

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 3

0 A

- -

R 1

===

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

CALCOLI DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI
OPERA A - Sottopasso via Braghe
Relazione di calcolo opere civili

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



REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
GM	GM	AB	Sett. 2023
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.
Emissione			00

INDICE

1. PREMESSA	4
1.1. Sottopasso ciclopeditale.....	5
1.2. Berlinese di paratie definitive e provvisorie	5
1.3. Vasca interrata smaltimento acque	6
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1. Normative.....	7
2.2. Documenti di riferimento.....	7
3. CLASSE D'USO E VITA NOMINALE	7
4. MATERIALI.....	10
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
5. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO	13
6. CRITERI DI CALCOLO.....	14
6.1. Combinazioni di carico	14
6.2. Criteri di dimensionamento strutturale (STR)	17
6.2.1. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi	18
6.3. Criteri di dimensionamento geotecnico (GEO/GTC)	18
6.3.1. Fondazioni superficiali	19
6.3.2. Verifica di equilibrio della paratia.....	20
6.4. Codici di calcolo	20
7. DIMENSIONAMENTO DELLO SOTTOPASSO CICLOPEDONALE	22
7.1. Pesi propri.....	22
7.2. Sovraccarichi permanenti.....	22
7.3. Sovraccarico variabile ferroviario.....	22
7.3.1. Azione di avviamento e frenatura ferroviario.....	29
7.4. Sovraccarico variabile stradale.....	29

7.4.1. Azioni variabili da traffico: carichi verticali.....	29
7.5. Calcolo del carico sulla calotta	31
7.6. Spinta sui piedritti	31
7.7. Analisi numeriche e verifiche	32
8. DIMENSIONAMENTO DELLE PARATIE	33
8.1. Paratie definitive: berlinese n.1, 3, 12, 14.....	33
8.2. Paratie provvisionali: berlinese 2, 4, 5, 6, 13 e 15.....	34
8.3. Analisi dei carichi.....	34
8.3.1. Spinta delle terre.....	34
8.3.2. Sovraccarichi a tergo della paratia.....	35
8.4. Calcolo paratia.....	35
8.4.1. Fasi esecutive e Step di calcolo	35
8.4.2. Caratteristiche della paratia.....	36
8.5. Analisi numeriche paratia PD H390.....	36
8.5.1. Verifica deformata paratia	40
8.5.2. Verifica equilibrio paratia	41
8.5.3. Verifica resistenza dei micropali	42
8.6. Analisi numeriche paratia PD H290.....	45
8.6.1. Verifica deformata paratia	48
8.6.2. Verifica equilibrio paratia	49
8.6.3. Verifica resistenza dei micropali	49
8.7. Analisi numeriche paratia PP H400	51
8.7.1. Verifica deformata paratia	53
8.7.2. Verifica equilibrio paratia	54
8.7.3. Verifica resistenza dei micropali	55
8.8. Analisi numeriche paratia PP H300	58
8.8.1. Verifica deformata paratia	60
8.8.2. Verifica equilibrio paratia	61
8.8.3. Verifica resistenza dei micropali	62

9. VASCA INTERRATA DI LAMINAZIONE.....	64
9.1. Analisi dei carichi.....	64
9.2. Modello di calcolo e sollecitazioni.....	65
9.3. Verifiche di resistenza	70
10. Allegato – calcolo di dimensionamento scatolare prefabbricato	72

- Sottopasso ciclopedonale in attraversamento alla linea ferroviaria ed alla SP.30;
- Paratie definitive e provvisionali;
- Vasca interrata smaltimento acque

1.1. Sottopasso ciclopedonale

Il sottopasso ciclopedonale è costituito da manufatti prefabbricati realizzati in conci modulari che affiancati longitudinalmente permettono di realizzare il manufatto definitivo. La scelta di elementi prefabbricati in stabilimento con modularità dei conci è dettata dalle fasi realizzative che prevedono il varo in due macro sezioni. La sezione sotto la ferrovia e la sezione sotto la strada.

I singoli conci sono provvisti di innesti (maschio-femmina) che permettono l'assemblaggio in linea e garantiscono la trasmissione di azioni trasversali alla canna del sottopasso. Per la fase di varo si prevede l'assemblaggio per macro sezioni di conci elementari collegati mediante una post-tensione funzionale alla movimentazione e posizionamento in definitivo. La post-tesatura ha la funzione di collegare tra loro gli elementi scatolari separati in modo da conferire monoliticità alla struttura nella fase di sollevamento e di posizionamento. Gli scatolari utilizzati sono costruiti con dei fori passanti ai quattro angoli per permettere il collegamento tramite appositi trefoli posizionati in sede di pre-assemblaggio in campo. La forza di tiro è calcolata in base alle condizioni di sollevamento del monolite assemblato e alle caratteristiche di costruzione dei singoli moduli scatolari senza introdurre stati di coazione tale da impegnare eccessivamente la sezione di c.l.s. La fase di varo prevede la predisposizione di un bilancino di ancoraggio da posizionarsi in corrispondenza della soletta superiore in asse ai due piedritti per il sollevamento del monolite e viene agganciato agli scatolari mediante appositi ganci annegati nello scatolare in fase di produzione.

In fase definitiva i conci presentano una seconda foratura nei quattro vertici che permette una post tensione definitiva funzionale a mantenere in posizione i conci, garantendone un comportamento monolitico.

1.2. Berlinese di paratie definitive e provvisionali

Le berlinesi sono suddivise in due macro gruppi: le paratie definitive e le paratie provvisionali. Le prime costituiscono di fatto le opere di sostegno a tergo dei due imbocchi dello scatolare, sono alternative ai classici muri di risvolto, pertanto presentano un sistema di rivestimento in lastre di

c.l.s. funzionale a garantire una finitura omogenea degli imbocchi. Le seconde sono invece funzionali a presidiare gli scavi per le fasi costruttive e pertanto sono opere provvisorie e non definitive.

Le berlinesi previste a progetto sono pertanto così suddivise:

- Paratie definitive: berlinese n.1, 3, 12, 14
- Paratie provvisorie: berlinese 2, 4, 5, 6, 13 e 15

La berlinese n.15 ha però una doppia funzione, quella di permettere lo scavo per la realizzazione della vasca ed ad opera realizzata, quella di contenere per un'altezza di circa 1.50m la scarpata del rilevato e permettere l'alloggiamento dei pozzetti di ispezione della vasca fuori dal sedime della pista ciclabile.

1.3. Vasca interrata smaltimento acque

La vasca interrata è costituita da un manufatto scatolare in c.a. interrato destinato ad accogliere le acque di piattaforma della nuova pista ciclabile. Il manufatto è pensato come gettato in opera e dimensionato per accogliere in soletta il sovraccarico che interessa la pista ciclabile, ovvero di tipo Folla compatta e/o mezzi di lavoro con massa a pieno carico inferiore a 35q.li per interventi di manutenzione.

In corrispondenza delle pompe è previsto un approfondimento a pozzo della soletta di fondo per l'immersione delle pompe. Sulla medesima impronta in soletta di copertura sono previsti dei chiusini carrabili con apposita apertura a spicchio per la manutenzione delle pompe stesse.

In affiancamento alle pompe la soletta presenta un ulteriore chiusino per l'accesso alla vasca per le operazioni di pulizia e manutenzione.

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)
 - Cap.2.6 PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE DI CAVALCAVIA E PASSERELLE PEDONALI SULLA SEDE FERROVIARIA (ex RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria, 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

[1] E10ADb001IG--R0 - RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

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 anni

Classificandola nella tipologia *“Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”*.

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 x C_U = 50x2,0 = 100 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 x C_U = 50x1,0 = 50 anni**

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V _N [Anni] ⁽¹⁾
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 ≥ 250 km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V _N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere. (2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

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	-	-	-	
Cordoli berlinesi temporanee	C25/30	X0	30	S4	35	
Miscela cementizia micropali berlinesi	C25/30	XC2	10	S5	35	Miscela cementizia
Cordoli berlinesi definitive	C35/45	XC4+XD3+XF4	22	S4	35	
Cordoli Bordo Ponte	C35/45	XC4+XD3+XF4	22	S4	35	
Manufatto Scatolare prefabbricato	C40/50	XC4+XF2+XD1	22	S4	35	
Vasca interrata in c.a.	C35/45	XC2+XD2	22	S4	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 γ_s	Calcestruzzo γ_c
SLU	$\gamma_s=1.15$	$\gamma_c=1.50$
SLE	1.00	1.00

- Opere in carpenteria metallica

Stato limite	Acciaio γ_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]. Tale relazione riporta le indagini effettuate nel comune di Lomazzo per altre opere appartenenti alla tratta oggetto di studio.

La stratigrafia di progetto 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 -2.5	Terreno di riporto: Sabbia limosa con presenza di terreno vegetale, ghiaia e laterizi (terreno riportato), limo argilloso con laterizi da -2 a -2,5	<<25° (strati granulari)	Circa 20 kPa (limo argilloso)
2	Da -2.5 a -8.5	Sabbia limosa a tratti debolmente argillosa con ghiaia, e ciottoli (più presenti da -7.10) ; poco addensata; sono presenti livelli marcatamente ghiaiosi	25°÷35°	non determinabile
3	da -3.6 a -9.00	Ciottoli e ghiaia in matrice sabbiosa limosa	>40°	non determinabile

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:

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

Categoria di suolo sismico: **B**

Categoria 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	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

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

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

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

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

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

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

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

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

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

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili

γ_P coefficiente parziale delle azioni di precompressione

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

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

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{r1}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	g_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	g_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	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

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

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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

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

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

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_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 taglienti" 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 disequaglianza $E_d \leq R_d$. 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 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 γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{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 γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	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 γ_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. 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:

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

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

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

Si garantirà comunque un immorsamento 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.

7. DIMENSIONAMENTO DELLO SOTTOPASSO CICLOPEDONALE

Si procede di seguito nella definizione dei principali carichi insistenti sull'opera tenendo presente che per lo scatolare si hanno due configurazioni tipiche:

- Sotto la linea ferroviaria
- Sotto la viabilità stradale

7.1. Pesi propri

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

I sovraccarichi permanenti sono relativi al:

- peso della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione. Si assume convenzionalmente, per linea in rettilineo, un peso di volume pari a 18 kN/mc applicato su tutta la larghezza media, per una altezza media fra il piano del ferro ed estradosso impalcato pari a 1.20m da cui il ballast $h=1.00m$.
- peso del pacchetto stradale. Si assume un peso specifico di 20 kN/mc applicato su tutta la larghezza media, per una altezza media fra il piano stradale ed estradosso impalcato pari a 0.80 m.

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 α da adottarsi per i diversi modelli di carico.

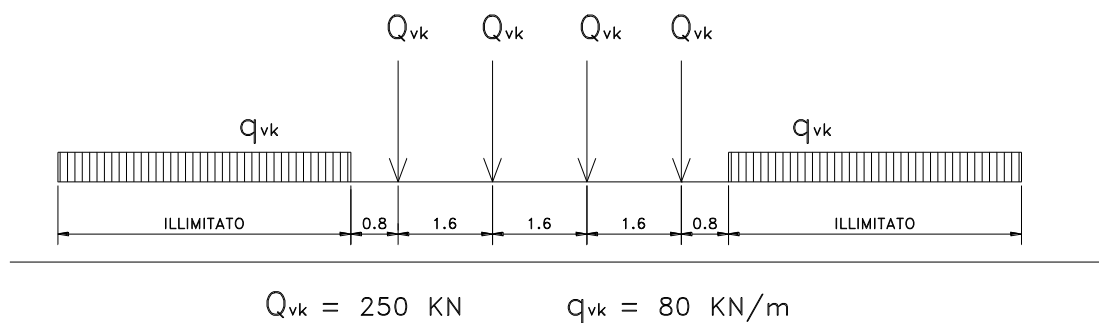
I modelli di carico sono di seguito descritti.

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_{vi} 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%

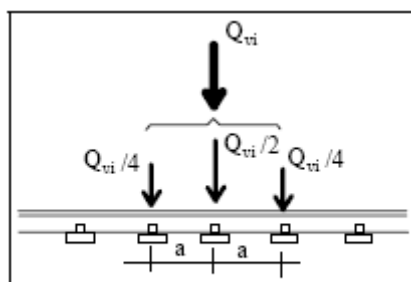
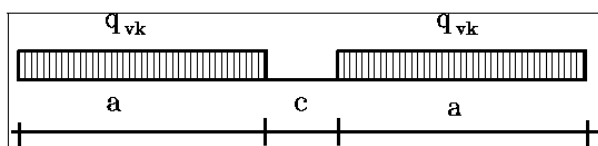


Fig. 1.4.1.3-1 - Distribuzione longitudinale dei carichi assiali

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 " α ", 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 " α ", anche le seguenti azioni:

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

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " α "	
	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 " α " in funzione del modello e della categoria del ponte

Coefficienti dinamici

I coefficienti dinamici Φ che incrementano le tensioni e le deformazioni indotte da tutti i modelli di carico si assumono pari a Φ_2 o Φ_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_ϕ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab.1.4.2.3.

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_ϕ
TRAVI PRINCIPALI		
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 ≤ 5.0 m e luce libera ≤ 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

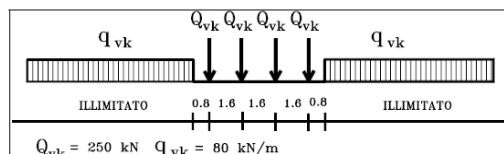


Fig. 1.4.1.2-1 - Treno di carico LM 71

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

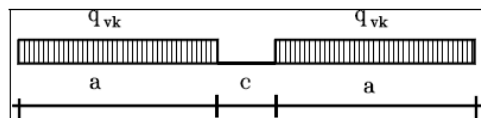


Fig. 1.4.1.2-2 - Treno di carico SW

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

α = Coefficiente di adattamento

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " α "	
	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 " α " 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 " α ", 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 α , 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

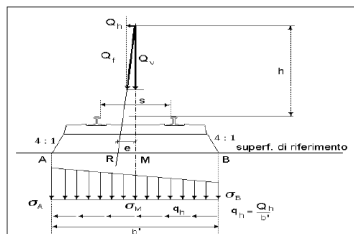


Fig. 1.4.1.3-3 - Distribuzione trasversale in rettifilo delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

$$b' = B_T$$

Intervista Binari	$i_B = 400$ cm
Lunghezza Traversina	$L_t = 220$ cm
Altezza Rotaia + Traversina	$h_r = 40$ cm
Ricoprimento Struttura (Ballast sotto traversina)	$h_a = 90$ cm
Spessore cappa di protezione	$h_c = 10$ cm
Spessore Impalcato	$h_s = 25$ cm

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

$$B_T = 3.00 \text{ m}$$

Distribuzione Longitudinale in rettifilo

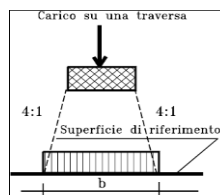


Fig. 1.4.1.3-2 - Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast.

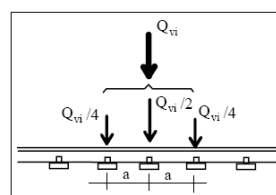


Fig. 1.4.1.3-1 - Distribuzione longitudinale dei carichi assiali

Larghezza Traversina	$b = 30$ cm
Interasse Traversina	$a = 50$ cm
Ricoprimento Struttura (Ballast sotto traver.)	$h_a = 90$ cm
Spessore cappa di protezione	$h_c = 10$ cm
Spessore Impalcato	$h_s = 25$ cm

Distribuzione Longitudinale da Asse Forza sino al piano medio soletta impalcato

$$B_L = 2.10 \text{ m}$$

Carichi equivalenti da Sola Diffusione Trasversale

Diffusione rispetto all'asse Binario = 150 cm

Distribuzione Treno LM71

Carico concentrato per Asse Q _{vk}	250 kN
Carico distribuito illimitato q _{vk}	80 kN/m
Carico Q _{vkT} con Distribuzione Trasversale	$Q_{vkT} = 83.33$ kN/m
Carico q _{vkT} con Distribuzione Trasversale	$q_{vkT} = 26.67$ kN/mq

Carichi equivalenti da Diffusione Longit. + Trasv. (solo Q_{vk})

Diffusione rispetto ad asse carico = 138 cm

Distribuzione Treno LM71

Carico concentrato per Asse	250 kN
Lunghezza complessiva di diffusione carico concentrato 4 assi (Max luce Sottopasso)	2.75 m
Numero di assi che impegnano l'impalcato	1.72 n°
Porzione di carico Q _{vk} gravante sull'impalcato	430 kN
Carico Q _{vkL} (Distr. Long.le + Trasv.le)	$Q_{vkL} = 52.08$ kN/mq

RIEPILOGO RIPARTIZIONE CARICHI STRUTTURA

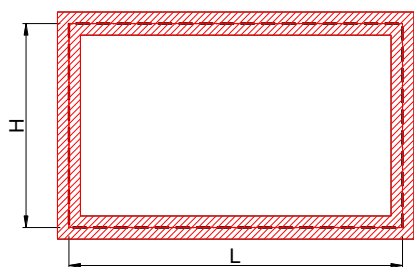
Carichi Impalcato

Treno LM71	
Carico LM71 con Distribuzione Trasv. e Long.	$Q_{vkTL} = 52.08$ kN/mq
Carico LM71 con Distribuzione Trasv.	$q_{vkT} = 26.67$ kN/mq
Treno SW0	
Carico SW0T con Distribuzione Trasv. ale	$SW_0 = 133$ kN/m
	$SW_{0T} = 44.33$ kN/mq
Treno SW2	
Carico SW2T con Distribuzione Trasv. ale	$SW_2 = 150$ kN/m
	$SW_{2T} = 50.00$ kN/mq

Carichi Rilevato a Tergo Spalla

Diffusione Trasversale Carico a Tergo Spalla	3.00 m
Solo per Treno LM71: Ripartizione long. su tre traversine (Fig. 1.4.1.3-1) con diffusione max 1,60m	1.60 m
Treno LM71	52.08 kN/mq
Treno SW0	44.33 kN/mq
Treno SW2	50.00 kN/mq

COEFFICIENTI DINAMICI Φ ($\Phi 2 - \Phi 3$) ϕ = Coefficiente dinamico (Punto 1.4.2.5 Istruzione RFI)



I coefficienti dinamici Φ 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 Φ 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:

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

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_ϕ
TRAVI PRINCIPALI		
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.

L_ϕ 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= 3.50 m
L= 2.75 m

punto 5.4.8 (scatolari grandi)

n= 3 k= 1.3
 $L_m = 3.25$ m
 $L_\phi = 4.23$ m

Coefficiente Riduttivo

0.9

Ridotto Standard manutentivo

$\Phi_3 = 1.89$

Coefficiente Dinamico Ridotto

$\Phi_{3 \text{ rid}} = 1.70$

punto 5.4 (scatolari piccoli)

$\Phi_3 = 1.35$

si adotta

$\Phi_{3 \text{ rid}} = 1.33$

CARICO RIPARTITO DA APPLICARE AL MODELLO PIANO (LARGHEZZA UNITARIA 1m) DISPOSTO PARALLELAMENTE AI BINARI

Carichi Variabili Traffico

Diffusione Longitudinale rispetto ad asse carico 105 cm

Treno LM71

Carico concentrato per Asse

250 kN

Carico distribuito illimitato

80 kN/m

Carico Q_{vktL} medio con Distribuzione

$Q_{vktL} = 52.1$ kN/mq

Trasversale e Longitudinale

1.10

1.33

$Q_{vktL} = 76.20$ kN/mq

Carico q_{vkt} con Distribuzione Trasversale

$q_{vkt} = 26.7$ kN/mq

1.10

1.33

$q_{vkt} = 39.01$ kN/mq

Treno SW0

SW0 = 133 kN/m

Carico SW0T con Distribuzione Trasv. ale

SW0T = 44.33 kN/mq

1.10

1.33

SW0T = 64.86 kN/mq

Treno SW2

SW2 = 150 kN/m

Carico SW2T con Distribuzione Trasv. ale

SW2T = 50.00 kN/mq

1.00

1.33

SW2T = 66.50 kN/mq

il Treno di carico più gravoso risulta essere : **LM71 = 76.20 kN/mq**

7.3.1. Azione di avviamento e frenatura ferroviario

AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA					
L'azione di avviamento e frenatura agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale					
Si Considera una Lunghezza Binario pari alla Larghezza trasversale del sottopasso misurata in asse piedritti			=	2.75 m	
Larghezza collaborante del sottopasso = lunghezza traversina più diffusione a 45° da asse sottovia sino alla spalla della struttura con limite superiore pari all'interbinario			Lunghezza traversina =	2.20 m	
			Intervio Binario =	4.00 m	
Larghezza Collaborante impalcato (max intervio Binario) =				4.00 m	
Altezza Rotaia + Traversina	$h_r =$	40 cm			
Ricoprimento Struttura (Ballast sotto traversina)	$h_a =$	90 cm			
Spessore cappa di protezione	$h_c =$	10 cm			
Spessore Impalcato	$h_s =$	25 cm			
Distanza piano di rotolamento linea media soletta impalcato	$h_s =$	152.5 cm			
Forza Orizzontale parallela ai binari			Azioni di Frenatura ed avviamento distribuite su larghezza collaborante impalcato		
Avviamento Treno LM71 ; SW/0; SW/2	$Q_{ia,k} =$	90.75 kN	$Q_{ia,k} =$	22.69	kN/m
Frenatura Treno LM71 ; SW/0	$Q_{ib,k} =$	55 kN	$Q_{ib,k} =$	13.75	kN/m
Frenatura Treno SW/2	$Q_{ib,k} =$	96.25 kN	$Q_{ib,k} =$	24.06	kN/m
			Condizione di carico più Gravosa :		
			Frenatura Treno SW/2 =	24.06	kN/m
Momento a quota mezzera impalcato					
Avviamento Treno LM71 ; SW/0; SW/2	$MQ_{ia,k} =$	138.394 kNm	$MQ_{ia,k} =$	34.598438	kNm/m
Frenatura Treno LM71 ; SW/0	$MQ_{ib,k} =$	83.875 kNm	$MQ_{ib,k} =$	20.97	kNm/m
Frenatura Treno SW/2	$MQ_{ib,k} =$	146.781 kNm	$MQ_{ib,k} =$	36.70	kNm/m
Forza orizzontale massima per metro impalcato (lungo asse binario)				8.75 kN/mxm	
Momento massimo per metro impalcato (lungo asse binario)				13.34 kNm/mxm	

7.4. Sovraccarico variabile stradale

7.4.1. 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.

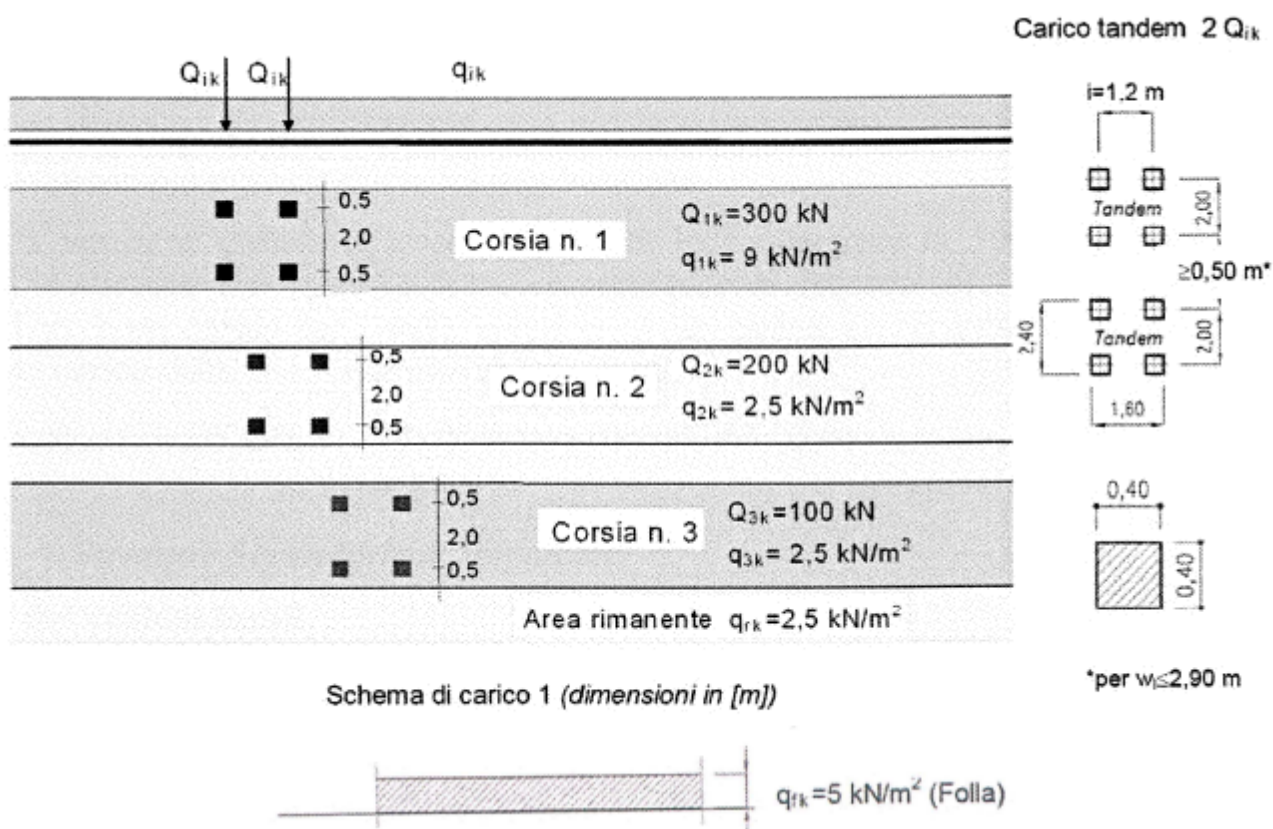


Figura 7-1. Schema di carico 1e schema di carico 5

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 ²]
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 o

Si precisa che secondo il Testo Unico del 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

Lo studio dello scatolare è sviluppato per profondità unitaria, pertanto le azioni trasmesse dai carichi mobili attraverso l'impalcato sono applicate come carichi distribuiti, sulla larghezza di corsia convenzionale $b_w=3.00\text{m}$, facendo riferimento alla Colonna 1.

La ridistribuzione nello spessore del pacchetto stradale avviene con angolo a 35° attraverso il pacchetto stradale e poi a 45° sino in asse soletta.

$$b_{Long}=i_{Qk}+2xh\tg35^{\circ}+hs=1.20+2\times0.80\tg35^{\circ}+0.25=2.57 \text{ m}$$

$h=0.80\text{m}$ pacchetto stradale

$i_{Qk}=1.20\text{m}$ interasse carichi Q_k longitudinale

$hs=0.25\text{m}$ spessore soletta

$$b_{Trasv}=i_{Qk}+2xh\tg35^{\circ}+hs=2.00+2\times0.80\tg35^{\circ}+0.25=2.37 \text{ m} \Rightarrow \text{si adotta } bw=3.00\text{m}$$

Pensando alla 1° colonna di carico si ha:

Assi $Q_{ik}=300 \text{ kN}$ $Q_{1k_{eq}}=300/(2.57\times3.00)=38.91 \text{ kN/mq}$ azioni concentrate

uniforme $q_{ik}=9.00 \text{ kN/mq}$

Azione equivalente sovraccarico stradale $Q_{keq}=49.91 \text{ kN/mq}$

7.5. Calcolo del carico sulla calotta

Pressione Geostatica

La pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (spessore dello strato di terreno superiore). La pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 35.00° .

7.6. Spinta sui piedritti

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

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

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfilanco.

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

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

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.

7.7. Analisi numeriche e verifiche

Il sottopasso ciclopedonale è un manufatto prefabbricato la cui prestazione è stabilita a livello di progettazione, la fornitura e la tecnologia di prefabbricazione è propria del produttore che ne certifica la conformità ai requisiti di progetto. Il progetto esecutivo di dettaglio è pertanto lasciato a carico del fabbricante, in allegato si riporta il dimensionamento di opera similare per mostrarne la fattibilità tecnica, fermo restando che in fase di progettazione esecutiva siano nuovamente individuate le caratteristiche prestazionali richieste e le modalità di posa in sede di progettazione.

8. DIMENSIONAMENTO DELLE PARATIE

Si propone di seguito il dimensionamento delle paratie in ragione della tipologia ed altezza.

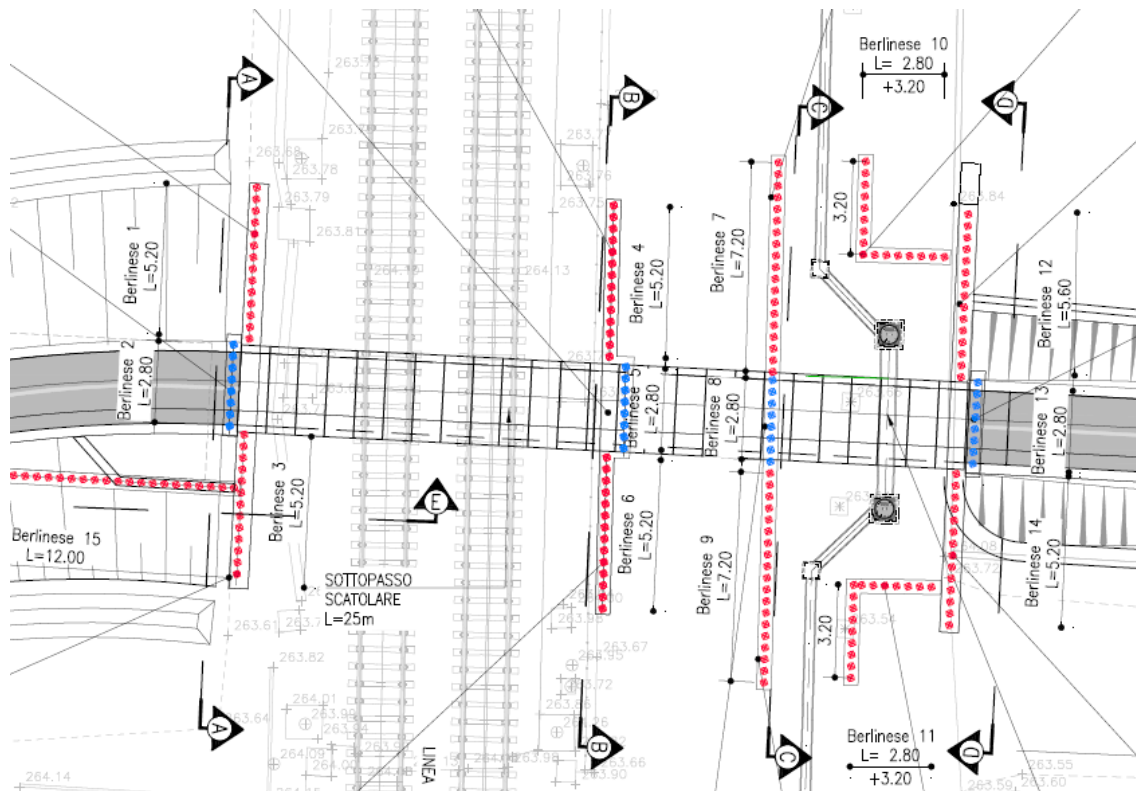


Figura 2 – Planimetria Paratie

8.1. Paratie definitive: berlinese n.1, 3, 12, 14

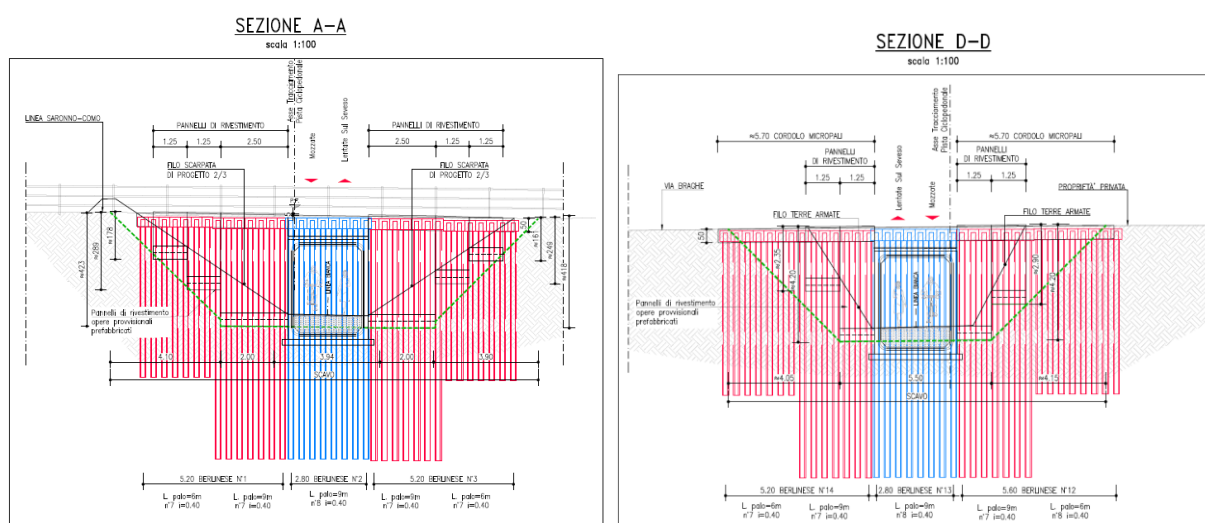


Figura 3 – Prospetti paratie Definitive

Le stesse sono caratterizzate secondo i macro gruppi in ragione della massima altezza di scavo e sovraccarico a tergo:

- Paratia Definitiva Hscavo=3.90m (L=9) Sovraccarico: Stradale e Ferroviario (PD_H390)
- Paratia Definitiva Hscavo=2.90m (L=6) Sovraccarico: Stradale e Ferroviario (PD_H290)

Nel seguito si riporterà il calcolo per la situazione rappresentativa, le stesse prevedono sovraccarico sia stradale sia ferroviario, si utilizzerà la situazione peggiore con traffico ferroviario.

