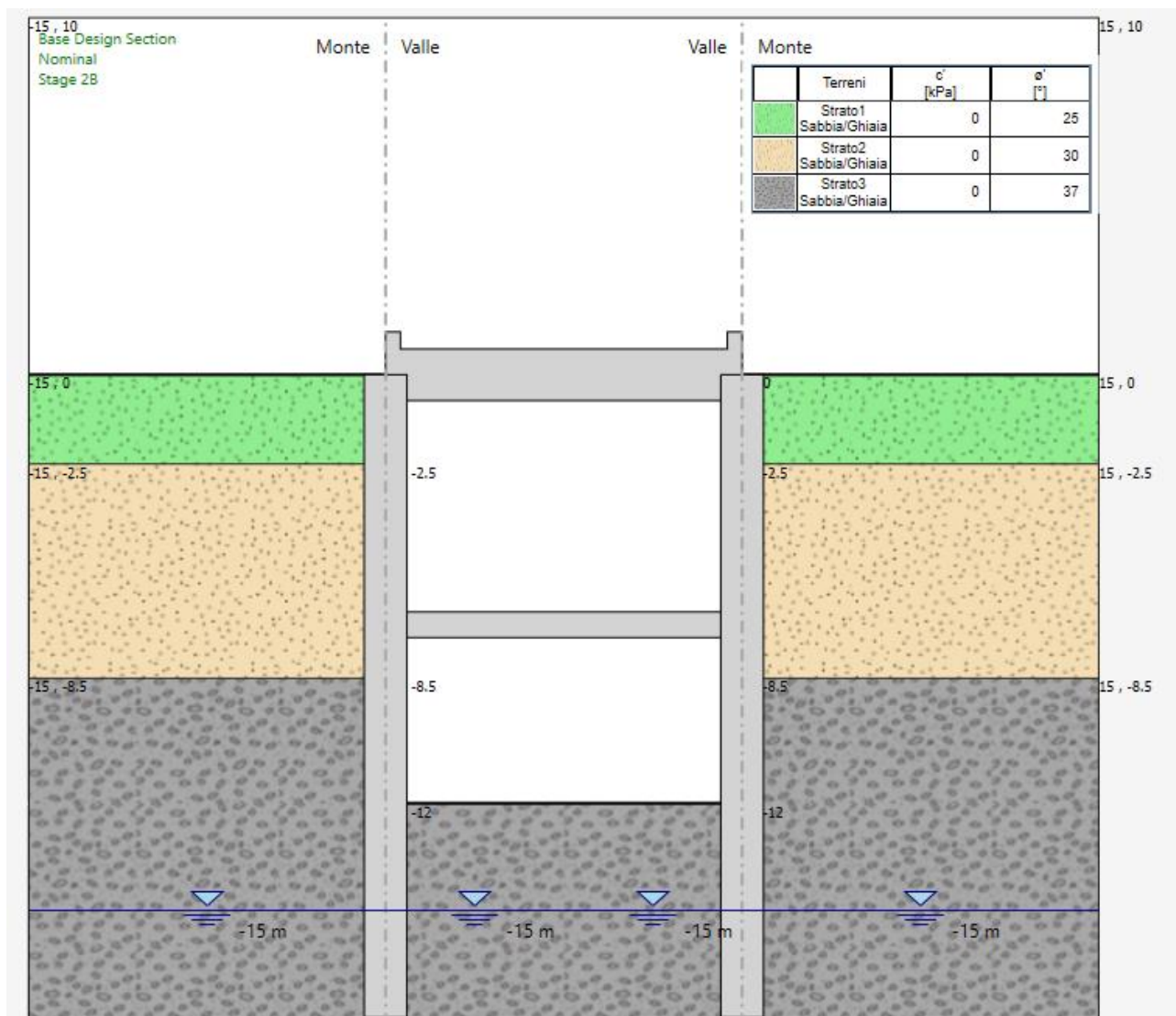


Figura 10-3. Step.2B Scavo sino alla massima profondità per la realizzaione della vasca

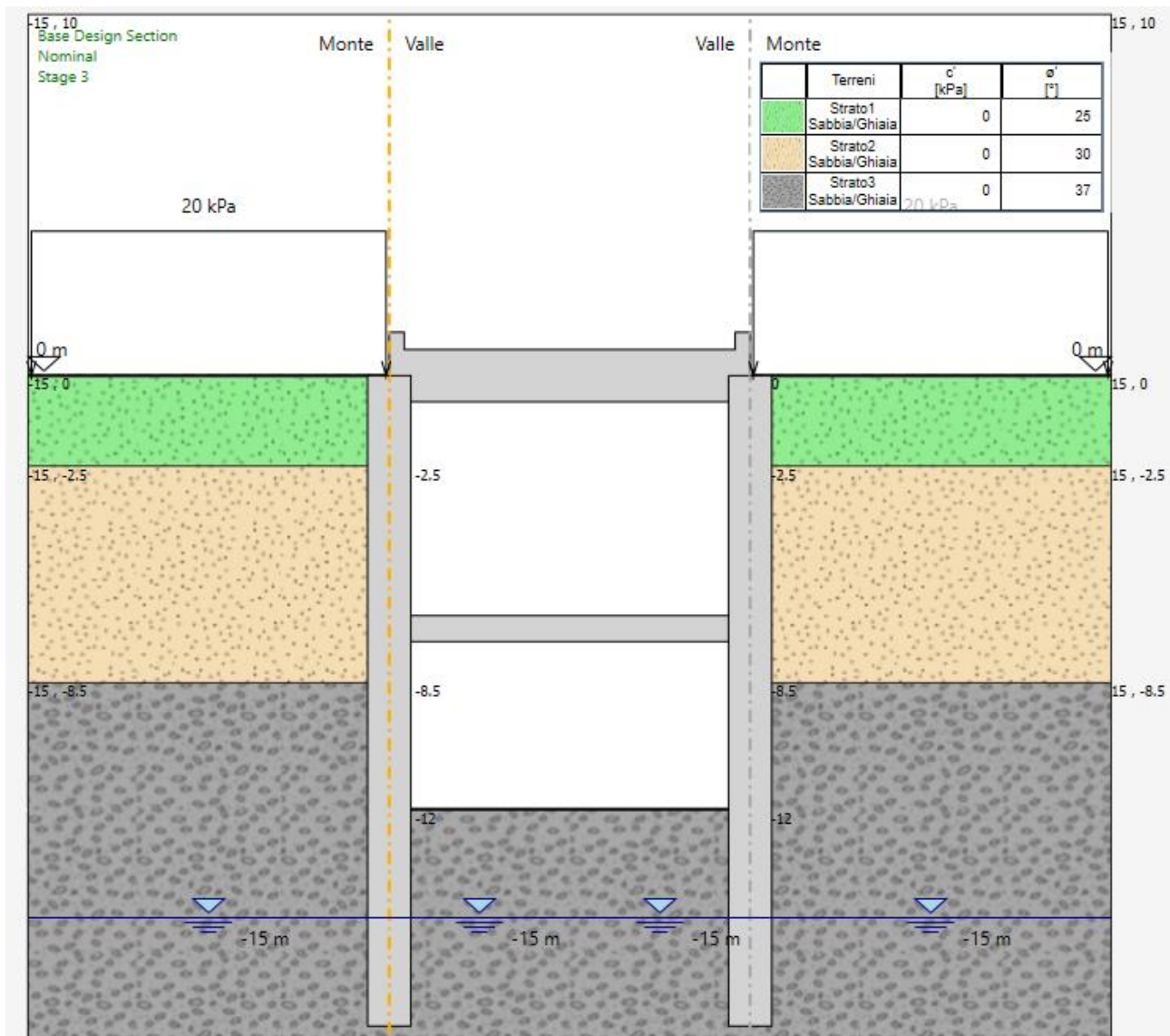
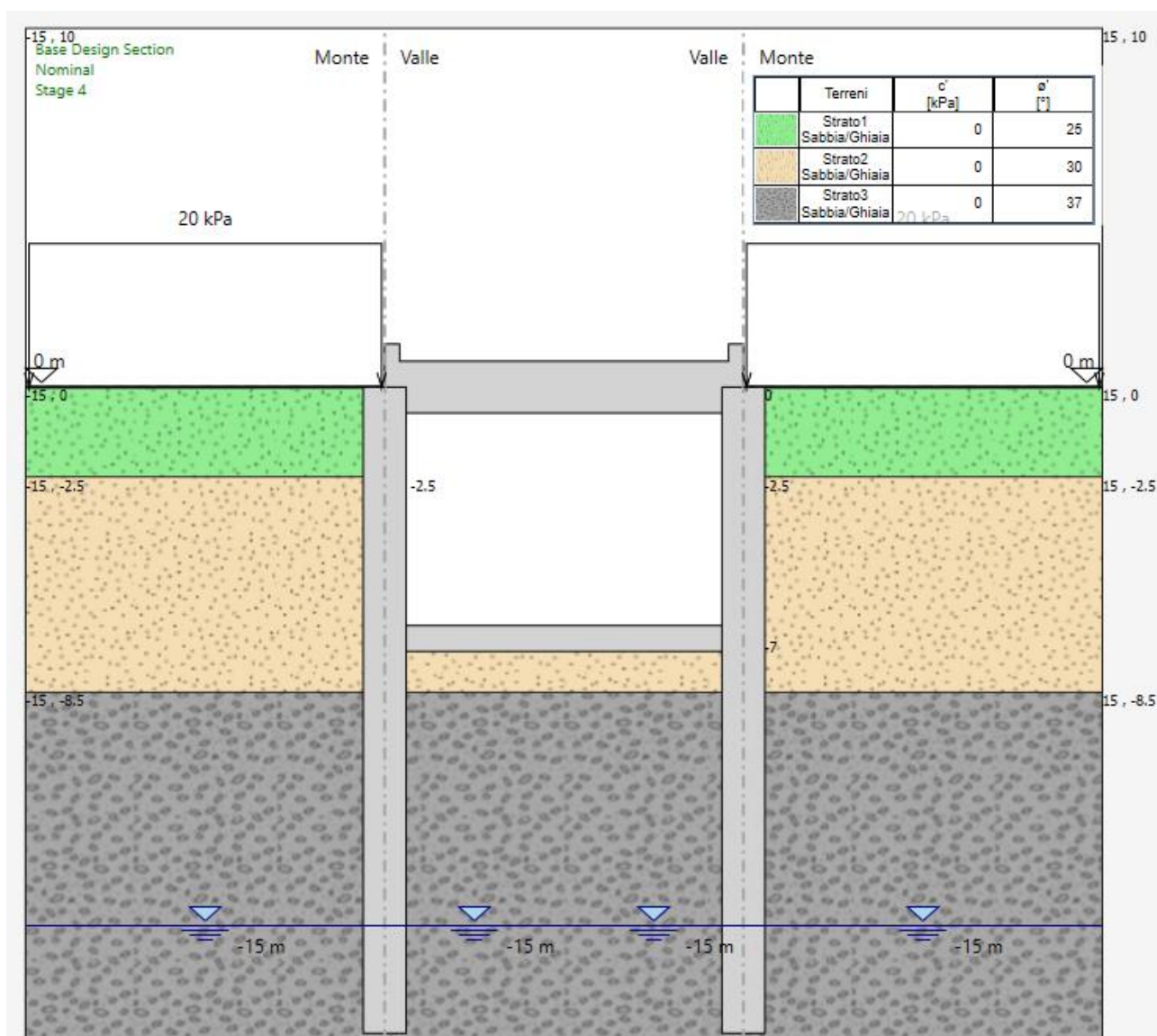
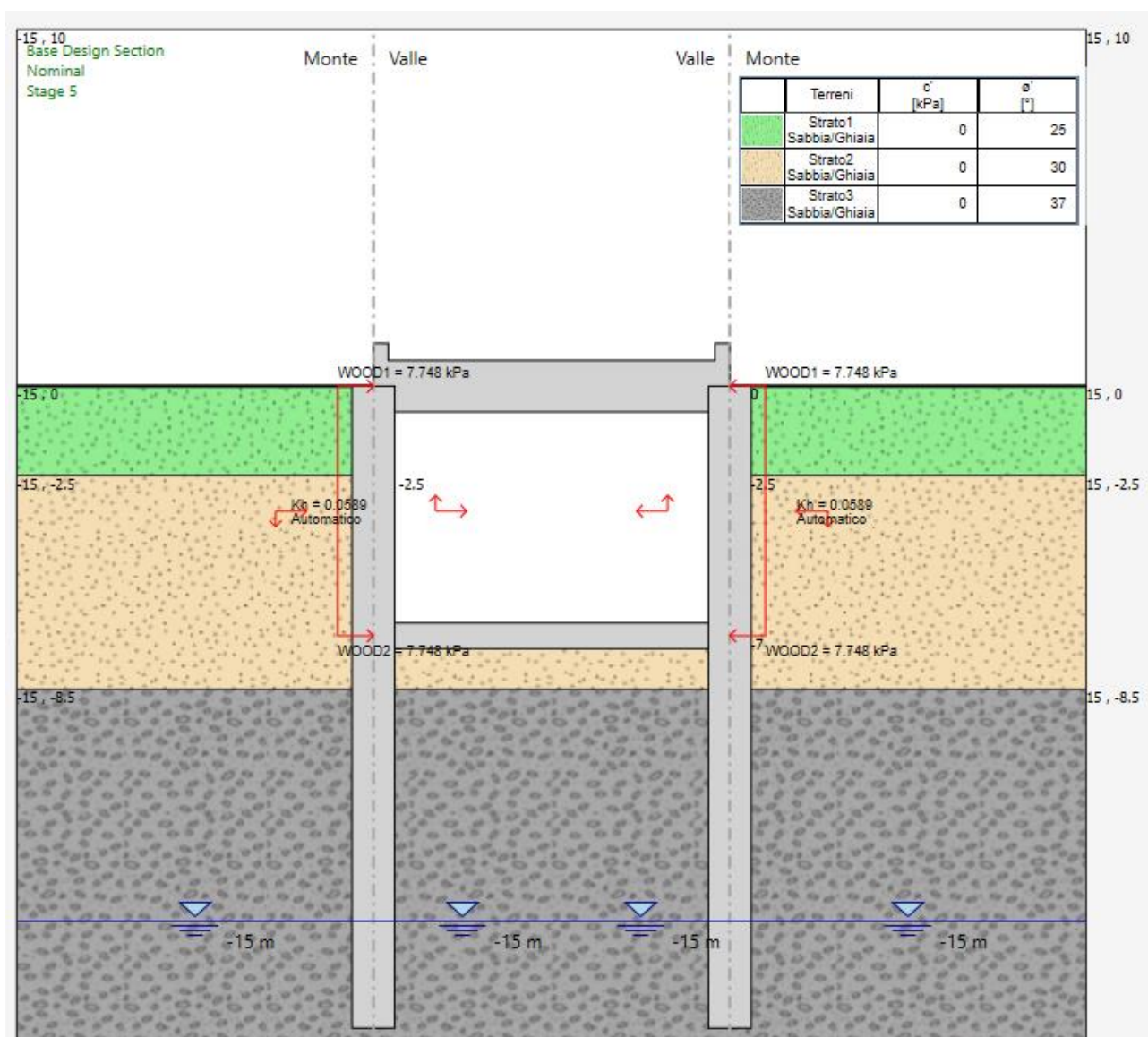


