



PROVINCIA DI FORLÌ-CESENA

Servizio Infrastrutture Viarie, Gestione Strade, Patrimonio, Mobilità e Trasporti

SP 27BIS BRALDO AL KM 2+350 INTERVENTO DI DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DEL VIADOTTO SUL TORRENTE MONTONE

CUP

G67H21019760001

B.5

Relazione di calcolo delle strutture

Il progettista
Ing. Luca Gardelli

Il RUP
Ing. Fabrizio Di Blasio

Con la collaborazione di
Arch. Laura Capizz
Arch. Silvia Conversano

Progetto strutturale:

ENSER srl



Indice

1	Premessa	5
2	Normativa tecnica	5
3	Contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche e morfologiche	6
4	Aspetti idraulici	7
4.1	Franco idraulico	7
4.2	Dimensionamento del rivestimento in massi a protezione delle pile	7
5	Descrizione della struttura	8
6	Stratigrafia di riferimento e caratterizzazione geotecniche	11
6.1	Caratterizzazione litostratigrafica	11
6.2	Caratterizzazione geotecnica	11
7	Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale	13
7.1	Soletta e cordoli in cemento armato	13
7.2	Opere in carpenteria metallica	14
8	Azioni di progetto	15
1.1.	Azione sismica	15
9	Modelli di calcolo	18
9.1	Fasi di calcolo e carichi corrispondenti	19
9.2	Modello di fase 1	19
9.3	Modello di fase 2	20
9.4	Modello di fase 3	20
9.5	Modello azione sugli appoggi	21
10	Analisi dei carichi e combinazioni di carico	22
10.1	Pesi propri degli elementi strutturali (DEAD)	22
10.2	Carichi permanenti portati (G2)	22
10.3	Ritiro (ritiro)	22
10.4	Variazioni termiche (DT)	24
10.5	Carichi mobili	24
10.6	Azione del vento	26
10.7	Combinazione delle azioni di carico	27
11	Analisi modale	29
12	Diagramma delle principali sollecitazioni	30
13	Travi principali	31
13.1	Premessa	31
13.2	Geometria delle sezioni	32

13.3	Verifiche di resistenza tensionali	34
14	Appoggi e giunti	36
14.1	Appoggi – isolatori elastomerici	36
14.2	Giunti	36
15	SOTTOSTRUTTURE: PILE	37
15.1	Stratigrafia di riferimento e caratterizzazione geotecnica	37
15.2	Analisi dei carichi	37
15.3	Verifiche di sicurezza delle pile	39
15.3.1	Pulvino – Condizioni statiche - SLU	39
15.3.2	Fusto – Verifiche di resistenza	41
15.3.3	Pali di fondazione – Verifiche di resistenza	44
15.3.3.1	Azione sui pali	44
15.3.3.2	Verifiche di collasso per carico limite dei riguardi dei carichi assiali	47
15.3.3.3	Verifiche strutturali	47
15.3.3.4	Armatura minima	47
16	SOTTOSTRUTTURE: SPALLE E DAIFRAMMI	48
16.1	Stratigrafia di riferimento e caratterizzazione geotecnica	48
16.2	Modello di calcolo	49
16.3	Analisi dei carichi	51
16.3.1	Pesi propri degli elementi strutturali – Corpo spalla	51
16.3.2	Pesi propri degli elementi strutturali – Impalcato	51
16.3.3	Carichi permanenti portati (G2)	52
16.3.4	Carichi mobili	52
16.3.5	Azione del vento	53
16.3.6	Spinta del terreno	53
16.3.7	Terreno imbarcato	54
16.3.8	Azione d'inerzia sismica longitudinale - Spalla	54
16.3.9	Azione d'inerzia sismica trasversale - Spalla	55
16.3.10	Azione d'inerzia sismica longitudinale – Impalcato	55
16.3.11	Azione d'inerzia sismica trasversale - Impalcato	56
16.3.12	Terreno imbarcato – Azione sismica longitudinale	56
16.3.13	Terreno imbarcato – Azione sismica trasversale	57
16.3.14	Spinta del terreno – Mononobe-Okabe	57
16.4	Combinazione delle azioni	57
16.5	Risultati delle analisi	58

17	Verifica di sicurezza dei diaframmi frontali	70
18	Verifica di sicurezza dei diaframmi frontali	71

1 Premessa

La presente relazione di calcolo delle strutture è redatta nell'ambito del progetto definitivo "Ricostruzione del viadotto sul torrente montone: servizio di ingegneria per progettazione definitiva, esecutiva e per coordinatore della sicurezza in fase di progettazione".

2 Normativa tecnica

La normativa di riferimento è la seguente:

- Decreto Legge 16 novembre 1939: "Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice o armato.
- Circolare n°384 del 14 febbraio 1962 "Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali".
- Legge 2 febbraio 1974, n°64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.M. 2 agosto 1980: "Criteri generali e prescrizioni per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali".
- D.M. 27 luglio 1985: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 21 gennaio 2019, n°7: "Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".
- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le prescrizioni riportate nelle Appendici Nazionali, o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN.
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- CNR-DT-214-2018 – Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni.

3 Contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche e morfologiche

Il nuovo ponte realizzato in sostituzione al ponte Braldo (da demolire) è ubicato a Forlì (FC) ed attraversa il torrente Montone, collegando Villanova a Villafranca-San Martino.

Per quanto riguarda le caratteristiche geologiche, morfologiche e idrologiche si rimanda alle relazioni “B.2.1 Relazione geologica” e “B.6.1 Relazione idraulica: ponte sul fiume Montone” redatte nell’ambito di questo progetto.

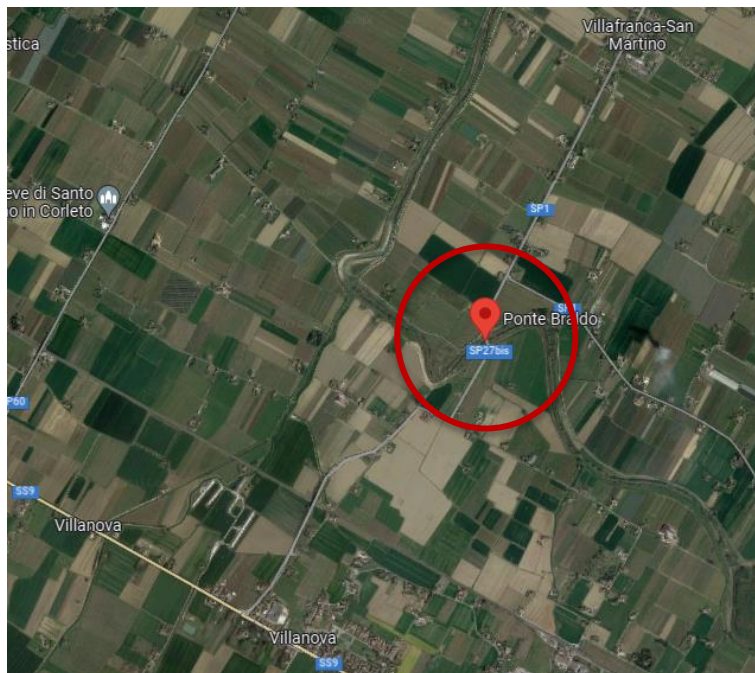


Figure 3-1: Ubicazione dell'area in oggetto, indicata in rosso (da Google maps)



Figure 3-2: Zoom ubicazione dell'area in oggetto, indicata in rosso (da Google maps)

4 Aspetti idraulici

Nei paragrafi seguenti si mostrano i principali aspetti idraulici.

4.1 Franco idraulico

Dalla modellazione HEC-RAS risulta che il livello di massima piena per portata Q200 è pari a 24.56 m s.l.m.

Poiché la quota dell'intradosso è a 26.41 m.s.l.m, risulta che il franco idraulico, rispetto all'intradosso delle strutture del ponte sia, su tutta la larghezza del ponte, superiore a 1.50 m, come rappresentato nella figura sottostante.

La verifica di compatibilità idraulica dei ponti secondo la NTC2018 risulta quindi essere soddisfatta.

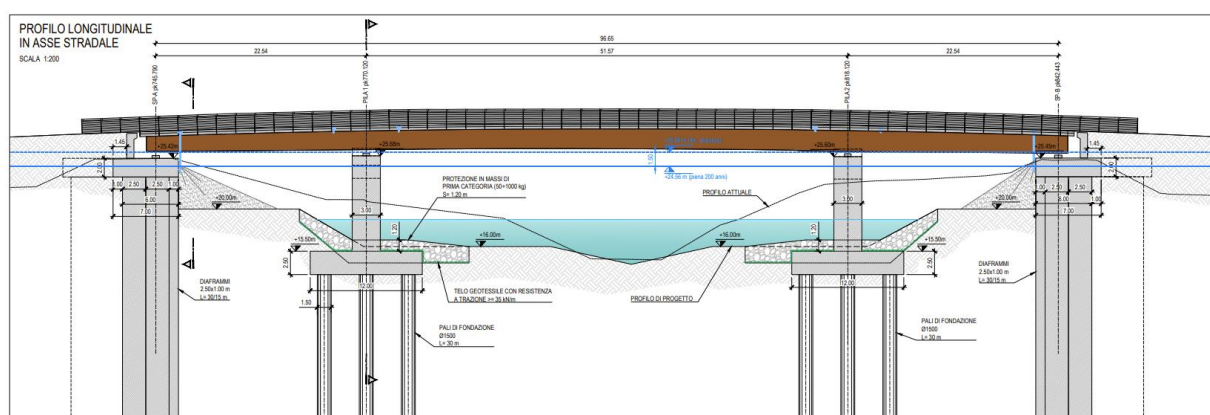


Figure 4-1 – Profilo longitudinale in asse stradale del Ponte sul fiume Montone – Verifica rispetto del franco idraulico

Per i dettagli si veda la relazione idraulica “B.6.1 – Relazione idraulica: ponte sul fiume Montone”.

4.2 Dimensionamento del rivestimento in massi a protezione delle pile

Per evitare fenomeni di scavo intorno alla pila, in corrispondenza della pila è prevista l'installazione di massi alla rinfusa, ovvero di un *riprap*.

Lo spessore della scogliera deve essere pari almeno a $2D_{50}$ e nel caso specifico è stato posto pari a 1.20 m. L'estensione della scogliera è stata definita in modo da proteggere il plinto di fondazione dai fenomeni di scavo.

Per i dettagli si veda la relazione idraulica “B.6.1 – Relazione idraulica: ponte sul fiume Montone”.

5 Descrizione della struttura

Il nuovo ponte sul torrente Montone è una struttura mista in di lunghezza pari a circa 100.0 m e larghezza di circa 14.4 m. In particolare, l'impalcato continuo è costituito da n°3 campate: le due campate laterali hanno una luce di circa 23.5 m, mentre la campata centrale ha luce di circa 53.0 m.

La sede stradale è caratterizzata dalla carreggiata centrale di 9.50 m, comprendente due corsie da 3.50 m e due banchine da 1.25 m, e da due marciapiedi laterali di luce netta interna pari a 1.50 m.

L'impalcato misto presenta n°2 travi continue ad altezza variabile in acciaio cor-ten, con soletta collaborante di spessore pari a 30 cm. In direzione trasversale sono presenti traversi a sezione variabile in acciaio cor-ten posti ad interasse di 5.0 m.

Le travi sono asimmetriche ad altezza variabile, la sezione presenta un'altezza massima pari a 2.20 m, piattabanda superiore di larghezza pari a 0.80 m e spessore di 40mm, piattabanda inferiore di larghezza pari a 1.20 m e spessore di 60mm.

Le n°2 pile in cemento armato sono costituite da una ciabatta di fondazione di 12.0 m x 12.0 m e spessore pari a 2.5 m, il fusto circolare di diametro pari a 3.0 m ed altezza massima di 8.3 m, la parte terminale della pila a forma di tronco di cono ed il pulvino di spessore pari a 1.0 m. Le pile poggiano su n°9 pali trivellati di diametro pari a 1.5 m e lunghezza pari a 30 m.

Le n°2 spalle sono costituite ognuna da n°8 diaframmi di sezione 2.5 m x 1.0 m e lunghezza pari a 30.0 m, disposti come da elaborati grafici, e da un solettone superiore di dimensioni in pianta pari a 6.0 m x 20.0 m e spessore pari a 2.0 m che li collega. I diaframmi frontali di spalla proseguono lateralmente con altri diaframmi sempre di sezione 2.5 m x 1.0 m e lunghezza inferiore pari a 15.0 m.

Per tutti i dettagli si vedano i relativi elaborati grafici.

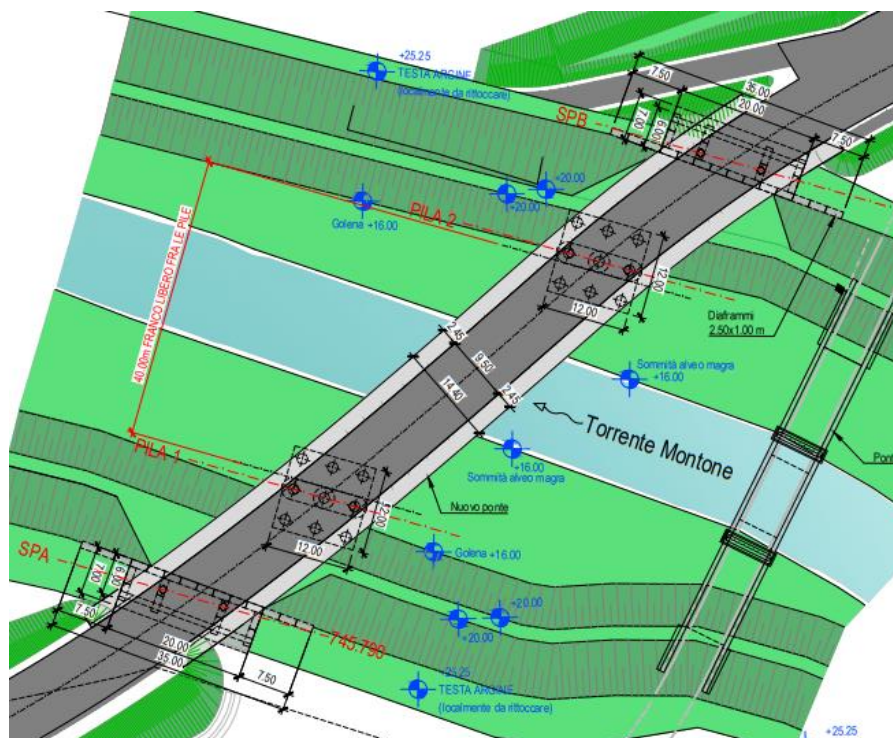


Figure 5-1: Vista in pianta del nuovo ponte sul torrente Montone

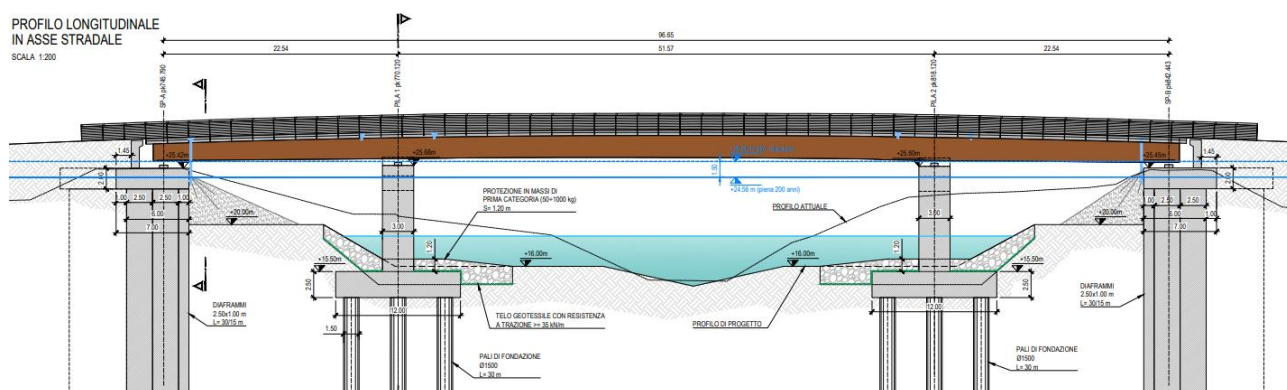


Figure 5-2: Profilo del nuovo ponte sul torrente Montone

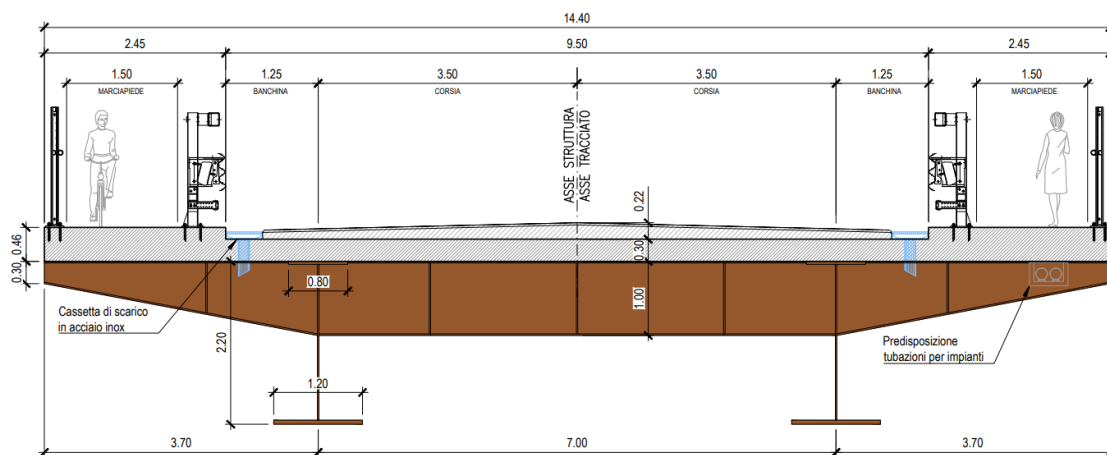


Figure 5-3: Sezione significativa e sede stradale del nuovo ponte sul torrente Montone

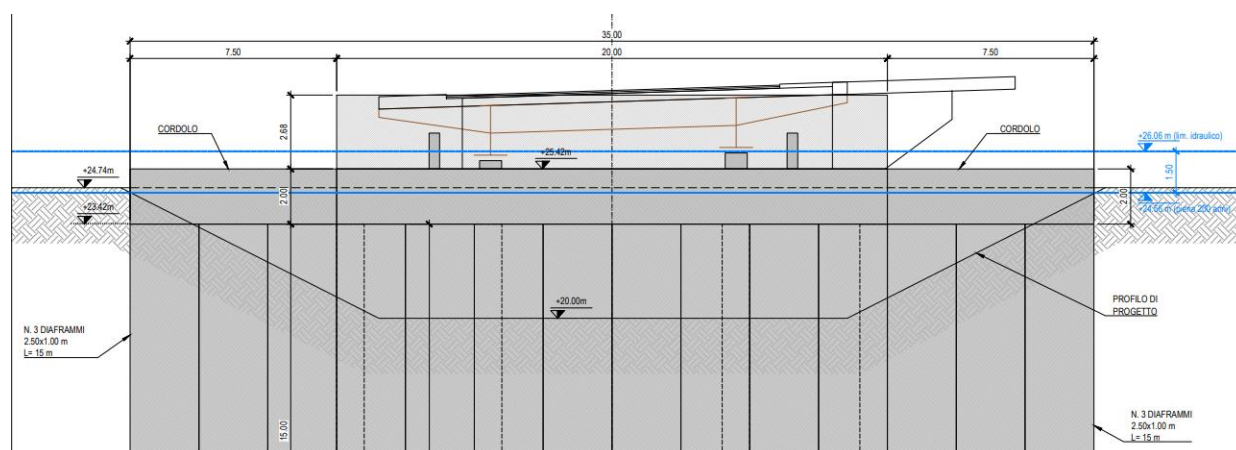


Figure 5-4: Sezione di una spalla del ponte sul torrente Montone

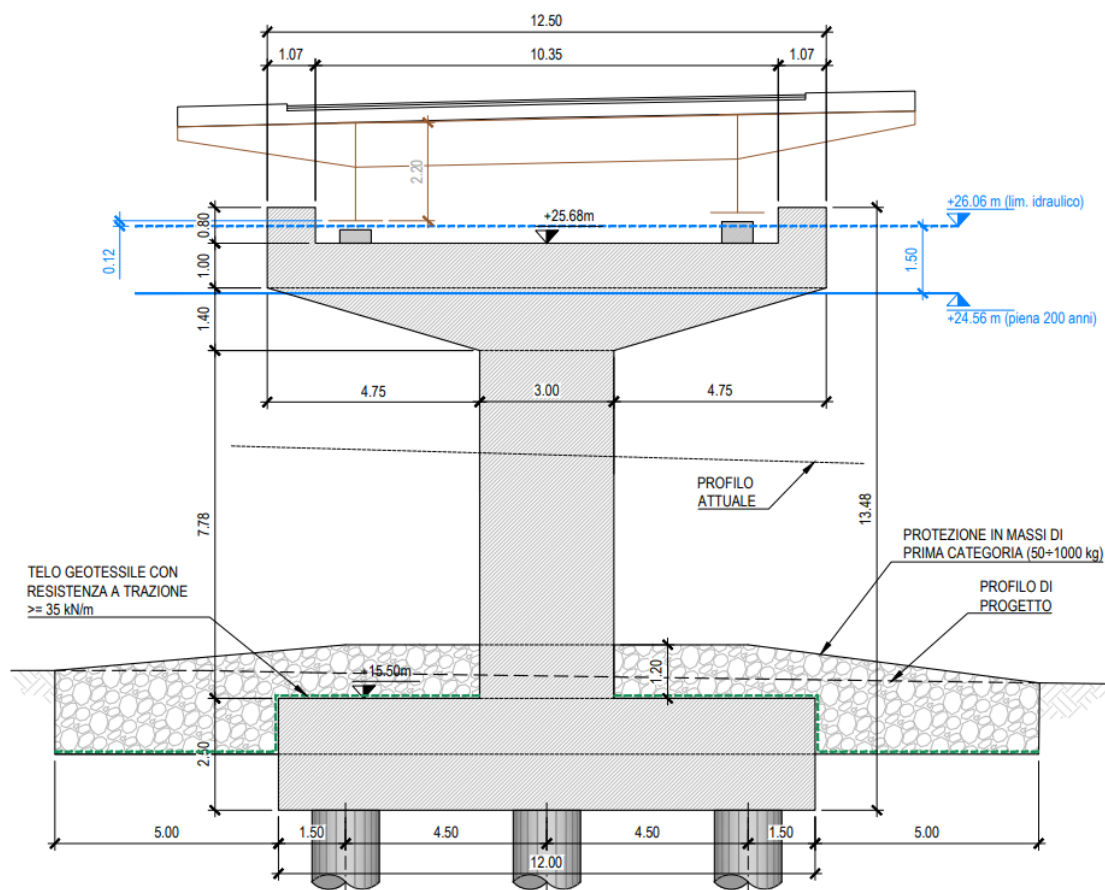


Figure 5-5: Sezione di una pila del ponte sul torrente Montone

6 Stratigrafia di riferimento e caratterizzazione geotecniche

Nel seguito si riporta la stratigrafia di riferimento e la relativa caratterizzazione geotecnica elaborata sulla base delle indagini. Per i dettagli si rimanda alla specifica relazione geologica, geotecnica e sismica facente parte del presente progetto definitivo.

6.1 Caratterizzazione litostratigrafica

In estrema sintesi in termini stratigrafici si può evidenziare quanto segue: la stratigrafia sull'intero sviluppo del progetto è caratterizzata dalla presenza in superficie di limi sabbiosi e sabbie limose seguiti da orizzonti di natura coesiva all'interno dei quali vi è la presenza di interstrati da centimetrici a decimetrici di materiale più incoerente che favoriscono nei confronti di eventuali sovrappressioni indotte da carichi esterni la favorevole dissipazione. A circa 25m di profondità esiste uno strato incoerente caratterizzato da sabbie e ghiaie in matrice limoso sabbiosa. Si nota che da circa la sezione A66 (inizio muro di sostegno) e fino alla rotonda di Via Lugheze le intercalazioni di materiale più incoerente all'interno dello strato coesivo profondo diminuiscono con conseguenze prevalenza di caratteristiche non drenate su quelle drenate nei confronti della dissipazione di eventuali sovrappressioni.

6.2 Caratterizzazione geotecnica

Nel seguito si riportano i parametri geotecnici di riferimento relativi ad ogni unità stratigrafica descritta nel paragrafo precedente.

Profondità [m]	descrizione	γ [kN/mc]	C_u [kPa]	ϕ [°]	c' [kPa]
Da 0.00 a 2.00	argine	19.00	----	32	5÷8
Da 2.00 a 9.30	Limi sabbiosi a luoghi sabbia (drenato)	18.50	70÷120	28÷32	2÷5
Da 9.30 a 19.00	Argilla (non drenato)	18.50	50÷100	---	---
Da 19.00 a 25.50	Alternanze limi e limi sabbiosi (drenato)	18.50	50÷80	20÷30	---
Da 25.50 a 30.00	Sabbie e ghiaie in matrice (drenato)	19.00	---	28÷35	---
Oltre i 30.00	Argille (non drenato)	19.00	80÷130	---	---

Tabella 6-1: Parametri di riferimento per le unità stratigrafiche individuate

La falda è stimata dalla quota del livello dell'acqua presente nell'alveo del Torrente Montone.

Legenda della tabella sopra riportata:

- γ = peso di volume del terreno [kN/m³];
- c_u = coesione non drenata [kPa];
- c' = coesione efficace [kPa];
- ϕ' = angolo d'attrito interno di picco [°];
- z = profondità (m).

