

IL CONCEDENTE

IL CONCESSIONARIO



# AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

## PROGETTO DEFINITIVO

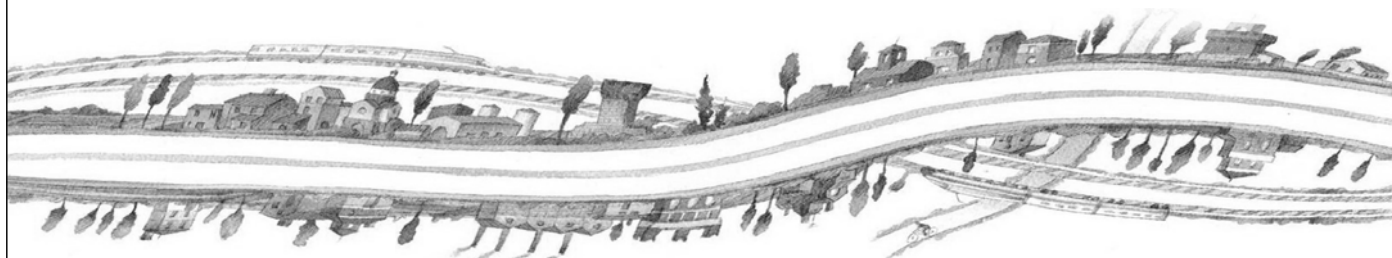
### ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI)

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI - PONTI

CPO03 - VIABILITA' DI COLLEGAMENTO (C08) - PONTE SUL CAVO VALLICELLA

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

Ing. Antonio De Fazio  
Albo Ing. Prov. Bologna n°3696



RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Emilio Salsi  
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale  
Cispadana S.p.A.  
IL PRESIDENTE  
Graziano Pattuzzi

G					
F					
E					
D					
C					
B					
A	17.04.2012	EMISSIONE	Azzolini	De Fazio	Salsi
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.
2599	PD	1	C08	CPO03	0	OM	RC	01	A

DATA: MAGGIO 2012

SCALA:

## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>5</b>
<b>4. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....</b>	<b>6</b>
<b>5. INCIDENZE.....</b>	<b>9</b>
<b>6. DIMENSIONAMENTO IMPALCATO.....</b>	<b>10</b>
6.1. MODELLI DI CALCOLO.....	10
6.2. ANALISI DEI CARICHI.....	17
6.2.1. Peso proprio degli elementi strutturali (PP).....	17
6.2.2. Carichi permanenti portati (SP, SL, CR).....	18
6.2.3. Distorsioni - ritiro (RT).....	18
6.2.4. Variazioni Termiche.....	19
6.2.5. Azioni parassite dei vincoli (AP).....	20
6.2.6. Carichi mobili (ML).....	20
6.2.7. Azione di frenatura (FR).....	20
6.2.8. Azione del vento (VN).....	21
6.2.9. Azione sismica (SLD-X, SLD-Y, SLD -Z, SLV-X, SLV-Y, SLV-Z, SLC-X, SLC-Y, SLC-Z).....	22
6.3. COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	26
6.4. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	29
6.4.1. Diagrammi delle sollecitazioni.....	30
6.4.2. Analisi modale dell'opera.....	35
6.5. CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	38
6.5.1. Dimensionamento soletta d'impalcato.....	39
6.5.2. DIMENSIONAMENTO cassone metallico.....	39
6.5.2.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	39
6.5.2.2 Verifiche di deformabilità – SLE.....	48
6.5.3. DIMENSIONAMENTO controventamenti trasversali.....	49
6.5.4. dimensionamento del sistema di isolamento sismico.....	49
6.5.5. Dimensionamento dei giunti di dilatazione.....	52
<b>7. DIMENSIONAMENTO SPALLE.....</b>	<b>53</b>
7.1.1. Verifiche di Resistenza del muro frontale – SLU/SLV.....	61
7.1.2. Verifica a fessurazione del muro frontale – SLE.....	67
7.1.3. Verifiche di Resistenza dei pali – SLU/SLV.....	70
7.1.4. Verifica a fessurazione dei pali – SLE.....	77

7.1.5.	Verifica a capacità portante per carichi verticali .....	79
7.1.6.	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali .....	81
<b>8.</b>	<b>VERIFICA ELEMENTI SECONDARI .....</b>	<b>85</b>
8.1.	APERTURA LIMITE FESSURE .....	85
8.2.	DIMENSIONAMENTO CONTROVENTAMENTI TRASVERSALI .....	87
8.2.1.	Modello di calcolo, analisi dei carichi e combinazioni di carico.....	87
8.2.2.	Verifiche di resistenza .....	97
8.3.	DIMENSIONAMENTO DELLE LASTRE PREDALLE .....	102
8.3.1.	Premessa, analisi dei carichi e combinazioni di carico.....	102
8.3.2.	Modelli di calcolo .....	104
8.3.3.	Risultati di calcolo.....	104
8.3.4.	Verifiche .....	105
8.4.	DIMENSIONAMENTO SOLETTA D'IMPALCATO .....	107
8.4.1.	Analisi dei carichi.....	108
8.4.2.	Combinazioni di carico .....	110
8.4.3.	Risultati delle analisi e verifiche di resistenza.....	110
8.5.	DIMENSIONAMENTO DELLA TRAVE ROMPIRATTO .....	117
8.6.	DIMENSIONAMENTO DEL TIMPANO DI TESTATA .....	119

## **1. PREMESSA**

---

L'opera in oggetto è costituita dal Ponte Stradale (CPO03) a singola campata con luce di calcolo pari a 56.00m sul Cavo Vallicella, nell'ambito della Viabilità di Collegamento C08 (EX M007) della nuova Autostrada Regionale Cispadana.

Nella presente relazione vengono riportati il dimensionamento e le verifiche relative agli elementi principali dell'impalcato e delle sottostrutture.



## **2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

---

Relativamente alla Normativa di riferimento si rimanda al seguente elaborato:

PD\_0\_000\_00000\_GE\_KT\_01\_A Elenco delle Normative di riferimento

### **3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

---

In merito alle caratteristiche dei materiali previsti si rimanda al seguente elaborato:

PD\_0\_000\_00000\_GE\_TB\_01\_A      Tabella materiali e classi di esposizione del calcestruzzo

## **4. DESCRIZIONE DELL'OPERA**

---

L'opera in oggetto è un ponte costituito da una singola campata con luce di calcolo (in asse appoggi) pari a 56.00m.

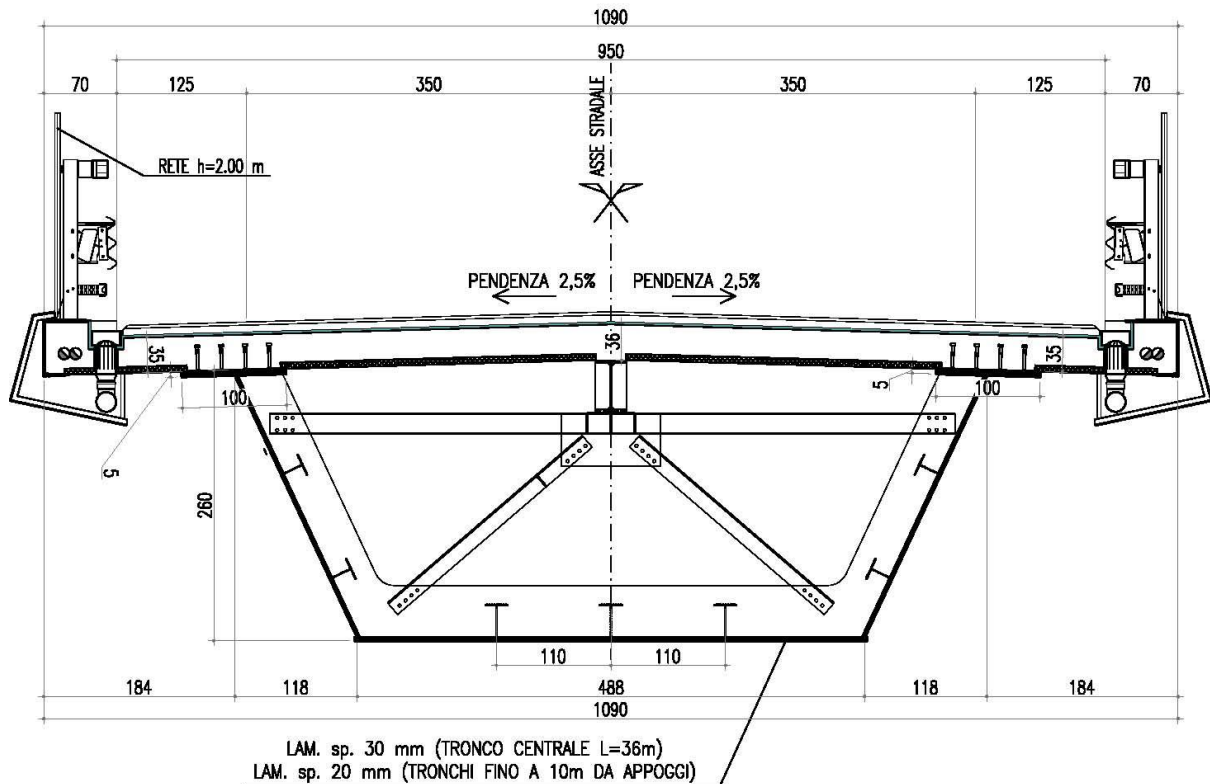
L'opera è costituita da una singola carreggiata a due sensi di marcia, con corsie da 3.50 m, banchine da 1.25 m ed ingombro barriera di bordo pari a 0.70m, per una larghezza complessiva di impalcato pari a 10.90m; si ha un impalcato in obliquo con angolo di obliquità pari a circa 20° .

Sui cordoli di estremità di 0.70 m si prevede l'installazione di una barriera bordo ponte tipo H4.

A bordo impalcato non è prevista l'istallazione di barriere antirumore.

La soluzione tecnica prevista è quella di impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo; la struttura metallica è costituita da un cassone metallico ad altezza minima pari a 2.60 m avente le anime inclinate su cui appoggia una soletta collaborante in c.a. di spessore pari a 35 cm, avente funzionamento principale lungo la direzione trasversale. La sezione è completata da una trave centrale avente funzione di rompitratta per la soletta, dai cordoli in c.a. di posizionamento dei guard-rail e da tutti gli elementi di arredo del ponte (veletta laterale in c.a., strutture leggere reggi-impianti, impianti, elementi di scolo e di raccolta delle acque meteoriche, ecc...). Ad interasse pari a 3.50 m sono previsti dei controventamenti trasversali realizzati con profilati accoppiati ad L per i correnti superiori e per i diagonali, mentre per l'irrigidimento delle anime e della piattabanda inferiore si prevedono delle normali costole metalliche a loro volta irrigidite da elementi longitudinali poste ad un interasse opportuno. In corrispondenza di spalle i controventamenti trasversali sono previsti in lamiera piena opportunamente irrigidita. I due sbalzi laterali misurano 1.88m da asse piattabanda superiore cassone metallico. La struttura metallica di impalcato verrà assemblata in opera mediante apposita officina di saldatura e varata a spinta con l'ausilio di pile provvisorie e dispositivi di scorrimento (si veda specifica tavola progettuale).

## SEZIONE TRASVERSALE INTERMEDIA Scala 1:50



Come sarà descritto in seguito l'impalcato si prevede diviso in un totale di 16 conci connessi mediante realizzazione di saldature a completa penetrazione.

Il sistema di vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori a scorrimento con superficie curva (Friction Pendulum Isolators) inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori a scorrimento" descritta al punto 11.9.8 delle NTC08. Tali dispositivi, nei riguardi delle azioni orizzontali trasmesse alle sottostrutture, presentano un comportamento di tipo attritivo in condizione statica che li rende sostanzialmente rigidi fino al valore della forza d'attrito, e un comportamento attritivo in condizione dinamica che li rende schematizzabili come dei vincoli elastici dotati di un'opportuna rigidità orizzontale: pertanto finché non viene raggiunta la forza d'attrito statico che dipende dal carico verticale agente sul dispositivo e dal suo coefficiente d'attrito statico, il dispositivo si comporta sostanzialmente come collegamento rigido tra impalcato e sottostrutture. Tale comportamento garantisce che in condizioni di normale esercizio dell'opera l'impalcato risulti rigidamente fissato alle sottostrutture per le azioni orizzontali agenti, e cioè per l'azione del vento agente in direzione trasversale e per l'azione della frenatura dei veicoli agente in direzione longitudinale.



In condizione sismica gli isolatori a scorrimento a superficie curva comportano i seguenti vantaggi:

- Essendo dotati in condizione dinamica di rigidzze orizzontali relativamente basse comportano un elevato incremento di periodo proprio di vibrazione della struttura in direzione orizzontale (longitudinale e trasversale): ciò implica una forte riduzione delle azioni sismiche applicate alla sottostrutture;
- Essendo dotati di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente relativamente elevato (15% - 20%) comportano una riduzione delle azioni sismiche applicate alle sottostrutture e limitano l'incremento degli spostamenti orizzontali;
- Sono ricentranti grazie alla loro conformazione sferica, il che garantisce che una volta terminato l'evento sismico il sistema d'isolamento e l'impalcato nella sua globalità presentino spostamenti residui nulli o assai ridotti in modo da non compromettere la sua efficacia operativa nei confronti di ulteriori scosse sismiche;
- La loro rigidzza orizzontale risulta proporzionale al carico assiale agente, il che comporta un sostanziale centraggio tra centro di rigidzza e centro di massa con evidenti riduzioni di effetti torsionali;
- Sono realizzati con materiali innovativi e tecnicamente sofisticati che garantiscono, come confermato da diversi produttori, una vita utile stimabile in circa 75 anni;
- Sono realizzati con materiali altamente resistenti alle variazioni di temperatura e all'usura che comportano una certa stabilità del comportamento dinamico degli isolatori al variare dell'invecchiamento e della temperatura;
- Sono realizzati con materiali che presentano resistenza meccanica alla compressione notevolmente maggiore di quella presentata dal materiale PTFE e questo permette una riduzione di dimensioni.

Le spalle si prevedono come strutture di contenimento del rilevato stradale aventi altezza complessiva (da estradosso platea di fondazione ad estradosso muro paraghiaia) pari a circa 7.0 m e fondate su 12 pali in c.a. trivellati realizzati in opera ad elica continua aventi diametro pari a 1.2 m e lunghezza totale pari a 35.0m.

## 5. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'Opera.

Cod. Vbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc										Incidenza kg/mq						
			Pali	Diaframmi	Diaframmi ideali	Tiranti di ancoramento Diafr. Ideali	Fondazione	Elevazione			Pulvino	Baglioli e freggi	Soletta di tensione	Soletta Mercedese su Spalla	Soletta (escluso predalles)	Tonero	Carpenteria met. Impalato		
								MURO PRINCIPALE	PARAGHIA	PARTE LATERALE									
A	<b>PONTI ACCIAIO/CLS</b>																		
CPO-03	Ponte sul Vallicella viabilità di collegamento tra SC - SP ALTA CHIUSA	SP ALTA CHIUSA	360	-	-	-	-	80	120	105	200	80	105	150			480		
CPO-03	Ponte sul Vallicella viabilità di collegamento tra SC -	IMPALCATO ACCIAIO																	

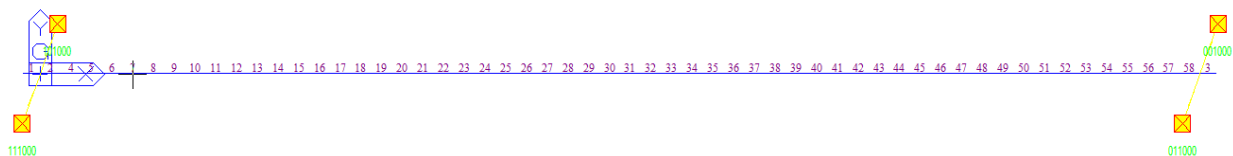
## 6. DIMENSIONAMENTO IMPALCATO

### 6.1. MODELLI DI CALCOLO

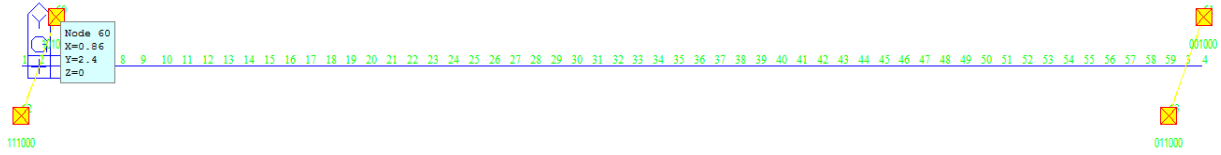
Le sollecitazioni per il calcolo dell'impalcato sono state ottenute mediante modellazione ad elementi finiti della struttura con il codice di calcolo MIDAS CIVIL 2012 e SAP200 V15; in particolare, sono stati predisposti i seguenti modelli:

- 1) Modello complessivo dell'impalcato schematizzato mediante elementi monodimensionali tipo "Frame" per la determinazione delle sollecitazioni indotte nell'impalcato e negli appoggi da carichi ed azioni esterne (MIDAS CIVIL 2012);
- 2) Modello completo di una Spalla per la determinazione delle sollecitazioni indotte sul manufatto e sui pali di fondazione (MIDAS CIVIL 2012);
- 3) Modello piano per la verifica dei controventamenti di parete

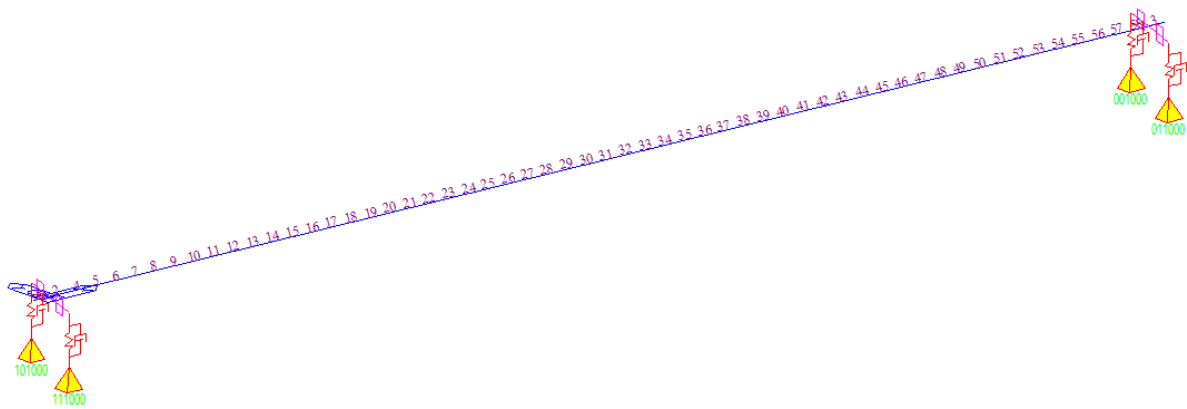
In particolare, si osserva che il modello 1, mediante l'impiego del programma Midas Civil consente l'analisi della struttura mediante evoluzione per fasi ("Non linear Stage Construction") e consente pertanto la determinazione delle sollecitazioni e relative verifiche sia nei confronti degli stati limite ultimi (verifiche di capacità portante sezioni) che per quelli di esercizio (verifiche tensionali e deformative) consentendo di analizzare la strutture secondo le effettive fasi costruttive con relativa evoluzione nel tempo di viscosità e ritiro del calcestruzzo.



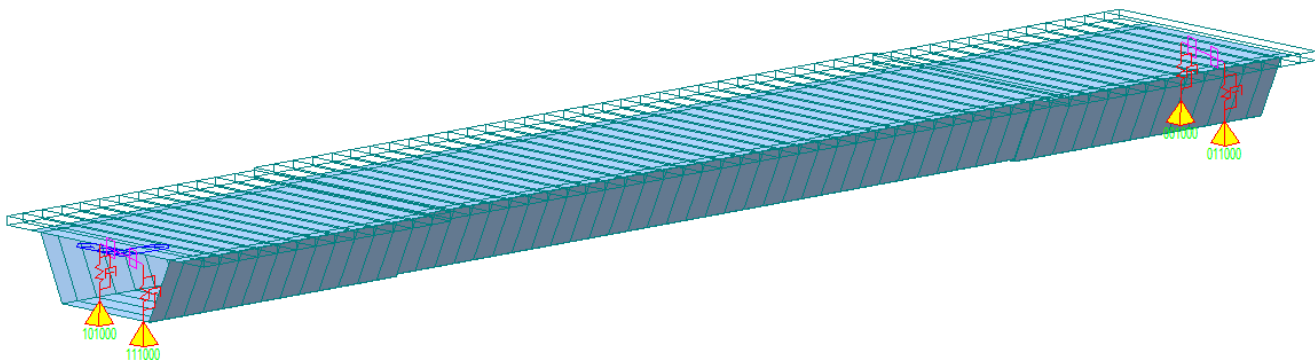
**FIGURA 6.1-1 - SCHEMATIZZAZIONE IMPALCATO CON NUMERAZIONE ASTE**



**FIGURA 6.1-2 - SCHEMATIZZAZIONE IMPALCATO CON NUMERAZIONE NODI**



**FIGURA 6.1-3 - SCHEMA GLOBALE CON VINCOLAMENTI ALLE SPALLE**



**FIGURA 6.1-4 - MODELLO IMPALCATO A CASSONE ESTRUSO**

Il vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è modellato rispettando la reale differenza di quota tra i nodi dovuta all'altezza dell'impalcato tramite vincolamenti interni a corpo rigido denominati "rigid link" unitamente ad ulteriori elementi di collegamento sempre di tipo "general link", di tipo elastico-lineare, che



AUTOSTRADA  
REGIONALE  
CISPADANA

**REGIONE EMILIA ROMAGNA**  
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA  
dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13

**PROGETTO DEFINITIVO**

**OPERE STRUTTURALI**

OPERE D'ARTE MAGGIORI – PONTI

CPO03 - VIABILITA' DI COLLEGAMENTO (C08) - PONTE SUL CAVO VALLICELLA

**RELAZIONE DI CALCOLO**

---

schematizzano i due isolatori sismici a scorrimento con superficie curva (isolatori a pendolo ad attrito) i cui valori di rigidezza orizzontale e indice di smorzamento viscoso equivalente sono costanti per tutti i modelli realizzati e sono pari ai valori riportati al punto 4.4.

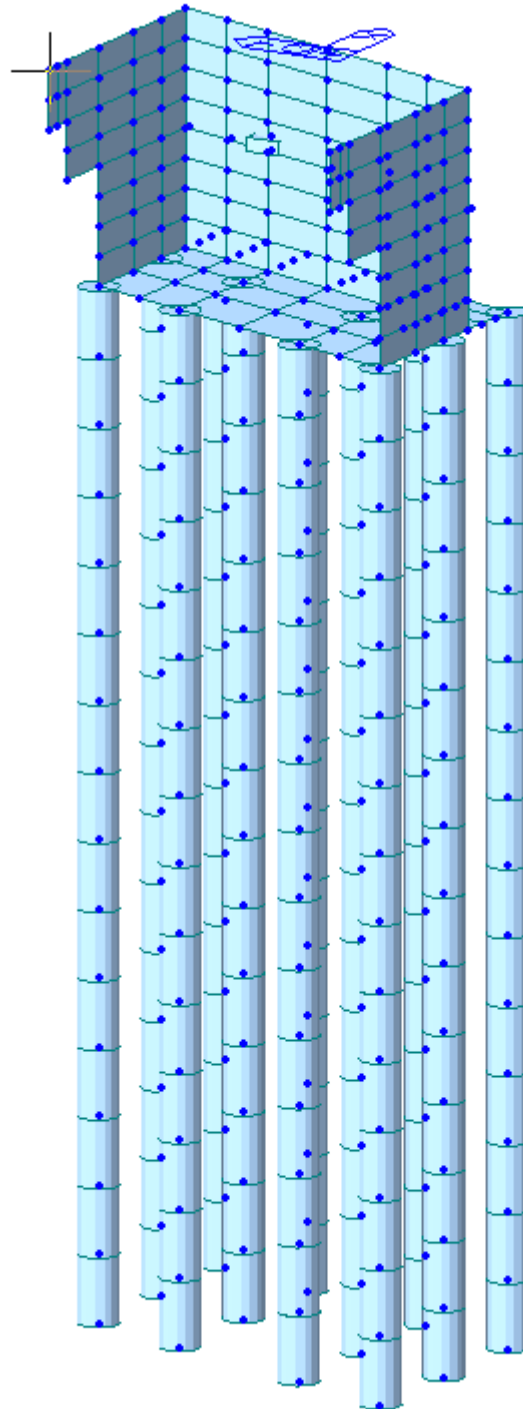
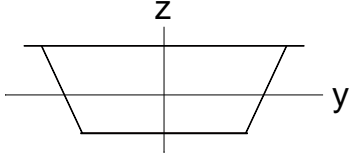
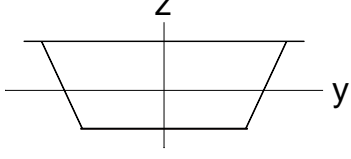


FIGURA 6.1-5 - MODELLAZIONE DEL MANUFATTO RELATIVO ALLA SPALLA

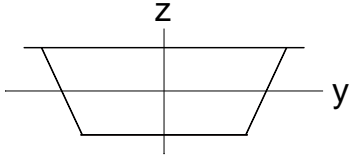
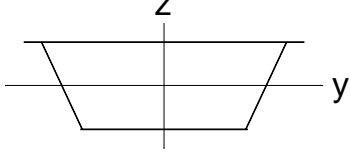
Per quanto attiene alle sezioni trasversali dell'impalcato implementate, valgono le proprietà geometrico-inerziali riportate nelle Figure seguenti e utilizzate nei calcoli di dimensionamento; si riportano di seguito le caratteristiche geometrico-meccaniche delle due sezioni principali di impalcato considerate ed impiegate rispettivamente nel tratto centrale per 36m (sezione 1) e nei primi 10 metri dalle testate (sezione 2, caratterizzata da uno spessore inferiore della piattabanda inferiore)

TABELLA 1 18 : BoxSTEEL01 (TRATTO CENTRALE)

Part	18 : BoxSteel01	Material	Stage	Age	Stiffness (I-end)			Stiffness (J-end)		
-		S355	Active Stage	1	A	0.38206	m <sup>2</sup>	A	0.00000	m <sup>2</sup>
					Asy	0.24700	m <sup>2</sup>	Asy	0.00000	m <sup>2</sup>
					Asz	0.11256	m <sup>2</sup>	Asz	0.00000	m <sup>2</sup>
					Ixx	0.94541	m <sup>4</sup>	Ixx	0.00000	m <sup>4</sup>
					Iyy	0.49228	m <sup>4</sup>	Iyy	0.00000	m <sup>4</sup>
					Izz	2.68047	m <sup>4</sup>	Izz	0.00000	m <sup>4</sup>
					z (+)	1.44816	m	z (+)	0.00000	m
					z (-)	1.14397	m	z (-)	0.00000	m
					y (+)	4.12000	m	y (+)	0.00000	m
					y (-)	4.12000	m	y (-)	0.00000	m
-		Rck400_sp	Soledarizzazione Soletta	7	A	3.81500	m <sup>2</sup>	A	0.00000	m <sup>2</sup>
					Asy	3.17917	m <sup>2</sup>	Asy	0.00000	m <sup>2</sup>
					Asz	3.17917	m <sup>2</sup>	Asz	0.00000	m <sup>2</sup>
					Ixx	0.07789	m <sup>4</sup>	Ixx	0.00000	m <sup>4</sup>
					Iyy	0.03894	m <sup>4</sup>	Iyy	0.00000	m <sup>4</sup>
					Izz	37.77168	m <sup>4</sup>	Izz	0.00000	m <sup>4</sup>
					z (+)	0.17500	m	z (+)	0.00000	m

					z (-)	0.17500	m	z (-)	0.00000	m
					y (+)	5.45000	m	y (+)	0.00000	m
					y (-)	5.45000	m	y (-)	0.00000	m

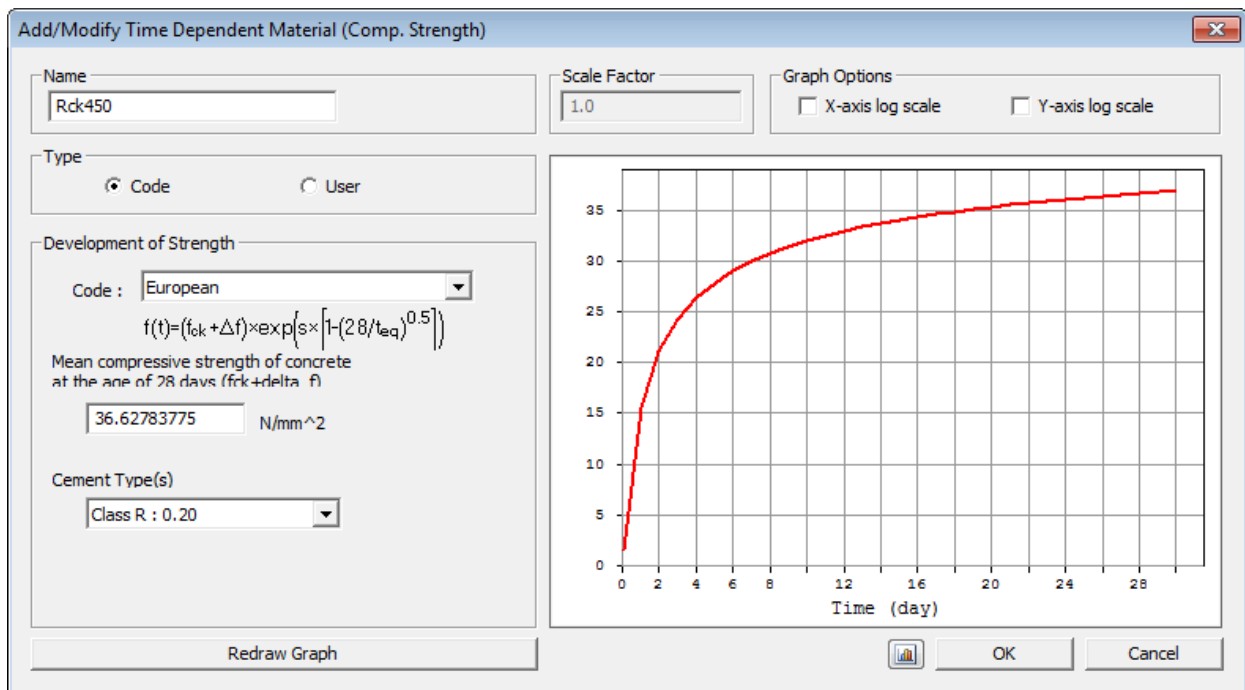
TABELLA 2 20 : BoxSteel02 (TRATTI DI 10 A PARTIRE DALLE TESTATE)

Part	20 : BoxSteel02	Material	Stage	Age	Stiffness (I-end)			Stiffness (J-end)		
-		S355	Active Stage	1	A	0.33306	m <sup>2</sup>	A	0.00000	m <sup>2</sup>
					Asy	0.19800	m <sup>2</sup>	Asy	0.00000	m <sup>2</sup>
					Asz	0.11256	m <sup>2</sup>	Asz	0.00000	m <sup>2</sup>
					Ixx	0.87271	m <sup>4</sup>	Ixx	0.00000	m <sup>4</sup>
					Iyy	0.41936	m <sup>4</sup>	Iyy	0.00000	m <sup>4</sup>
					Izz	2.58242	m <sup>4</sup>	Izz	0.00000	m <sup>4</sup>
					z (+)	1.28060	m	z (+)	0.00000	m
					z (-)	1.30154	m	z (-)	0.00000	m
					y (+)	4.12000	m	y (+)	0.00000	m
					y (-)	4.12000	m	y (-)	0.00000	m
-		Rck400_sp	Solidarizzazione Soletta	7	A	3.81500	m <sup>2</sup>	A	0.00000	m <sup>2</sup>
					Asy	3.17917	m <sup>2</sup>	Asy	0.00000	m <sup>2</sup>
					Asz	3.17917	m <sup>2</sup>	Asz	0.00000	m <sup>2</sup>
					Ixx	0.07789	m <sup>4</sup>	Ixx	0.00000	m <sup>4</sup>
					Iyy	0.03894	m <sup>4</sup>	Iyy	0.00000	m <sup>4</sup>



				Izz	37.77168	m <sup>4</sup>	Izz	0.00000	m <sup>4</sup>
				z (+)	0.17500	m	z (+)	0.00000	m
				z (-)	0.17500	m	z (-)	0.00000	m
				y (+)	5.45000	m	y (+)	0.00000	m
				y (-)	5.45000	m	y (-)	0.00000	m

Le caratteristiche dei materiali sono state implementate dal programma MIDAS CIVIL secondo EC2, come di seguito riportato, considerando legami temporali in accordo con la norma citata e di seguito riportati:



**FIGURA 6.1-6 - RESISTENZA IN FUNZIONE DEL TEMPO**

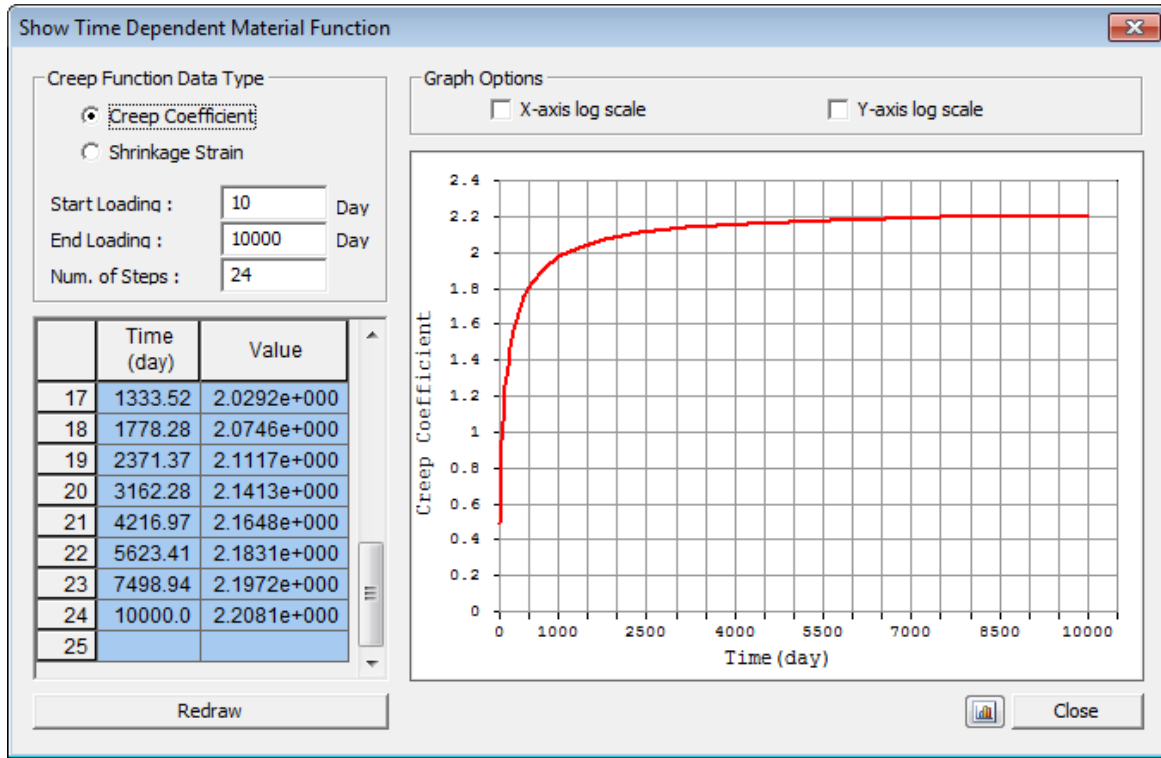


FIGURA 6.1-7 - VISCOSITÀ IN FUNZIONE DEL TEMPO

FIGURA 6.1-8 - RITIRO IN FUNZIONE DEL TEMPO

## 6.2. ANALISI DEI CARICHI

Il dimensionamento della struttura è stato svolto in relazione ai carichi sotto riportati.