Figura 10-4. Step.3 Sovraccarico



igura 10-5. Step.4 Rinterro (simulazione della vasca realizzata) sistemazione finale in esercizio

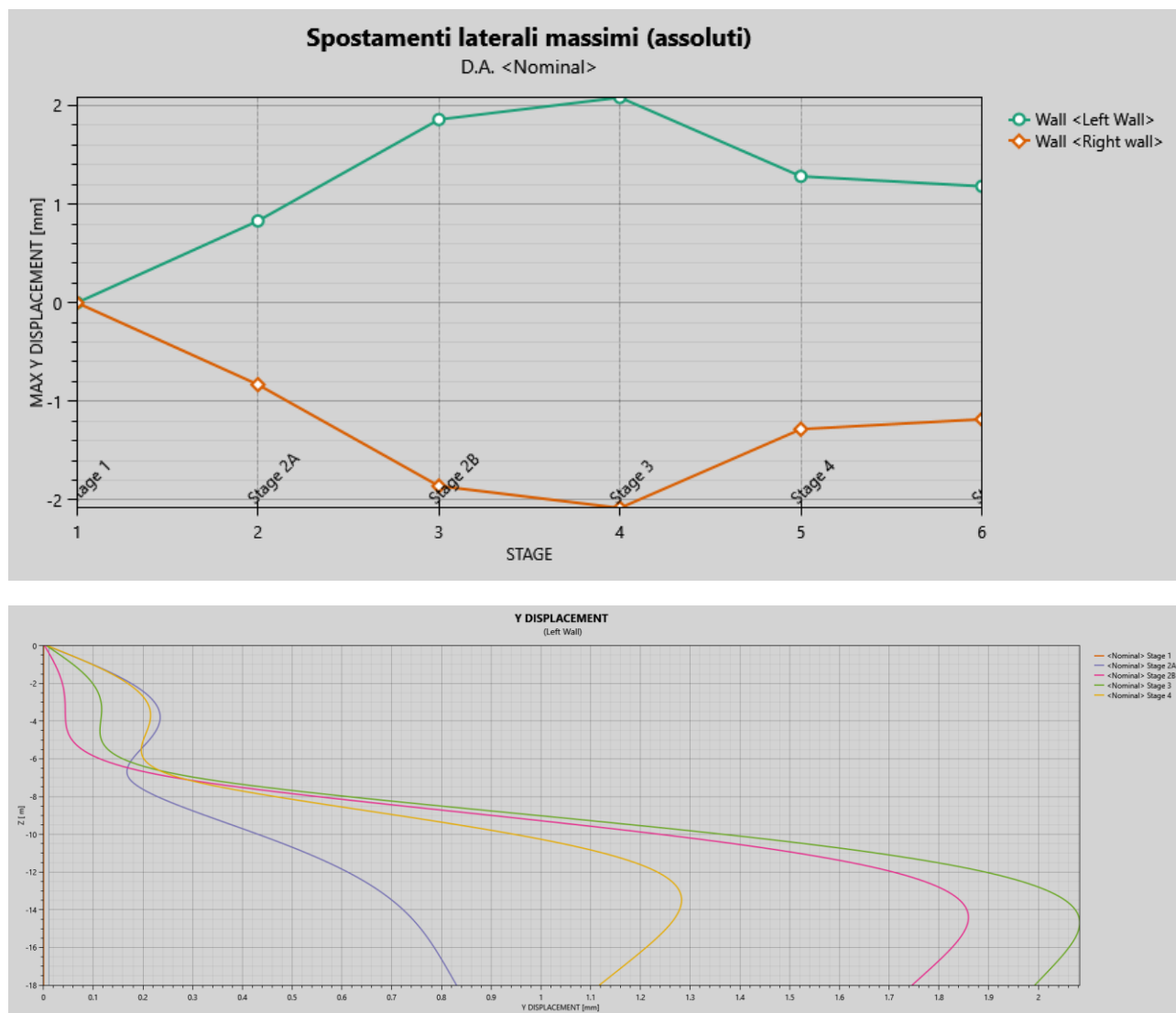


**Figura 10-6. Step.5 Fase sismica**

Tutte le analisi svolte mediante la combinazione nominale sono state poi oggetto di implementazione secondo le combinazioni A1+M1 e A2+M2 per le progettazioni strutturali e geotecniche dell'opera; oltre alle combinazioni sismiche GEO e STR

A tal proposito gli step di analisi sono stati appositamente implementati in maniera tale di poter sempre determinare l'effetto di ogni singolo carico/fase rispetto alla fase precedente ed eventualmente intervenire manualmente sull'amplificazione del suddetto carico.

### 10.2.1. Verifica deformata paratia



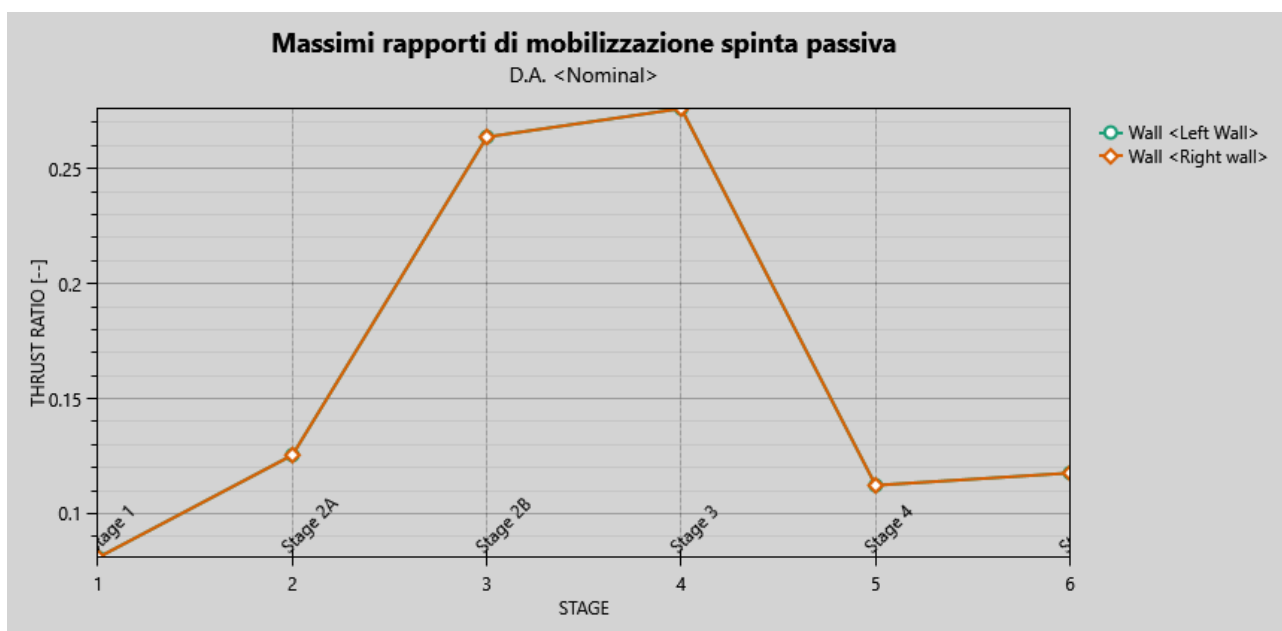
**Figura 10-7. Deformata paratia (cmb. nominale)**

Come si evince la deformazione massima della paratia si realizza in occasione del massimo scavo con l'inserimento del sovraccarico variabile; in termini di valore assoluto l'entità dello spostamento è modesto circa 2mm..

### 10.2.2. Verifica equilibrio paratia

La lunghezza di infissione delle paratie rispetta i criteri di cui al cap. 6.3.3 come si evince dalle figure seguenti:

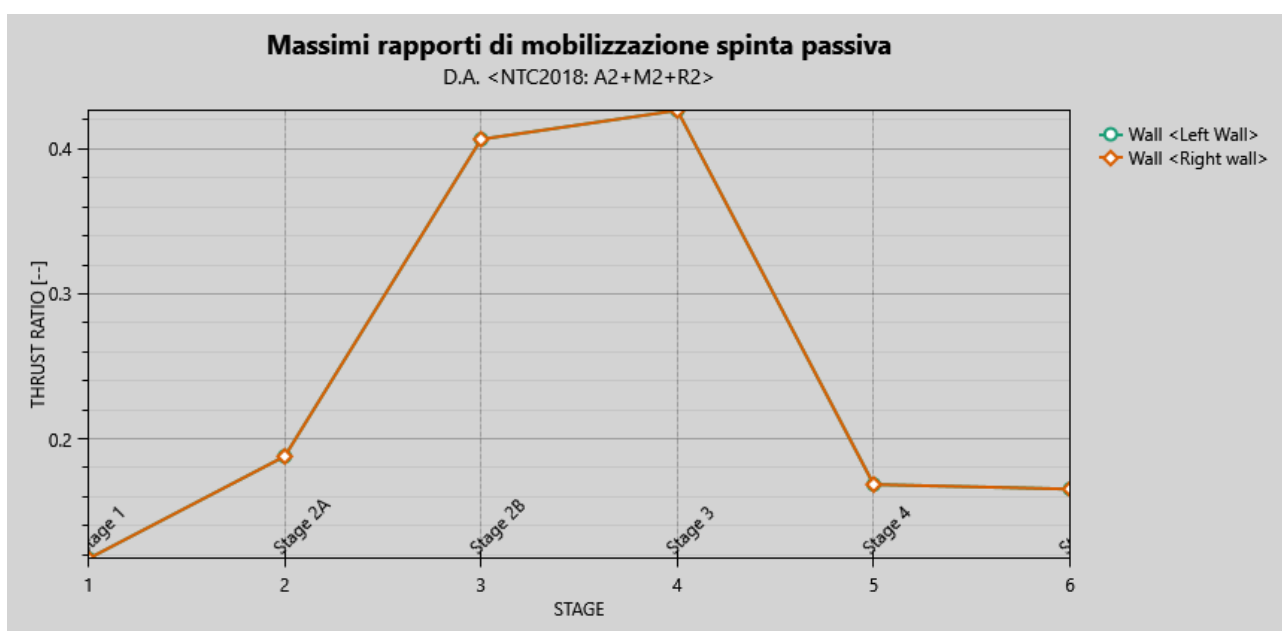




**Figura 10-8. Massima spinta mobilitata (cmb. nominale)**

Nelle combinazioni SLU, SLV e nelle combinazioni SLE (nominali) si ha:

SLE+M1 (Stage 3): % Spinta Passiva Mobilitata  $0.27 \leq 0.5 \rightarrow$  verificato

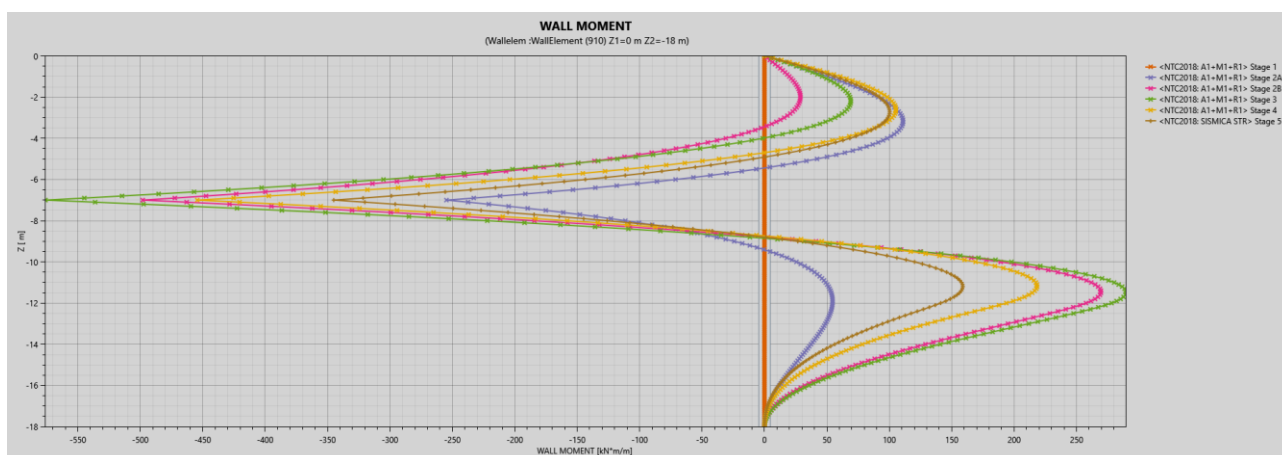


**Figura 10-9. Massima spinta mobilitata (cmb. SLU-GEO)**

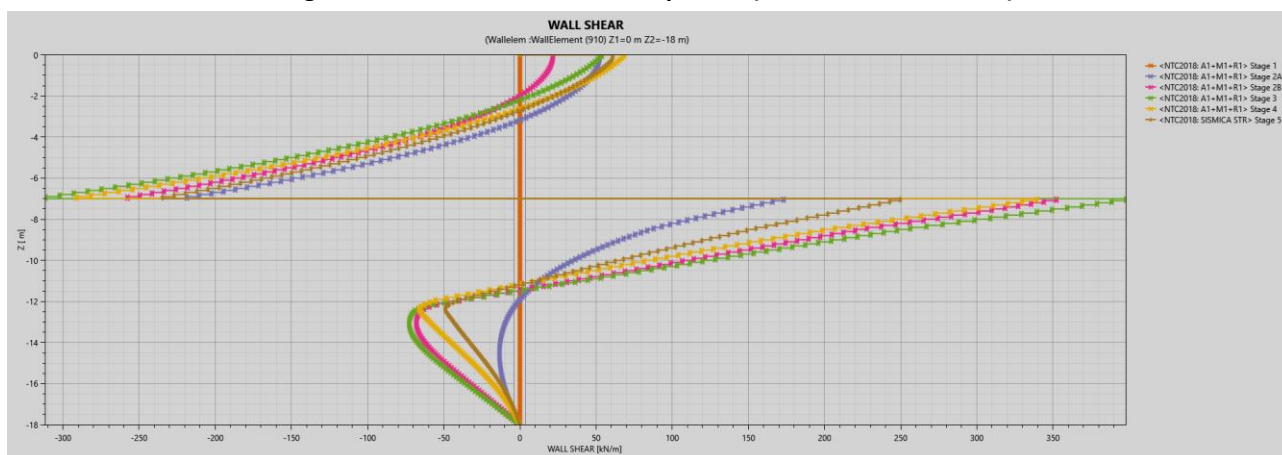
A2+M2 (stage 3): %Spinta Passiva Mobilitata  $=0.42 \leq 1 \rightarrow$  verificato

### 10.2.3. Verifica resistenza berlinese di pali

Le massime sollecitazioni flettenti e taglienti nella paratia di micropali sono di seguito riportate.