Nell'immagine seguente si riporta il profilo geologico in corrispondenza della posizione del nuovo ponte:

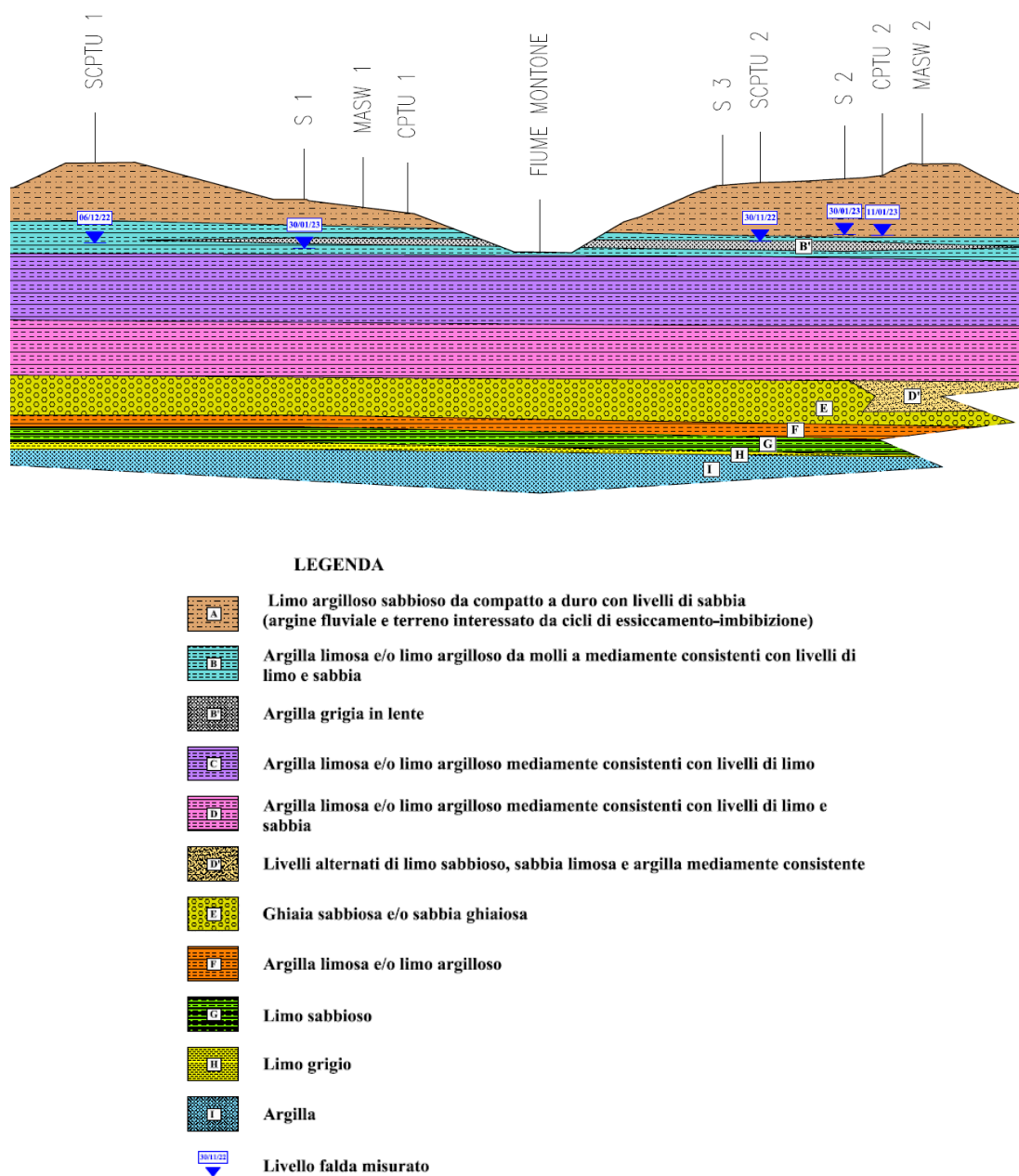


Figure 6-1: Profilo geologico – (Ricavato da relazione geologica)

7 Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale

Di seguito sono riportati i materiali per uso strutturale impiegati nel presente progetto, suddivisi per tipologia.

7.1 Soletta e cordoli in cemento armato

SOLETTA: Conglomerato cementizio classe C35/45

Peso specifico	25.00	kN/m ³
Resistenza cubica caratteristica a compressione: R_{ck}	45	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione: f_{ck}	35	MPa
Coefficiente riduttivo per resistenza di lunga durata: α_{cc}	0.83	
Coefficiente di sicurezza: γ_c	1.50	
Resistenza a compressione di progetto: f_{cd}	24.90	MPa
Modulo elastico di Young istantaneo: E_{cm}	34625	MPa
Modulo elastico di Young a tempo infinito: $E_{c,inf}$	17313	MPa
Classe di esposizione (UNI EN 206-1)	XC4, XF3	
Minimo contenuto in cemento	≥ 340	kg/m ³
Massimo rapporto a/c	0.50	
Diametro massimo aggregato: D_{max}	20	mm
Grado di costipazione	≥ 0.97	
Stagionatura umida	≥ 3	giorni
Consistenza (slump)	S4 (fluida)	

CORDOLI E PARTI ESPOSTE IN C.A.: Conglomerato cementizio classe C35/45

Peso specifico	25.00	kN/m ³
Resistenza cubica caratteristica a compressione: R_{ck}	45	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione: f_{ck}	35	MPa
Coefficiente riduttivo per resistenza di lunga durata: α_{cc}	0.83	
Coefficiente di sicurezza: γ_c	1.50	
Resistenza a compressione di progetto: f_{cd}	24.90	MPa
Modulo elastico di Young istantaneo: E_{cm}	34625	MPa
Modulo elastico di Young a tempo infinito: $E_{c,inf}$	17313	MPa
Classe di esposizione (UNI EN 206-1)	XC4, XF4, XD3	
Minimo contenuto in cemento	≥ 360	kg/m ³
Massimo rapporto a/c	0.45	
Diametro massimo aggregato: D_{max}	20	mm
Grado di costipazione	≥ 0.97	
Stagionatura umida	≥ 3	giorni
Consistenza (slump)	S4 (fluida)	

Acciaio da cemento armato tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento: f_{yk}	450	MPa
Tensione caratteristica di rottura: f_{tk}	540	MPa
Allungamento: $(A_{gt})_k$	≥ 7.5%	
Coefficiente di sicurezza: γ_s	1.15	
Tensione di snervamento di progetto: f_{yd}	391.30	MPa
Modulo elastico di Young: E_s	210000	MPa

7.2 Opere in carpenteria metallica

Per la realizzazione delle opere in carpenteria metallica sarà impiegato acciaio CORTEN da carpenteria di tipo S355 J0W.

Acciaio da carpenteria corten S355 J0W

Tipologia	S355J0W (UNI EN 10025-5)
Peso specifico	78.50 kN/m ³
Modulo elastico di Young: E_s	210000 MPa
Tensione caratteristica di snervamento: f_{yk}	355 MPa
Coefficiente di sicurezza (resistenza delle sezioni): γ_{M0}	1.05
Tensione di snervamento di progetto: f_{yd}	338 MPa

Bulloneria

Vite parz. filett.	CL. 8.8 UNI EN 898-1
Vite tutto filett.	CL. 8.8 UNI EN 898-1
Dadi	CL. 8 gr B UNI EN 20898-2
Rosette	C50 UNI EN 10083-2
Diametro fori fino a 20 mm	+ 1 mm
Diametro fori superiori a 20 mm	+ 1.5 mm

I bulloni NON devono essere zincati

Connettori a piolo

Connettori a piolo tipo "Nelson" rispondenti ai requisiti del DM 2018

Resistenza a rottura dell'acciaio del piolo $f_{tk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$

I connettori NON devono essere sottoposti a verniciatura

SALDATURE

- SALDATURE AD ARCO ELETTRICO (UNI EN ISO 4063:2001) eseguite con materiale di apporto di resistenza uguale o superiore a quella degli elementi collegati
- Procedimento di saldatura qualificato secondo UNI EN ISO 15614-1:2005
- Le saldature devono essere eseguite da personale qualificato secondo UNI EN 287-1:2004
- GIUNTI DI TESTA o a T. Sono da eseguire a COMPLETA PENETRAZIONE
(Nota: l'impresa è tenuta alla corretta preparazione dei lembi secondo le indicazioni di cui a UNI EN ISO 9892-1:2005; i dettagli di preparazione riportati nei presenti elaborati hanno carattere prettamente indicativo)
- GIUNTI A CORDONE D'ANGOLO:
 - I cordoni d'angolo che uniscono due laminati di spessori t_1 e t_2 ($t_1 \geq t_2$) devono avere spessore $s = t_2$.
 - L'altezza di gola del cordone (H_g) deve risultare $H_g \geq 0.7 \cdot s$
- CONTROLLI. Le saldature devono essere sottoposte ai controlli qualitativi di LIVELLO B secondo UNI EN ISO 5817:2004.
L'entità ed i tipi di controlli, non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal Direttore dei Lavori, accettati ed eventualmente integrati dal Collaudatore. Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare riferimento alle indicazioni di UNI EN 12062:2004.
Gli operatori addetti ai controlli dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN 473:2001.

ESECUZIONE E CONTROLLO SALDATURE

- 1) PERSONALE ADDETTO ALLA SALDATURA QUALIFICATO IN ACCORDO ALLA EN 287-1.
- 2) PROCEDIMENTI DI SALDATURA QUALIFICATI IN ACCORDO CON LA NORMATIVA EN 15614-1.
- 3) PERSONALE ADDETTO AI CONTROLLI QUALIFICATO IN ACCORDO ALLA EN 473.
- 4) L'ENTITÀ E IL TIPO DI CONTROLLO, NON DISTRUTTIVI, IN AGGIUNTA A QUELLO VISIVO AL 100%, SARANNO DEFINITI DAL DIRETTORE DEI LAVORI, ESEGUITI SOTTO LA SUA RESPONSABILITÀ, ACCETTATI ED EVENTUALMENTE INTEGRATI DAL COLLAUDATORE.

8 Azioni di progetto

Nel presente capitolo si fornisce una descrizione approfondita del calcolo dell'azione sismica, le restanti azioni di progetto saranno esplicitate nei successivi paragrafi, con riferimento ai diversi elementi considerati nella presente relazione.

1.1. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (di categoria A) con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento V_R considerato. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri (dati di pericolosità sismica) su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno su sito di riferimento rigido orizzontale;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di a_g , F_o , T^*_C sono forniti in allegato alle NTC 18 in funzione delle coordinate geografiche (Longitudine e Latitudine) del sito in esame e del periodo di ritorno considerato T_R . L'azione sismica di norma è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z considerate tra di loro indipendenti.

Il sito di riferimento per la collocazione della costruzione in esame è individuato come segue:

- Regione: Emilia-Romagna;
- Provincia: Forlì-Cesena (FC);
- Comune: Faenza;
- Coordinate del sito: latitudine: 44.2628°, longitudine: 11.9929°.

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e/o sposta il segnalino sul sito che ti interessa e otterrai dinamicamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

ad es. "Contrada Rosole, 13 BAGNOLI IRPINO"

PONTE BRALDO FORLÌ

Cerca



Figura 8.1: Sito per il calcolo dell'azione sismica

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 50 \text{ anni}$$

dove:

- $V_N = 50$ anni vita nominale (costruzioni con livelli di prestazioni ordinari);
- $C_U = 1.0$ classe d'uso III (NTC 2018 Tab. 2.4.II).

Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)			
44.26281720	11.99292270			
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)			
44.264564	11.994073			
Altitudine (mt)	18			
Classe dell'edificio	III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi			
Vita Nominale Struttura	50			
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	75			
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	45	0.079	2.405	0.268
Danno	75	0.100	2.393	0.280
Salvaguardia Vita	712	0.232	2.424	0.312
Prevenzione Collasso	1462	0.286	2.481	0.323

La definizione della categoria di sottosuolo necessita dell'esecuzione di apposite indagini da svolgere in sito; ai fini del presente lavoro, con riferimento alla "Relazione di Caratterizzazione Geotecnica e Sismica" redatta nell'ambito di questo progetto, si assume:

- Categoria di sottosuolo C.

Per quanto riguarda le condizioni topografiche si assume:

- Categoria topografica T1.

Gli spettri di risposta elastici normalizzati in termini di accelerazione, relativi sia alla componente orizzontale che verticale dell'azione sismica, sono assunti con riferimento ad uno smorzamento convenzionale (ζ) pari al 5% e sono ricavati dalle formulazioni [3.2.4] e [3.2.10] delle NTC 2018.

L'azione sismica di norma è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z considerate tra di loro indipendenti.

Per il calcolo dell'impalcato in condizioni sismiche si assume un fattore di comportamento pari a $q = 1.0$, in quanto è una struttura isolata sismicamente, con indice di smorzamento viscoso equivalente del sistema di isolamento: $\xi = 0.15$. (DM 2018 7.10).

Per il calcolo delle pile in condizioni sismiche si assume un fattore di comportamento pari a $q = 1.0$ in corrispondenza del plateau dello spettro di risposta agli SLV (DM 2018 7.3.1).

Nel seguito si riportano gli spettri di progetto adottati in fase di analisi per schematizzare l'azione sismica.

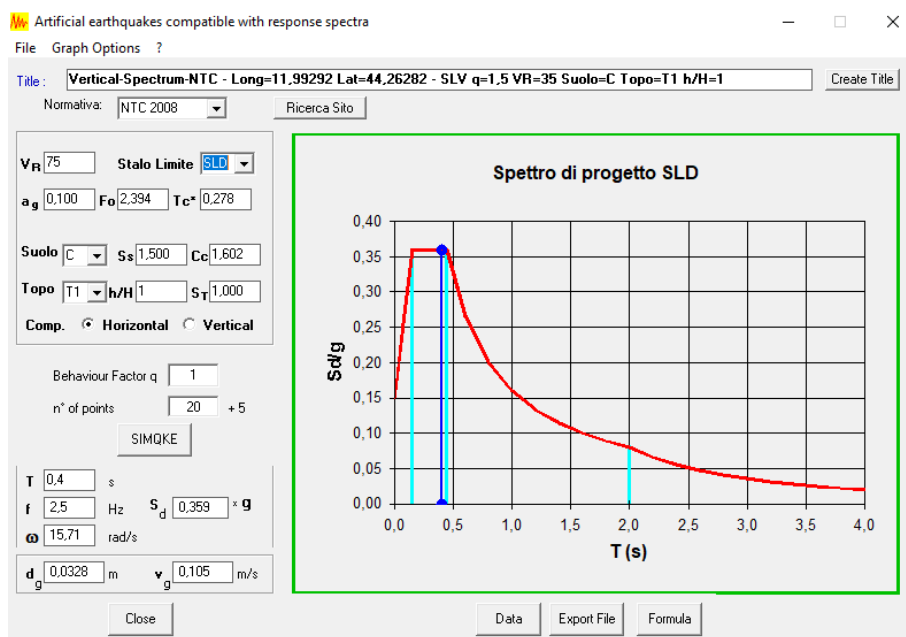


Figura 8.2: Spettro di progetto in accelerazione per la componente orizzontale (SLD)

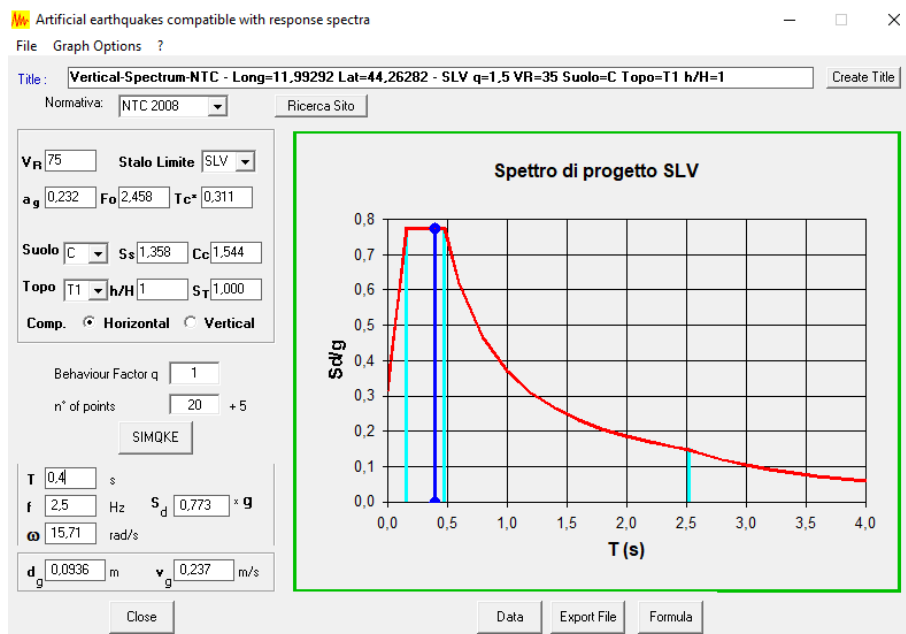


Figura 8.3: Spettro di progetto in accelerazione per la componente orizzontale (SLV)

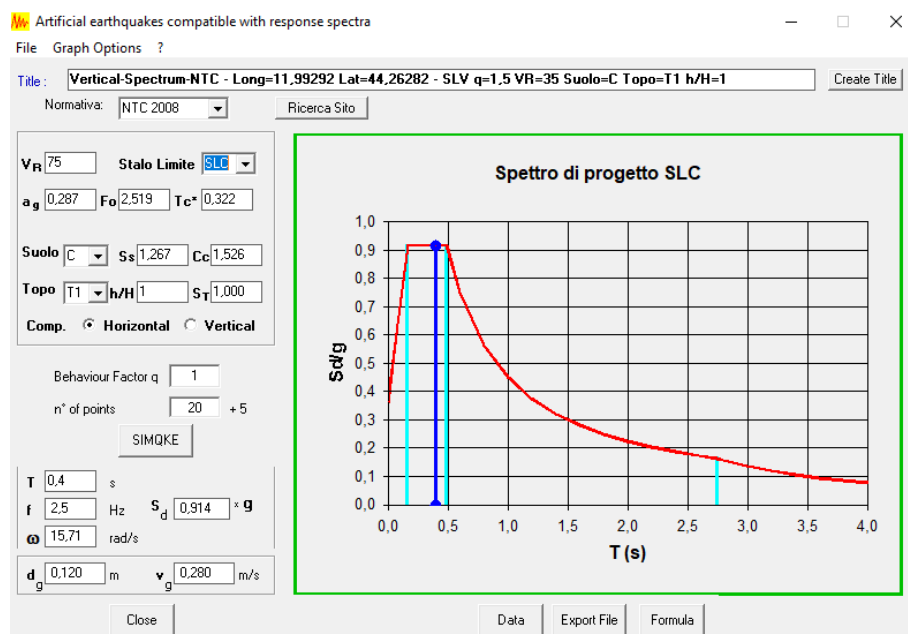


Figura 8.4: Spettro di progetto in accelerazione per la componente orizzontale (SLC)

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

$$G1 + G2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:

- $G1$ peso proprio degli elementi strutturali
- $G2$ peso proprio degli elementi non strutturali;
- Q_{kj} azioni variabili;
- ψ_{2j} coefficienti di combinazione quasi permanente

9 Modelli di calcolo

Il dimensionamento dell'opera è stato ottenuto mediante modellazioni ad elementi finiti monodimensionali tipo "frames" tramite il programma di calcolo "SAP2000" della "Computers & Structures Inc.", Berkeley – California (USA).

Per quanto riguarda l'analisi dell'impalcato, si sono realizzati due differenti modelli di calcolo al fine di analizzarne le fasi costruttive e d'esercizio, riportati nei paragrafi seguenti.

Per quanto riguarda le sottostrutture i modelli di calcolo utilizzati vengono descritti invece nei relativi capitoli.

9.1 Fasi di calcolo e carichi corrispondenti

A causa della tipologia di impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo, si sono prese in esame le seguenti fasi di calcolo:

- **Fase 1:** agenti solo le strutture metalliche in assenza della soletta in c.a.;
- **Fase 2:** agenti le strutture metalliche e la soletta collaborante considerando un modulo elastico del conglomerato cementizio a lungo termine per la determinazione degli effetti di carichi di lunga durata (sovraccarichi permanenti, ritiro);
- **Fase 3:** agenti le strutture metalliche e la soletta collaborante considerando un modulo elastico del conglomerato cementizio a breve termine per la determinazione degli effetti di carichi di breve durata (veicoli, vento, variazioni termiche e sisma).

In aggiunta è stato realizzato un apposito modello per verificare le azioni effettive agenti sugli appoggi di spalle e pile.

9.2 Modello di fase 1

Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato tenso-deformativo dell'opera in fase di getto della soletta di impalcato e pertanto schematizza le sole strutture metalliche soggette al peso proprio ed al carico del peso della soletta fluida.

- Travi e traversi sono stati modellati con elementi monodimensionali di tipo “frame” che rappresentano la suddivisione delle sezioni, caratterizzati da una suddivisione interna in più elementi finiti (“automatic mesh”);
- Le travi sono costituite dalla loro effettiva sezione;
- Agli elementi “frame” schematizzanti travi e traversi è stata assegnata la funzione “insertion Point” in modo da considerare la loro posizione effettiva;
- L'effettiva posizione degli appoggi è stata considerata tramite link rigidi fittizi, modellati in corrispondenza dell'estremità inferiore delle travi principali;
- I carichi sono stati assegnati secondo il criterio delle aree d'influenza.

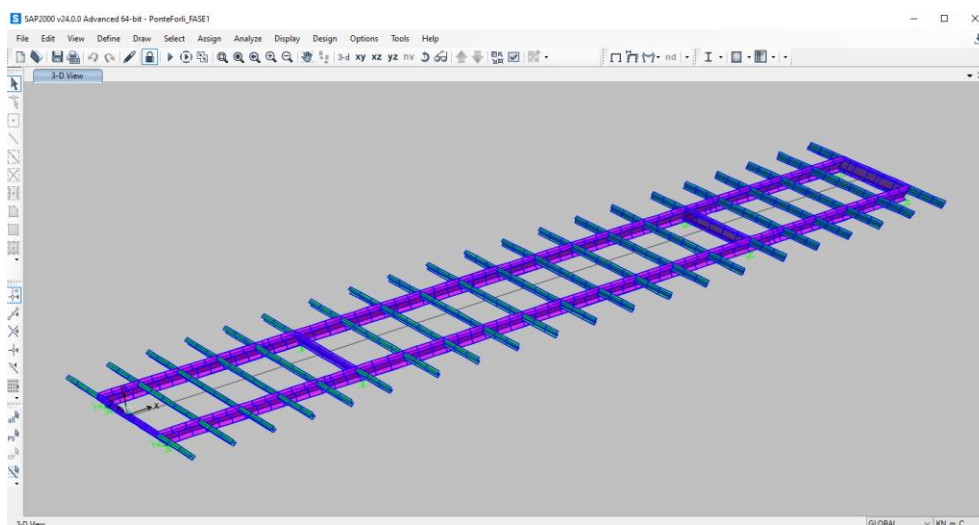


Figura 9.1: Modello fase 1 – Vista 3D

9.3 Modello di fase 2

Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato tensionale dell'opera in fase finale e pertanto schematizza come impalcato le travi metalliche con soletta in c.a. collaborante, soggetto ai carichi permanenti portati e al ritiro. Il modulo elastico E del conglomerato cementizio è stato assegnato pari al 50% del modulo istantaneo. In tal modo, a favore di sicurezza, si tiene mediamente in conto degli effetti di lungo termine sul calcestruzzo.

In particolare:

- Le travi sono state modellate con elementi monodimensionali tipo “frame” collaboranti con la soletta in direzione trasversale, grazie alla funzione “section designer”. Sono inoltre caratterizzate da una suddivisione interna in più elementi finiti (“automatic mesh”);
- Le travi sono costituite dalla loro effettiva sezione;
- I traversi sono stati modellati con elementi monodimensionali di tipo “frame” caratterizzati da una suddivisione interna in più elementi finiti (“automatic mesh”);
- La soletta è stata modellata con elementi “shell” e le sono state annullate tutte le proprietà in direzione trasversale, in quanto tenute in conto nella modellazione delle travi;
- Agli elementi “frame” schematizzanti travi e traversi è stata assegnata la funzione “Insertion Point” in modo da considerare la loro posizione effettiva;
- Il sistema di vincolamento è stato modellato considerando le effettive rigidezze orizzontali degli appoggi in elastomero armato;
- L'effettiva posizione degli appoggi è stata considerata tramite link rigidi fittizi, modellati in corrispondenza dell'estremità inferiore delle travi principali;
- I carichi mobili sono stati assegnati direttamente alla soletta secondo le loro impronte di carico.

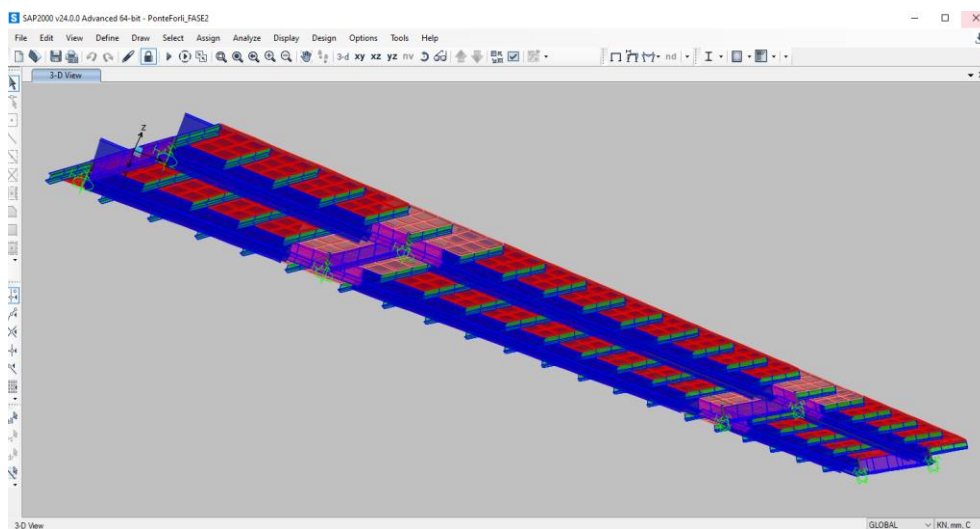


Figura 9.2: Modello fase 2 – Vista 3D

9.4 Modello di fase 3

Il modello di Fase 3 è finalizzato alla determinazione dello stato tenso-deformativo dell'opera in fase finale. Presenta le stesse caratteristiche del “modello fase 2”, considerando però un modulo elastico del conglomerato cementizio a breve termine ($n = 6.06$) per le verifiche agli stati limite ultimi e di deformabilità in condizione di esercizio e per la valutazione dei modi di vibrare proprio dell'opera.

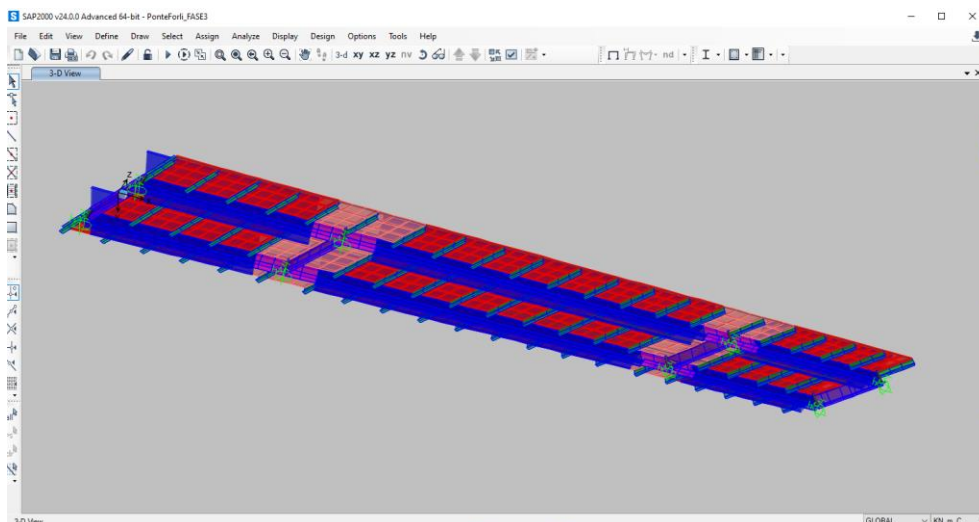


Figura 9.3: Modello fase 3 – Vista 3D

9.5 Modello azione sugli appoggi

In aggiunta per ottenere le azioni corrette sugli appoggi è stato realizzato un modello apposito, in particolare:

- Travi e traversi sono stati modellati con elementi monodimensionali di tipo “frame” che rappresentano la suddivisione delle sezioni, caratterizzati da una suddivisione interna in più elementi finiti (“automatic mesh”);
- I traversi sono stati modellati con elementi monodimensionali di tipo “frame” caratterizzati da una suddivisione interna in più elementi finiti (“automatic mesh”);
- La soletta è stata modellata con elementi “shell” e le sono state assegnate tutte le proprietà in entrambe le direzioni;
- Agli elementi “frame” schematizzanti travi e traversi è stata assegnata la funzione “Insertion Point” in modo da considerare la loro posizione effettiva;
- Il sistema di vincolamento è stato modellato considerando le effettive rigidezze orizzontali degli appoggi in elastomero armato.