8.2. Paratie provvisionali: berlinesi 2, 4, 5, 6, 13 e 15

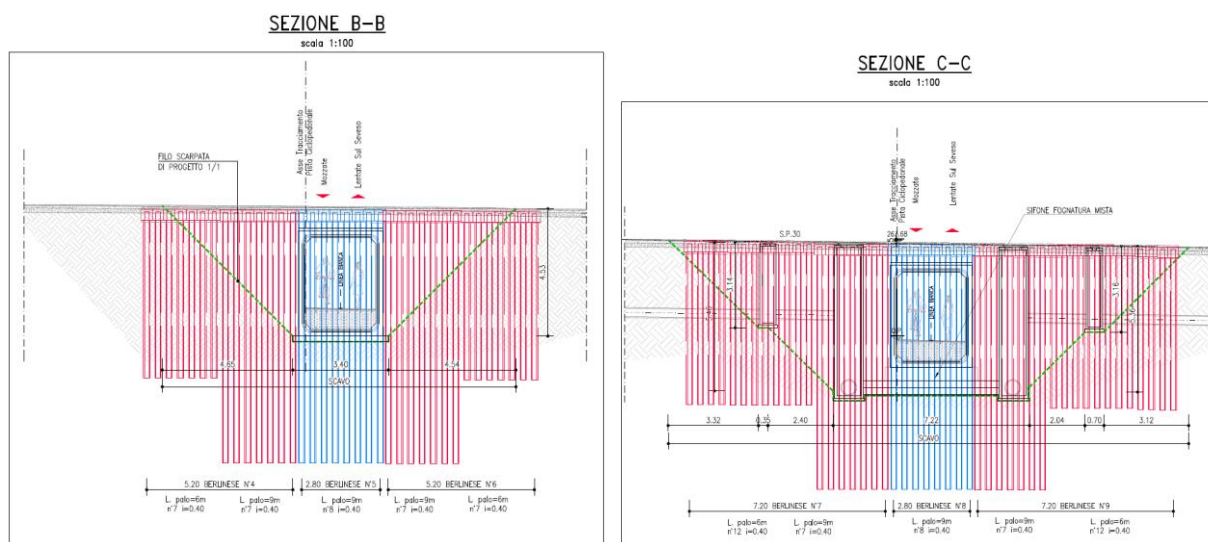


Figura 4 – Prospetti paratie Provvisionali

Le stesse sono caratterizzate secondo i macro gruppi in ragione della massima altezza di scavo e sovraccarico a tergo:

- Paratia Provvisoria Hscavo=4.40m (L=9) Sovraccarico: Stradale (PP_H440)
- Paratia Provvisoria Hscavo=3.00m (L=6) Sovraccarico: Stradale (PP_H300)

8.3. Analisi dei carichi

8.3.1. 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 (δ) 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:

φ = angolo d'attrito del terreno

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

δ = angolo d'attrito terreno-parete

β = inclinazione del terreno a monte rispetto all'orizzontale

8.3.2. Sovraccarichi a tergo della paratia

In configurazione definitiva i sovraccarichi variabili sono:

$q_k=20$ kN/mq rappresentativo del sovraccarico stradale

$q_k=40$ kN/mq rappresentativo del sovraccarico ferroviario

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

8.4. Calcolo paratia

8.4.1. Fasi esecutive e Step di calcolo

Vengono le seguenti fasi esecutive:

Step.1 Inizializzazione degli sforzi e realizzazione paratia;

Step.2 Scavo sino alla quota fondo scavo (max altezza di scavo);

Step.3 Applicazione Sovraccarico q_k

Step.4 Rinterro con sistemazione finale (solo paratie definitive)

Step.5 Fase sismica (solo paratie definitive);

8.4.2. Caratteristiche della paratia

Di seguito si riportano le principali caratteristiche delle analisi delle paratie sviluppate nei calcoli.

Sigla	Hscavo [m] Max/Finale	Lpali [m]	interasse [m]	Perforazione e Camicia	Sovraccarico
PD H390	3.90/3.40	9.0	0.40	D220 d139.7/8	Qk40 e Qk20
PD H290	2.90/2.10	6.0	0.40	D220 d139.7/8	Qk40 e Qk20
PP H400	4.40	9.0	0.40	D220 d139.7/8	Qk20
PD H300	3.00	6.0	0.40	D220 d139.7/8	Qk20

Stratigrafia	Angolo attrito	Peso terreno	Coesione
Da 0.00	$\Phi' = 25^\circ$	$\gamma_t = 18 \text{ kN/mc}$	$C = 20 \text{ kPa}$
Da -2.50m	$\Phi' = 30^\circ$	$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$	-
Da -8.50m	$\Phi' = 40^\circ$	$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$	-

8.5. Analisi numeriche paratia PD H390

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

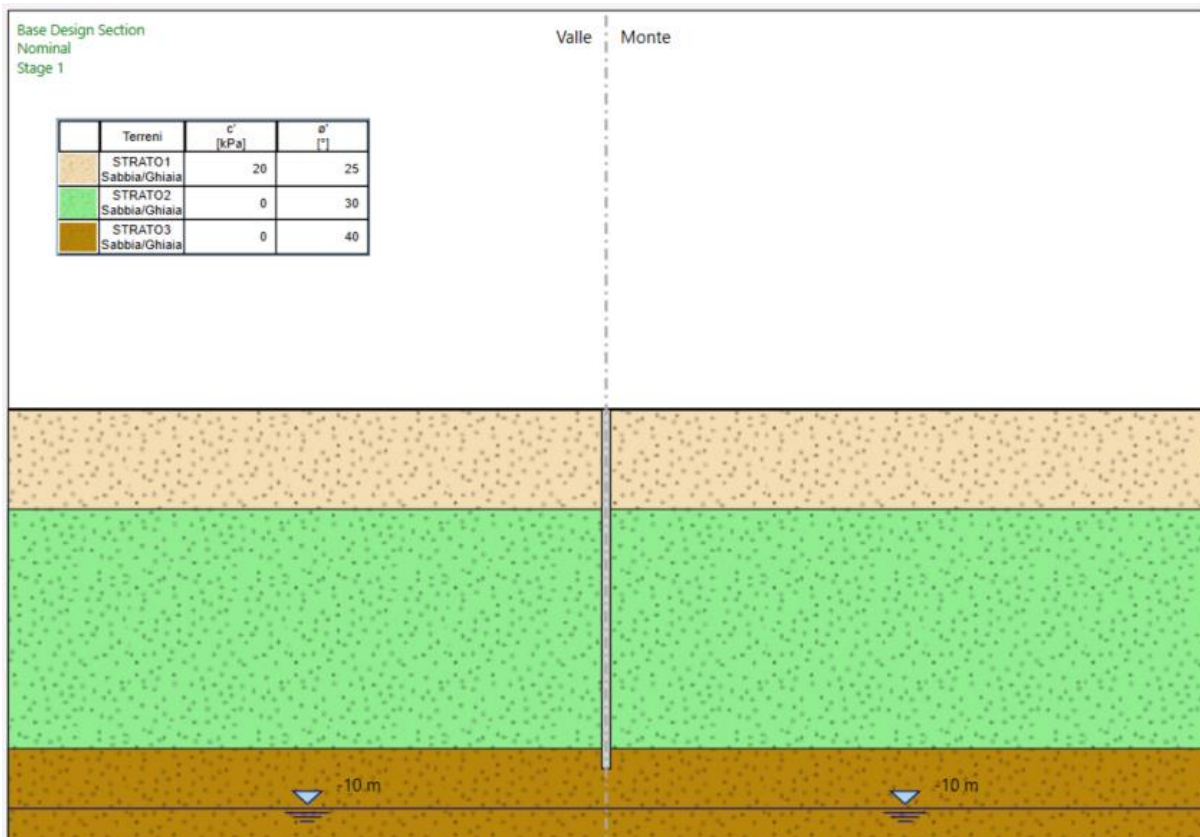


Figura 8-5. Step.1 Inizializzazione degli sforzi e realizzazione paratia

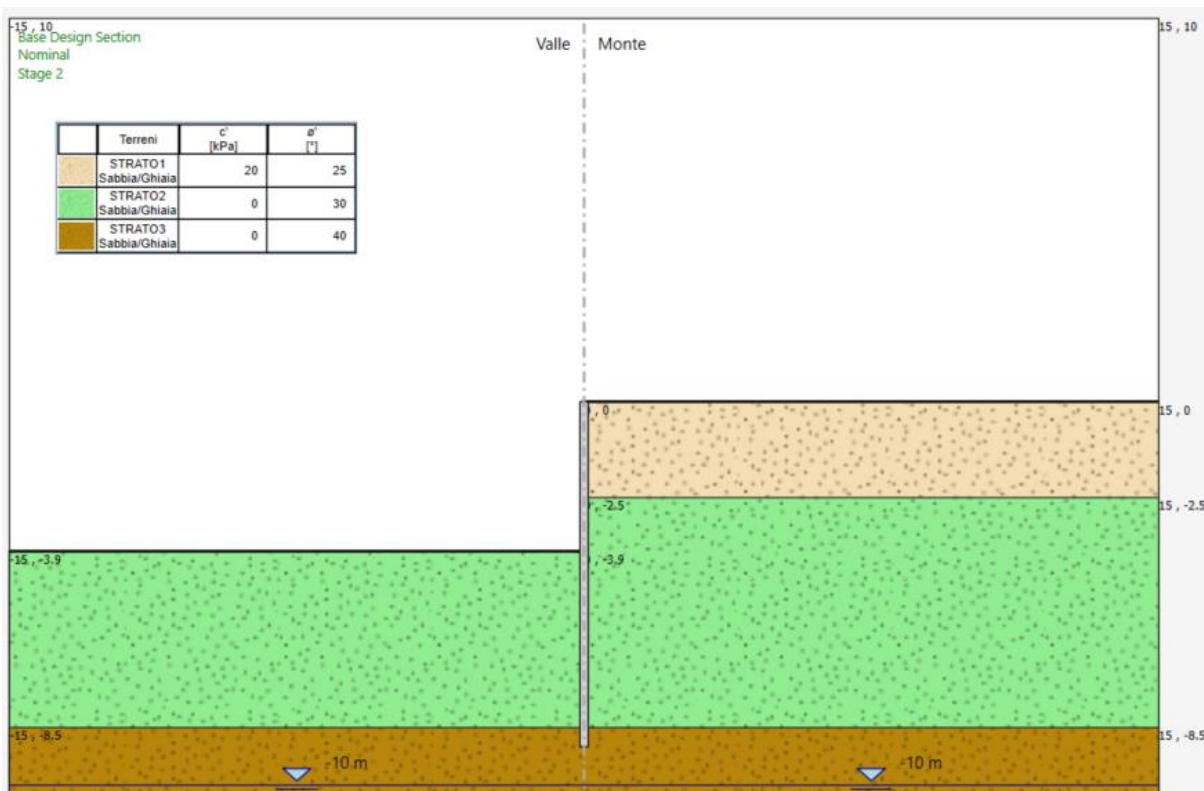


Figura 8-6. Step.2 Scavo sino alla massima profondità

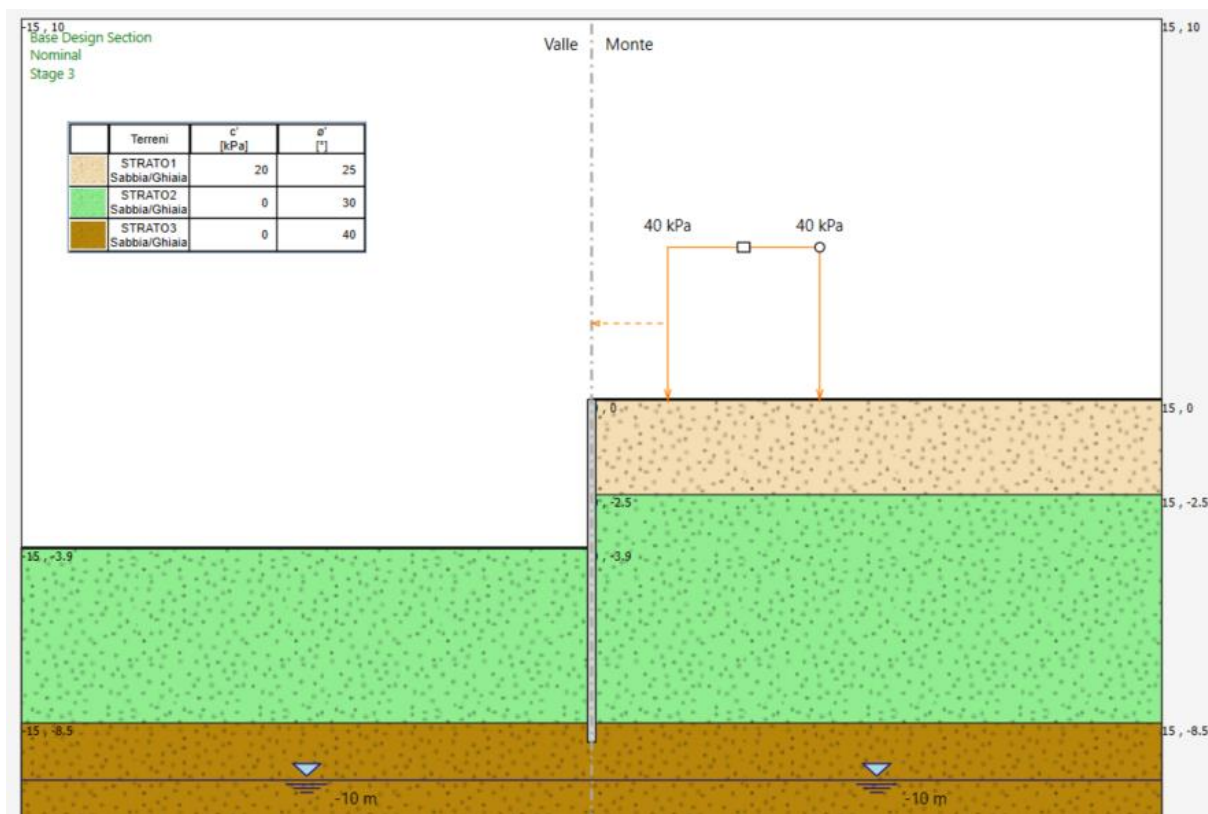


Figura 8-7. Step.3 Sovraccarico

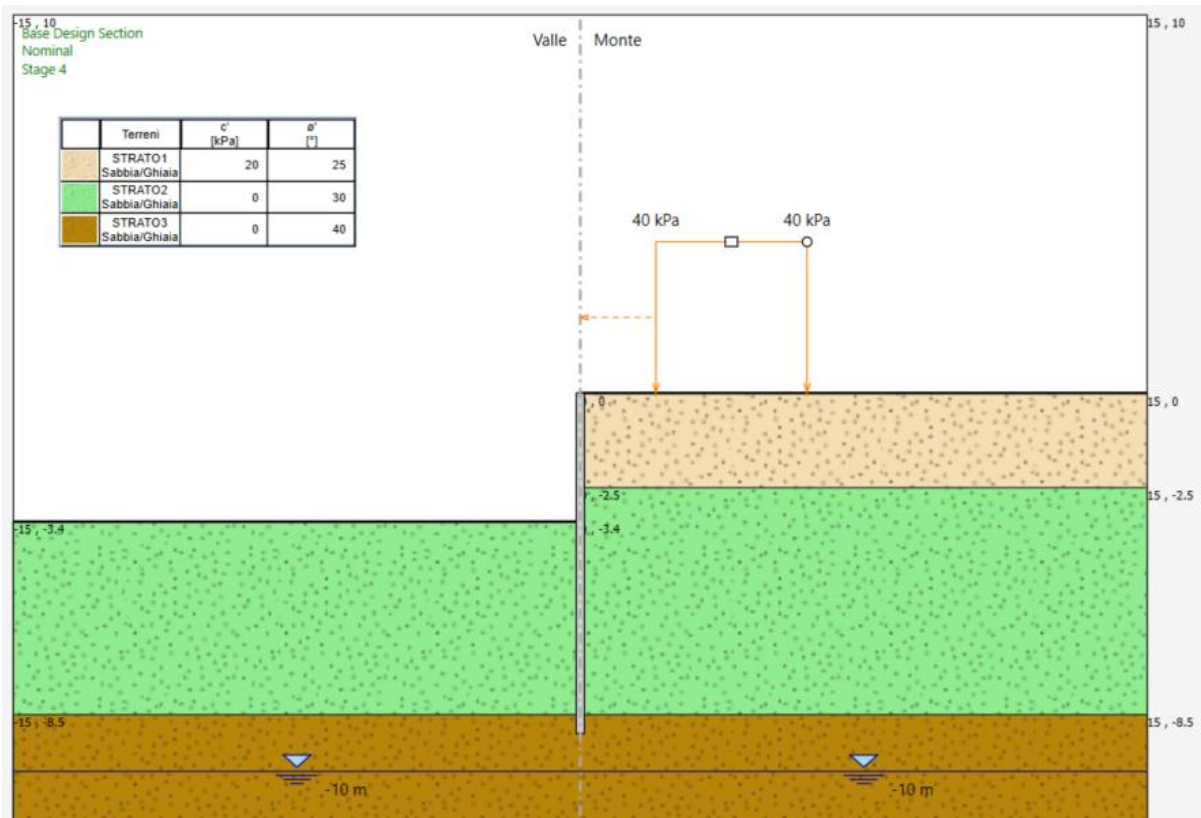


Figura 8-8. Step.4 Rinterro sistemazione finale in esercizio

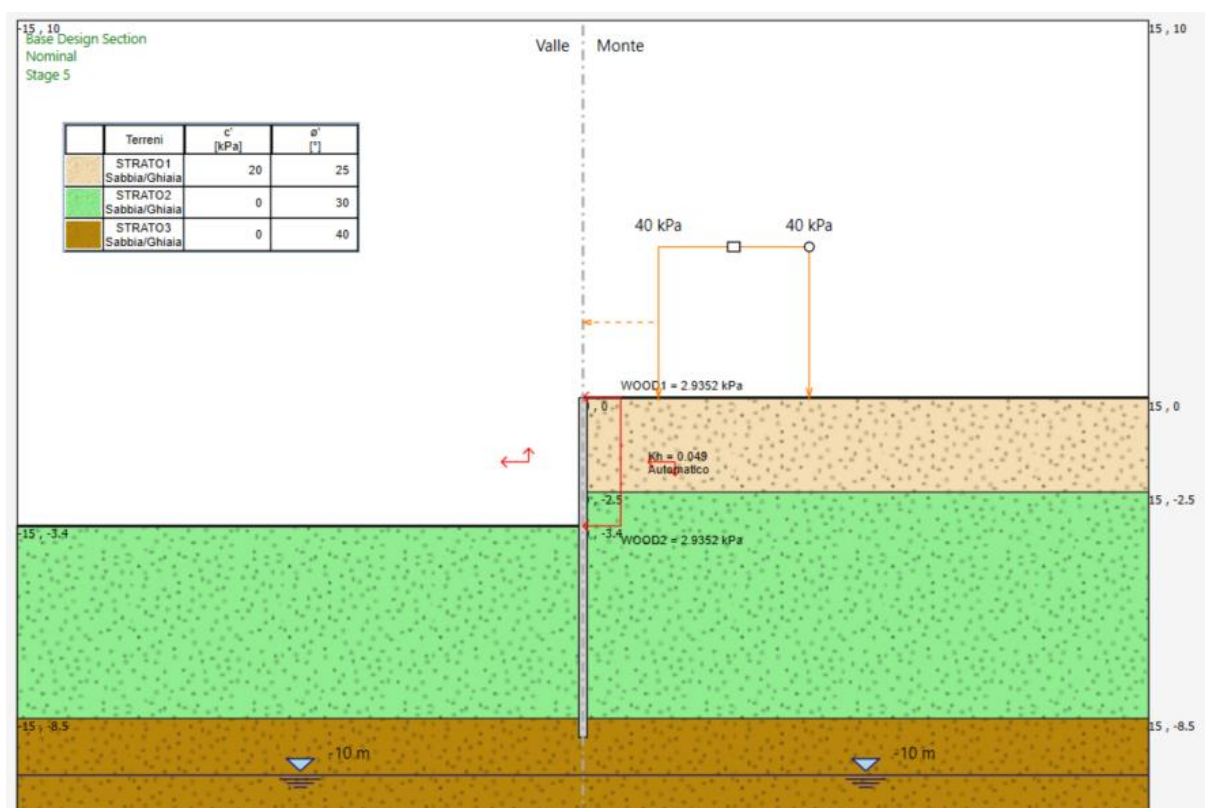


Figura 8-9. Step.5 Fase sismica

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.

8.5.1. Verifica deformata paratia

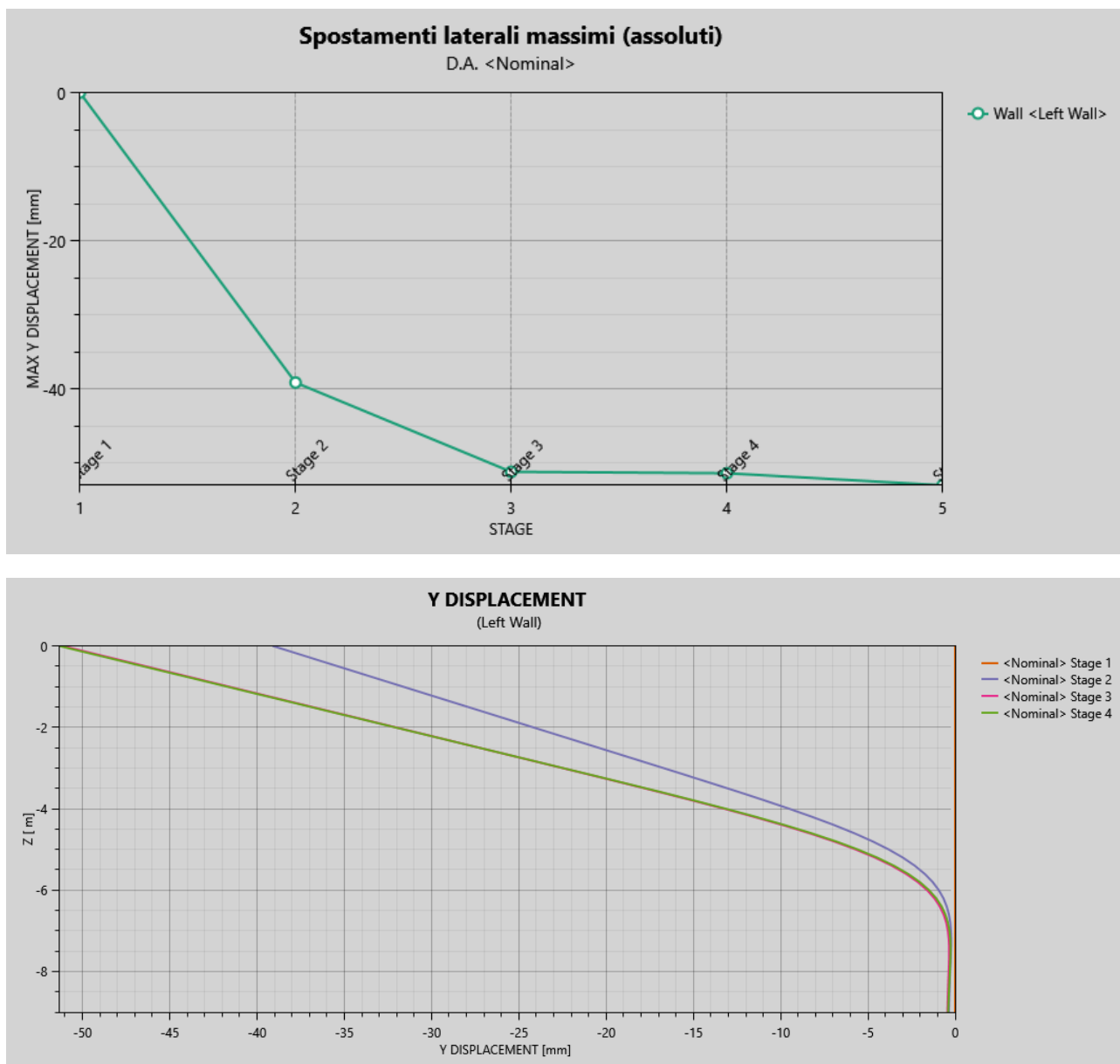


Figura 8-10. Deformata paratia (cmb. nominale)

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 51mm. Il valore è importante ma sovrastimato, non avendo considerato la collaborazione dei tratti di paratia adiacenti interconnesse con il cordolo di testa.

Inoltre lo spostamento è sostanzialmente invariato con la presenza del sovraccarico, passando dai 39mm in step 2 di massimo scavo ai 51mm con l'inserimento del sovraccarico. L'effetto del sovraccarico è pari a circa 12mm pertanto in esercizio è sostanzialmente influente considerando le approssimazioni a favore della sicurezza delle ipotesi di calcolo.

8.5.2. Verifica equilibrio paratia

La lunghezza di infissione delle paratie rispetta i criteri di cui al cap. 6.3.2 come si evince dalle figure seguenti:

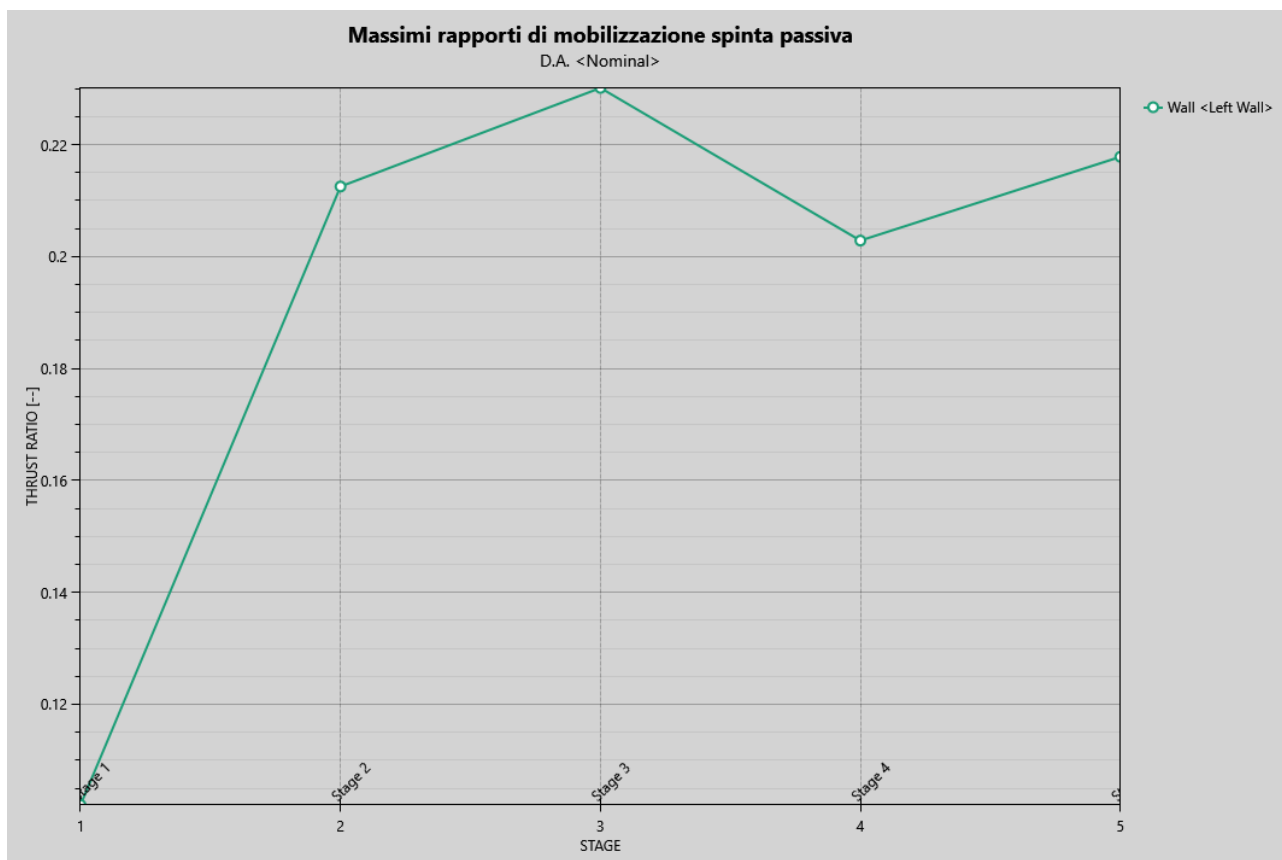


Figura 8-11. Massima spinta mobilitata (cmb. nominale)

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

SLE+M1 (Stage 3): % Spinta Passiva Mobilitata $0.23 \leq 0.5 \rightarrow$ verificato