### 6.2.1. Peso proprio degli elementi strutturali (PP)

Il peso proprio delle strutture viene assegnato in maniera automatica dal programma di calcolo (in funzione della geometria degli elementi che le schematizzano) come carico uniformemente distribuito. In particolare si è assegnato un peso proprio pari a 20 KN agli elementi "link" schematizzanti gli isolatori sismici e un carico concentrato pari a 4930 KN ai nodi baricentrici dei plinti di fondazione in modo da simulare il loro peso proprio e la loro massa.

### **6.2.2. Carichi permanenti portati (SP, SL, CR)**

I carichi permanenti portati sono stati assegnati come carico lineare sugli elementi finiti “frames” che schematizzano l'impalcato.

Sono stati assegnati rispettivamente i pesi propri della pavimentazione stradale ( $3 \text{ kN/m}^2$ ), dei cordoli di impalcato, dei guard-rail, della veletta laterale, delle strutture leggere reggi-impianti (totale pari a  $11 \text{ KN/m}$ ).

### **6.2.3. Distorsioni - ritiro (RT)**

Il ritiro della soletta d'impalcato è stato considerato partendo dalle indicazioni riportate al punto 11.2.10.6 delle NTC08. In particolare si è assunto quanto segue:

- Umidità relativa aria = 60%;
- $f_{ck} = 32.0 \text{ MPa}$
- $\varepsilon_{c0} = -0.000424$
- $h_0 = 2 \cdot (16.75 \cdot 0.35) / (16.75 + 2 \cdot 0.35) = 672 \text{ mm}$ ;
- $k_h = 0.7$ ;
- $\varepsilon_{cd,\infty} = -0.0002968$
- $\varepsilon_{ca,\infty} = -0.000055$
- $\varepsilon_{cs,\infty} = -0.0003518$

Ipotizzando che il getto della soletta avvenga per fasi, in modo da realizzare porzioni di dimensioni sufficientemente ridotte di volume di getto, è ragionevole adottare un valore di progetto non superiore al 50% di quello sopra calcolato. Pertanto:

$$\varepsilon_{csd,\infty} = -0.000176.$$

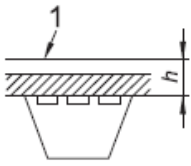
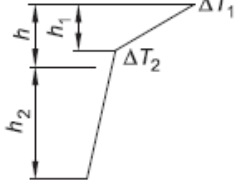
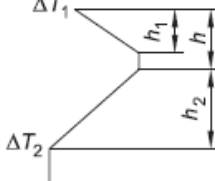
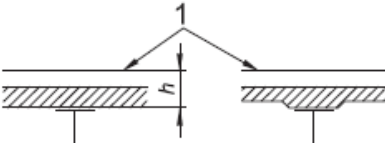
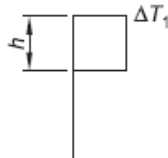
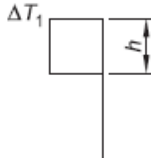
Tale deformazione indotta dal ritiro va considerata agente nel lungo termine e pertanto associata ad un modulo elastico  $E$  del conglomerato cementizio che in prima analisi è possibile assumere pari ad  $1/3$  del modulo elastico istantaneo. Dal momento che nel modello “SLU” il modulo elastico  $E$  assegnato al conglomerato cementizio è pari ad  $1/2$  del modulo elastico  $E$  istantaneo, va da sé che il valore di deformazione dovuta al ritiro da assegnare nel modello di calcolo è pari a:

$$\varepsilon_{cs,c,\infty} = -0.000176 / 3 \cdot 2 = -0.0001173.$$

**6.2.4. Variazioni Termiche**

E' stata considerata la variazione termica differenziale in ottemperanza alla norma **UNI EN 1991 1-5 (EC1, parte 1/5)** al Paragrafo 6 (VARIAZIONI DI TEMPERATURA NEI PONTI), impiegando lo schema riportato in figura 6.2b relativamente ad impalcati con cassoni in acciaio e soletta in calcestruzzo.

figura 6.2b Differenze di temperatura per impalcati da ponte - Tipo 2: Impalcati a struttura composta

Tipo di Costruzione	Differenza di Temperatura ( $\Delta T$ )																									
	(a) Riscaldamento	(b) Raffreddamento																								
 <p>2a. Impalcato di calcestruzzo su travi di acciaio a cassone, travi di acciaio reticolari o a parete piena                      1 100 mm di rivestimento</p>	<p>Procedura normale</p>  <p><math>h_1 = 0,6 h</math>  <math>h_2 = 0,4 m</math></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th><math>\Delta T_1</math></th> <th><math>\Delta T_2</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>m</td> <td>°C</td> <td>°C</td> </tr> <tr> <td>0,2</td> <td>13</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>0,3</td> <td>16</td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>	h	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	m	°C	°C	0,2	13	4	0,3	16	4	 <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th><math>\Delta T_1</math></th> <th><math>\Delta T_2</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>m</td> <td>°C</td> <td>°C</td> </tr> <tr> <td>0,2</td> <td>-3,5</td> <td>-8</td> </tr> <tr> <td>0,3</td> <td>-5,0</td> <td>-8</td> </tr> </tbody> </table>	h	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	m	°C	°C	0,2	-3,5	-8	0,3	-5,0	-8
h	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$																								
m	°C	°C																								
0,2	13	4																								
0,3	16	4																								
h	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$																								
m	°C	°C																								
0,2	-3,5	-8																								
0,3	-5,0	-8																								
 <p>1 100 mm di rivestimento</p>	<p>Procedura semplificata</p>  <p><math>\Delta T_1 = 10 \text{ °C}</math></p>	 <p><math>\Delta T_1 = -10 \text{ °C}</math>  <math>h_1 = 0,6 h</math>  <math>h_2 = 0,4 m</math></p>																								
<p>Nota Per ponti a struttura composta può essere utilizzata la procedura data sopra, fornendo un limite superiore degli effetti termici. I valori per <math>\Delta T</math> in questa procedura sono indicativi e possono essere utilizzati a meno che valori specifici non siano forniti nell'appendice nazionale.</p>																										

Si ricava, sia nel caso di Riscaldamento che per quello di Raffreddamento, che la soletta è sempre “più calda” rispetto al sottostante cassone in acciaio e si assume pertanto la variazione differenziale definita per il caso a (Riscaldamento) a si è assunta una variazione massima fra estradosso ed intradosso soletta pari a 10°C.

### **6.2.5. Azioni parassite dei vincoli (AP)**

In base a quanto esposto al punto 5, per quanto riguarda le combinazioni di carico in condizione statica, fino a quando le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato ai dispositivi di vincolamento risultano inferiori alle forze d'attrito, i dispositivi si comportano come collegamenti rigidi; una volta superato tale valore di forza, si comportano come collegamenti elastici di rigidità crescente all'aumentare dall'azione assiale agente (diversa da combinazione a combinazione) e al diminuire dello spostamento orizzontale (anch'esso diverso tra una combinazione di carico e l'altra). Dal momento però che la condizione dimensionante per le sottostrutture è quella sismica (condizione per cui le forze trasmesse alle sottostrutture vengono lette in modo corretto grazie alla modellazione stessa dei dispositivi), si considera superflua l'ipotesi di approfondire tale problematica in quanto non vincolante ai fini del dimensionamento delle sottostrutture.

### **6.2.6. Carichi mobili (ML)**

I carichi mobili sono stati considerati in base alle indicazioni previste per i ponti stradali indicati al punto 5.1.3.3.3 delle NTC08. Data la larghezza della carreggiata si sono assegnate 3 corsie di carico di larghezza pari a 3.0 m secondo lo Schema di Carico 1 e si è aggiunto un carico distribuito pari a 2.50 KPa sulla parte rimanente. 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 (corsie accatastate da un lato dell'impalcato). Si è poi eseguita l'analisi di tipo "Moving Load" in base alla quale il programma di calcolo determina di volta in volta l'effetto più gravoso (sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari) che le varie configurazioni di carichi mobili provocano sui vari elementi finiti costituenti il modello di calcolo.

### **6.2.7. Azione di frenatura (FR)**

L'azione di frenatura indotta dai veicoli è stata considerata in base alle indicazioni previste per i ponti stradali indicate al punto 5.1.3.5 delle NTC08. Data la lunghezza dell'impalcato si ha:

$$F_{FR} = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 57.6 = 515.5 \text{ KN.}$$

Considerando che ai sensi di quanto indicato nella Tabella 5.1.IV riportata nelle NTC08 l'azione di frenatura va considerata solo in combinazione con il valore frequente dei carichi mobili verticali (pari al 75% del loro valore caratteristico), che per il dimensionamento dell'impalcato risultano vincolanti i carichi verticali e che ai fini del dimensionamento delle sottostrutture è l'azione sismica ad essere vincolante (azione che non viene combinata con l'azione dei veicoli e della frenatura), l'azione della frenatura verrà trascurata nei dimensionamenti degli elementi strutturali. S'intende che gli isolatori sismici hanno il compito di assorbire

l'azione della frenatura (combinata opportunamente con l'azione del vento trasversale) tramite la loro resistenza di attrito statico.

### **6.2.8. Azione del vento (VN)**

L'azione del vento è assegnata sulla base delle indicazioni riportate al punto 3.3 delle NTC08 assumendo i seguenti parametri di base:

- Zona 2:  $v_{b,0}=25$  m/s;
- $a_s < 750$  m;
- Classe di rugosità del terreno: D;
- Categoria di esposizione II;
- Coefficiente di esposizione  $C_e=2.62$ ;
- Coefficiente di forma  $C_p=1.40$ ;

$$q_v = 1.50 \text{ KPa.}$$

Per quanto riguarda la modellazione, il vento è stato assegnato come forza per unità di lunghezza agente in direzione ortogonale all'asse dell'impalcato. Il calcolo dell'intensità di detta forza è eseguito assumendo una superficie di impatto del vento di altezza pari alla somma tra l'altezza della trave metallica, l'altezza della soletta, altezza della pavimentazione stradale (assunta pari a 10 cm) e l'altezza di ingombro dei veicoli (assunta pari a 3.0 m).

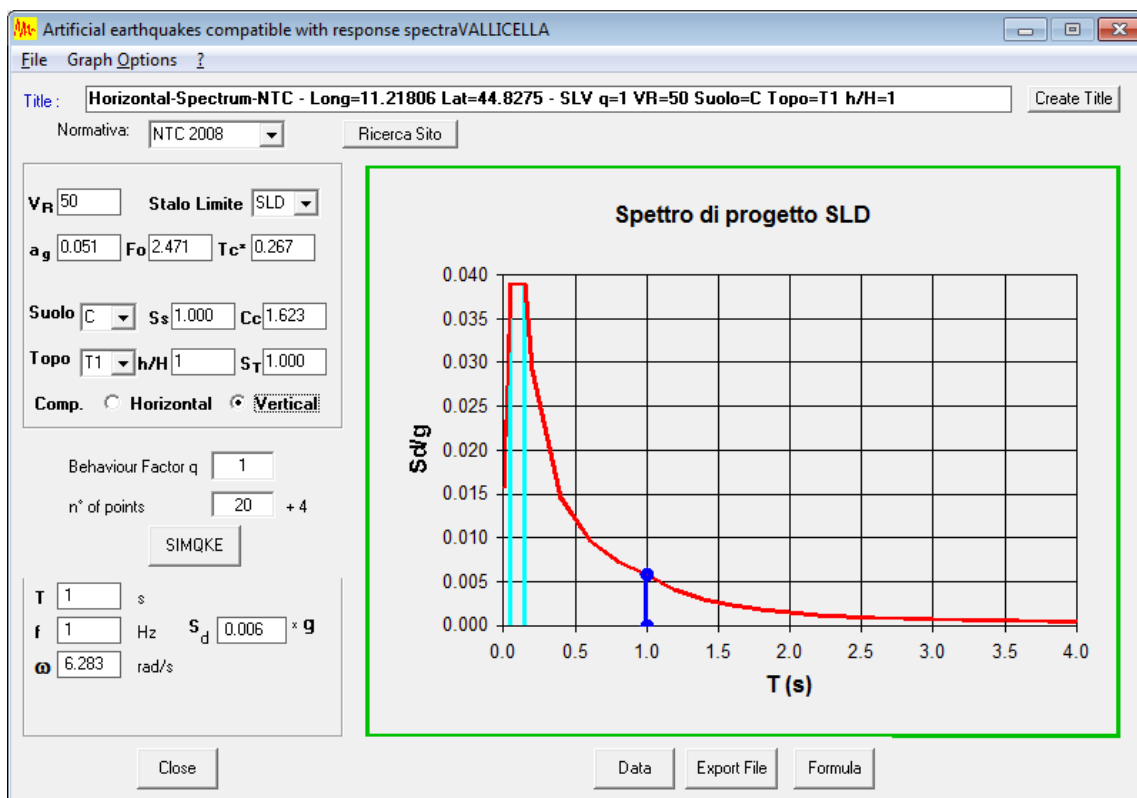
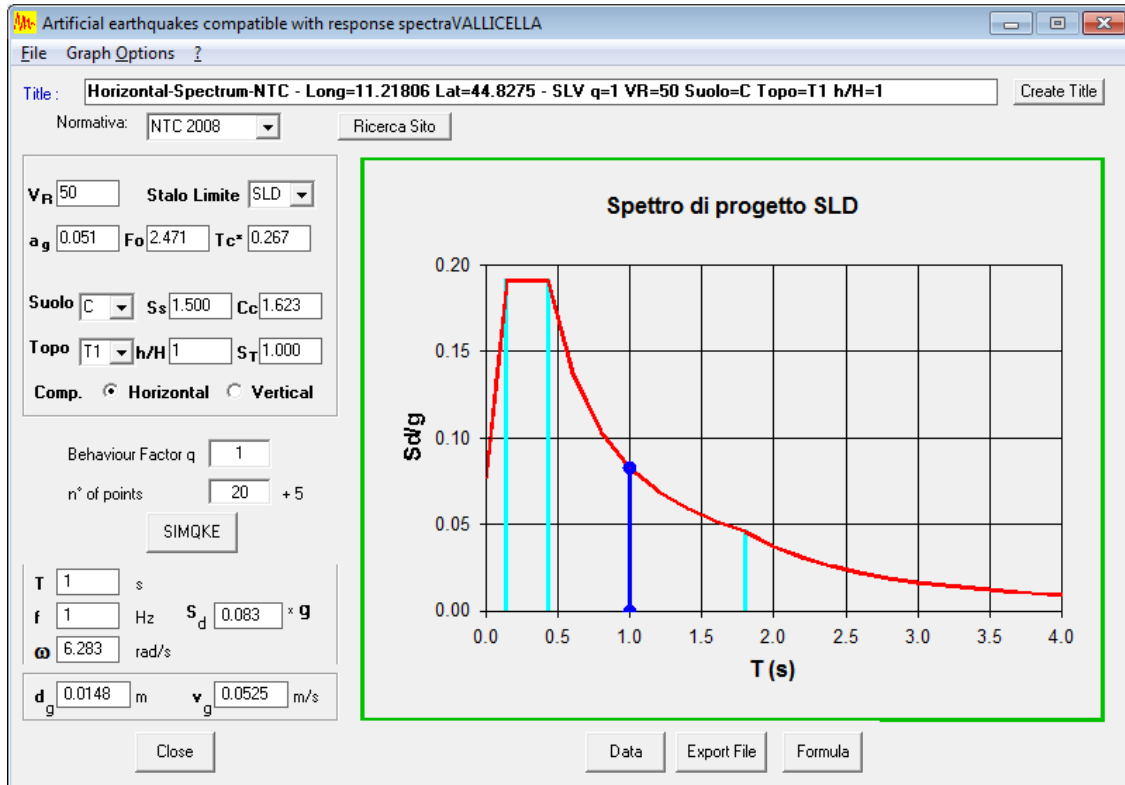
### **6.2.9. Azione sismica (SLD-X, SLD-Y, SLD -Z, SLV-X, SLV-Y, SLV-Z, SLC-X, SLC-Y, SLC-Z)**

L'opera è prevista munita di sistema di protezione sismica costituito da isolatori a scorrimento a superficie curva (Friction Pendulum Isolators), inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori a scorrimento" descritta al punto 11.9.8 delle NTC08 (si veda per maggiori informazioni il punto 5). Tale sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente secondo le indicazioni del punto 7.10.5.2 delle NTC08; pertanto si è adottata l'analisi lineare dinamica (analisi con spettro di risposta) come metodologia di analisi sismica.

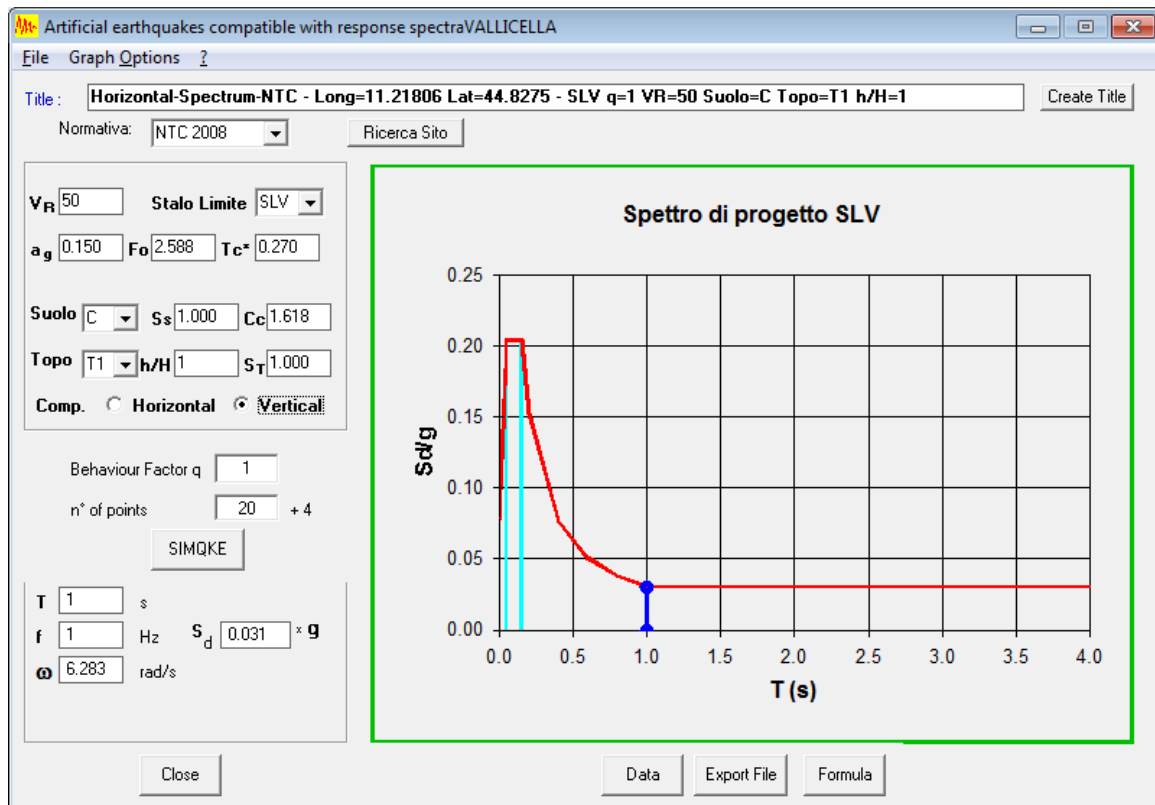
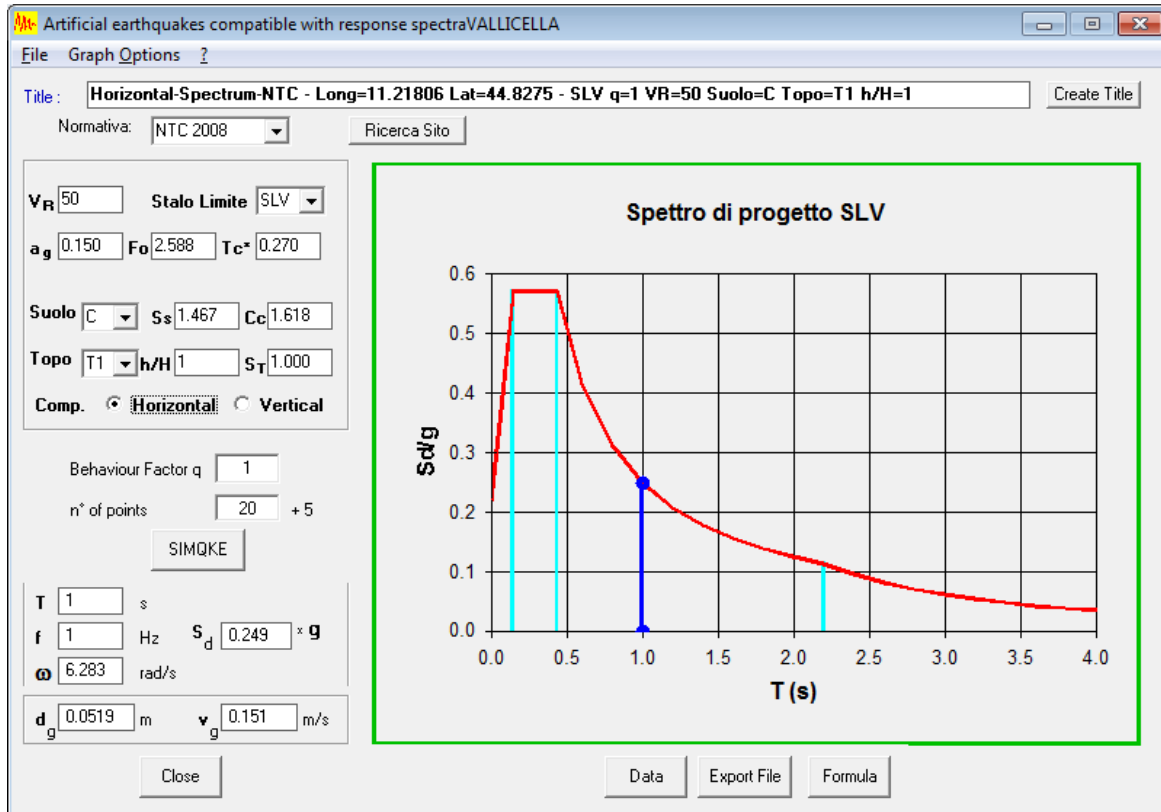
La determinazione dell'azione sismica è stata eseguita assumendo i seguenti parametri:

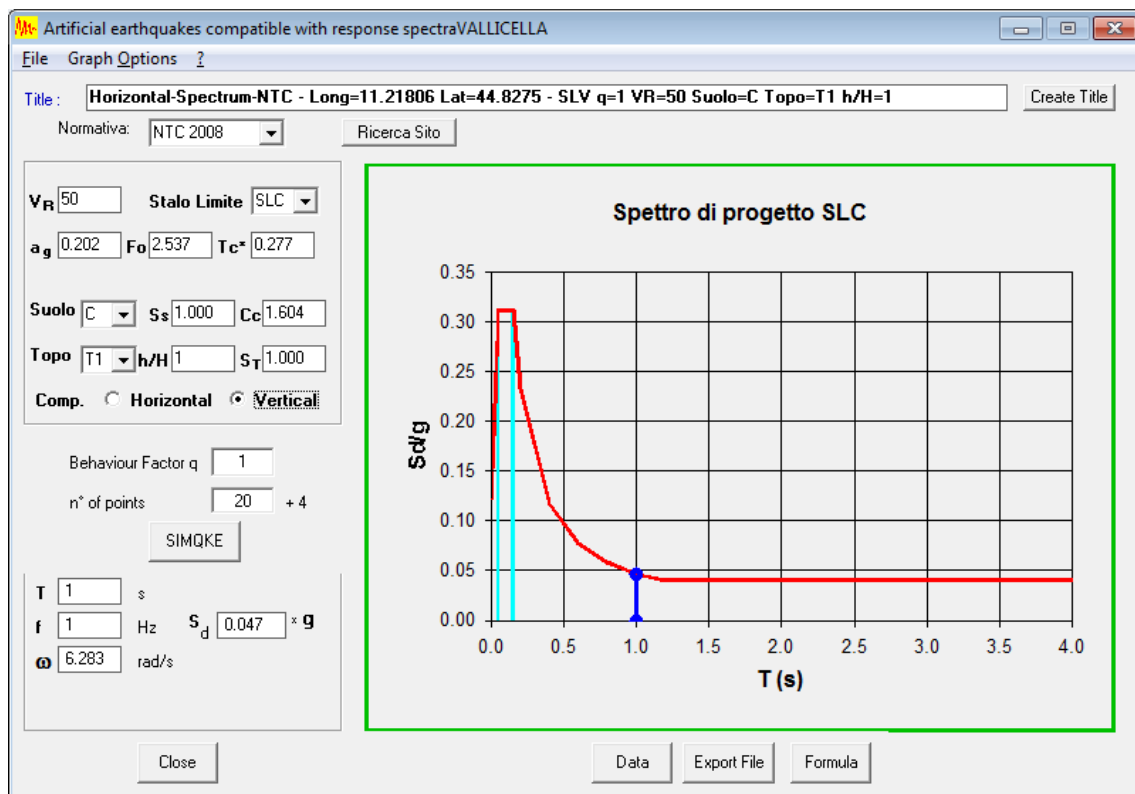
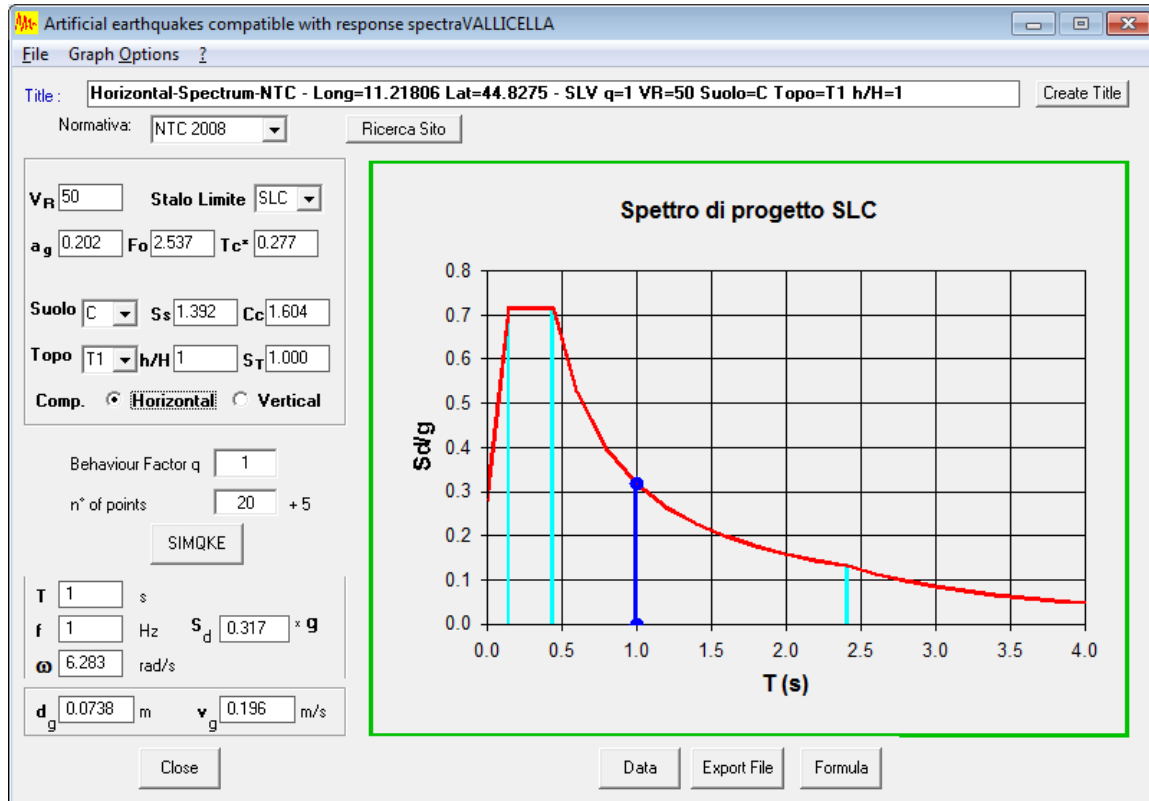
- Longitudine: 11.21806°
- Latitudine: 44.8275°
- Vita nominale: 50 anni;
- Classe d'uso: II →  $C_u = 1.0$
- Stato Limite: SLD, SLV, SLC;
- Categoria di sottosuolo: C;
- Categoria topografica: T1;
- Fattore di struttura:  $q = 1$  (struttura isolata sismicamente, paragrafo 7.10 delle NTC08);
- Indice di smorzamento viscoso equivalente:  $\xi = 0.05$

Si ottengono i parametri riassunti nella schermata seguente.