**Figura 10-10. Azioni flettenti nella paratia (cmb. SLU-A1+M1 e SIS)**



**Figura 10-11. Azioni taglienti nella paratia (cmb. SLU-A1+M1 e SIS)**

Sono mostrate tutte le combinazioni STR (A1+M1) e SISMICHE utili al dimensionamento della paratia.

Le massime sollecitazioni SLU risultano:

$$M_{Ed(z=-7.0m)} = 575 \text{ kNm/m} \times 1.40 = 805 \text{ kNm/palo}$$

$$V_{Ed} = 400 \text{ kN/m} \times 1.40 = 560 \text{ kN/palo}$$

La massime sollecitazioni SLE,freq risulta:

$$M_{SLE.freq(z=-7.0m)} = [383 + 0.4 \times (443 - 383)] \times 1.4 = 407 \text{ kNm/m} \times 1.40 = 570 \text{ kNm/palo}$$

Il palo risulta armato come segue:

As.long: 15 $\phi$ 28 disposti sull'intero perimetro

As.staffe:  $\phi$ 14/20

Le verifiche sviluppate sono di seguito riportate:

**Verifica C.A. S.L.U. - File: PaloA-00**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

**Titolo:**

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 15  
Diametro barre: 2.8 [cm]  
Copriferr (baric.): 7.2 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.  
☐ DXF

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 98 kN  
M<sub>Ed</sub>: 805 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviato

**Materiali**

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  $\sqrt{}$   
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

$\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 12.12 ‰  
d: 111.6 cm  
x: 25.02 x/d: 0.2241  
 $\delta$ : 0.7201

Calcola MRd Dominio M-N  
M-curvatura

Precompresso

**Verifica C.A. S.L.U. - File: PaloA-00**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

**Titolo:**

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 15  
Diametro barre: 2.8 [cm]  
Copriferr (baric.): 7.2 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.  
☐ DXF

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 98 kN  
M<sub>Ed</sub>: 805 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviato

**Materiali**

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  $\sqrt{}$   
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

$\sigma_c$ : -5.372 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 173.4 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : 0.867 ‰  
d: 111.6 cm  
x: 35.42 x/d: 0.3173  
 $\delta$ : 0.8366

Calcola MRd Dominio M-N  
M-curvatura

Precompresso

**Verifica**

N° iterazioni: 4

La verifica di resistenza SLU risulta soddisfatta essendo  $MR_d = 1736 \text{ kNm} > M_{Ed} = 805 \text{ kNm}$

La verifica a fessurazione, per ambiente non aggressivo (XC2), in combinazione SLE, frequente deve soddisfare il limite di apertura  $w_3 = 0.4 \text{ mm}$ .

Il metodo tabellare (vedasi NTC2018 Tab. C4.1.II e Tab. C4.1.III) conferma già per SLE frequente che per barre  $\phi 28/200$  la tensione limite per evitare formazione di fessure di ampiezza  $w_3$  è pari a  $\sigma_{s,lim} = 210 \text{ MPa}$  e nel caso specifico la tensione risulta essere  $\sigma_s = 173 \text{ MPa}$  quindi la verifica soddisfatta senza calcolo diretto dell'ampiezza di fessura.

La verifica a taglio è di seguito riportata:



## DM.2018

### 4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Rck [MPa] =	30.00	Calcestruzzo	
fck [MPa] =	24.90	fctk [MPa] =	1.79
$\gamma_c$ =	1.5	fcd [MPa] =	14.11
$\alpha_{cc}$ =	0.85	fctd [MPa] =	1.19
fywk [MPa] =	450	Acciaio staffatura	
$\gamma_s$ =	1.15	fywd [MPa] =	391.30
fyk [MPa] =	450	Acciaio arm. long	
$\gamma_s$ =	1.15	fyd [MPa] =	391.30
<b>Verifica resistenza lato conglomerato</b>			
H [mm] =	1200	Altezza della sezione	
d [mm] =	960	Altezza utile della sezione	
b <sub>w</sub> [mm] =	960	Larghezza della membratura resistente a taglio	
Calcolo del contributo della sezione compressa			
Ac [mmq] =	1130400	Area della sezione	
N <sub>Ed</sub> [kN] =	95	Azione assiale di compressione della sezione	
$\sigma_{cp}$ =N <sub>Ed</sub> /Ac [MPa] =	0.08	tensione nella sezione	
$\alpha_c$ =	1.01	(1 per N=0; sino a 1.25 per $\sigma_{cp}$ =0.5fcd)	
$\alpha$ =	90	inclinazione armatura	1.570796
$\theta$ =	40	inclinazione fessura	0.698132
cotg $\alpha$ =	6.1257E-17		
cotg $\theta$ =	1.19	tra 1 e 2,5	
V <sub>Rcd</sub> [kN] =	2898.56	Resistenza a compressione bielle =0,9xb <sub>w</sub> xdx $\alpha_c$ f <sub>cd</sub> x(cotg $\alpha$ +ctg $\theta$ )/(1+cotg2 $\theta$ )	
<b>Verifica resistenza lato acciaio (staffe e piegati)</b>			
Asw [mmq]=	308	2 $\phi$ 14	staffe
s [mm]=	200		passo staffe
Contributo Staffatura: V <sub>Rsd</sub> [kN] =	620.49	Resistenza armature = 0,9dxAsw/sx(ct $\alpha$ +ctg $\theta$ )sin $\alpha$	
As,p [mmq]=	0		piegati
s,p [mm]=	1285		interasse equivalente piegati
zcotg $\theta$ =	1144		
$\alpha$ =	45	inclinazione armatura	0.785398
cotg $\alpha$ =	1		
Contributo Piegati: V <sub>Rsd</sub> [kN] =	0.00	Resistenza armature = 0,9dxAsw/sx(ct $\alpha$ +ctg $\theta$ )sin $\alpha$	
V <sub>Rsd</sub> [kN] =	620.49	=VRsd (staffe+piegati) con VRsd,piegati<VRsd,staffe	
V <sub>Rd</sub> [kN] =	620.49	Min. tra VRcd eVRsd	
V <sub>Sdu</sub> [kN] =	560.00	Sollecitazione di progetto SLU	
$\Delta V$ [kN]=	0.00	Controtaglio di progetto	
VE <sub>d</sub> [kN] =	560.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	<b>Verificato</b>		

### 10.3. Paratia Tipo C

Si riportano di seguito i principali step di calcolo ed a seguire i relativi risultati utili per le relative verifiche.