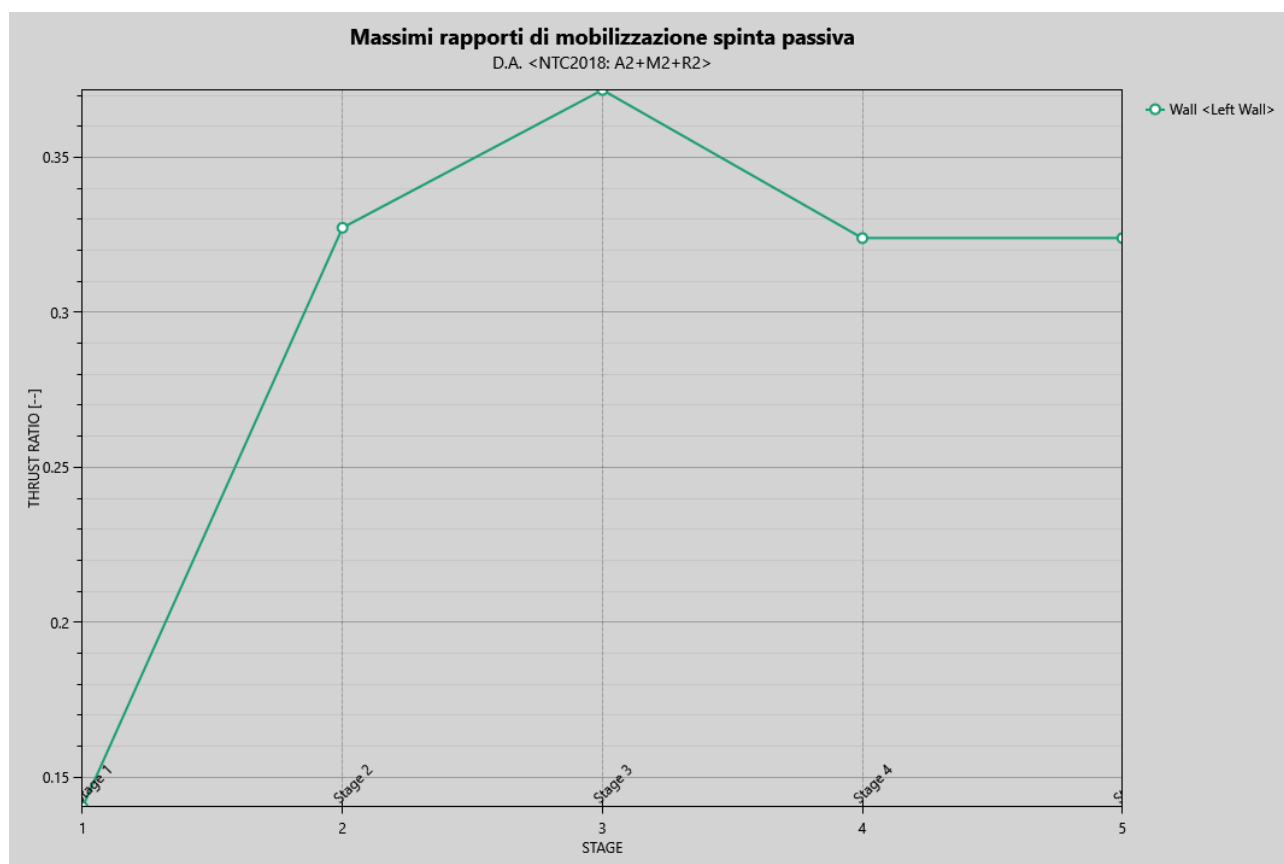


Figura 8-12. Massima spinta mobilitata (cmb. SLU-GEO)

A2+M2 (stage 3): %Spinta Passiva Mobilitata = $0.37 \leq 1 \rightarrow$ verificato

8.5.3. Verifica resistenza dei micropali

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

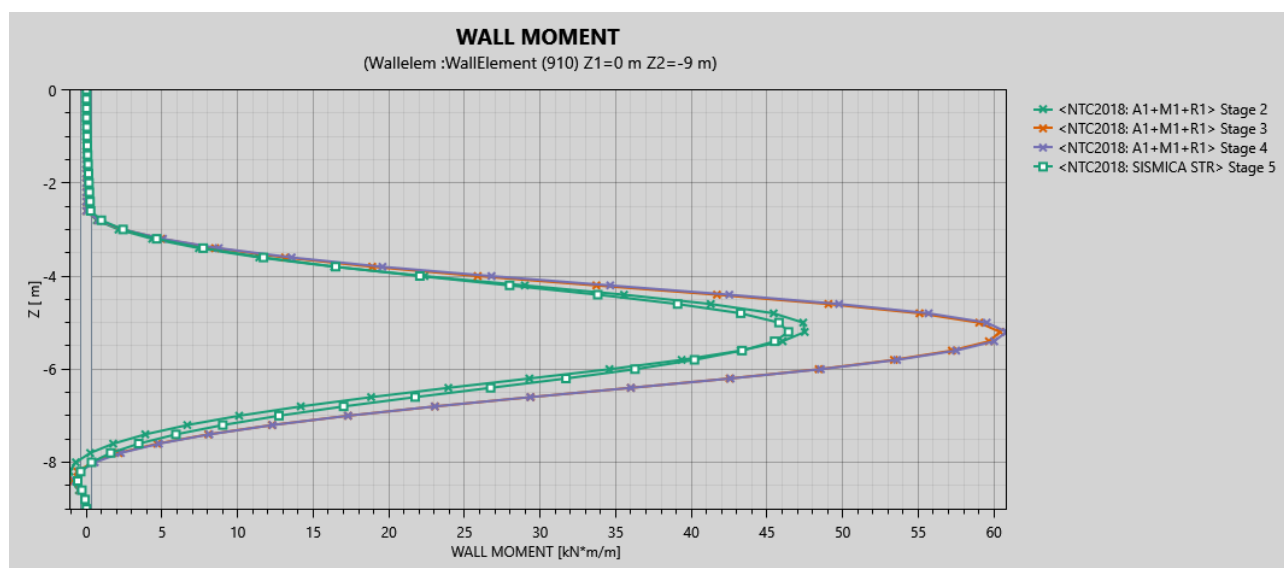


Figura 8-13. Azioni flettenti nella paratia (cmb. SLU-A1+M1 e SIS)

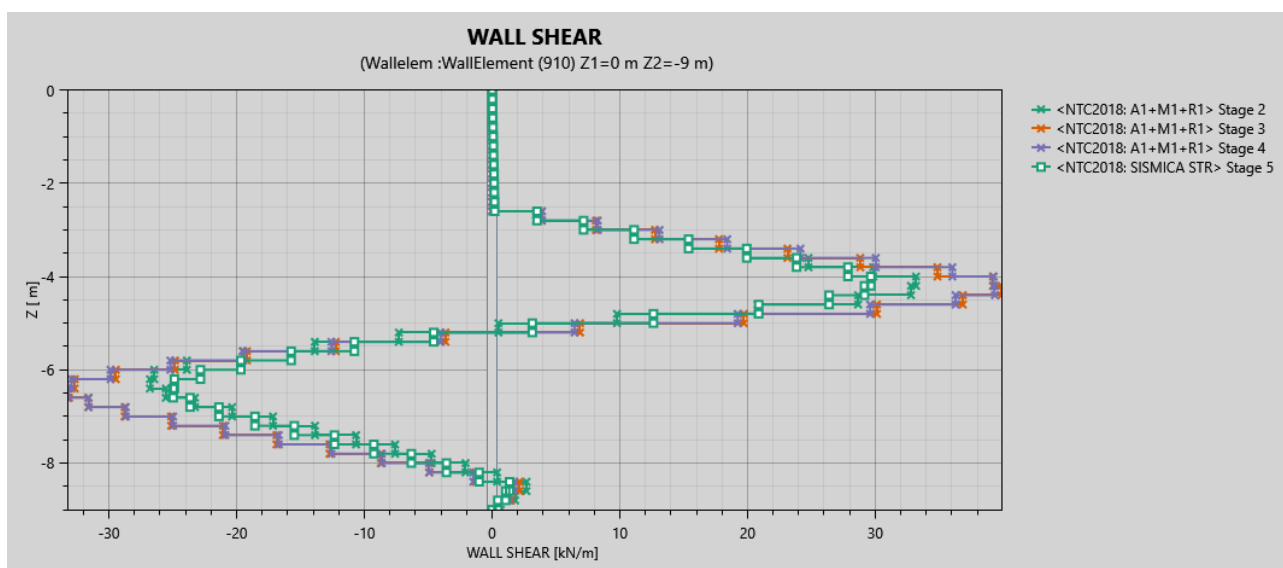


Figura 8-14. Azioni flettenti nella paratia (cmb. SLU-A1+M1 e SIS)

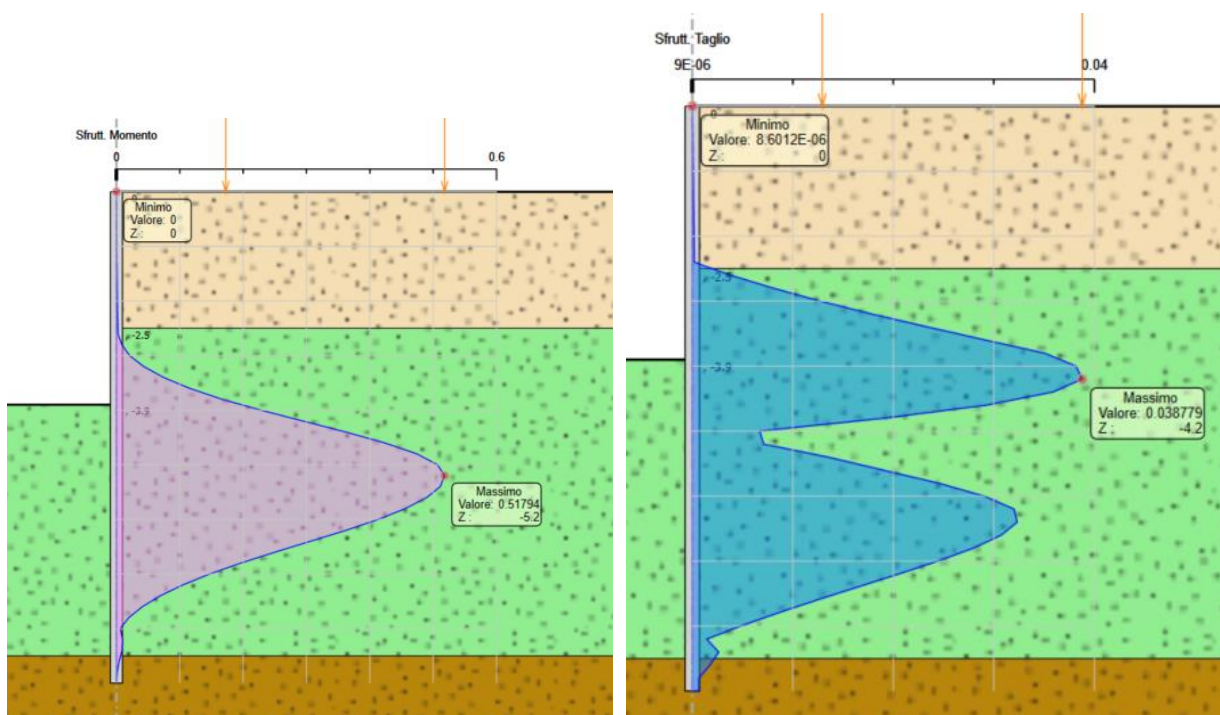
Sono mostrate tutte le combinazioni STR (A1+M1) e SISMICHE utili al dimensionamento della paratia.

Le massime sollecitazioni risultano

$M_{Ed} = 60 \text{ kNm/m}$

$V_{Ed} = 40 \text{ kN/m}$

Le verifiche sviluppate direttamente dal SW Paratie sono di seguito riportate:



Si riporta anche la verifica di resistenza sviluppata manualmente attraverso foglio di calcolo:

DATI MATERIALE		
Modulo elastico:	E_s [MPa] =	210000
Tensione ultima caratteristica:	f_u [MPa] =	510
Tensione di snervamento caratteristica:	f_y [MPa] =	355
Coefficiente di adattamento plastico:	ψ =	1.05
Coefficiente di sicurezza sezioni trasversali (classe 1-2-3):	γ_{M0} =	1.05
Coefficiente di sicurezza sezioni trasversali (classe 4):	γ_{M1} =	1.1
Coefficiente di sicurezza all'instabilità:	γ_{M1} =	1.1
DATI GEOMETRICI TUBOLARE		
		berlinese
Classe profilo:		1
Diametro esterno:	D [mm] =	139.7
Spessore:	s_p [mm] =	8
Diametro interno:	d [mm] =	123.7
Area:	A [mm ²] =	3310.0
Peso proprio:	p.p. [kg/m] =	26.0
Area resistente a taglio:	$A_v = 2A/\pi$ [mm ²] =	2107.2
momento statico	S^* [mm ³] =	69464.9
Equivalente area di taglio	$A^* = I_t/S^*$ [mm ²] =	1659.1
Momento di inerzia flessionale:	I [mm ⁴] =	7202889.1
Momento di inerzia torsionale:	J [mm ⁴] =	14405778.2
Modulo di resistenza elastico:	W_{el} [mm ³] =	103119.4
Modulo di resistenza plastico:	W_{pl} [mm ³] =	138929.8
Raggio giratore d'inerzia:	i [mm] =	46.6
SOLLECITAZIONI		
		berlinese
Momento (valore di design):	M_{Sd} [KNm] =	24.00
Taglio (valore di design):	V_{Sd} [KN] =	16.00
Azione assiale (valore di design):	N_{Sd} [KN] =	0
RESISTENZE DI PROGETTO (resistenza composta pressoflessione+taglio)		
Taglio plastico:	$V_{pl,Rd}$ [KN] =	411.3
	ρ =	0.9
Interazione flessione-taglio:		trascurabile
Momento plastico (flessione+taglio):	$M_{pl,Rd}$ [KNm] =	47.0
Azione assiale plastico:	$N_{pl,Rd}$ [KN] =	1119.1
Momento plastico ridotto (pressoflessione+taglio):	$M_{N,Rd}$ [KNm] =	47.0
VERIFICHE DI RESISTENZA SLU (sollecitazione composta pressoflessione+taglio)		
		berlinese
Verifica resistenza assiale	$N_{Sd} < N_{pl,Rd}$:	0.00%
		soddisfatta
Verifica resistenza a taglio	$V_{Sd} < V_{pl,Rd}$:	3.89%
		soddisfatta
Verifica a flessione + taglio	$M_{Sd} < M_{pl,Rd}$:	51.09%
		soddisfatta
Verifica a pressoflessione + taglio	$M_{Sd} < M_{N,Rd}$:	51.09%
		soddisfatta

8.6. Analisi numeriche paratia PD H290

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

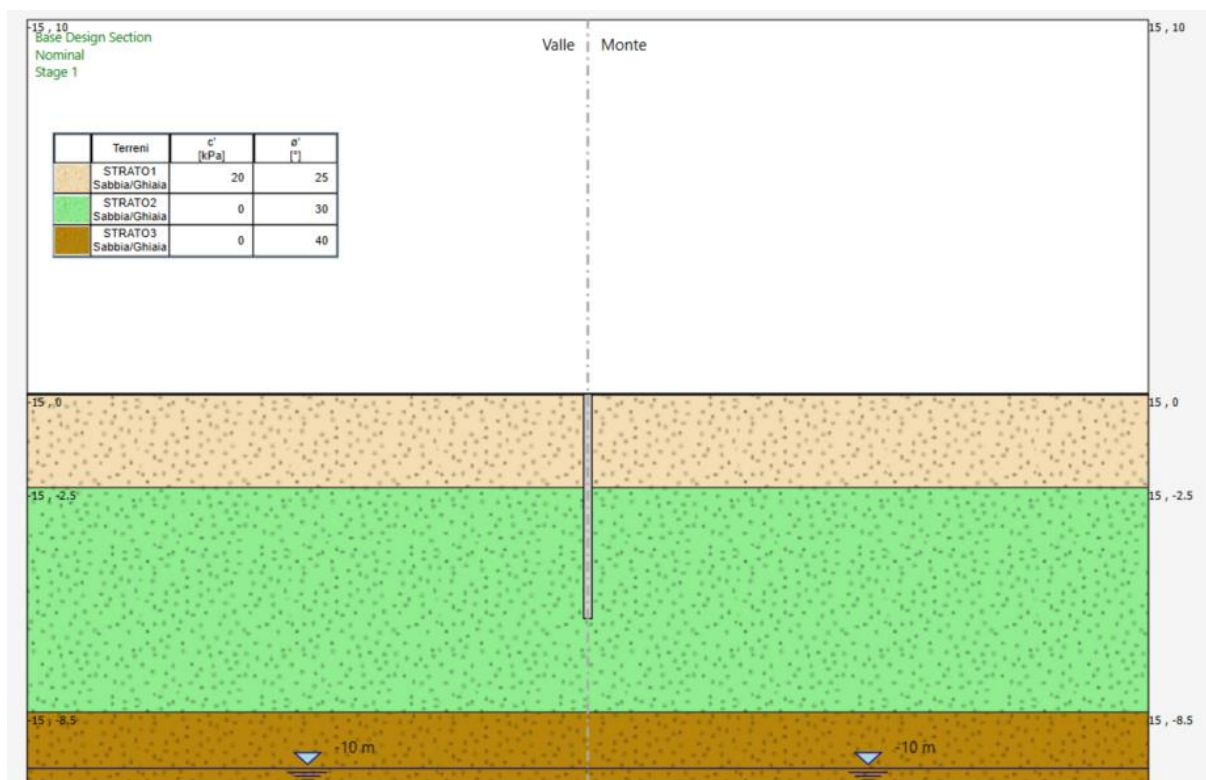


Figura 8-15. Step.1 Inizializzazione degli sforzi e realizzazione paratia

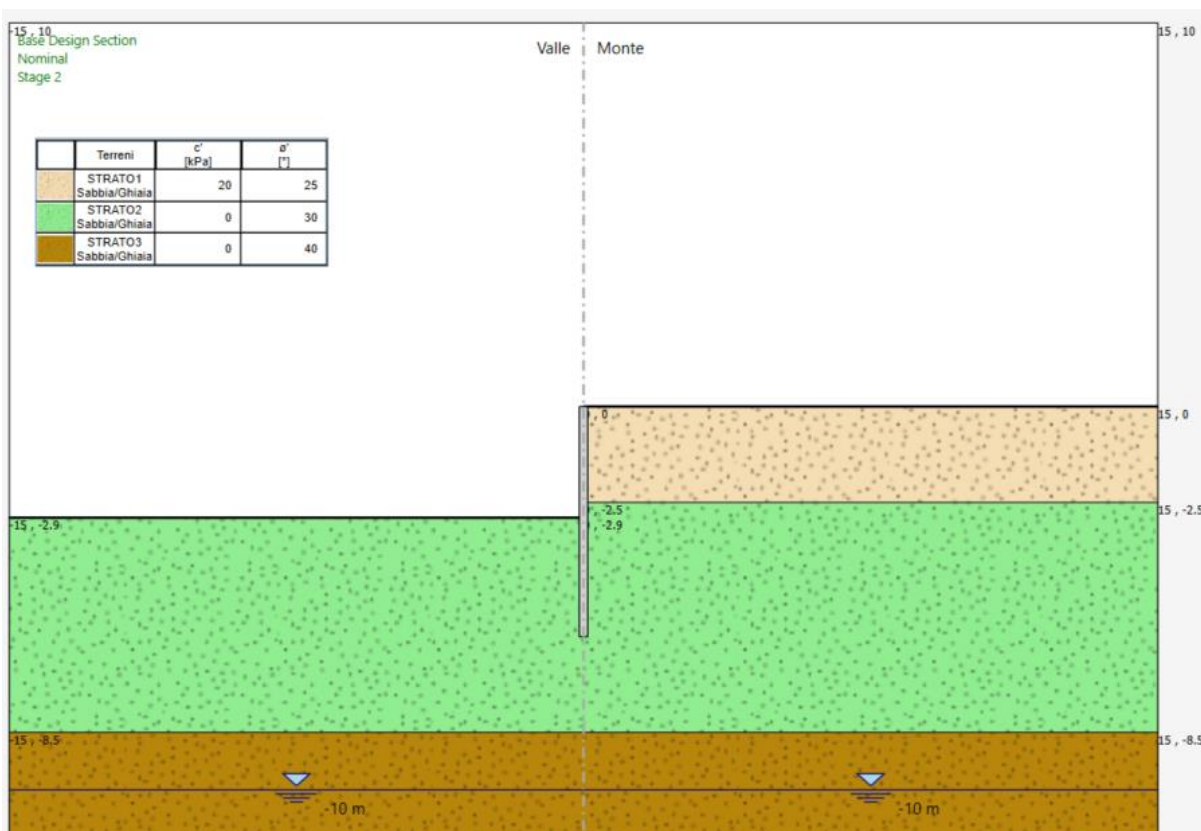


Figura 8-16. Step.2 Scavo sino alla massima profondità

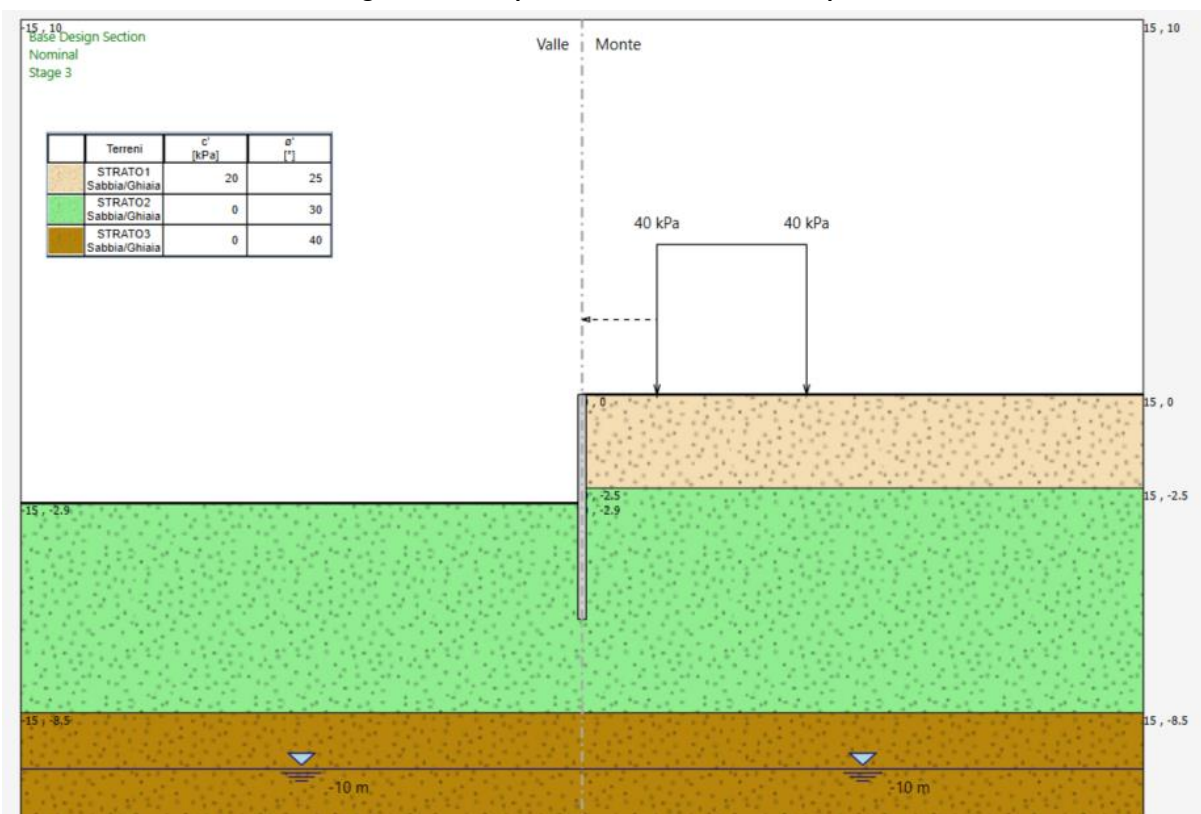
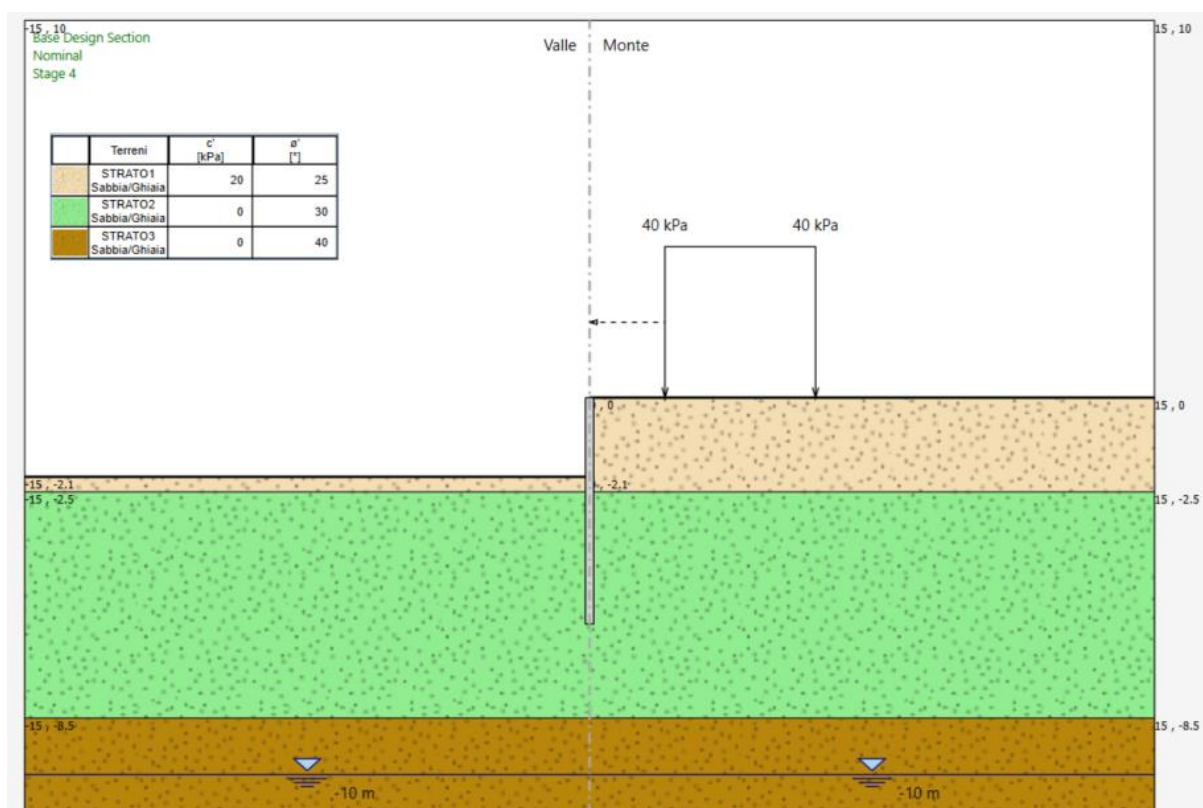


Figura 8-17. Step.3 Sovraccarico



igura 8-18. Step.4 Rinterro sistemazione finale in esercizio

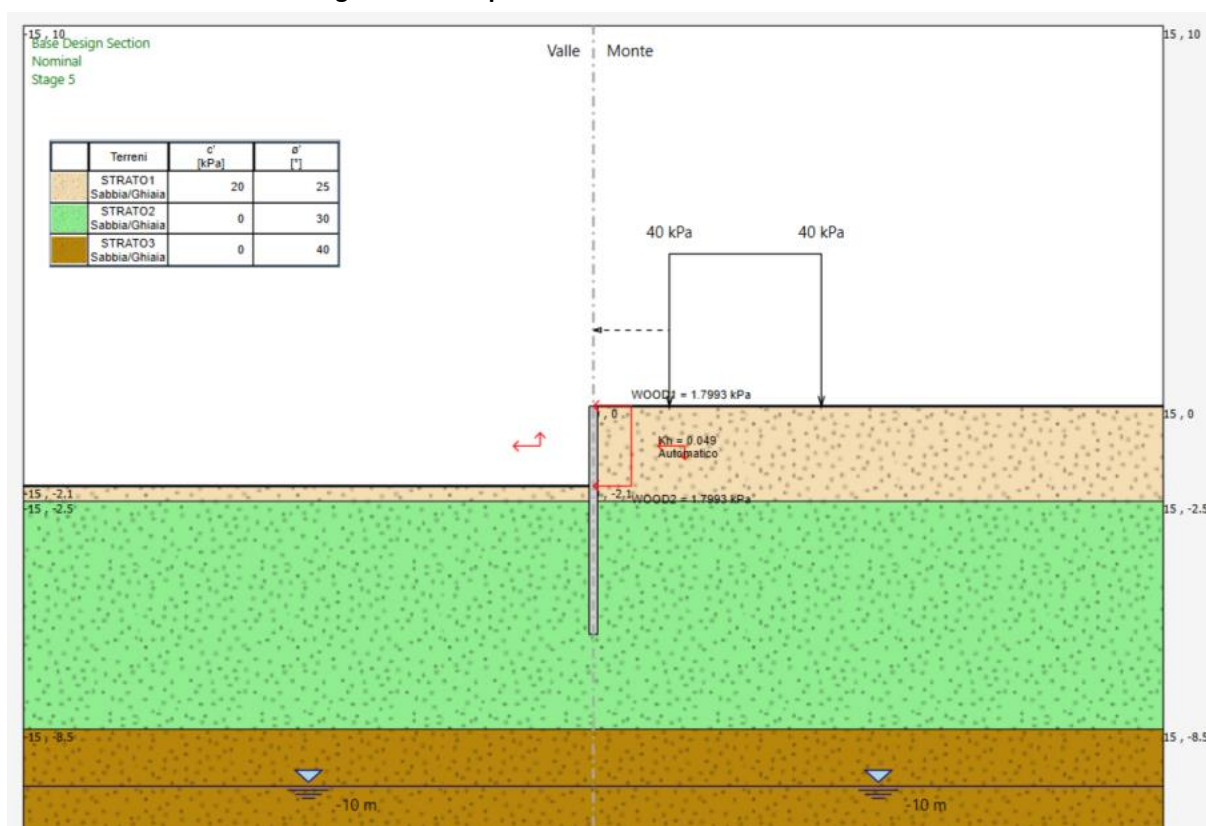


Figura 8-19. Step.5 Fase sismica

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.

8.6.1. Verifica deformata paratia

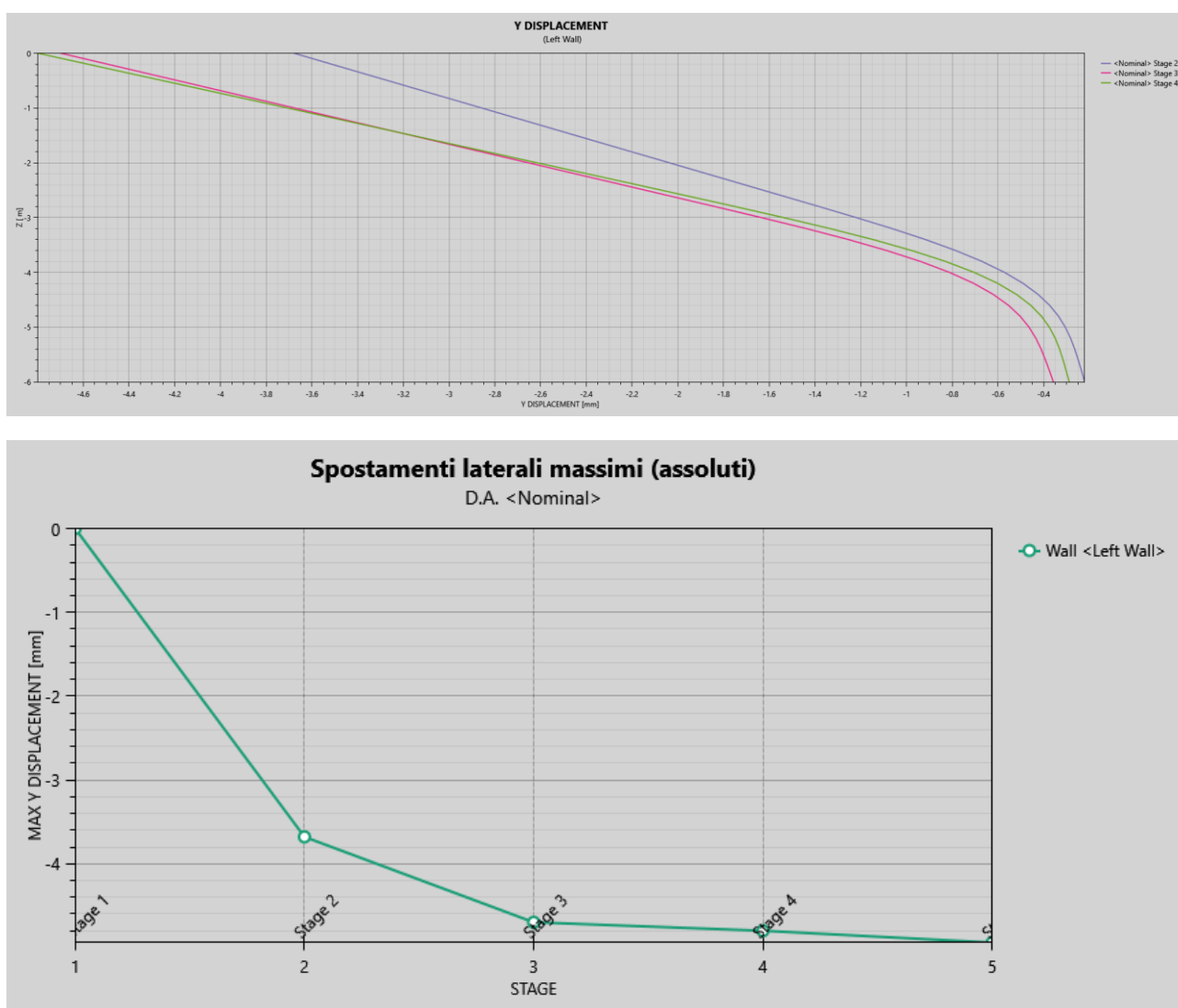


Figura 8-20. Deformata paratia (cmb. nominale)

Come si evince la deformazione massima della paratia si realizza in occasione del massimo scavo; in termini di valore assoluto l'entità dello spostamento è pari circa a 5mm. Il valore è irrilevante.