### 6.3. COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le combinazioni di carico da implementare per le verifiche di resistenza allo SLU e le verifiche allo SLE in condizioni statiche e sismiche sono riportate sotto, mentre i coefficienti parziali di sicurezza sono riportati nelle Tabelle seguenti.

#### **Combinazioni SLU-SLE**

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
 
$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:
 
$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
 
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
 
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

#### **Combinazione SLD-SLV-SLC**

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

#### **Carichi gravitazionali per valutazione delle masse in fase sismica**

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} .$$

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanent)
Azioni da traffico (Tabella 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
Vento $q_3$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_3$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5



SLU-FASE 1	1	2																
PP	1.35	1.00																
SL	1.35	1.00																
CR	1.35	1.00																
SLU-FASE 2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
TMP	0.00	0.72	0.00	0.72	1.20	1.20	1.20	1.20	0.00	0.00	0.72	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TMN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ML	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.35	1.35	0.00	1.01	0.00
VN	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	0.90	1.50	1.50	1.50
SLV - FASE 2	1	2	3	4	5	6	7	8	9									
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00									
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00									
SLV-X	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30									
SLV-y	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30									
SLV-Z	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00									
TMP	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00									
TMN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50									
SLC - FASE 2	1	2	3	4	5	6	7	8	9									
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00									
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00									
SLC-X	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30									
SLC-Y	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30									
SLC-Z	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00									
TMP	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00									
TMN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50									
SLE-FASE 1	1																	
PP	1.00																	
SL	1.00																	
CR	1.00																	
SLE FASE 2-FR	1	2	3	4	5													
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00													
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00													
TMP	0.00	0.50	0.60	0.00	0.50													
TMN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00													
ML	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00													
VN	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20													
SLE FASE 2-QP	1	2																
SP	1.00	1.00																
RT	1.00	1.00																
TMP	0.00	0.50																
TMN	0.00	0.00																
ML	0.00	0.00																
VN	0.00	0.00																
SLD- FASE 2	1	2	3	4	5	6	7	8	9									
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00									
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00									
SLD-X	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30									
SLD-Y	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30									
SLD-Z	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00									
TMP	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00									
TMN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50									

Va segnalato che nel caso di combinazioni contenenti analisi a spettro di risposta il programma di calcolo utilizzato provvede alla restituzione del valore massimo e minimo per ogni grandezza in output (per questo motivo, ad esempio, la combinazione  $Ex + 0.3Ey + 0.3Ez$  fornisce i medesimi risultati numerici della combinazione  $-Ex - 0.3Ey - 0.3Ez$  che diviene, pertanto, inutile).

## 6.4. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

La tabella seguente riporta la tipologia di analisi eseguita per ognuno dei casi di carico indagati.

CASO DI ANALISI	TIPOLOGIA
PP	STATICA LINEARE
SL	STATICA LINEARE
CR	STATICA LINEARE
SP	STATICA LINEARE
RT	STATICA LINEARE
TMP	STATICA LINEARE
TMN	STATICA LINEARE
ML	STATICA LINEARE
VN	STATICA LINEARE
SLD-X	DINAMICA LINEARE
SLD-Y	DINAMICA LINEARE
SLD-Z	DINAMICA LINEARE
SLV-X	DINAMICA LINEARE
SLV-Y	DINAMICA LINEARE
SLV-Z	DINAMICA LINEARE
SLC-X	DINAMICA LINEARE
SLC-Y	DINAMICA LINEARE
SLC-Z	DINAMICA LINEARE

Per quanto attiene alle analisi in condizione sismica è opportuno approfondire tramite le seguenti informazioni. Il sistema di isolamento previsto è modellabile come “lineare equivalente” ai sensi del punto 7.10.5.2 delle NTC08 e presenta le caratteristiche dinamiche, ai fini del calcolo, di seguito riassunte.

Sono state considerate le seguenti caratteristiche per gli isolatori disposti sulle spalle:

- Raggio equivalente: 3100 mm;
- Coefficiente di attrito:  $\mu = 5.5 (N_{sd}/N_{Ed})^{-0.563}$ ;
- $D_{max.} = \pm 250$  mm;
- $K_{esi} = 1600$  kN/m;

$$-\zeta_{esi} = 0.221$$

Il dispositivo dovrà inoltre soddisfare la condizione statica per cui:

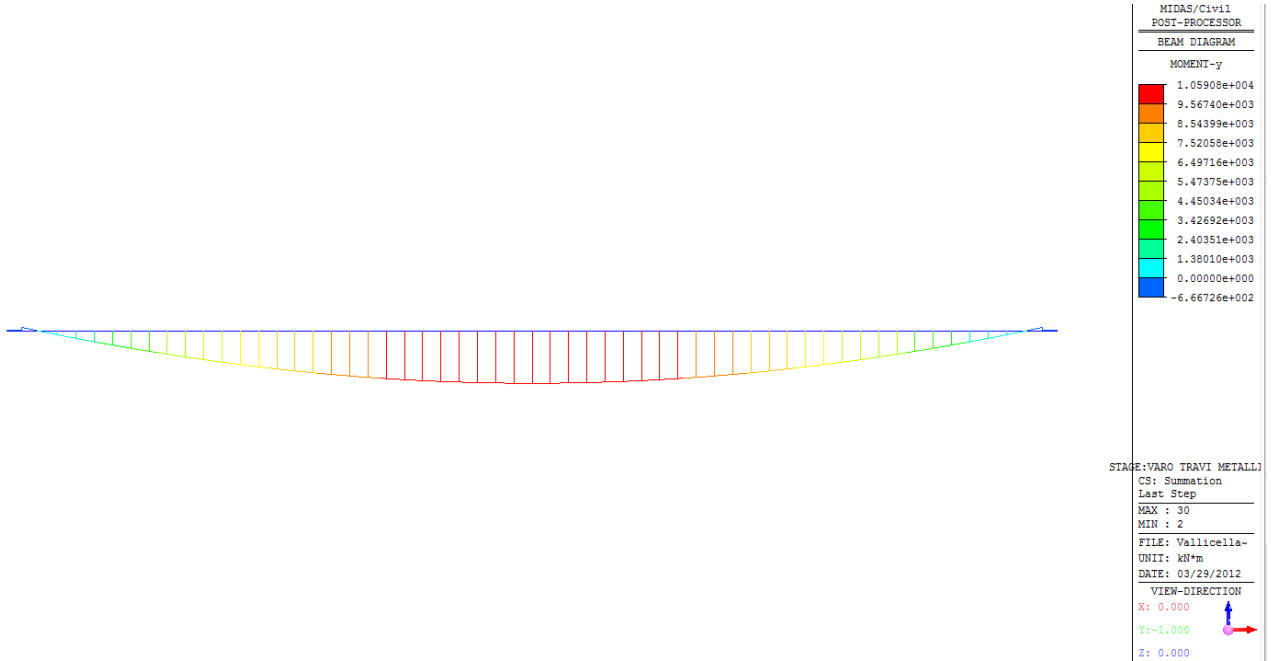
$$-F_{kres.attrito} > F_{kfrenatura}$$

Dal momento che la rigidezza del sistema di isolamento  $K_{esi}$  e l'indice di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{esi}$  dipendono dal massimo spostamento di progetto (SLC), è stata applicata una procedura iterativa accertandosi il rispetto di quanto previsto al punto 7.10.5.2 delle NTC08. Le analisi svolte sono di tipo "dinamiche lineari" con spettro di risposta e la riduzione delle forme spettrali in funzione di  $\xi_{esi}$  è stata considerata direttamente dal programma di calcolo utilizzato per i primi modi di vibrare orizzontali; per i modi rimanenti si sono considerati gli spettri di risposta elastici definiti per un indice di smorzamento viscoso equivalente standard pari al 5%.

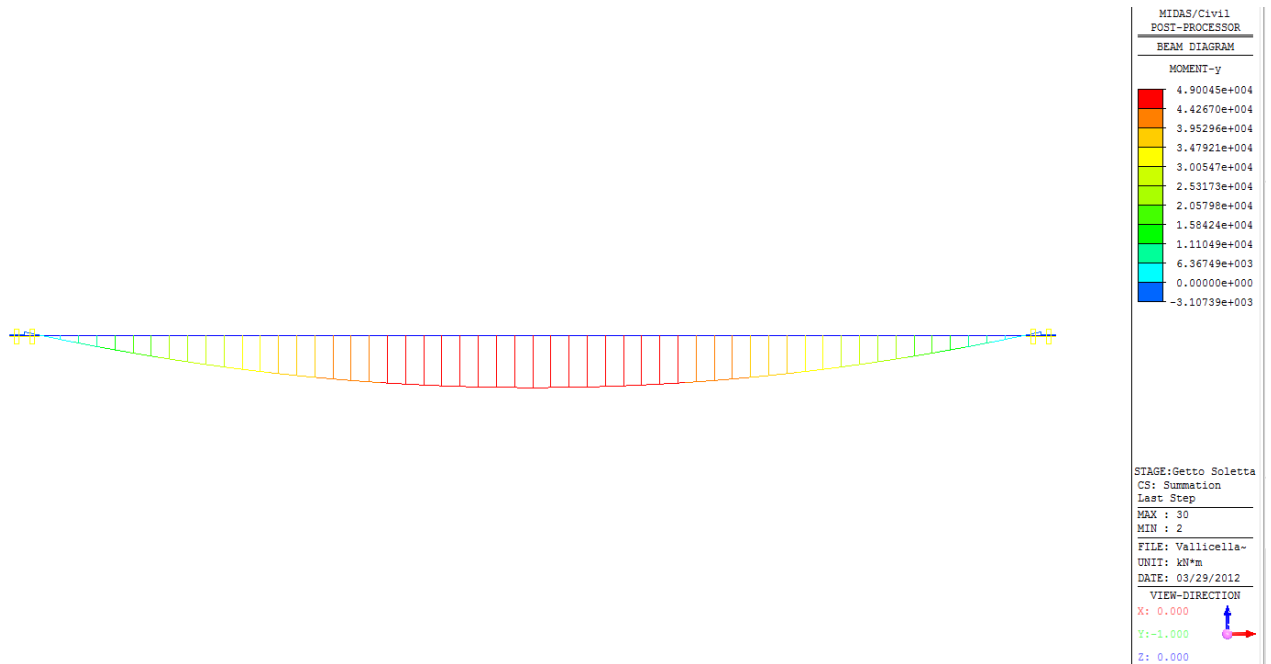
Va precisato che al fine di poter modellare in maniera elastica equivalente il comportamento del sistema di isolamento si è limitato in tutte le analisi di tipo sismico (SLC, SLV e SLD) il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente al valore di  $\xi_{esi} = 0.20$  (per valori superiori, infatti, potrebbe risultare non soddisfatta la prima condizione riportata dalle NTC08 al punto 7.10.5.2)

#### **6.4.1. Diagrammi delle sollecitazioni**

In quanto segue si riportano le Figure estratte dal programma di calcolo MIDAS CIVIL 2012 che mostrano l'andamento delle sollecitazioni flessionali dell'impalcato in riferimento ai vari casi di analisi indagati.

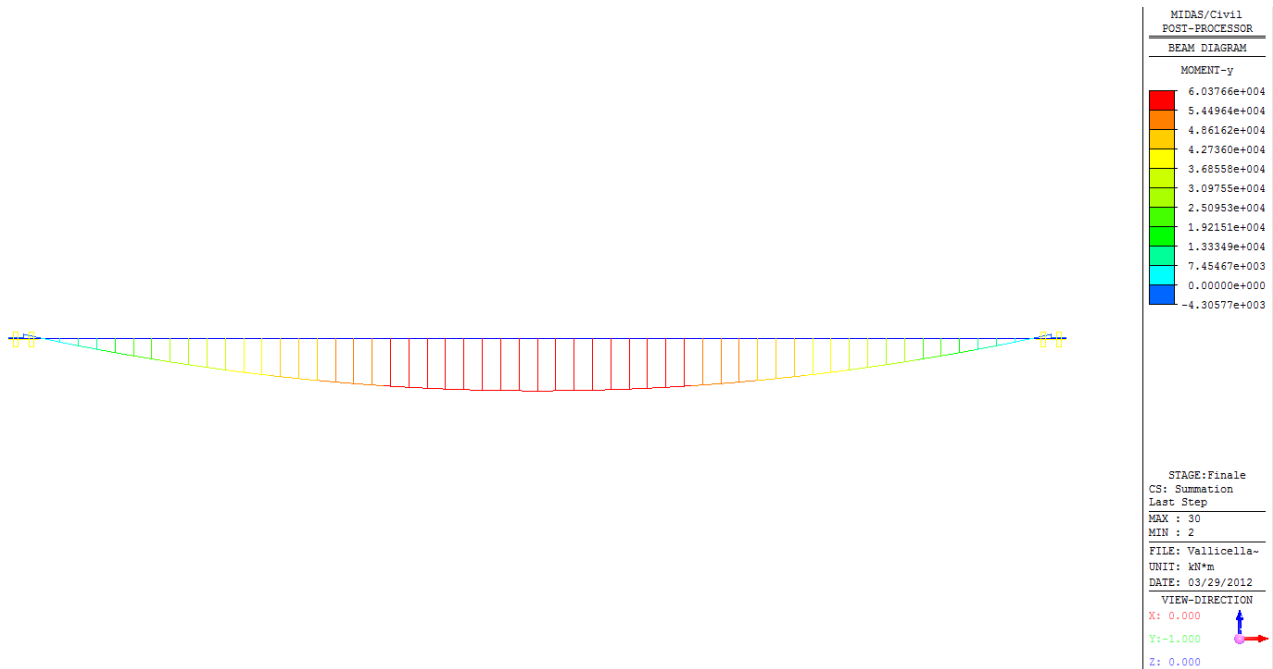


**FIGURA 1: MOMENTO FLETTENTE AL VARO DEI CASSONI IN ACCIAIO**

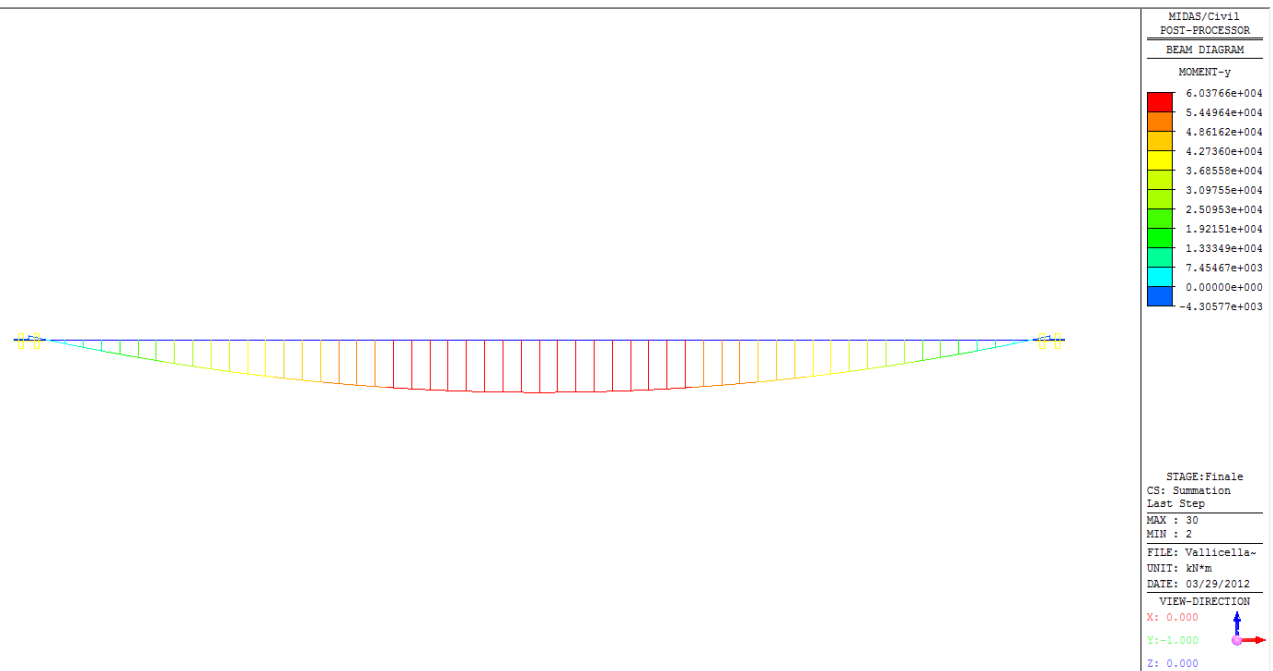


**FIGURA 6.4-1 - MOMENTO FLETTENTE AL GETTO DELLA SOLETTA (SEZIONE METALLICA)**





**FIGURA 6.4-2 - MOMENTO FLETTENTE ALLA REALIZZAZIONE DELLE FINITURE (SEZIONE COMPLESSIVA)**



**FIGURA 6.4-3 - MOMENTO FLETTENTE A TEMPO INFINITO (SENZA CARICHI MOBILI)**

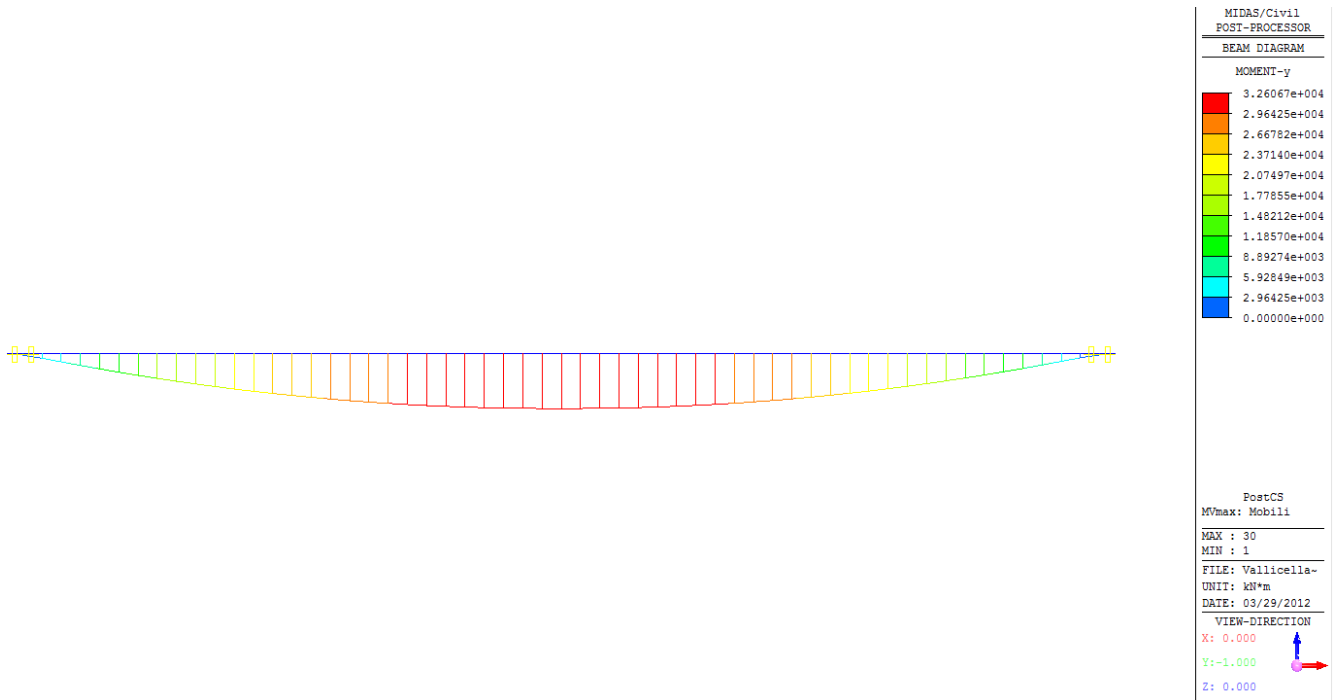


FIGURA 6.4-4 - MOMENTO FLETTENTE INDOTTO DAI SOLI CARICHI MOBILI

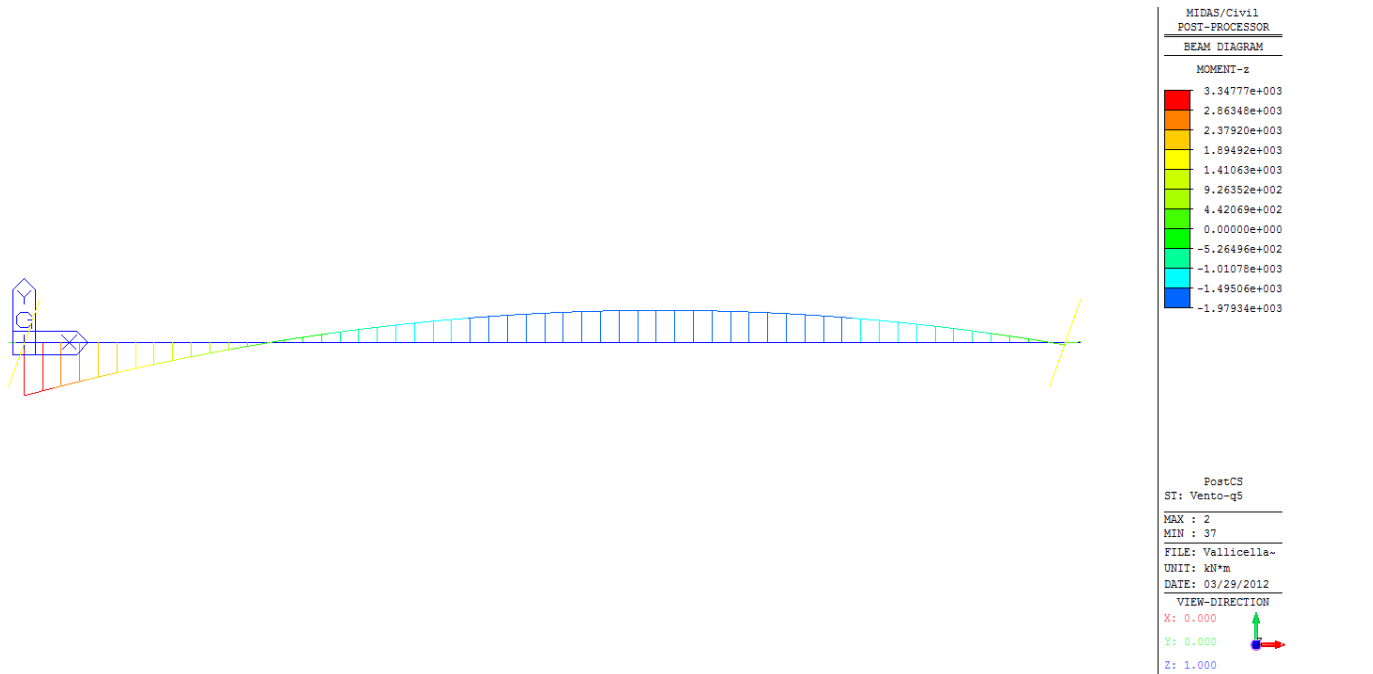
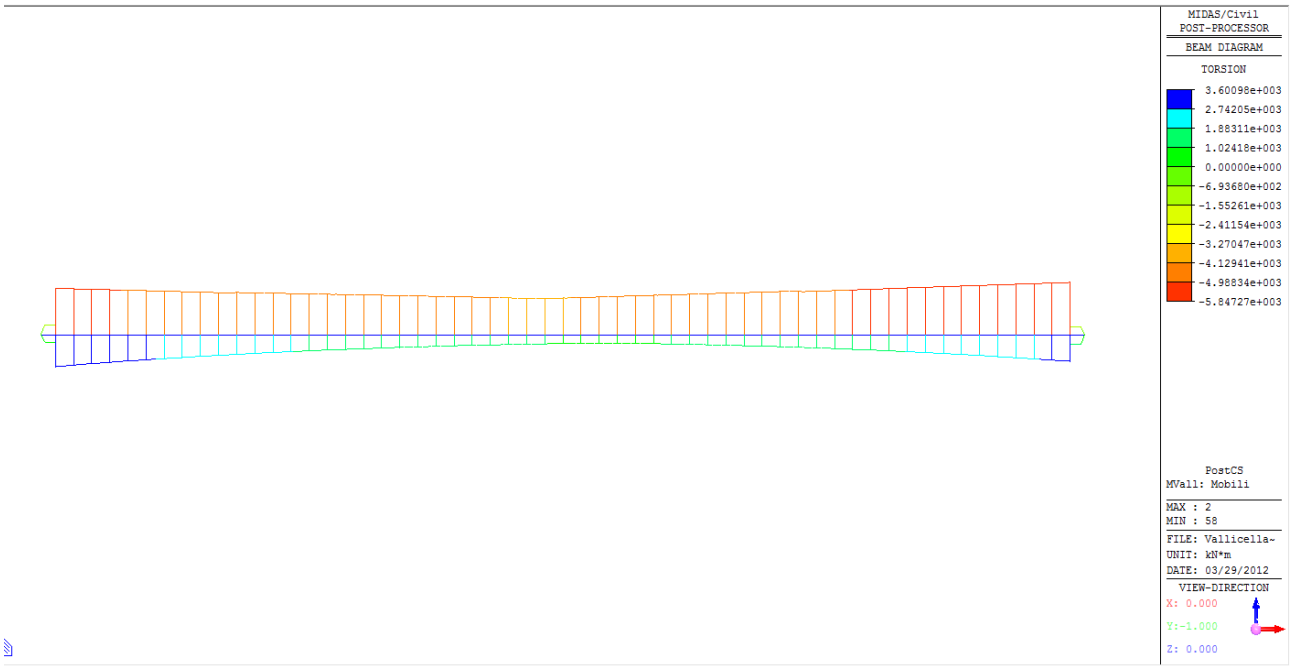
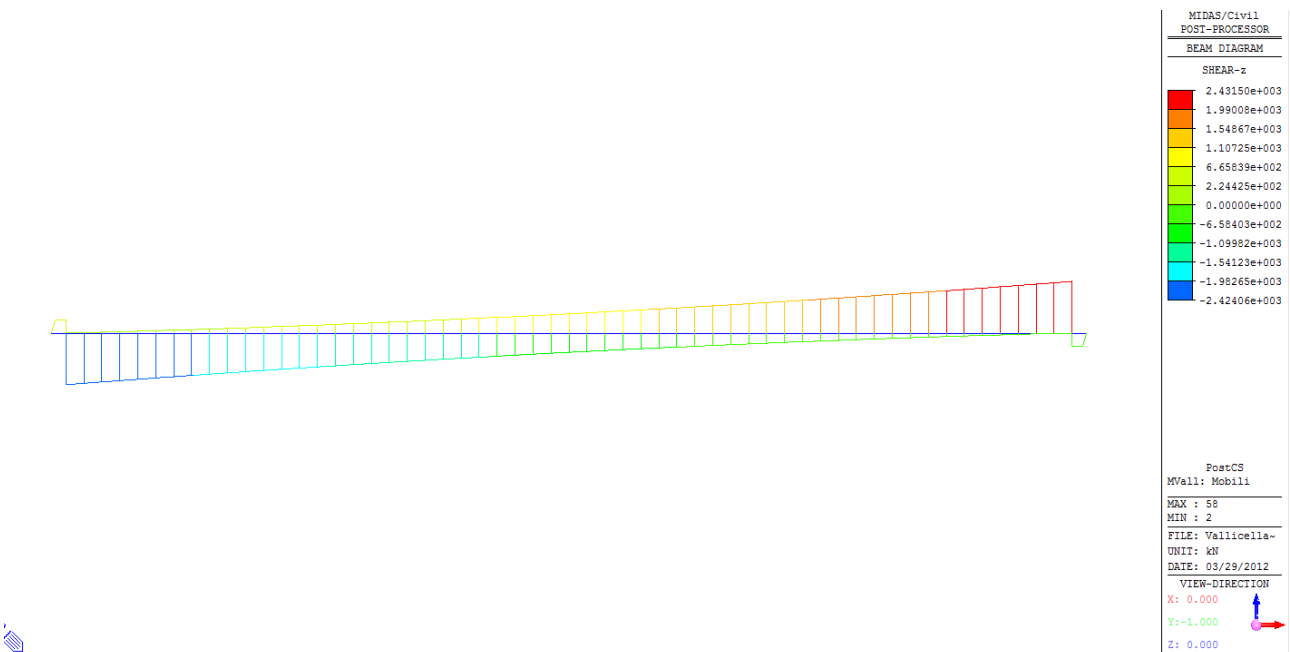


FIGURA 6.4-5 - MOMENTO FLETTENTE NEL PIANO ORIZZONTALE INDOTTO DAL VENTO



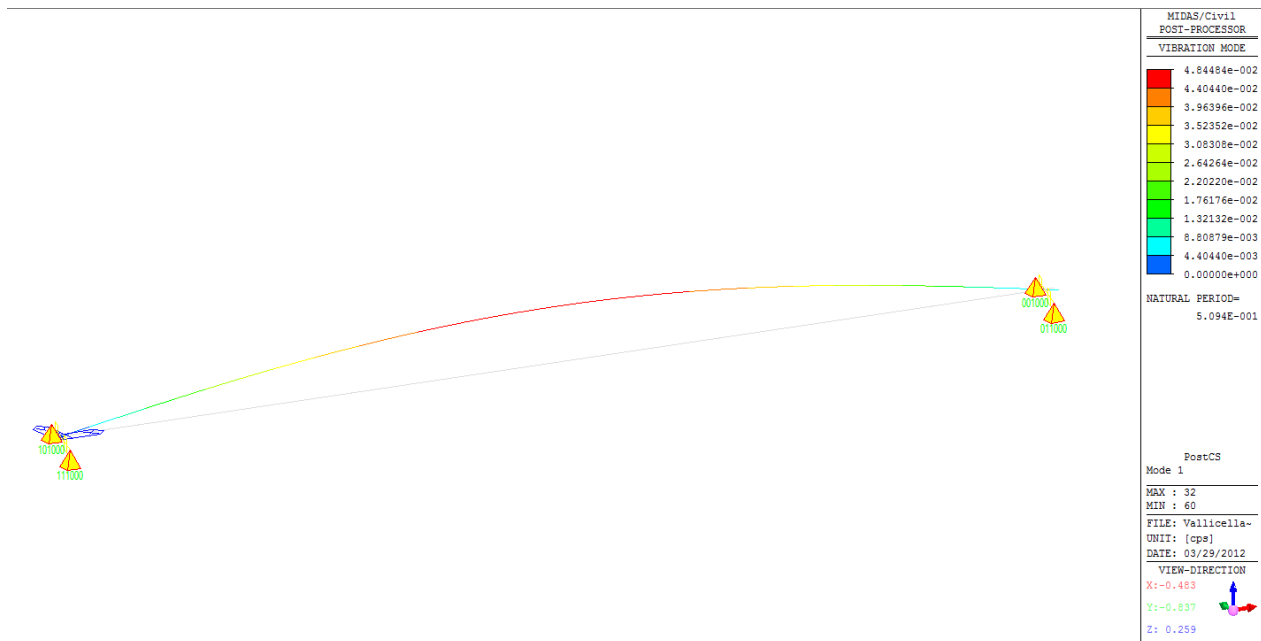
**FIGURA 6.4-6 - MOMENTO TORCENTE DOVUTO AI SOLI CARICHI MOBILI**