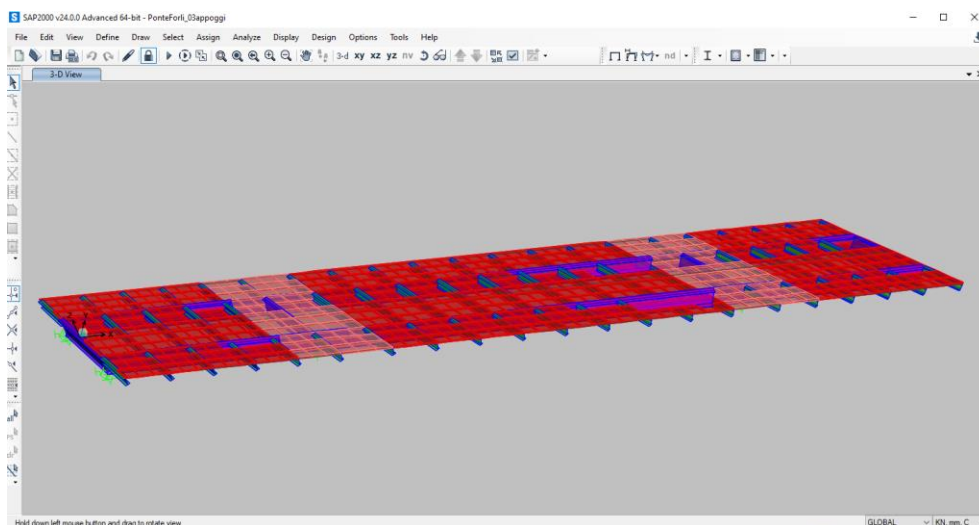


Figura 9.4: Modello azione sugli appoggi – Vista 3D

10 Analisi dei carichi e combinazioni di carico

Nel seguente capitolo si riportano tutti i carichi considerati nelle analisi.

10.1 Pesi propri degli elementi strutturali (DEAD)

Il peso proprio della struttura è valutato automaticamente dal programma di calcolo in funzione della geometria assegnata agli elementi strutturali e del peso per unità di volume.

- Calcestruzzo armato: peso per unità di volume 25.0 kN/m³;
- Acciaio: peso per unità di volume 78.5 kN/m³.

Per tenere conto del peso del piastrame, dei collegamenti e degli elementi d'irrigidimento si è operato incrementando il peso specifico dell'acciaio del 10%.

Analisi dei carichi - Pesi Propri					
	n	kN/m ³	A (m)	L (m)	kN
Travi	2	78.5	0.1342	98.58	2077
Traversi c.	17	78.5	0.0334	18.7	834
Traversi a.	4	78.5	0.0334	9.62	101
Traversi a.	4	78.5	0.0828	9.1	237
			TOT acciaio		3248
				+10%	3573 kN
		kN/m ³	L (m)	I (m)	s (m)
Soletta	25	98.0	14.4	0.3	10584
					DEAD 14157 kN

Figura 10.1: Pesi propri impalcato

10.2 Carichi permanenti portati (G2)

Sono stati assegnati i seguenti carichi permanenti portati:

Analisi dei carichi - Carichi Permanenti portati								
	n	kN/m ³	kN/m ²	kN/m	L (m)	I (m)	s (m)	kN
Usura + Binder		-	3.50	-	98.00	14.4	-	4939
Cordoli		25	-	-	98.00	4.90	0.20	2401
Guard Rail/bordo ponte	2	-	-	6.00	98.00	-	-	1176
Tubi + veletta	2	-	-	3.00	98.00	-	-	588
							Totale:	9104 kN

Figura 10.2: Carichi permanenti portati

10.3 Ritiro (ritiro)

La deformazione da ritiro può essere espressa come somma della deformazione conseguente al ritiro per essiccamento e quella conseguente al ritiro autogeno. Con riferimento all'annesso B EN 1992-1-1:2004 si calcola la deformazione per ritiro.

La seguente immagine riporta il valore finale della deformazione da ritiro ed il calcolo dei vari parametri che influenzano il fenomeno.

Viscosità (Creep) EC2 - par.3.1.4 (2) + Annex B (B.1)		Ritiro (Shrinkage) EC2 - par. 3.1.4 (6) + Annex B (B.2)		Azione termica equivalente	
f_{ck}	35 MPa	deformazione per ritiro da essiccamento		α_T	1.E-05 °C ⁻¹
f_{cm}	43 Mpa	α_{ds1}	4	RITIRO	
E_{cm}	34077 MPa	α_{ds2}	0.12	$\Delta T, eq$ -26.6 °C	
cement class	N	β_{RH}	0.896	RITIRO + VISCOSITA'	
RH	75 %	$\epsilon_{cd,0}$	0.000300 -	$\Delta T, eq$ -10.7 °C	
A_c	0.30 m ²	k_h	0.700 -		
u	1.00 m ²	$\beta_{ds}(t, t_s)$	0.969 -		
h_0	600 mm	$\epsilon_{cd,inf}$	0.000210 -		
α_1	0.866 -	$\epsilon_{cd}(t)$	0.000203 -		
α_2	0.960 -	deformazione per ritiro autogeno			
α_3	0.902 -	$\beta_{as}(t)$	1.000		
α	0 -	$\epsilon_{ca,inf}$	0.0000625 -		
t_s	28 gg				
t_0	28 gg				
	28 (B.9)				
t	18250 gg				
=	50.00 anni				
β_h	1261 -				
φ_{RH}	1.206 -				
$\beta(f_{cm})$	2.562 -				
$\beta(t_0)$	0.488 -				
φ_0	1.509 -				
$\beta_c(t, t_0)$	0.980 -				
Coefficiente di viscosità		Deformazione totale per ritiro			
$\varphi(t, t_0)$	1.479 -	ϵ_{cs}	0.000266 -		
n	15.28 -				

Figura 10.3: Carichi permanenti portati

Dal punto di vista operativo, la deformazione da ritiro può essere applicata al modello fem come variazione termica negativa $\Delta T \approx -11^\circ\text{C}$ applicata alla soletta.

Gli effetti primari vengono valutati con la formula:

$$N_r = \epsilon_{cs} \cdot E_s / n_{2b} \cdot b_{eff} \cdot t_{cls}$$

Il valore massimo gravante sulla singola trave risulta pertanto pari a:

$$N_r = 0.000266 \cdot (210\,000/15) \cdot 7000 \cdot 300 = 7820 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale così calcolato è agente nella sola soletta in calcestruzzo ipotizzata idealmente separata dalla struttura metallica.

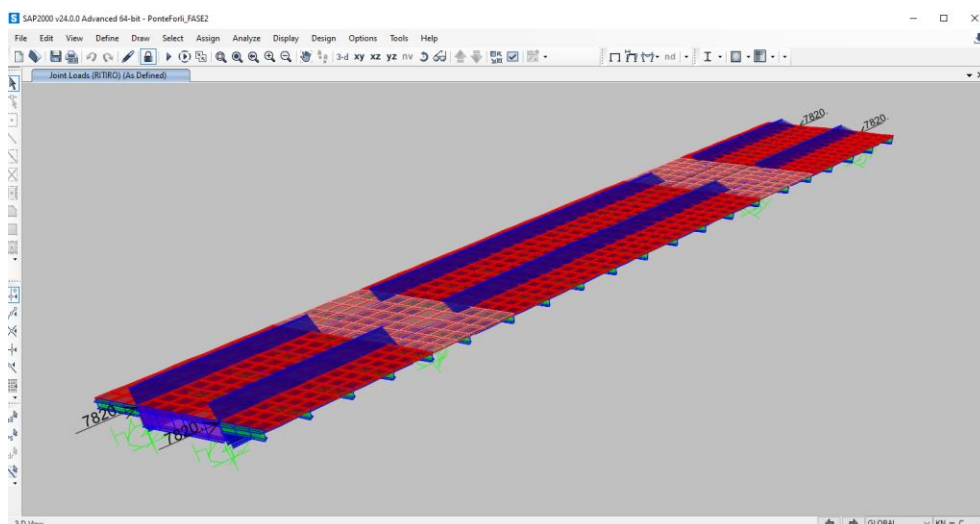


Figura 10.4: Modello Fase 2 - Load case "RITIRO"

10.4 Variazioni termiche (DT)

Per la determinazione degli effetti della temperatura si fa riferimento a EN 1991-1-5 e NTC 18 p. 3.5.

10.5 Carichi mobili

I carichi mobili sono stati considerati in base alle indicazioni previste per i ponti stradali di prima categoria indicati al punto 5.1.3.3.3 delle NTC 18. Data la lunghezza massima della careggiata si sono assegnate 3 corsie di carico di larghezza pari a 3.0m secondo lo schema di carico 1. I carichi mobili così definiti "Vehicles Class" sono stati assegnati a corsie di carico definite a priori e posizionate secondo la massima eccentricità rispetto all'asse dell'opera.

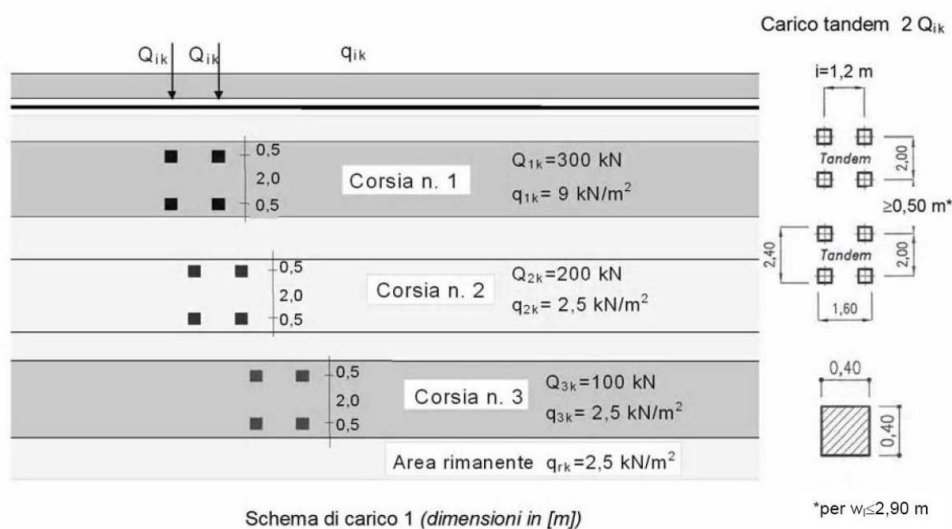


Figura 10.5: Schema di carico 1 – NTC 18

Analisi dei carichi - Carichi Mobili					
	Q (kN)	q (kN/m2)	l (m)	L (m)	(kN)
Corsia 1	600	9.00	3.0	98	3246
Corsia 2	400	2.50	3.0	98	1135
Corsia 3	200	2.50	3.0	98	935
Altre corsie	0	2.50	5.4	98	1323
					6639
					kN

Figura 10.6: Carichi mobili – Analisi dei carichi

Nel seguito si mostrano i “Vehicles Class” assegnati al modello.

Vehicle Data (VEH1)

Vehicle name: VEH1 Units: KN, m, C

Load Elevation: [Diagram showing a red rectangle with two downward arrows]

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		27.	300.
Leading Load	Infinite	2.	27.	300.
Fixed Length			27.	300.
Trailing Load			27.	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

☐ Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

Vehicle Data (VEH2)

Vehicle name: VEH2 Units: KN, m, C

Load Elevation: [Diagram showing a red rectangle with two downward arrows]

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		7.5	200.
Leading Load	Infinite	2.	7.5	200.
Fixed Length			7.5	200.
Trailing Load			7.5	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

☐ Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

Figura 10.7: Schema di carico 1 e schema di carico 2

Vehicle Data (VEH3)

Vehicle name: VEH3 Units: KN, m, C

Load Elevation: [Diagram showing a red rectangle with two downward arrows]

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		7.5	100.
Leading Load	Infinite	2.	7.5	100.
Fixed Length			7.5	100.
Trailing Load			7.5	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

☐ Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

Figura 10.8: Schema di carico 3

10.6 Azione del vento

L'azione del vento è stata calcolata in accordo con le indicazioni riportate al par.3.3 delle NTC 18, con riferimento ai seguenti parametri ambientali.

- Zona 2;
- Classe di rugosità del terreno C;
- Categoria di esposizione III;
- Altezza dal suolo 14m;
- Coefficiente di esposizione $C_e = 2.36$;
- Coefficiente dinamico $C_d = 1.00$;
- Coefficiente di forma o "force coefficient" $C_f = 2.30$.

$$p_v = 2.12 \text{ kPa}$$

Per quanto riguarda la modellazione, il vento è stato assegnato come forza per unità di lunghezza agente ortogonale all'asse dell'impalcato e in verso concorde con la disposizione eccentrica dei carichi mobili (vento e veicoli presentano quindi eccentricità concordi). L'intensità della forza è stata calcolata assumendo una superficie d'impatto del vento di altezza pari alla somma tra l'altezza della trave metallica, della soletta, della pavimentazione stradale con cordoli e l'altezza d'ingombro dei parapetti, per un totale pari a 6.5m.

$$q_v = 13.8 \text{ kN/m}$$

Il piano di applicazione dell'azione del vento si considera a 3.25m dall'intradosso dell'impalcato e quindi si è assegnato un momento torcente uniformemente distribuito lungo l'impalcato di intensità pari a

$$m_v = 13.8 \text{ kN/m} \times 0.82\text{m} = 11.3 \text{ kNm/m}$$

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
2	25	750	0.45
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			18
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0} C_a$			
$C_a = 1$ per $a_s \leq a_0$			
$C_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b (T_R = 50 \text{ [m/s]}) = v_{b,0} C_a$			25.0
$C_r (T_R)$			1.0
$v_r (T_R) = v_b \times C_r$ [m/s]			25.0

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_r C_e C_p C_d$
q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
C_e (coefficiente di esposizione)
C_p (coefficiente di pressione)
C_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_r [N/mq]	391.20
--------------	--------

Coefficiente di pressione

Esso dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento.



Coefficiente dinamico

Esso tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione

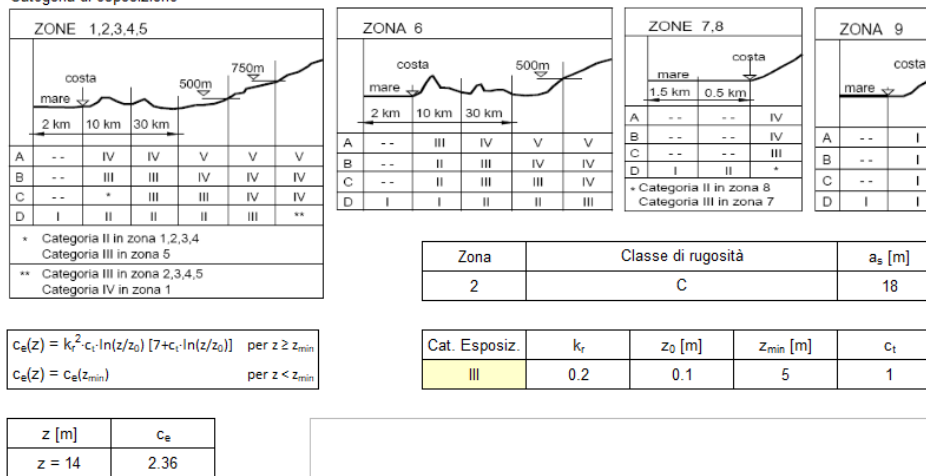


Figura 10.9: Calcolo azione del vento

10.7 Combinazione delle azioni di carico

Le tabelle che seguono riportano le combinazioni di progetto dei carichi ed i relativi coefficienti di fattorizzazione impiegati nell'analisi strutturale.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
 - Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
 - Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
 - Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
 - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
 - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]
- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:
- $$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Figura 10.10: Combinazioni di progetto dei carichi – 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

Figura 10.11: Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU – NTC 2018

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

Figura 10.12: Coefficienti per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali – NTC 2018

11 Analisi modale

L'analisi sismica dell'impalcato è stata eseguita mediante l'analisi dinamica modale. Di seguito i risultati principali dell'analisi modale.

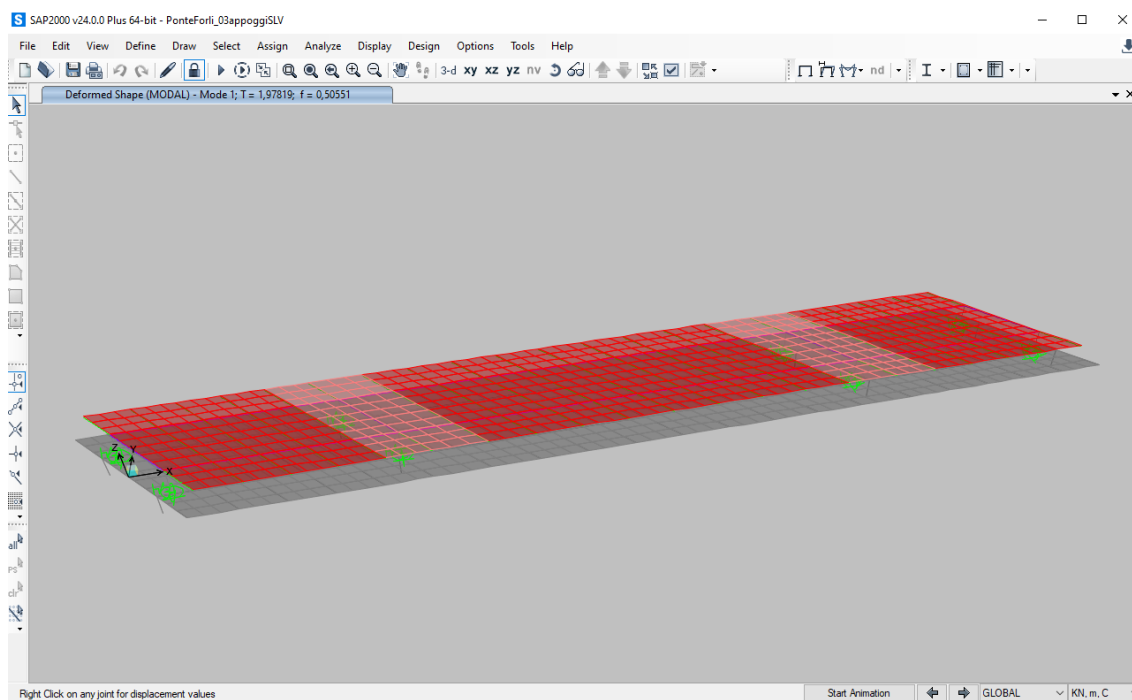


Figura 11.1: Primo modo di vibrare

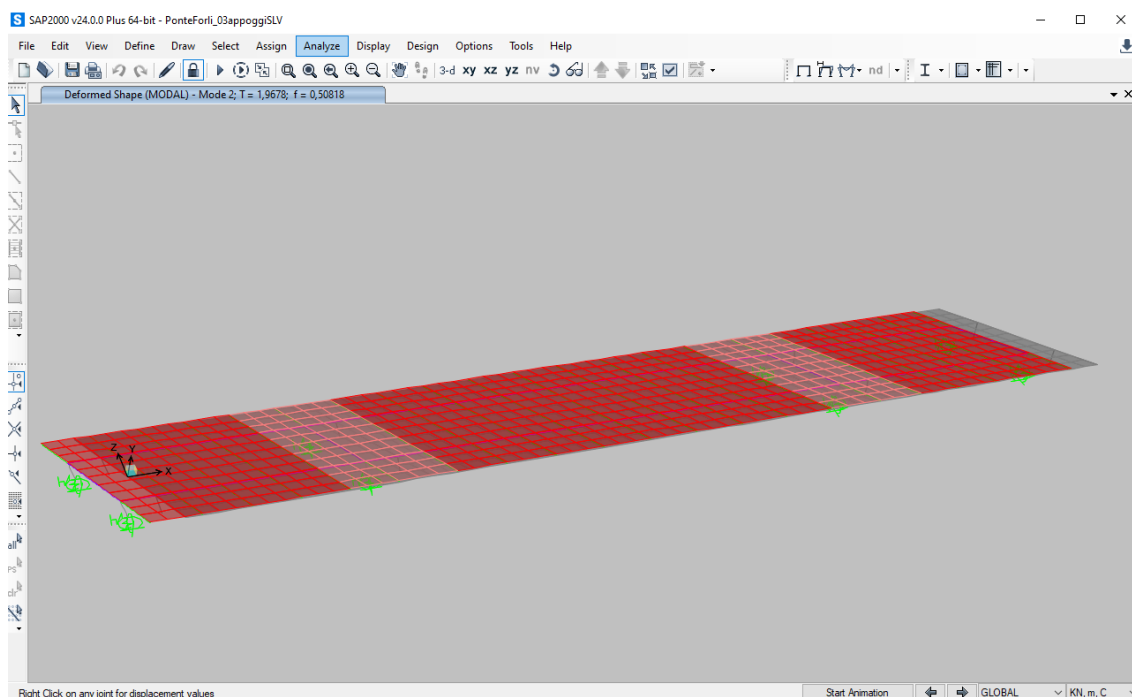


Figura 11.2: Secondo modo di vibrare

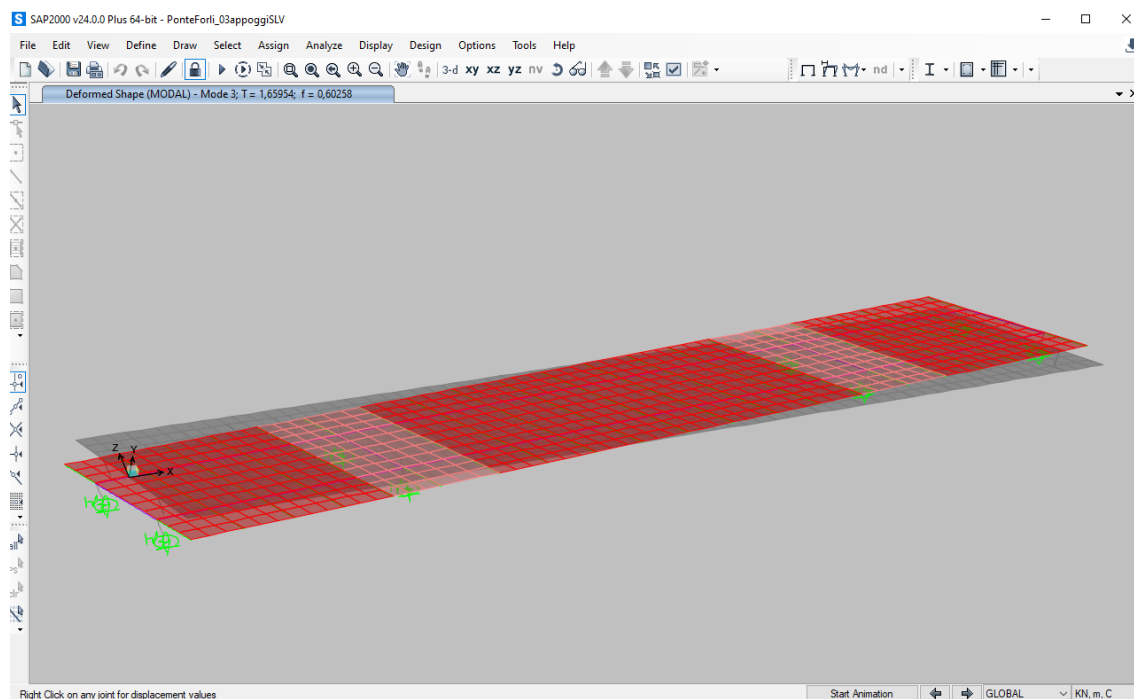


Figura 11.3: Terzo modo di vibrare

12 Diagramma delle principali sollecitazioni

Si riportano nel seguito i diagrammi delle principali sollecitazioni sulle travi principali nella configurazione finale:

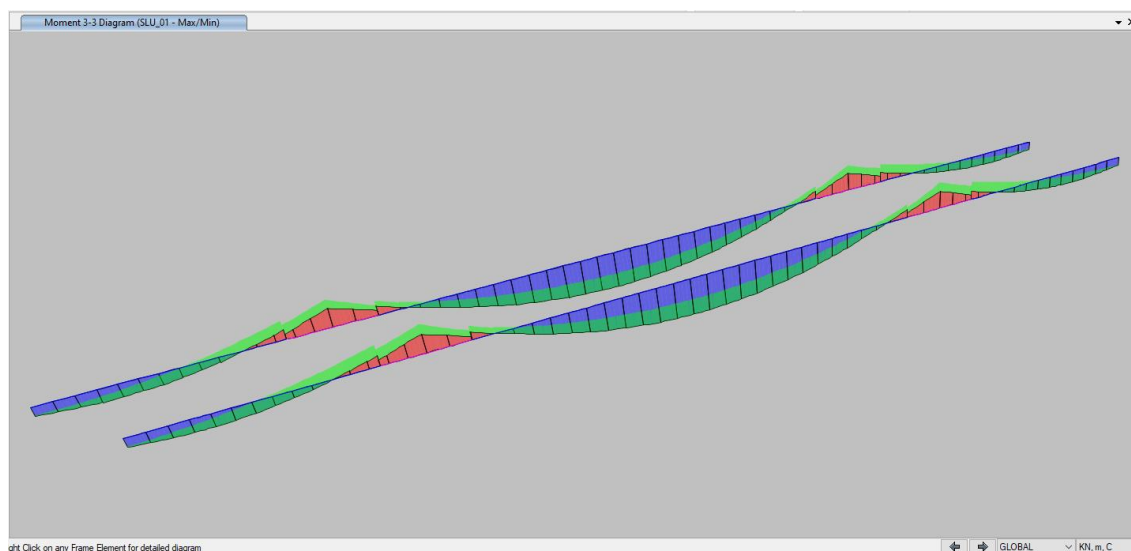


Figura 12.1: Momento flettente – SLU

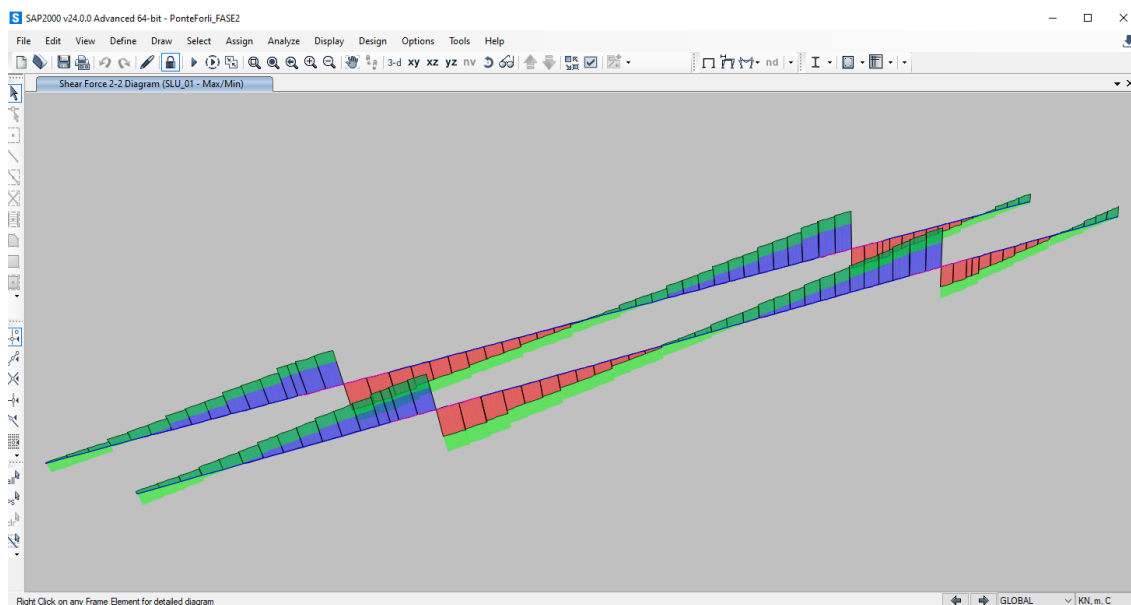


Figura 12.2: Taglio - SLU

13 Travi principali

13.1 Premessa

Le verifiche vengono effettuate considerando la sezione a doppio “T” asimmetrica, con la relativa porzione collaborante di soletta superiore. Le sollecitazioni di verifica di ciascuna trave vengono direttamente dedotte dalle combinazioni dei modelli ad elementi finiti.