8.6.2. Verifica equilibrio paratia

La lunghezza di infissione delle paratie rispetta i criteri di cui al cap. 6.3.2 come si evince dalle figure seguenti:

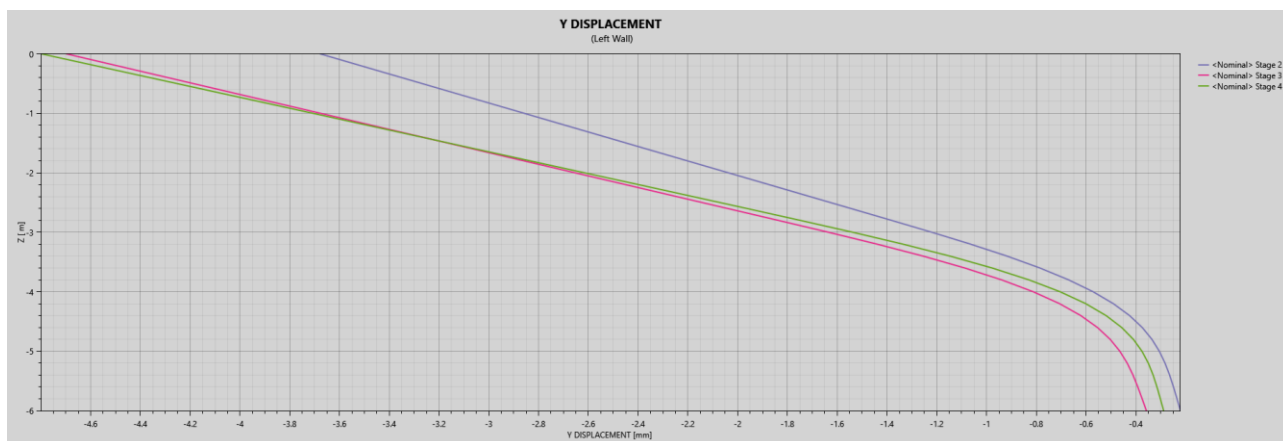


Figura 8-21. Massima spinta mobilitata (cmb. nominale)

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

SLE+M1 (Stage 2): % Spinta Passiva Mobilitata $0.28 \leq 0.5 \rightarrow$ verificato

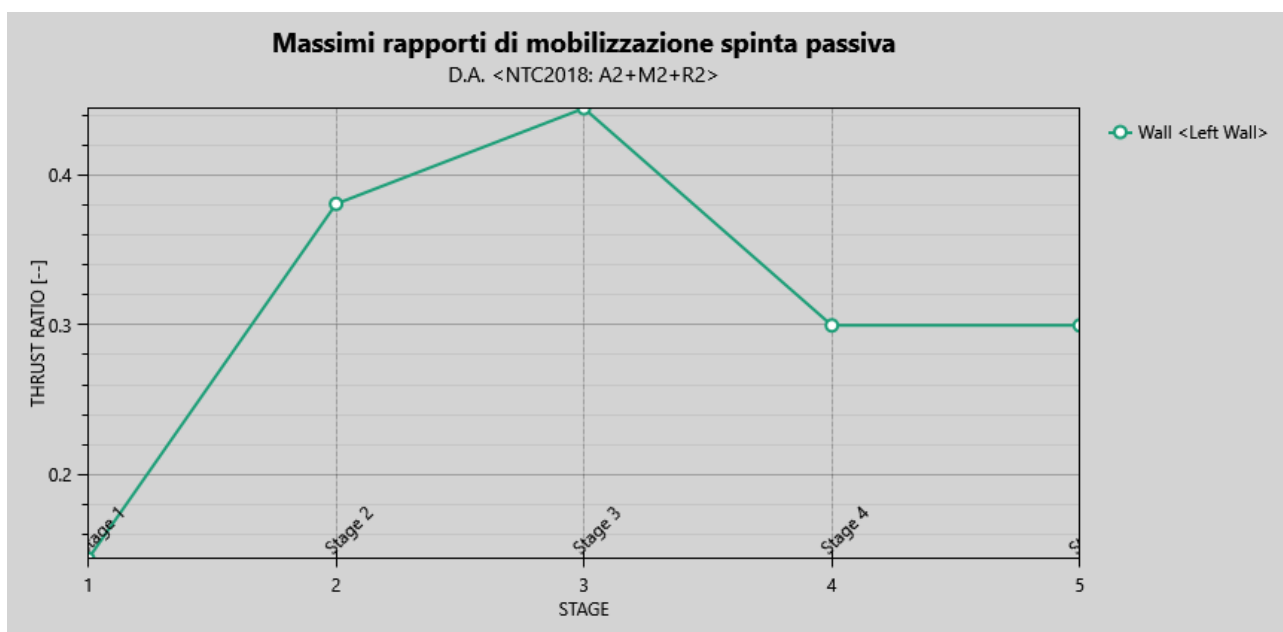


Figura 8-22. Massima spinta mobilitata (cmb. SLU-GEO)

A2+M2 (stage 2): %Spinta Passiva Mobilitata $=0.45 \leq 1 \rightarrow$ verificato

8.6.3. Verifica resistenza dei micropali

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

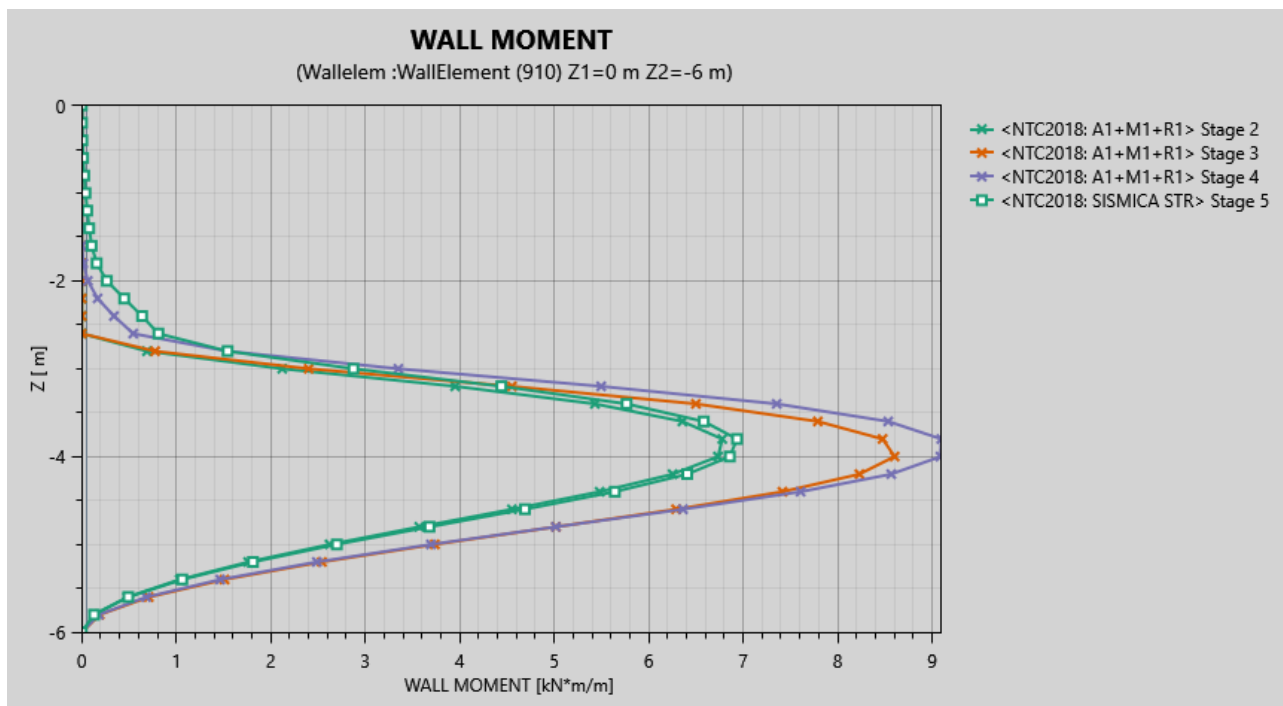


Figura 8-23. Azioni flettenti nella paratia (cmb. SLU-A1+M1 e SIS)

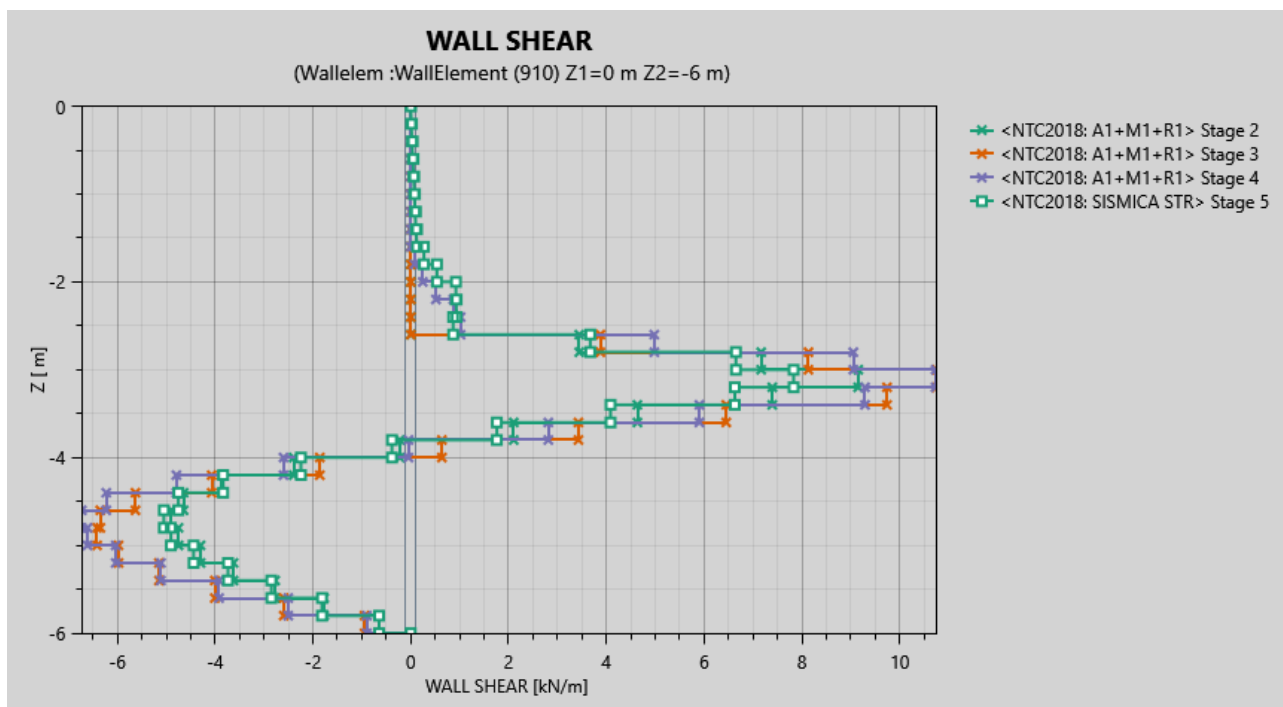


Figura 8-24. Azioni flettenti nella paratia (cmb. SLU-A1+M1 e SIS)

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

Le massime sollecitazioni risultano

$M_{Ed} = 10 \text{ kNm/m}$

$V_{Ed}=12 \text{ kN/m}$

Le verifiche sono automaticamente soddisfatte essendo le sollecitazioni inferiori al caso PD H420 e le berlinesi analogamente armate.

8.7. Analisi numeriche paratia PP H400

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

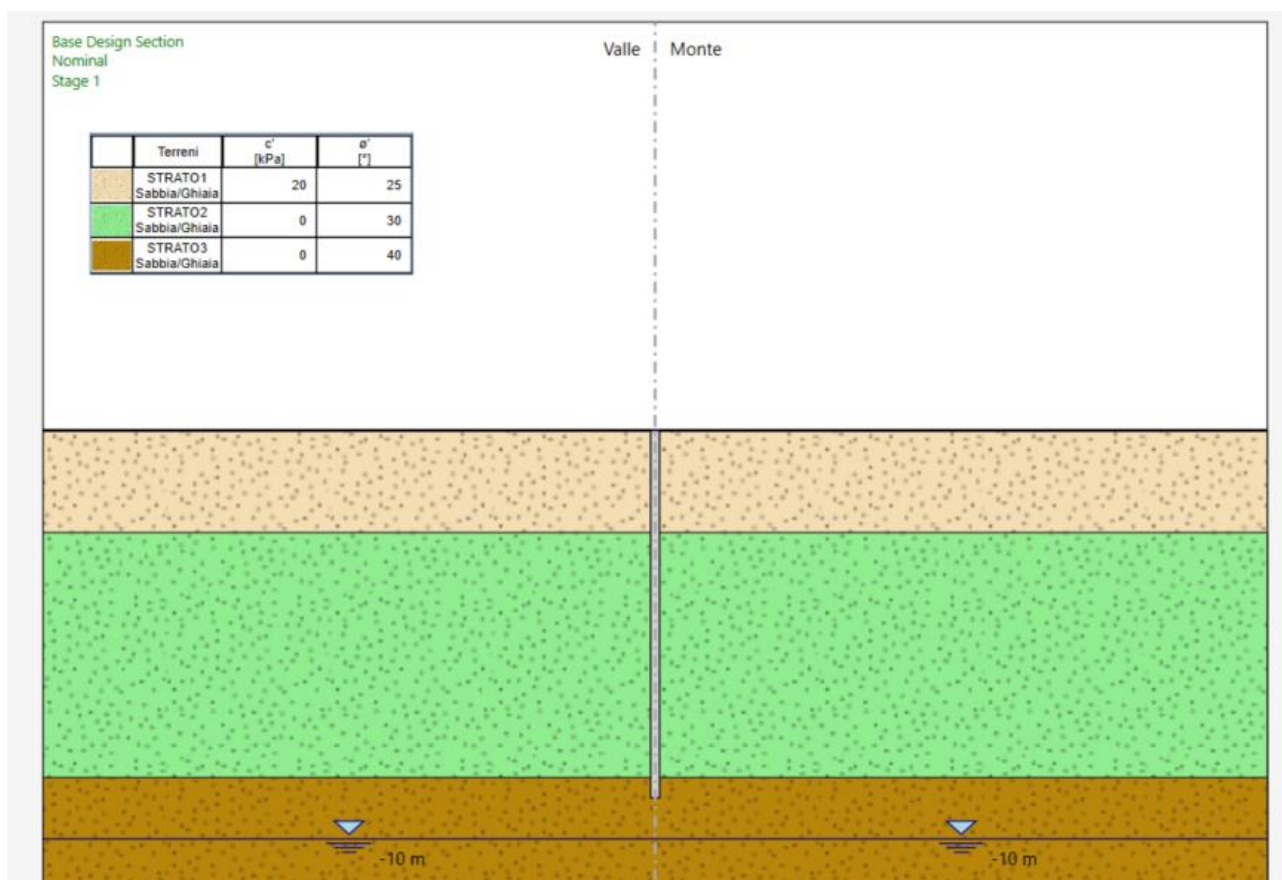


Figura 8-25. Step.1 Inizializzazione degli sforzi e realizzazione paratia

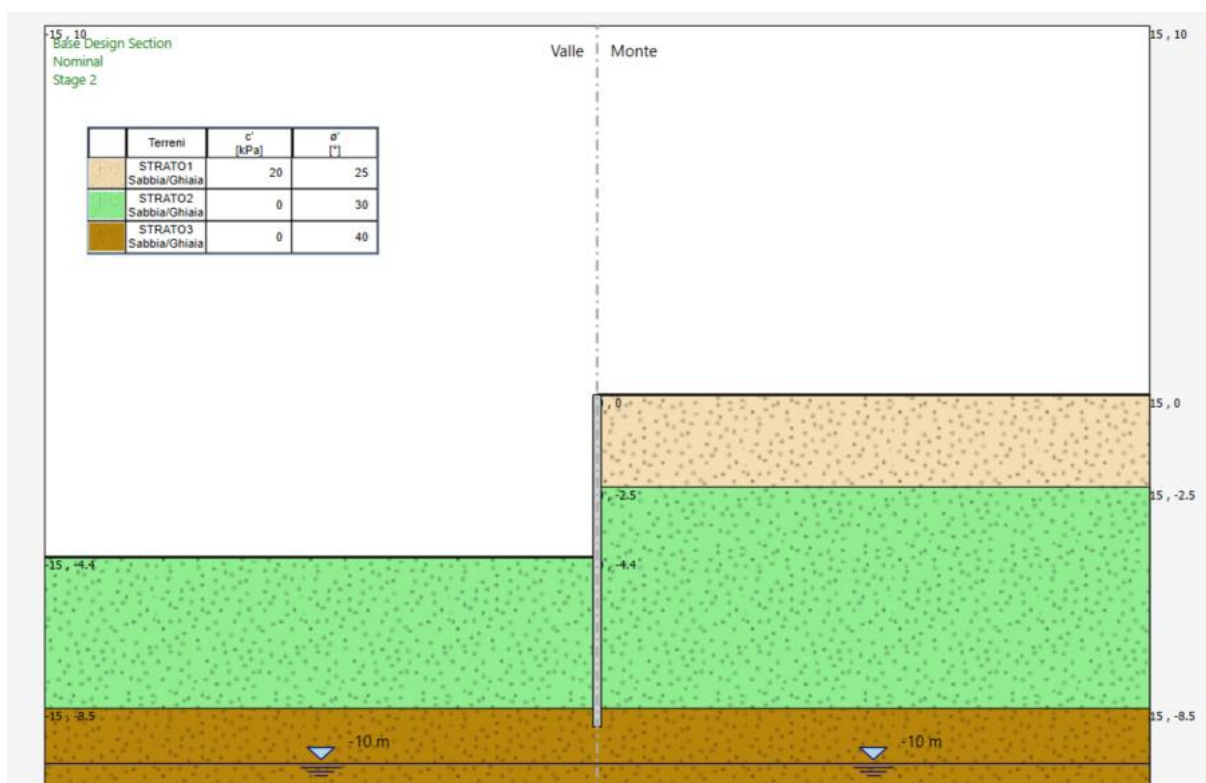


Figura 8-26. Step.2 Scavo sino alla massima profondità

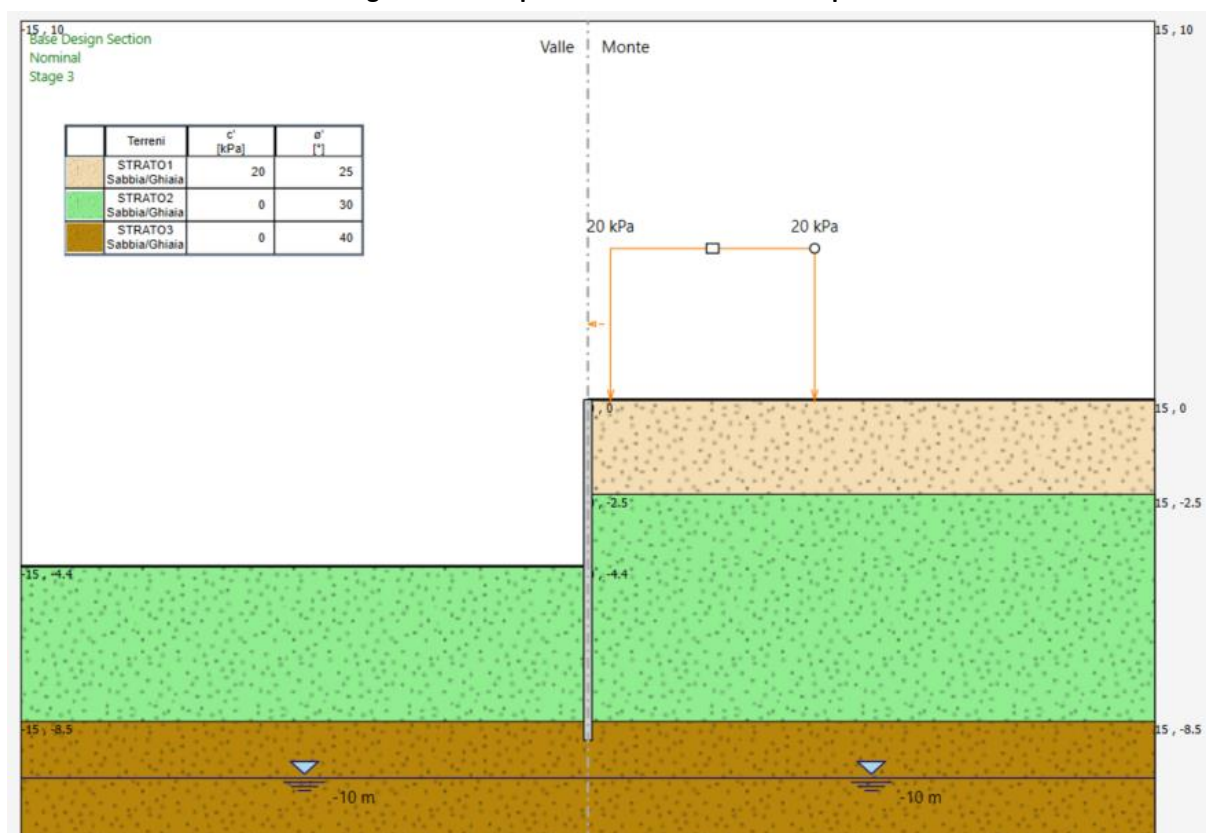


Figura 8-27. Step.3 Sovraccarico

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.

8.7.1. Verifica deformata paratia

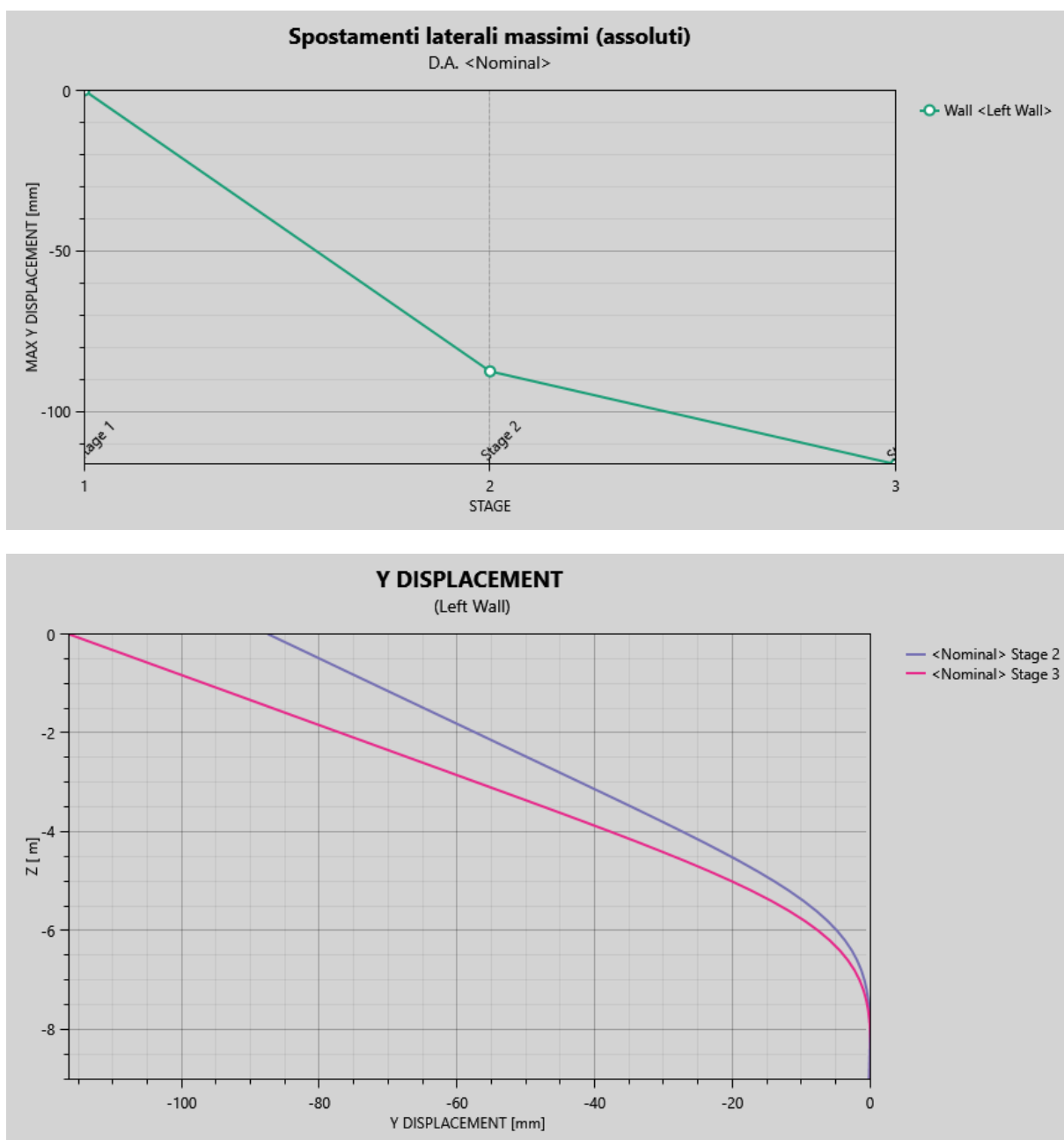


Figura 8-28. Deformata paratia (cmb. nominale)

Come si evince la deformazione massima della paratia si realizza in occasione del massimo scavo; in termini di valore assoluto l'entità dello spostamento è pari circa a 116mm. Il valore è importante ma sovrastimato, non avendo considerato la collaborazione dei tratti di paratia adiacenti interconnesse con il cordolo di testa. La variazione tra fase di scavo (step.2) e sovraccarico (step.3) è pari a $116-87=29\text{mm}$ che risulta un valore accettabile durante i lavori non avendo problemi di danneggiamenti per cedimenti a tergo della paratia.

8.7.2. Verifica equilibrio paratia

La lunghezza di infissione delle paratie rispetta i criteri di cui al cap. 6.3.2 come si evince dalle figure seguenti:

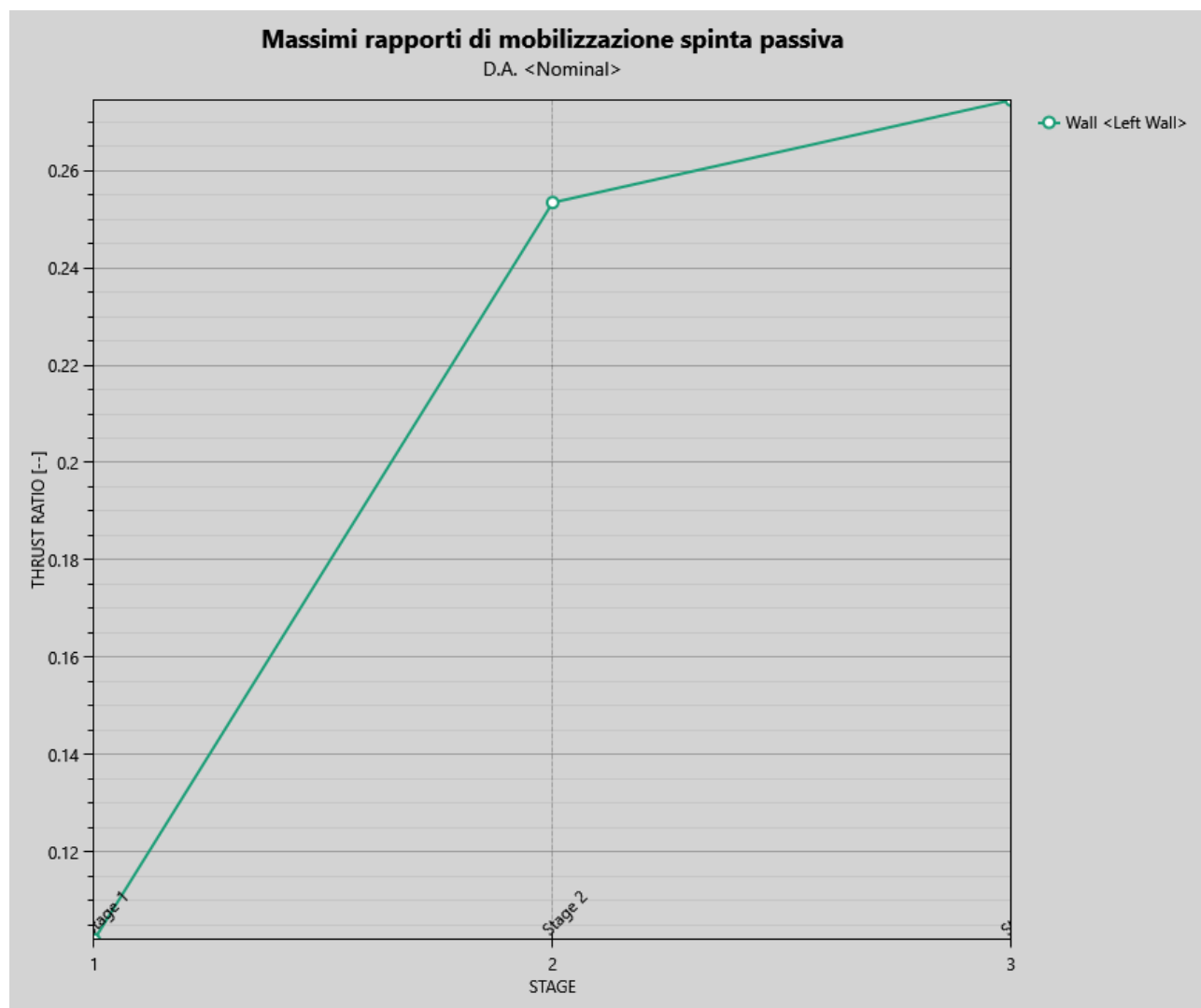


Figura 8-29. Massima spinta mobilitata (cmb. nominale)

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

SLE+M1 (Stage 2): % Spinta Passiva Mobilitata $0.27 \leq 0.5 \rightarrow$ verificato