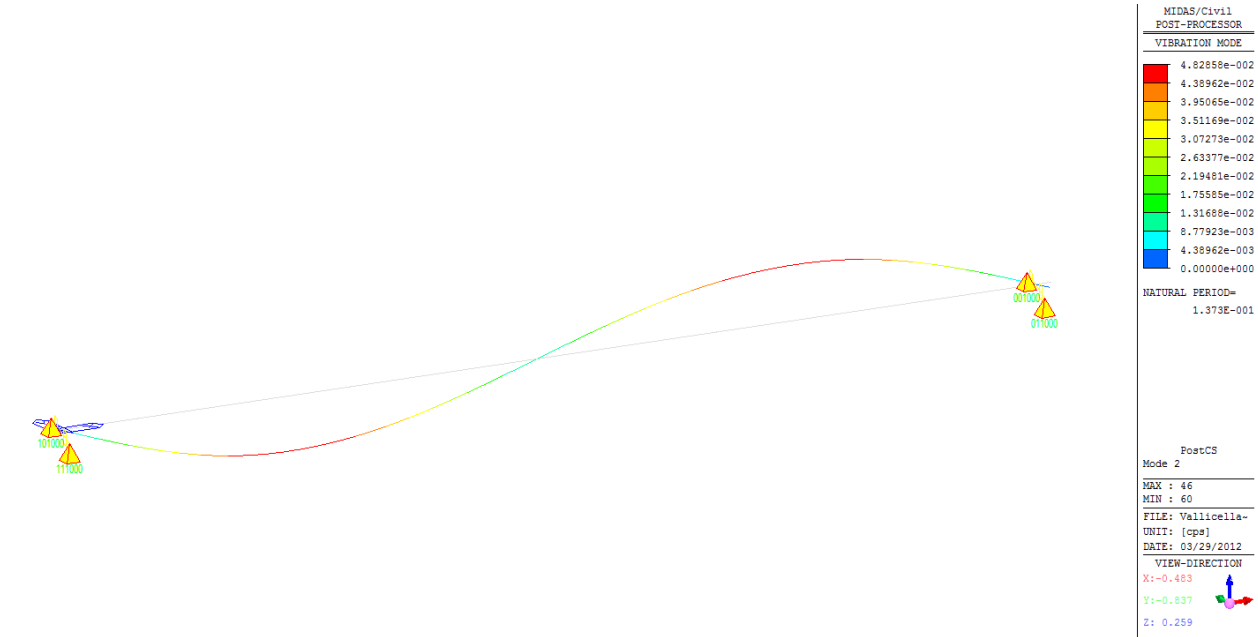
**FIGURA 6.4-7 TAGLIO DOVUTO AI SOLI CARICHI MOBILI**

### 6.4.2. Analisi modale dell'opera

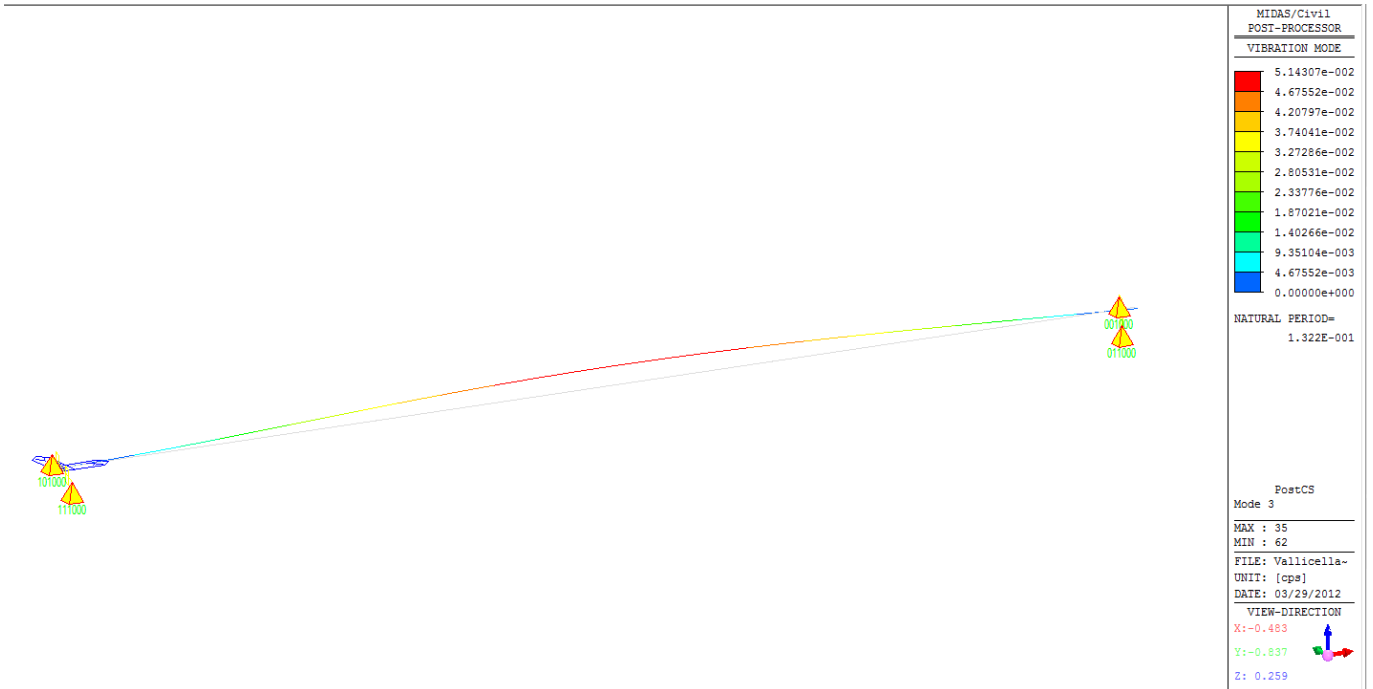
L'analisi modale dell'opera è stata eseguita tramite algoritmo di "Ritz" assegnando come vettore iniziale dei carichi le accelerazioni orizzontali in direzione longitudinale e trasversale ed in direzione verticale. Di seguito si riportano le deformate modali dei modi di vibrare significativi in termini di massa attivata e la tabella riportante la percentuale di massa attivata per ogni singolo modo.



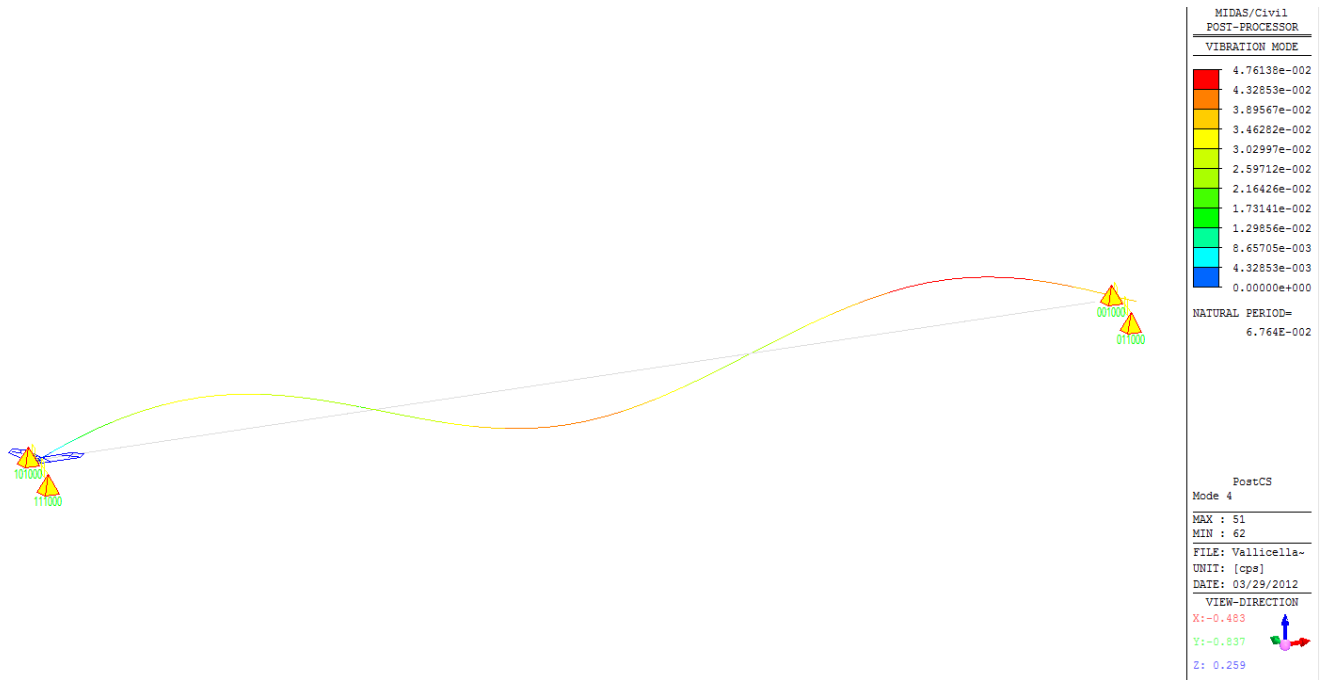
**FIGURA 6.4.2-1 - DEFORMATA 1° MODO**



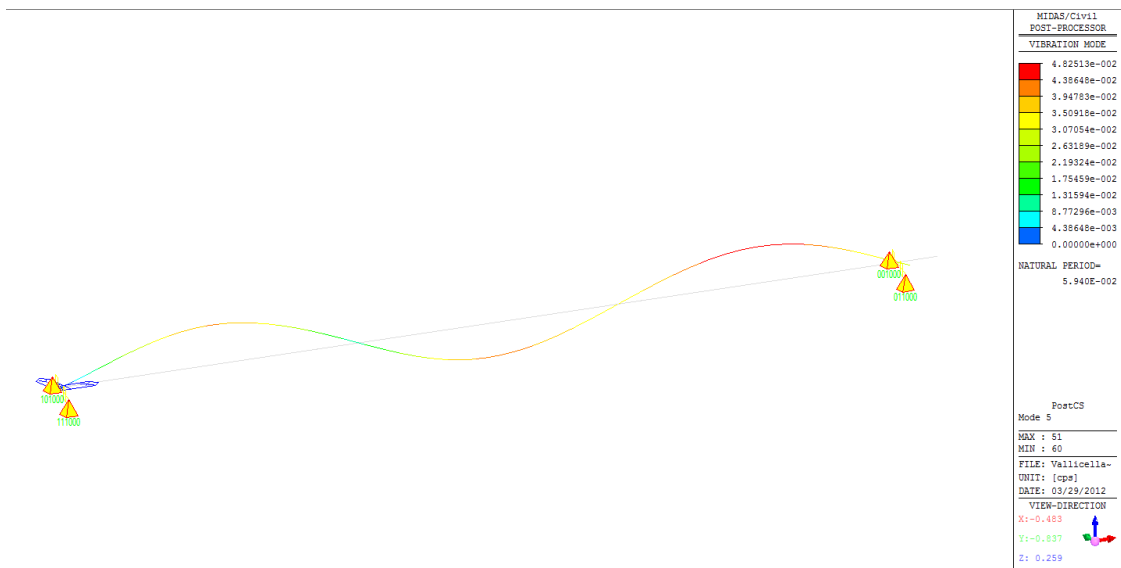
**FIGURA 6.4.2-2 - DEFORMATA 2° MODO**



**FIGURA 6.4.2-3 - DEFORMATA 3° MODO**



**FIGURA 6.4.2-4 - DEFORMATA 4° MODO**



**FIGURA 6.4.2-5 - DEFORMATA 5° MODO**

EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	(sec)								
1	12.334048	1.963025	0.509418	0.00E+00								
2	45.776685	7.285586	0.137257	0.00E+00								
3	47.519501	7.562964	0.132223	0.00E+00								
4	92.895618	14.784797	0.067637	0.00E+00								
5	105.781428	16.835637	0.059398	0.00E+00								
6	127.589848	20.306555	0.049245	0.00E+00								
7	170.185629	27.085884	0.03692	0.00E+00								
8	221.014816	35.1756	0.028429	0.00E+00								
9	252.800138	40.234392	0.024854	0.00E+00								
10	298.398645	47.491619	0.021056	9.77E-201								
11	319.287185	50.816134	0.019679	8.27E-194								
12	349.437643	55.614728	0.017981	3.48E-185								
13	418.313856	66.576718	0.01502	4.90E-164								
14	442.756629	70.466906	0.014191	1.50E-157								
15	496.019841	78.94401	0.012667	2.29E-146								
16	517.014438	82.285403	0.012153	3.14E-142								
17	549.218252	87.4108	0.01144	4.77E-136								
18	613.510748	97.643268	0.010241	1.02E-124								
19	654.84772	104.222252	0.009595	3.42E-118								
20	685.404613	109.085532	0.009167	3.82E-113								

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.4	0.4	0	0	78.44	78.44	0	0	0	0	0	0
2	2.01	2.41	0	0	0.01	78.44	0	0	55.2	55.2	0	0
3	0	2.41	73.02	73.02	0	78.44	0	0	0	55.2	0.97	0.97
4	44.13	46.54	0	73.02	2.46	80.9	0	0	0.35	55.55	0	0.97
5	35.36	81.9	0	73.02	6.33	87.23	0	0	0.16	55.71	0	0.98
6	0	81.9	0.79	73.82	0	87.23	0	0	0	55.71	49.17	50.14
7	0.12	82.02	0	73.82	0.01	87.24	0	0	12.4	68.11	0	50.14
8	0	82.02	11.26	85.07	0	87.24	0	0	0	68.11	0.23	50.37
9	0.38	82.41	0	85.08	2.6	89.84	0	0	0.01	68.13	0	50.37
10	7.59	89.99	0	85.08	0.13	89.98	0	0	0.11	68.23	0	50.37
11	0	89.99	0.08	85.15	0	89.98	0	0	0	68.23	15.55	65.92
12	0.18	90.17	0	85.15	0	89.98	0	0	5.87	74.1	0	65.92
13	0	90.17	3.92	89.08	0	89.98	0	0	0	74.1	0.03	65.94
14	0.11	90.29	0	89.08	1.14	91.12	0	0	0	74.1	0	65.94
15	2.6	92.89	0	89.08	0.35	91.47	0	0	0.03	74.13	0	65.94
16	0	92.89	0	89.08	0	91.47	0	0	0	74.13	7.07	73.01
17	0.04	92.93	0	89.08	0.01	91.48	0	0	2.77	76.9	0	73.01
18	0	92.93	1.97	91.05	0	91.48	0	0	0	76.9	0	73.01
19	0.07	93	0	91.05	0.77	92.24	0	0	0.01	76.91	0	73.01
20	1.32	94.31	0	91.05	0.04	92.28	0	0	0.19	77.1	0	73.01

## 6.5. CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche di resistenza e di stabilità (ove vincolanti) degli elementi strutturali sono state condotte operando con il metodo semiprobabilistico agli stati limite in conformità a quanto previsto dalle NTC08.

Le verifiche a fessurazione (SLE) negli elementi in c.a. sono state condotte con il metodo indiretto tabellare di cui alla C.M. n.617 del 020/2/2009 ed in base alle classi di esposizione dei vari elementi definite nel capitolo sui materiali. Si trascura la verifica a fessurazione della soletta in direzione longitudinale in quanto non dimensionante ai fini di una progettazione definitiva.

Le verifiche a fatica e le verifiche alle tensioni in esercizio degli elementi metallici e in c.a. sono state trascurate in quanto non dimensionanti ai fini di una progettazione definitiva (per gli elementi metallici sono

generalmente vincolanti le verifiche di resistenza/instabilità/deformabilità e per quelli in c.a. la verifica a fessurazione).

### **6.5.1. Dimensionamento soletta d'impalcato**

Il dimensionamento della soletta di impalcato è stato eseguito mediante un apposito modello agli elementi finiti realizzato con il programma AUTODESK ROBOT. Lo schema statico adottato costituito sia da semplici travi semplicemente appoggiate su tre appoggi rigidi munita di sbalzi alle estremità, per la prima fase (getto non collaborante), che da soletta continua su tre appoggi in tutte le altre fasi. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione specifica.

### **6.5.2. DIMENSIONAMENTO cassone metallico**

#### **6.5.2.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV**

La sezione del cassone metallico costituente l'impalcato è stata dimensionata secondo il criterio elastico indicato al punto 4.3.4.2.1.1 delle NTC08 e cioè limitando le deformazioni al limite elastico della resistenza dei materiali ( $f_{cd}$  e  $f_{yd}$ ). Come già indicato, il contributo della soletta in c.a. è stato trascurato (anche ai fini delle verifiche sezionali) per i conci in asse pila e i conci "intermedi"; in tali conci si è considerata agente l'armatura in soletta.

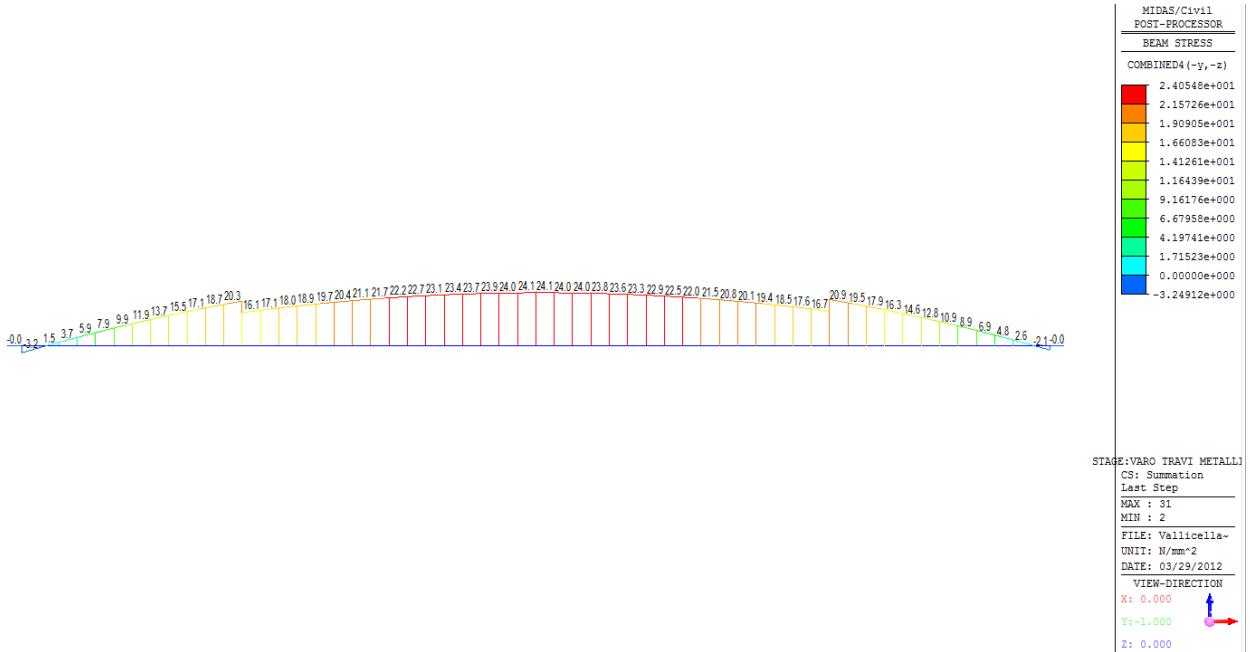
L'azione tagliante verticale si è considerata uniformemente distribuita sulle anime del cassone metallico, mentre per la determinazione delle tensioni tangenziali dovute alla torsione si è fatto riferimento alla formulazione di "Bredt" per sezioni sottili chiuse.

Per quanto riguarda la combinazione delle tensioni normali e tangenziali si è utilizzato il metodo elastico di "Von Mises" riportato nell'espressione 4.2.5 delle NTC08.

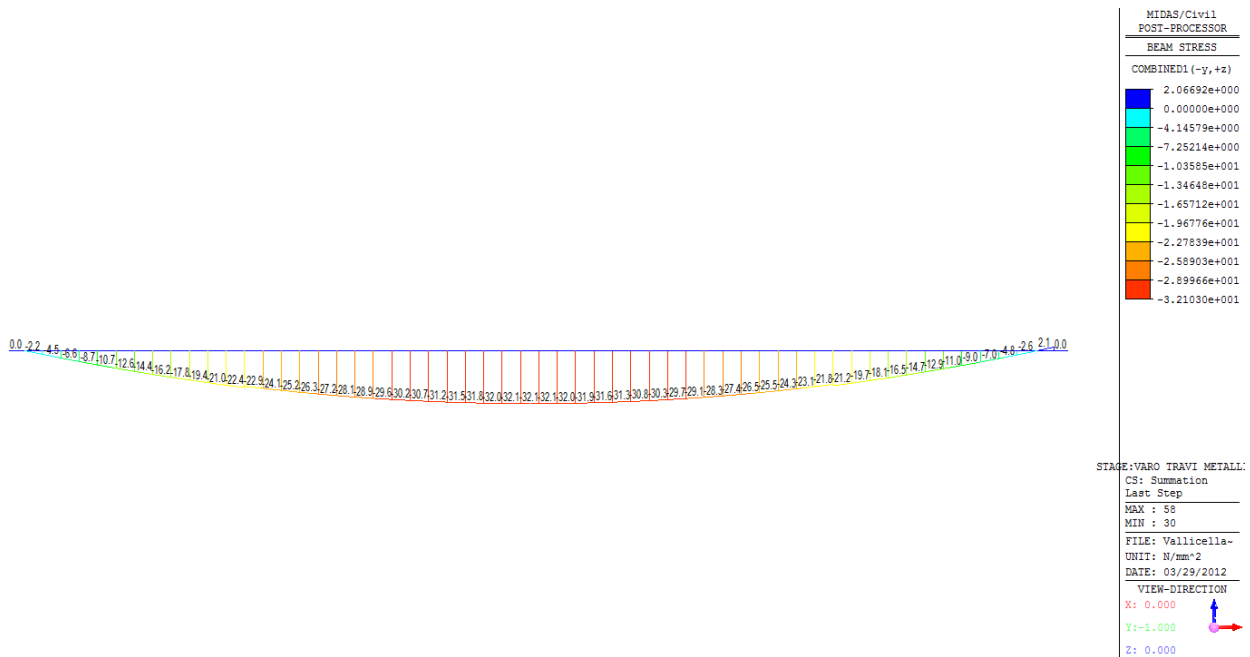
Il calcolo è stato svolto operando in campo elastico e lineare (le condizioni sismiche non sono dimensionanti per l'impalcato).

In seguito si riportano le tensioni ottenute nelle singole fasi costruttive e nelle combinazioni SLU

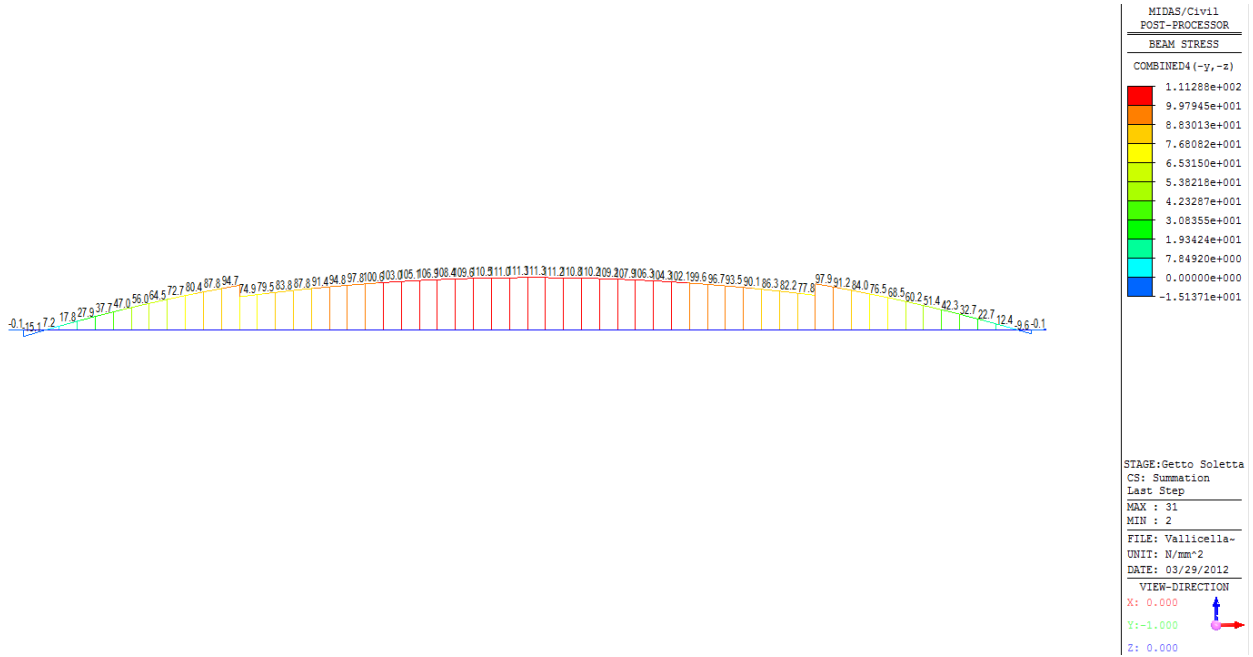




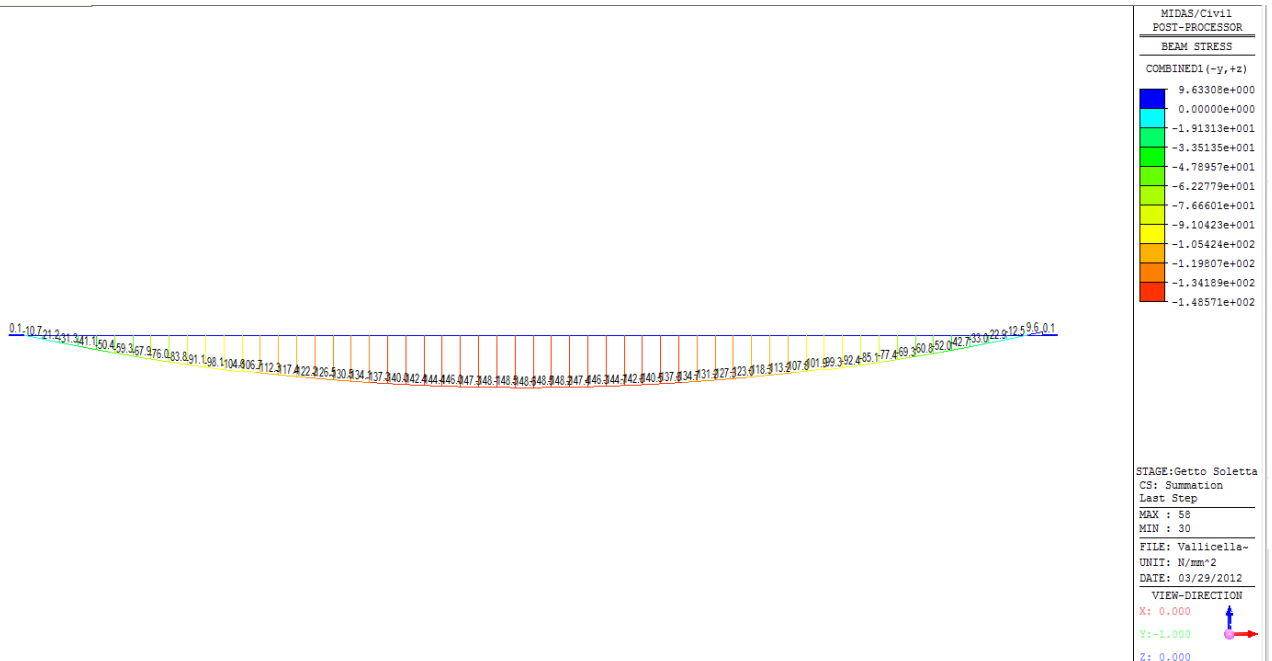
**FIGURA 6.5.2-1 - TENSIONI NORMALI AL LEMBO INFERIORE AL VARO CASSONE IN ACCIAIO**