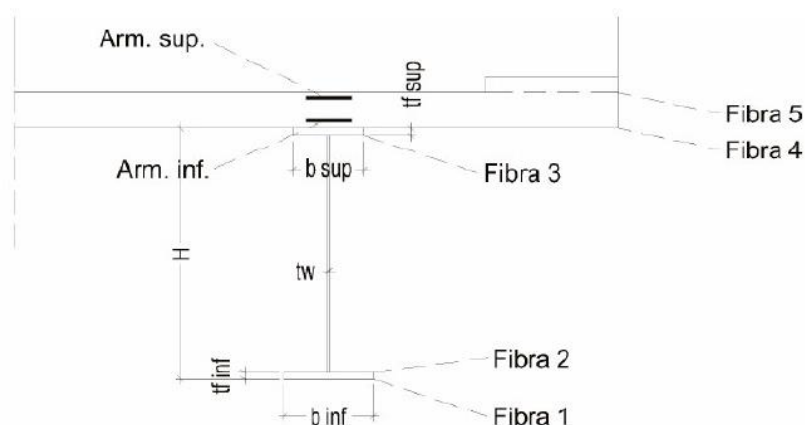
La classificazione delle sezioni delle travi metalliche dimostra la loro appartenenza alla classe 4. Il calcolo è stato comunque condotto considerando le sezioni in classe 3 ed eseguendo poi le verifiche di instabilità e di resistenza a taglio e a presso/tenso-flessione dei pannelli d’anima secondo il metodo delle “tensioni ridotte” descritto al par. 10 dell’UNI EN 1993-1-2006 e introdotto al punto 2.4 della stessa norma. In tale paragrafo viene segnalato che il “Reduced stress method” può essere utilizzato come metodo alternativo al metodo delle proprietà efficaci assumendo che le sezioni dei vari pannelli ricadano in classe 3. La sezione delle travi metalliche principali costituenti l’impalcato è stata dimensionata secondo il criterio elastico indicato al punto 4.3.4.2.1.1 delle NTC 18, limitando le deformazioni al corrispondente limite elastico della resistenza dei materiali (f_{cd} e f_{yd}).

Il calcolo è stato svolto differenziando le sollecitazioni allo SLU dovute al modello di calcolo “Fase 1”, da quelle dovute al modello di calcolo “Fase 3” e da quelle dovute al modello di calcolo “Fase 2” e operando in campo elastico e lineare, si è eseguita a valle la somma delle tensioni (le condizioni sismiche non sono dimensionanti per l’impalcato).

Valgono le seguenti indicazioni:

- P, V_2 , V_3 , T, M_2 e M_3 indicano rispettivamente l’azione assiale (positiva se di trazione), il taglio verticale e orizzontale, il momento torcente e il momento flettente agente attorno all’asse d’inerzia verticale o orizzontale;

- $w_1, w_2, w_3, w_4, w_5, A_{inf}, A_{sup}$ indicano rispettivamente l'intradosso delle travi metalliche, l'estradosso della piattabanda inferiore, l'intradosso della piattabanda superiore, l'estradosso della piattabanda superiore, l'intradosso della soletta in c.a., l'estradosso della soletta in c.a., l'armatura inferiore in soletta e l'armatura superiore in soletta;
- Le tensioni sono indicate in MPa.



13.2 Geometria delle sezioni

Le travi principali sono n°2 travi saldate asimmetriche continue di lunghezza pari a circa 98m, in particolare:

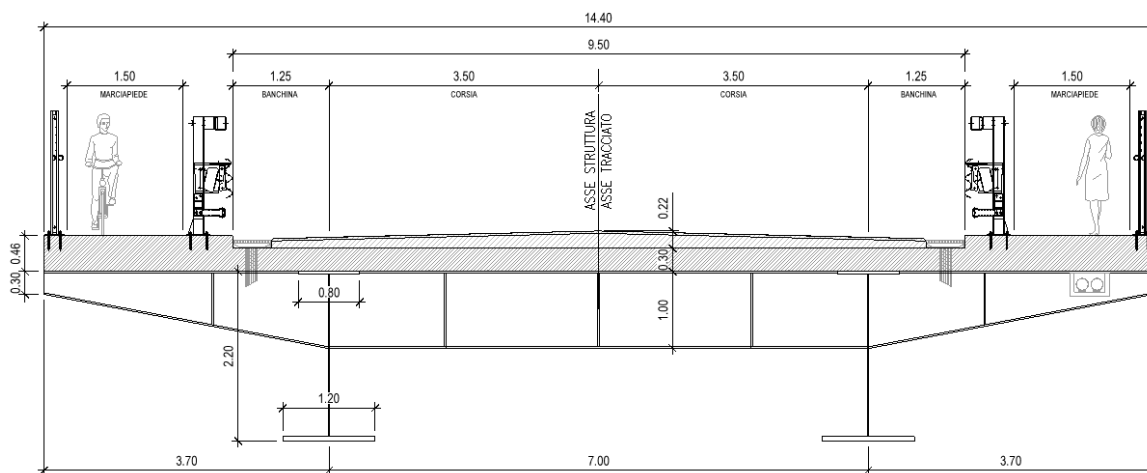
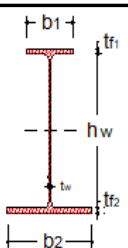


Figura 13.1: Sezione tipologica del ponte

Si riporta nel seguito la geometria della sezione della trave:

CARATTERISTICHE TRAVE METALLICA			
altezza trave metallica		h	2,2000 m
larghezza piattabanda superiore		b ₁	0,8000 m
spessore piattabanda superiore		t _{f1}	0,0400 m
larghezza piattabanda inferiore		b ₂	1,2000 m
spessore piattabanda inferiore		t _{f2}	0,0550 m
altezza anima		h _w	2,1050 m
spessore anima		t _w	0,0200 m
area sezione trasversale			0,1401 m ²
altezza baricentro da intradosso			0,8437 m
momento di inerzia baricentrico			0,1196 m ⁴
area a taglio in direzione y			0,0440 m ²
modulo di flessione - fibra 1			0,1418 m ³
modulo di flessione - fibra 2			0,1517 m ³
modulo di flessione - fibra 3			-0,0909 m ³
modulo di flessione - fibra 4			-0,0882 m ³
peso/m			10,998 kN/m

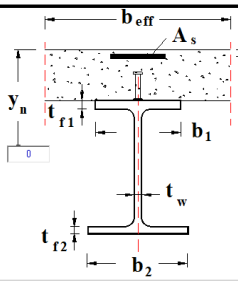
CARATTERISTICHE SOLETTA			
spessore soletta		h _c	0,30 m
distanza tra gli assi dei connettori		b ₀	0,74 m
luce trave		L _e	18,70 m
		b ₁	3,13 m
		b ₂	3,13 m
		b _{e1}	2,34 m
		b _{e2}	2,34 m
larghezza efficace		b _{eff}	5,42 m
area sezione trasversale			1,6245 m ²
altezza baricentro da intradosso			2,3500 m
momento di inerzia baricentrico			0,0122 m ⁴
ARMATURA SUPERIORE			
diametro		φ _{sup}	20 mm
passo armature superiori			200 mm
numero barre/b _{eff}			27 -
area		A _{sup}	0,0085 m ²
copriferro armature superiori		c _{sup}	35 mm
distanza baricentro barre da estradosso soletta			0,045 m
ARMATURA INFERIORE			
diametro		φ _{inf}	20 mm
passo armature superiori			200 mm
numero barre/b _{eff}			27 -
area		A _{inf}	0,0085 m ²
copriferro armature inferiori		c _{inf}	35 mm
distanza baricentro barre da intradosso soletta			0,045 m

Figura 13.2: Caratteristiche della sezione della trave

13.3 Verifiche di resistenza tensionali

- Sollecitazioni e tensioni Fase 1 (peso proprio + peso soletta – Breve termine $n = 6.06$):

MAX	60,9	2353,8	47,1	10,2	166,5	14651,9
MIN	-55,7	-2353,8	-45,6	-11,3	-166,5	-17981,4
	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

						sigma ideale trave acciaio			
σ (M)				σ (N)	τ_v	σ ideale			
w1-acc	w2-acc	w3-acc	w4-acc	all	all	w1-acc	w2-acc	w3-acc	w4-acc
103,4	96,6	197,9	203,9	0,4	53,5	127,2	150,7	218,6	204,1
-126,8	-118,6	-161,2	-166,1	-0,4	-53,5	0,0	0,0	0,0	0,0

Figura 13.3: Sollecitazioni e tensioni Fase 1

- Sollecitazioni e tensioni Fase 2:

MAX	94,13	1572,76	261,89	158,35	1333,47	11443,72
MIN	-9483,42	-1572,76	-243,93	-178,03	-1333,48	-9380,86
	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

σ (M)				σ (N)	τ_v	σ ideale			
w1-acc	w2-acc	w3-acc	w4-acc	all	all	w1-acc	w2-acc	w3-acc	w4-acc
65,5	63,2	19,7	21,1	0,3	35,7	88,1	106,2	64,6	53,6
-53,7	-51,8	-24,1	-25,7	-34,6	-35,7	0,2	12,3	11,1	0,0

Figura 13.4: Sollecitazioni e tensioni Fase 2

- Sollecitazioni e tensioni Fase 3:

MAX	10072,46	2138,61	658,91	599,63	4323,11	19162,87
MIN	-10077,51	-2170,04	-711,23	-518,51	-3269,66	-11936,75
	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

						sigma ideale trave acciaio			
σ (M)				σ (N)	τ_v	σ ideale			
w1-acc	w2-acc	w3-acc	w4-acc	all	all	w1-acc	w2-acc	w3-acc	w4-acc
106,3	103,1	11,8	13,3	24,7	48,6	129,3	130,3	86,3	20,1
-66,2	-64,2	-19,0	-21,3	-24,7	-49,3	41,9	42,3	11,7	1,7

Figura 13.5: Sollecitazioni e tensioni Fase 3

- Verifiche di resistenza Fase 1 + Fase 2 + Fase 3:

MAX	9524	5574	539	592	3650	45258
MIN	-19441	-5681	-687	-535	-3104	-26613
	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

						coefficienti di utilizzo			
						0,88	0,87	0,71	0,58
σ (M)				σ (N)	τ_v	σ ideale			
w1-acc	w2-acc	w3-acc	w4-acc	all	all	w1-acc	w2-acc	w3-acc	w4-acc
275,2	263,0	147,6	153,4	23,5	126,7	298,1	294,1	241,6	196,2
-165,9	-158,0	-204,3	-213,2	-58,9	-129,1	0,3	21,9	13,5	0,1

Figura 13.6: Sollecitazioni e tensioni Fase 1 + Fase 2 + Fase 3

La verifica di resistenza è soddisfatta in quanto le massime tensioni risultano inferiori a quelle al limite elastico dei materiali:

f_{yd} - f_{cd}	Acciaio	Acciaio ca	cls compresso	cls teso
w1	338,10	-	-	-
w2, w3	338,10	-	-	-
w4	338,10	-	-	-
soletta	-	391,3	19,8	2,67

VERIFICA A TAGLIO: SOLO ANIMA ACCIAIO				
tau	132,09	N/mm2		
tau,lim	195,20	N/mm2		

14 Appoggi e giunti

14.1 Appoggi – isolatori elastomerici

L'impalcato è dotato di un sistema di protezione sismica costituito da isolatori elastomerici le cui caratteristiche generali sono mostrate nel seguito, dimensionati come indicato nell'NTC 2018.

- Isolatori spalle: tipo SI-H 400/100 o equivalente, di rigidezza pari a 1760 kN/m;
- Isolatori pile: tipo SI-H 650/108 o equivalente, di rigidezza pari a 4300 kN/m;

14.2 Giunti

Per “capacità di spostamento” dei giunti posti alle estremità dell'impalcato si intende la capacità di deformarsi in allungamento (dilatazione), di accorciarsi (contrazione) e di deformarsi trasversalmente (scorrimento). I giunti sono stati previsti secondo i seguenti indici prestativi:

- Devono garantire come capacità di spostamento, senza danneggiarsi, l'assorbimento degli spostamenti longitudinali e trasversali dovuti al normale esercizio dell' opera (SLE) per le variazioni termiche, l'azione di frenatura, l'azione del vento, le azioni dei carichi mobili e quelle dovute ai carichi permanenti portati;
- Devono garantire come capacità di spostamento, senza danneggiarsi, l'assorbimento degli spostamenti longitudinali e trasversali dovuti allo Stato Limite di Danno (SLD) in condizione sismica, opportunamente combinati con quelli derivanti dalle variazioni termiche e dai carichi permanenti portati;
- Devono evitare fenomeni longitudinali di martellamento per un sisma violento (SLV) opportunamente combinato con le variazioni termiche e i carichi permanenti.

15 SOTTOSTRUTTURE: PILE

Le pile in cemento armato sono caratterizzate da una ciabatta di fondazione di 12.0 m x 12.0 m e spessore pari a 2.5 m, il fusto circolare di diametro pari a 3.0 m ed altezza massima di 8.3 m, la parte terminale della pila a forma di tronco di cono ed il pulvino di spessore pari a 1.0 m. Le pile poggiano su n°9 pali trivellati di diametro pari a 1.5 m e lunghezza pari a 30 m.

Per i dettagli si rimanda agli elaborati specifici.

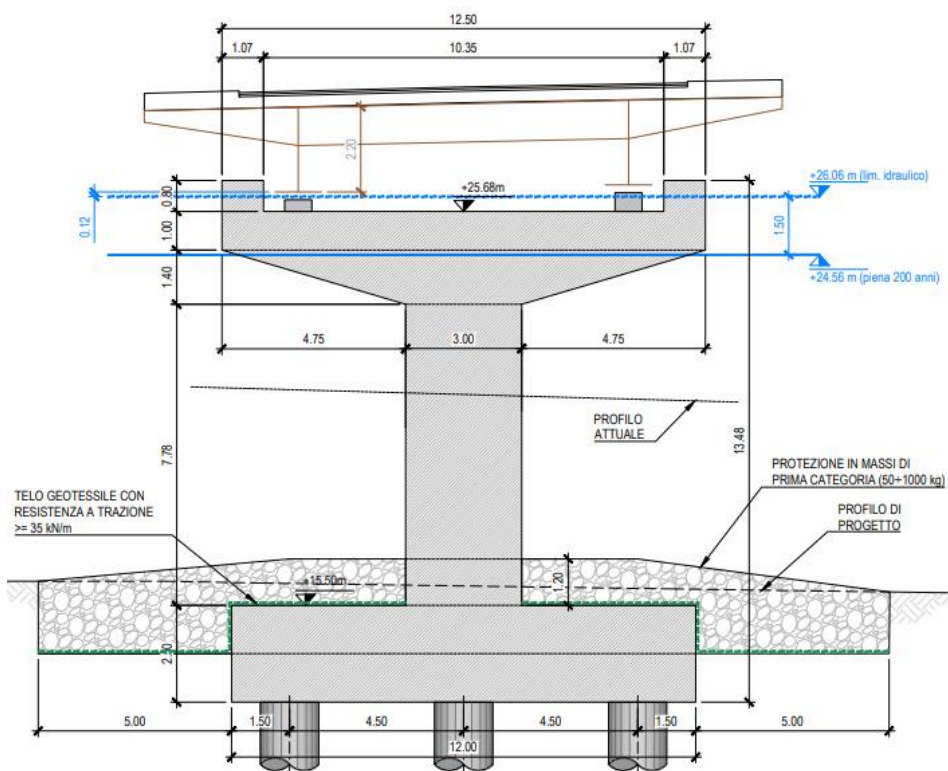


Figura 15.1: Casseratura pila

15.1 Stratigrafia di riferimento e caratterizzazione geotecnica

In riferimento alla stratigrafia di riferimento e caratterizzazione geotecnica si rimanda al capitolo 6.

15.2 Analisi dei carichi

In riferimento all'analisi dei carichi si rimanda al capitolo 10.

In testa alla pila, in corrispondenza degli appoggi, si applicano i valori delle reazioni, cambiate di segno, derivanti dal modello dell'impalcato.

Si riportano in seguito le reazioni agli appoggi:

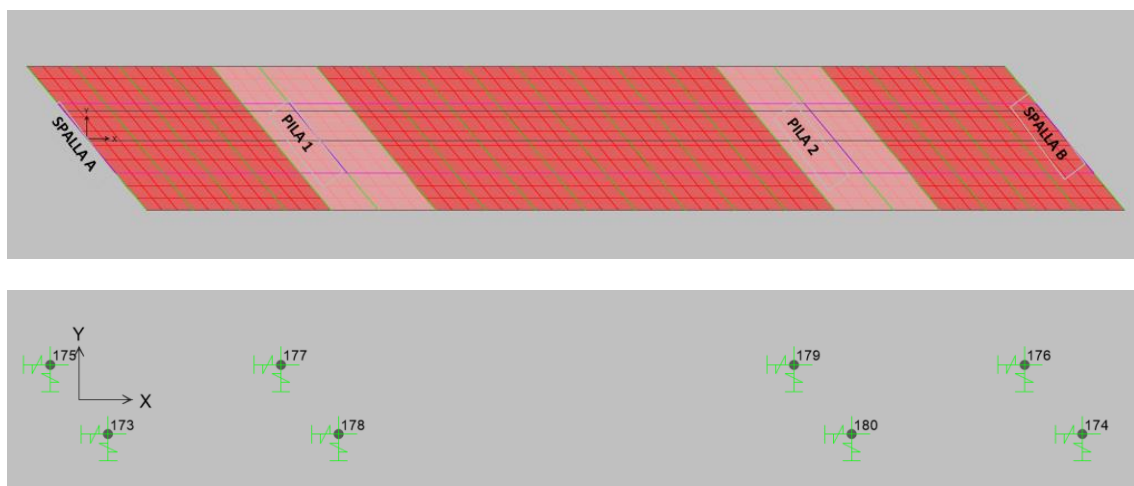


Figura 15.2: Nodi posti in corrispondenza delle pile e delle spalle

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
177	DEAD	LinStatic		15,1	6,6	2967,4	0,0	0,0	0,0
177	VENTO Y	LinStatic		4,4	-206,3	190,8	0,0	0,0	0,0
177	G2	Combination		10,2	5,1	1935,3	0,0	0,0	0,0
177	SLV_LONG	LinRespSpec	Max	803,6	4,1	28,6	0,0	0,0	0,0
177	SLV_TRAS	LinRespSpec	Max	4,8	802,4	559,8	0,0	0,0	0,0
178	DEAD	LinStatic		17,9	8,5	3254,6	0,0	0,0	0,0
178	VENTO Y	LinStatic		-4,3	-212,8	-168,4	0,0	0,0	0,0
178	G2	Combination		11,5	4,6	2111,5	0,0	0,0	0,0
178	SLV_LONG	LinRespSpec	Max	803,6	4,1	26,1	0,0	0,0	0,0
178	SLV_TRAS	LinRespSpec	Max	4,6	805,9	469,1	0,0	0,0	0,0

Figura 15.3: Reazioni degli appoggi sulla pila 1

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
179	DEAD	LinStatic		-17,9	-8,5	3254,6	0	0	0
179	VENTO Y	LinStatic		4,2	-266,6	239,7	0	0	0
179	G2	Combination		-11,5	-4,6	2111,5	0	0	0
179	SLV_LONG	LinRespSpec	Max	803,6	4,1	26,1	0	0	0
179	SLV_TRAS	LinRespSpec	Max	4,6	805,9	469,1	0	0	0
180	DEAD	LinStatic		-15,1	-6,6	2967,4	0	0	0
180	VENTO Y	LinStatic		-4,1	-272,8	-283,9	0	0	0
180	G2	Combination		-10,2	-5,1	1935,2	0	0	0
180	SLV_LONG	LinRespSpec	Max	803,6	4,1	28,6	0	0	0
180	SLV_TRAS	LinRespSpec	Max	4,8	802,4	559,8	0	0	0

Figura 15.4: Reazioni degli appoggi sulla pila 2

15.3 Verifiche di sicurezza delle pile

Nel seguito si riportano le verifiche eseguite sulle pile.

15.3.1 Pulvino – Condizioni statiche - SLU

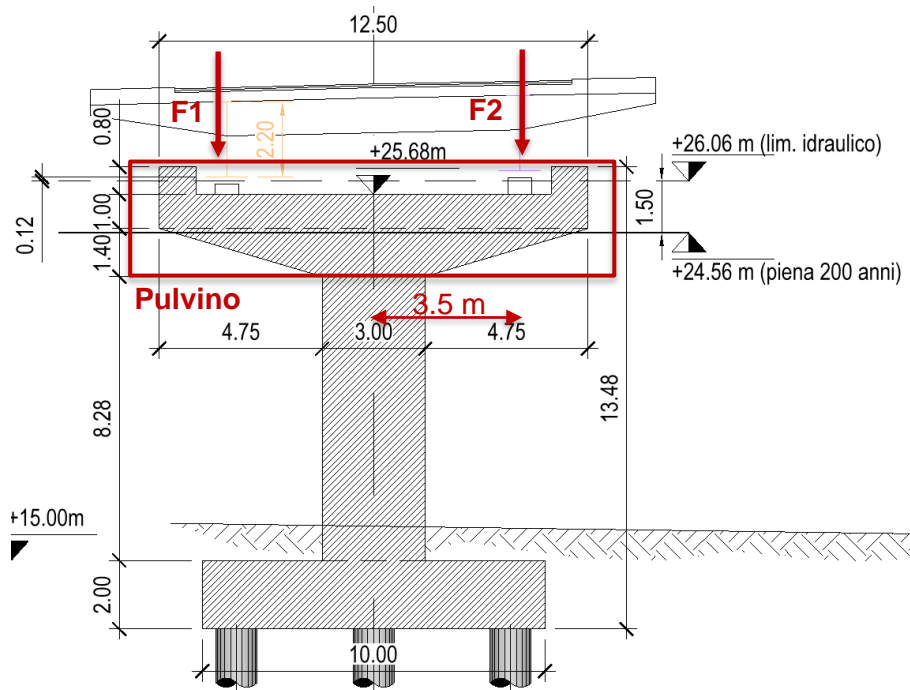


Figura 15.5: Pulvino – Schema di calcolo

Per il dimensionamento del pulvino si assumono le azioni che massimizzano il momento flettente:

	N 177 – F ₁ (kN)	N 178 – F ₂ (kN)
DEAD	-2967	-3255
G2	-1935	-2112
VENTO	si trascura	si trascura
MOBILI*	2400	117

*per i carichi mobili si assume F1 massimo e F minimo, in modo da massimare il momento flettente

Si ottiene quindi:

- F₁ = 7302 kN
- F₁ (SLU) = 9858 kN
- F₂ = 5484 kN
- F₂ (SLU) = 7403 kN

$$M_{Ed} = 9858 \text{ kN} \times 3,5 \text{ m} = 34503 \text{ kNm}$$

Come sezione resistente si considera l'elemento principale di dimensioni 300 m x 240 m, armato superiormente con 3 strati di 30Ø28.

Verifica C.A. S.L.U. - File: PILA1

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

Titolo : _____

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 3 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	300	240

N°	As [cm²]	d [cm]
1	184,73	6
2	184,73	12
3	184,73	18

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

File

Collecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipologia rottura
 Lato acciaio - Acciaio elastico

Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} 1,634 ‰ ε_{c2} 1,75 ‰
 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

M_{xRd} -35 119 kN m
 σ_c -13,87 N/mm²
 σ_s 326,8 N/mm²
 ε_c 0,7907 ‰
 ε_s 1,634 ‰
 d 234 cm
 x 76,31 x/d 0,3261
 δ 0,8476

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

Tipologia flessione
☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
☐ Precompresso

Figura 15.6: Verifica di resistenza in via semplificata pulvino

La verifica risulta soddisfatta, in quanto:

$$M_{Ed} = 34503 \text{ kNm} < M_{Rd} = 35119 \text{ kNm}$$

In aggiunta l'armatura minima risulta:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d \quad \text{e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} = 60 \text{ cm}^2 < 3 \times (184 \text{ cm}^2)$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

15.3.2 Fusto – Verifiche di resistenza

Nel seguito di mostra il dimensionamento del fusto della pila maggiormente sollecitata.

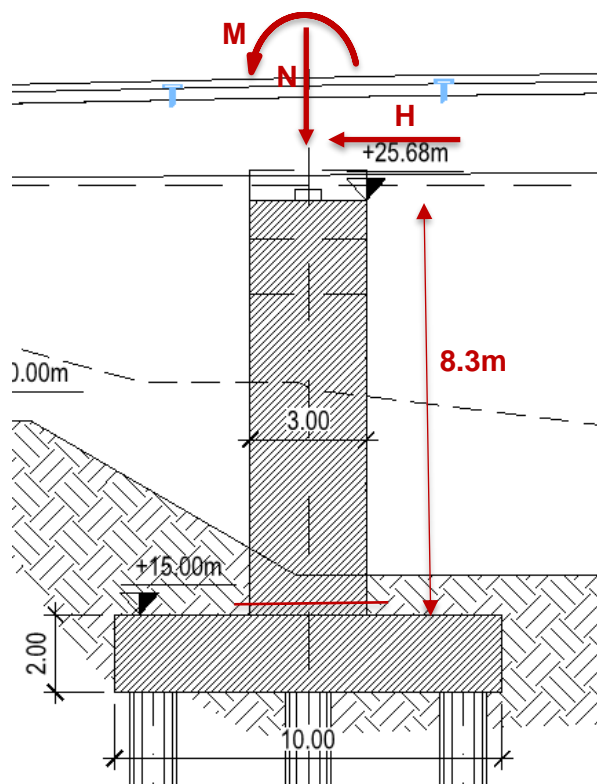


Figura 15.7: Fusto – Schema di calcolo

CONDIZIONI STATICHE

Si riportano nel seguito le azioni in condizioni statiche ottenute dall'impalcato:

	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
DEAD	6222	-	-
G2	4047	-	-
VENTO	-	419	1006
MOBILI*	2517	-	7991 (2400kNx3.5m-117kNx3.5m)

*per i carichi mobili si assume F1 massimo e F minimo, in modo da massimare il momento flettente

Il peso proprio della pila invece risulta:

- Pulvino: 2753 kN
- Fusto: 1467 kN

Alla base della pila, la sezione maggiormente sollecitata, si ottengono i seguenti valori sollecitanti:

- Combinazione 1: massimo momento flettente e minimo sforzo assiale (SLU_01)
N = 14489 kN
M = 14823 kNm

Come sezione resistente si considera il fusto della pila Ø3m, armato superiormente con 3 strati di 30Ø28.