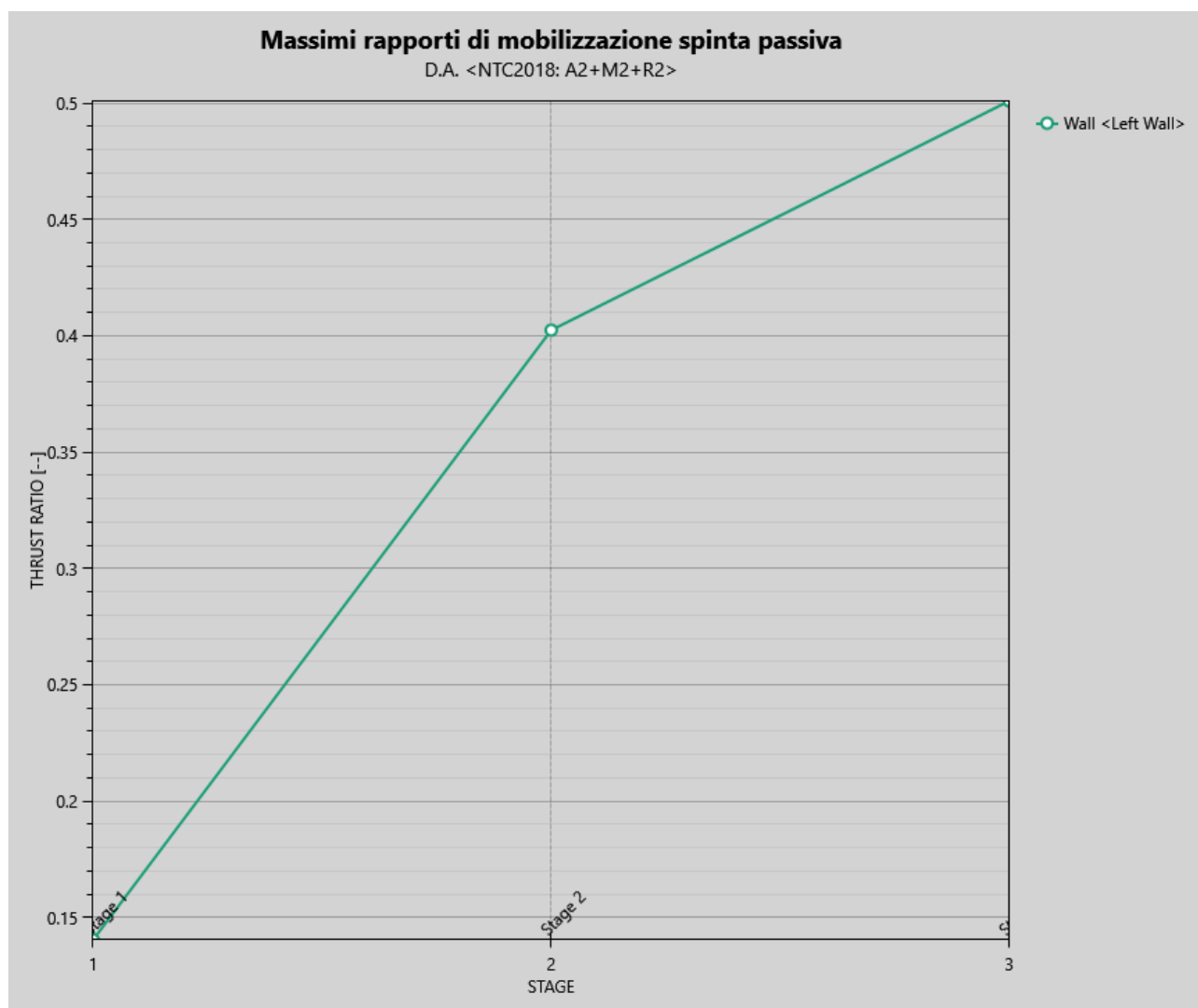


Figura 8-30. Massima spinta mobilitata (cmb. SLU-GEO)

A2+M2 (stage 2): %Spinta Passiva Mobilitata = $0.50 \leq 1 \rightarrow$ verificato

8.7.3. Verifica resistenza dei micropali

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

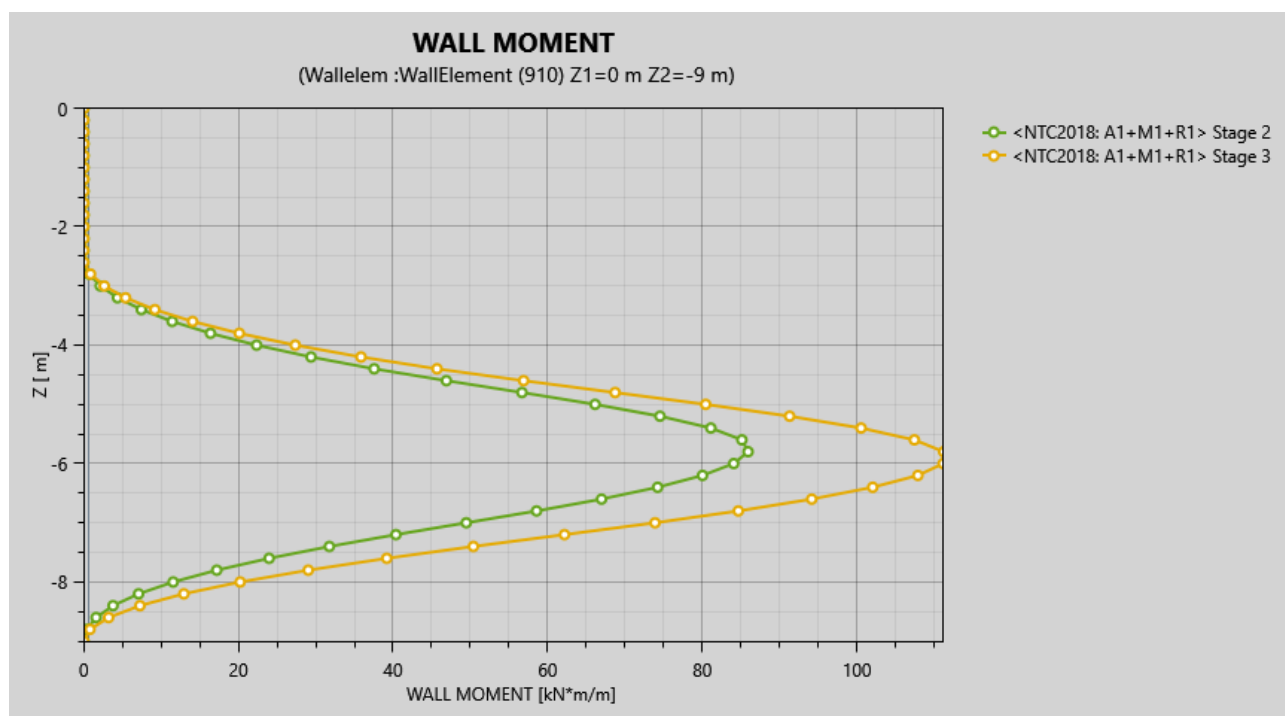


Figura 8-31. Azioni flettenti nella paratia (cmb. SLU-A1+M1 e SIS)

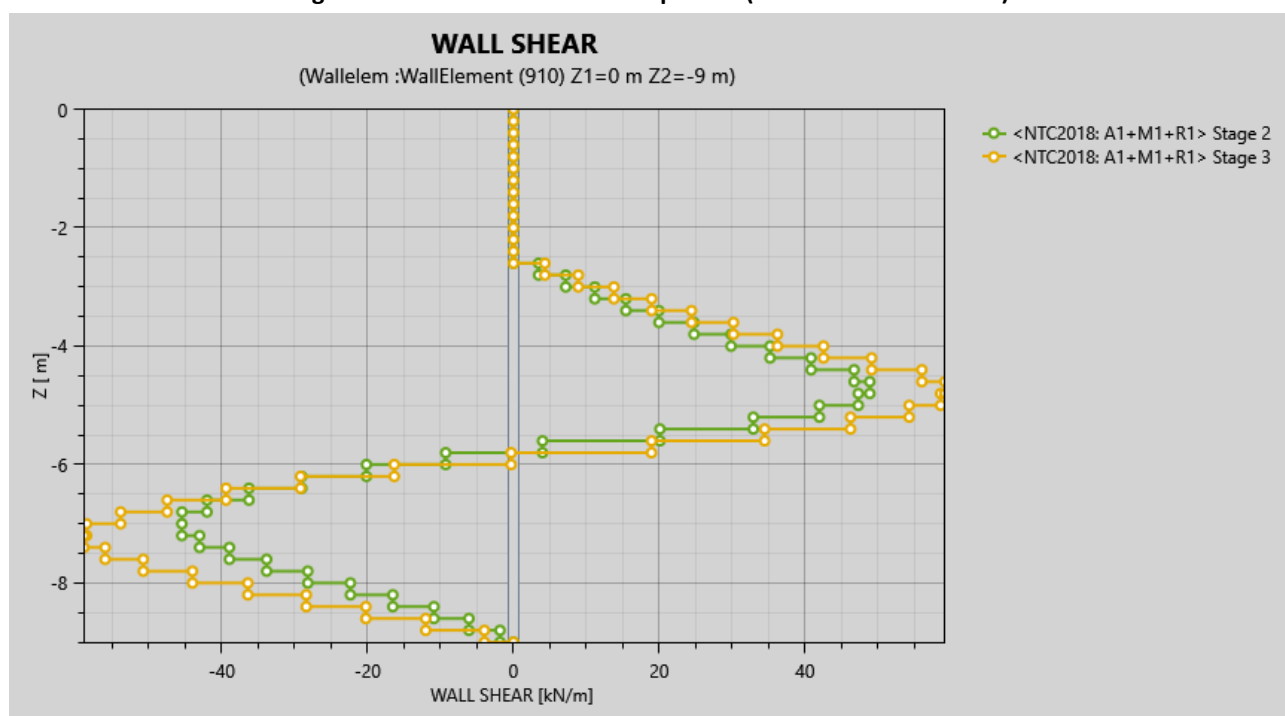


Figura 8-32. Azioni flettenti nella paratia (cmb. SLU-A1+M1 e SIS)

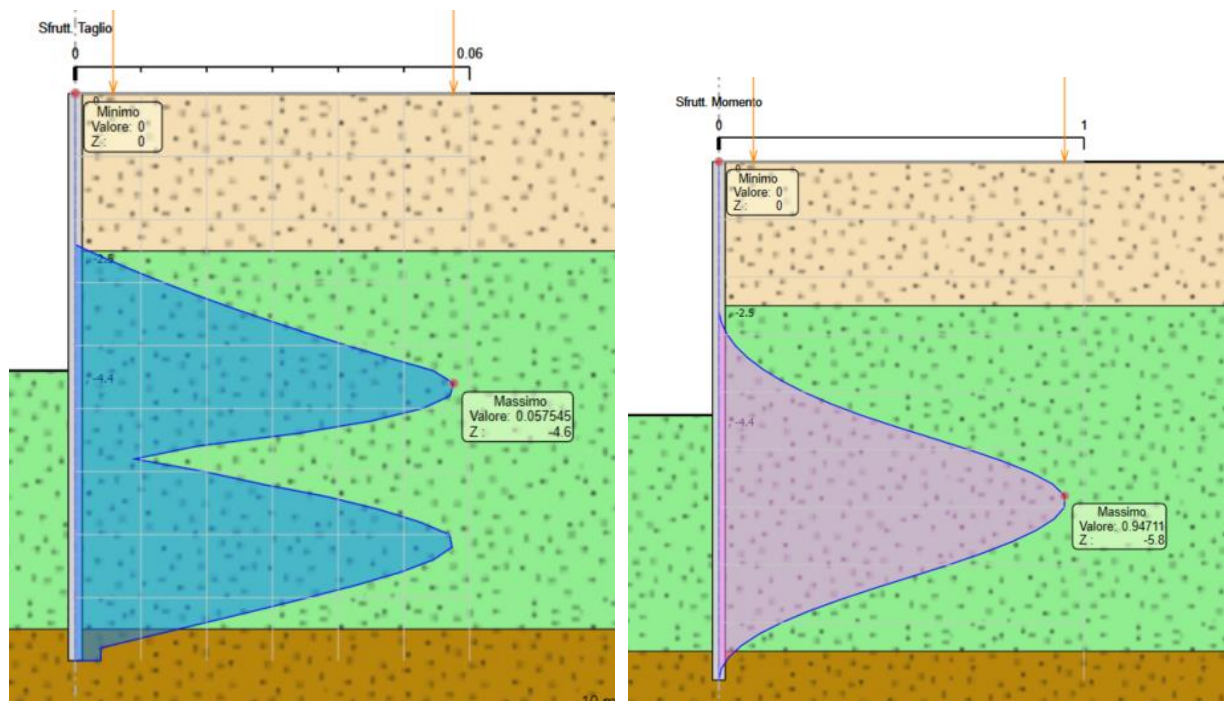
Sono mostrate tutte le combinazioni STR (A1+M1) e SISMICHE utili al dimensionamento della paratia.

Le massime sollecitazioni risultano

MEd=110 kNm/m

$V_{Ed}=60 \text{ kN/m}$

Le verifiche sono di seguito riportate.



8.8. Analisi numeriche paratia PP H300

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

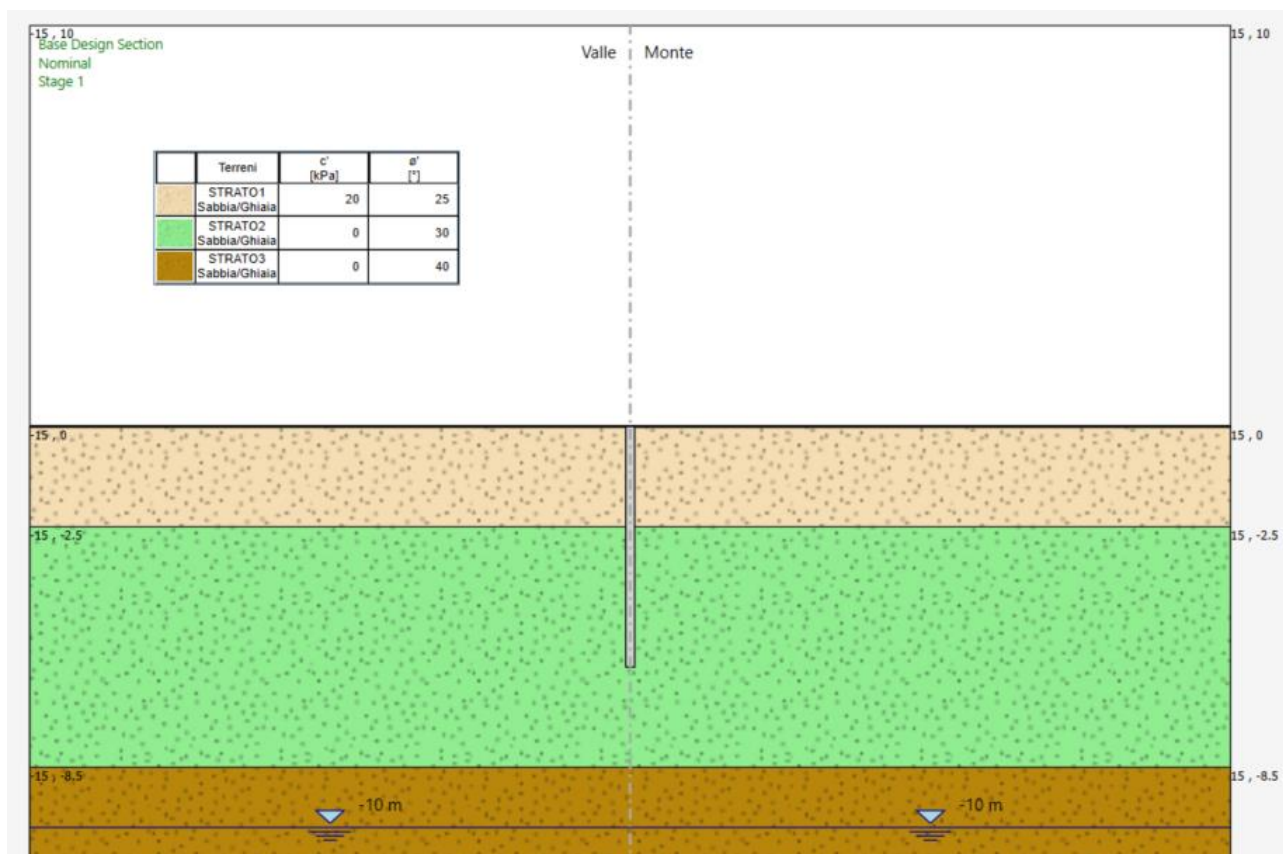


Figura 8-33. Step.1 Inizializzazione degli sforzi e realizzazione paratia

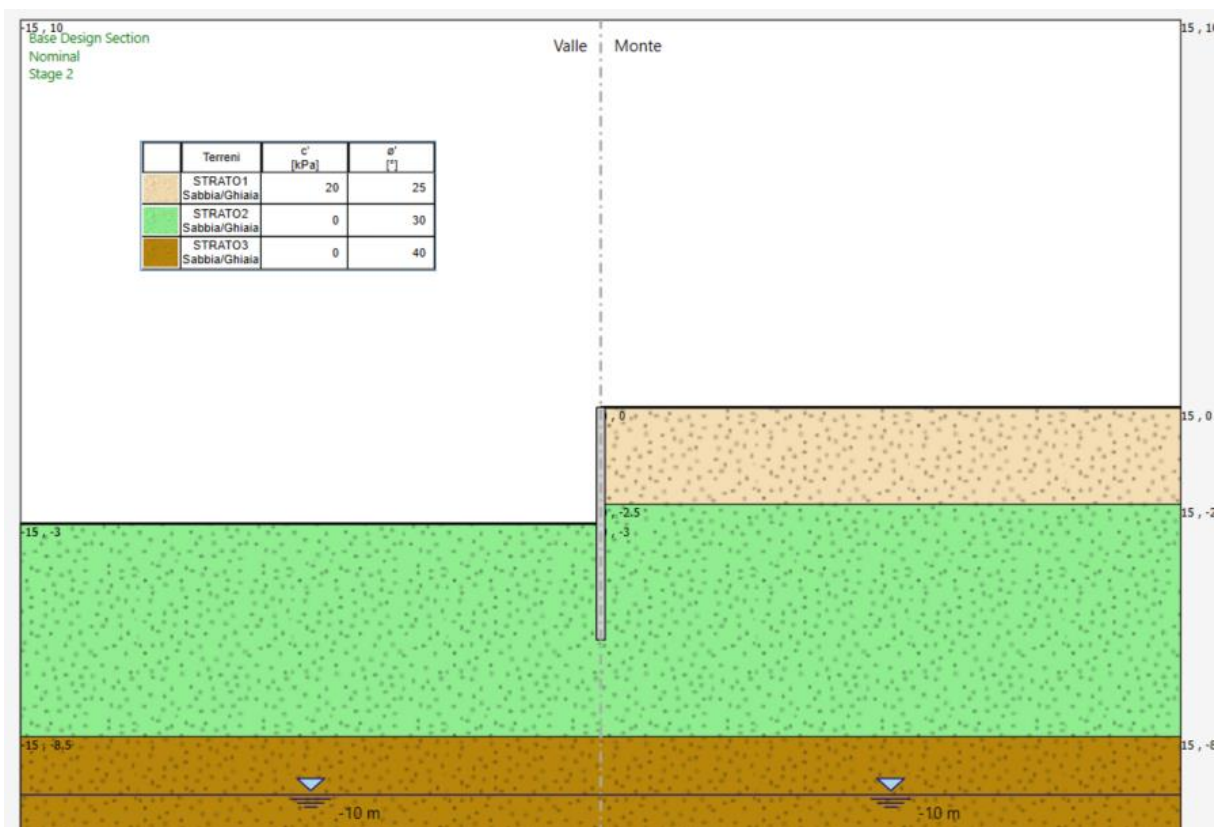


Figura 8-34. Step.2 Scavo sino alla massima profondità

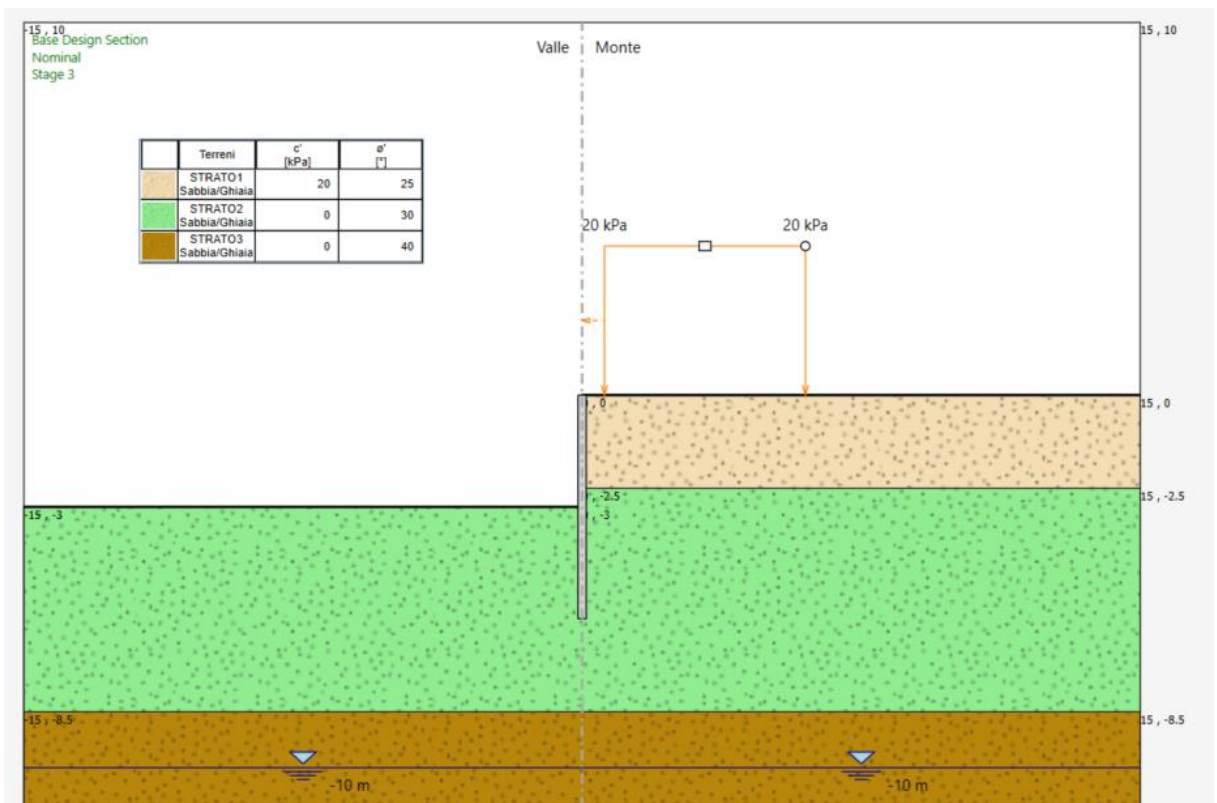


Figura 8-35. Step.3 Sovraccarico

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.

8.8.1. Verifica deformata paratia

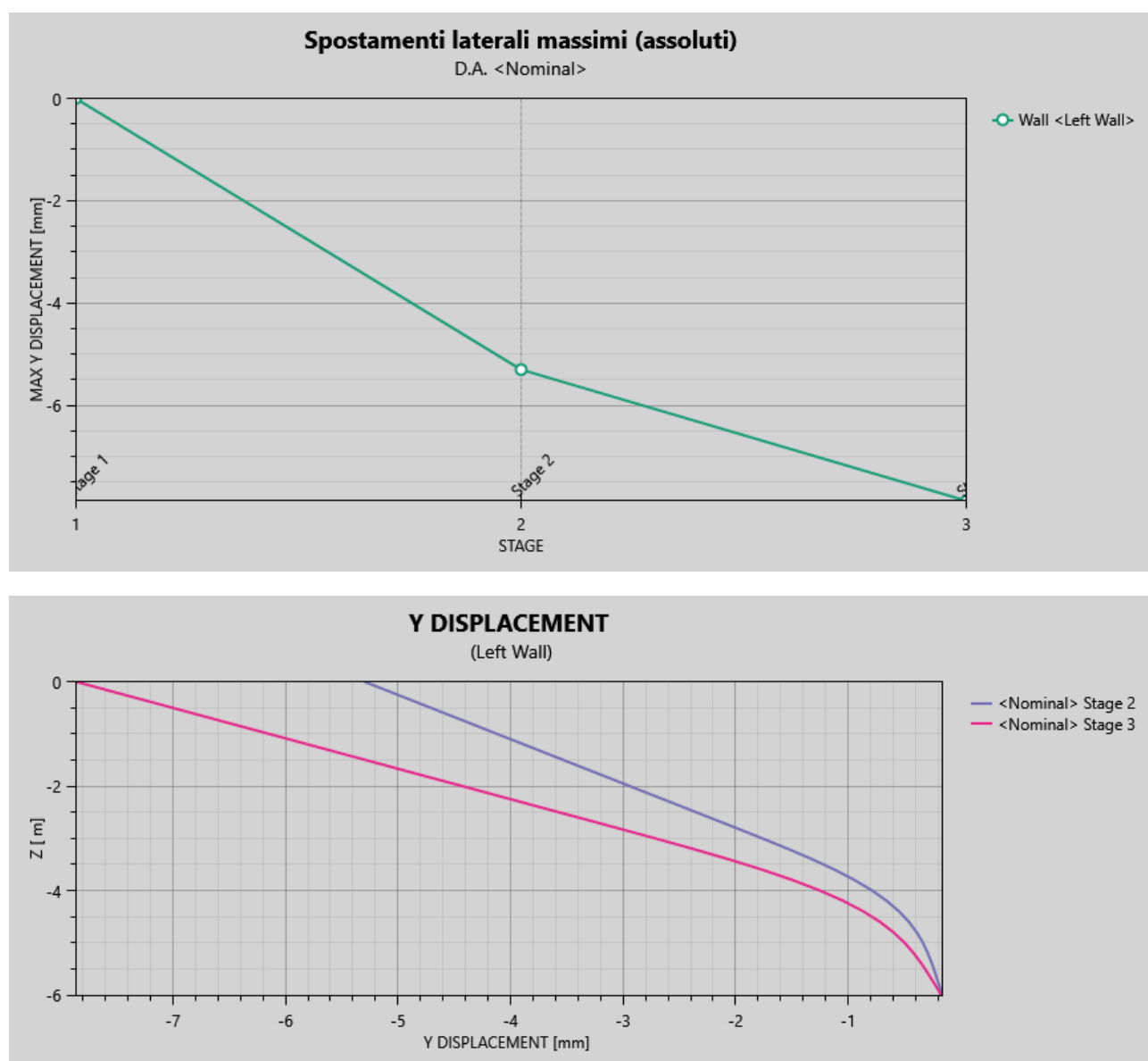


Figura 8-36. Deformata paratia (cmb. nominale)

Come si evince la deformazione massima della paratia si realizza in occasione del massimo scavo; in termini di valore assoluto l'entità dello spostamento è pari circa a 5mm. Il valore è irrilevante.

8.8.2. Verifica equilibrio paratia

La lunghezza di infissione delle paratie rispetta i criteri di cui al cap. 6.3.2 come si evince dalle figure seguenti:

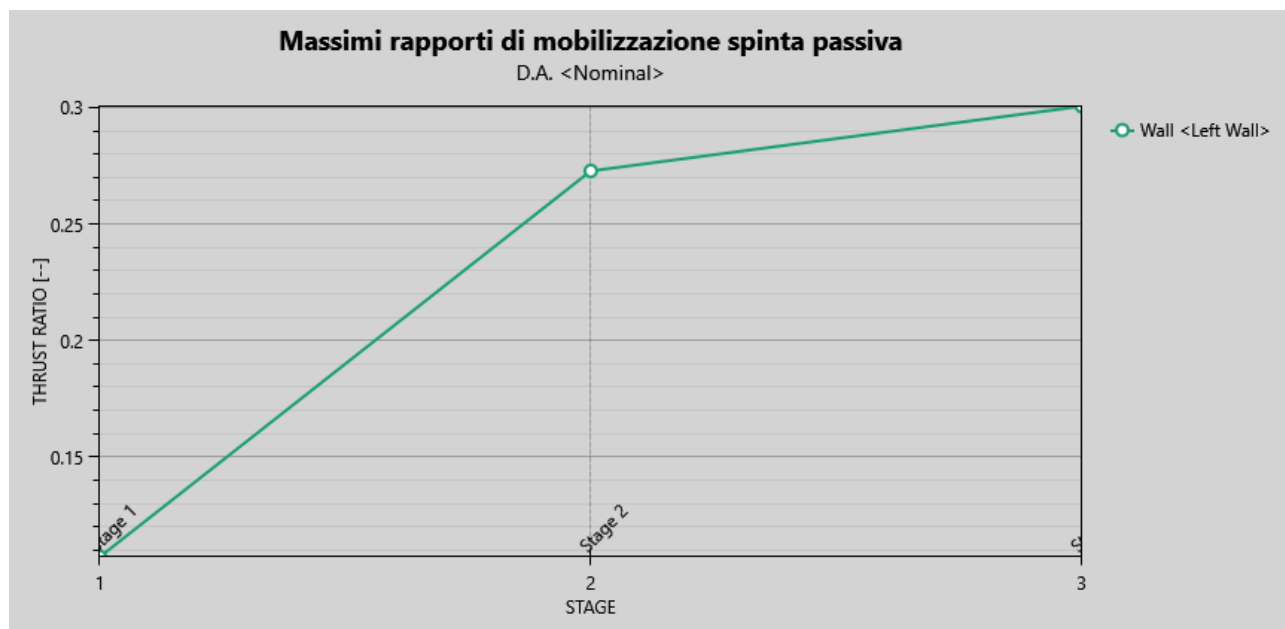


Figura 8-37. Massima spinta mobilitata (cmb. nominale)

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

SLE+M1 (Stage 2): % Spinta Passiva Mobilitata $0.3 \leq 0.5 \rightarrow$ verificato

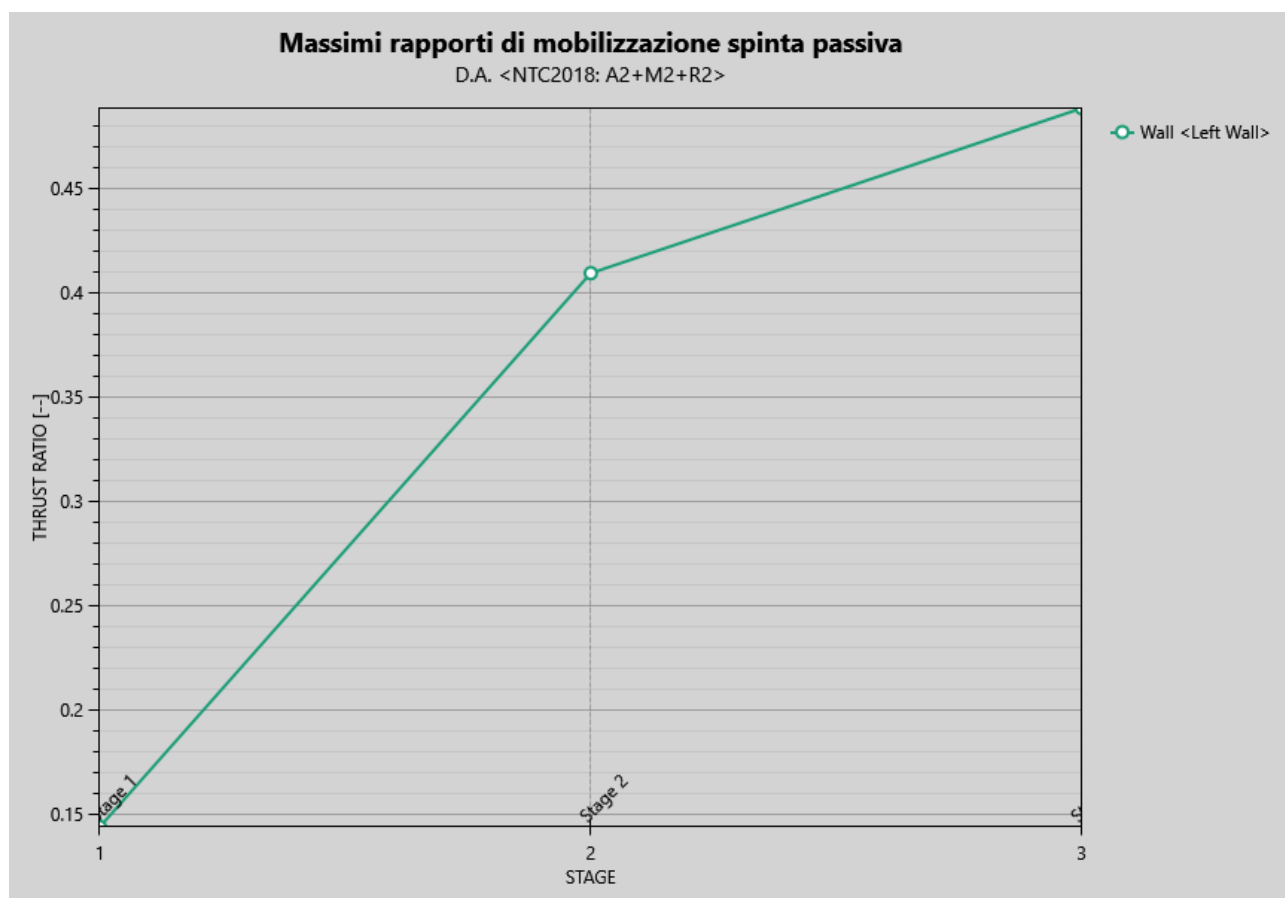


Figura 8-38. Massima spinta mobilitata (cmb. SLU-GEO)