**FIGURA 6.5.2-2 - TENSIONI NORMALI AL LEMBO SUPERIORE AL VARO CASSONE IN ACCIAIO**



**FIGURA 6.5.2-3 - TENSIONI NORMALI AL LEMBO INFERIORE AL GETTO DELLA SOLETTA**



**FIGURA 6.5.2-4 - TENSIONI NORMALI AL LEMBO SUPERIORE AL GETTO DELLA SOLETTA**

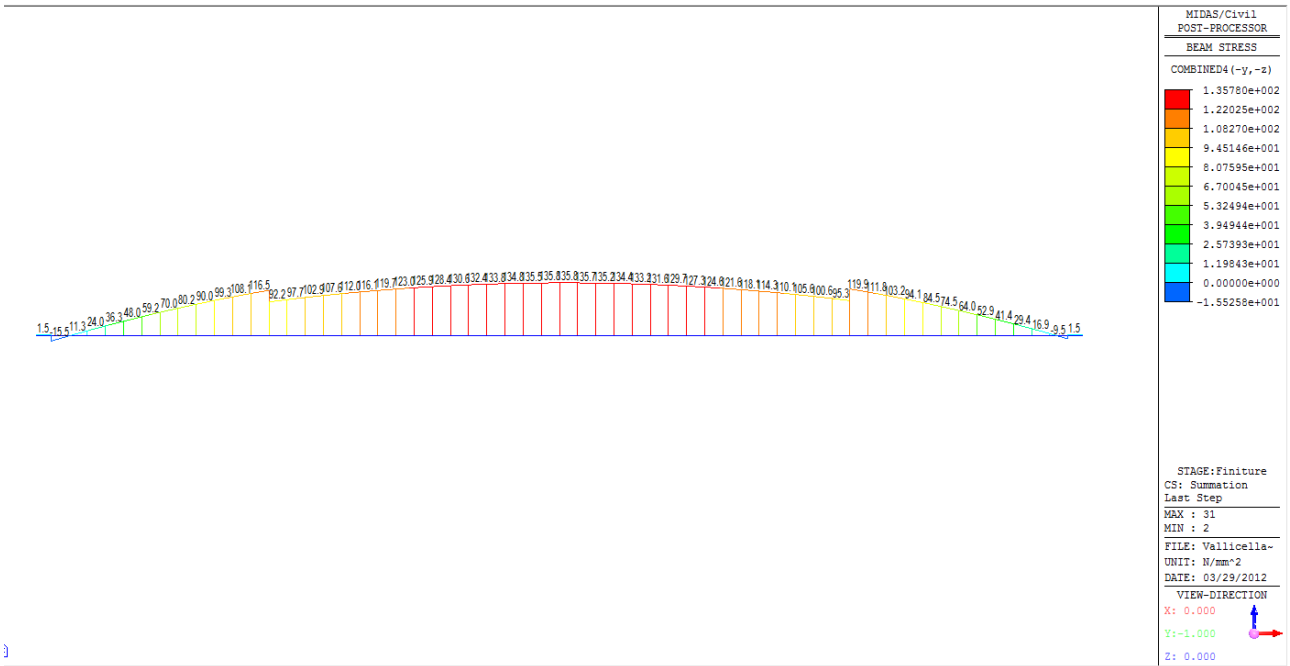


FIGURA 6.5.2-5 - TENSIONI NORMALI AL LEMBO INFERIORE ALLA REALIZZAZIONE DELLE FINITURE

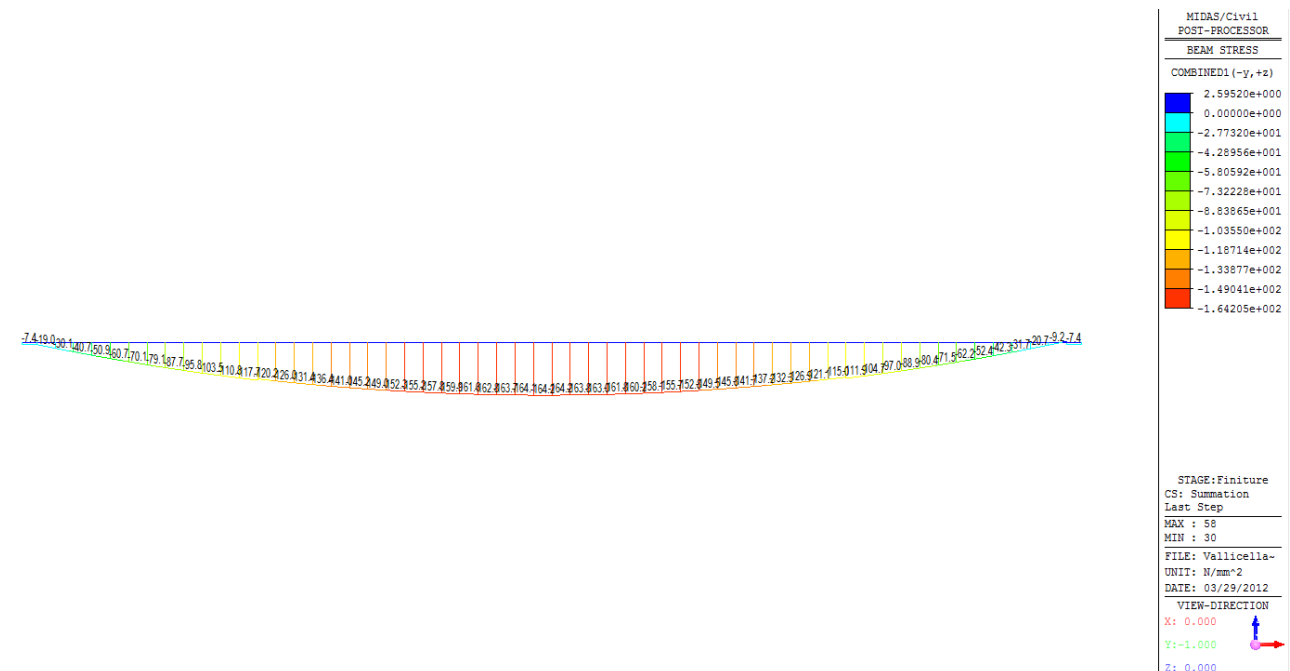
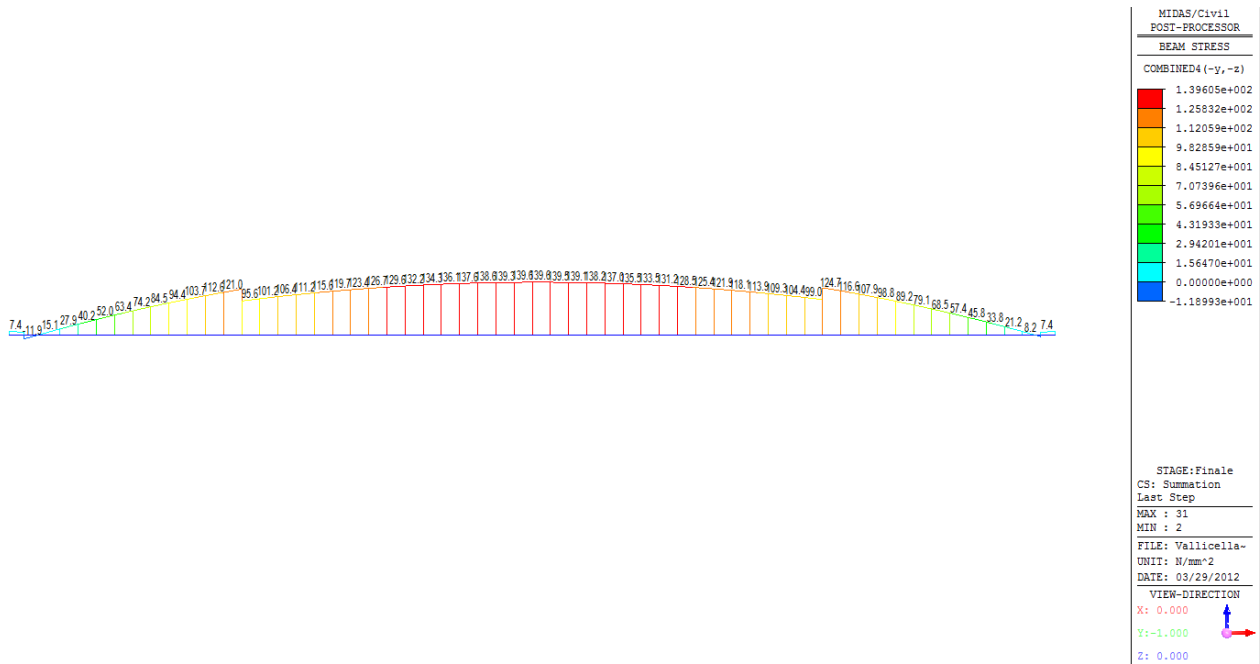
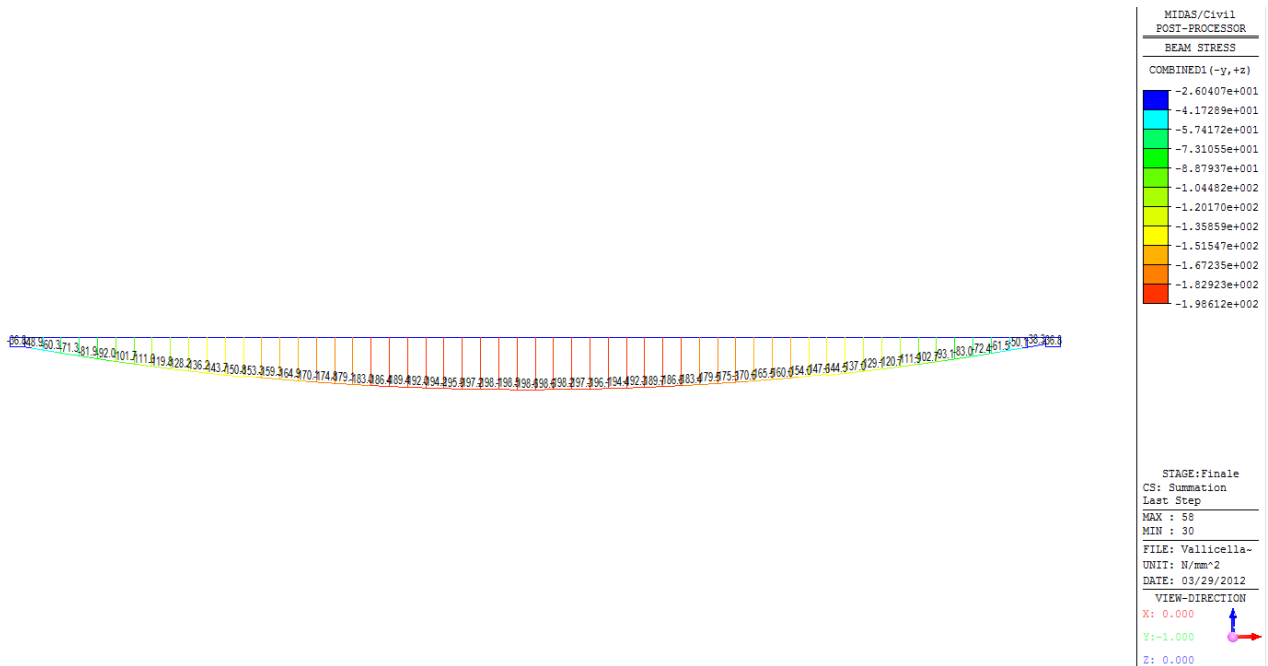


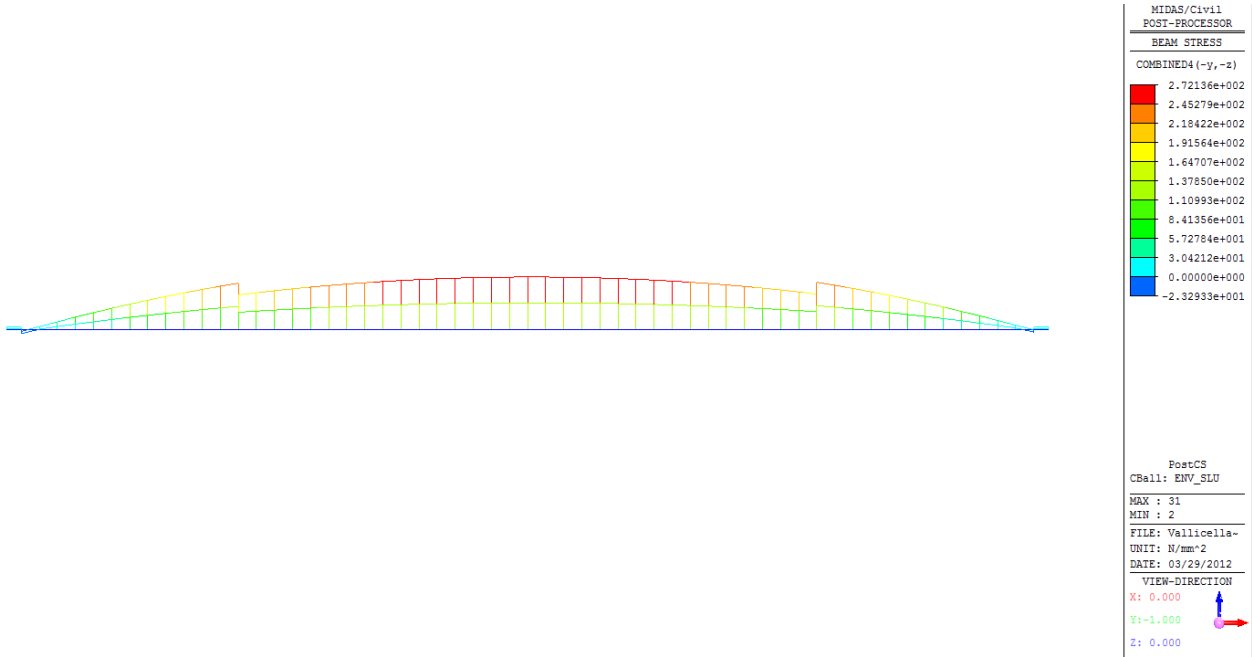
FIGURA 6.5.2-6 - TENSIONI NORMALI AL LEMBO SUPERIORE ALLA REALIZZAZIONE DELLE FINITURE



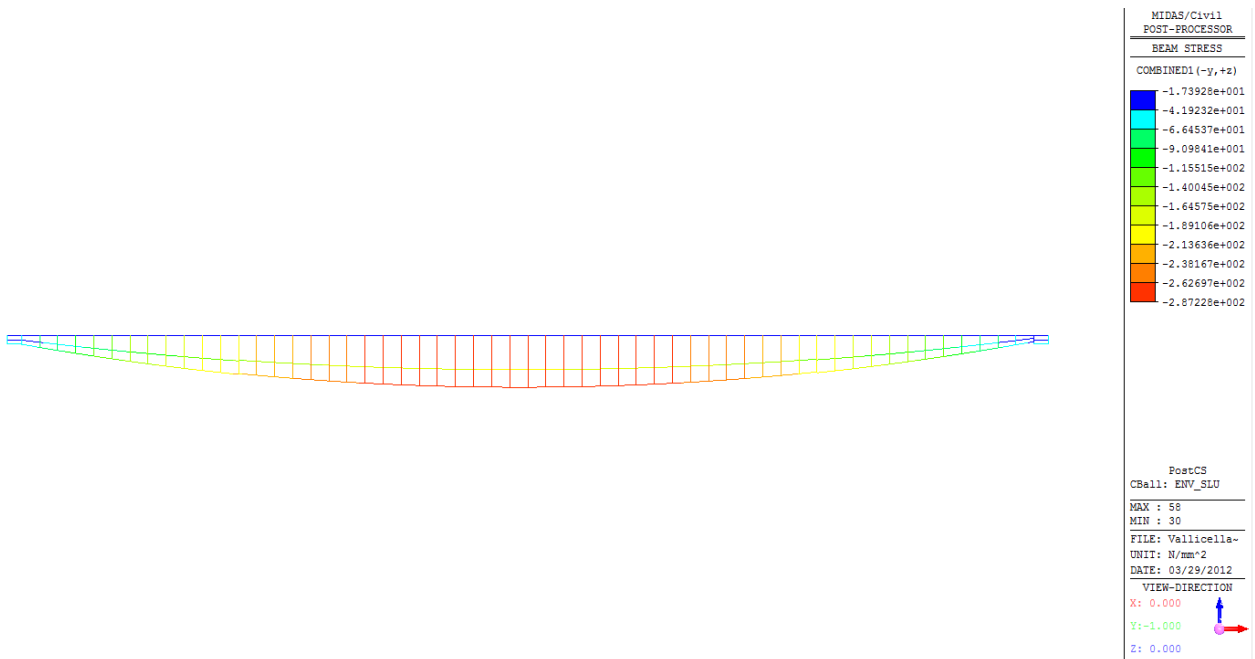
**FIGURA 6.5.2-7 - TENSIONI NORMALI AL LEMBO INFERIORE A TEMPO INFINITO (SENZA CARICHI MOBILI)**



**FIGURA 6.5.2-8 - TENSIONI NORMALI AL LEMBO SUPERIORE A TEMPO INFINITO (SENZA CARICHI MOBILI)**



**FIGURA 6.5.2-9 - INVILUPPO TENSIONI NORMALI SLU AL LEMBO INFERIORE CASSONE IN ACCIAIO**



**FIGURA 6.5.2-10 - INVILUPPO TENSIONI NORMALI SLU AL LEMBO SUPERIORE CASSONE IN ACCIAIO**

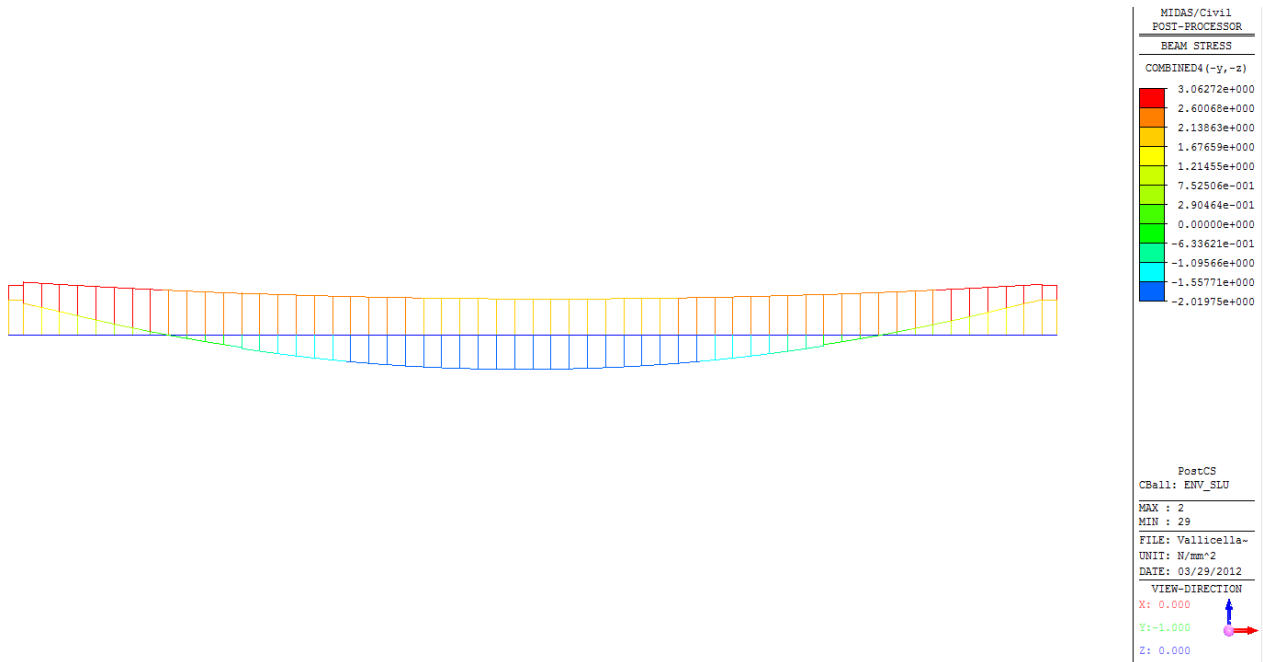


FIGURA 6.5.2-11 - INVILUPPO TENSIONI NORMALI SLU AL LEMBO INFERIORE SOLETTA IN C.A.

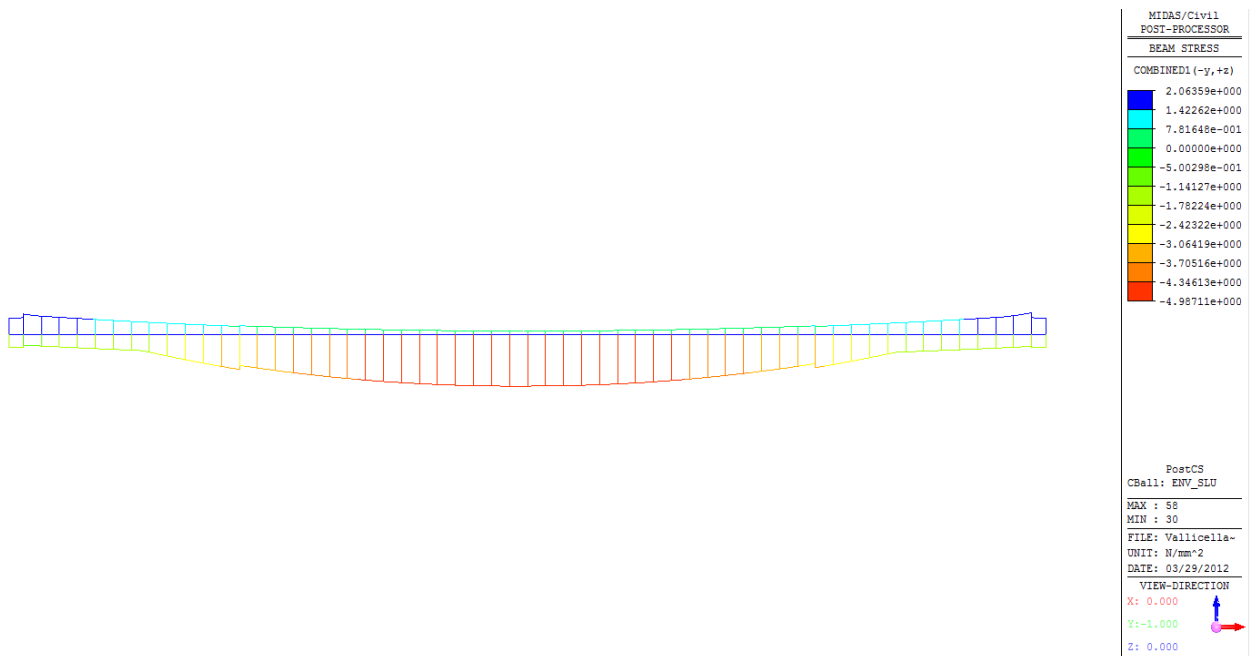
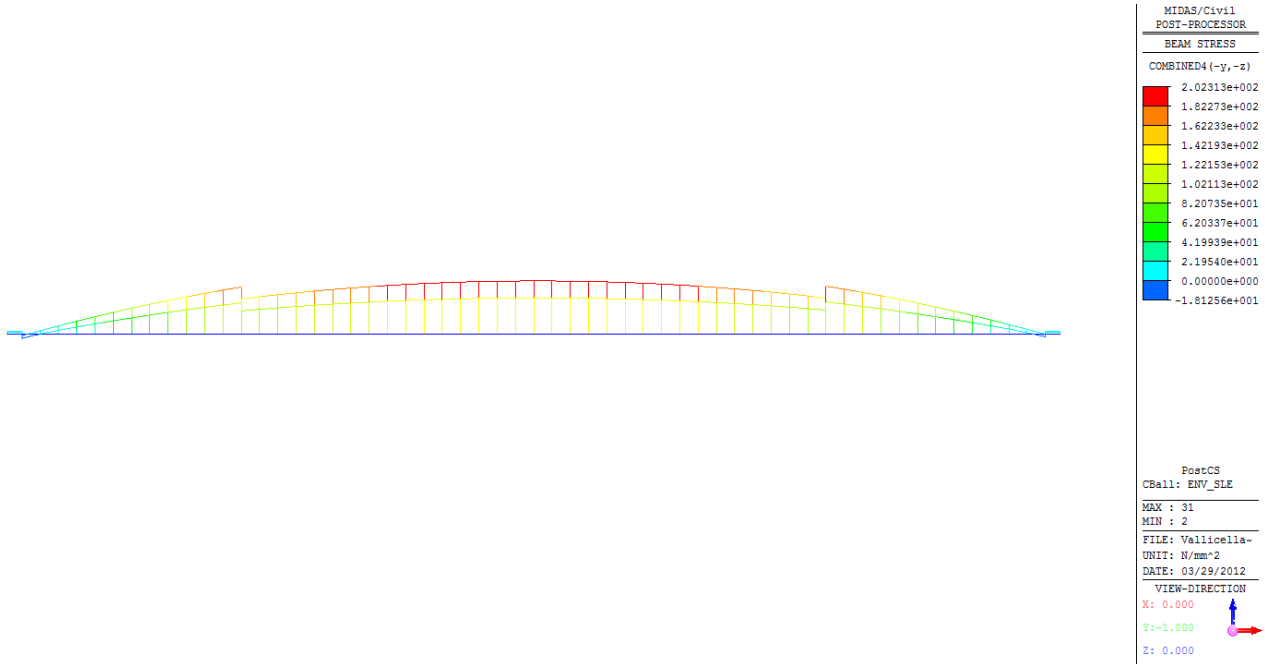
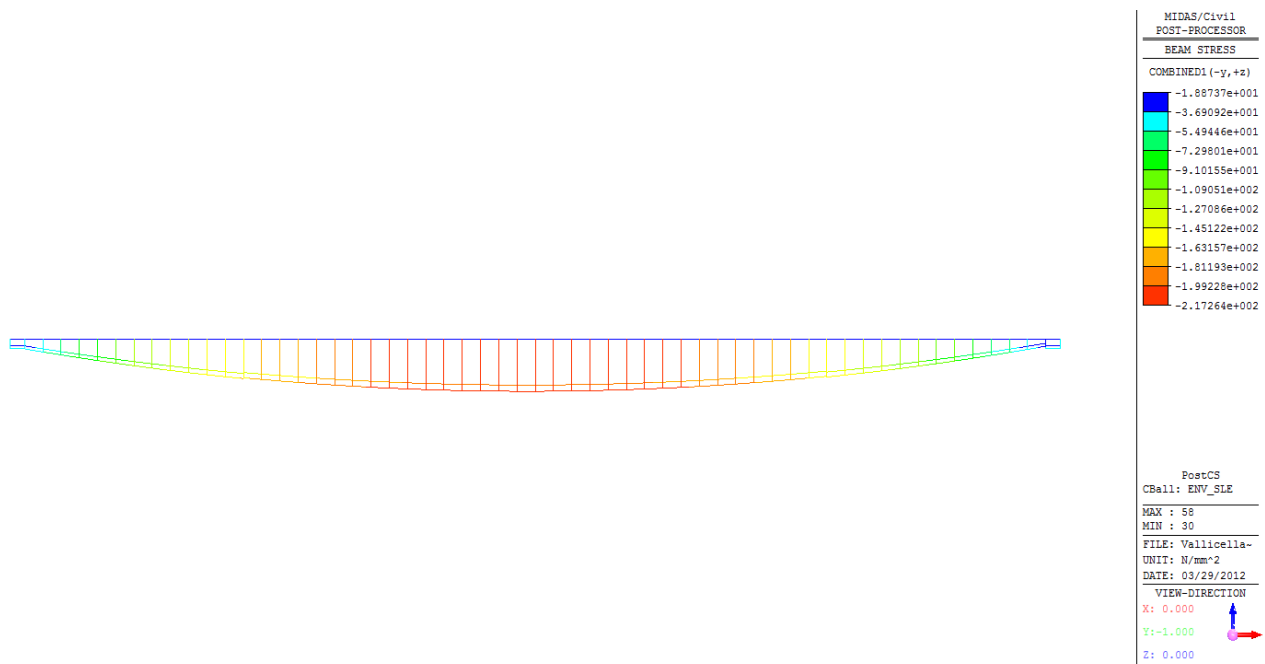


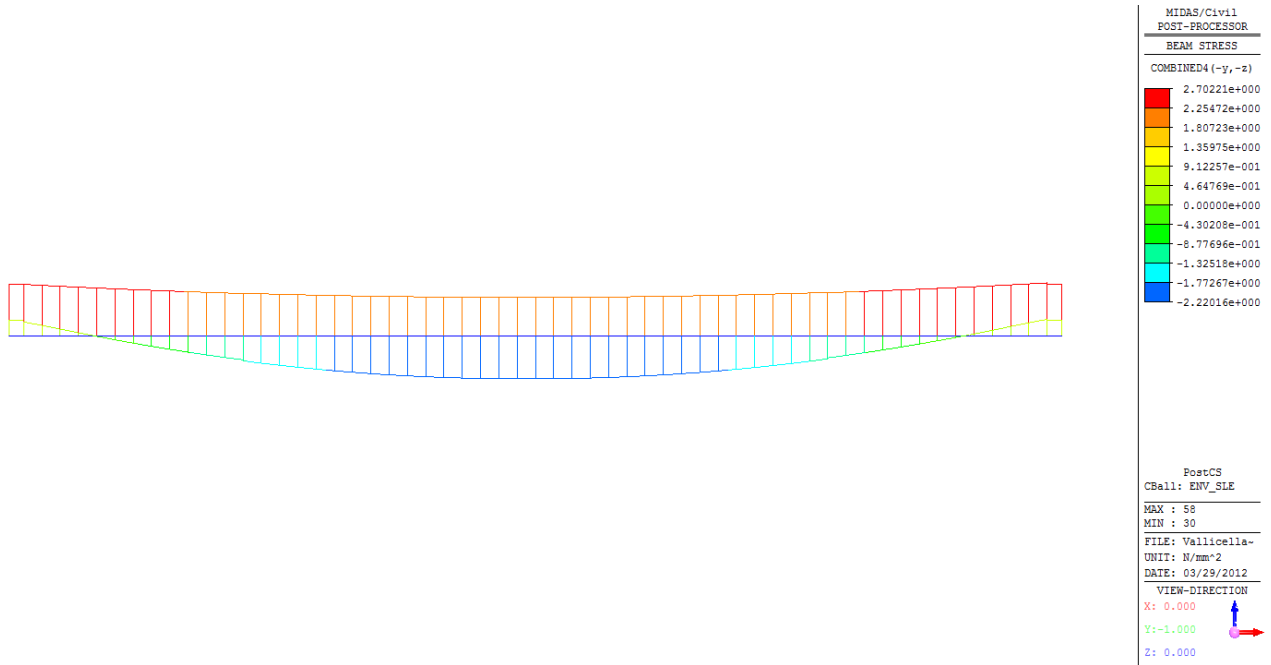
FIGURA 6.5.2-12 - INVILUPPO TENSIONI NORMALI SLU AL LEMBO SUPERIORE SOLETTA IN C.A.