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

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 150 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 50

Diametro barre 3 [cm]

Copriferro (baric.) 8 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipologia Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☒ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

☐ DXF

File

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura

Lato acciaio - Acciaio elastico

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipologia flessione

☒ Retta ☐ Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed 14489 0 kN

M xEd 0 0 kNm

M yEd 0 0

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 1.9 ‰ ϵ_{c2} 1.75 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰

E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17

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

ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

M xRd 24 540 kN m

σ_c -13.07 N/mm²

σ_s 380 N/mm²

ϵ_c 1.262 ‰

ϵ_s 1.9 ‰

d 292 cm

x 116.5 x/d 0.3991

δ 0.9389

La verifica risulta soddisfatta, in quanto:

$$M_{Ed} = 14823 \text{ kNm} < M_{Rd} = 24540 \text{ kNm}$$

CONDIZIONI SISMICHE

Si riportano nel seguito le azioni in condizioni sismiche ottenute dall'impalcato:

	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
DEAD	6222	-	-
G2	4047	-	-
VENTO	-	-	-
MOBILI*	-	-	-
SISMA TR.	-	1169	-
SISMA LONG.	-	1169	-

Il peso proprio della pila invece risulta:

	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
PP PILA*	4220	-	-
SISMA PILA	-	3271	-

*PULVINO+FUSTO

Alla base della pila, la sezione maggiormente sollecitata, si ottengono i seguenti valori sollecitanti:

- Combinazione 1: (SLV_01)
N = 14489 kN
M = 1169X kNm

Come sezione resistente si considera il fusto della pila Ø3m, armato superiormente con 3 strati di 30Ø28.

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

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

TITOLO :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 150 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 50

Diametro barre 3 [cm]

Copriferro (baric.) 8 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☒ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

☐ DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed 14489 0 kN

M Ed 0 0 kNm

M Ed 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio elastico

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 1.9 ‰ ϵ_{c2} 1.75 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5

E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17

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

ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

M xRd 24 540 kN m

σ_c -13.07 N/mm²

σ_s 380 N/mm²

ϵ_c 1.262 ‰

ϵ_s 1.9 ‰

d 292 cm

x 116.5 x/d 0.3991

δ 0.9389

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

☐ Precompresso

La verifica risulta soddisfatta, in quanto:

$$M_{Ed} = 14823 \text{ kNm} < M_{Rd} = 24540 \text{ kNm}$$

15.3.3 Pali di fondazione – Verifiche di resistenza

Nel seguito si riportano le verifiche dei pali di fondazione delle pile. Le pile sono costituite da n°9 pali trivellati di diametro 1500mm e lunghezza pari a 30 m.

15.3.3.1 Azione sui pali

Le azioni statiche utilizzare per le verifiche risultano:

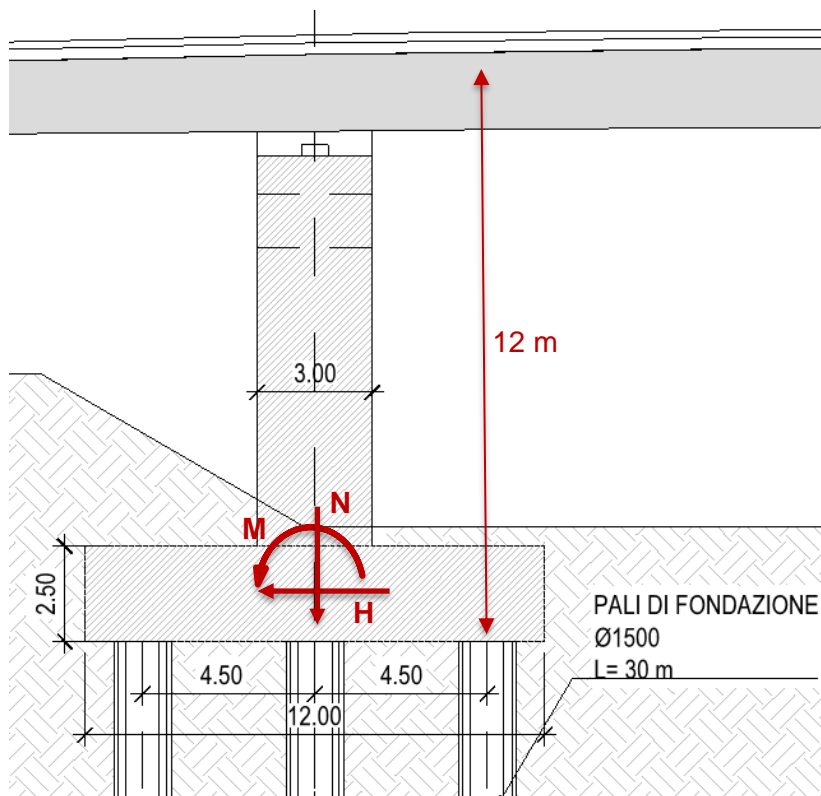


Figura 15.8: Azioni spalla

- Condizioni statiche:

	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
PP+G2 (IMPALCATO)	10269	-	-
PP (PILA)	11420	-	-
VENTO	trascuro	trascuro	trascuro
MOBILI	2517	-	7991

- Condizioni sismiche:

	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
PP+G2 (IMPALCATO)	10269	-	-
PP (PILA)	11420	-	-
MOBILI	2517	-	7991
SLV_IMP_TR	-	1169	1169 kNx12.0 m = 14028 kNm
SLV_IMP_LON	-	1169	1169 kNx12.0 m = 14028 kNm
SLV_SP_TR	-	8851	8851 kNx6.7 m = 59302 kNm
SLV_SP_LON	-	8851	8851 kNx6.7 m = 59302 kNm

Nel seguito si riportano le combinazioni più gravose:

- Combinazione SLU_01:

$$N = 1.35 (21689\text{kN}) + 1.35 (2517\text{kN}) = 32678 \text{ kN};$$

$$M = 1.35 (7991\text{kNm}) = 10788 \text{ kNm}$$

- Combinazione SLV_01:

$$N = 21689 \text{ kN}$$

$$H = 10020 \text{ kN}$$

$$M = 73326 \text{ kNm}$$

Quindi essendo n°9 pali trivellati, per il singolo palo le azioni in testa al palo risultano:

- Combinazione SLU_01 (singolo palo):

$$N = 3631 \text{ kN} + 10788\text{kNm}/9\text{m} / 4.5\text{pali} = 3897 \text{ kN}$$

$$H = -$$

- Combinazione SLV_01 (singolo palo):

Massimo N

$$N = 2410 \text{ kN} + 73326\text{kNm}/9\text{m} / 4.5\text{pali} = 4221 \text{ kN}$$

$$H = 10020 \text{ kN}$$

Minimo N

$$N = 2410 \text{ kN} - 73326\text{kNm}/9\text{m} / 4.5\text{pali} = 599 \text{ kN}$$

$$H = 10020 \text{ kN}$$

Per il calcolo delle sollecitazioni lungo il palo, si impongono le azioni trovate in testa al palo stesso per la condizione più gravosa:

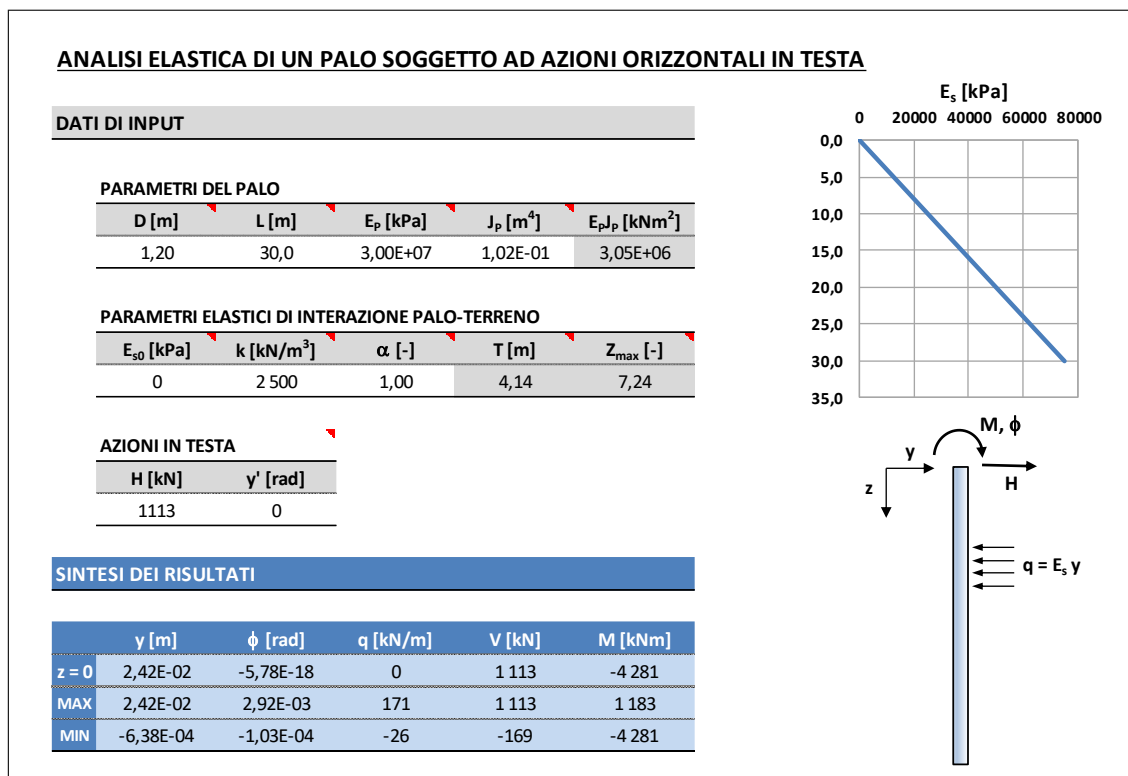
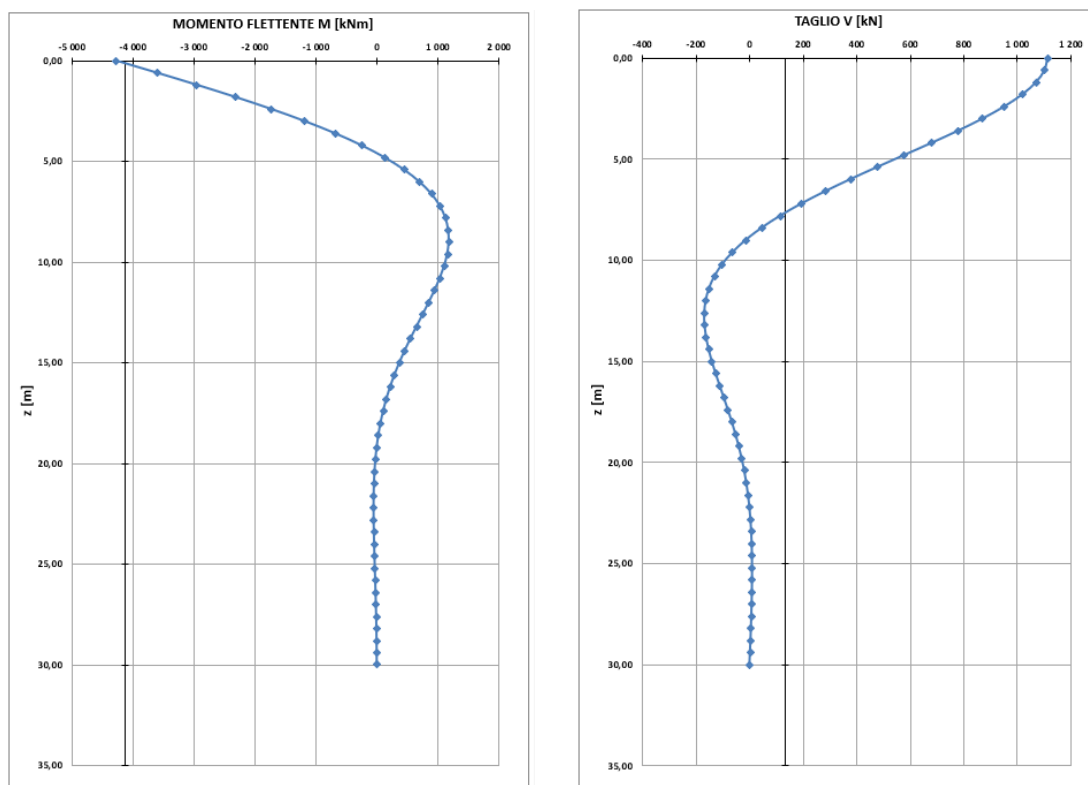


Figura 15.9: Azioni in testa ai pali dovute alle condizioni più gravose

Si ricava quindi in diagramma del momento flettente e del taglio:



15.3.3.2 Verifiche di collasso per carico limite dei riguardi dei carichi assiali

La verifica viene condotta in riferimento alla massima azione di compressione sul singolo palo (condizione maggiormente gravosa). Di seguito si riporta il dettaglio del calcolo effettuato (NTC 2018 e Raccomandazioni A.G.I. '84).

A favore di sicurezza si assume:

CALCOLO PORTANZA PALI (DM 2008 - Raccomandazioni A.G.I. '84)

1) DATI PALO

D =	1500	[mm]	Diametro del palo
L =	30,0	[m]	Lunghezza utile
i =	0	[°]	Inclinazione del palo

2) DATI TERRENO

			PORTANZA LATERALE						PORTANZA DI BASE				
UNITA'	z _{finale} [m]	γ [kN/m³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	k	μ (= tgδ)	c _u [kPa]	α _u	c _u [kPa]	c' [kPa]	N _c	N _q	α _b
2	100,0	19,0	0	24	0,59	0,45						10	

p ₀ =	0,00	[kPa]	Pressione verticale a quota z = 0,00 [m]
z _w =	0,00	[m]	Profondità della falda
γ _w =	10,0	[kN/m ³]	Peso unitario acqua

3) RISULTATI

Q _{s,lim} =	5041,1	[kN]	Portanza limite laterale	γ	1,15
Q _{b,lim} =	4771,3	[kN]	Portanza limite alla base	γ	1,35
Q _{lim,d} =	5655,6	[kN]	Portanza limite totale caratteristica	ξ	1,40
FS =	1,00		Coefficiente di sicurezza		
Q _d =	5655,6	[kN]	Carico ammissibile di progetto		
FS _{Qs} =	0,89		Coefficiente di sicurezza su Q _{s,lim} per Q = Q _{amm}		

Figura 15.10: Azioni in testa ai pali dovute alle condizioni più gravose

La verifica a collasso per carico limite risulta soddisfatta, in quanto:

$$Q_d = 5655.6 \text{ kN} > N_{SLV,max} = 4221 \text{ kN}$$

La verifica in esercizio risulta soddisfatta, in quanto:

$$Q_{s,lim} = 5041.1 \text{ kN} > 1.5 N_{SLE} = 3615 \text{ kN}$$

15.3.3.3 Verifiche strutturali

Le verifiche di resistenza risultano soddisfatte assumendo n°2 strati di 50Ø30 alla base del fusto.

15.3.3.4 Armatura minima

I pali in calcestruzzo devono essere armati, per tutta la lunghezza, in percentuale non inferiore allo 0.3% dell'area della sezione trasversale del palo e un'armatura trasversale costituita da staffe o da spirali di diametro non inferiore a 8mm, passo non superiore a 8 volte il diametro delle barre longitudinali (NTC 2018 paragrafo 7.2.5).

16 SOTTOSTRUTTURE: SPALLE E DAIFRAMMI

Le n°2 spalle sono caratterizzate ognuna da n°8 diaframmi di area 2.0 m x 1.5 m e lunghezza pari a 30.0 m, disposte come nell'immagine seguente, e da un solettone superiore di area pari a 6.0 m x 20.0 m e spessore pari a 2.0 m che li collega. Questi diaframmi sono poi affiancati da altri diaframmi di area 2.0 m x 1.5 m e lunghezza pari a 15.0 m.

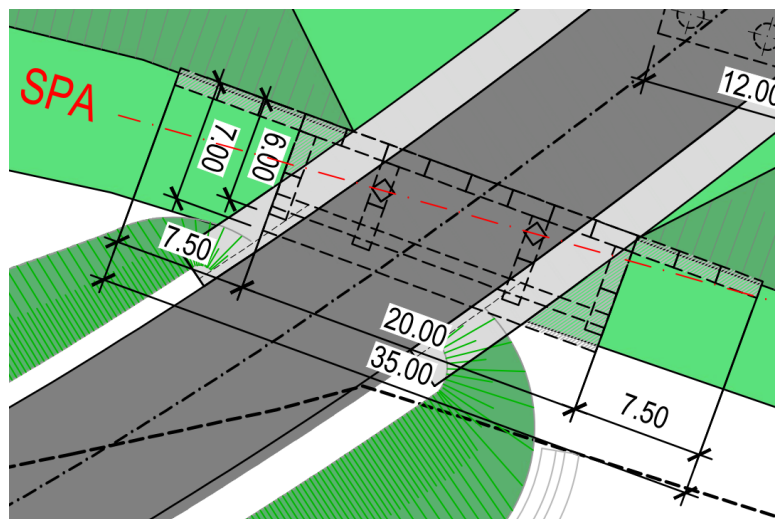


Figura 16.1: Casseratura spalla – Vista in pianta

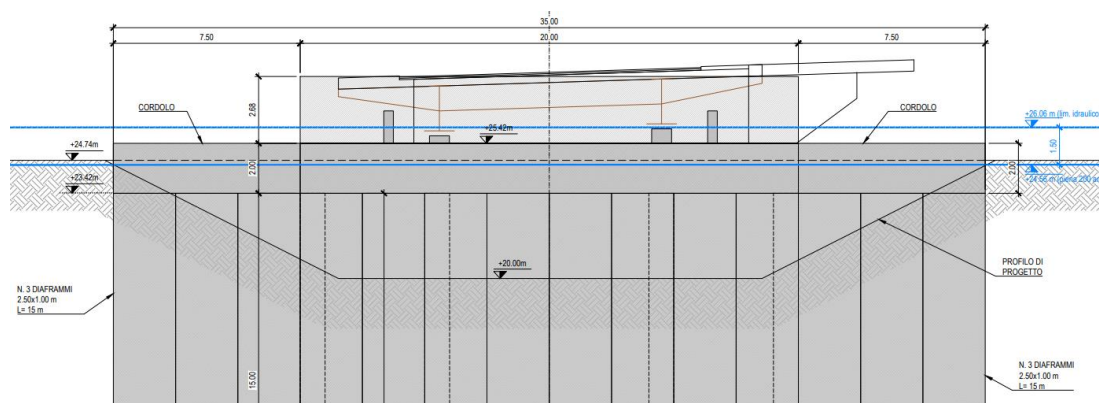


Figura 16.2: Casseratura spalla – Prospetto

16.1 Stratigrafia di riferimento e caratterizzazione geotecnica

In riferimento alla stratigrafia di riferimento e caratterizzazione geotecnica si rimanda al capitolo 6.

16.2 Modello di calcolo

L'analisi strutturale del corpo "spalla" è stata eseguita mediante modellazione ad elementi finiti effettuata tramite il software di calcolo SAP2000 della Computers & Structures Inc., Berkeley – California (USA).

Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato tenso-deformativo del corpo spalla, in particolare:

- I diaframmi sono stati modellati con elementi monodimensionali di tipo "frame" caratterizzati da una suddivisione interna in più elementi finiti ("automatic mesh");
- I carichi derivanti dall'impalcato sono stati applicati come forze concentrate in corrispondenza dei nodi rappresentanti i dispositivi di appoggio. L'effettiva posizione dei dispositivi di appoggio è stata considerata tramite "weld joint constrain" a corpo rigido;
- La struttura è vincolata mediante molle traslazionali applicate ai diaframmi simulanti l'effettiva rigidità del terreno.

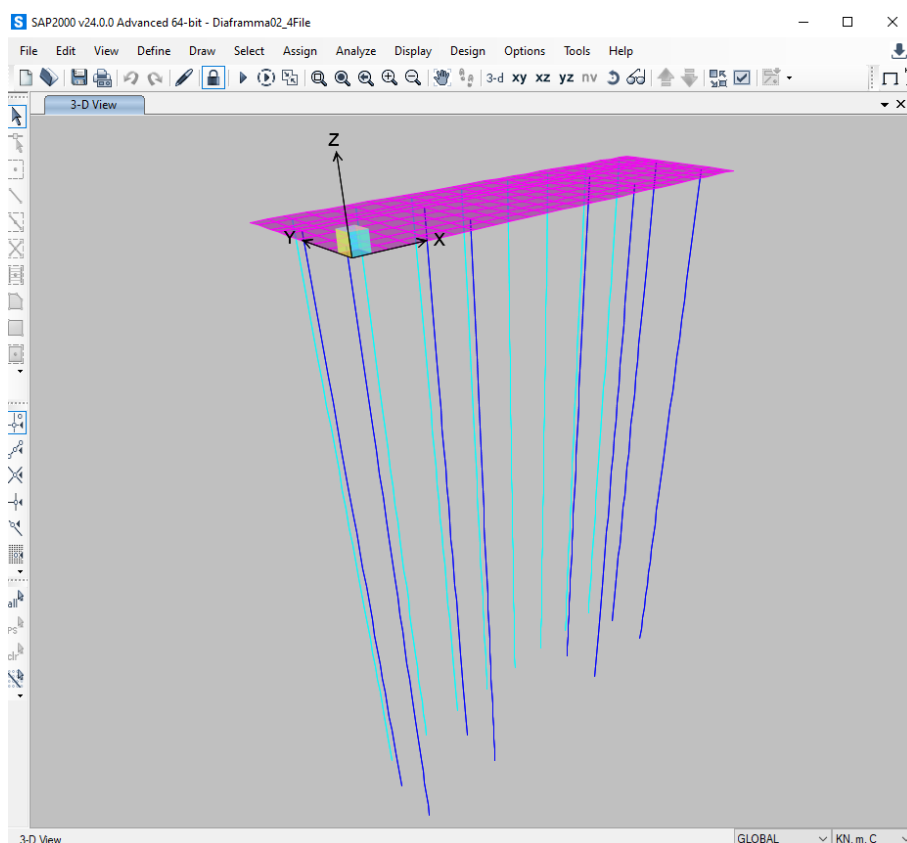


Figura 16.3: Modello FEM spalla – Diaframmi

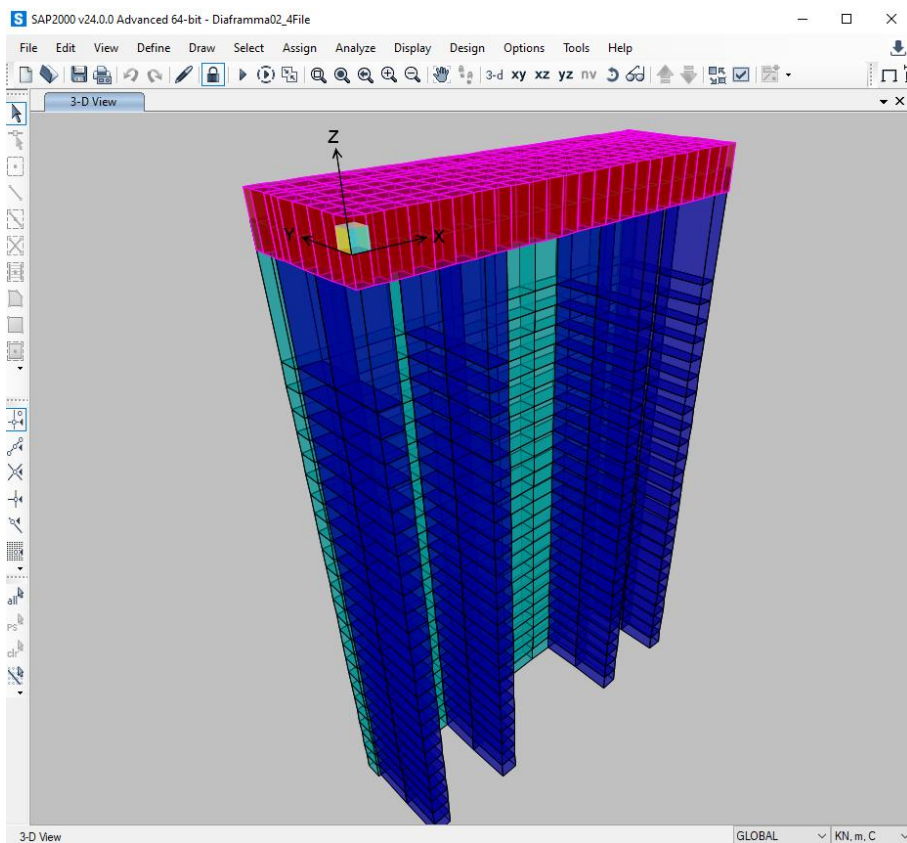


Figura 16.4: Modello FEM spalla – Diaframmi – Vista estrusa

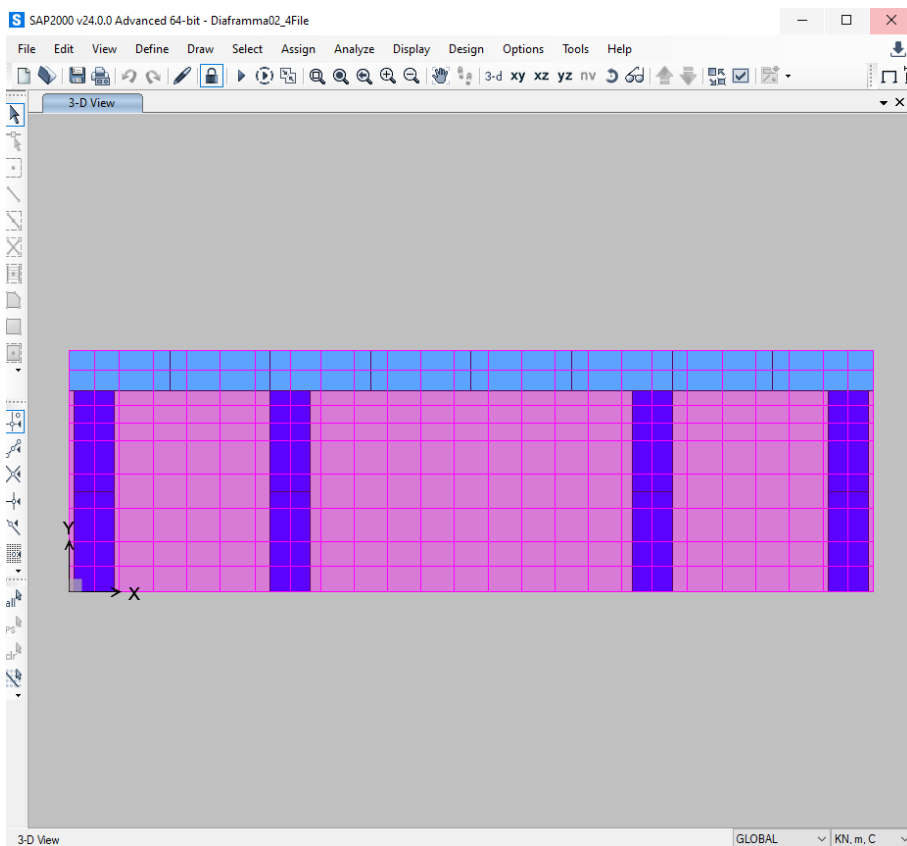


Figura 16.5: Modello FEM spalla – Diaframmi – Vista estrusa in pianta

16.3 Analisi dei carichi

Nel seguente capitolo si riportano tutti i carichi considerati nelle analisi. Per il calcolo dei carichi si rimanda al capitolo 8.