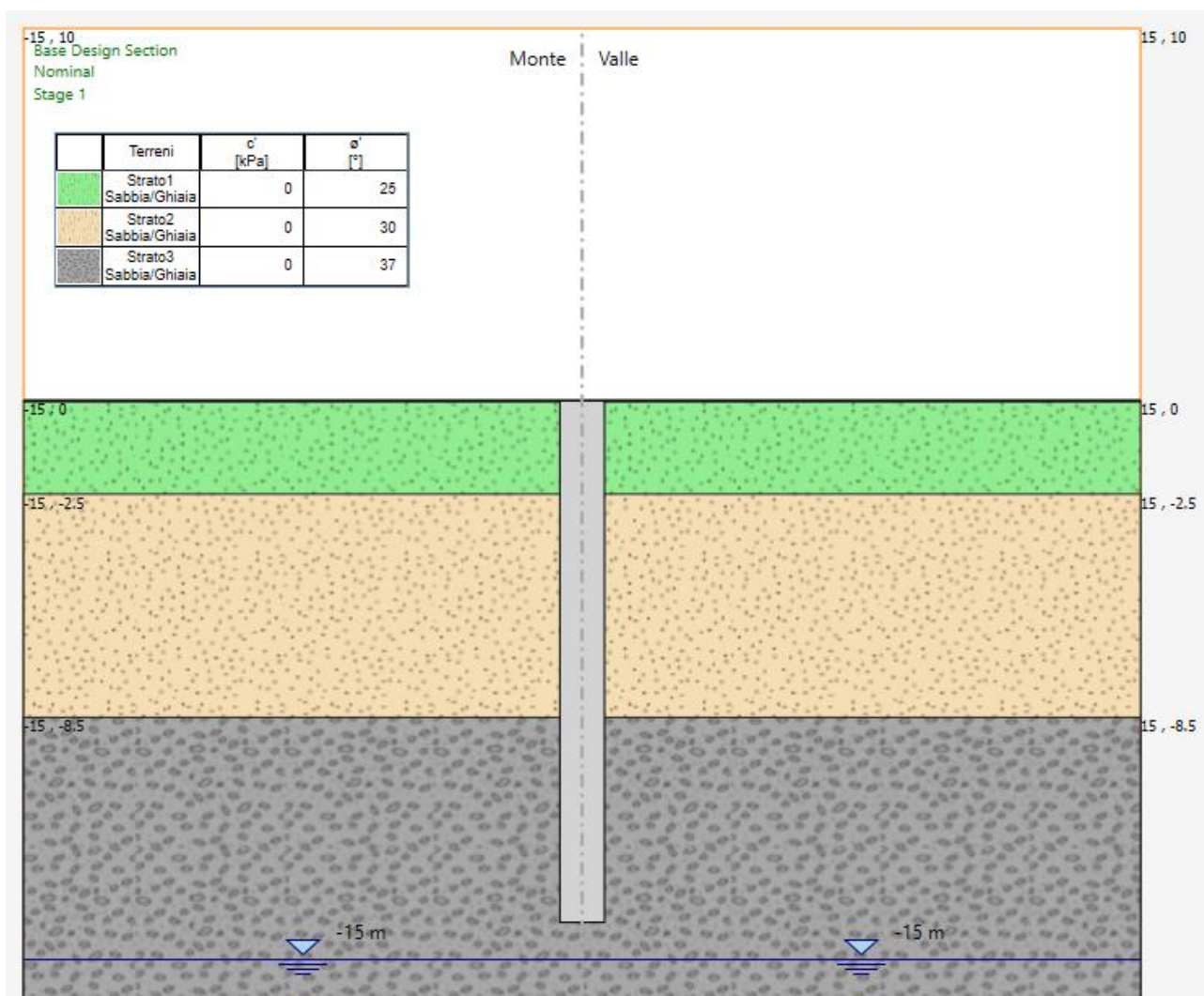


Figura 10-12. Step.1 Inizializzazione degli sforzi e realizzazione paratia

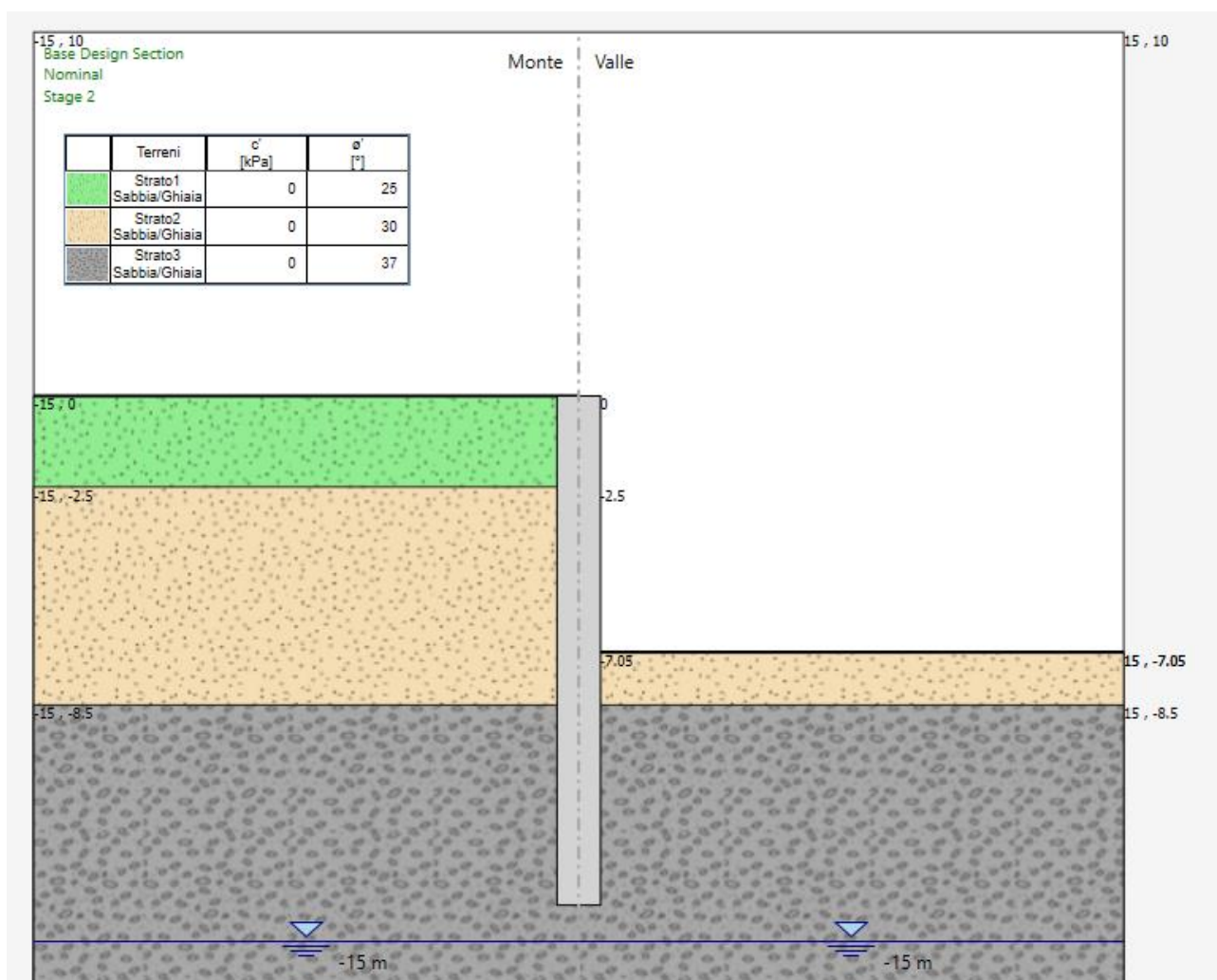


Figura 10-13. Step.2 Scavo sino alla massima profondità

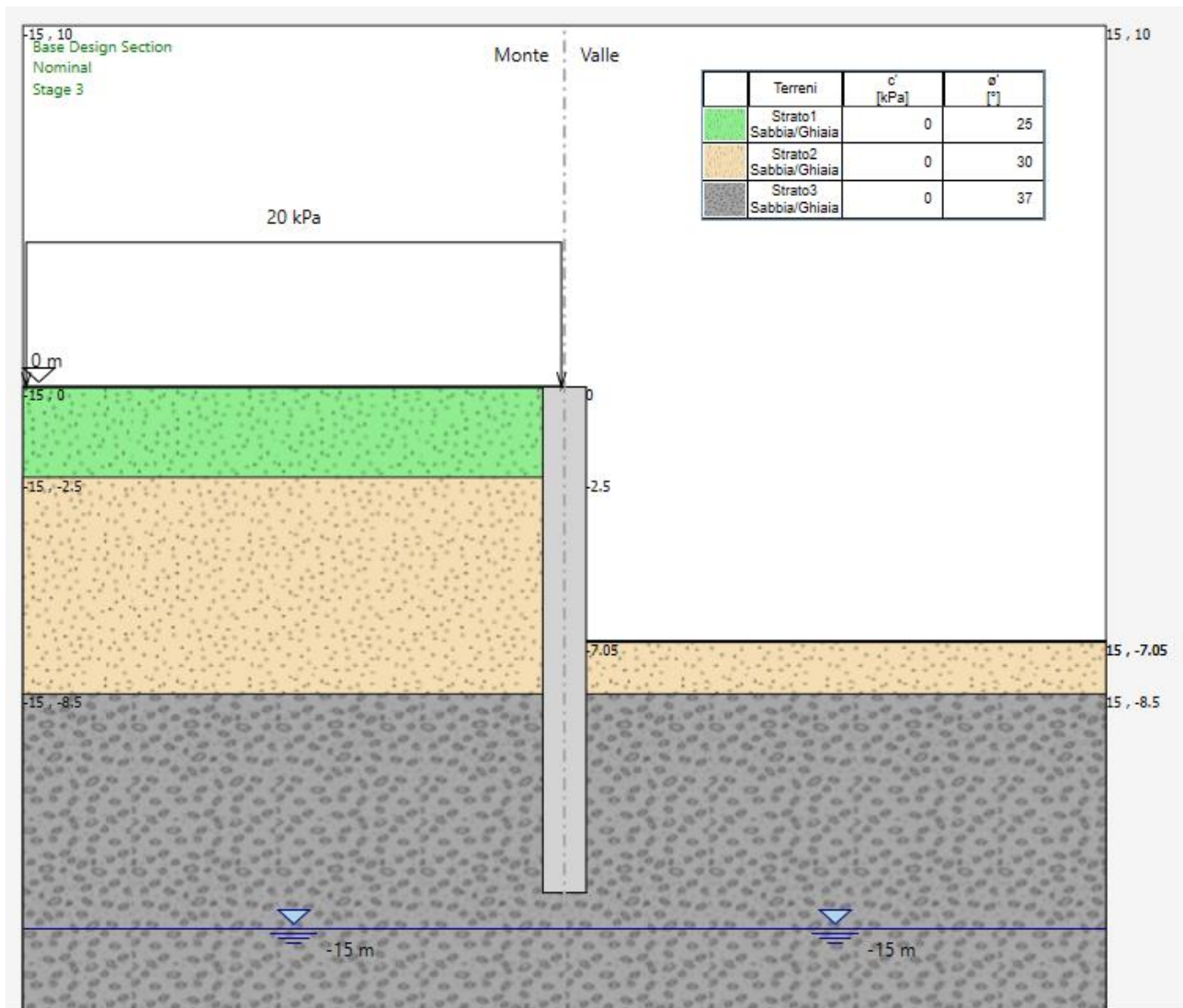
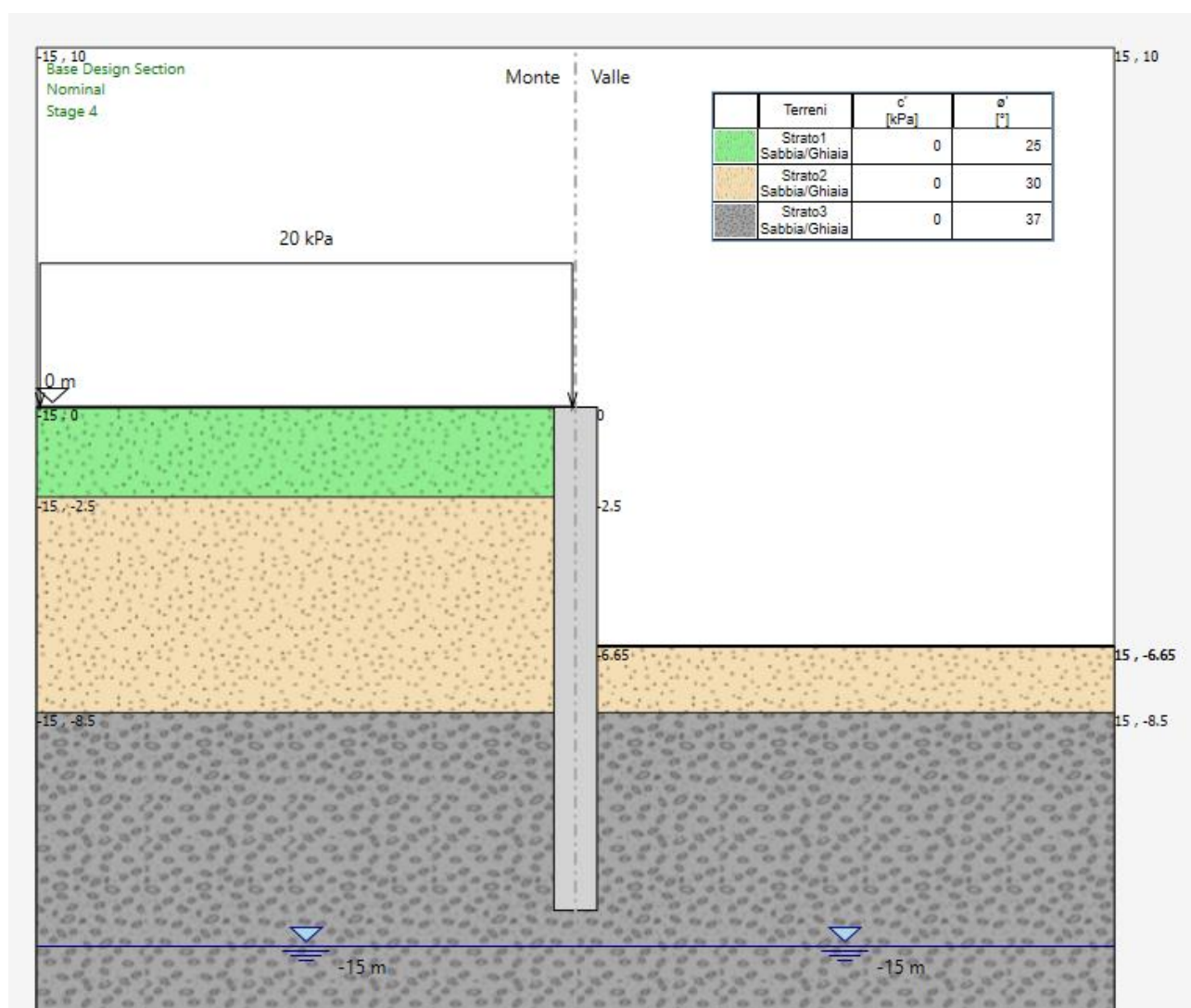
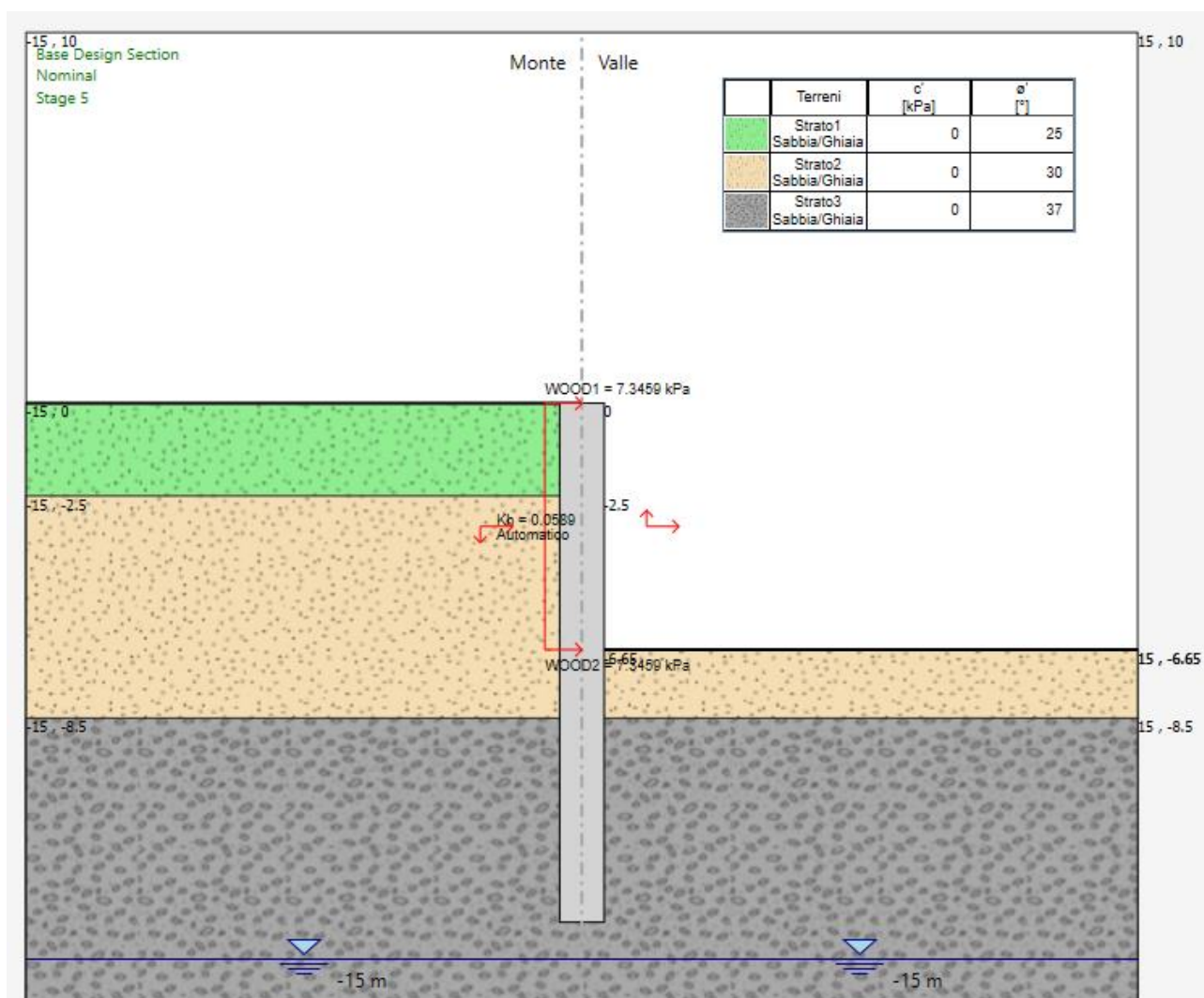


Figura 10-14. Step.3 Sovraccarico



igura 10-15. Step.4 Rinterro sistemazione finale in esercizio



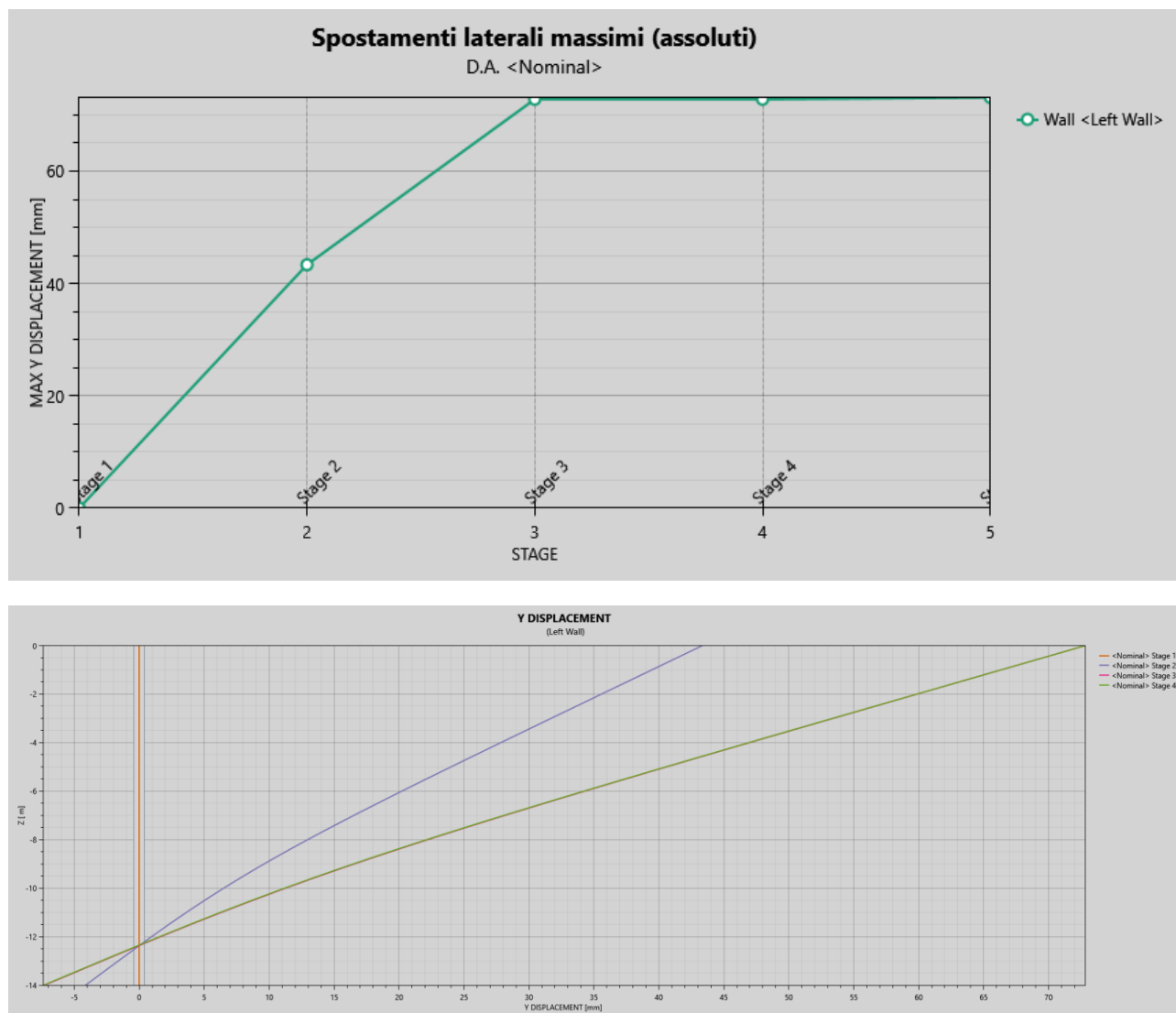


**Figura 10-16. Step.5 Fase sismica**

Tutte le analisi svolte mediante la combinazione nominale sono state poi oggetto di implementazione secondo le combinazioni A1+M1 e A2+M2 per le progettazioni strutturali e geotecniche dell'opera; oltre alle combinazioni sismiche GEO e STR

A tal proposito gli step di analisi sono stati appositamente implementati in maniera tale di poter sempre determinare l'effetto di ogni singolo carico/fase rispetto alla fase precedente ed eventualmente intervenire manualmente sull'amplificazione del suddetto carico.