A2+M2 (stage 2): %Spinta Passiva Mobilitata = $0.48 \leq 1 \rightarrow$ verificato

8.8.3. Verifica resistenza dei micropali

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

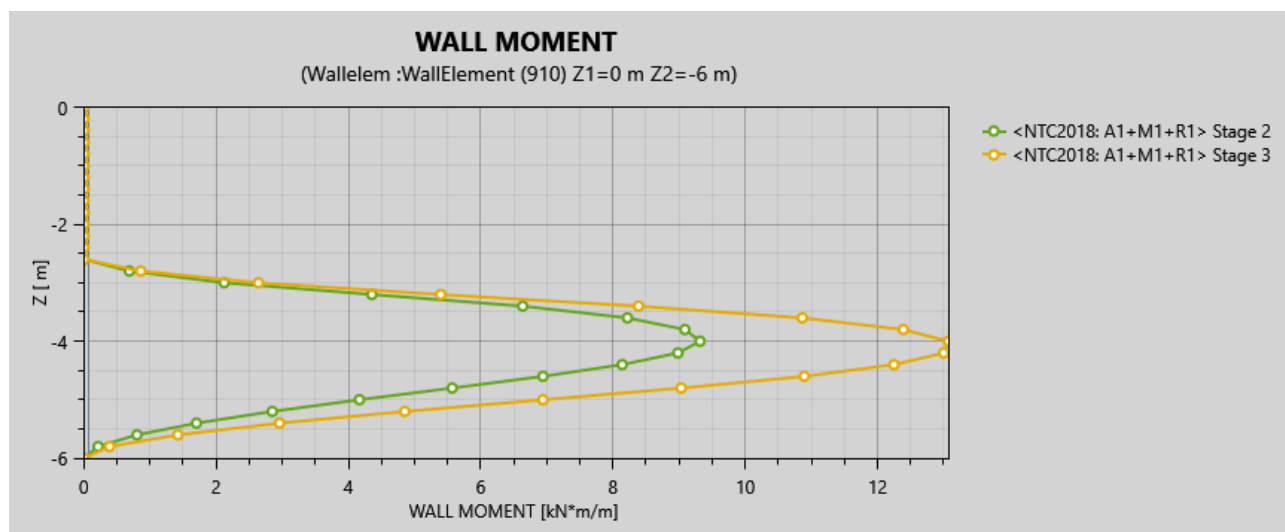


Figura 8-39. Azioni flettenti nella paratia (cmb. SLU-A1+M1 e SIS)

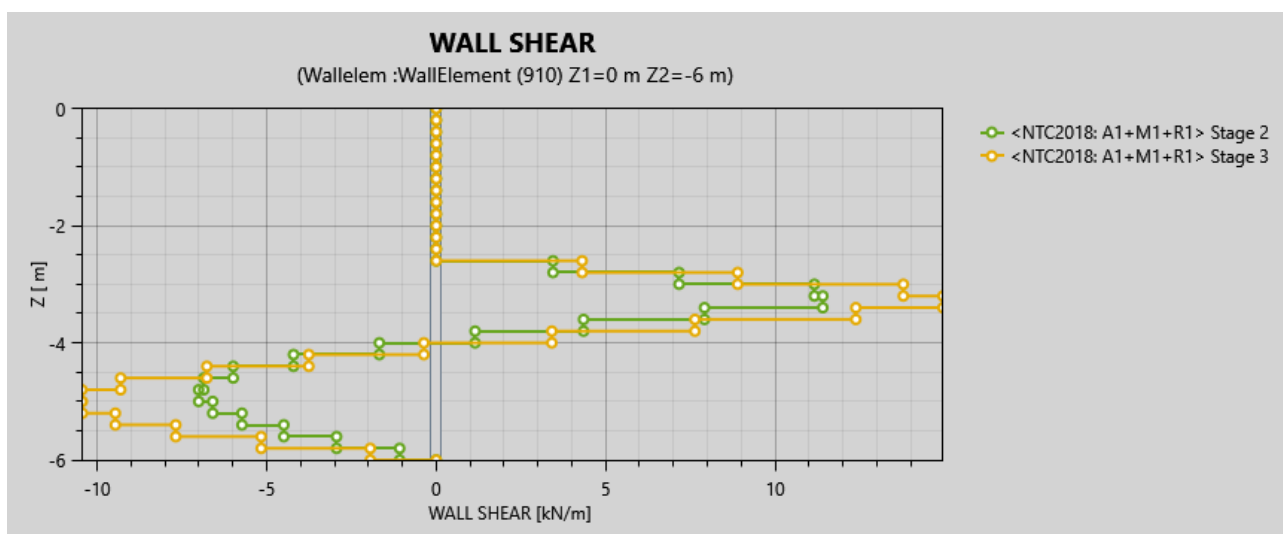


Figura 8-40. Azioni flettenti nella paratia (cmb. SLU-A1+M1 e SIS)

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

Le massime sollecitazioni risultano

$M_{Ed}=15 \text{ kNm/m}$

$V_{Ed}=14 \text{ kN/m}$

Le verifiche sono automaticamente soddisfatte.

9. VASCA INTERRATA DI LAMINAZIONE

Trattasi di una struttura interrata a sezione scatolare in c.a. gettata in opera.

Il criterio di dimensionamento dell'opera interrata scatolare è analogo a quanto previsto per lo scatolare ciclopedonale con le seguenti accortezze:

- Il sovraccarico di progetto in soletta è costituito dal carico di folla compatta convenzionalmente fissata in $q_k=5.00$ kN/mq (vedasi cap.5 NTC2018) e/o da un mezzo d'opera di massa a pieno carico inferiore a 35qli (assimilabile alla cat.G cap.3 NTC2018) pari a $q_k=5.00$ kN/mq
- La spinta delle terre sulle pareti laterali della vasca viene calcolata tenendo in considerazione che la vasca è impostata a circa -6.00m dal p.c.
- L'imposta di fondazione della vasca è tale per cui non vi sia interferenza con la falda;
- La presenza di acqua all'interno della vasca è ininfluyente in termini di dimensionamento statico, la condizione peggiore è per vasca vuota

9.1. Analisi dei carichi

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi con le azioni da applicare al modello di calcolo.

1. g1k Pesi propri strutturali

γ_{cls} [kN/mc]=	25				
g1k soletta [kN/mq]=	8.75	sp. [m]=	0.35	g1k soletta [kN/m]=	8.75
g1k fondazione [kN/mq]=	8.75	sp. [m]=	0.35	g1k fondazione [kN/m]=	8.75
g1k piedritti [kN/mq]=	8.75	sp. [m]=	0.35	g1k piedritti [kN/m]=	8.75

2. g2k Permanenti portati

Ricoprimento:	soletta	fondaz.		Ricoprimento:	soletta	fondaz.
γ [kN/mc]=	19	19				
ricoprimento H [m]=	0.50	0.00				
g2k [kN/mq]=	9.50	0.00		g2k [kN/m]=	9.50	0.00

3. g3k Spinta delle terre

Comb.	M1	Profondità mod. di calc. [m]=	1
γ_{terre} [kN/mc]=	19		
angolo attrito ϕ' =	30.0		
angolo attrito terra-muro δ =	0.0		
coeff. spinta a riposo k_0 =	0.500	Pressione orizz. [kPa]	
Q.ta impalcato Zsup. [m]=	6.1	57.95	
Q.ta impalcato Zinf. [m]=	6.45	61.28	
H piedritti [m]=	1.75		
Q.ta estradosso fondazione Z.f.sup. [m]=	8.20	77.90	
Q.ta intradosso fondazione Z.f.inf. [m]=	8.55	81.23	

6. Sovraccarico stradale

sovraccarico permanente (pacchetto stradale sp.50cm circa x 20 kN/mc)	10.00	
sovraccarico variabile kN/mq	5.00	Folla compatta e cat.G

9. Sisma

		Profondità mod. di calc. [m]=		1	
<u>Accelerazione masse sismiche</u>	oriz.	Vert.	g1k kN/mq	oriz.	Vert.
Sd(T) [g]=	0.0588	0.0294			
g1,sis soletta [kN/mq]=	0.51	0.26	8.75	g1,sis soletta [kN/m]=	0.51 0.26
g1,sis piedritti [kN/mq]=	0.51	0.26	8.75	g1,sis piedritti [kN/m]=	0.51 0.26
g2,sis portati [kN/mq]=	0.56	0.28	9.50	g2,sis portati [kN/m]=	0.56 0.28
			kN		
g2,sis massa terre su fondaz. [kN]=	0.00	0.00	0.00	g2,sis portati [kN]=	0.00 0.00
<u>Sovraspinta terre Wood</u>				Profondità mod. di calc. [m]=	1
Sd(T) [g]=	0.049				
kh=	0.049				
γ_{terre} [kN/mc]=	19				
H spinte. [m]=	2.95				
Sovrappressione terre Δp_{sis} [kPa]=	2.75			Sovrappressione terre Δp_{sis} [kN/m]=	2.75

9.2. Modello di calcolo e sollecitazioni

Il modello di calcolo prevede lo studio di una sezione scatolare di profondità unitaria, costituita da una struttura in c.a. con i seguenti spessori:

- Soletta sp.35cm
- Fondazione sp.35 cm
- Piedritti sp.35cm

La fondazione è posta su letto elastico con costante di sottofondo alla Winkler ($k_w=30000$ kN/mc).

I nodi di spigolo sono stati vincolati fuori piano trattandosi di analisi piana 2D.

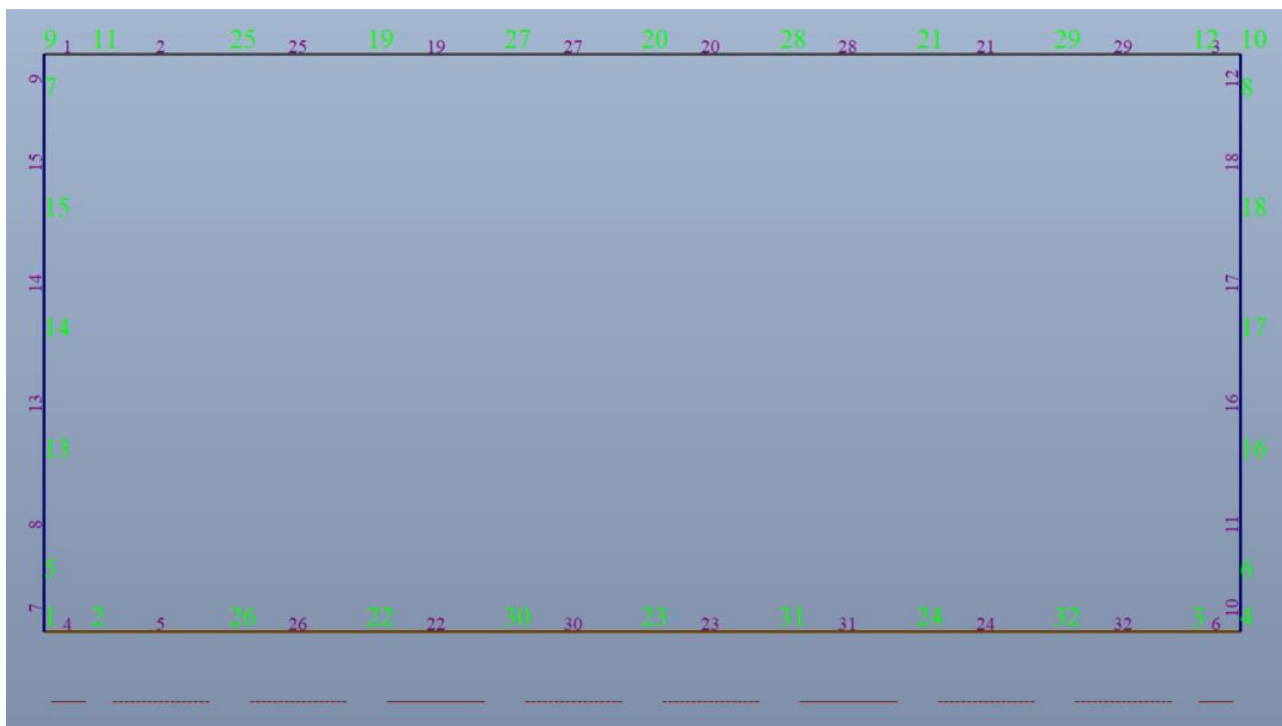


Figura 41: numerazione nodi ed elementi

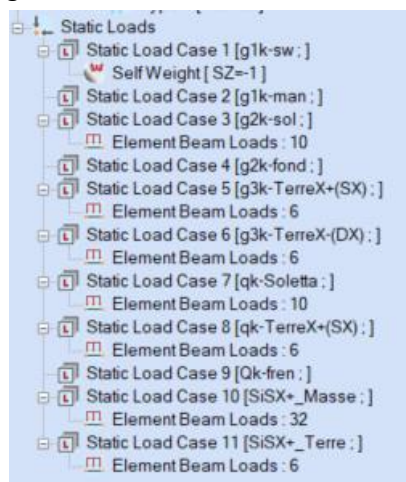


Figura 42: riepilogo casi di carico

Trattandosi di struttura simmetrica, sono state implementate solamente condizioni di carico asimmetriche nel verso X+

Le combinazioni di calcolo implementate sono di seguito descritte in dettaglio:

Vasca Interrata	g1k	g2k	g3k-Sx terre	g3k-Dx terre	Qk (caratt. E freq) Inv.			qk-terre			SIS-X	SIS-X_Wood
comb.	γ_i	γ_i	γ_i	γ_i	γ_i (caratt.)	γ_i (freq.)	$\gamma_{ix}\Psi_i$	γ_i	Ψ_i	$\gamma_{ix}\Psi_i$	γ_i	γ_i
1-SLE-q.perm	1	1	1	1	1	0.6	0.6	0		0	0	0
2-SLE-freq.1	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0		0	0	0
3-SLE-freq.2	1	1	1	1	1	0.7	0.7	1	0.4	0.4	0	0
4-SLE-rara.1	1	1	1	1	1		1	0		0	0	0
5-SLE-rara.2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0
6-SLU-STR.1	1.3	1.5	1.3	1.3	1.5	1	1.5	1.35	0	0	0	0
7-SLU-STR.2	1.3	1.5	1.3	1	1.5	1	1.5	1.35	1	1.35	0	0
8-SLU-STR.3	1	1	1	1	1.5	1	1.5	0		0	0	0
9-SLU-STR.4	1	1	1	1	1.5	1	1.5	1.35	1	1.35	0	0
10-SLV-SIS.X+	1	1	1	1	0.6	1	0.6	1	0.2	0.2	1	1

Si segnala che si è fatto riferimento ai coeff. di amplificazione del cap.2.5.2 (coeff. comb. Uso Edifici) per quanto concerne il sovraccarico sopra la vasca e al cap.5 (coeff. comb. ponti) per la spinta delle terre generata da un sovraccarico a tergo vasca assimilabile a mezzi di lavoro/manutenzione.

Si riassumono di seguito i diagrammi d'involuppo SLE-rara, SLU e SLV

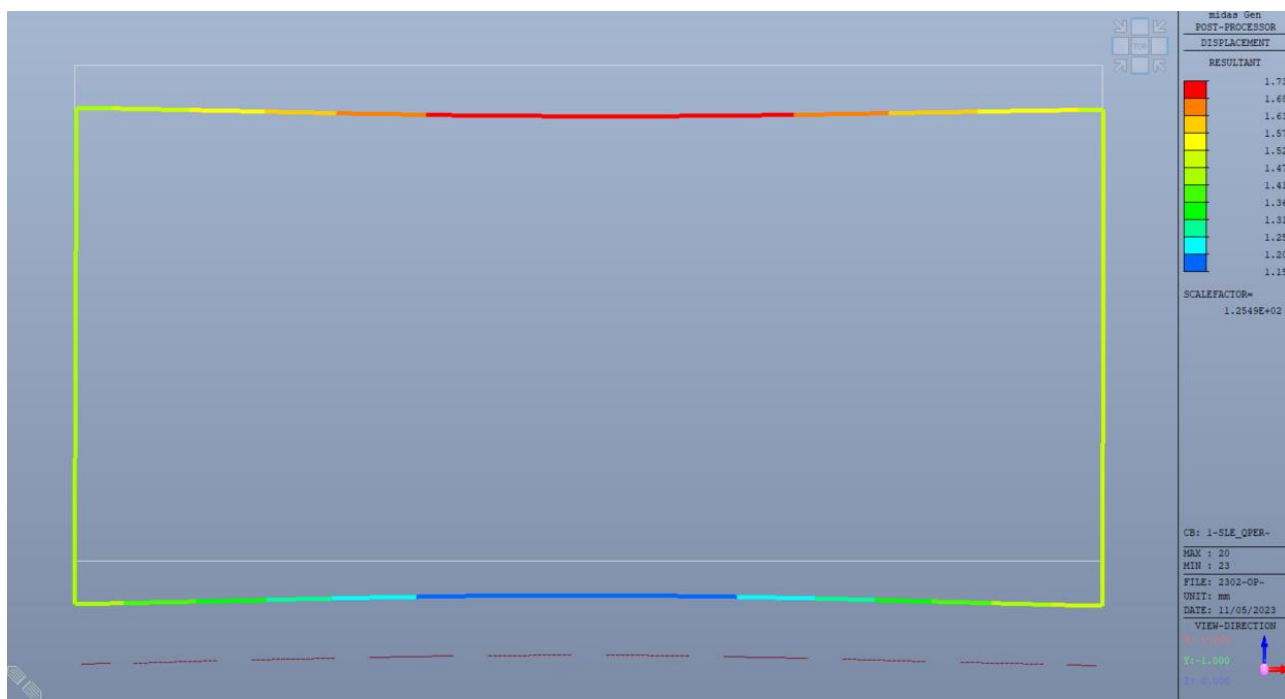


Figura 43 – deformata – com. SLE-q.perm

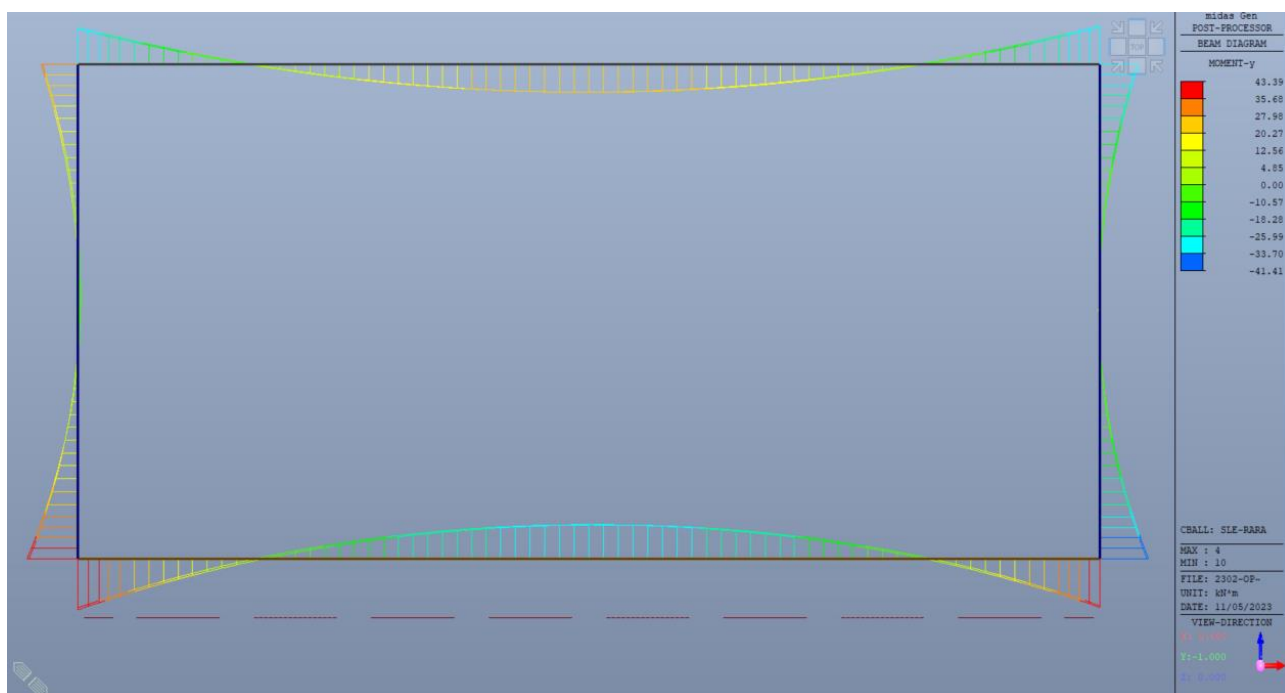


Figura 44 – Azione flettente – com. SLErara

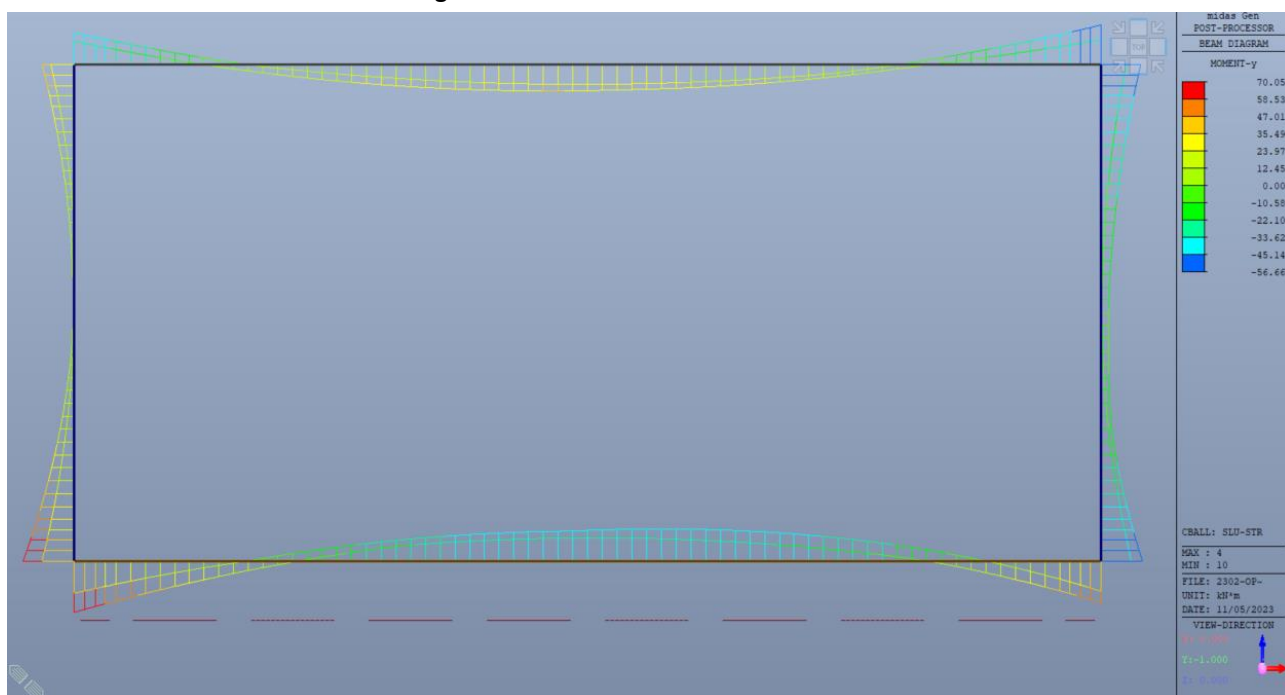


Figura 45 – Azione flettente – com. SLU

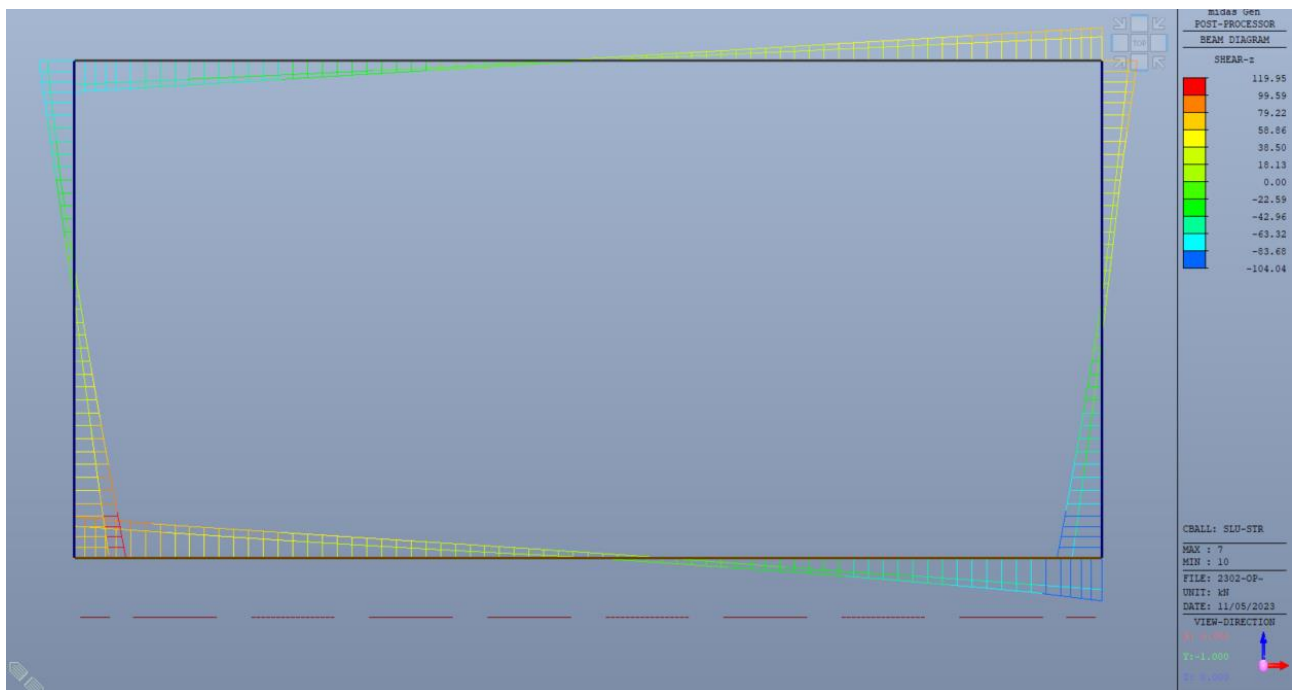


Figura 46 – Azione tagliante – com. SLU

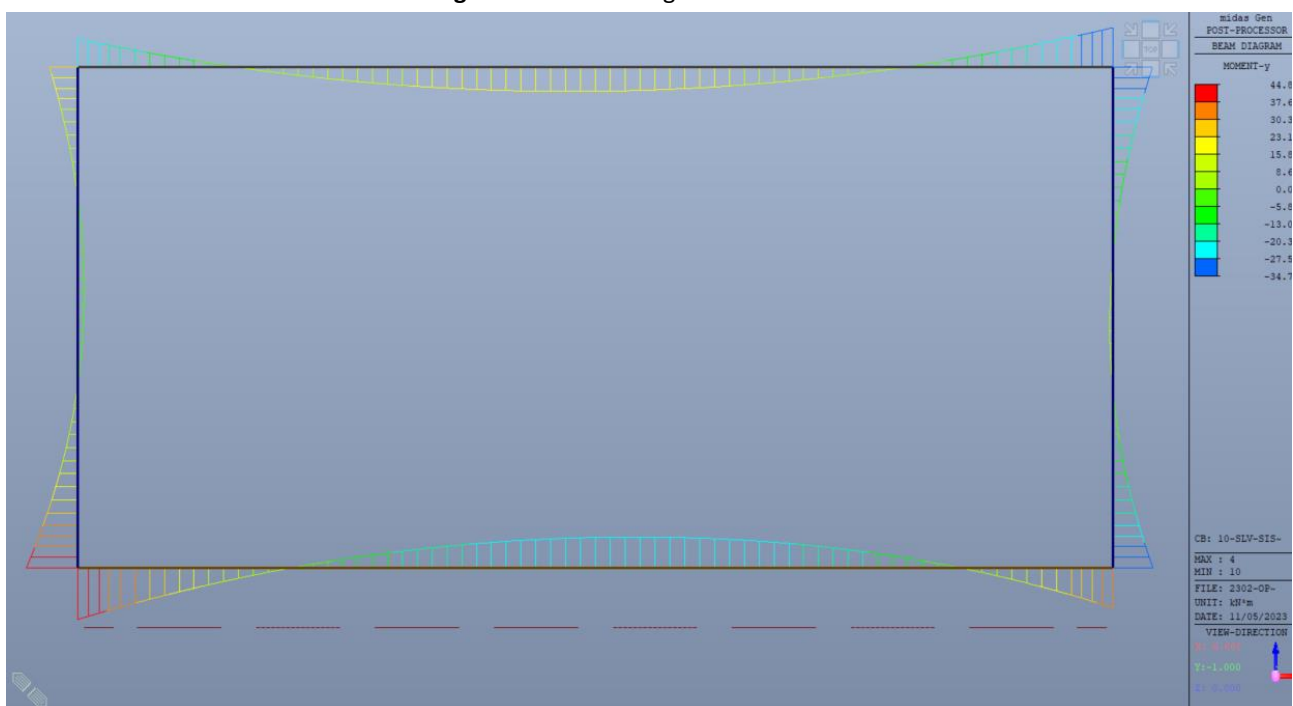


Figura 47 – Azione flettente – com. SLV

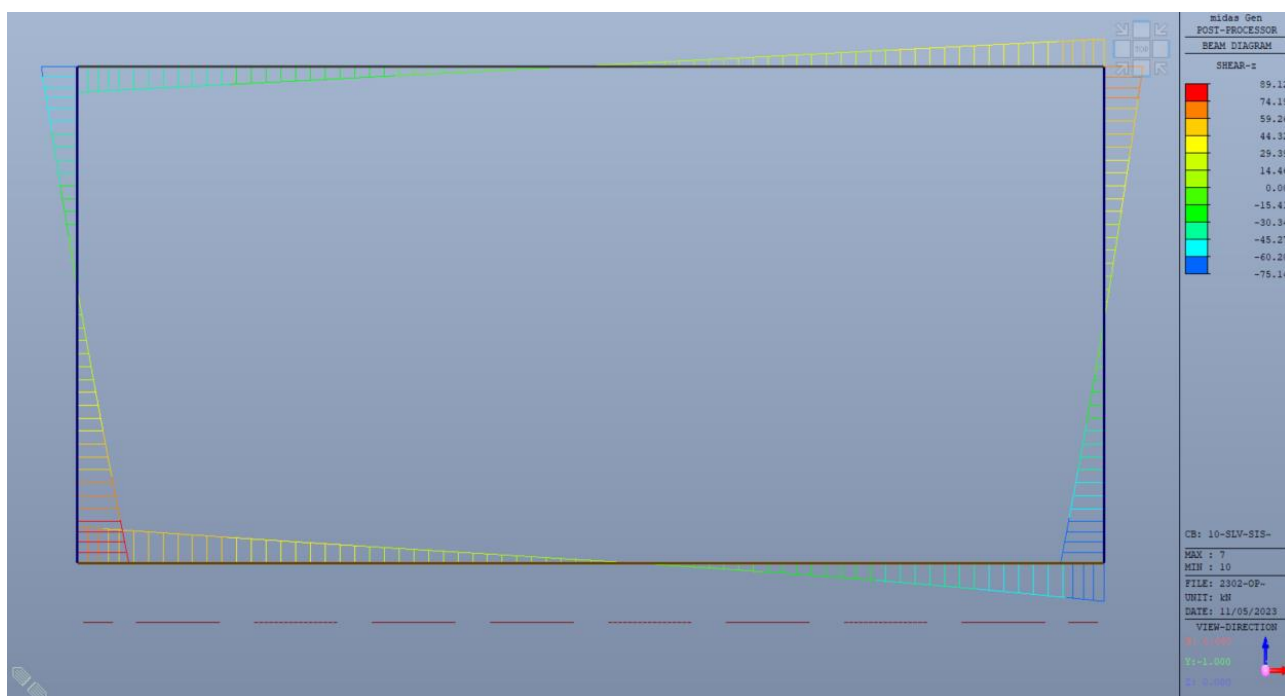


Figura 48 – Azione tagliante – com. SLV

9.3. Verifiche di resistenza

Si prevede di armare la soletta di copertura ed i piedritti con (1+1)ϕ20/20 il cui momento resistente comprende lo stato di sollecitazione dell'intero manufatto risultando:

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

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

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	15.71	5
			2	15.71	30

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN

M_{Ed} 0 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{Rd} 176.3 kNm

σ_c -19.83 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 19.67 ‰

d 30 cm

x 4.532 x/d 0.1511

δ 0.7

Materiali

B450C C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 19.83

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

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8

τ_{c1} 2.257

Metodo di calcolo

S.L.U. S.L.U. Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

MRd=176 kNm/m > MEd=70 kNm/m

Verificato

La verifica a taglio porge:

DM.2018

4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Rck [MPa] =	45	Calcestruzzo	
fck [MPa] =	37.35	fctk [MPa] =	2.35
γ_c =	1.5	fcd [MPa] =	21.17
α_{cc} =	0.85	fctd [MPa] =	1.56

Condizione di verifica

H [mm] =	350	Altezza della sezione	
d [mm] =	300	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
k =	1.8165	$=1+(200/d)^{0.5}$ con ≤ 2	
Asl [mmq] =	1570 $\phi 20/20$	Armatura longitudinale in trazione	
ρ_l =	0.0052	$A_{sl}/(b_w d) \leq 0.02$	
V_{min} =	0.5237	$=0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$	

Calcolo del contributo della sezione compressa

Ac [mmq] =	350000	Area della sezione	
N_{Ed} [kN] =	0.00	Azione assiale di compressione della sezione	
N_{Ed}/Ac [MPa] =	0.00	tensione nella sezione	
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	4.23	Tensione massima in compressione utilizzabile	
σ_c =	0.00	Tensione di compressione utilizzata a calcolo	
V_{comp} [kN] =	0.00	Contributo offerto dalla compressione = $(k_1 \sigma_c) b_w d$	

V_R [kN] =	176.15	Resistenza di calcolo	
$V_{R,min}$ [kN] =	157.10	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15g_c)b_w d$	
V_R [kN] =	176.15	Resistenza di progetto	
V_{Sdu} [kN] =	101.00	Sollecitazione di progetto SLU	
ΔV [kN] =	0.00	Controtaglio di progetto	
V_{Ed} [kN] =	101.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

10. ALLEGATO – CALCOLO DI DIMENSIONAMENTO SCATOLARE PREFABBRICATO

DESCRIZIONE

Trattasi della realizzazione di manufatti prefabbricati in c.a.v. a sezione rettangolare scatolare, di profondità 200 cm, avente le dimensioni interne (250x300) cm con lo spessore dei traversi e dei piedritti pari a 20 cm.