16.3.1 Pesì propri degli elementi strutturali – Corpo spalla

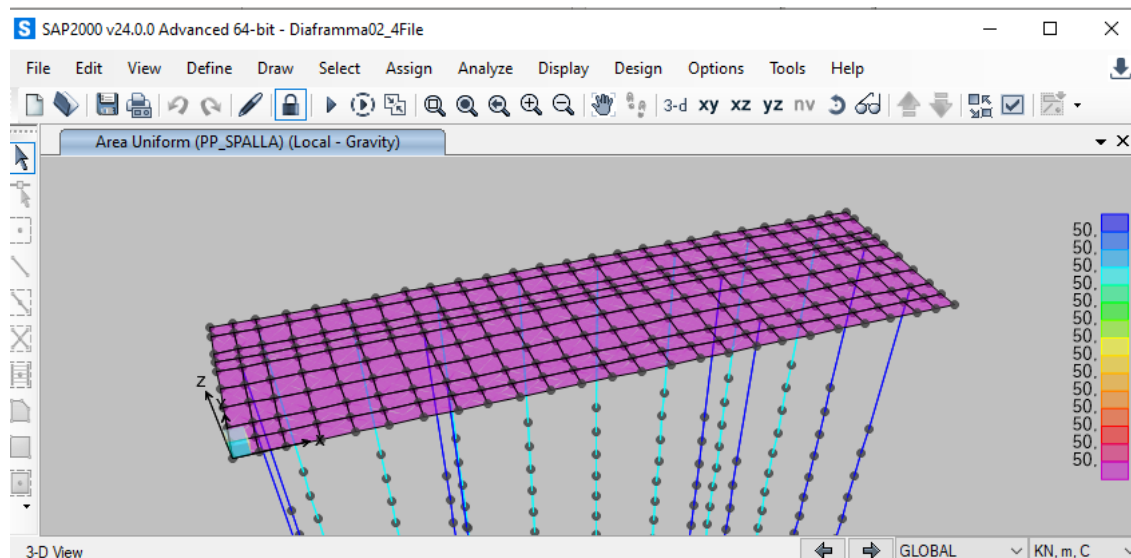


Figura 16.6: Schema di carico – Peso proprio corpo scala

16.3.2 Pesì propri degli elementi strutturali – Impalcato

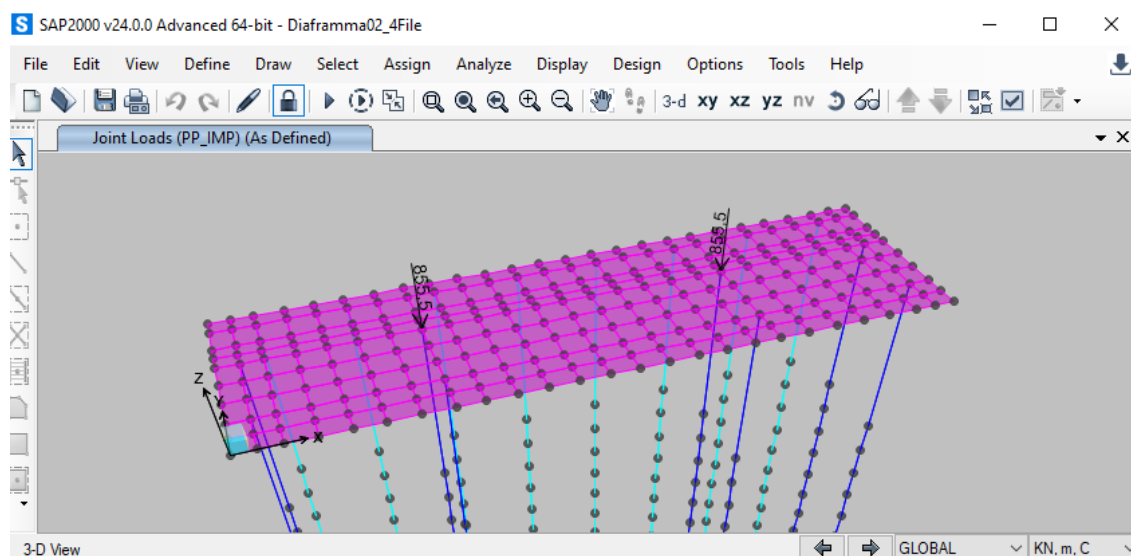


Figura 16.7: Schema di carico – Peso proprio impalcato

16.3.3 Carichi permanenti portati (G2)

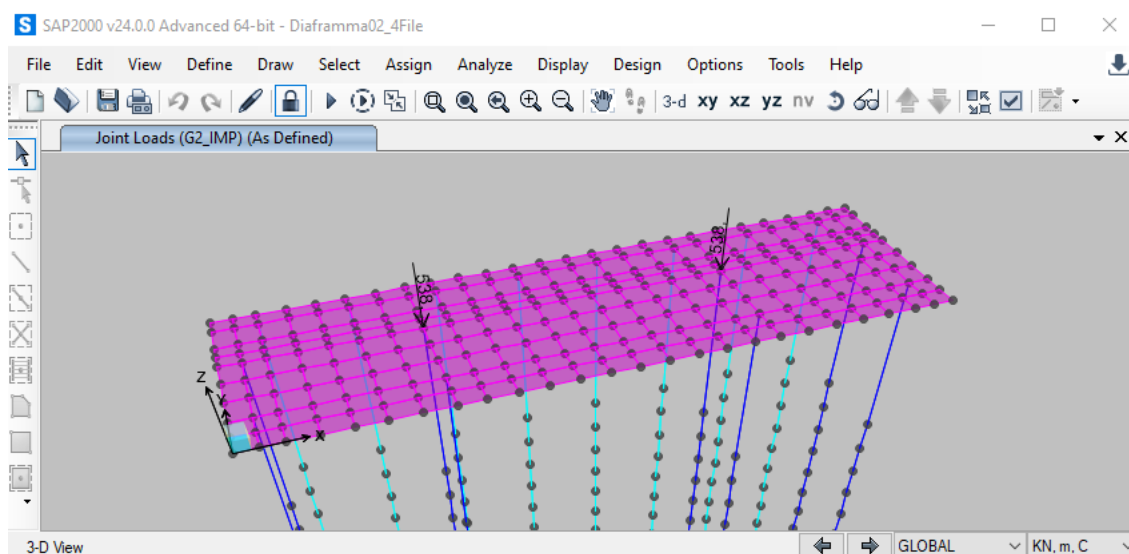


Figura 16.8: Schema di carico – Carichi permanenti portati

16.3.4 Carichi mobili

I carichi mobili sono stati applicati in modo da massimizzare le sollecitazioni, con la maggiore eccentricità.

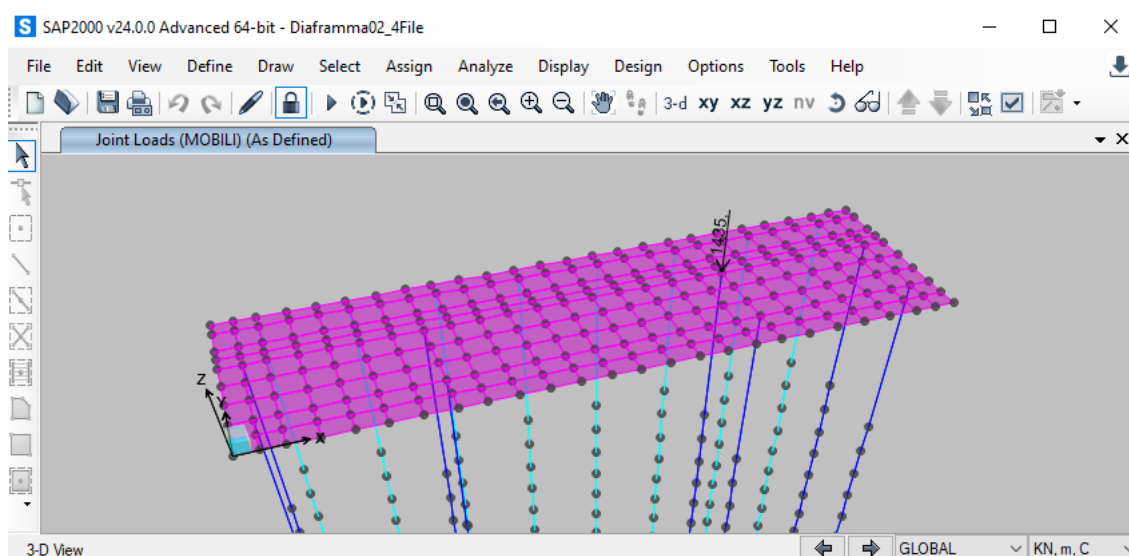


Figura 16.9: Schema di carico – Carichi mobili

16.3.5 Azione del vento

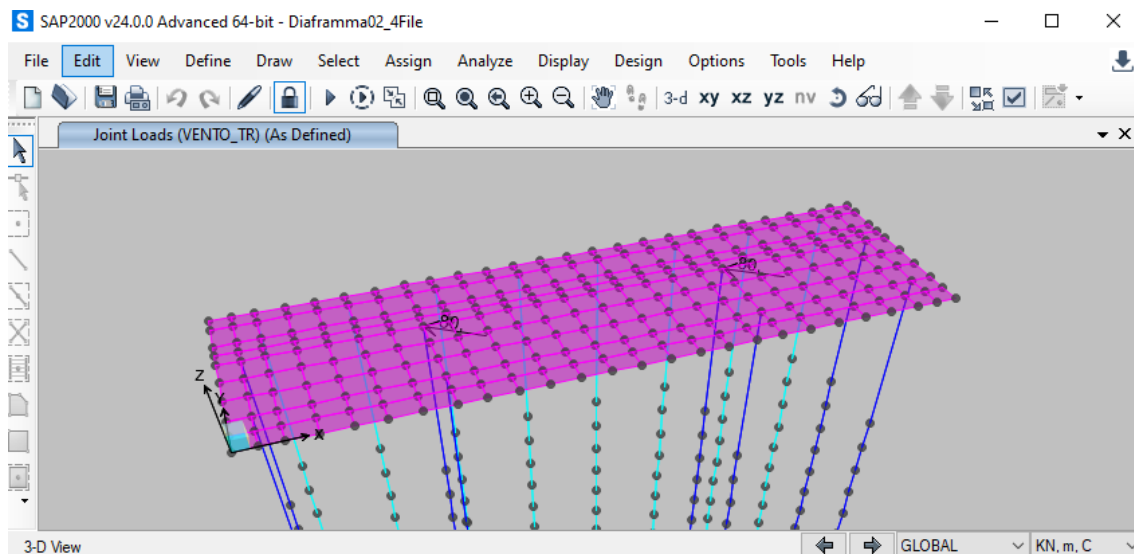


Figura 16.10: Schema di carico – Azione del vento

16.3.6 Spinta del terreno

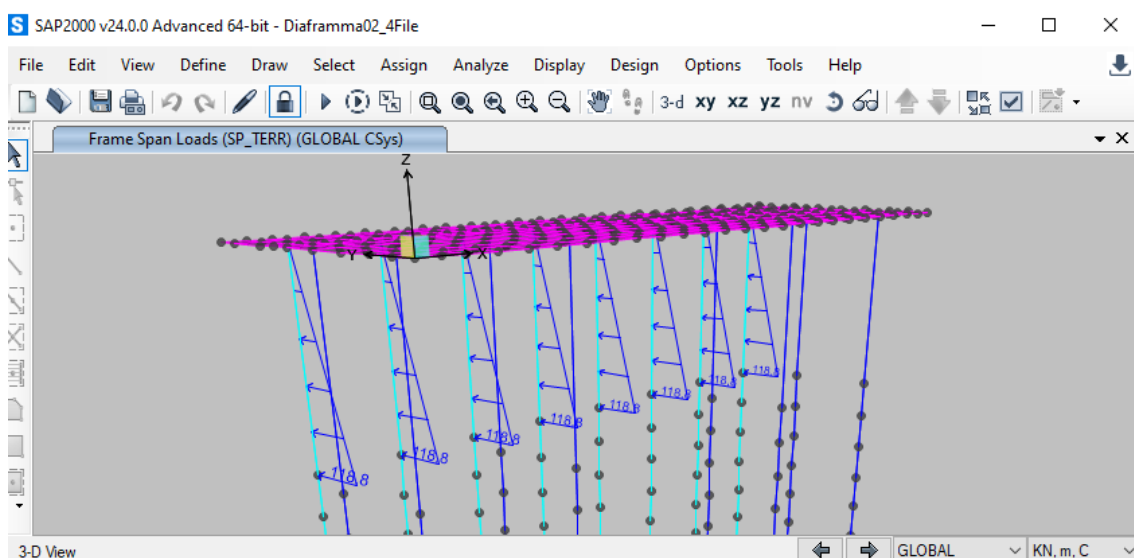


Figura 16.11: Schema di carico – Spinta del terreno

16.3.7 Terreno imbarcato

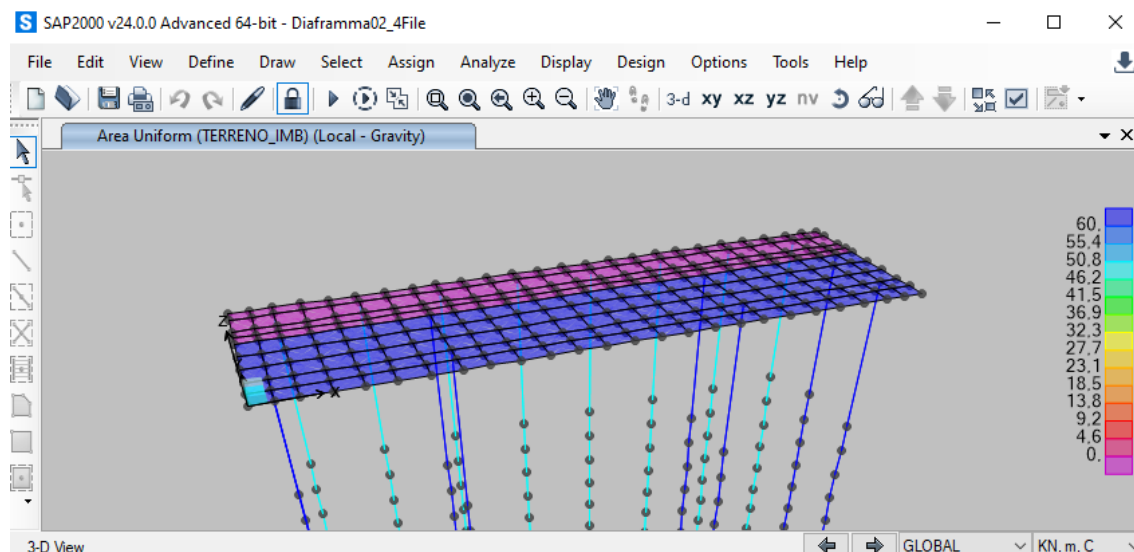


Figura 16.12: Schema di carico – Terreno imbarcato

16.3.8 Azione d'inerzia sismica longitudinale - Spalla

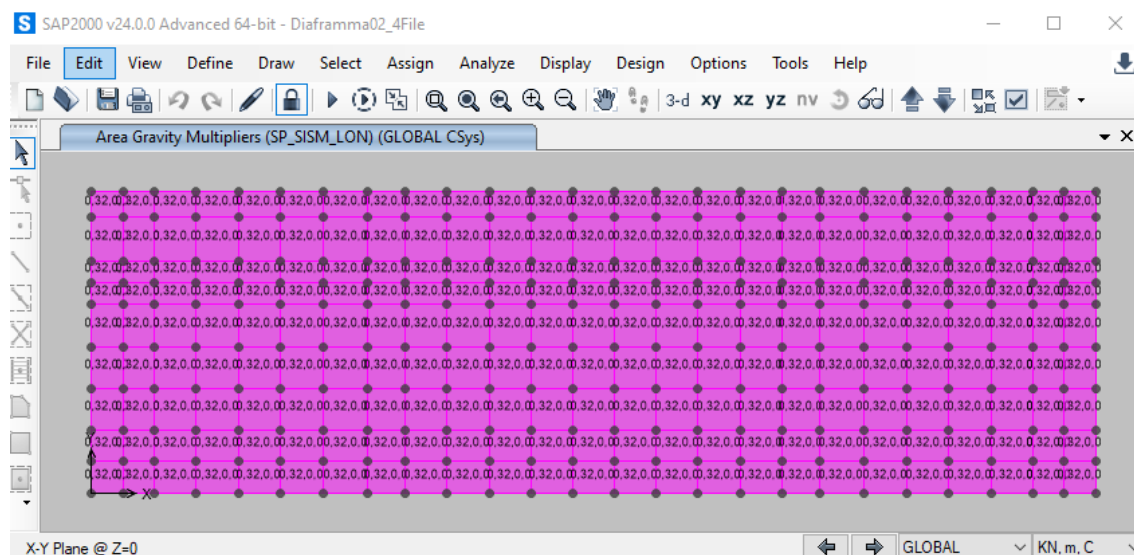


Figura 16.13: Schema di carico – Azione d'inerzia sismica longitudinale - spalla

16.3.9 Azione d'inerzia sismica trasversale - Spalla

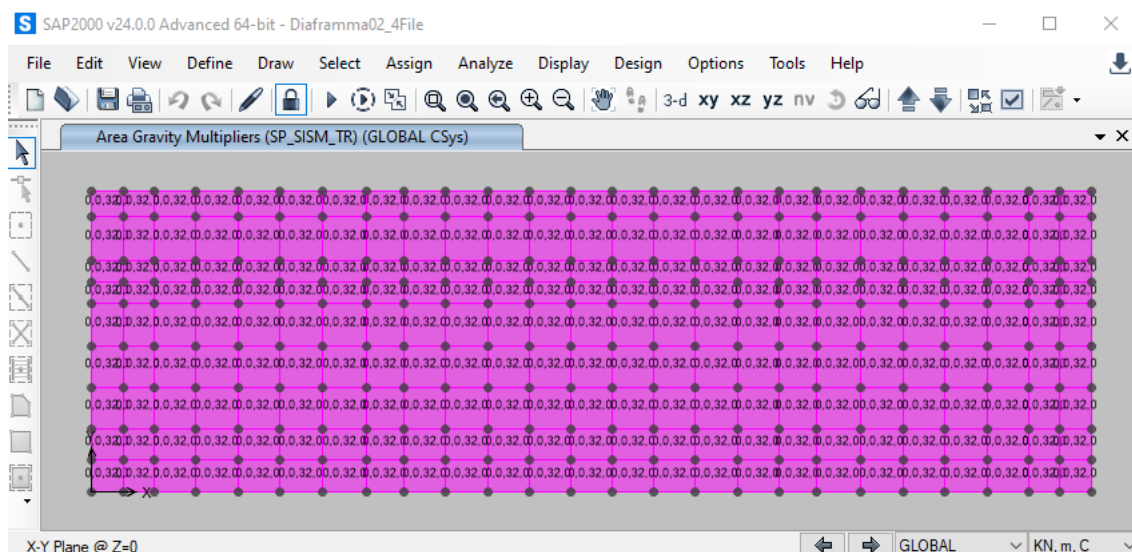


Figura 16.14: Schema di carico – Azione d'inerzia sismica trasversale - spalla

16.3.10 Azione d'inerzia sismica longitudinale – Impalcato

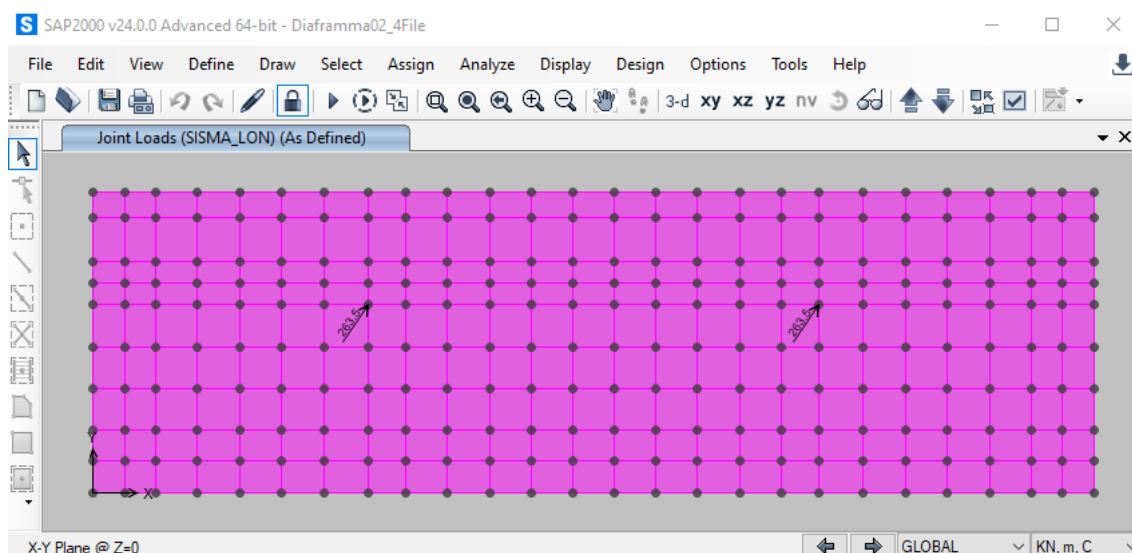


Figura 16.15: Schema di carico – Azione d'inerzia sismica longitudinale - impalcato

16.3.11 Azione d'inerzia sismica trasversale - Impalcato

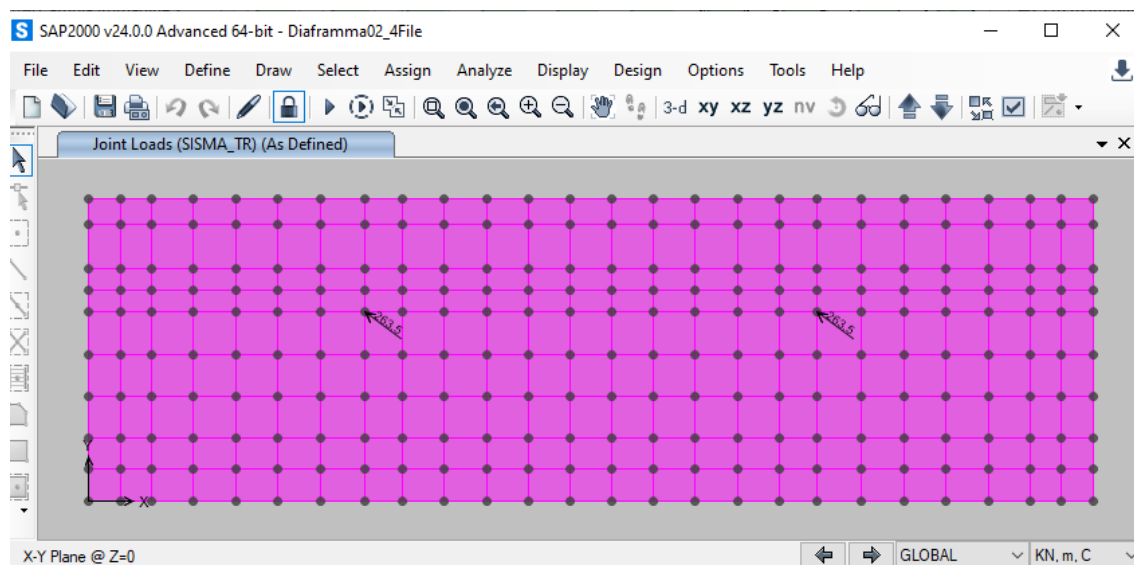


Figura 16.16: Schema di carico – Azione d'inerzia sismica trasversale - impalcato

16.3.12 Terreno imbarcato – Azione sismica longitudinale

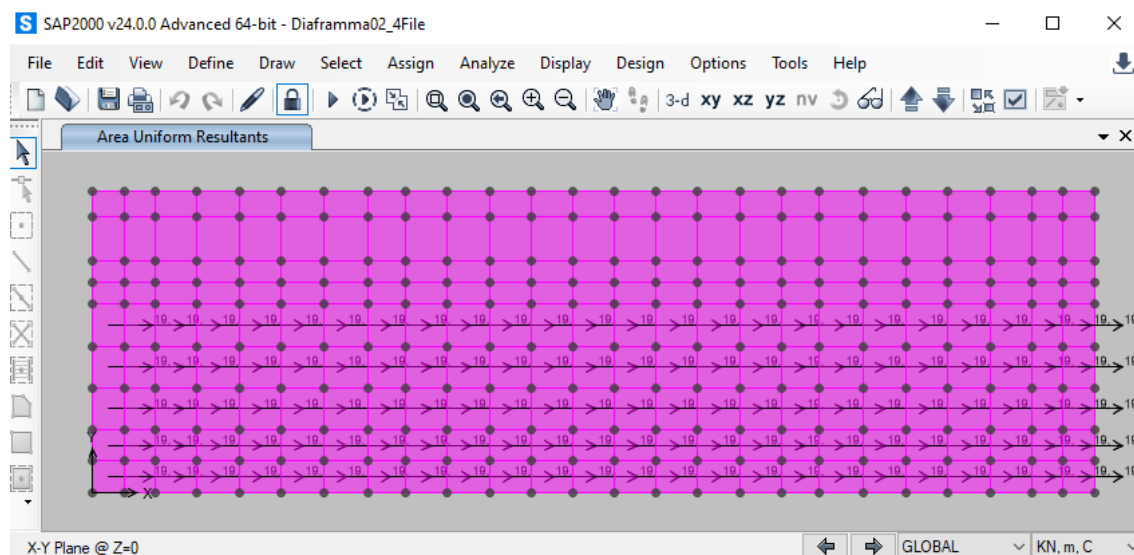


Figura 16.17: Schema di carico – Azione sismica longitudinale – terreno imbarcato

16.3.13 Terreno imbarcato – Azione sismica trasversale

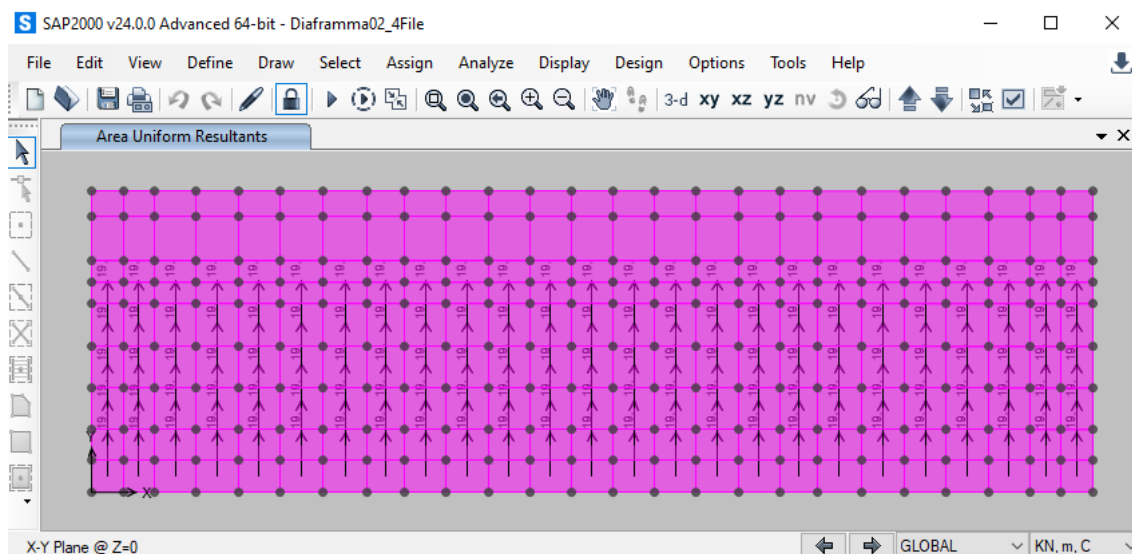


Figura 16.18: Schema di carico – Azione sismica trasversale – terreno imbarcato

16.3.14 Spinta del terreno – Mononobe-Okabe

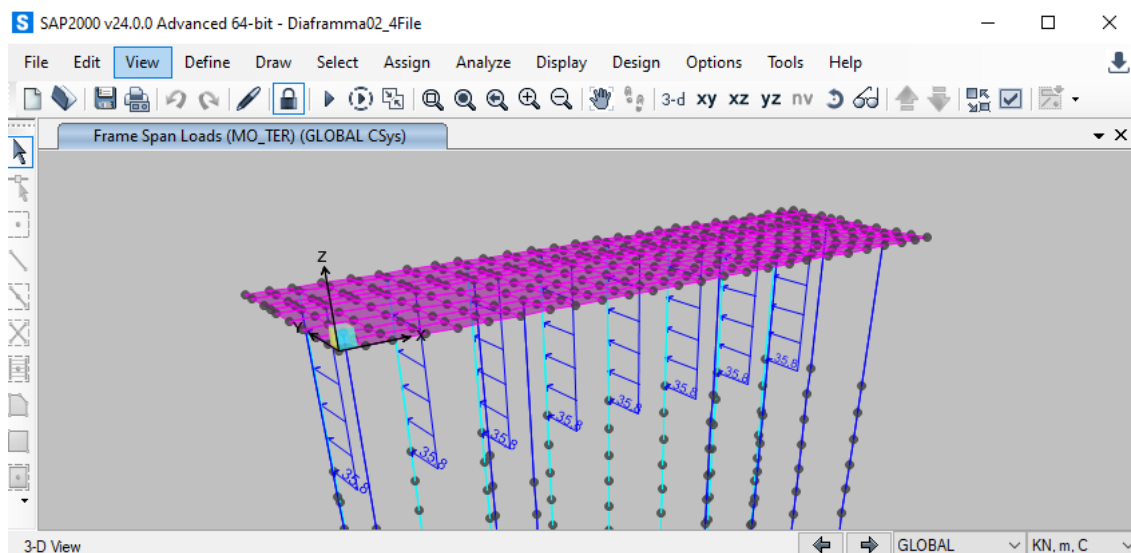


Figura 16.19: Schema di carico – Spinta Mononobe-Okabe

16.4 Combinazione delle azioni

Si rimanda al capitolo 10.7.