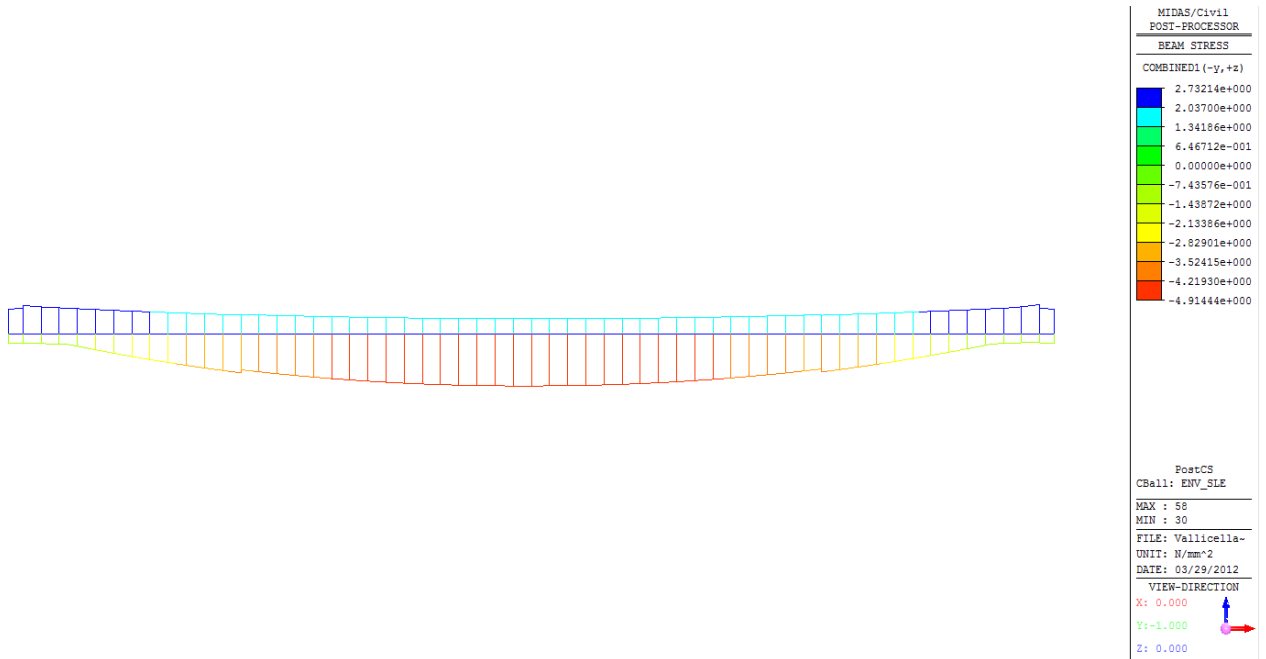
**FIGURA 6.5.2-13 - INVILUPPO TENSIONI NORMALI SLE AL LEMBO INFERIORE CASSONE IN ACCIAIO**



**FIGURA 6.5.2-14 - INVILUPPO TENSIONI NORMALI SLE AL LEMBO SUPERIORE CASSONE IN ACCIAIO**



**FIGURA 6.5.2-15 - INVILUPPO TENSIONI NORMALI SLU AL LEMBO INFERIORE SOLETTA IN C.A.**



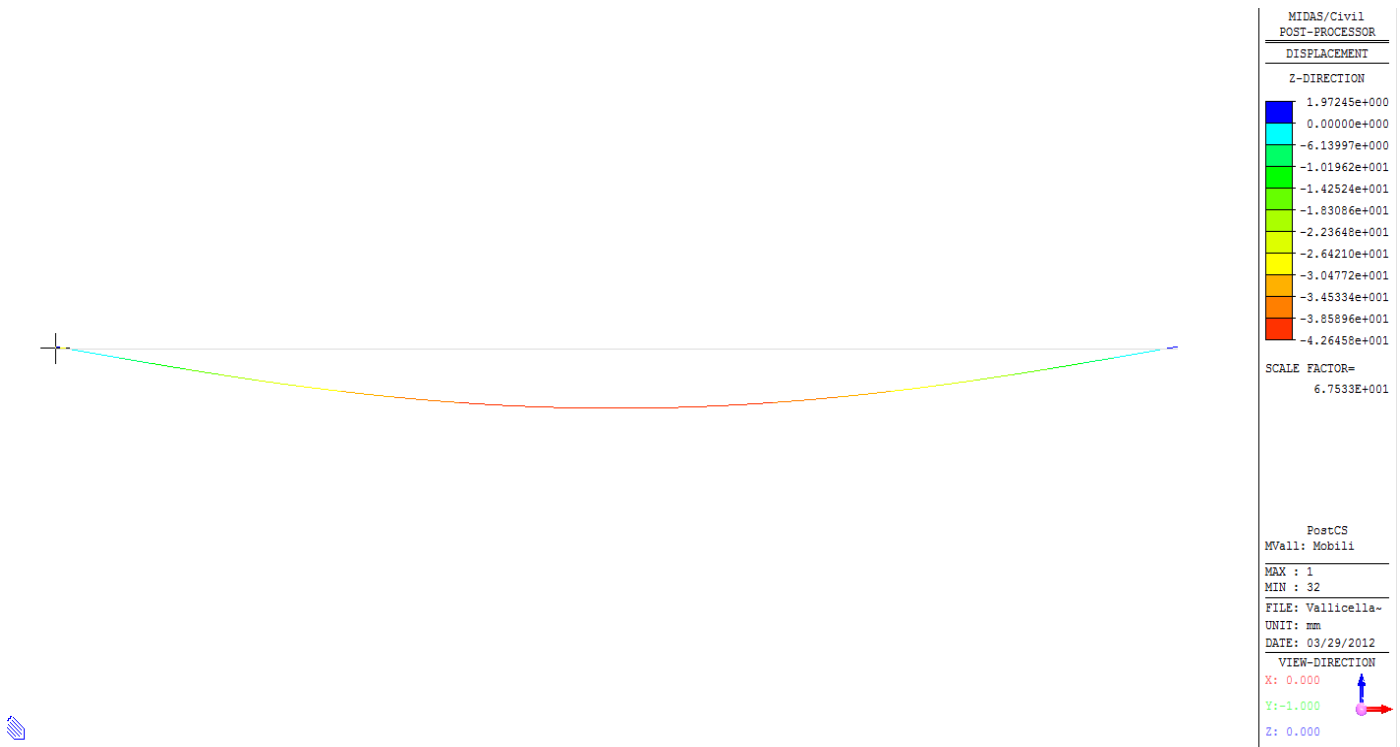
**FIGURA 6.5.2-16 - INVILUPPO TENSIONI NORMALI SLU AL LEMBO SUPERIORE SOLETTA IN C.A.**



Come si deduce dall'ultima tabella riportata la verifica di resistenza è soddisfatta in quanto le massime tensioni risultano inferiori a quelle al limite elastico dei materiali.

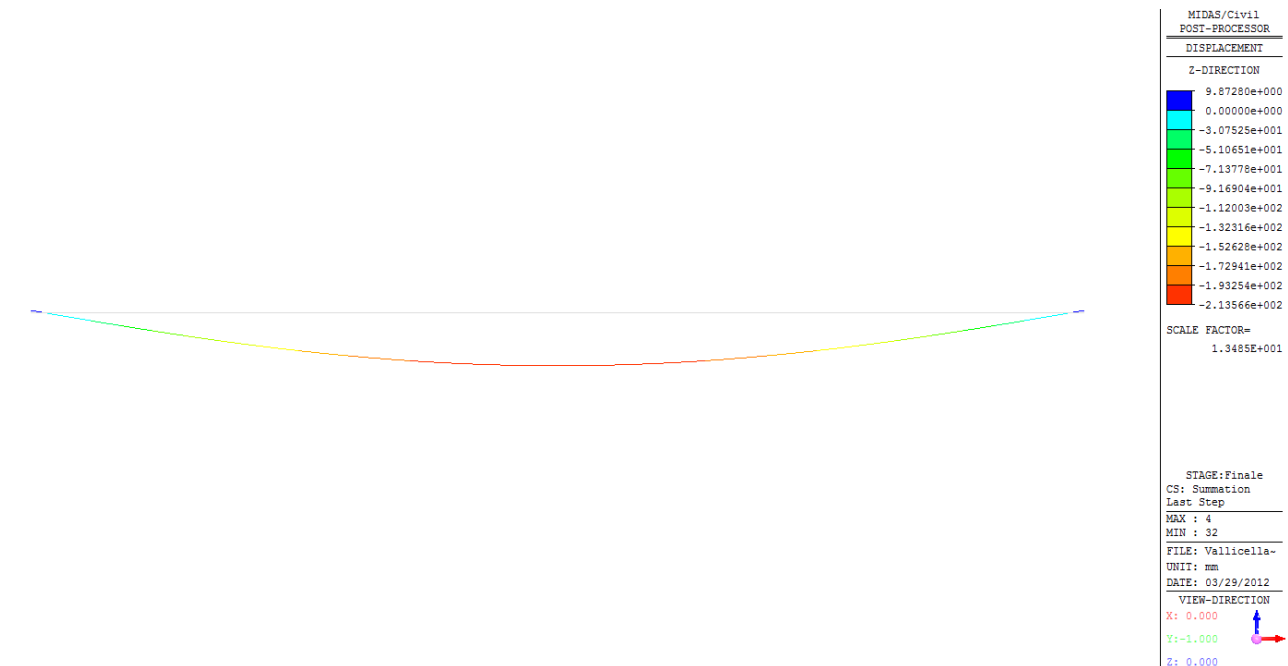
**6.5.2.2 Verifiche di deformabilità – SLE**

Ai fini della deformabilità si è determinato il massimo abbassamento dell'impalcato causato dai carichi mobili e si è rapportato al valore di L/1000 considerato accettabile per la tipologia di opera in oggetto. Il massimo spostamento in campata è pari a circa 43 mm, pertanto:



**FIGURA 6.5.2.2-1 - SPOSTAMENTI MASSIMI INDOTTI DAI SOLI CARICHI MOBILI**

$v_{max} = 43 \text{ mm} \cong L/1300 < L/1000.$



**FIGURA 6.5.2.2-2 - SPOSTAMENTI DOVUTI AI CARICHI G1+G2 AA TEMPO INFINITO**

La freccia elastica complessiva in campata dovuta ai soli carichi e sovraccarichi permanenti a tempo infinito vale:

$v_{G1+G2} = 213$  mm Si provvederà pertanto a realizzare la struttura con una controfreccia massima in mezzeria pari a circa:

$$V_{\text{controfreccia}} = V_{G1+G2} + V_{\text{mobili}} \approx 260 \text{ mm}$$

### **6.5.3. DIMENSIONAMENTO controventamenti trasversali**

Il dimensionamento degli elementi principali costituenti la sezione trasversale corrente del cassone di impalcato è stato eseguito mediante un apposito modello agli elementi finiti realizzato con SAP2000 Advanced v.15.0.1. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione specifica.

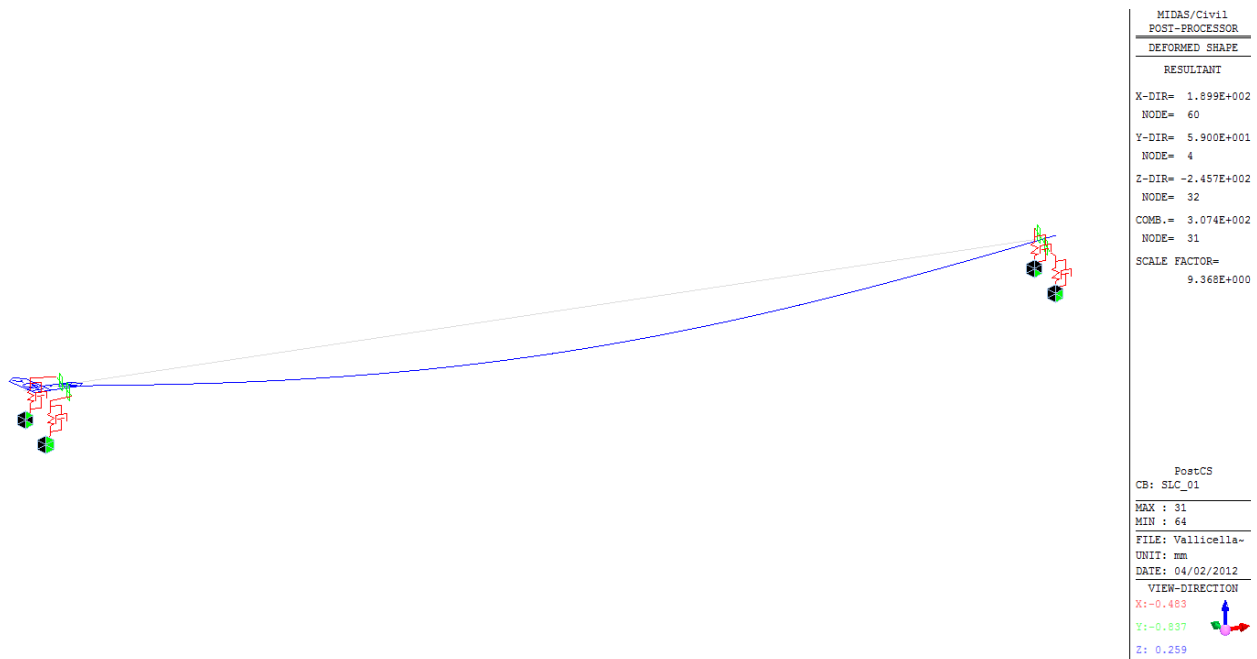
### **6.5.4. dimensionamento del sistema di isolamento sismico**

Le caratteristiche generali del sistema di isolamento sismico previsto sono descritte al punto 4.4.

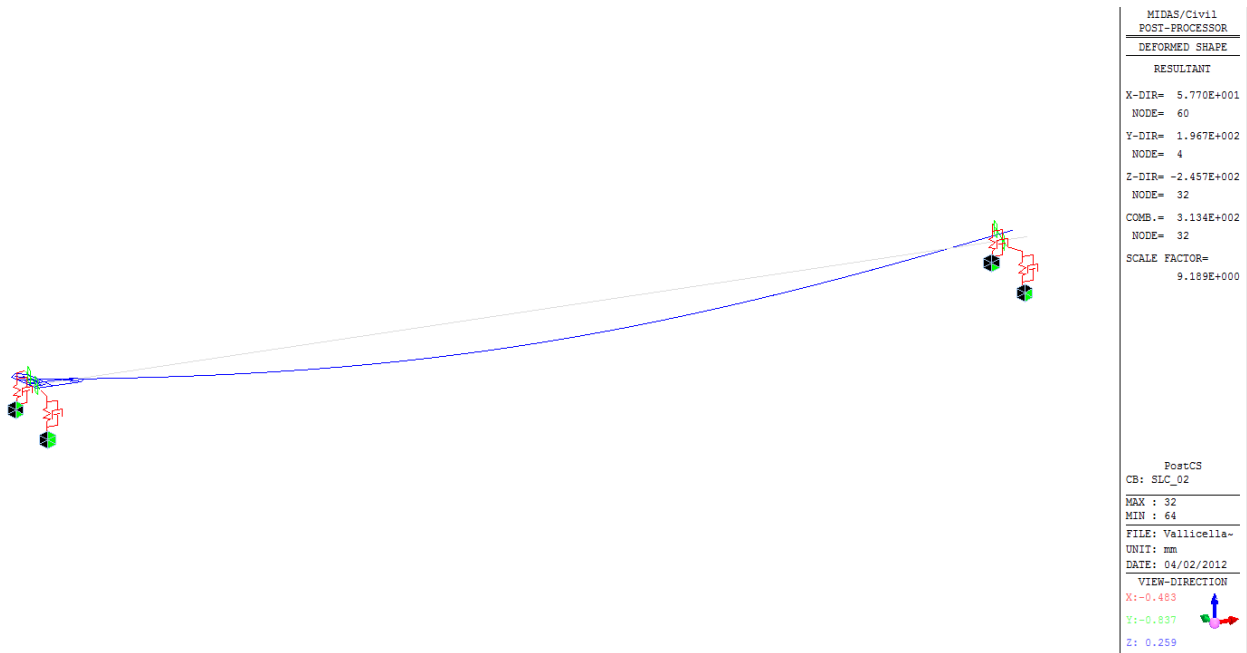
Nelle tabelle seguenti si riportano le massime azioni agenti (P indica l'azione normale positiva se in trazione, V2 indica l'azione orizzontale in direzione longitudinale, V3 l'azione orizzontale in direzione trasversale

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
64	ENV_SLV(all)	218.45	208.90	1736.09
65	ENV_SLV(all)	218.28	0.00	3212.01
66	ENV_SLV(all)	0.00	0.00	1736.09
67	ENV_SLV(all)	0.00	225.89	3212.01
64	ENV_SLC(all)	303.82	290.52	1788.74
65	ENV_SLC(all)	303.65	0.00	3277.17
66	ENV_SLC(all)	0.00	0.00	1788.74
67	ENV_SLC(all)	0.00	314.17	3277.17

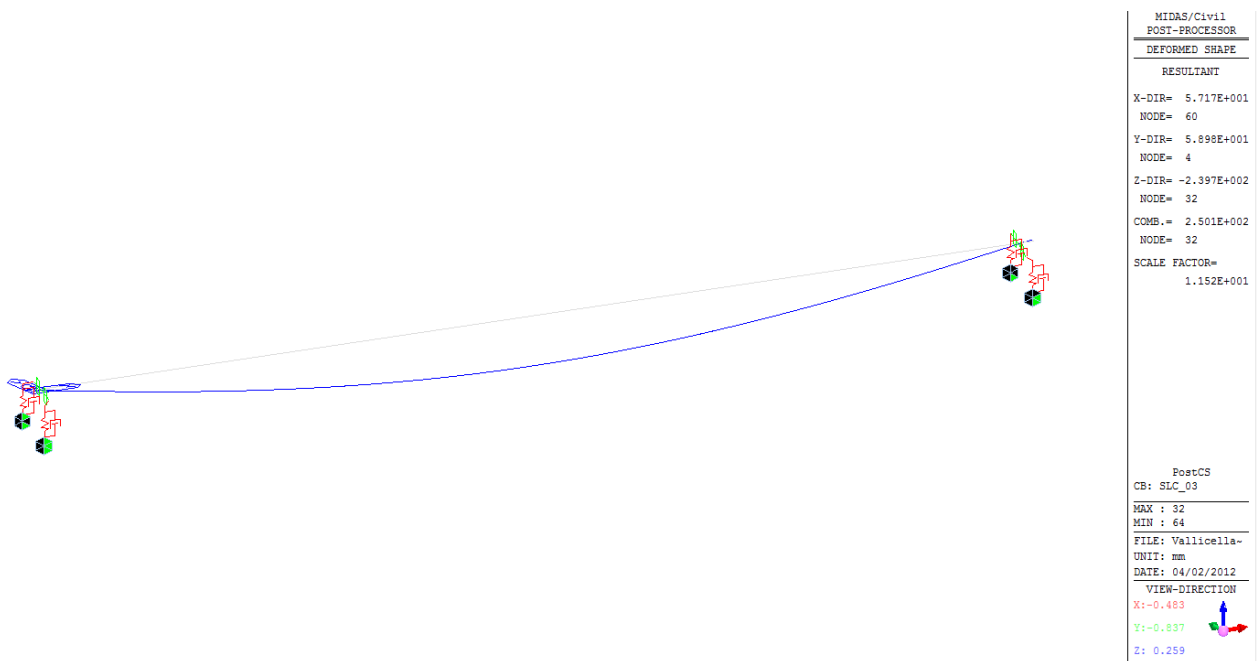
Dai valori sopra riportati si deduce immediatamente che gli isolatori rimangono sempre in compressione.



**FIGURA 6.5.4-1 - SPOSTAMENTI IN COMBINAZIONE SLC\_01**



**FIGURA 6.5.4-2 - SPOSTAMENTI IN COMBINAZIONE SLC\_02**



**FIGURA 6.5.4-3 - SPOSTAMENTI IN COMBINAZIONE SLC\_03**

Dai valori sopra riportati si deduce immediatamente che gli isolatori devono garantire spostamenti orizzontali massimi non inferiori a **200 mm**.

**Onde evitare martellamenti soletta-paraghiaia si adotterà un giunto pari a 250 mm.**

### **6.5.5. Dimensionamento dei giunti di dilatazione**

Per “capacità di spostamento” dei giunti di dilatazione 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 garantire la fruibilità del ponte in condizioni sismiche violente (SLC) opportunamente combinato con le variazioni termiche e i carichi permanenti, anche se irreversibilmente danneggiati in termini di capacità di spostamento;
- Devono evitare, in termini di distanza strutturale tra la spalle e la testata della soletta, fenomeni longitudinali di martellamento per un sisma violento (SLC) opportunamente combinato con le variazioni termiche e i carichi permanenti.

Si prevede pertanto l’adozione di giunti di dilatazione che presentino le seguenti caratteristiche:

- Carrabilità per spostamenti longitudinali: +/- 250 mm;
- Carrabilità per scorrimenti trasversali: +/- 250 mm.

Il varco strutturale tra la testata della soletta e il muro frontale di spalla sarà non inferiore a 250 mm in modo tale da scongiurare fenomeni di martellamento in caso di sisma violento.

## **7. DIMENSIONAMENTO SPALLE**

---

Il dimensionamento dei pali della spalla è stato effettuato tramite la realizzazione di un apposito modello agli elementi finiti con il programma SAP2000 v.15.0.1 della C&S Inc. La geometria analizzata è sinteticamente descritta da quanto segue:

- Altezza del muro paraghiaia: 3.55 m;
- Larghezza del muro paraghiaia: 9.90 m;
- Spessore muro paraghiaia: 0.5 m;
- Spessore platea di fondazione: 1.5 m;
- Lunghezza platea di fondazione: 9.8 m;
- Larghezza platea di fondazione: 12.05 m;
- Numero di pali: 12;
- Diametro pali: 1200 mm;
- Lunghezza pali: 35 m.

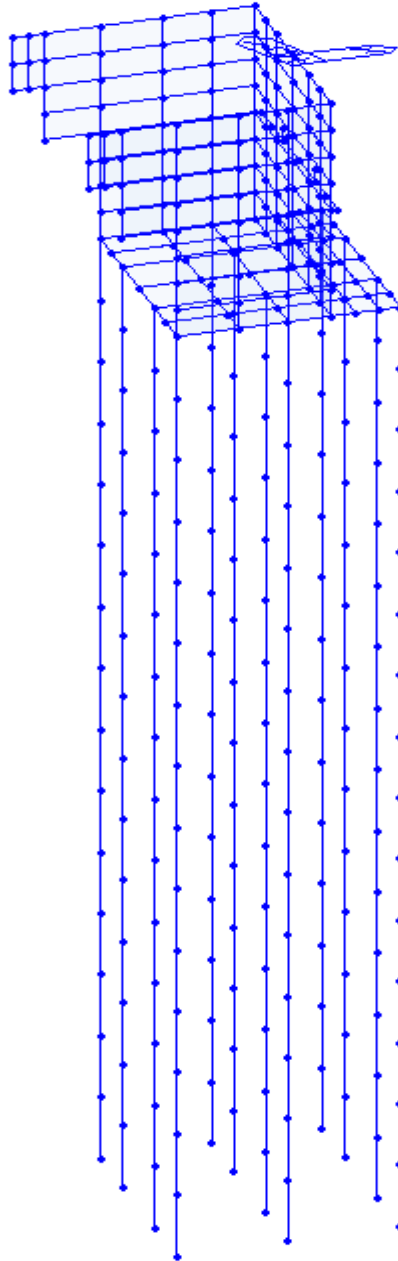


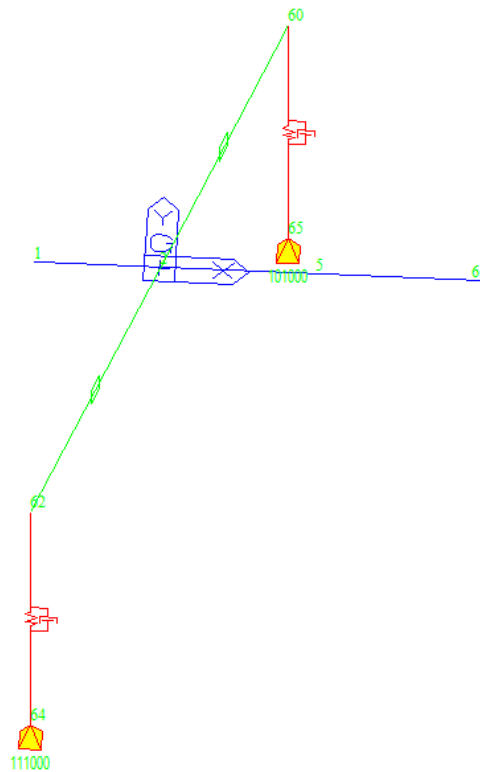
FIGURA 7-1 - MODELLAZIONE SPALLA CON PAL

Il modello realizzato è caratterizzato dalle seguenti proprietà:

- La soletta di fondazione e le pareti sono state schematizzate con elementi finiti bidimensionali “areas” di tipo “thin shell”;
- I pali sono stati schematizzati mediante elementi lineari tipo “Frames” vincolati orizzontalmente tramite vincoli elastici lineari avente rigidezza  $K_h = 3928 \text{ KN/m/m}$  per il primo tratto di lunghezza 4.0

m, pari a  $K_h = 22586 \text{ KN/m/m}$  per il secondo tratto di lunghezza 15.0 m e  $K_h = 48118 \text{ KN/m/m}$  per l'ultimo tratto di lunghezza 18 m (schematizzazione del terreno alla "Winkler") e verticalmente tramite un vincolo elastico alla base di rigidezza  $K_h = 755000 \text{ KN/m}$ .

Si sono assegnati i seguenti carichi:



**FIGURA 7-2 - SCHEMATIZZAZIONE APPOGGI IMPALCATO-SPALLA (NODI 64-65)**

- Ai nodi che schematizzano gli appoggi dell'impalcato sulla spalla, sono assegnati i carichi trasmessi dall'impalcato. In particolare si veda la tabella seguente (l'azione verticale N è considerata positiva se diretta verso l'alto).



CASI DI CARICO	NODO 64		NODO 65	
	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)
Permanenti	2200		2839	
Vento		255		
Veicoli Nmax	1735	515.5	2063	
Veicoli Nmin	319		469	

- A paramento verticale è stata assegnata una spinta del terreno a tergo del terreno considerata agente in stato "a riposo" per la condizione statica e in stato limite attivo per la condizione sismica (formulazione di Mononobe-Okabe). Vale quanto sotto riportato.

Angolo di resistenza al taglio del terreno  $\varphi' = 38^\circ$ ;

Peso dell'unità di volume del terreno  $\gamma = 19.5 \text{ KN/mc}$ ;

Coefficiente di spinta a riposo (condizione statica)  $k_0 = 0.384$ .

Per il coefficiente di spinta in condizioni sismiche si impiega la formulazione di Mono

SPINTA DELLE TERRE  
STRUTTURE DI SOSTEGNO IN ZONA SISMICA  
**TEORIA DI MONONOBE - OKABE**

$k_h := 0.22$  Coefficiente sismico orizzontale

$k_v := 0.5 \cdot k_h = 0.11$  Coefficiente sismico verticale

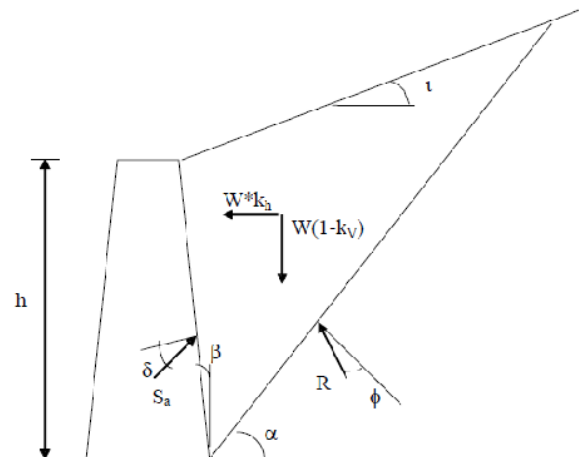
$\phi := 38 \text{ deg}$  Angolo di attrito del terreno

$\beta := 0 \text{ deg}$  Inclinazione del paramento murario rispetto alla verticale

$\theta := \text{atan}\left[\frac{k_h}{(1 - k_v)}\right]$   $\theta = 13.885 \text{ deg}$

$\delta_{\text{oc}} := 25 \text{ deg}$  Angolo di attrito fra muro e terreno

$i := 2 \text{ deg}$  Inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale



$$K_{a\text{SISM}} := \frac{(\cos(\phi - \beta - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\cos(\beta))^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\beta + \delta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2} = 0.402$$

**E' stato cautelativamente assunto un coefficiente di spinta del terreno in condizione sismica pari a:**

**$K_{a,\text{assunto}} = 0.5$**

Per quanto riguarda l'azione inerziale orizzontale causata dal sisma e dovuta alle masse proprie degli elementi in gioco, si è assegnato ad ogni elemento modellato (pali e terreno imbarcato inclusi) un'azione orizzontale diretta in direzione X pari a 0.22 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_h * W = \beta_m S_s * S_t * a_g * W/g$$

$$F_{\text{inerziale}} = 1.0 * 1.467 * 1.0 * 0.1502 * W = 0.22 * W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

Per quanto riguarda l'azione inerziale verticale causata dal sisma e dovuta alle masse proprie degli elementi in gioco, si è assegnato ad ogni elemento modellato (pali inclusi) un'azione verticale diretta in direzione Z pari a 0.11 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_v * W = \pm 0.11 * W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

- Per quanto riguarda il carico mobile agente a tergo della spalla, si è fatto riferimento a quanto indicato nella C.M. 617/2009. In particolare si è considerata la presenza di tre corsie di carico dello schema di carico 1 e la presenza di ulteriori 2.50 KPa nella porzione laterale rimanente. Considerando tale carico agente in superficie su una lunghezza longitudinale pari a 2.20 m si ha la seguente pressione superficiale:

$$p_{\text{sup}} = 59.5 \text{ KPa.}$$

Considerando poi un angolo di diffusione lungo la verticale pari a 30°, la pressione alla quota di spiccatto della platea vale:

$$p_{\text{inf}} = 23.8 \text{ KPa.}$$

Si è quindi considerato un carico verticale uniformemente distribuito pari al valore

$$q = 41.6 \text{ KPa.}$$

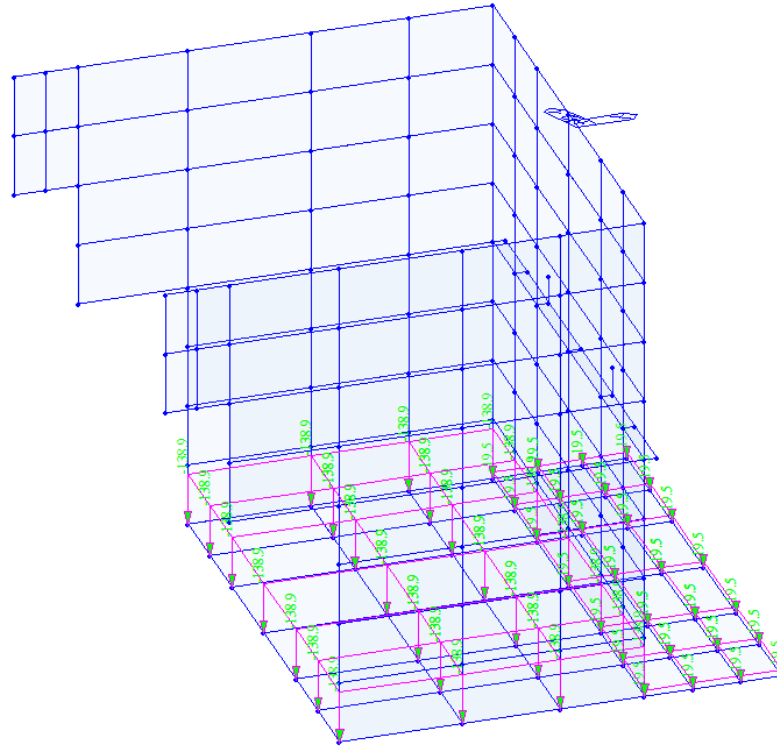


FIGURA 7-3 - PESO PROPRIO TERRENO IMBARCATO AGENTE SULLA SOLETTA DI FONDAZIONE

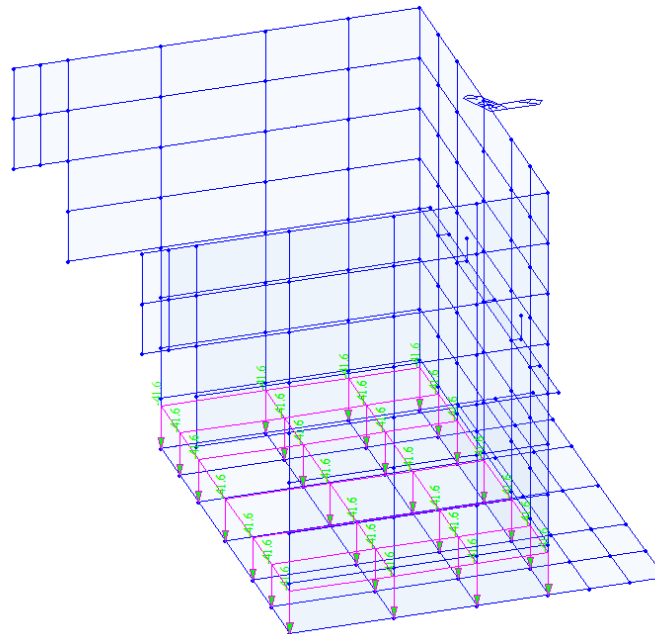


FIGURA 7-4 - CARICO SULLA SOLETTA DOVUTO AI CARICHI MOBILI A TERGO

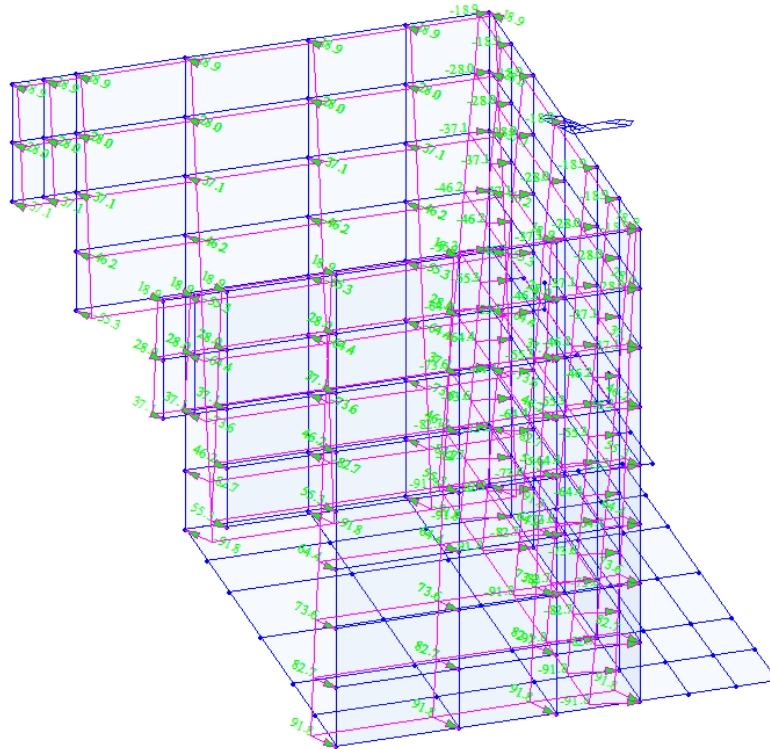


FIGURA 7-5 - DIAGRAMMA SPINTA DEL TERRENO

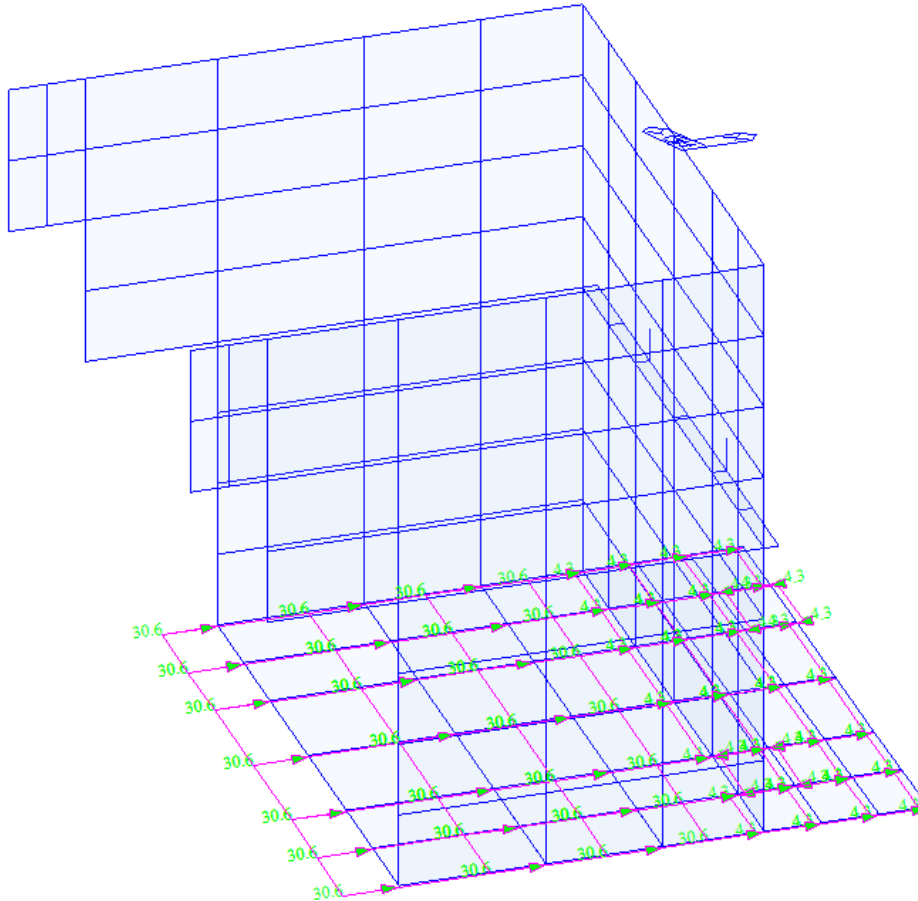


FIGURA 7-6 - AZIONI SISMICHE IN DIREZIONE ORIZZONTALE

- Per quanto riguarda il peso del terreno imbarcato, si è assegnato un carico uniformemente distribuito sulla superficie degli elementi "areas" interessati. Il valore assegnato vale:

$$q_{t,imb} = 19.5 \cdot 7 = 136.5 \text{ KPa.}$$

In accordo con il punto 7.9.5.6 delle NTC08, il dimensionamento della spalla in condizione sismica è stato eseguito separatamente per la direzione longitudinale e trasversale; in particolare, data la geometria della spalla e il fatto che l'impalcato è isolato sismicamente, si trascura l'analisi trasversale in quanto non dimensionante i pali della spalla.