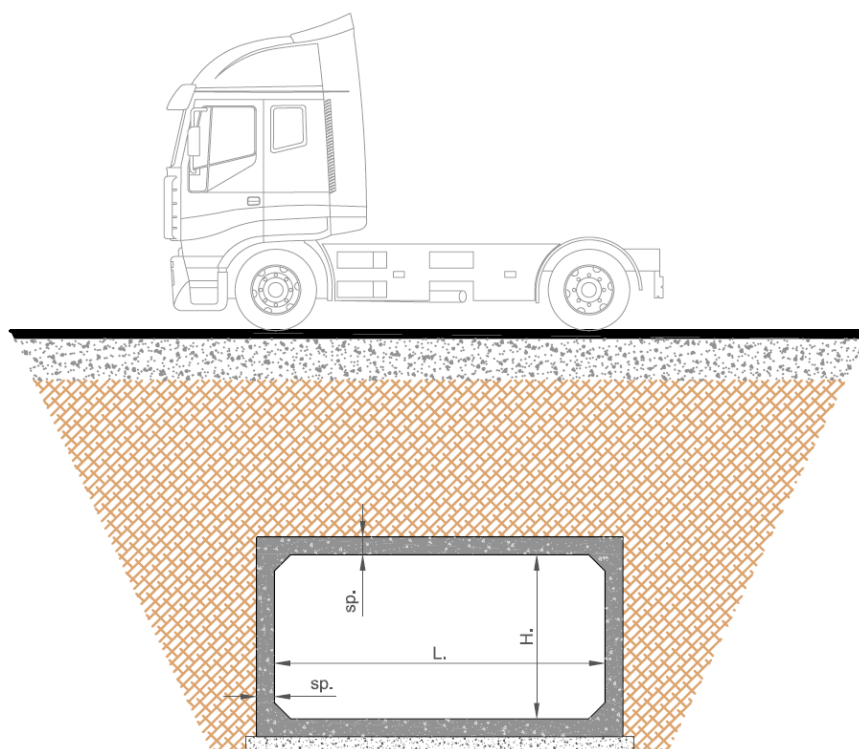
E' previsto prefabbricato in cantiere specializzato data la cura necessaria per produrre tali manufatti.

La quota tra l'estradosso dell'elemento e la sede stradale è variabile da 100 cm a 130 cm.

Le verifiche strutturali dei manufatti sono condotte prendendo in esame un metro lineare della struttura.

Gli elementi scatolari dovranno essere autoportanti ed idonei a sopportare:

- carichi permanenti dovuti al rilevato soprastante;
- carichi variabili stradali rappresentati da un automezzo da 600 kN;
- spinta laterale del terreno di riempimento a tergo delle murature e dei carichi variabili previsti;
- spinta idraulica interna in condizioni statiche (salvo diversamente specificato);
- spinta idraulica esterna dovuta alla presenza di eventuale falda;
- azione sismica di riferimento per la località (vita nominale dell'opera 50 anni, classe d'uso II, zona sismica 3 – bassa sismicità).



MATERIALI

Calcestruzzo C40/50

R_{ck}	500	(daN/cm ²)
f_{ck}	415	(daN/cm ²)
f_{cd}	277	(daN/cm ²)
f_{ct}	235	(daN/cm ²) (S.L.U.)
σ_c	187	(daN/cm ²) (S.L.E.)
E_c	348810	(daN/cm ²)
ν	0,2	

Classe di esposizione XC4 – XD1 – XF2 “Corrosione indotta da carbonatazione, da cloruri non di carattere marino, da gelo e disgelo – ambiente aggressivo”

Valori nominali di massima fessurazione (mm)

Combinazione frequente 0,30

Acciaio B450C

f_{tk}	5400	(daN/cm ²)
f_{yk}	4500	(daN/cm ²)
f_{sd}	3910	(daN/cm ²) (S.L.U.)
σ_y	3000	(daN/cm ²) (S.L.E.)
ϵ	0,0100	
E_a	2100000	(daN /cm ²)

Raggi di curvatura

D =diametro minimo del mandrino

staffe, ripartitori, legature/spilli

barre	per $\phi \leq 16$ mm D=6 ϕ
	per $\phi \geq 16$ mm D=11 ϕ
	per $\phi \leq 12$ mm D=2 ϕ
	per $\phi > 12$ mm e < 18 mm D=4 ϕ
	per $\phi > 18$ mm e < 25 mm D=5 ϕ

Lunghezza di ancoraggio armature

La lunghezza di ancoraggio di base $l_{b,rqd}$ necessaria ad ancorare le forze di trazione nell'armatura è data da:

$l_{b,rqd} = (\sigma / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$ dove: $\sigma_{sd} = f_{yd}$ 391,3 N/mm²

$f_{bd} = 2,65$ N/mm² (calcestruzzo C40/50)

la lunghezza di ancoraggio di progetto $l_{b,rqd}$ è data da:

$l_{bd} = a_1 \times a_2 \times a_3 \times a_4 \times a_5 \times (\sigma / 4) l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \max \{15\text{cm}; 37 \phi\}$

dove: $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5 = 1$

Si assume di conseguenza come valore di progetto il valore minimo $l_{b,min} = \max \{15\text{cm}; 37 \phi\}$

Il copriferro è dettato dalla classe di esposizione del calcestruzzo; nel nostro caso si è indicato un ambiente aggressivo (XD1); dai prospetti 4.3N e 4.4N per classe strutturale S4, vita utile di progetto pari a 50 anni, classe di resistenza C40/50 (diminuzione di 1 classe), controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo (diminuzione di 1 classe), si evince che il copriferro da considerare è pari a 25 mm (c_{min}) + 5 mm (c_{dev} , gli elementi non conformi sono scartati) = 30 mm (c_{nom}) (come riportato dalle tabelle sotto riportate tratte dalle UNI EN1992-1-1 Eurocodice 2).

A favore della sicurezza per questo tipo di opere interrato si assume copriferro nom. min. 4 cm.

prospetto 4.3N **Classificazione strutturale raccomandata**

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

prospetto 4.4N **Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080**

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

METODO COSTRUTTIVO

Nell'ambito del presente lavoro è inclusa la fornitura di elementi prefabbricati in calcestruzzo vibrocompresso armato, a sezione rettangolare di dimensioni interne nette riportate nelle tavole di progetto.

I manufatti prefabbricati dovranno essere conformi alla norma UNI EN 14844:2012 con ricoprimenti minimi e massimi rilevati dal profilo longitudinale di progetto.

Le armature dovranno essere dimensionate secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 e s.m.i., in particolare dovranno essere realizzate con doppia rete elettrosaldata e ferri aggiuntivi sagomati.

I manufatti dovranno essere vibrocompressi, ben stagionati, compattati, levigati, lisci, perfettamente rettilinei, a sezione interna rettangolare, di spessore uniforme su tutte le pareti, scevri da screpolature e fessure, conforme alle Norme Tecniche per le Costruzioni e successiva Circolare applicativa.

I manufatti prefabbricati dovranno essere confezionati con calcestruzzo con classe di resistenza C40/50, con inerti perfettamente lavati di granulometria assortita di almeno tre granulometrie, rispettando il fuso granulometrico di Fuller, in conformità a quanto prescritto dalla normativa vigente.

Il calcestruzzo dovrà essere prodotto nel cantiere di prefabbricazione con propri impianti di betonaggio, provvedendo oltre al controllo delle miscele, anche il controllo del rapporto a/c tenendo conto dell'umidità degli inerti.

I manufatti prefabbricati dovranno essere armati con gabbia rigida costituita da rete elettrosaldata di acciaio B450C e da eventuali ferri sagomati, saldati e posizionati correttamente in acciaio B450C, opportunamente calcolata e dimensionata in funzione dei carichi e delle sollecitazioni previste, copriferro min. come da normativa, verifica al rischio sismico ed alla fessurazione secondo la normativa vigente.

I manufatti dovranno essere posti in opera su base continua di calcestruzzo con classe di resistenza minima C12/15, armata con rete elettrosaldata di acciaio, dimensioni 6 mm, maglia 20x20 cm, stesa sovrapponendo maglia a maglia sulle giunzioni, con spessore minimo di 20 cm, compreso l'onere del controllo della livelletta con l'ausilio di idonee apparecchiature laser; indicazioni da verificare e confermare da parte del Direttore dei Lavori delle strutture anche sulla base delle indicazioni contenute nelle indagini geologiche e geotecniche.

I manufatti dovranno avere lunghezza utile non inferiore a quanto indicato negli elaborati di progetto, completo di giunto a risega a tutto spessore, con possibilità di posizionamento di guarnizione, conforme alla normativa vigente, alloggiata su apposita sede, con spessore di rinterro e caratteristiche come dai disegni di progetto, in conformità a quanto previsto dalla normativa italiana vigente sui cementi armati e compreso di ganci di sollevamento a fungo per la movimentazione.

Eventuali ispezioni per passo d'uomo dovranno essere predisposte con apposite dime in ferro zincato debitamente fissate all'armatura con adeguati cordoli di collegamento, il tutto integrato nel getto a perfetta regola d'arte.

CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI APPOGGIO

Si è adottato un terreno con le seguenti caratteristiche tecniche medie:

$$\gamma_t = \gamma_{t,sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso di volume del terreno)}$$

$$\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso di volume dell'acqua)}$$

$$\Phi \text{ (angolo di attrito interno)} = 30^\circ$$

$$c' = c_u = 0 \text{ kPa (non considerata a favore di sicurezza)}$$

$$k_{\text{Winkler}} = 3 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

categoria di sottosuolo tipo C (a favore di sicurezza per la definizione dell'azione sismica di progetto)

In fase di apertura degli scavi dovrà essere confermato il dato di progetto assunto o in caso contrario dovranno essere assunte tutte le cautele del caso.

CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI RIEMPIMENTO

Si è adottato un terreno con le seguenti caratteristiche tecniche medie:

$$\gamma_t = \gamma_{t,sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso di volume del terreno)}$$

$$\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso di volume dell'acqua)}$$

$$\Phi \text{ (angolo di attrito interno)} = 30^\circ$$

$$c' = c_u = 0 \text{ kPa (non considerata a favore di sicurezza)}$$

$$k_0 \text{ (spinta a riposo)} = 1 - \sin \Phi = 0,50$$

categoria di sottosuolo tipo C (a favore di sicurezza per la definizione dell'azione sismica di progetto)

Il rinterro deve iniziare il più presto possibile dopo la posa dell'elemento scatolare.

Il cunicolo dovrebbe essere riempito fino al livello superiore dell'elemento scatolare, lavorando alternativamente su entrambi i lati, utilizzando materiali granulari selezionati, compattati con compattatori leggeri o manuali, in strati non eccedenti 200 mm e mantenendo una differenza di livello di entrambi i lati dell'elemento scatolare non maggiore di 500 mm.

Il rinterro iniziale sopra l'elemento scatolare dovrebbe essere realizzato in strati da 200 mm di materiale granulare.

Materiali congelati o organici non sono adatti per il rinterro.

I carichi di cantiere, con un ricoprimento minimo diverso da quello previsto, richiederanno ulteriori approfondimenti progettuali.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la determinazione delle azioni e delle sollecitazioni e per la procedura di verifica del progetto strutturale si è fatto riferimento alla normativa italiana vigente:

- D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni “.

Inoltre sono state prese in considerazione le seguenti norme:

- UNI EN 1992: 2005 - Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- UNI EN 1998: 2005 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

METODO DI CALCOLO

Per il calcolo e verifica delle sollecitazioni si è utilizzato un programma agli elementi finiti:

SISMICAD della società Concrete srl.

Per le verifiche di resistenza si sono utilizzate le procedure del metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi (S.L.U.) secondo quanto prescritto dal D.M. 17.01.2018 eseguendo anche le verifiche degli stati limite di esercizio (S.L.E.) che prevedono il controllo delle aperture delle fessure.

Le specifiche di calcolo sono riportate nell'allegato “Tabulati di calcolo”.

SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Lo schema considerato è quello di un telaio chiuso simmetrico su appoggio continuo su suolo elastico alla Winkler e soggetto alle seguenti condizioni di carico:

- carichi permanenti dovuti al rilevato soprastante;
- carichi variabili stradali rappresentati da un automezzo da 600 kN;
- spinta laterale del terreno di riempimento a tergo delle murature e dei carichi variabili previsti;
- spinta idraulica interna in condizioni statiche (salvo diversamente specificato);
- spinta idraulica esterna dovuta alla presenza di eventuale falda;
- azione sismica di riferimento per la località.

ANALISI DEI CARICHI

Il ricoprimento tra l'estradosso dell'elemento e la sede stradale è considerato pari a 100 cm, condizione di carico leggermente più gravosa rispetto al ricoprimento di 130 cm.

Carichi permanenti

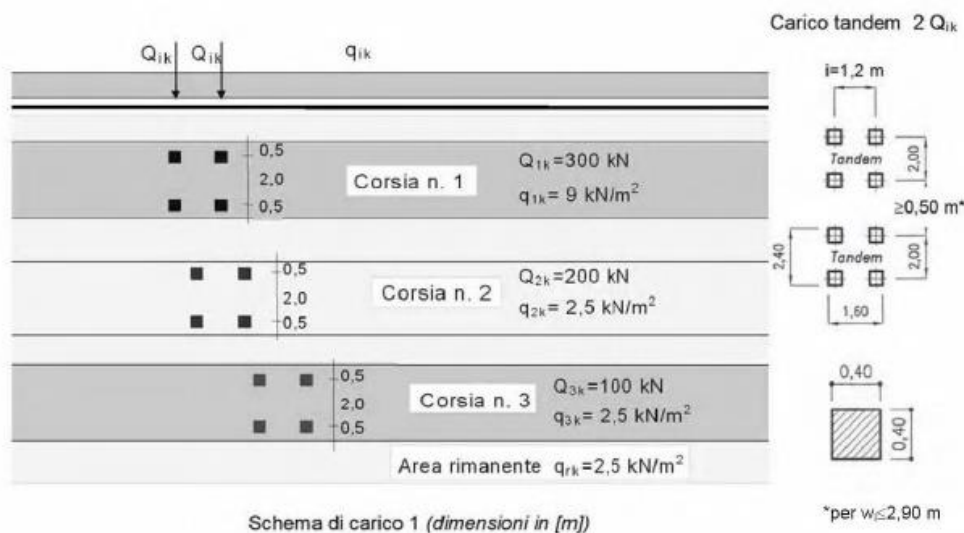
Le azioni dovute ai carichi permanenti, sono costituite dal peso del terrapieno sovrastante il manufatto e dal peso proprio dello scatolare:

$$P_{v,terr} = 1,00 \times 20,00 = 20,00 \text{ kN/m}^2$$

Il peso proprio, il cui peso specifico definito di 25 KN/m^3 , è valutato automaticamente dal programma.

Carichi variabili

Per il carico variabile sulla soletta superiore dello scatolare viene considerato lo schema di carico stradale 1.



Nel caso in esame il contributo più gravoso è rappresentato dai due assi del mezzo convenzionale (carico totale 600 kN, impronta 2,40 m x 1,60 m) che generano un carico distribuito (massicciata stradale con diffusione carico a 45° e terreno con diffusione carico a 30°) riferito alla quota media della soletta pari a:

$$Q_{V,veic, sup} = 600 / ((2,40 + 0,50 \operatorname{tg}45^\circ \times 2 + 0,50 \operatorname{tg}30^\circ \times 2 + 0,20) \times (1,60 + 0,50 \operatorname{tg}45^\circ \times 2 + 0,50 \operatorname{tg}30^\circ \times 2 + 0,20)) = 600 / (4,18 \times 3,38) = 42,50 \text{ kN/m}^2$$

Date le dimensioni dello scatolare, non assimilabile a un ponte stradale, non si considera il carico distribuito di $9,00 \text{ kN/m}^2$.

Spinta orizzontale del terreno

Viene schematizzata come un carico trapezoidale agente sulle pareti laterali a partire dall'interasse della soletta superiore fino all'interasse di quella inferiore:

$$P_{H,terr,sup} = 1,10 \times 20,00 \times 0,50 = 11,0 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{H,terr,inf} = 11,0 + (3,20 \times 20,00 \times 0,50) = 43,00 \text{ kN/m}^2$$

Incremento della spinta orizzontale dovuta ai carichi variabili

Il sovraccarico variabile agente sul terreno ai lati della struttura viene considerato pari allo schema di carico stradale 1, in cui i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,00 m e lunga 2,20 m.

I carichi vengono diffusi con un angolo di 30° dal livello superiore fino al livello inferiore dello scatolare.

Al livello superiore vale:

$$Q_{H,veic,sup} = (600 / ((3,00 + 0,50 \operatorname{tg}45^\circ \times 2 + 0,50 \operatorname{tg}30^\circ \times 2) \times (2,20 + 0,50 \operatorname{tg}45^\circ \times 2 + 0,50 \operatorname{tg}30^\circ \times 2))) \times 0,50 = (600 / (4,78 \times 3,98)) \times 0,50 = 15,80 \text{ kN/m}^2$$

Al livello inferiore vale:

$$Q'_{H,veic,inf} = (600 / ((4,78 + 3,20 \operatorname{tg}30^\circ \times 2) \times (3,98 + 3,20 \operatorname{tg}30^\circ \times 2))) \times 0,50 = (600 / (8,47 \times 7,67)) \times 0,50 = 4,60 \text{ kN/m}^2$$

Frenamento

Come riportato nella norma europea UNI EN 14844 – versione italiana del dicembre 2013 - si può considerare che ogni carico orizzontale dovuto al traffico di superficie può senza pericolo essere assorbito dalla massicciata stradale o altre superfici, senza che abbia effetto sugli elementi scatolari.

Acqua interna

Si è ipotizzato l'elemento a massimo livello non in pressione.

Sulla soletta inferiore si avrà sovraccarico accidentale pari a:

$$P_{v,acqua\ int} = 3,00 \times 10,00 = 30,00 \text{ kN/m}^2$$

Sulle pareti il valore massimo della spinta al livello superiore sarà pari a:

$$Q_{H,idri,sup} = 0 \text{ kN/m}^2$$

Sulle pareti il valore massimo della spinta al livello inferiore sarà pari a:

$$Q_{H,acqua\ int,inf} = 3,00 \times 10,00 = 30,00 \text{ kN/m}^2$$

Falda acquifera

Non è prevista la presenza della falda alle quote in progetto.

Azioni termiche

Dato che il manufatto (dimensioni modeste) risulta essere interrato e quindi non direttamente esposto agli eventi atmosferici, gli effetti dovuti alle variazioni termiche possono essere trascurati.

Azioni sismiche

Si considera la presenza di un sisma in accordo a quanto riportato dal D.M. 17.01.2018 e s.m.i.; tuttavia tale condizione risulta tra le meno impegnative se raffrontata all'applicazione degli SLU e degli SLE.

Sismicamente lo scatolare viene schematizzato come descritto al paragrafo 7.9.5.4.2 del D.M. 17.01.2018 dove si specifica: "Nel caso in cui la spalla sostenga un terreno rigido naturale per più dell'80% della sua altezza, si può considerare che esso si muova con il suolo. In questo caso si assume un fattore di struttura $q=1$ e le forze di inerzia di progetto sono determinate considerando un'accelerazione pari ad $a_g \times S$."

Si ammette quindi che lo scatolare si muova insieme al terreno e non si applicano i particolari costruttivi inerenti la duttilità del capitolo 7 della normativa vigente.

Le forze di inerzia di progetto o forze pseudo statiche vengono determinate moltiplicando le masse per l'accelerazione pari a $a_g \times S$, in cui a_g è la massima accelerazione dello spettro orizzontale elastico del sito.

Le masse che generano tali forze di inerzia sono: peso proprio del traverso superiore, peso proprio dei piedritti, peso del terreno di ricoprimento, peso dei carichi permanenti gravanti sul traverso, considerando nullo il valore delle masse corrispondenti ai carichi da traffico stradale (modeste dimensioni del manufatto).

Oltre a questa forza bisogna considerare la spinta sismica dovuta al rinfiacco agente sui piedritti.

Inoltre la spinta sismica verticale non è stata presa in considerazione in quanto non significativa per opere interrato con queste dimensioni.

SLV:

Vita nominale dell'opera 50 anni

Classe d'uso II

Periodo di riferimento $V_r = 50 \times 2,00 = 100$ anni

$a_g = 0,1098 \text{ g}$ $F_o = 2,4170$ $T^*c = 0,2703 \text{ s}$

Suolo tipo C

Categoria topografica T1

$S = S_s \times S_T = 1,50 \times 1,00 = 1,50$

Accelerazione massima del sito $a_{max} = 0,166 \text{ g}$

$\beta_m = 1,0$

$k_h = \beta_m \times a_{max} = 0,166$

$k_v = 0,50 \times 0,166 = 0,083$

La forza orizzontale sismica da applicare a livello dell'interasse della soletta superiore è pari a:

$S_r = k_h \times ((\gamma_t \times H_{ric.}) + (\text{peso manufatto}/2/L))$

peso manufatto al metro lineare = 61,00 kN

$L = \text{larghezza media scatolare} = 2,70 \text{ m}$

$S_r = 0,166 \times ((1,00 \times 20,00) + (61,00 / 2 / 2,70)) = 5,20 \text{ kN/m}^2$

La spinta dinamica da applicare sui piedritti dello scatolare è pari a:

$$E_d = E_{ws} + E_{wd} + E_{dd} = \gamma_w \times h_w + 7/12 \times k_h \times \gamma_w \times h_w + 1/2 \gamma^* (1 + k_v) K H$$

H = altezza media scatolare = 3,20 m

$E_{ws} = \gamma_w \times h_w$, spinta statica dell'acqua esterna = 0 kN/m²

$E_{wd} = 7/12 \times k_h \times \gamma_w \times h_w$, spinta idrodinamica acqua esterna = 0 kN/m²

γ^* = peso di volume del terreno

K = coefficiente di spinta della terra statica + dinamica calcolata secondo la formula di Mononobe e Okabe:

$$K = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos\beta}} \right]^{-2}$$

ϕ = angolo di attrito interno = 30°

$\theta = \arctan((k_h / (1 - k_v))) = 0,179$

β = inclinazione paramento = 0

K = 0,457

$E_{dd} = 1/2 \times 20,00 \times (1 + 0,083) \times 0,457 \times 3,20 = 15,90$ kN/m² (carico rettangolare sul piedritto).

ANALISI DEI CEDIMENTI

Dall'analisi del modello di calcolo dello scatolare soggetto ai carichi specificati nel paragrafo "Analisi dei carichi" si evince che allo S.L.E. gli spostamenti assoluti nel nodo di mezzzeria della soletta superiore sono di circa 0,40 cm, inferiori a 1/500 della lunghezza del traverso (270 cm / 500 = 0,54 cm), compatibili con le comuni condizioni di posa.

	Condizione SLE	
	SPOSTAMENTO ASSOLUTO [mm]	RAPPORTO DEFORMATA/LUCE
NODO SUPERIORE	-0,40 cm	<1/500
NODO INFERIORE	trascurabile	-

Le deformazioni così determinate risultano compatibili con la struttura ed in alcun modo pregiudizievoli all'utilizzo dell'opera.

Calcolo delle pressioni medie sul terreno

Le pressioni medie di contatto sul terreno registrate allo S.L.U. sono pari a circa $1,60 \text{ daN/cm}^2$, valori ammissibili con le caratteristiche tecniche medie adottate per il terreno di appoggio, comunque da verificare rispetto alle indicazioni derivanti da specifiche indagini geologiche e geotecniche.

Criterio di calcolo della capacità portante

Le verifiche geotecniche sono state condotte prendendo in esame un metro lineare della struttura, secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3), nella quale sono applicati i coefficienti sulla resistenza globale (R3) per fondazioni superficiali.

Nella tabella 6.4.I estratta dalle NTC 2018 si riportano per chiarezza i valori dei vari coefficienti.

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

Una delle prime famiglie di formule per il calcolo della capacità portante fu proposta da Terzaghi (1943) valide nel caso in cui $D \leq B$. Meyerhof (1951,1963) propose una formula per il calcolo della capacità portante simile a quella di Terzaghi, introducendo però un fattore di forma s_q nel termine che tiene conto della profondità N_q . Inoltre introdusse dei fattori di profondità d_i e di pendenza i_i , per il caso in cui il carico trasmesso dalla fondazione è inclinato sulla verticale.

Il valore di q_{ult} ottenuto da Meyerhof non differisce sensibilmente da quello di Terzaghi fino a $D = B$, mentre per rapporti D/B elevati la differenza è più pronunciata.

Vista l'assenza di carichi inclinati, la formula per il calcolo della capacità portante proposta da Meyerhof per un carico verticale è di seguito riportata:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Dove:

N_γ, N_q, N_c = fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di resistenza a taglio ϕ' ;

s_γ, s_q, s_c = fattori di forma, funzione del rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione;

d_γ, d_q, d_c = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa D ;

c = coesione del terreno di fondazione;

q = sovraccarico permanente di sconfinamento al livello del piano di posa della fondazione.

Verifica delle pressioni sul terreno

Si verifica a favore di sicurezza una striscia di fondazione di larghezza unitaria e la tensione massima del terreno risulta pari a :

Capacità portante ultima del terreno (Meyerhof)				
$q_{ult} = c' * N_c * s_c * d_c + q' * N_q * s_q * d_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma = 3453 \text{ kN/m}^2$				
con:				
$q' = \gamma_{sat} * d =$	88	kN/m ²	$d =$	4,40 m
$\gamma_{sat} =$	20	kN/m ³	$B =$	1,00 m
per $\phi =$	30°		$L =$	2,90 m
$c' =$	0	kN/m ²		
$N_c =$	30,14		$N_q =$	18,40
$s_c =$	1,21		$s_q =$	1,10
$d_c =$	2,52		$d_q =$	1,76
			$N_\gamma =$	15,67
			$s_\gamma =$	1,10
			$d_\gamma =$	1,76

Capacità portante ultima del terreno (Terzaghi)				
$q_{ult} = c' * N_c * s_c + q' * N_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma = 2089 \text{ kN/m}^2$				
con:				
$q' = \gamma_{sat} * d =$	88	kN/m ²	$d =$	4,40 m
$\gamma_{sat} =$	20	kN/m ³	$B =$	1,00 m
per $\phi =$	30°	0,524	$L =$	2,90 m
$c' =$	0	kN/m ²		
$N_c =$	37,16		$N_q =$	22,46
$s_c =$	1,00		$a =$	3,35
$K_{py} =$	30,00		$\pi =$	180°
			$N_\gamma =$	11,26
			$\tan\phi =$	0,58
			$\pi =$	3,14
			$s_\gamma =$	1,00

Considerando un fattore di sicurezza pari a 2,3 si ricavano le pressioni medie allo S.L.U. sul terreno da confrontare con i valori ottenuti dalla modellazione di calcolo.

A favore della sicurezza si considera la capacità ultima ricavata con la formula del Terzaghi più restrittiva rispetto a quella di Meyerhof.

Pressione terreno: $q_{ult} / F.S. = 20,89 \text{ daN/cm}^2 / 2,3 = 9,08 \text{ daN/cm}^2 > q_{max} = 1,60 \text{ daN/cm}^2$.

I sottoscritti Ing. Ezio Masserdotti e Ing. Luca Galbusera, in qualità di progettisti calcolatori delle opere di progetto,

DICHIARANO QUANTO SEGUE:

§10.2.1 Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'**analisi statica lineare** utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'**analisi pseudo-statica** secondo le disposizioni dei capitoli 3 e 7 del DM. 17.01.2018.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli **Stati Limiti**.

Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

§10.2.1 Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Titolo:	SISMICAD
Versione:	12.1
Produttore-Distributore:	Concrete s.r.l.
Indirizzo web:	www.concrete.it

§10.2.1 Affidabilità dei Codici di Calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. Il fornitore del codice di calcolo ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

§10.2.1 Modalità di presentazione dei risultati.

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare la relazione di calcolo oltre a illustrare in modo esauritivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, almeno per le parti più sollecitate della struttura, tale da avere una sintesi completa e efficace del comportamento della struttura per ogni tipo di analisi svolta.

§10.2.1 Informazioni generali sull'elaborazione.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

§10.2.1 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità.

Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.). In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è **corretta ed idonea al caso specifico**, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi **validi ed accettabili**.

TABULATO DI CALCOLO

Si riportano a seguire le estrapolazioni del tabulato di calcolo per lo scatolare in oggetto (tutti i valori si riferiscono alla lunghezza di 1,00 m).