### 10.3.1. Verifica deformata paratia



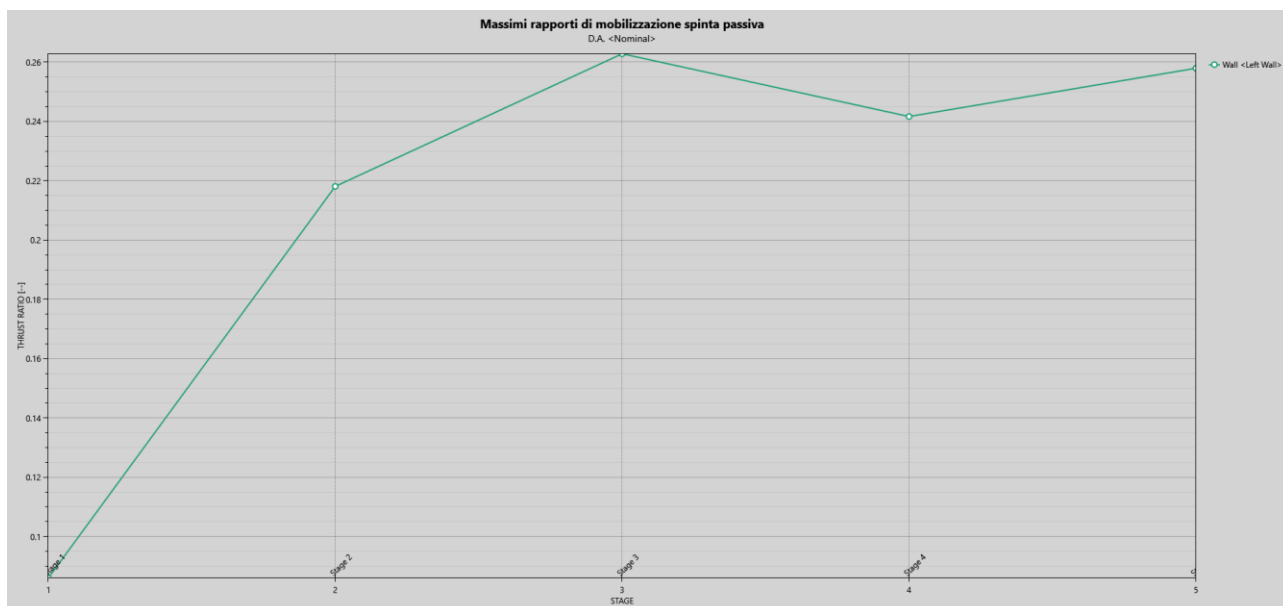
**Figura 10-17. Deformata paratia (cmb. nominale)**

Come si evince la deformazione massima della paratia si realizza in occasione del massimo scavo con l'inserimento del sovraccarico variabile; in termini di valore assoluto l'entità dello spostamento è pari circa a 72mm. Il valore è importante ma sovrastimato, non avendo considerato la collaborazione dei tratti di paratia adiacenti interconnesse con il cordolo di testa.

L'effetto del sovraccarico è pari a circa 30mm pertanto in esercizio non è trascurabile ma considerando le approssimazioni svolte, in favore della sicurezza, nelle ipotesi di calcolo si ritiene accettabile ed affinabile in sede di P. esecutiva.

### 10.3.2. Verifica equilibrio paratia

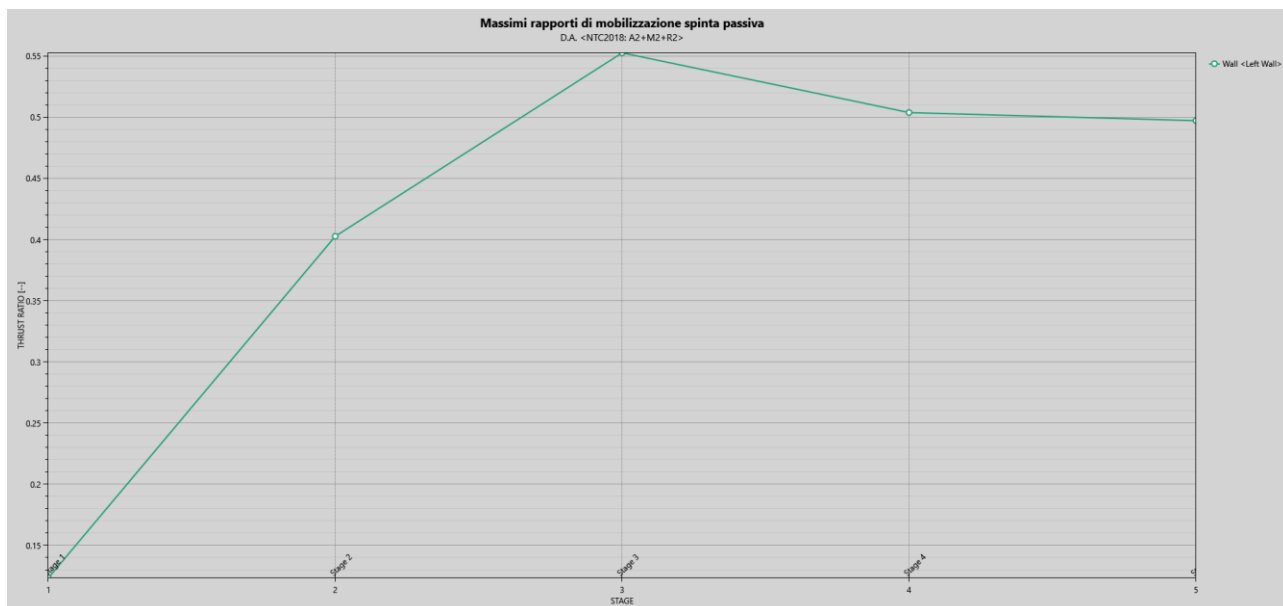
La lunghezza di infissione delle paratie rispetta i criteri di cui al cap. 6.3.3 come si evince dalle figure seguenti:



**Figura 10-18. Massima spinta mobilitata (cmb. nominale)**

Nelle combinazioni SLU, SLV e nelle combinazioni SLE (nominali) si ha:

SLE+M1 (Stage 3): % Spinta Passiva Mobilitata  $0.26 \leq 0.5 \rightarrow$  verificato



**Figura 10-19. Massima spinta mobilitata (cmb. SLU-GEO)**

A2+M2 (stage 3): %Spinta Passiva Mobilitata  $=0.55 \leq 1 \rightarrow$  verificato



### 10.3.3. Verifica resistenza berlinese di pali

Le massime sollecitazioni flettenti e taglianti nella paratia di micropali sono di seguito riportate.

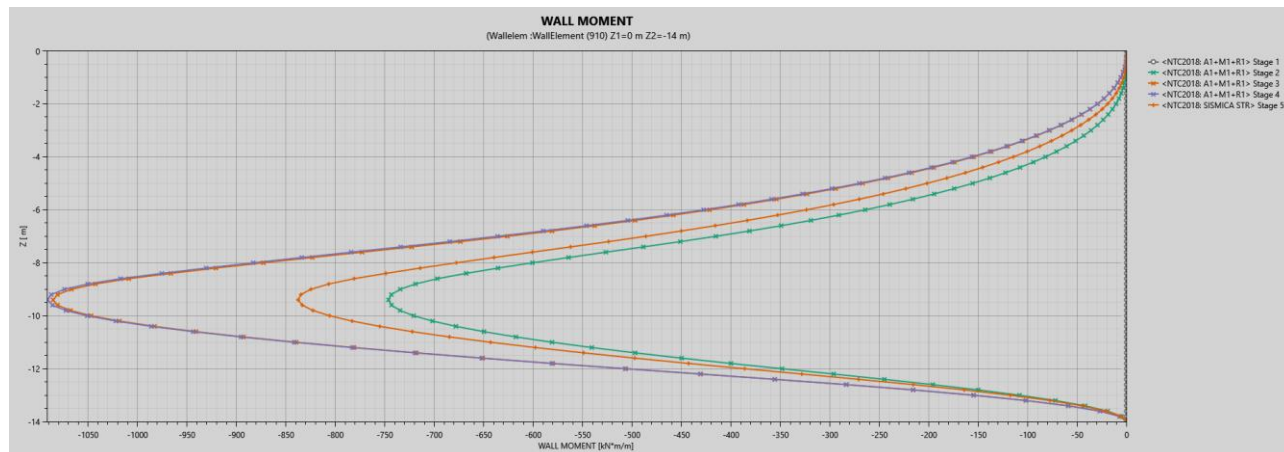


Figura 10-20. Azioni flettenti nella paratia (cmb. SLU-A1+M1 e SIS)

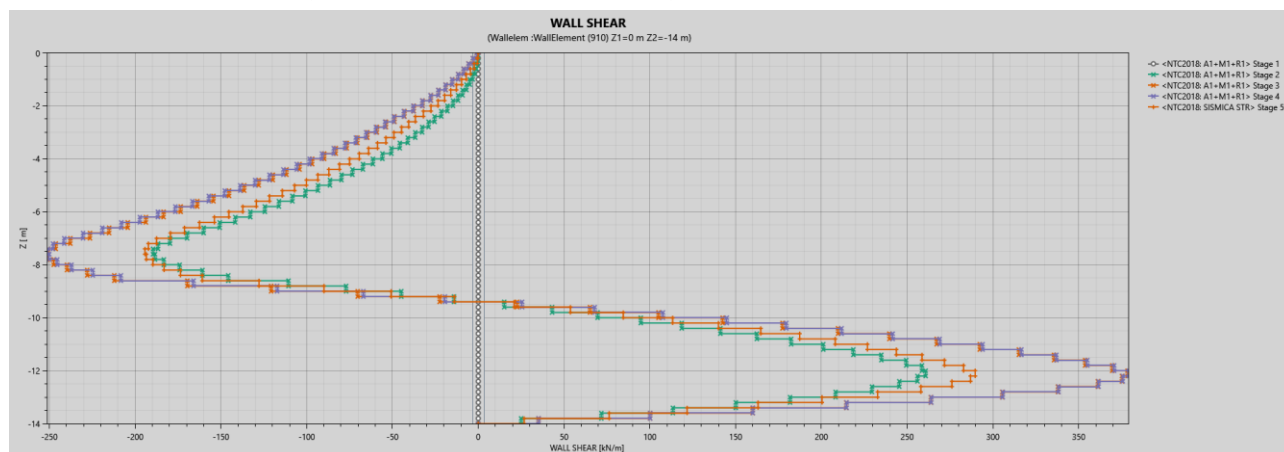


Figura 10-21. Azioni taglianti nella paratia (cmb. SLU-A1+M1 e SIS)

Sono mostrate tutte le combinazioni STR (A1+M1) e SISMICHE utili al dimensionamento della paratia.