Si sono analizzate le seguenti combinazioni di carico per lo SLU e SLV.

SPALLA - SLU/SLV	1	2	3	4	5	6	7	8	9
PESO PROPRIO	1.35	1.35	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
PERMANENTI	1.35	1.35	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
SPINTA TERRENO RIPOSO	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
VENTO	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00
VEICOLI - N <sub>MAX</sub>	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
VEICOLI - N <sub>MIN</sub>	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CARICO A TERGO	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
SISMA X	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SISMA Z	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00

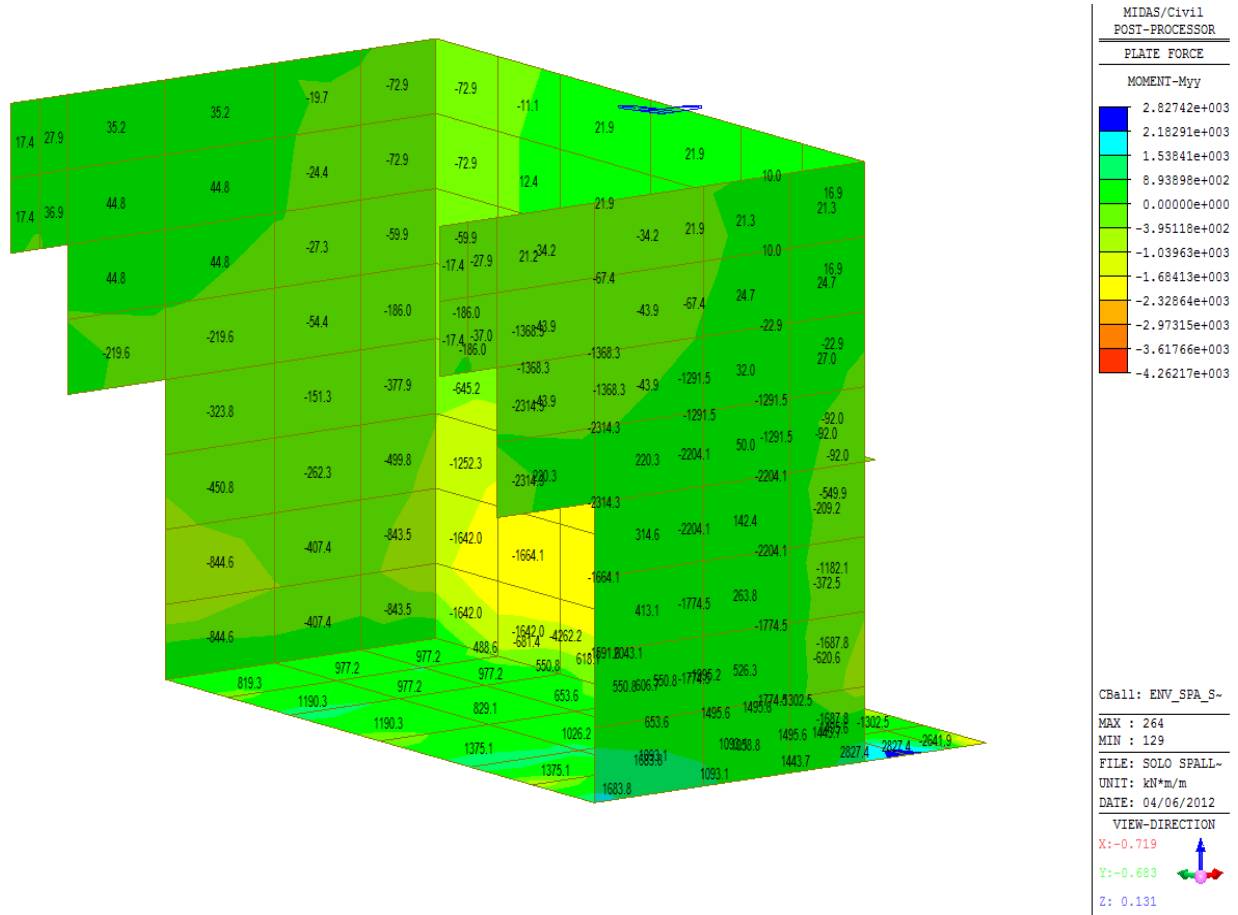
SPALLA - SLE FR	1	2	3	4
PESO PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00
PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00
SPINTA TERRENO RIPOSO	1.00	1.00	1.00	1.00
VENTO	0.00	0.00	0.00	0.20
VEICOLI - N <sub>MAX</sub>	0.00	0.00	0.00	0.00
VEICOLI - N <sub>MIN</sub>	0.00	0.75	0.00	0.00
CARICO A TERGO	0.00	0.00	0.75	0.00
SISMA X	0.00	0.00	0.00	0.00
SISMA Z	0.00	0.00	0.00	0.00

### 7.1.1. Verifiche di Resistenza del muro frontale – SLU/SLV

Il paramento frontale della spalla è stato dimensionato eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso-flessione retta e di taglio in diverse sezioni lungo il paramento stesso. I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l'azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenze a taglio del fusto della pila si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio.

#### Verifica a pressoflessione

Si ipotizza di armare il paramento con barre di diametro 26 mm ad interasse 200 mm. Si riportano le sollecitazioni specifiche nell'involuppo delle combinazioni di carico SLU-SLV.



**FIGURA 7.1.1-1 - INVILUPPO MOMENTO FLETTENTE SPECIFICO (MAX) IN DIREZIONE VERTICALE**

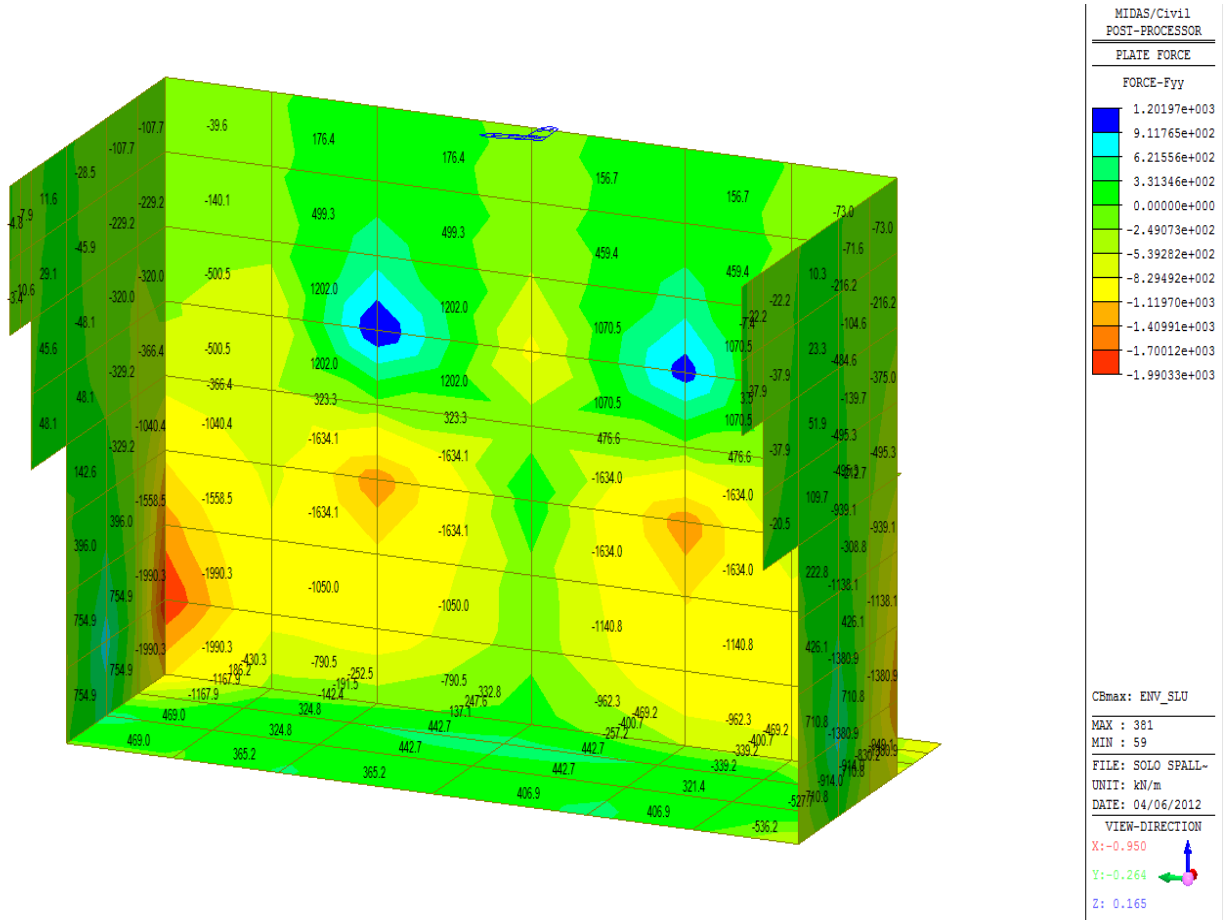


FIGURA 7.1.1-2 - SOLLECITAZIONI NORMALI SPECIFICHE MIN. (DIREZIONE VERTICALE)



Verifica C.A. S.L.U. - File: SPALLA\_SLU

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

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	5
2	26.55	145

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

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

Retta  Deviata

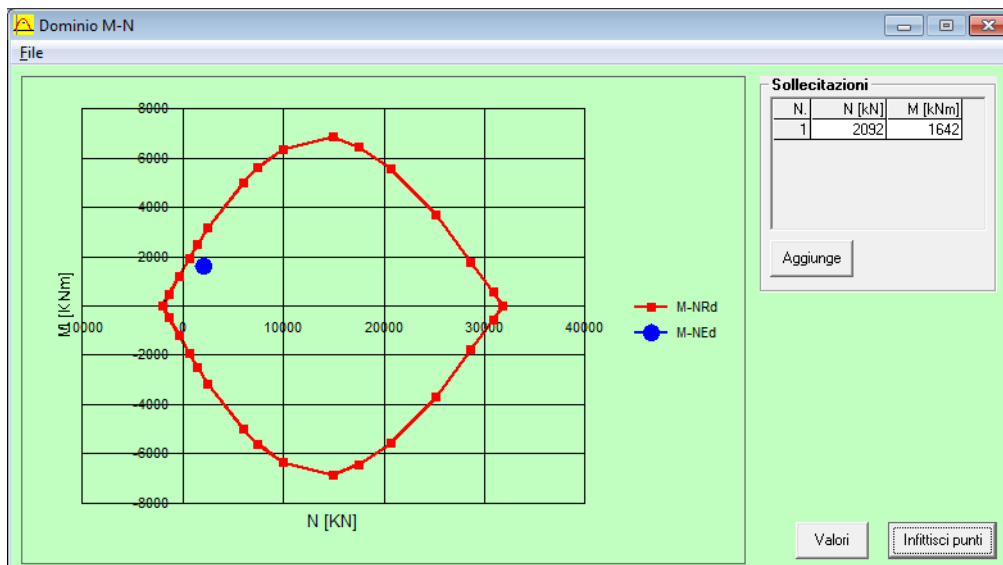
N° rett.

L<sub>0</sub> cm

Precompresso

**Materiali**  
   
 $\epsilon_{su}$   %  $\epsilon_{c2}$   %  
 $f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$   %  
 $E_s$   N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$    
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   %  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

$M_{xRd}$   kN m  
 $\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$   %  
 $\epsilon_s$   %  
 $d$   cm  
 $x$    $x/d$    
 $\delta$



Come si Deduce dalla figura sopra riportata, la verifica a presso-flessione risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ottenute in caso di SLU ed SLV rimangono sostanzialmente all'interno del dominio resistente.

### Verifica a taglio

Le azioni taglianti complessive ottenute nelle combinazioni di carico SLU-SLV alla base dei muri (estradosso platea) valgono rispettivamente:

Load	FX (Long) (kN)
SPASLU_01	4590.65
SPASLU_02	4333.65
SPASLU_03	4333.65
SPASLU_04	4333.65
SPASLU_05	4333.65
SPASLU_06	4333.65
SPASLV_07	4649.65
SPASLV_08	4649.65
SPASLV_09	4649.65

Si assume come taglio complessivo alla base del paramento verticale in direzione longitudinale per la verifica il valor massimo:

- $V_{Ed} = 4'469.65 \text{ KN}$ .

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, ipotizzando la sezione di indagine sprovvista di apposita armature a taglio si avrebbe quanto segue (si ipotizza tesa il 50% dell'armatura longitudinale e si considera nulla l'azione assiale).

$V_{sd} := 4469.65 \cdot \text{kN}$  (Taglio sollecitante di calcolo)

$R_{ck} := 45 \cdot \text{MPa}$

$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck} \quad f_{ck} = 37.35 \cdot \text{MPa}$

$\gamma_c := 1.5$  (coefficiente di sicurezza parziale calcestruzzo)

$f_{yk} := 450 \cdot \text{MPa} \quad \gamma_s := 1.15$

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 391.30 \cdot \text{MPa}$

$\alpha_{cc} := 0.85$

$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 21.16 \cdot \text{MPa}$

$H_w := 1158 \cdot \text{cm}$  (Altezza sezione trave)

$b_w := 150 \cdot \text{cm}$  (Larghezza minima sezione trave)

$c_w := 5 \cdot \text{cm}$  (Copriferro)  $c = 5.00 \cdot \text{cm}$

$d := H - c \quad d = 1153.00 \cdot \text{cm}$

### VERIFICA PER ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

$k_1 := 1 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}} + \left( \frac{200 \cdot \text{mm}}{d} \right)^{\frac{1}{2}}$  (Valore che deve essere inferiore od uguale a 2)

$k := \min(k_1, 2) \quad k = 1.13$

$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot (\text{MPa})^{\frac{1}{2}} \quad v_{\min} = 0.26 \cdot \text{MPa}$

$A_{s1} := 307 \cdot \text{cm}^2$  Armatura Longitudinale tesa

$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \quad \rho_1 = 0.00$

$\rho_2 := 0.02$

$\rho_{k,w} := \min(\rho_1, \rho_2) \quad \rho_1 = 0.00$

$N_{ED} := 1993 \cdot \text{kN}$  (Sforzo normale medio di compressione, positivo se di compressione)

$A_c := 174000 \cdot \text{cm}^2$  (Area sezione)

$\sigma_{cp1} := \frac{N_{ED}}{A_c} \quad \sigma_{cp1} = 0.11 \cdot \text{MPa}$

$\sigma_c := 0.2 \cdot f_{cd} \quad \sigma_c = 4.23 \cdot \text{MPa}$

$\sigma_{cp} := \min(\sigma_{cp1}, \sigma_c) \quad \sigma_{cp} = 0.11 \cdot \text{MPa}$

$R_w := (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad R = 484464.51 \cdot \text{kgf}$

$V_{Rd1} := \left[ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot (\text{MPa})^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$

$V_{Rd1} = 4709.51 \cdot \text{kN}$  (SFORZO DI TAGLIO RESISTENTE IN ASSENZA DI ARMATURE A TAGLIO)

$R_{\text{risultato}} := \begin{cases} \text{"SEZIONE VERIFICATA SENZA ARMATURA A TAGLIO"} & \text{if } V_{sd} < V_{Rd1} \\ \text{"OCCORRE ARMATURA A TAGLIO"} & \text{otherwise} \end{cases}$

$R_{\text{risultato}} = \text{"SEZIONE VERIFICATA SENZA ARMATURA A TAGLIO"}$

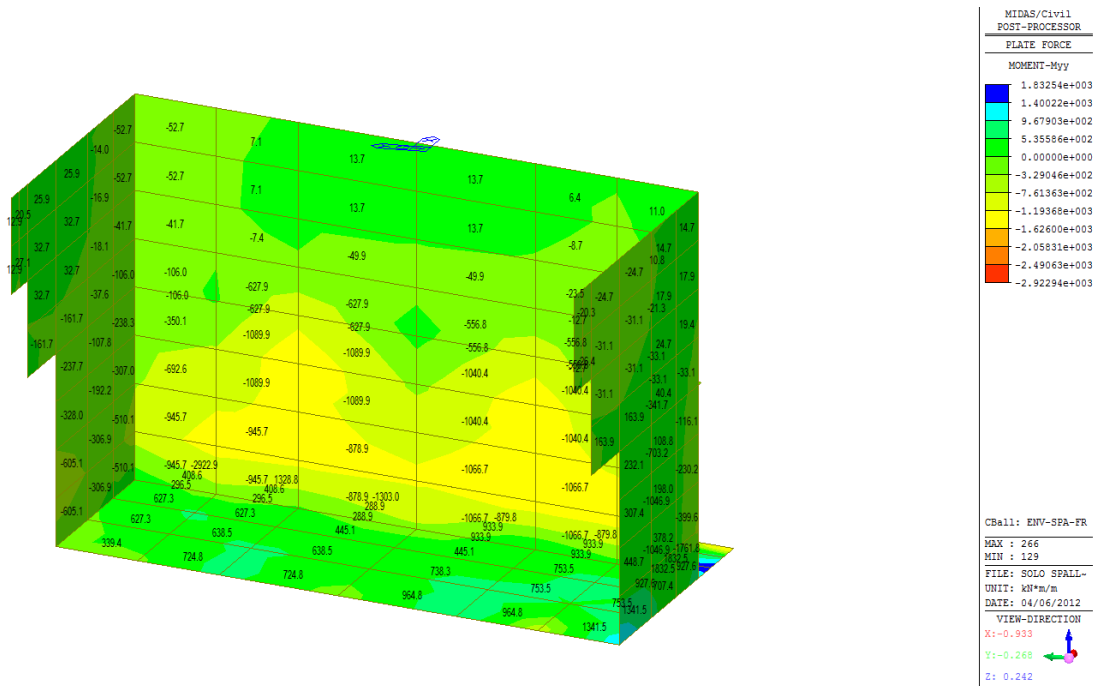
Si evince pertanto che la verifica a taglio è soddisfatta.

**7.1.2. Verifica a fessurazione del muro frontale – SLE**

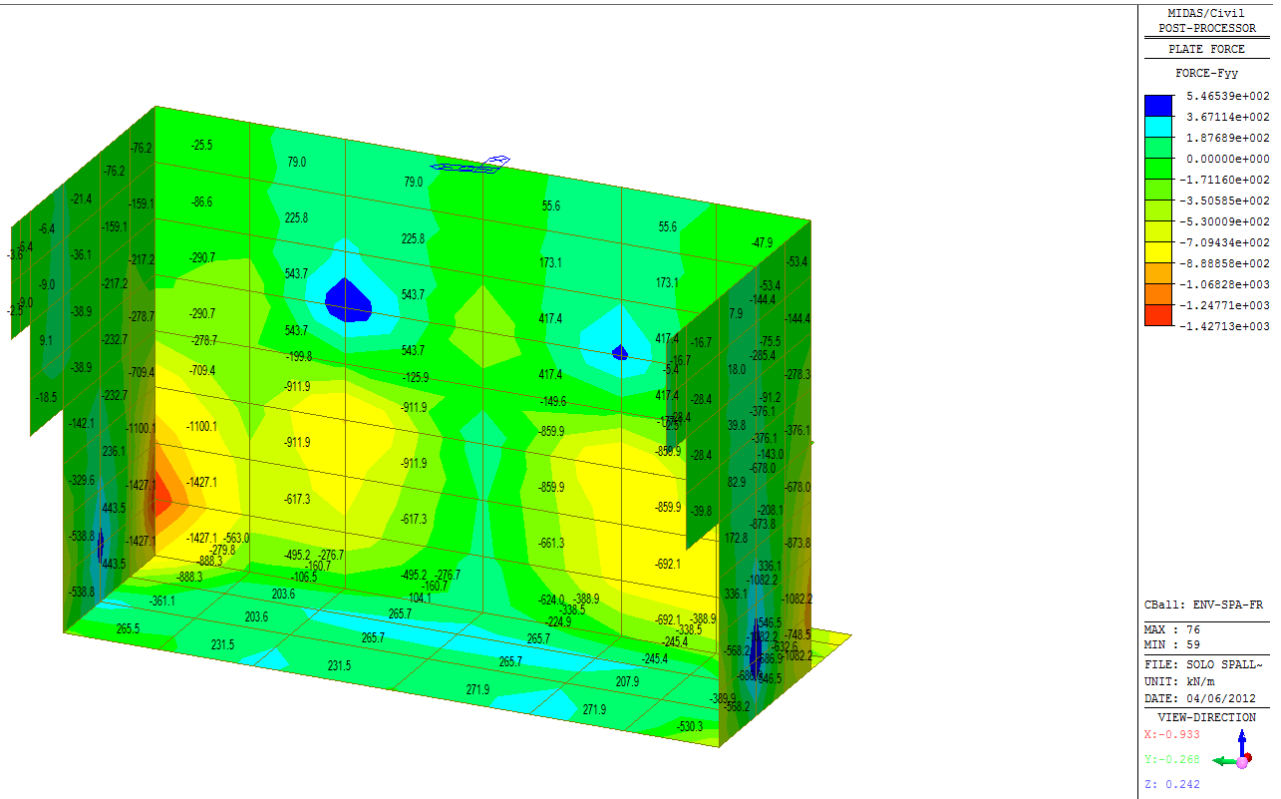
La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo “n”) secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell’aggressività dell’ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell’interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

**Combinazione frequente**

Assumendo a favore di sicurezza il massimo momento flettente agente alla base del paramento per tutte le combinazioni di carico frequenti e contemporaneamente il minimo valore dell’azione assiale, si ha quanto riportato sotto.



**FIGURA 7.1.2-1 - INVILUPPO FR MOMENTO FLETTENTE SPECIFICO (MAX) IN DIREZIONE VERTICALE**



**FIGURA 7.1.2-2 - SOLLECITAZIONI NORMALI SPECIFICHE MIN. (DIREZIONE VERTICALE)**

Verifica C.A. S.L.U. - File: SPALLA\_FR

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

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	5
2	26.55	145

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

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

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

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

**Materiali**

B450C		C35/45	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200'000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	19.83
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.8
		$\tau_{c1}$	2.257

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la tensione di trazione nelle barre inferiore al limite minimo di 160.0 MPa.

### Combinazione quasi permanente

Visti i risultati della combinazione frequente si considera del tutto trascurabile la verifica in combinazione quasi permanente.

### **7.1.3. Verifiche di Resistenza dei pali – SLU/SLV**

La sezione dei pali di fondazione delle spalle è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione retta e di taglio nella sezione di sommità in quanto maggiormente sollecitata. In particolare per la condizione di presso/tenso-flessione retta si è costruito il diagramma resistente  $N_{Rd}-M_{Rd}$  e si sono plottate al suo interno le coppie di sollecitazioni  $N_{Ed}-M_{Ed}$  fornite dall'unica combinazione "ENV-SLU/SLV" ottenuta dall'involuppo di tutte le combinazioni in condizione statica e sismica. I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l'azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenza a taglio del fusto del palo si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio; data la sezione circolare dei pali si è semplicemente confrontato tale valore resistente con il valore sollecitante ottenuto come radice quadrata della somma dei quadrati delle azioni taglianti nelle due direzioni (longitudinale e trasversale). Nella Tabella seguente si riportano le sollecitazioni nella sezione di sommità dei 12 pali schematizzati (P azione assiale positiva se di trazione, V2 e V3 azioni taglianti, T momento torcente, M2 e M3 momenti flettenti).

#### **Verifica a pressoflessione**

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 30 barre  $\phi 30$  mm.

Si precisa che, in accordo con le indicazioni riportate nella relazione geotecnica, si sono incrementate secondo un fattore 1.2 le sollecitazioni flessionali ai fini di considerare l'effetto ombra e l'effetto di bordo dei pali in gruppo.