1 Azioni e carichi

1.1 Combinazioni di carico

Famiglia Limite ultimo

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Acqua interna	Variabile veicolare	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno
1	LU 1	1.35	1.35	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	1.35
2	LU 2	1.35	1.35	1.35	0	1.35	1.35	1.35	0	1.35
3	LU 3	1.35	1.35	1.35	1.5	1.35	1.35	0	0	1.35
4	LU 4	1.35	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	1.35
5	LU 5	1.35	1.35	1.35	1.5	1.35	0	1.35	0	1.35
6	LU 6	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.35	0	1.35
7	LU 7	1.35	1.35	1.35	1.5	0	1.35	1.35	0	1.35
8	LU 8	1.35	1.35	1.35	0	0	1.35	1.35	0	1.35
9	LU 9	1.35	1.35	1.35	1.5	0	1.35	0	0	1.35
10	LU 10	1.35	1.35	1.35	0	0	1.35	0	0	1.35
11	LU 11	1.35	1.35	1.35	1.5	0	0	1.35	0	1.35
12	LU 12	1.35	1.35	1.35	0	0	0	1.35	0	1.35
13	LU 13	1.35	1.35	1.35	1.5	0	0	0	0	1.35
14	LU 14	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	1.35
15	LU 15	1	1	1	1	0	0	0	1	1
16	LU 16	1	1	1	0	0	0	0	1	1

Famiglia Esercizio rara

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Acqua interna	Variabile veicolare	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno
1	RA 1	1	1	1	1	1	1	1	0	1
2	RA 2	1	1	1	0	1	1	1	0	1
3	RA 3	1	1	1	1	1	1	0	0	1
4	RA 4	1	1	1	0	1	1	0	0	1
5	RA 5	1	1	1	1	1	0	1	0	1
6	RA 6	1	1	1	0	1	0	1	0	1
7	RA 7	1	1	1	1	0	1	1	0	1
8	RA 8	1	1	1	0	0	1	1	0	1
9	RA 9	1	1	1	1	0	1	0	0	1
10	RA 10	1	1	1	0	0	1	0	0	1
11	RA 11	1	1	1	1	0	0	1	0	1
12	RA 12	1	1	1	0	0	0	1	0	1
13	RA 13	1	1	1	1	0	0	0	0	1
14	RA 14	1	1	1	0	0	0	0	0	1

Famiglia Esercizio frequente

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Acqua interna	Variabile veicolare	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno
1	FR 1	1	1	1	1	0.75	0.75	0.75	0	1
2	FR 2	1	1	1	0	0.75	0.75	0.75	0	1
3	FR 3	1	1	1	1	0.75	0.75	0	0	1
4	FR 4	1	1	1	0	0.75	0.75	0	0	1
5	FR 5	1	1	1	1	0.75	0	0.75	0	1
6	FR 6	1	1	1	0	0.75	0	0.75	0	1
7	FR 7	1	1	1	1	0	0.75	0.75	0	1
8	FR 8	1	1	1	0	0	0.75	0.75	0	1
9	FR 9	1	1	1	1	0	0.75	0	0	1
10	FR 10	1	1	1	0	0	0.75	0	0	1
11	FR 11	1	1	1	1	0	0	0.75	0	1
12	FR 12	1	1	1	0	0	0	0.75	0	1
13	FR 13	1	1	1	1	0	0	0	0	1
14	FR 14	1	1	1	0	0	0	0	0	1

1.2 Definizioni di carichi lineari

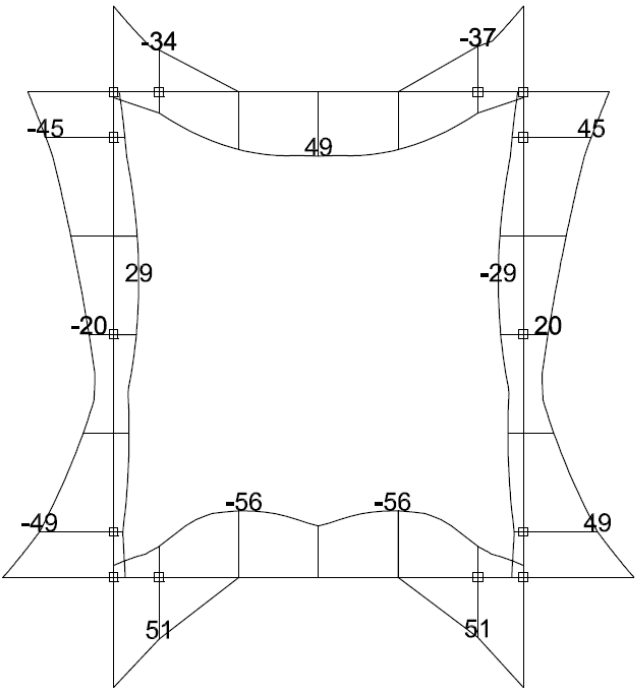
Nome		Valori											
	Condizione	Fx i.	Fx f.	Fy i.	Fy f.	Fz i.	Fz f.	Mx i.	Mx f.	My i.	My f.	Mz i.	Mz f.
Soletta copertura	Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta terra Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta terra Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Acqua interna	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare	0	0	0	0	-42.5	-42.5	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Soletta inferiore	Spinta dinamica terra	5.2	5.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Peso terreno	0	0	0	0	-20	-20	0	0	0	0	0	0
	Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta terra Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta terra Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Acqua interna	0	0	0	0	-30	-30	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piedritto Sx	Spinta sovraccarico Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta dinamica terra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Peso terreno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta terra Sx	11	43	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta terra Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piedritto Dx	Acqua interna	0	-30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Sx	15.8	4.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta dinamica terra	15.9	15.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Peso terreno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta terra Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta terra Dx	-11	-43	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Acqua interna	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Dx	-15.8	-4.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta dinamica terra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Peso terreno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

2 Diagrammi inviluppi

2.1 Inviluppi SLU

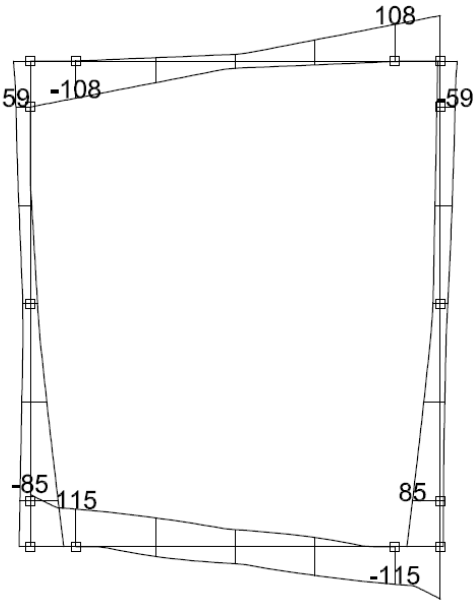
INVILUPPO MOMENTI

[kNm]



INVILUPPO TAGLIO

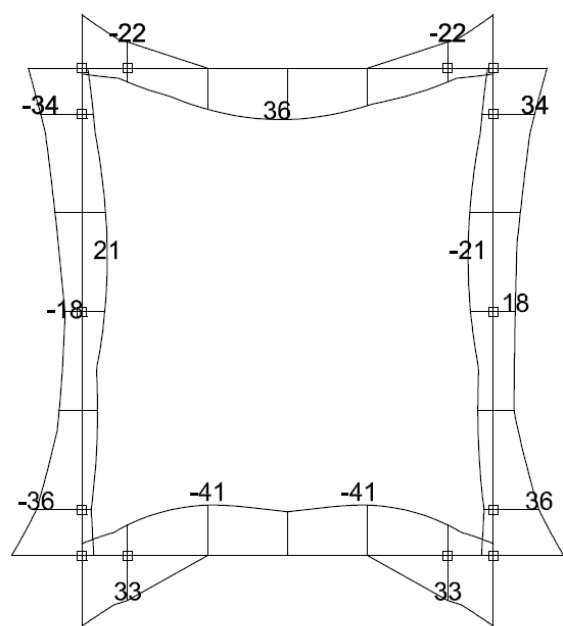
[kN]



2.2 Involuppi SLE

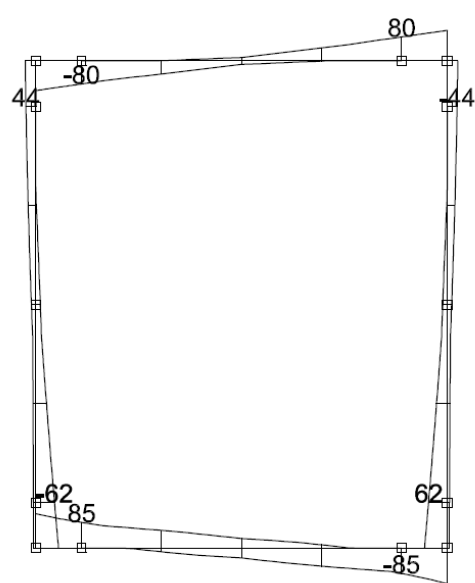
INVILUPPO MOMENTI

[kNm]



INVILUPPO TAGLIO

[kN]

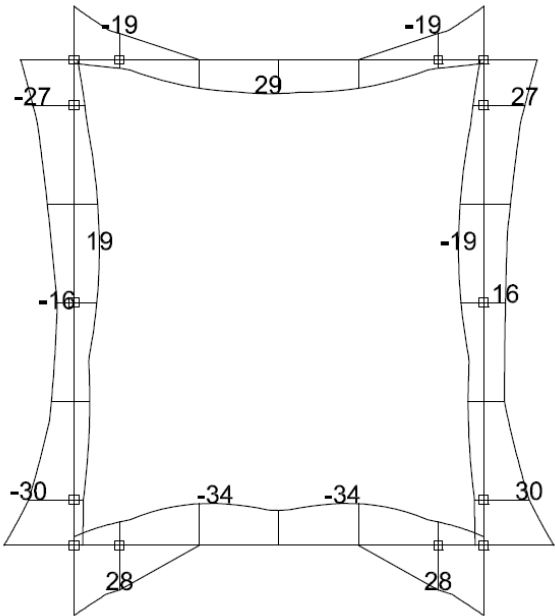


2.3 Inviluppi SLE (frequente)

INVILUPPO MOMENTI

COMB. FREQUENTE

[kNm]

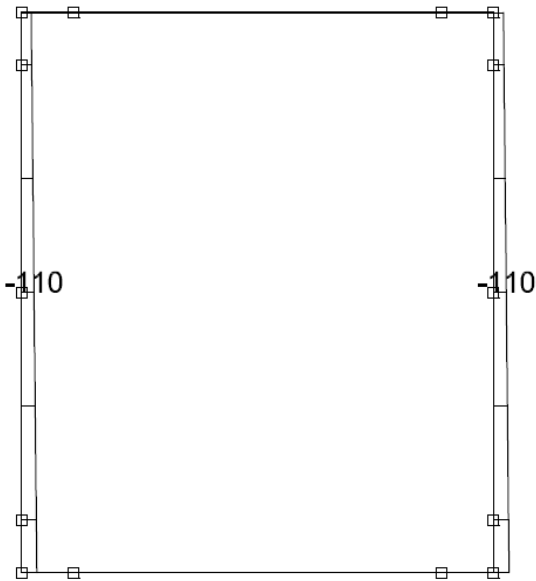


2.4 Inviluppi N SLE

INVILUPPO ASSIALI SLE

50% di 110 kN = 55 kN

[kN]



3. Verifiche

Verifica della sezione della soletta sup. per flessione (Mmax)

Calcestruzzo

R _{ck}	50	N/mm ²	
f _{ck}	41,5	N/mm ²	
E _c	34881	N/mm ²	
γ _c	1,5		
f _{cd}	27,7	N/mm ²	
f _{ct1}	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σ _c	18,7	N/mm ²	S.L.E.
ε _{ct1}	2	‰	
ε _{cu}	3,5	‰	

Acciaio B450C

f _{tk}	540	N/mm ²	
f _{yk}	450	N/mm ²	
E _s	206000	N/mm ²	
γ _s	1,15		
f _{sd}	391	N/mm ²	S.L.U.
σ _s	300	N/mm ²	S.L.E.
ε _{sd}	1,90	‰	
ε _{su}	10	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	M _k	M _{sd}
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	20	36,00	49,00

d'	5,0	cm
d	15,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
5	12	5,65
		11,59

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
0	0	0,00
0	0	0,00
		1,41

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,00773		
ρ' _s	0,00094		
ω _t	0,12139		
δ	0,92754		
x	5,53	cm	
J _i	20197	cm ⁴	
σ _c =	9,85	N/mm ²	OK
σ _s =	236,40	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,12859	OK	
ω' _s	0,01568	OK	
x	1,69	cm	
Z _s	14,15	cm	
Z' _s	-4,15	cm	
ε _s	0,0213		
ε' _s	0,0048		
M _{rd} =	61,90	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	12,00	mm	
A _{ceff.}	1250,00	cm ²	
δ	0,0093		
St _m	179,39	mm	
M _k	29,00	kNm	
σ _s	190,43	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0009		
ω _k =	0,28	mm	OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo
della soletta superiore per flessione**

Calcestruzzo

R _{ck}	50	N/mm ²	
f _{ck}	41,5	N/mm ²	
E _c	34881	N/mm ²	
γ _c	1,5		
f _{cd}	27,7	N/mm ²	
f _{c1}	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σ _c	18,7	N/mm ²	S.L.E.
ε _{c1}	2	‰	
ε _{cu}	3,5	‰	

Acciaio B450C

f _{tk}	540	N/mm ²	
f _{yk}	450	N/mm ²	
E _s	206000	N/mm ²	
γ _s	1,15		
f _{sd}	391	N/mm ²	S.L.U.
σ _s	300	N/mm ²	S.L.E.
ε _{sd}	1,90	‰	
ε _{su}	10	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	M _k	M _{sd}
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	20	22,00	34,00

d'	5,0	cm
d	15,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
5	12	5,65
		11,59

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
0	0	0,00
		7,07

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,00773		
ρ' _s	0,00471		
ω _t	0,17417		
δ	0,74747		
x	5,48	cm	
J _i	20217	cm ⁴	
σ _c =	5,96	N/mm ²	OK
σ _s =	145,11	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,12759	OK	
ω' _s	0,07841	OK	
x	0,74	cm	
z _s	14,63	cm	
z' _s	-4,63	cm	
ε _s	0,0534		
ε' _s	0,0155		
M _{rd} =	63,56	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	12,00	mm	
A _{ceff.}	1250,00	cm ²	
δ	0,0093		
σ _{tm}	179,39	mm	
M _k	19,00	kNm	
σ _s	125,32	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0006		
ω _k =	0,19	mm	OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo
della soletta superiore per taglio**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
fctm	3,60	N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52	N/mm ²	
fctd	1,68	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
τrd	0,42	N/mm ²	
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	20	76,00	121,00

d'	5,0	cm
d	15,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
5	12	5,65
		11,59

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
0	0	0,00
		7,07

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	121,00	kN	
k	2,15		
kmax	2,00	vmin	0,64
ρ	0,008	vrd	0,76
Nsd	0,00	kN	
σ	0,000	kN/cm ²	
Vrd	114,38	kN	>Vsd
elemento fessurato dal momento flettente			

KO

Verifica della sezione della soletta inf. per flessione (Mmax)

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	‰	
εcu	3,5	‰	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	‰	
εsu	10	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	20	41,00	56,00

d'	5,0	cm
d	15,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	As[cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
5	12	5,65
		12,72

N° ferri area compressa

n°	Φ	A's[cm ²]
5	6	1,41
0	0	0,00
0	0	0,00
		1,41

Verifiche S.L.E.

ρs	0,00848		
ρ's	0,00094		
ωt	0,13195		
δ	0,93333		
x	5,72	cm	
Ji	21589	cm ⁴	
σc =	10,87	N/mm ²	OK
σs =	246,64	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ωsc	0,5186	limite verso le forti armature	
ωs	0,14114	OK	
ω's	0,01568	OK	
x	1,88	cm	
Zs	14,06	cm	
Z's	-4,06	cm	
εs	0,0188		
ε's	0,0039		
Mrd=	67,75	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali aggressive			
armatura poco sensibile			
ωk max	0,3	mm	
β	1,70		
K1	0,80		
K2	0,50		
Φ	12,00	mm	
Aceff.	1250,00	cm ²	
δ	0,0102		
Stm	167,89	mm	
Mk	34,00	kNm	
σs	204,53	N/mm ²	
εsm	0,0010		
ωk =	0,28	mm	OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo
della soletta inferiore per flessione**

Calcestruzzo

R _{ck}	50	N/mm ²	
f _{ck}	41,5	N/mm ²	
E _c	34881	N/mm ²	
γ _c	1,5		
f _{cd}	27,7	N/mm ²	
f _{ct1}	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σ _c	18,7	N/mm ²	S.L.E.
ε _{ct1}	2	‰	
ε _{cu}	3,5	‰	

Acciaio B450C

f _{tk}	540	N/mm ²	
f _{yk}	450	N/mm ²	
E _s	206000	N/mm ²	
γ _s	1,15		
f _{sd}	391	N/mm ²	S.L.U.
σ _s	300	N/mm ²	S.L.E.
ε _{sd}	1,90	‰	
ε _{su}	10	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	M _k	M _{sd}
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	20	33,00	51,00

d'	5,0	cm
d	15,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
5	12	5,65
		11,59

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
0	0	0,00
		7,07

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,00773		
ρ' _s	0,00471		
ω _t	0,17417		
δ	0,74747		
x	5,48	cm	
J _i	20217	cm ⁴	
σ _c =	8,94	N/mm ²	OK
σ _s =	217,66	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,12759	OK	
ω' _s	0,07841	OK	
x	0,74	cm	
z _s	14,63	cm	
z' _s	-4,63	cm	
ε _s	0,0534		
ε' _s	0,0155		
M _{rd} =	63,56	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	12,00	mm	
A _{ceff.}	1250,00	cm ²	
δ	0,0093		
σ _{tm}	179,39	mm	
M _k	28,00	kNm	
σ _s	184,68	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0009		
ω _k =	0,27	mm	OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo
della soletta inferiore per taglio**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
fctm	3,60	N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52	N/mm ²	
fctd	1,68	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
τrd	0,42	N/mm ²	
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	20	83,00	124,00

d'	5,0	cm
d	15,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
5	12	5,65
		11,59

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
0	0	0,00
		7,07

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	124,00	kN	
k	2,15		
kmax	2,00	vmin	0,64
ρ	0,008	vrd	0,76
Nsd	0,00	kN	solo carichi permanenti
σ	0,000	kN/cm ²	
Vrd	114,38	kN	>Vsd
elemento fessurato dal momento flettente			
			KO

**Verifica della sezione in mezzeria
del piedritto per presso-flessione (fibra esterna)**

Calcestruzzo

R _{ck}	50	N/mm ²	
f _{ck}	41,5	N/mm ²	
E _c	34881	N/mm ²	
γ _c	1,5		
f _{cd}	27,7	N/mm ²	
f _{c1}	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σ _c	18,7	N/mm ²	S.L.E.
ε _{c1}	2	‰	
ε _{cu}	3,5	‰	

Acciaio B450C

f _{tk}	540	N/mm ²	
f _{yk}	450	N/mm ²	
E _s	206000	N/mm ²	
γ _s	1,15		
f _{sd}	391	N/mm ²	S.L.U.
σ _s	300	N/mm ²	S.L.E.
ε _{sd}	1,90	‰	
ε _{su}	63	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

b	h	M _k	M _{sd}
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	20	18,00	20,00
		N _k	N _{sd}
		[kN]	[kN]
		55,00	74,25

d'	5,0	cm
d	15,0	cm
A _i	2249,82	cm ²
J _i	72912	cm ⁴
i ²	32,41	cm ²
u	3,2	cm
e	32,73	cm

sez.parz.

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
4	12	4,52
5	12	5,65
0	0	0,00
		10,18

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
4	10	3,14
4	12	4,52
0	0	0,00
		7,67

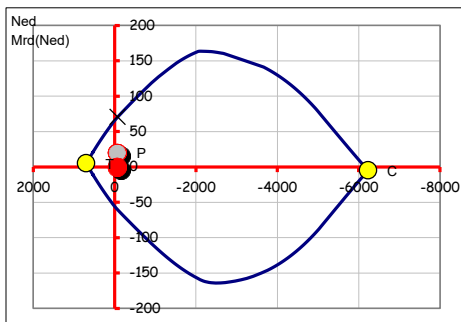
Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	22,73	cm
d _s	37,73	cm
d' _s	27,73	cm
6m/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	7,52E-05	
x	6,04	cm
S _i	656,99	cm ³
σ _c =	5,05	N/mm ²
σ _s =	105,04	N/mm ²

OK

OK

Verifiche S.L.U.



Mrd=	70,60	kN	OK
-------------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente		
condizioni ambientali aggressive		
armatura poco sensibile		
ω _k max	0,3	mm
β	1,70	
K ₁	0,80	
K ₂	0,50	
Φ	12,00	mm
A _{ceff.}	1250,00	cm ²
δ	0,0081	
St _m	197,37	mm
M _k	16,00	kNm
N _k	55,00	kN
σ _s	90,23	N/mm ²
ε _{sm}	0,0004	
ω _k =	0,15	mm

OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo sup.
del piedritto per presso-flessione (fibra esterna)**

Calcestruzzo

R _{ck}	50	N/mm ²	
f _{ck}	41,5	N/mm ²	
E _c	34881	N/mm ²	
γ _c	1,5		
f _{cd}	27,7	N/mm ²	
f _{ct}	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σ _c	18,7	N/mm ²	S.L.E.
ε _{cl}	2	‰	
ε _{cu}	3,5	‰	

Acciaio B450C

f _{tk}	540	N/mm ²	
f _{yk}	450	N/mm ²	
E _s	206000	N/mm ²	
γ _s	1,15		
f _{sd}	391	N/mm ²	S.L.U.
σ _s	300	N/mm ²	S.L.E.
ε _{sd}	1,90	‰	
ε _{su}	63	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

b	h	M _k	M _{sd}
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	20	34,00	45,00
		N _k	N _{sd}
		[kN]	[kN]
		55,00	74,25

d'	5,0	cm
d	15,0	cm
A _i	2289,40	cm ²
J _i	73902	cm ⁴
i ²	32,28	cm ²
u	3,2	cm
e	61,82	cm
		sez.parz.

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	51,82	cm
d _s	66,82	cm
d' _s	56,82	cm
6m/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	-3,9E-06	
x	5,87	cm
S _i	353,06	cm ³
σ _c =	9,15	N/mm ² OK
σ _s =	199,09	N/mm ² OK

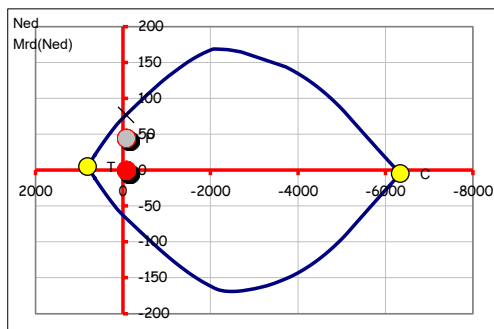
N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
5	12	5,65
		11,59

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	10	3,14
4	12	4,52
		9,08

Verifiche S.L.U.



Mrd=	77,13	kN	OK
-------------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali aggressive			
armatura poco sensibile			
$\omega_k \max$	0,3	mm	
β	1,70		
K_1	0,80		
K_2	0,50		
Φ	12,00		mm
A_{ceff}	1250,00	cm^2	
δ	0,0093		
Stm	179,39	mm	
Mk	27,00	KNm	
Nk	55,00	KN	
σ_s	152,92	N/mm^2	
ϵ_{sm}	0,0007		
$\omega_k =$	0,23	mm	OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo sup.
del piedritto per taglio**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
fctm	3,60	N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52	N/mm ²	
fctd	1,68	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
τrd	0,42	N/mm ²	
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	20	44,00	59,00

d'	5,0	cm
d	15,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	As[cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
5	12	5,65
		11,59

N° ferri area compressa

n°	Φ	A's[cm ²]
5	6	1,41
4	10	3,14
4	12	4,52
		9,08

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	59,00	kN	
k	2,15		
kmax	2,00	vmin	0,64
ρ	0,008	vrd	0,76
Nsd	74,25	kN	
σ	0,037	kN/cm ²	
Vrd	122,73	kN	>Vsd
elemento fessurato dal momento flettente			
			OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo inf.
del piedritto per presso-flessione (fibra esterna)**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	‰	
εcu	3,5	‰	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	‰	
εsu	63	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	20	36,00	49,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
		55,00	74,25

d'	5,0	cm
d	15,0	cm
Ai	2289,40	cm ²
Ji	73902	cm ⁴
i ²	32,28	cm ²
u	3,2	cm
e	65,45	cm
		sez.parz.

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	55,45	cm
d _s	70,45	cm
d' _s	60,45	cm
6m/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	-4,1E-06	
x	5,85	cm
Si	331,98	cm ³
σ _c =	9,69	N/mm ² OK
σ _s =	212,28	N/mm ² OK

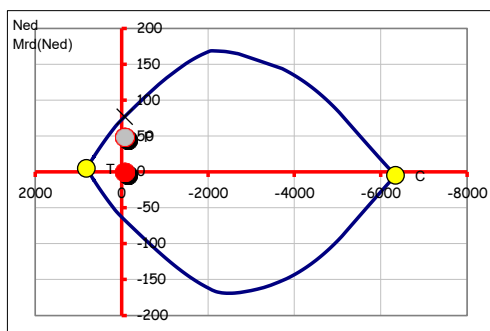
N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
5	12	5,65
		11,59

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	10	3,14
4	12	4,52
		9,08

Verifiche S.L.U.



Mrd=	77,13	kN	OK
-------------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente		
condizioni ambientali aggressive		
armatura poco sensibile		
ωk max	0,3	mm
β	1,70	
K ₁	0,80	
K ₂	0,50	
Φ	12,00	mm
A _{ceff.}	1250,00	cm ²
δ	0,0093	
Stm	179,39	mm
Mk	30,00	KNm
Nk	55,00	KN
σ _s	172,70	N/mm ²
ε sm	0,0008	
ω _k =	0,25	mm
		OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo inf.
del piedritto per taglio**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
fctm	3,60	N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52	N/mm ²	
fctd	1,68	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
τrd	0,42	N/mm ²	
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	20	62,00	85,00

d'	5,0	cm
d	15,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
5	12	5,65
		11,59

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	10	3,14
4	12	4,52
		9,08

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	85,00	kN	
k	2,15		
kmax	2,00	vmin	0,64
ρ	0,008	vrd	0,76
Nsd	74,25	kN	
σ	0,037	kN/cm ²	
Vrd	122,73	kN	>Vsd
			OK

Verifica della sezione

del piedritto per presso-flessione (fibra interna)

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	‰	
εcu	3,5	‰	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	‰	
εsu	63	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	20	21,00	29,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
		55,00	74,25

d'	5,0	cm
d	15,0	cm
Ai	2249,82	cm ²
Ji	72912	cm ⁴
i ²	32,41	cm ²
u	3,2	cm
e	38,18	cm

sez.parz.

N° ferri area tesa

n°	Φ	As[cm ²]
4	10	3,14
4	12	4,52
0	0	0,00
		7,67

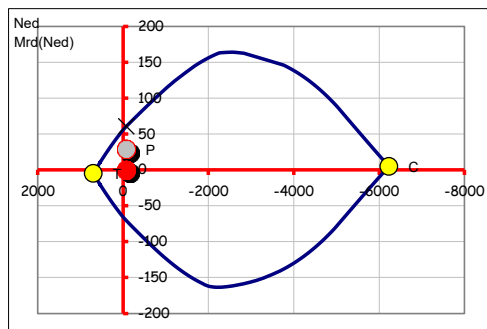
N° ferri area compressa

n°	Φ	A's[cm ²]
4	12	4,52
5	12	5,65
0	0	0,00
		10,18

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	28,18	cm
d _s	43,18	cm
d' _s	33,18	cm
6m/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	0,000103	
x	5,36	cm
Si	450,87	cm ³
σ _c =	6,53	N/mm ² OK
σ _s =	164,68	N/mm ² OK

Verifiche S.L.U.



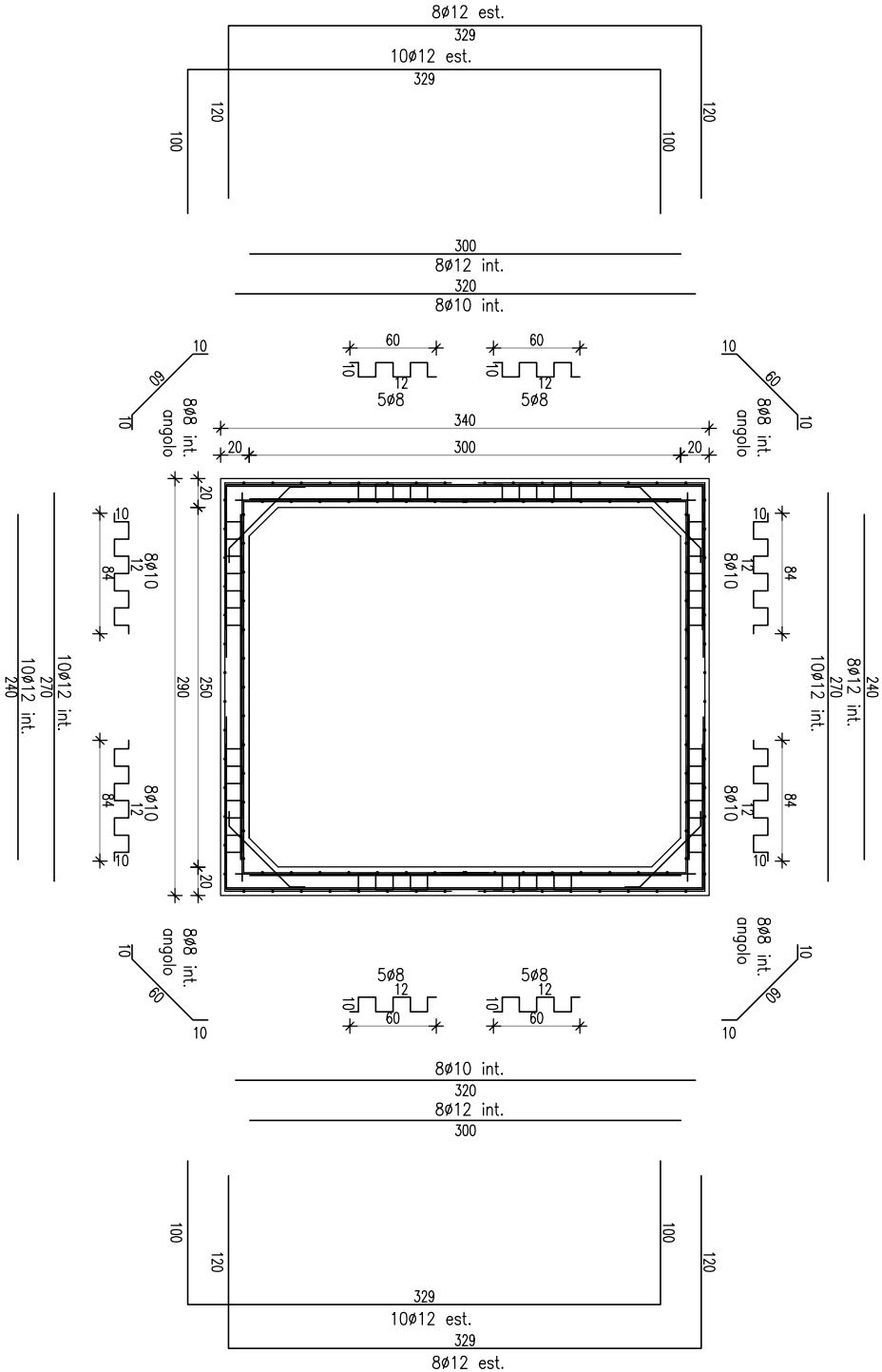
Mrd=	60,69	kN	OK
------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente		
condizioni ambientali aggressive		
armatura poco sensibile		
$\omega_k \max$	0,3	mm
β	1,70	
K_1	0,80	
K_2	0,50	
Φ	12,00	mm
$A_{ceff.}$	1250,00	cm ²
δ	0,0061	
Stm	245,68	mm
Mk	19,00	KNm
Nk	55,00	KN
σ_s	145,44	N/mm ²
ε_{sm}	0,0007	
$\omega_k =$	0,29	mm
		OK

OK

SCHEMA ARMATURE – SCATOLARE (250x300)cm L=200cm sp.20cm



Calcestruzzo C40/50 R_{ck} 500 (daN/cm²)
Acciaio B450C f_{yk} 4500 (daN/cm²)
Classe di esposizione XC4-XD1-XF2
Spessore copriferro min. 4 cm
nr. 4 chiodi di sollevamento
portata nominale 50 kN cadauno