Le massime sollecitazioni SLU risultano:

$$M_{Ed(z=-9.0m)} = 1090 \text{ kNm/m} \times 1.40 = 1527 \text{ kNm/palo}$$

$$V_{Ed} = 370 \text{ kN/m} \times 1.40 = 518 \text{ kN/palo}$$

La massime sollecitazioni SLE,freq risulta:

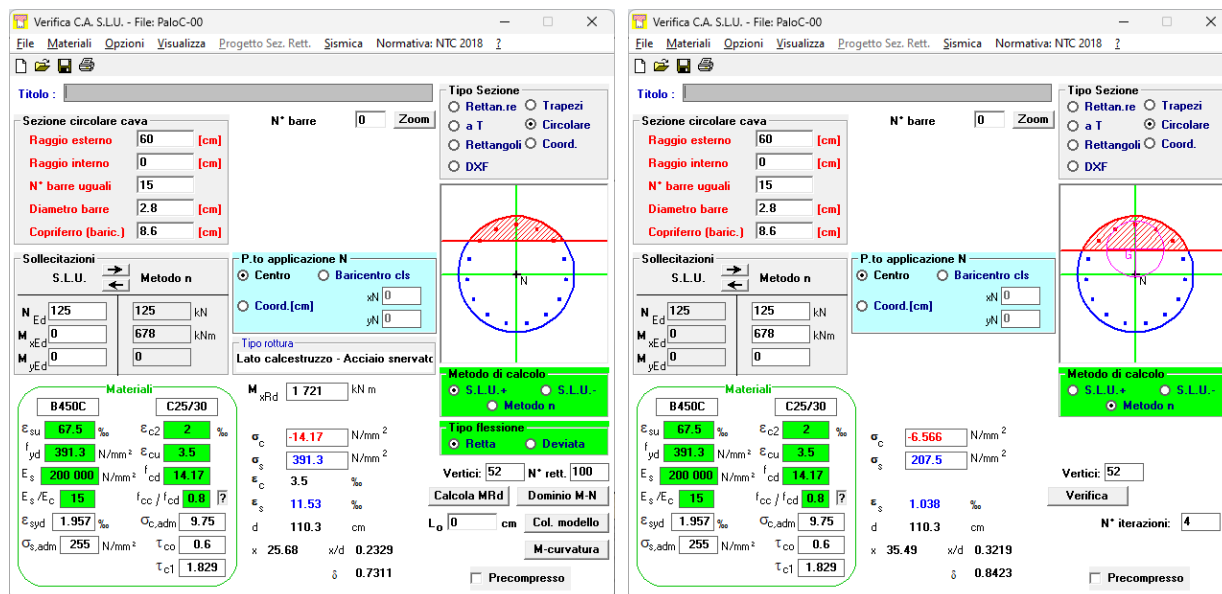
$$M_{SLE.freq(z=-9.0m)} = [574 + 0.4 \times (834 - 574)] \times 1.4 = 678 \text{ kNm/m} \times 1.40 = 950 \text{ kNm/palo}$$

Il palo risulta armato come segue:

As.long: 15 $\phi$ 28 disposti sull'intero perimetro

As.staffe:  $\phi$ 14/20

Le verifiche sviluppate sono di seguito riportate:



La verifica di resistenza SLU risulta soddisfatta essendo  $MR_d = 1721 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1527 \text{ kNm}$

La verifica a fessurazione, per ambiente non aggressivo (XC2), in combinazione SLE, frequente deve soddisfare il limite di apertura  $w_3 = 0.4 \text{ mm}$ .

Il metodo tabellare (vedasi NTC2018 Tab. C4.1.II e Tab. C4.1.III) conferma già per SLE frequente che per barre  $\phi 28/200$  la tensione limite per evitare formazione di fessure di ampiezza  $w_3$  è pari a  $\sigma_{s,lim} = 210 \text{ MPa}$  e nel caso specifico la tensione risulta essere  $\sigma_s = 207 \text{ MPa}$  quindi la verifica soddisfatta senza calcolo diretto dell'ampiezza di fessura.

La verifica a taglio è di seguito riportata:

## DM.2018

### 4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Rck [MPa] =	30.00	Calcestruzzo	
fck [MPa] =	24.90	fctk [MPa] =	1.79
$\gamma_c$ =	1.5	fcd [MPa] =	14.11
$\alpha_{cc}$ =	0.85	fctd [MPa] =	1.19
fywk [MPa] =	450	Acciaio staffatura	
$\gamma_s$ =	1.15	fywd [MPa] =	391.30
fyk [MPa] =	450	Acciaio arm. long	
$\gamma_s$ =	1.15	fyd [MPa] =	391.30
<b>Verifica resistenza lato conglomerato</b>			
H [mm] =	1200	Altezza della sezione	
d [mm] =	960	Altezza utile della sezione	
b <sub>w</sub> [mm] =	960	Larghezza della membratura resistente a taglio	
Calcolo del contributo della sezione compressa			
Ac [mmq] =	1130400	Area della sezione	
N <sub>Ed</sub> [kN] =	125	Azione assiale di compressione della sezione	
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/Ac$ [MPa] =	0.11	tensione nella sezione	
$\alpha_c$ =	1.01	(1 per N=0; sino a 1.25 per $\sigma_{cp}=0.5f_{cd}$ )	
$\alpha$ =	90	inclinazione armatura	1.570796
$\theta$ =	45	inclinazione fessura	0.785398
cotg $\alpha$ =	6.1257E-17		
cotg $\theta$ =	1.00	tra 1 e 2,5	
V <sub>Rcd</sub> [kN] =	2948.78	Resistenza a compressione bielle = $0,9b_w x d x \alpha_c x f_{cd} x (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg 2\theta)$	
<b>Verifica resistenza lato acciaio (staffe e piegati)</b>			
Asw [mmq] =	308	2 $\phi$ 14	staffe
s [mm] =	200		passo staffe
Contributo Staffatura: V <sub>Rsd</sub> [kN] =	520.65	Resistenza armature = $0,9d x Asw / s x (ct\alpha + ctg\theta) \sin \alpha$	
As,p [mmq] =	0		piegati
s,p [mm] =	1285		interasse equivalente piegati
z cotg $\theta$ =	960		
$\alpha$ =	45	inclinazione armatura	0.785398
cotg $\alpha$ =	1		
Contributo Piegati: V <sub>Rsd</sub> [kN] =	0.00	Resistenza armature = $0,9d x Asw / s x (ct\alpha + ctg\theta) \sin \alpha$	
V <sub>Rsd</sub> [kN] =	520.65	=V <sub>Rsd</sub> (staffe+piegati) con V <sub>Rsd, piegati</sub> < V <sub>Rsd, staffe</sub>	
V <sub>Rd</sub> [kN] =	520.65	Min. tra V <sub>Rcd</sub> e V <sub>Rsd</sub>	
V <sub>Sdu</sub> [kN] =	518.00	Sollecitazione di progetto SLU	
$\Delta V$ [kN] =	0.00	Controtaglio di progetto	
VE <sub>d</sub> [kN] =	518.00	Sollecitazione di progetto SLU	
<b>Verificato</b>			
<b>Verifica Tirante inf. all'appoggio</b>			
As.long. [mmq] =	3075	5 $\phi$ 28	arm. long
T <sub>Rd</sub> [kN] =	1203.26		
T <sub>Sd</sub> = V <sub>Sd</sub> /tg $\theta$ [kN] =	518.00		
<b>Verificato</b>			

#### 10.4. Paratia Tipo I

Si riportano di seguito i principali step di calcolo ed a seguire i relativi risultati utili per le relative verifiche.

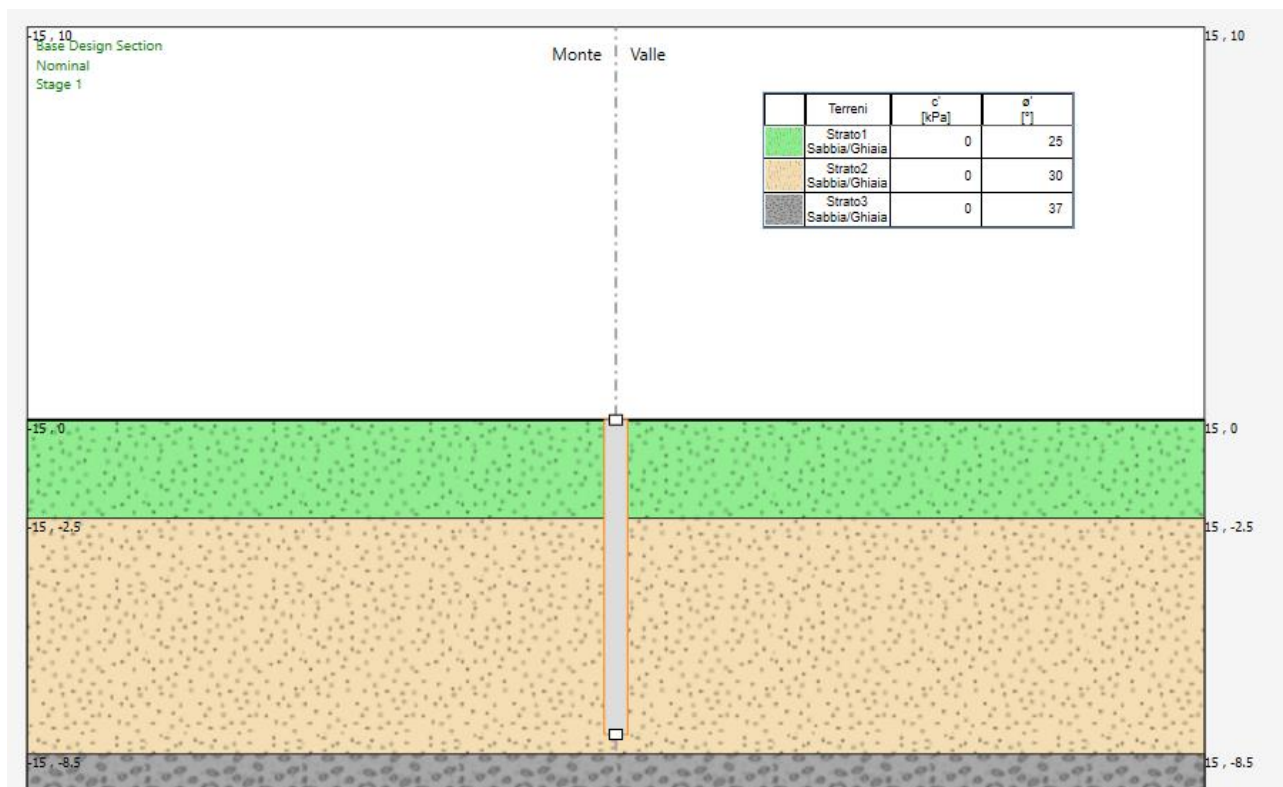
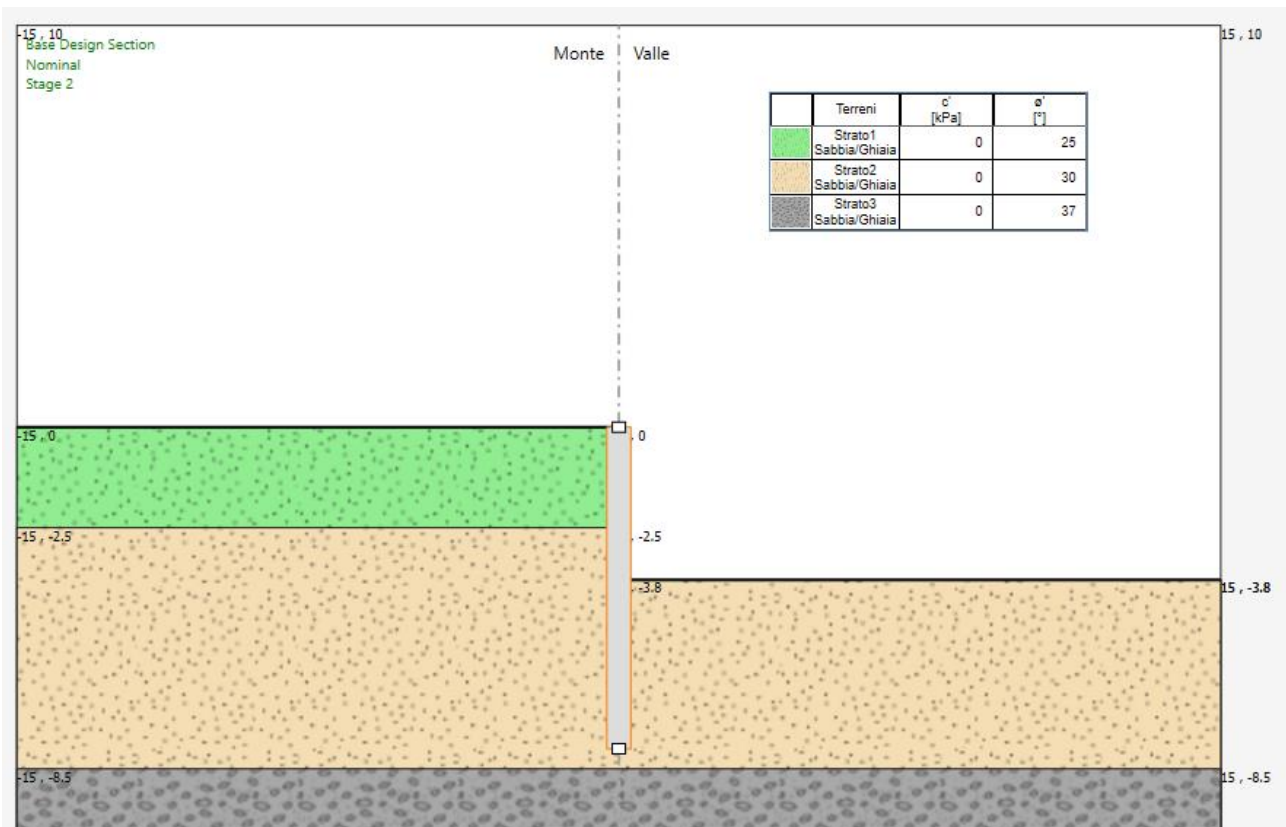
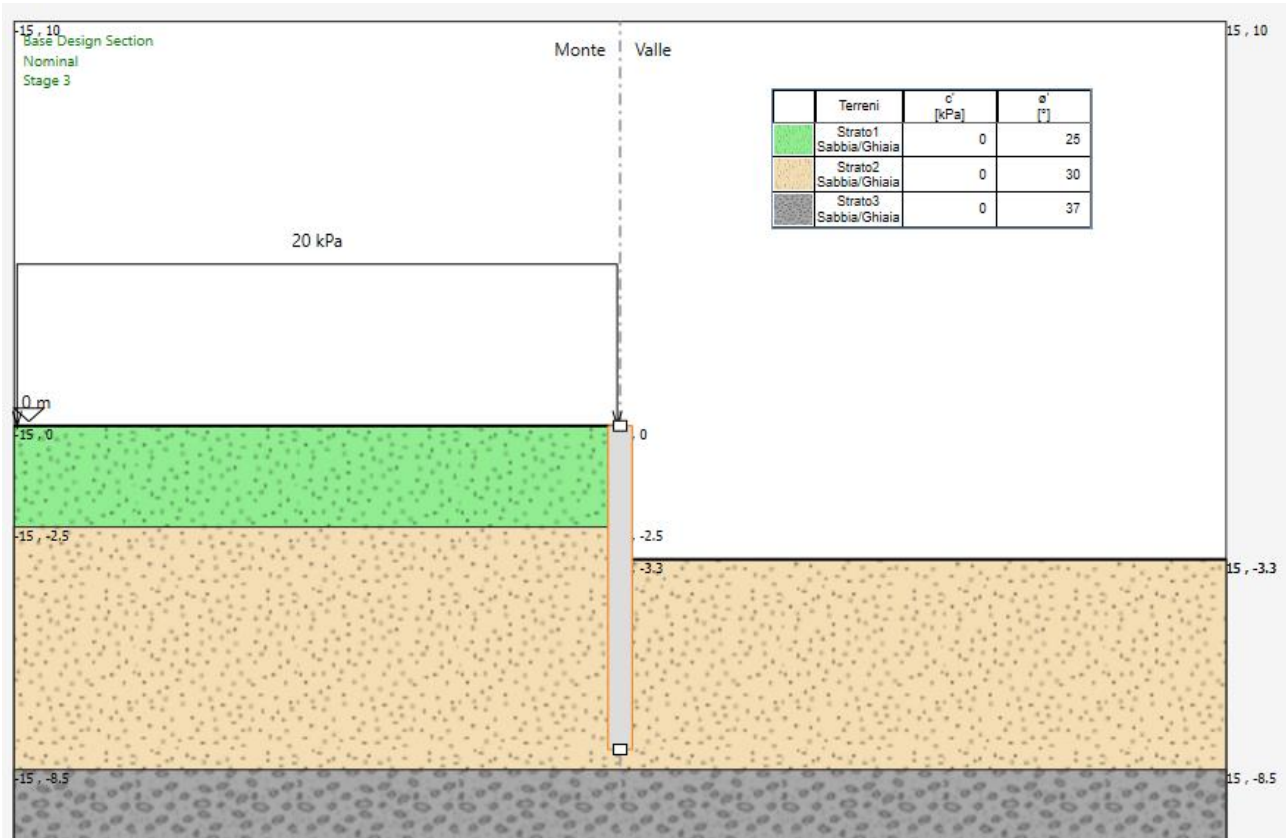