16.5 Risultati delle analisi

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni più significative.

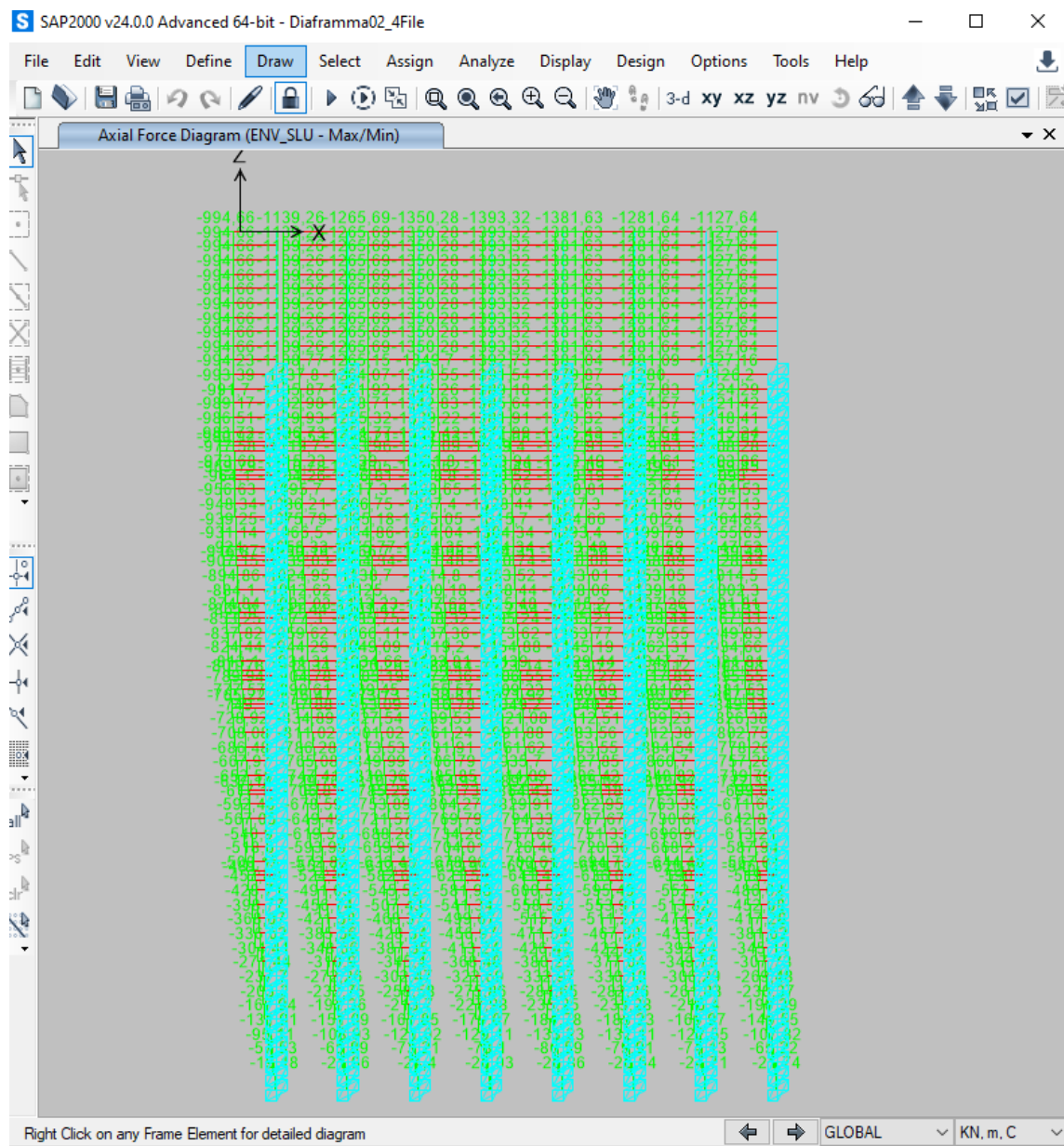


Figura 16.20: Diaframmi frontali – Sforzo assiale (kN) – ENV_SLU

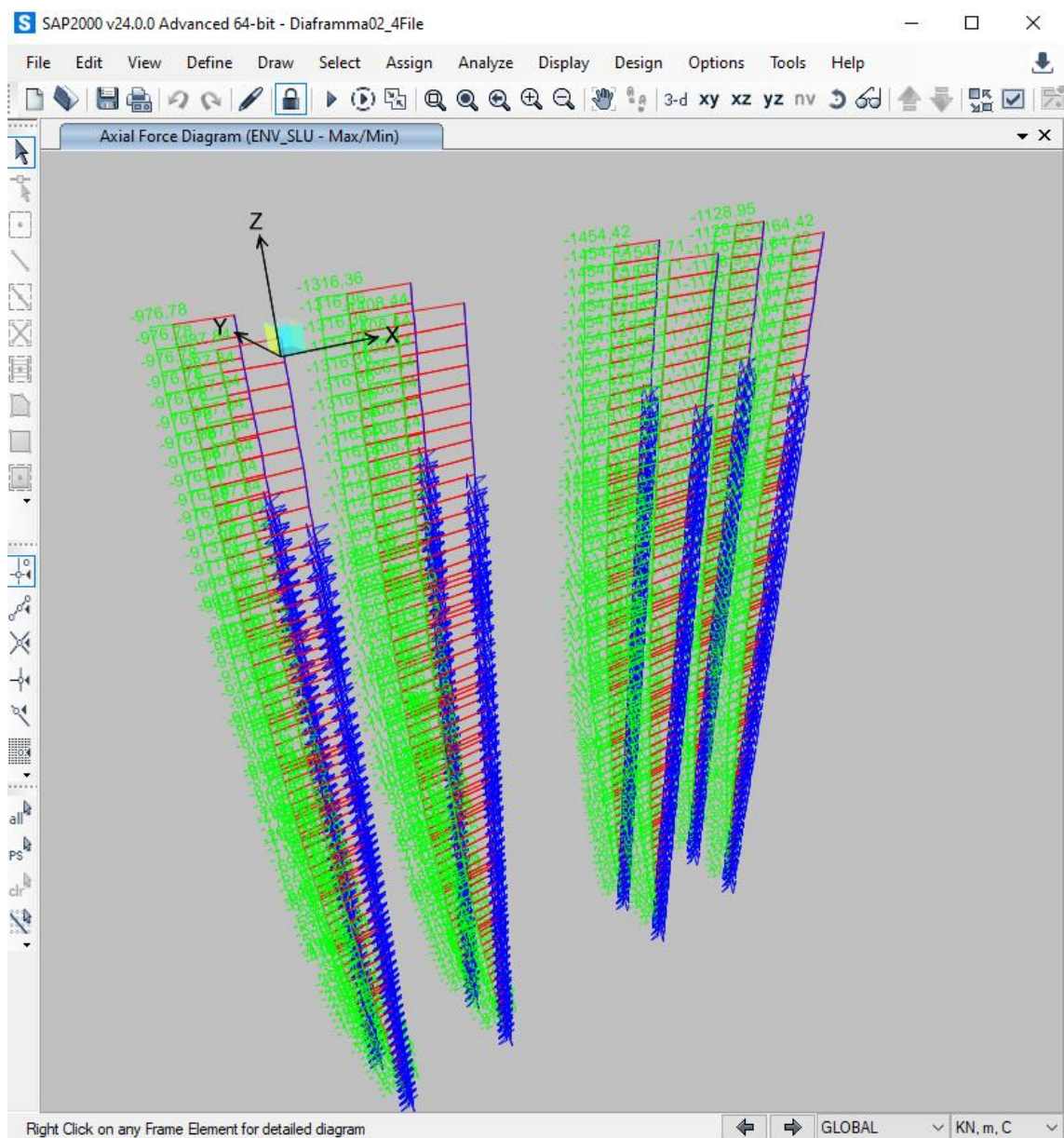


Figura 16.21: Diaframmi ortogonali – Sforzo assiale (kN) – ENV_SLU

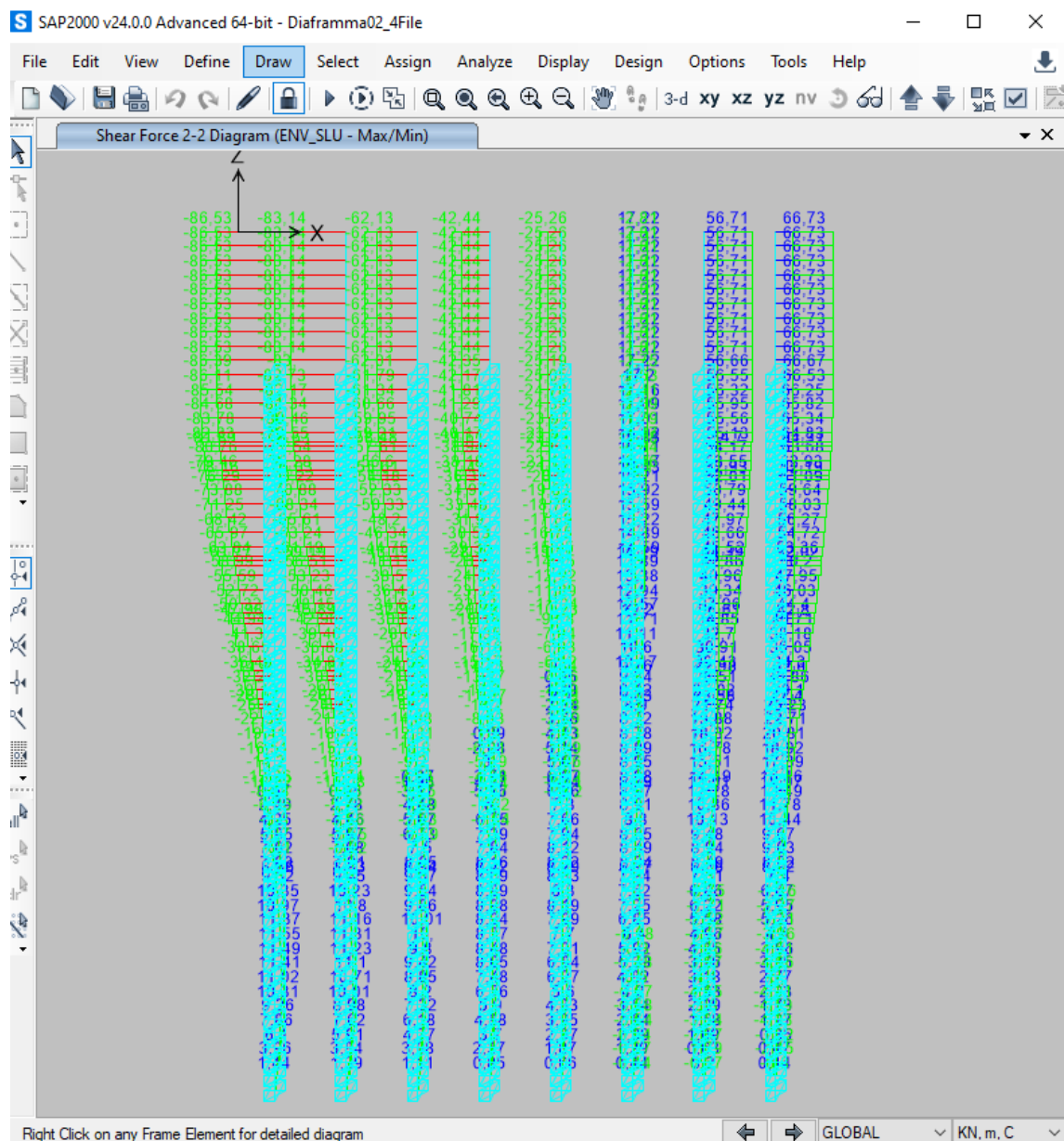


Figura 16.22: Diaframmi frontali - Taglio V2-2 (kNm) – ENV_SLU

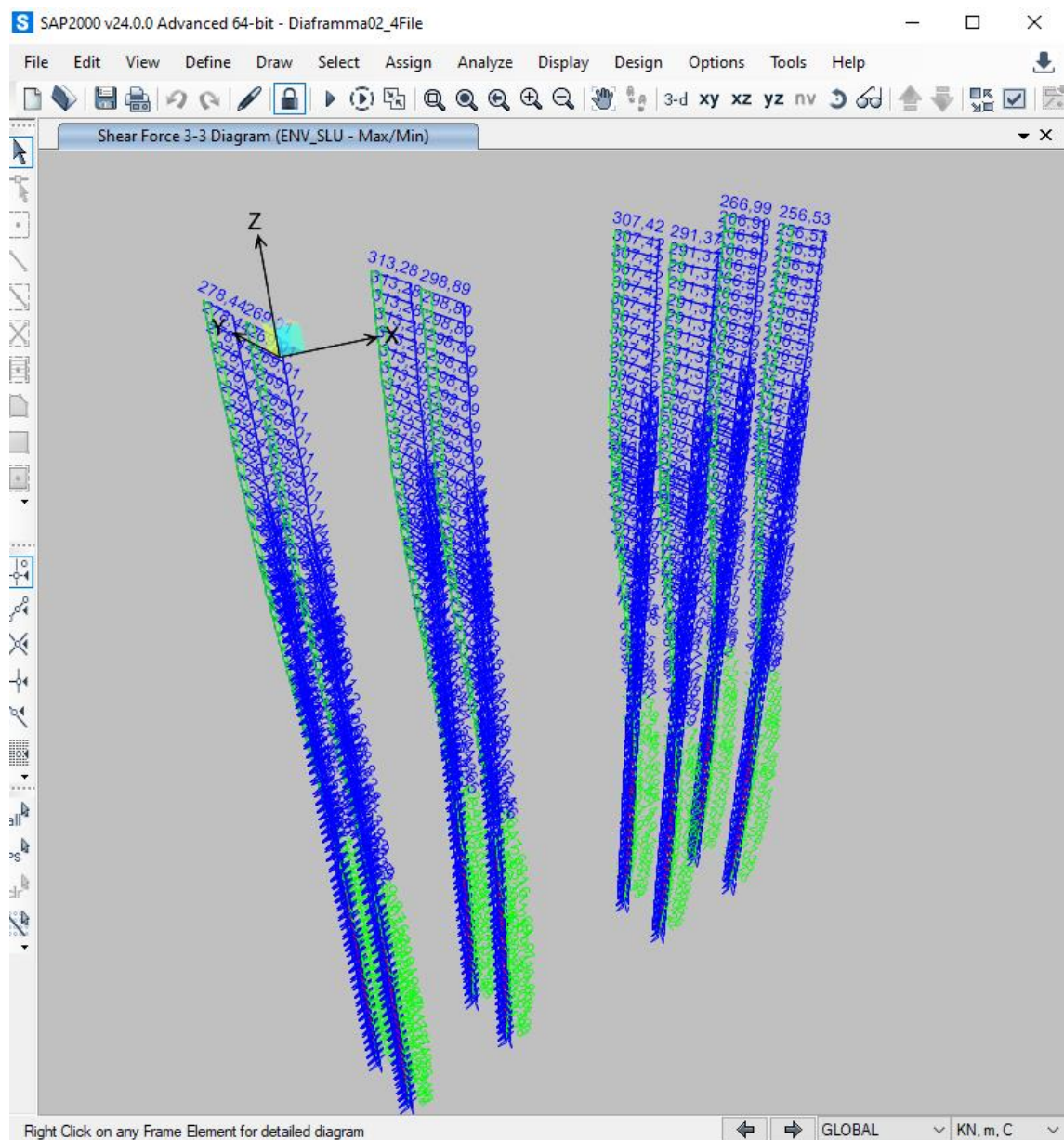


Figura 16.23: Diaframmi ortogonali - Taglio V3-3 (kNm) – ENV_SLU

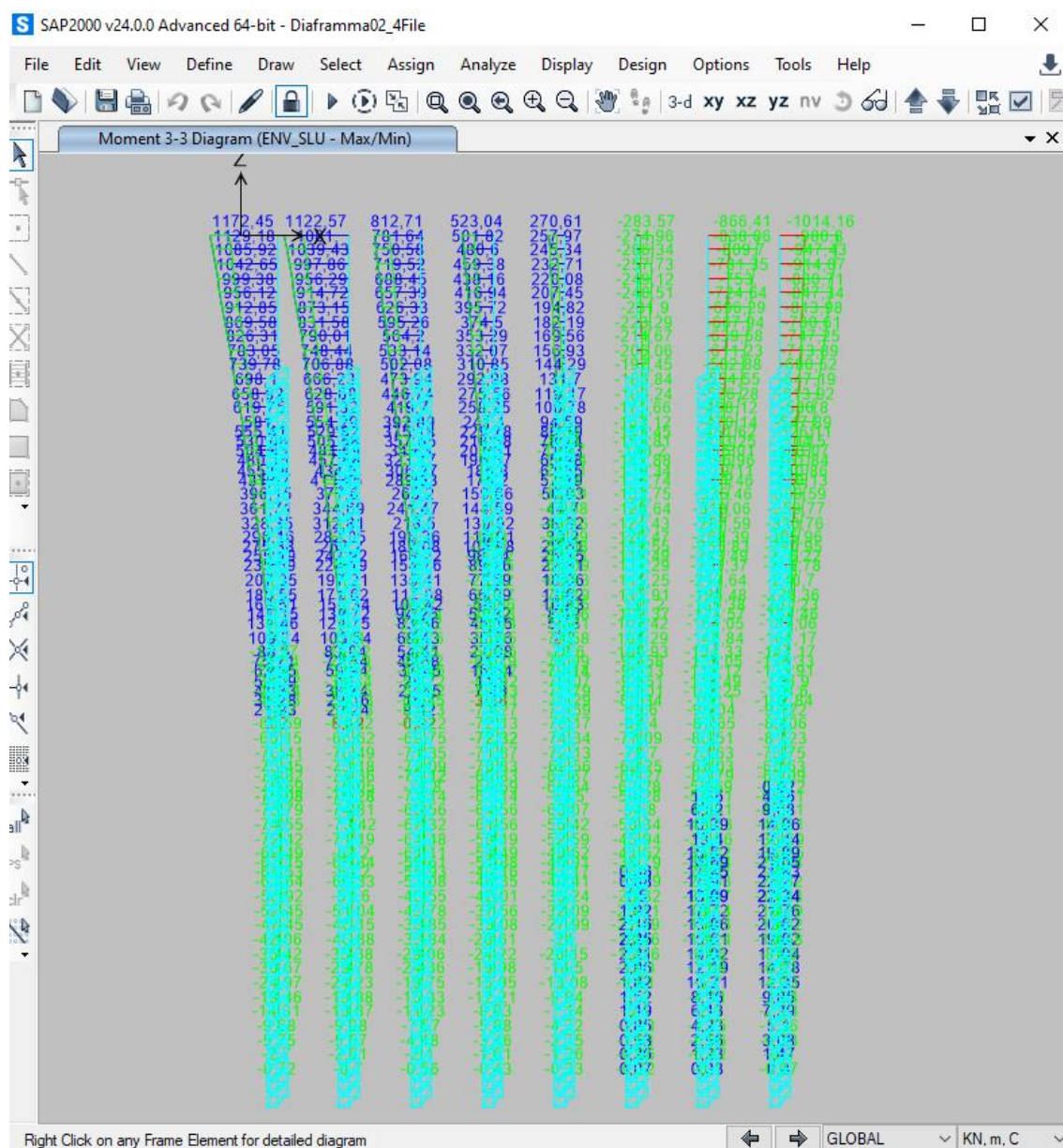


Figura 16.24: Diaframmi frontali - Momento flettente M3-3 (kNm) – ENV_SLU

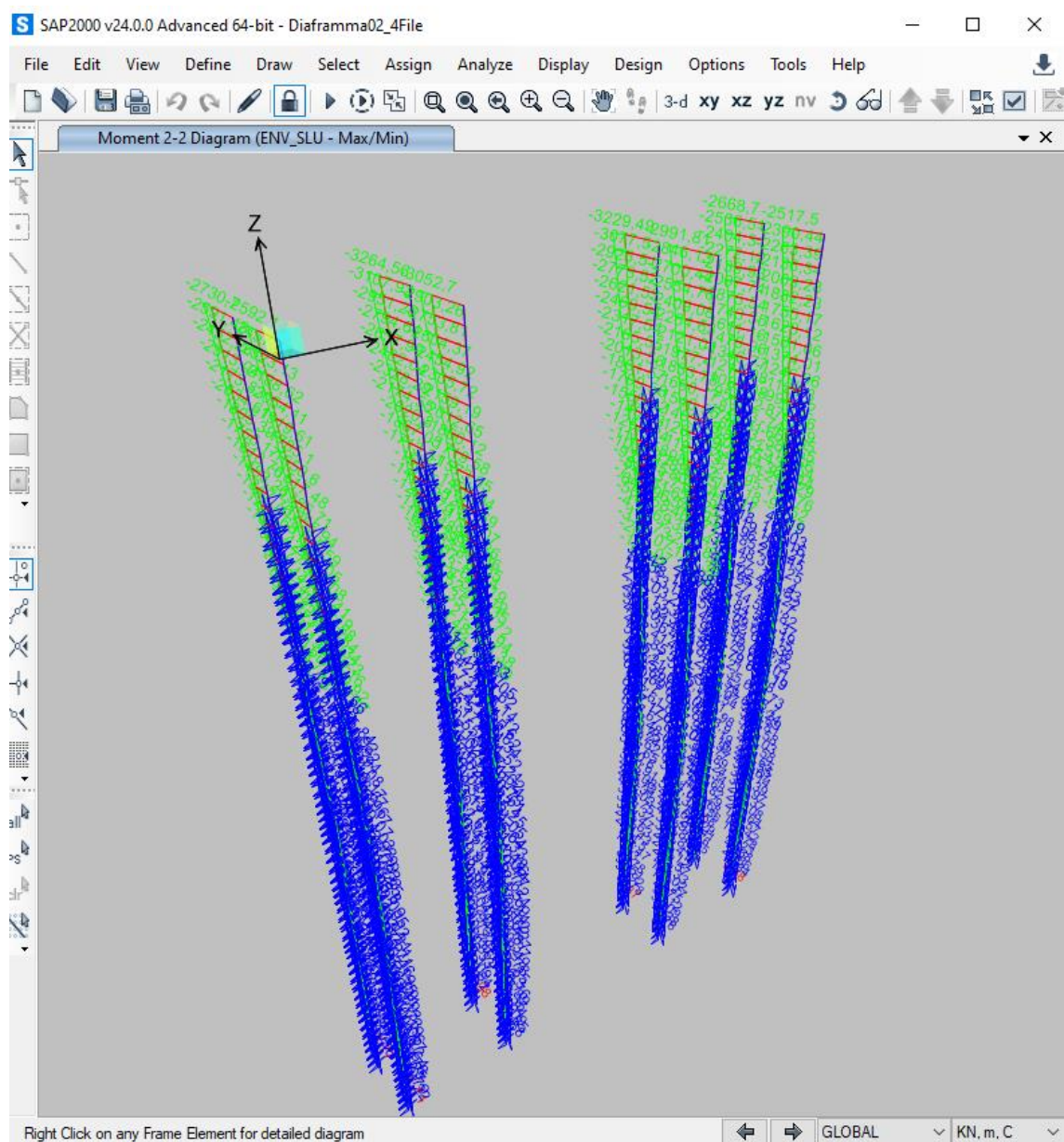


Figura 16.25: Diaframmi ortogonali - Momento flettente M2-2 (kNm) – ENV_SLU

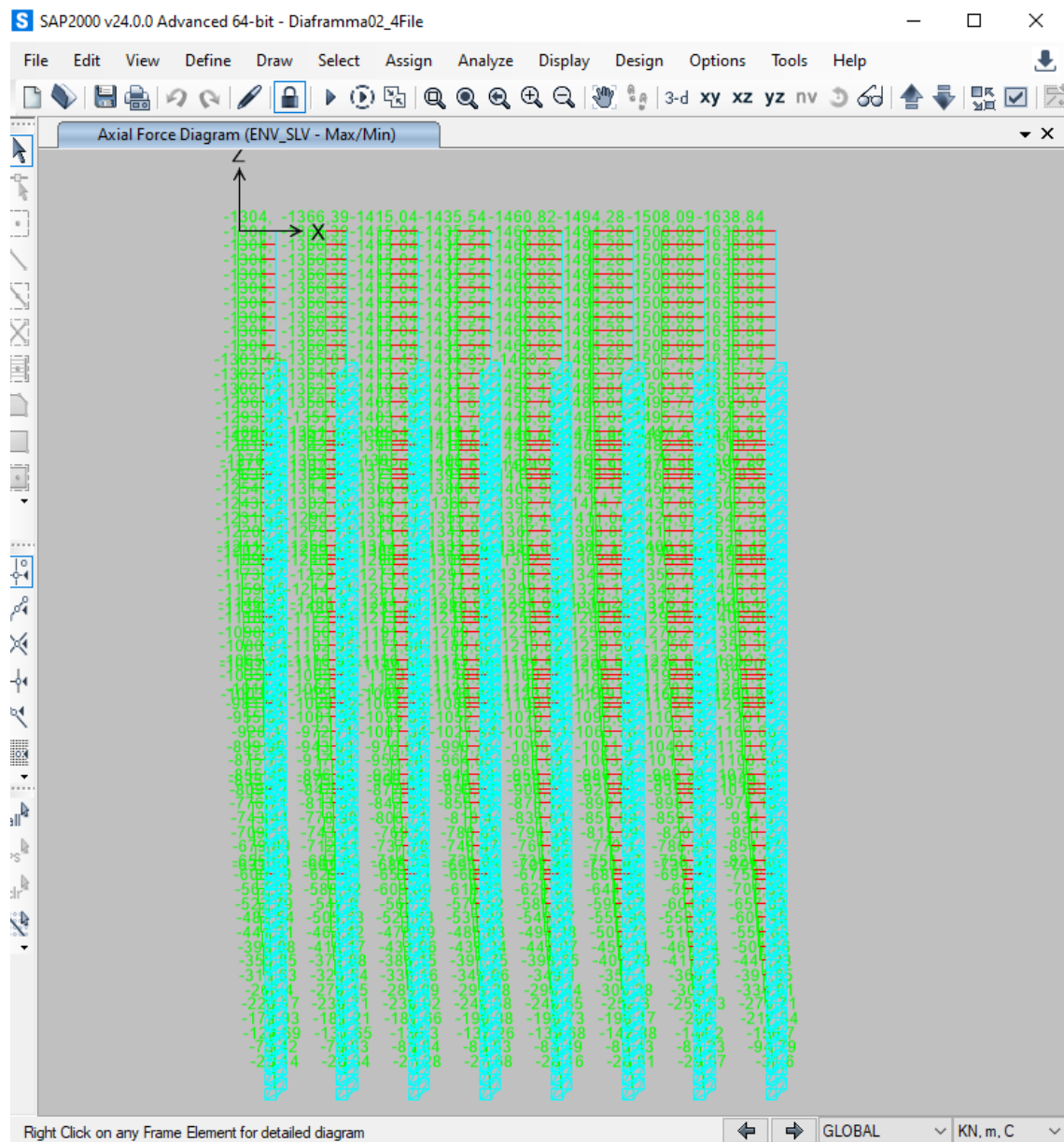


Figura 16.26: Diaframmi frontali – Sforzo assiale (kN) – ENV_SLV

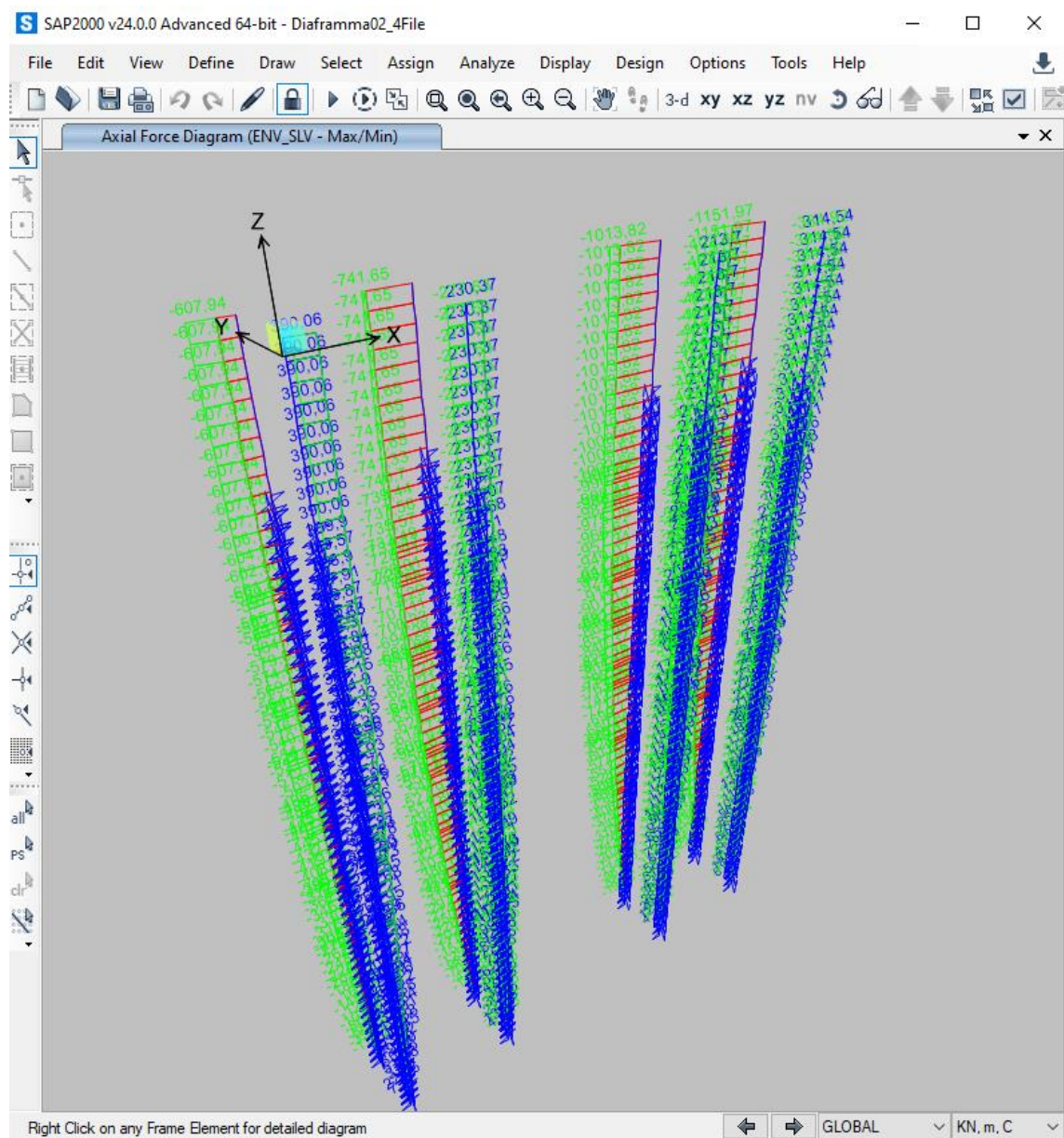


Figura 16.27: Diaframmi ortogonali – Sforzo assiale (kN) – ENV_SLV

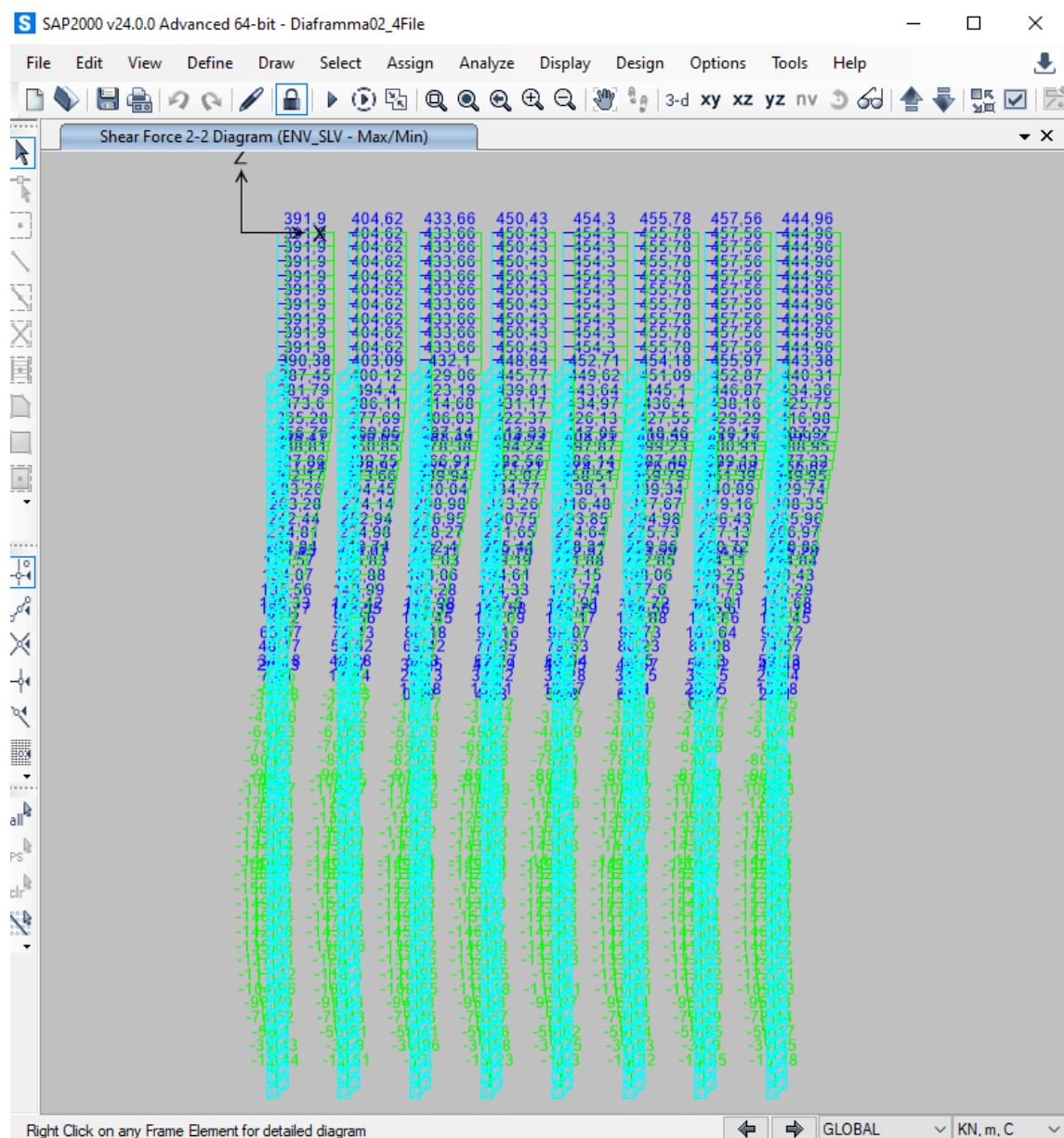


Figura 16.28: Diaframmi frontali - Taglio V2-2 (kNm) – ENV_SLV

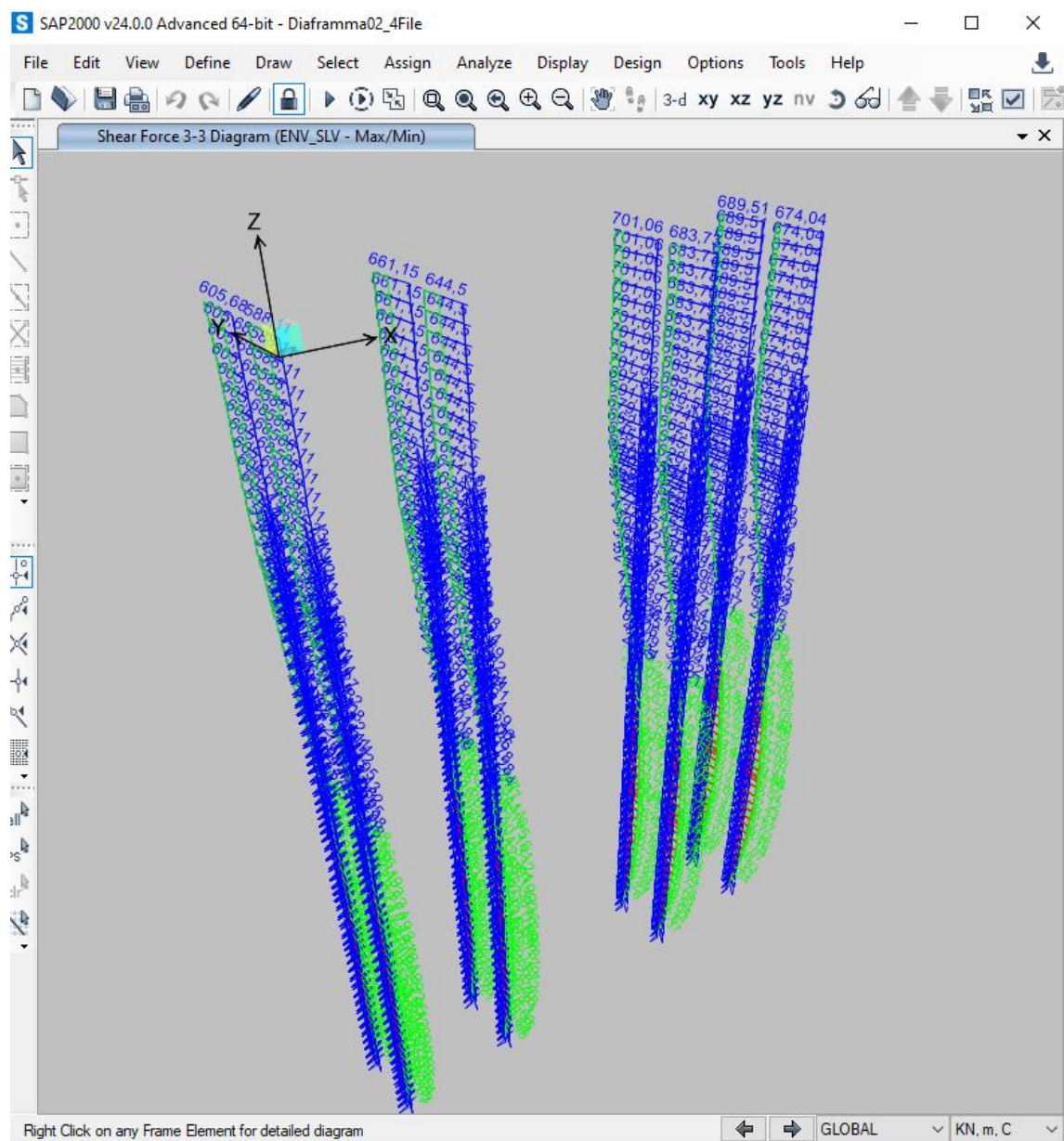


Figura 16.29: Diaframmi ortogonali - Taglio V3-3 (kNm) – ENV_SLV

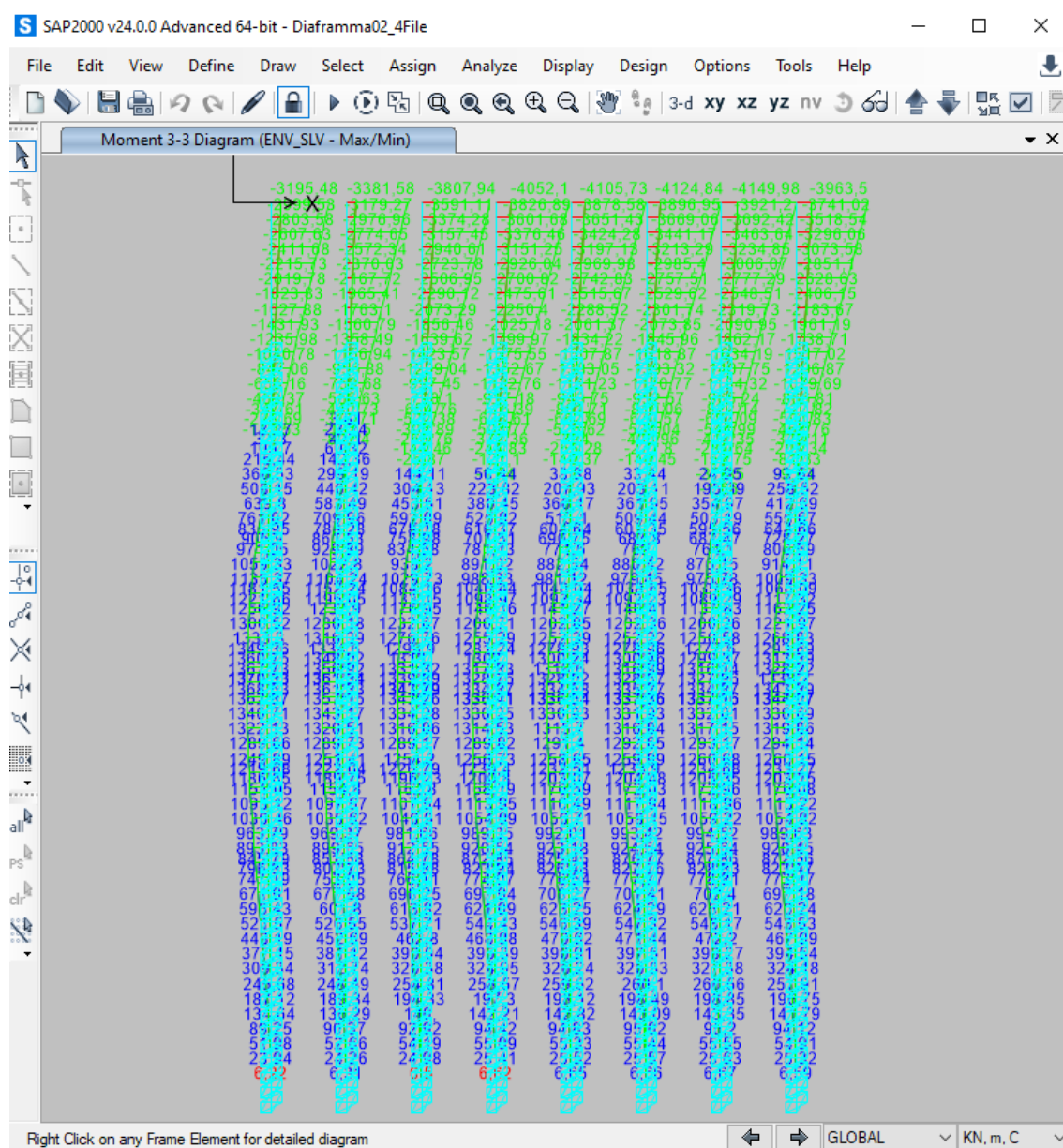


Figura 16.30: Diaframmi frontali - Momento flettente M3-3 (kNm) – ENV_SLV

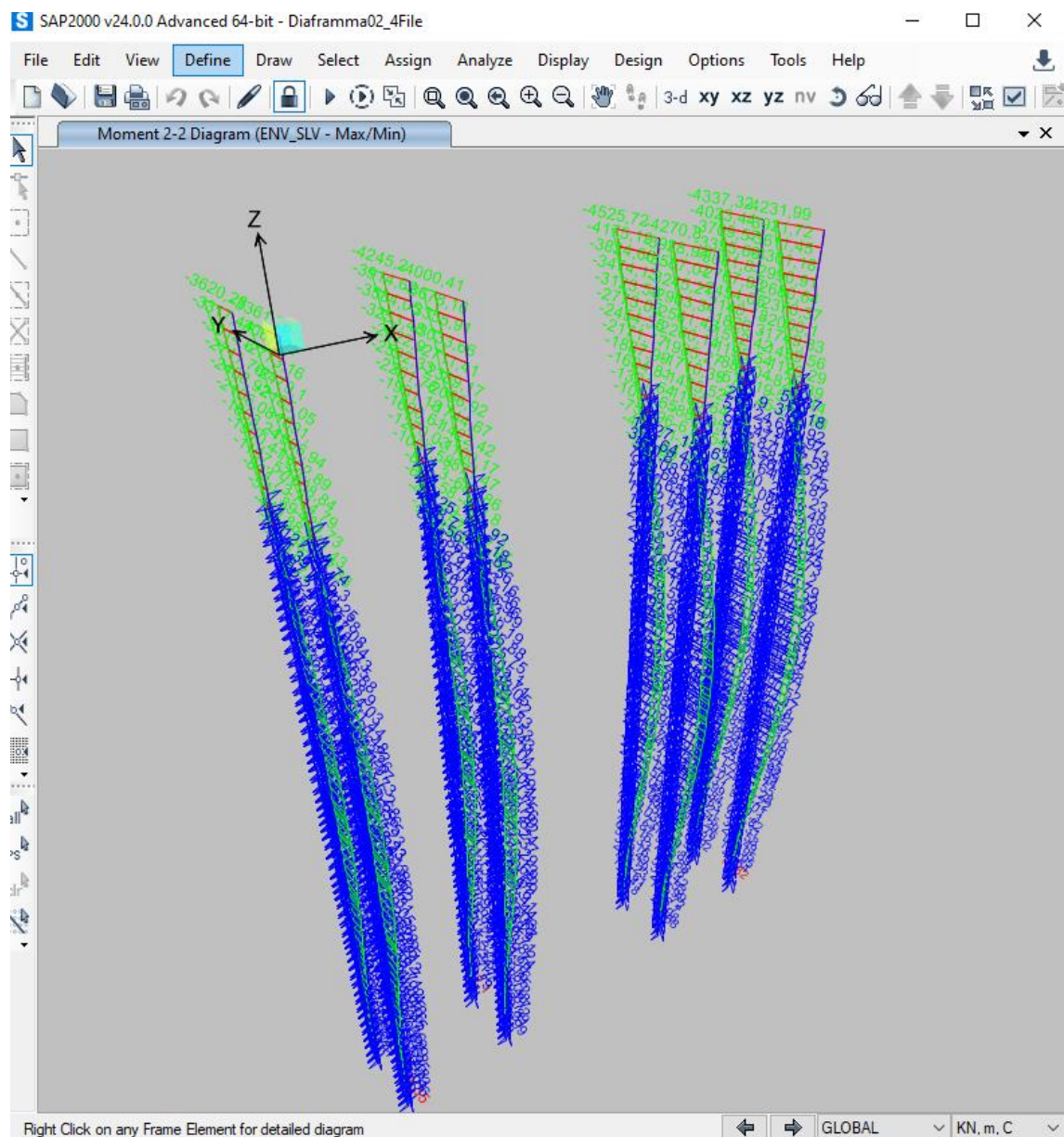


Figura 16.31: Diaframmi ortogonali - Momento flettente M2-2 (kNm) – ENV_SLV

17 Verifica di sicurezza dei diaframmi frontali

Si riporta nel seguito la verifica a momento flettente dei diaframmi frontali:

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

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

Titolo :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	250	0
3	250	100
4	0	100

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	54.29	125	10
2	54.29	125	90
3	45.24	10	50
4	45.24	240	50

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio elastico