Figura 10-22. Step.1 Inizializzazione degli sforzi e realizzazione paratia



**Figura 10-23. Step.2 Scavo sino alla massima profondità**



**Figura 10-24. Step.3 Sovraccarico**

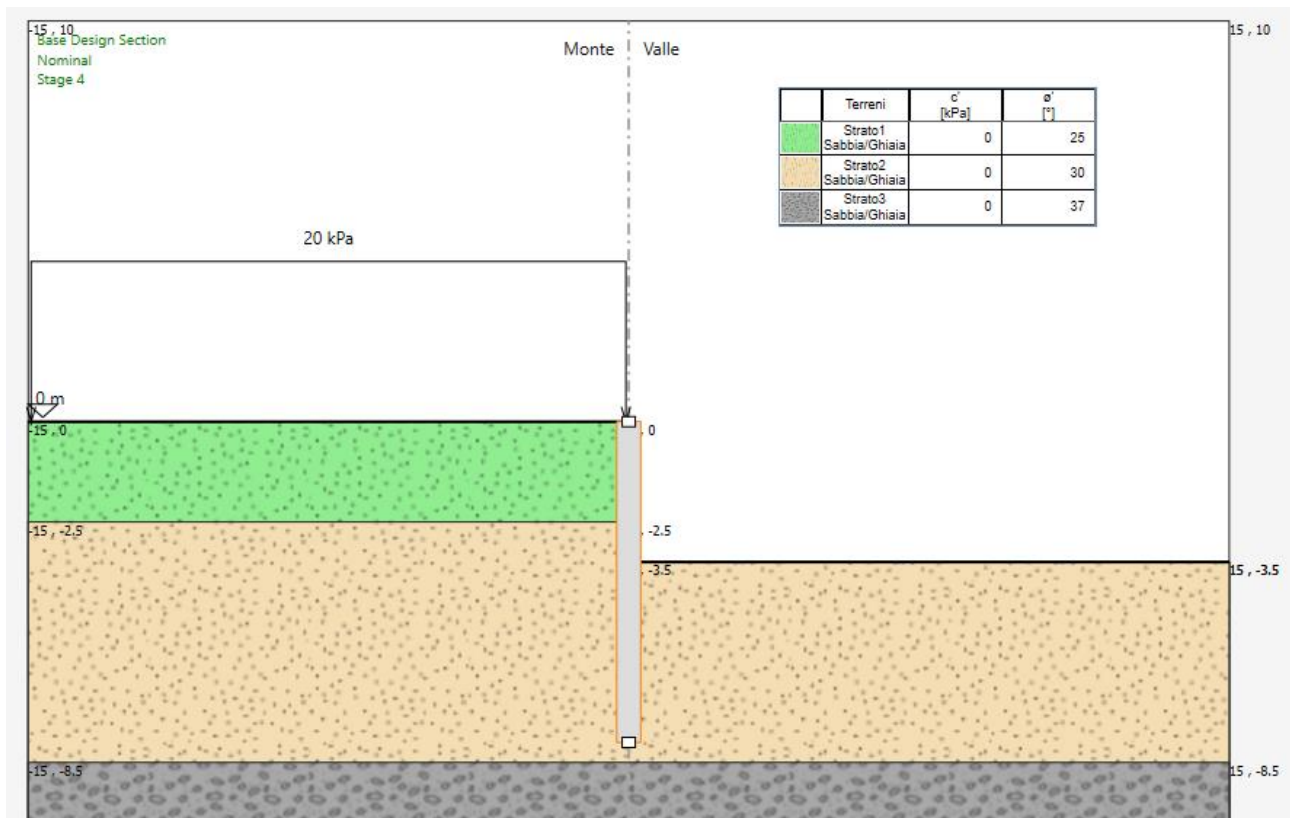


figura 10-25. Step.4 Rinterro sistemazione finale in esercizio

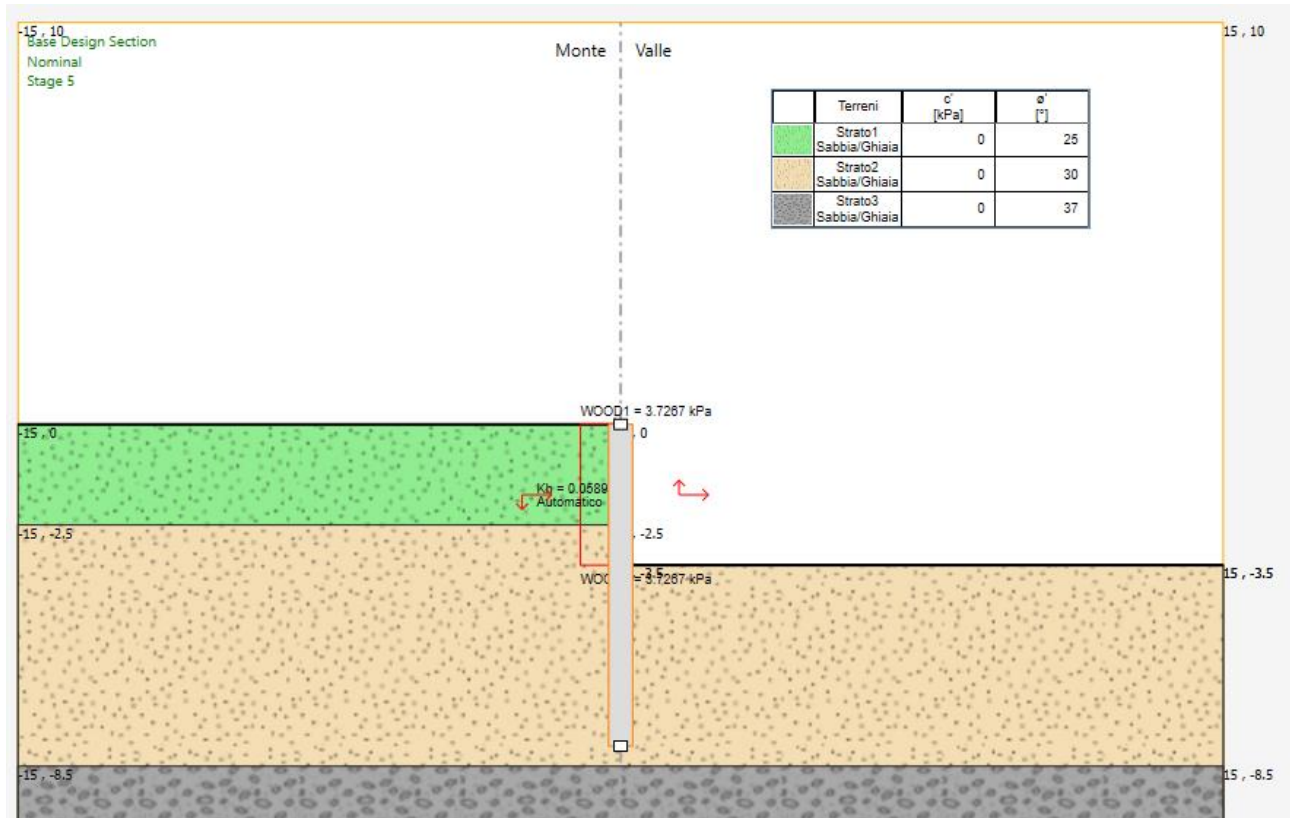


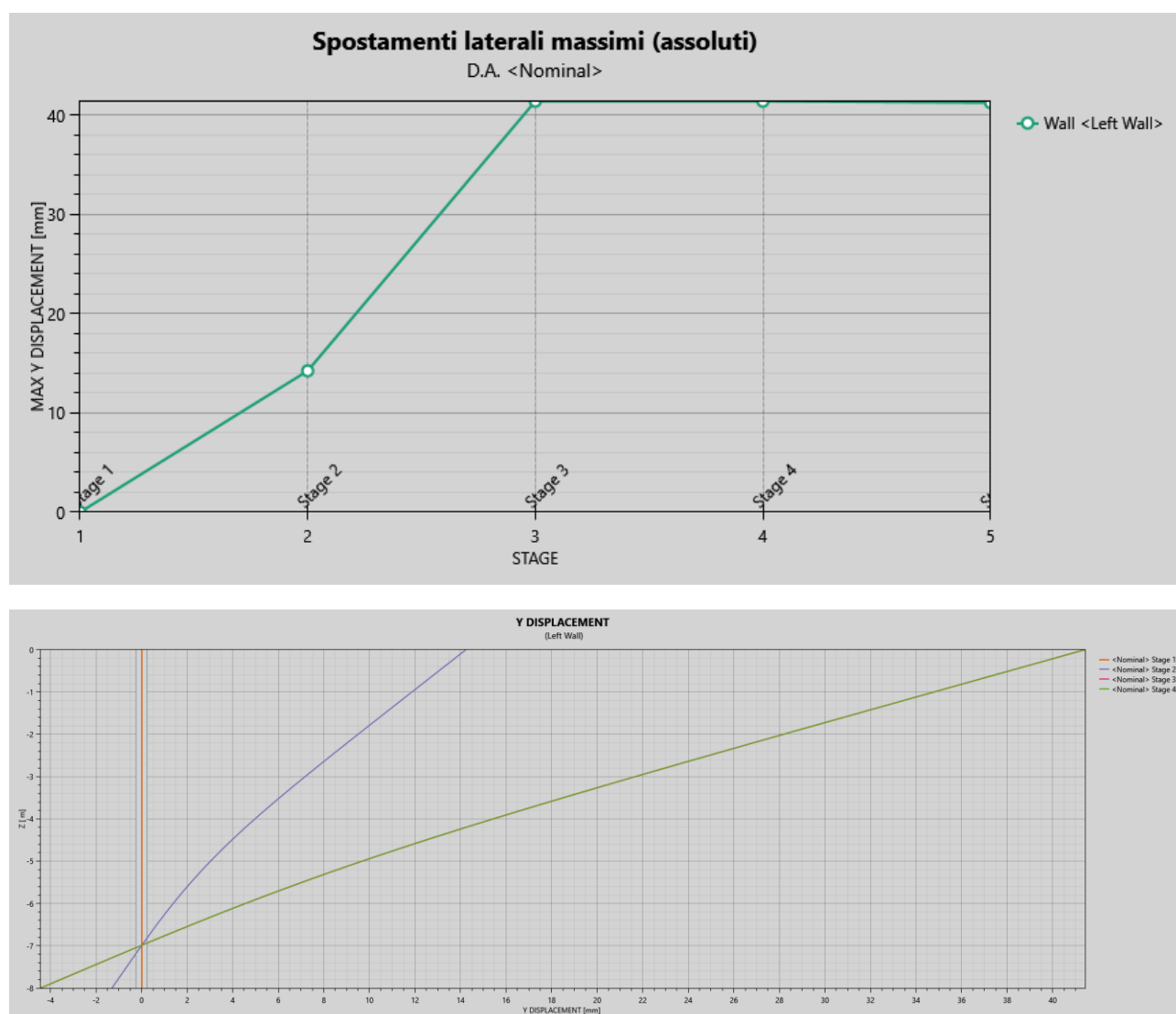
Figura 10-26. Step.5 Fase sismica



Tutte le analisi svolte mediante la combinazione nominale sono state poi oggetto di implementazione secondo le combinazioni A1+M1 e A2+M2 per le progettazioni strutturali e geotecniche dell'opera; oltre alle combinazioni sismiche GEO e STR

A tal proposito gli step di analisi sono stati appositamente implementati in maniera tale di poter sempre determinare l'effetto di ogni singolo carico/fase rispetto alla fase precedente ed eventualmente intervenire manualmente sull'amplificazione del suddetto carico.

#### 10.4.1. Verifica deformata paratia



**Figura 10-27. Deformata paratia (cmb. nominale)**

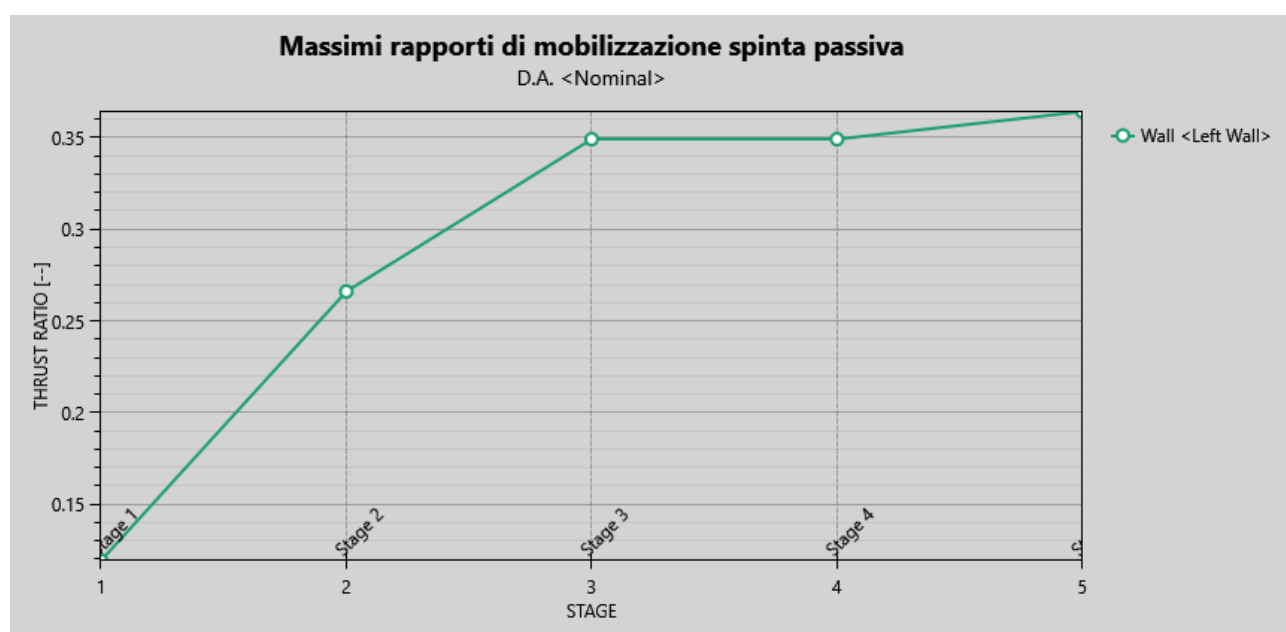
Come si evince la deformazione massima della paratia si realizza in occasione del massimo scavo con l'inserimento del sovraccarico variabile; in termini di valore assoluto l'entità dello spostamento

è pari circa a 42mm. Il valore è significativo ma sovrastimato, non avendo considerato la collaborazione dei tratti di paratia adiacenti interconnesse con il cordolo di testa.

L'effetto del sovraccarico è pari a circa 28mm ma non si ritiene significativo in quanto a tergo vi è solamente un terrapieno.

#### 10.4.2. Verifica equilibrio paratia

La lunghezza di infissione delle paratie rispetta i criteri di cui al cap. 6.3.3 come si evince dalle figure seguenti:

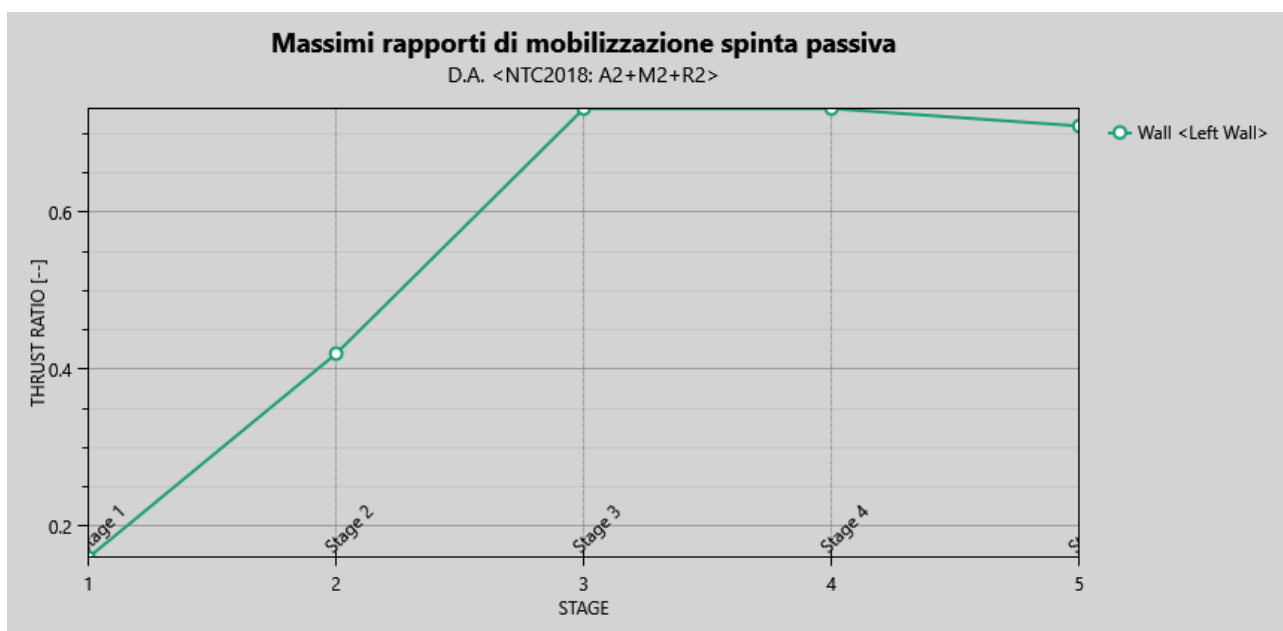


**Figura 10-28. Massima spinta mobilitata (cmb. nominale)**

Nelle combinazioni SLU, SLV e nelle combinazioni SLE (nominali) si ha:

SLE+M1 (Stage 4): % Spinta Passiva Mobilitata  $0.34 \leq 0.5 \rightarrow$  verificato



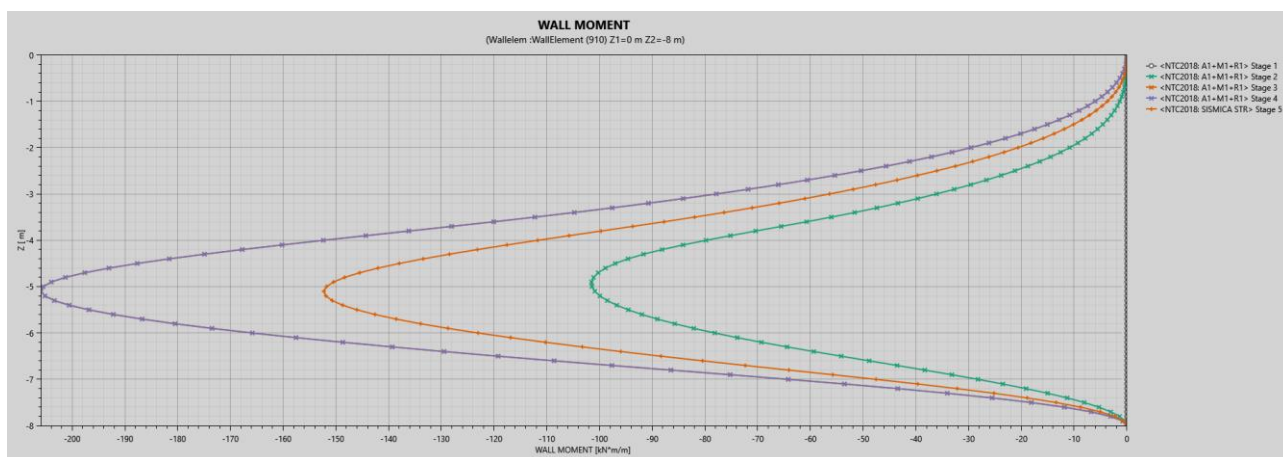


**Figura 10-29. Massima spinta mobilitata (cmb. SLU-GEO)**

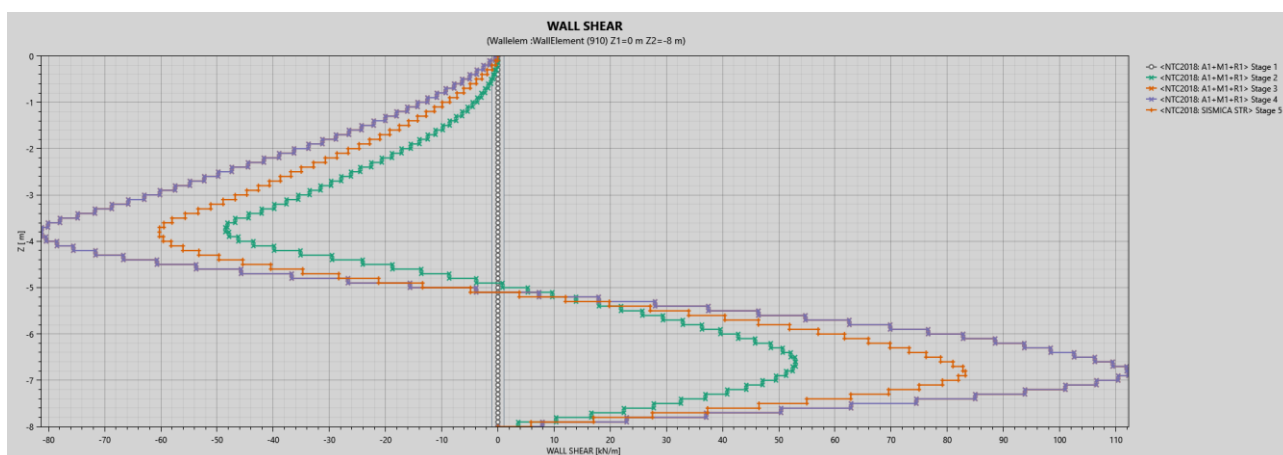
A2+M2 (stage 4): %Spinta Passiva Mobilitata =  $0.73 \leq 1 \rightarrow$  verificato

#### 10.4.3. Verifica resistenza berlinese di pali

Le massime sollecitazioni flettenti e taglianti nella paratia di micropali sono di seguito riportate.



**Figura 10-30. Azioni flettenti nella paratia (cmb. SLU-A1+M1 e SIS)**



**Figura 10-31. Azioni taglianti nella paratia (cmb. SLU-A1+M1 e SIS)**

Sono mostrate tutte le combinazioni STR (A1+M1) e SISMICHE utili al dimensionamento della paratia.

Le massime sollecitazioni SLU risultano:

$$M_{Ed} = 205 \text{ kNm/m} \times 0.80 = 164 \text{ kNm/palo}$$

$$V_{Ed} = 112 \text{ kN/m} \times 0.80 = 90 \text{ kN/palo}$$

La massime sollecitazioni SLE,freq risulta:

$$M_{SLE.freq} = [78 + 0.4 \times (158 - 78)] \times 0.8 = 110 \text{ kNm/m} \times 0.80 = 88 \text{ kNm/palo}$$

Il palo risulta armato come segue:

As.long: 7 $\phi$ 20 disposti sull'intero perimetro

As.staffe:  $\phi$ 12/20

Le verifiche sviluppate sono di seguito riportate:

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Palol-00**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

**Titolo :**

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 30 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 7  
Diametro barre: 2.0 [cm]  
Copriferr (baric.): 8.4 [cm]

**N° barre** 0 **Zoom**

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

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n  
N Ed: 20 kN  
M Ed: 164 kNm  
M yEd: 0 kNm

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

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**Materiali**  
B450C C25/30  
Esu: 67.5 % Ec2: 2 %  
fyd: 391.3 N/mm² Ecu: 3.5 %  
Es: 200 000 N/mm² fcd: 14.17 %  
Es/Ec: 15 fcc/fcd: 0.81  
Ecyd: 1.957 % Cc,adm: 9.75  
Cs,adm: 255 N/mm² Tco: 0.6  
Tc1: 1.829

**Calcoli**  
σc: -14.17 N/mm²  
σs: 391.3 N/mm²  
εs: 3.5 %  
εs: 9.087 %  
d: 49.46 cm  
x: 13.75 x/d: 0.2781  
δ: 0.7876

**Verifica**  
σc: -8.222 N/mm²  
σs: 232.9 N/mm²  
εs: 1.165 %  
d: 49.46 cm  
x: 17.12 x/d: 0.3462  
δ: 0.8727

**Precompresso**

La verifica di resistenza SLU risulta soddisfatta essendo  $MR_d = 185 \text{ kNm} > M_{Ed} = 164 \text{ kNm}$

La verifica a fessurazione, per ambiente non aggressivo (XC2), in combinazione SLE, frequente deve soddisfare il limite di apertura  $w_3 = 0.4 \text{ mm}$ .

Il metodo tabellare (vedasi NTC2018 Tab. C4.1.II e Tab. C4.1.III) conferma già per SLE frequente che per barre  $\phi 20/200$  la tensione limite per evitare formazione di fessure di ampiezza  $w_3$  è pari a  $\sigma_{s,lim} = 240 \text{ MPa}$  e nel caso specifico la tensione risulta essere  $\sigma_s = 233 \text{ MPa}$  quindi la verifica soddisfatta senza calcolo diretto dell'ampiezza di fessura.

La verifica a taglio è di seguito riportata:

## DM.2018

### 4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Rck [MPa] =	30	Calcestruzzo		
fck [MPa] =	24.9	fctk [MPa] =	1.79	
$\gamma_c$ =	1.5	fcd [MPa] =	14.11	
$\alpha_{cc}$ =	0.85	fctd [MPa] =	1.19	
<b>Condizione di verifica</b>				
H [mm] =	600	Altezza della sezione		
d [mm] =	480	Altezza utile della sezione		
b <sub>w</sub> [mm] =	480	Larghezza della membratura resistente a taglio		
k =	1.6455	= 1 + (200/d) <sup>0.5</sup> con ≤ 2		
A <sub>sl</sub> [mmq] =	942	φ20/20 Armatura longitudinale in trazione		
ρ <sub>l</sub> =	0.0041	A <sub>sl</sub> /(b <sub>w</sub> d) ≤ 0.02		
v <sub>min</sub> =	0.3686	= 0.035 k <sup>3/2</sup> fck <sup>0.5</sup>		
Calcolo del contributo della sezione compressa				
A <sub>c</sub> [mmq] =	282600	Area della sezione		
N <sub>Ed</sub> [kN] =	30.00	Azione assiale di compressione della sezione		
N <sub>Ed</sub> /A <sub>c</sub> [MPa] =	0.11	tensione nella sezione		
0.2f <sub>cd</sub> [MPa] =	2.82	Tensione massima in compressione utilizzabile		
σ <sub>c</sub> =	0.11	Tensione di compressione utilizzata a calcolo		
V <sub>comp</sub> [kN] =	3.67	Contributo offerto dalla compressione = (k <sub>1</sub> σ <sub>c</sub> ) b <sub>w</sub> d		
V <sub>R</sub> [kN] =	102.27	Resistenza di calcolo		
V <sub>R,min</sub> [kN] =	88.61	Resistenza min. (v <sub>min</sub> + 0.15g <sub>c</sub> )b <sub>w</sub> d		
V <sub>R</sub> [kN] =	102.27	Resistenza di progetto		
V <sub>Sdu</sub> [kN] =	90.00	Sollecitazione di progetto SLU		
ΔV [kN] =	0.00	Controtaglio di progetto		
V <sub>Ed</sub> [kN] =	90.00	Sollecitazione di progetto SLU		
	<b>Verificato</b>			