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 1.634 ‰ ϵ_{c2} 1.75 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰

E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²

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

ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 1.930 kN m

M_{yRd} 0 kN m

σ_c -7.992 N/mm²

σ_s 326.8 N/mm²

ϵ_c 0.5945 ‰

ϵ_s 1.634 ‰

d 90 cm

x 24.01 x/d 0.2668

δ 0.7735

Tipo Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☒ Coord.

☐ DXF

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 0

☐ Precompresso

Figura 17.1: Momento resistente diaframmi frontali

Condizioni sismiche SLV - Dominio di resistenza M2-M3

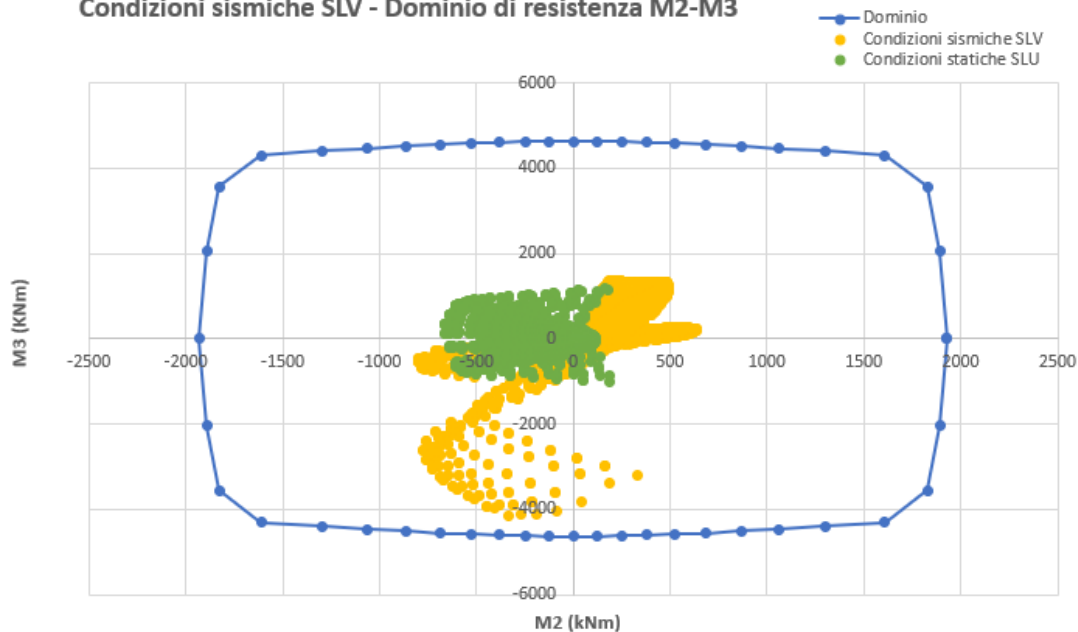


Figura 17.2: Dominio di resistenza diaframmi frontali

La verifica risulta soddisfatta.

18 Verifica di sicurezza dei diaframmi frontali

Si riporta nel seguito la verifica a momento flettente dei diaframmi ortogonali.

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

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

TITOLO :

N° strati barre 8 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	250

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	8
2	45.24	242
3	22.62	18
4	22.62	232
5	0	0
6	0	0
7	0	0
8	0	0

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -400 0 kN

M_{xEd} 0 0 kNm

M_{yEd} 0 0

Materiali

B450C C25/30

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} 14.17

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

ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

Lato rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 5.749 kN m

M_{yRd} 0 kN m

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 59.98 ‰

d 242 cm

x 13.34 x/d 0.05514

δ 0.7

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

☐ DXF

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 0

☐ Precompresso

Figura 18.1: Momento resistente diaframmi ortogonali

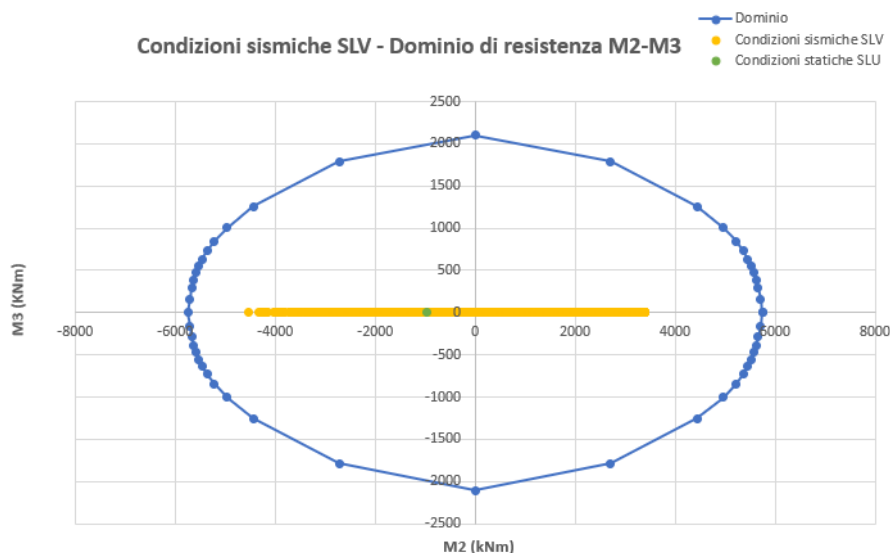


Figura 18.2: Dominio di resistenza diaframmi ortogonali

La verifica risulta soddisfatta.