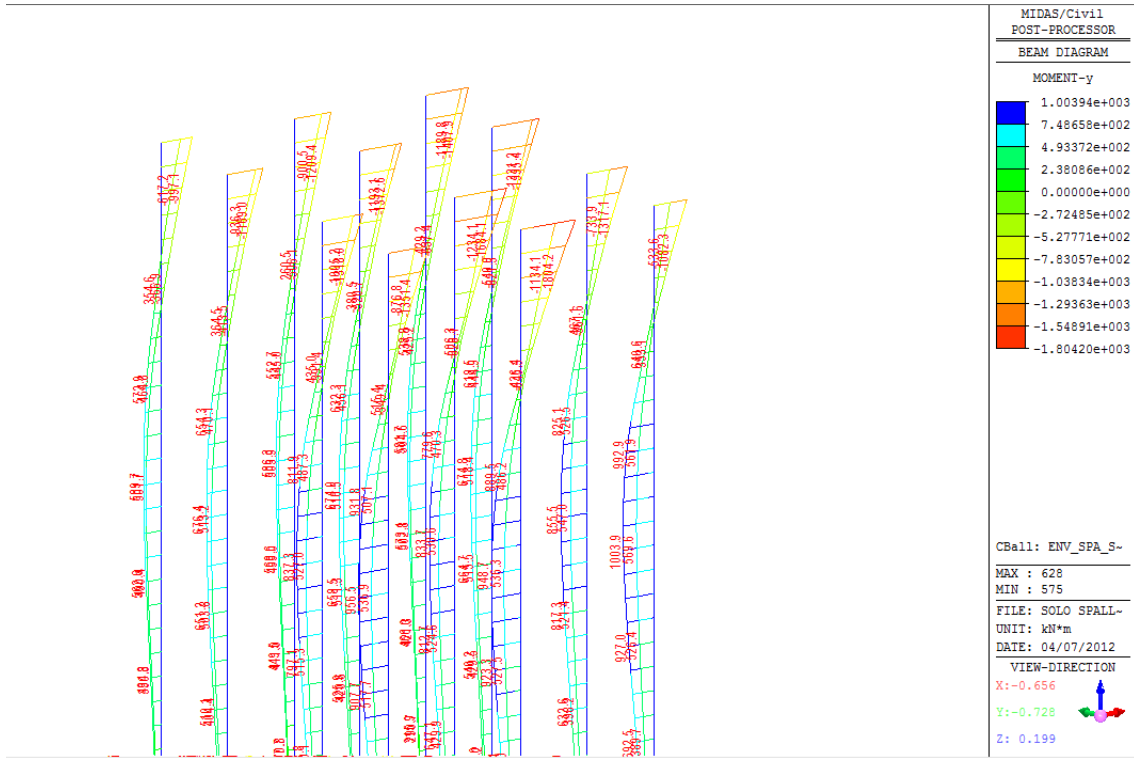


FIGURA 7.1.3-1 - INVOLUPPO MOMENTO FLETTENTE LONGITUDINALE PALI

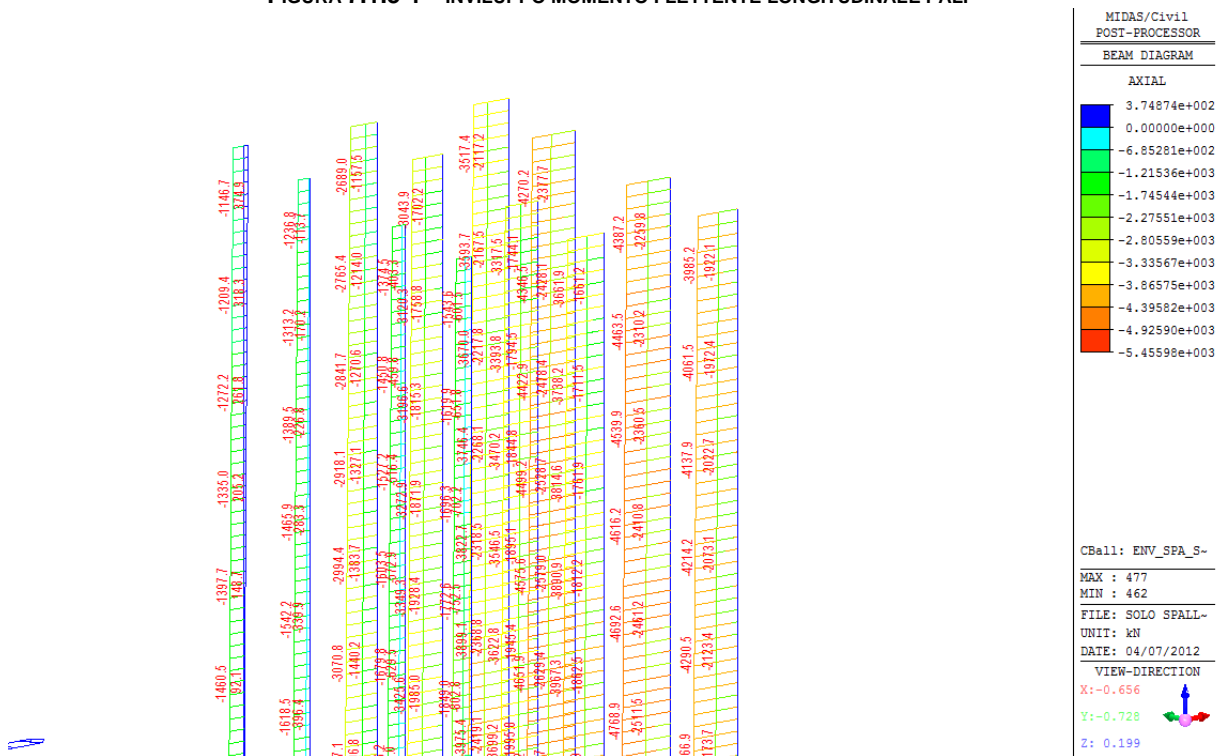


FIGURA 7.1.3-2 - INVOLUPPO SFORZO NORMALE PALI



Si riportano, di seguito, le sollecitazioni in involucro SLU-SLV relativamente al tratto maggiormente sollecitato dei pali (tratto di sommità)

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	V (y+z)^0.5 (kN)	Moment (y+z)^0.5 (kN*m)
575	ENV_SPA_SLU(all)	J[179]	-3479.22	385.72	663.2	-2055.53	-1129.71	767.21	2345.52
505	ENV_SPA_SLU(all)	J[273]	-1604.16	455.03	584.97	-1740.87	-1433.37	741.11	2255.03
561	ENV_SPA_SLU(all)	J[277]	-3197.8	388.98	629.31	-1991.02	-1192.5	739.82	2320.82
519	ENV_SPA_SLU(all)	J[175]	-1728.26	419.6	607.78	-1737.76	-1183.99	738.55	2102.77
491	ENV_SPA_SLU(all)	J[269]	-1409.51	405.88	520.42	-1561.95	-1221.41	659.98	1982.81
547	ENV_SPA_SLU(all)	J[279]	-2992.15	338.72	549.69	-1727.9	-974.01	645.67	1983.52
575	ENV_SPA_SLU(all)	I[591]	-3555.56	316.36	549.33	-846.77	-430.15	633.91	949.76
603	ENV_SPA_SLU(all)	J[294]	-4006.32	260.28	561.76	-1796.1	-670.21	619.13	1917.07
561	ENV_SPA_SLU(all)	I[577]	-3274.14	321.57	523.19	-841.9	-484.23	614.11	971.22
505	ENV_SPA_SLU(all)	I[521]	-1680.5	378	481.09	-678.49	-602.81	611.83	907.59
519	ENV_SPA_SLU(all)	I[535]	-1804.6	342	496.46	-637.69	-425.34	602.86	766.53
477	ENV_SPA_SLU(all)	J[162]	-1213.79	371.57	455.05	-1320.53	-1074.85	587.48	1702.67
533	ENV_SPA_SLU(all)	J[158]	-2681.28	307.78	486.08	-1499.31	-843.4	575.33	1720.25
491	ENV_SPA_SLU(all)	I[507]	-1485.85	334.45	428.63	-616.12	-483.66	543.67	783.28
589	ENV_SPA_SLU(all)	J[292]	-3307.18	187.25	506.46	-1621.28	390.48	539.97	1667.64
547	ENV_SPA_SLU(all)	I[563]	-3068.49	276.95	456.46	-724.75	-362.81	533.91	810.49
603	ENV_SPA_SLU(all)	I[619]	-4082.66	208.88	467.93	-769.34	-204.27	512.43	796.00
617	ENV_SPA_SLU(all)	J[301]	-4044.64	174.58	465.69	-1186.35	-71	497.34	1188.47
631	ENV_SPA_SLU(all)	J[303]	-3610.62	205.32	451.61	-962.37	-200.07	496.09	982.95
477	ENV_SPA_SLU(all)	I[493]	-1290.13	304.11	372.63	-495.88	-401.66	480.97	638.14
533	ENV_SPA_SLU(all)	I[549]	-2757.62	249.67	402.28	-613.75	-288.25	473.46	678.07
589	ENV_SPA_SLU(all)	I[605]	-3383.52	141.94	421.96	-695.49	303.1	445.19	758.67
617	ENV_SPA_SLU(all)	I[633]	-4120.98	122.1	366	-385.36	229.08	385.83	448.31
631	ENV_SPA_SLU(all)	I[647]	-3686.96	149.27	353.22	-226.31	169.62	383.47	282.82

Si riportano, di seguito, i risultati delle verifiche significative svolte

1) Verifica con  $M_{max}$  (max M risultante dalla quadratura dei momenti nelle dir. Principali) ed associato N

Verifica C.A. S.L.U. - File: VERIFICA PALI-Mmax

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

**Titolo:** PALO D 1200

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 30  
 Diametro barre: 3 [cm]  
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

**Solecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 3479.22 [kN]  
 M<sub>xEd</sub>: 2345.52 [kNm]  
 M<sub>yEd</sub>: 0 [kNm]

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200'000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 9.75 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.6  
 τ<sub>c1</sub>: 1.829

M<sub>xRd</sub>: 4'157 [kNm]

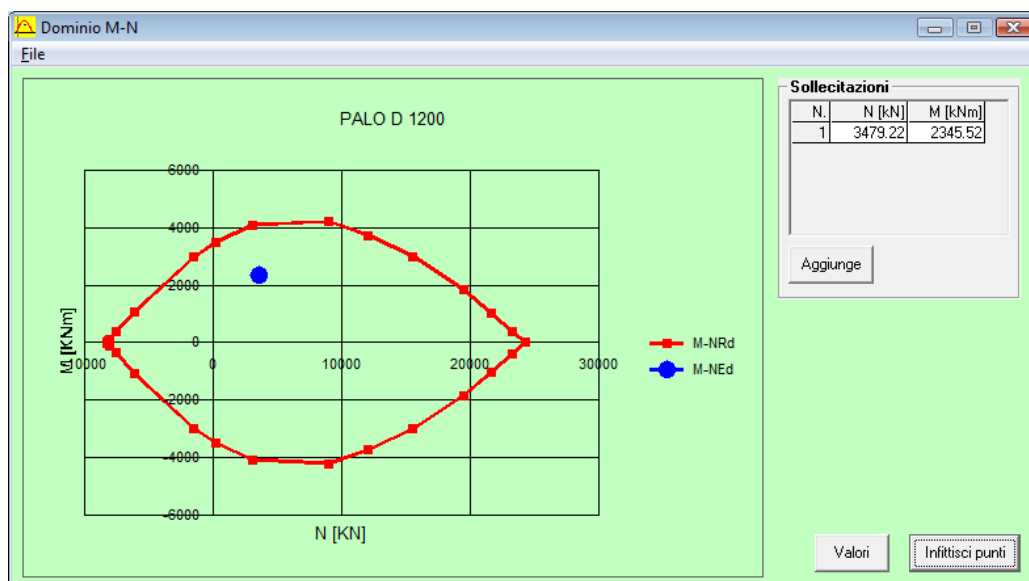
σ<sub>c</sub>: -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 4.379 ‰  
 d: 111 [cm]  
 x: 49.31 [cm] x/d: 0.4442  
 δ: 0.9953

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 [cm] Col. modello

Precompresso



2) Verifica con  $N_{min}$  (minima compressione, i pali rimangono sempre compressi) ed associato  $M_{risultante}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: VERIFICA PALI-Mmax

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

Titolo: PALO D 1200

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 30  
 Diametro barre: 3 [cm]  
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 1213.79 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 1702.67 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 0

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Devia

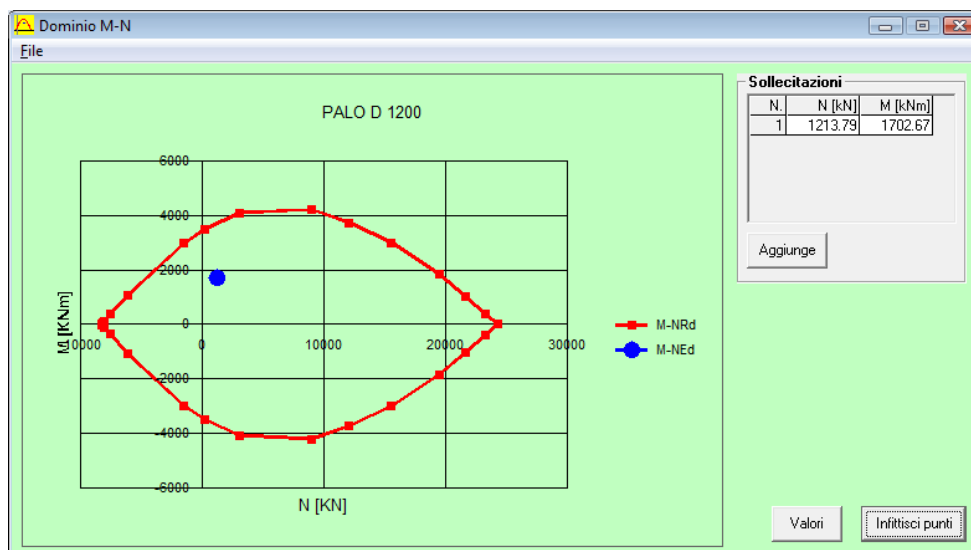
Vertici: 50 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Materiali

B450C C25/30

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

M<sub>xRd</sub>: 3'753 kN m  
 $\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 6.282 ‰  
 d: 111 cm  
 x: 39.72 x/d: 0.3578  
 $\delta$ : 0.8873



Come si deduce dalla figura sopra riportata, la verifica a presso-flessione risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ottenute in caso di SLU ed SLV rimangono sostanzialmente all'interno del dominio resistente.

## Verifica a taglio

La massima azione tagliante, ottenuta come sopra descritto, vale (si precisa che, in accordo con le indicazioni riportate nella relazione geotecnica, si sono incrementate secondo un fattore 1.2 le sollecitazioni taglianti ai fini di considerare l'effetto ombra e l'effetto di bordo dei pali in gruppo):

- $V_{Ed} = 767.21 \text{ KN}$ .

Si ipotizza di inserire un'armatura a spirale avente diametro 12 mm e passo pari a 125 mm. In tal caso si ha quanto segue (si precisa che si schematizza la sezione circolare ad una rettangolare equivalente di larghezza pari al diametro ed altezza utile pari a  $0.8 \cdot 0.95 = 0.76$  volte il diametro)

$$V_{sd} := 767.21 \cdot \text{kN} \quad (\text{Taglio sollecitante di calcolo})$$

$$R_{ck} := 30 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck} \quad f_{ck} = 24.90 \cdot \text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5 \quad (\text{coefficiente di sicurezza parziale calcestruzzo})$$

$$f_{yk} := 450 \cdot \text{MPa} \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 391.30 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 14.11 \cdot \text{MPa}$$

$$H_w := 96 \cdot \text{cm} \quad (\text{Altezza sezione trave})$$

$$b_w := 120 \cdot \text{cm} \quad (\text{Larghezza minima sezione trave})$$

$$c_w := 9 \cdot \text{cm} \quad (\text{Copri ferro}) \quad c = 9.00 \cdot \text{cm}$$

$$d := H - c \quad d = 87.00 \cdot \text{cm}$$

### PROGETTO ARMATURA MINIMA A TAGLIO

$$\cotg(\alpha) := \frac{1}{\tan(\alpha)} \quad \cotg(\theta) := \frac{1}{\tan(\theta)}$$

$$V_{sd} = 767.21 \cdot \text{kN}$$

$\theta := 35 \cdot \text{deg}$  (Angolo di inclinazione delle bielle compresse rispetto asse trave, compreso fra 22° e 45°)

$\alpha := 90 \cdot \text{deg}$  (Inclinazione staffe rispetto all'asse orizzontale)

$$s_w := 100 \cdot \text{cm}$$

$$A_{sw} := \frac{V_{sd} \cdot s}{\left[0.9 \cdot f_{yd} \cdot d \cdot (\cotg(\alpha) + \cotg(\theta)) \cdot \sin(\alpha)\right]} \quad A_{sw} = 17.53 \cdot \text{cm}^2$$

(Armatura minima a taglio in corrispondenza del primo tratto di lunghezza 1m in cui si ha il Vmax)

### VERIFICA PER ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (EFFETTIVAMENTE DISPOSTA)

$A_{sw} := 2.26 \cdot \text{cm}^2$  (Area sezione singola staffa disposta a passo s completa di tutte le braccia)

$s_w := 12.5 \cdot \text{cm}$  (Passo staffe REALMENTE IMPIEGATO)

$$\nu := 0.5$$

$N_{ED} := 1604 \cdot \text{kN}$  (Sforzo normale medio di compressione, positivo se di compressione)

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{ED}}{A_c} \quad \sigma_{cp} = 1.42 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha_c := \begin{cases} 1 & \text{if } N_{ED} \leq 0 \\ 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} & \text{if } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \\ 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0.5 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases}$$

(N.B. La resistenza lato cls si incrementa fino al 25% per compressione fino al 50% di fcd, superata la quale la resistenza decresce fino al valore nullo per compressione = fcd)

$$\alpha_c = 1.10$$

$$f_{1cd} := 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$V_{Rsd}(\theta) := 0.9 \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot d \cdot (\cotg(\alpha) + \cotg(\theta)) \cdot \sin(\alpha) \quad V_{Rsd}(\theta) = 791.13 \cdot \text{kN} \quad (\text{Resistenza lato armature})$$

$$V_{Rcd}(\theta) := \frac{0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{1cd} \cdot (\cotg(\alpha) + \cotg(\theta))}{(1 + \cotg(\theta)^2)} \quad V_{Rcd}(\theta) = 3427.63 \cdot \text{kN} \quad (\text{Resistenza lato cls})$$

$$V_{Rd} := \min(V_{Rsd}(\theta), V_{Rcd}(\theta)) \quad V_{Rd} = 791.13 \cdot \text{kN} \quad (\text{Taglio Resistente})$$

$$\text{Verifica} := \begin{cases} \text{"SODDISFATTA"} & \text{if } V_{sd} < \min(V_{Rsd}(\theta), V_{Rcd}(\theta)) \\ \text{"NON SODDISFATTA"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Verifica = "SODDISFATTA"

La verifica di resistenza a taglio risulta pertanto soddisfatta.

#### 7.1.4. Verifica a fessurazione dei pali – SLE

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo “n”) secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell’aggressività dell’ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell’interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

#### Combinazione frequente

Assumendo a favore di sicurezza il massimo momento flettente agente in sommità palo per tutte le combinazioni di carico frequenti e contemporaneamente il minimo valore dell’azione assiale, si ha quanto riportato sotto.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Vris (y <sup>2</sup> +z <sup>2</sup> ) <sup>0.5</sup> (kN)	Mris (y <sup>2</sup> +z <sup>2</sup> ) <sup>0.5</sup> (kN*m)
575	ENV-SPA-FR(all)	J[179]	-2274.82	225.77	502.79	0.00	-1461.86	-624.38	551.15	1589.62
561	ENV-SPA-FR(all)	J[277]	-2190.54	215.12	446.53	0.00	-1326.68	-623.09	495.65	1465.72
505	ENV-SPA-FR(all)	J[273]	-914.54	304.05	396.15	0.00	-1029.16	-947.78	499.38	1399.09
519	ENV-SPA-FR(all)	J[175]	-850.99	288.96	443.08	0.00	-1114.52	-797.04	528.98	1370.19
603	ENV-SPA-FR(all)	J[294]	-2657.05	80.32	373.03	0.00	-1164.89	-125.36	381.58	1171.62
491	ENV-SPA-FR(all)	J[269]	-950.87	251.27	314.16	0.00	-806.17	-737.12	402.28	1092.36
547	ENV-SPA-FR(all)	J[279]	-1984.77	161.86	345.22	0.00	-997.64	-408.56	381.28	1078.06
589	ENV-SPA-FR(all)	J[292]	-2177.62	-25.99	314.19	0.00	-998.39	268.67	315.26	1033.91
617	ENV-SPA-FR(all)	J[301]	-2773.72	80.94	376.65	0.00	-892.90	-28.70	385.25	893.36
477	ENV-SPA-FR(all)	J[162]	-783.44	214.50	244.64	0.00	-567.74	-591.08	325.36	819.58
533	ENV-SPA-FR(all)	J[158]	-1737.32	129.13	276.53	0.00	-748.95	-282.41	305.19	800.43
631	ENV-SPA-FR(all)	J[303]	-2561.80	110.22	381.41	0.00	-723.94	-134.52	397.02	736.33
575	ENV-SPA-FR(all)	I[591]	-2331.37	183.41	411.54	0.00	-552.79	-216.85	450.56	593.80
561	ENV-SPA-FR(all)	I[577]	-2247.09	176.11	367.13	0.00	-515.84	-233.30	407.18	566.14
505	ENV-SPA-FR(all)	I[521]	-971.09	252.10	318.65	0.00	-321.87	-393.33	406.32	508.24
603	ENV-SPA-FR(all)	I[619]	-2713.60	60.64	309.40	0.00	-484.54	77.20	315.29	490.65
589	ENV-SPA-FR(all)	I[605]	-2234.17	-30.50	259.90	0.00	-428.14	211.41	261.68	477.49
519	ENV-SPA-FR(all)	I[535]	-907.54	234.65	354.67	0.00	-320.54	-275.55	425.27	422.70
547	ENV-SPA-FR(all)	I[563]	-2041.31	129.63	281.40	0.00	-375.34	-118.45	309.82	393.59
491	ENV-SPA-FR(all)	I[507]	-1007.42	206.14	251.93	0.00	-250.40	-281.34	325.52	376.63
533	ENV-SPA-FR(all)	I[549]	-1793.87	101.34	223.90	0.00	-263.91	-53.24	245.77	269.23
617	ENV-SPA-FR(all)	I[633]	-2830.26	56.46	298.53	0.00	-221.73	107.16	303.82	246.27
477	ENV-SPA-FR(all)	I[493]	-839.99	174.16	193.56	0.00	-134.16	-204.00	260.38	244.16
631	ENV-SPA-FR(all)	I[647]	-2618.35	81.42	294.02	0.00	-52.99	55.49	305.09	76.73

Verifica C.A. S.L.U. - File: VERIFICA PALI-Mmax\_FR

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

**Titolo :** PALO D 1200

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 30  
 Diametro barre: 3 [cm]  
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 2274 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 1589 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

**P.to applicazione N**

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

**Metodo di calcolo**

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

**Materiali**

B450C C25/30

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

$\sigma_c$ : -10.34 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 140.6 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : 0.703 ‰  
 d: 111 cm  
 x: 58.23 x/d: 0.5246  
 $\delta$ : 1

Vertici: 50  
 Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la tensione di trazione nelle barre inferiore al limite minimo di 160.0 MPa.

### Combinazione quasi permanente

Visti i risultati della combinazione frequente si considera del tutto trascurabile la verifica in combinazione quasi permanente.

### **7.1.5. Verifica a capacità portante per carichi verticali**

La determinazione della capacità portante dei pali di fondazione è stata eseguita in riferimento a quanto riportato nella Relazione Geotecnica inerente l'opera in oggetto e in ottemperanza alle indicazioni riportate nelle NTC08. In particolare si segnala che si farà riferimento all'Approccio 2 (A1 – M1 – R3) e si considera sia il caso di palo singolo, sia il caso di fondazione come palificata di gruppo i cui pali presentano interasse pari a 3 volte il diametro dei pali.

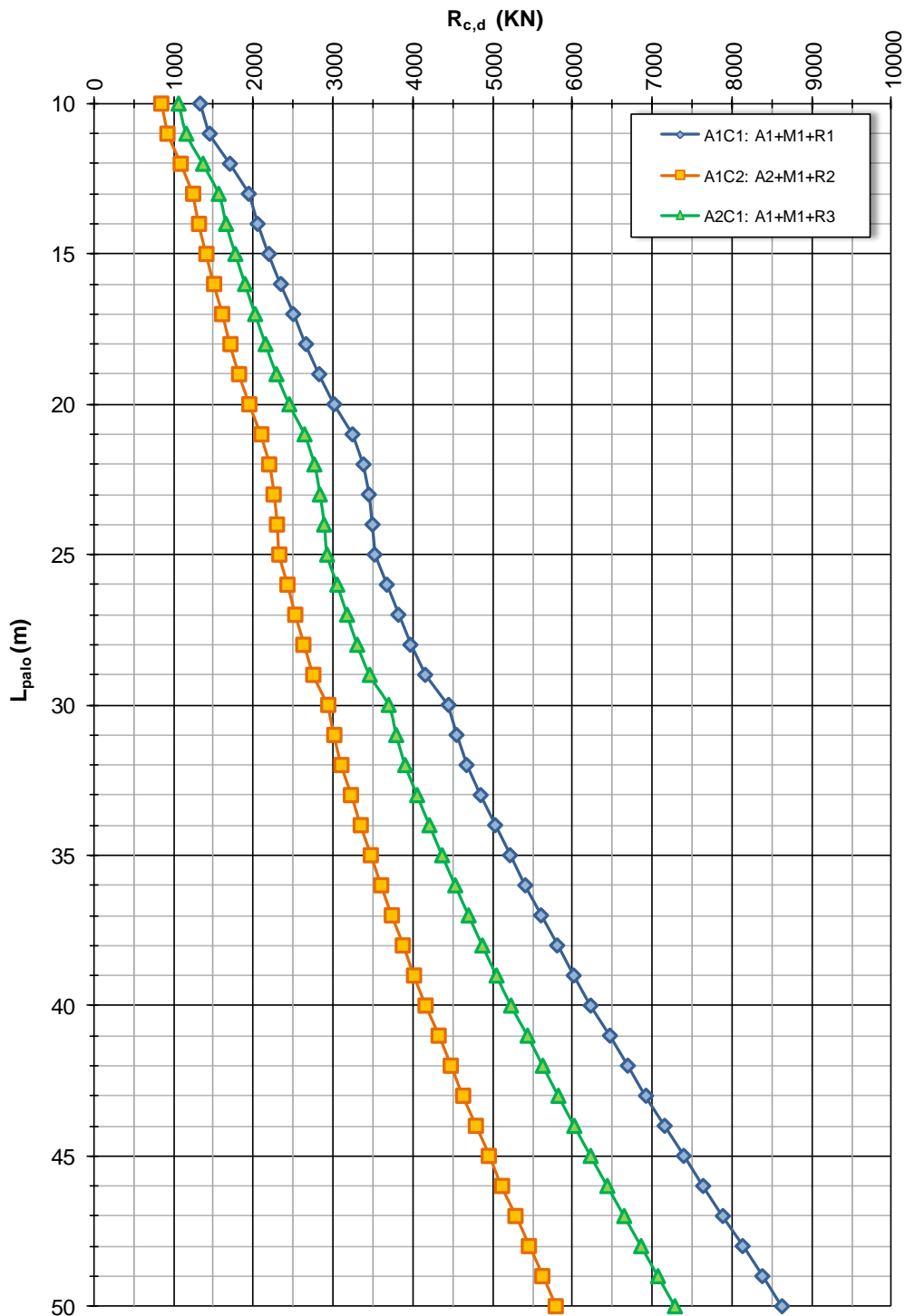
Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei pali pari a 35 m, si ha una capacità portante di calcolo del singolo palo pari a (si segnala che il valore è già depurato del



peso proprio del palo):

**CPO03 - Ponte sul Cavo Vallicella - ZO14**  
**NTC del 14/01/2008**

**Capacità portante a compressione - Pali trivellati  $\phi$  1200mm**



La capacità portante del palo singolo con lunghezza  $L=35m$  vale:  $R_{cd} = 4366.67$  KN

La massima azione assiale registrata in sommità dei pali vale:

- $N_{Ed} = 4120.98 \text{ KN}$ .

Si ha pertanto:

$$N_{Ed} < R_{cd}$$

Per quanto riguarda la verifica della capacità portante per carichi verticali dell'intera palificata, dal momento che i pali distano tra loro 3 volte il loro diametro, è possibile fare riferimento ad un coefficiente di efficienza pari a 0.7. Si ha pertanto (il massimo carico verticale globale  $N_{Ed}$  è stato ottenuto dal modello di calcolo come "Base Reaction" in direzione verticale a cui è stato sottratto il peso dei pali):

$$Q_{G,Rd} = 0.7 \cdot 4366.67 \cdot 12 = 36'680 \text{ KN}$$

Si riporta di seguito la sommatoria delle azioni assiali in testa ai pali ricavate dalle singole combinazioni SLU-SLV:

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
SPASLU_01	-4867.88	1563.19	32208.48
SPASLU_02	-4346.44	3861.79	27081.18
SPASLU_03	-4346.44	3861.79	20060.13
SPASLU_04	-4346.44	3861.79	20060.13
SPASLU_05	-4346.44	3861.79	30275.90
SPASLU_06	-4346.44	3861.79	23254.85
SPASLV_07	-6433.65	1014.17	22266.75
SPASLV_08	-6433.65	1014.17	22266.75
SPASLV_09	-6433.65	1014.17	17853.52

$$N_{Ed,max} = 32'208.5 < Q_{G,Rd}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### **7.1.6. Verifica a capacità portante per carichi orizzontali**

Dalla seguente Figura, ottenuta dagli studi geotecnici svolti, è possibile ottenere il valore della capacità portante per carichi orizzontali. Il valore dell'azione assiale minima per lo stato limite ultimo (SLU/SLV) vale, in compressione, 1213 KN a cui corrisponde il seguente momento resistente della sezione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: VERIFICA PALI-Mmax

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

Titolo: PALO D 1200

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 30  
 Diametro barre: 3 [cm]  
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 1213.79 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 1702.67 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 0

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

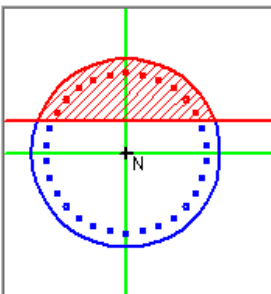
Vertici: 50 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Materiali

B450C C25/30

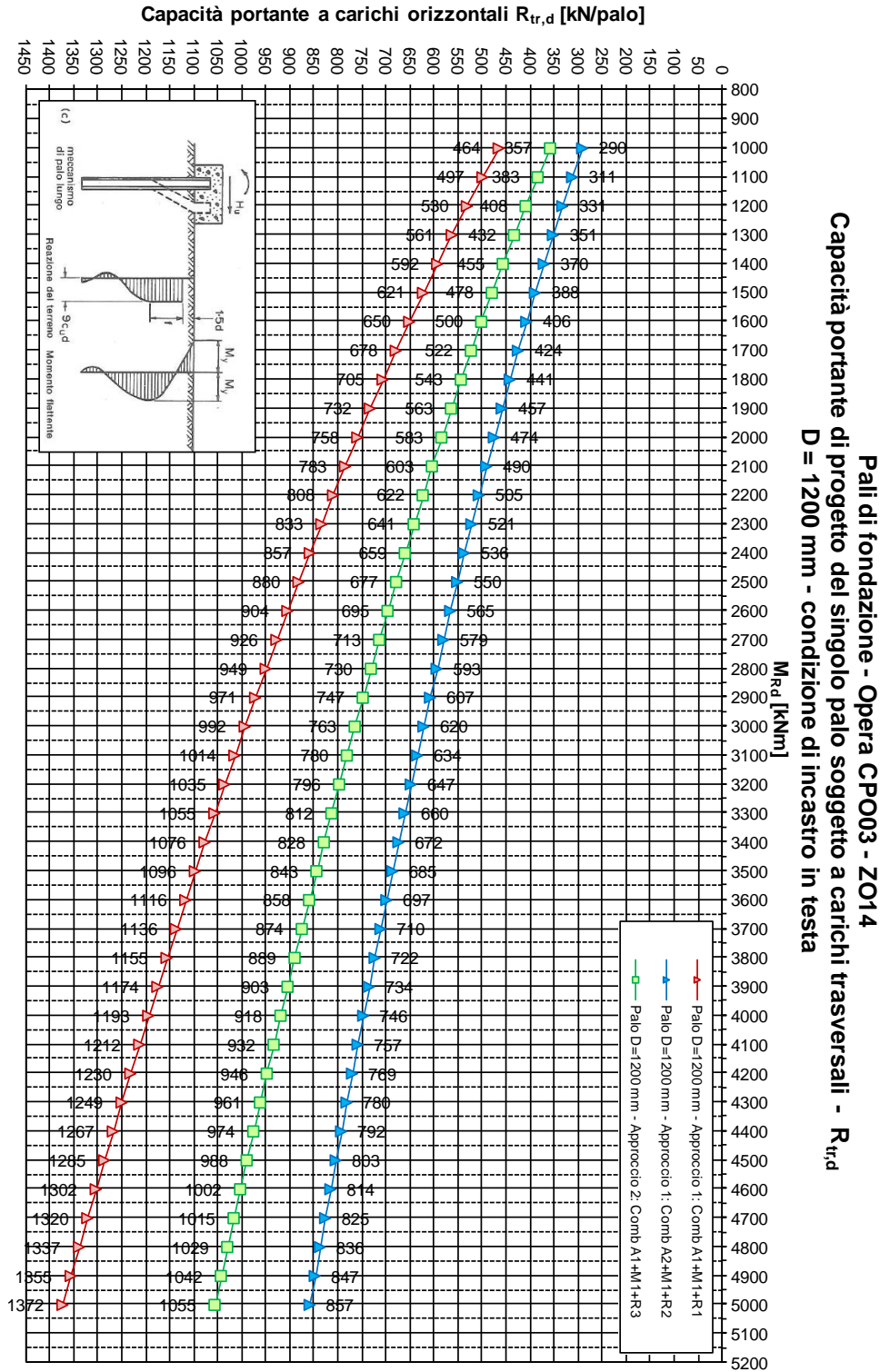
ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200'000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 14.17  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8 ?  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 9.75  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.6  
 τ<sub>c1</sub>: 1.829

M<sub>xRd</sub>: 3'753 kN m  
 σ<sub>c</sub>: -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 6.282 ‰  
 d: 111 cm  
 x: 39.72 x/d: 0.3578  
 δ: 0.8873



Dal grafico relativo alla capacità portante si ha quanto segue:

- $R_{tR,d} = 880 \text{ KN} > V_{Ed} = 767.21 \text{ KN}$ .



Per quanto attiene alla verifica nei confronti delle azioni orizzontali della palificata intesa come gruppo di pali, in riferimento a quanto indicato nella relazione geotecnica è possibile assumere un coefficiente di efficienza pari a 0.8. Si ha pertanto ( $H_{Ed}$  è l'azione ottenuta sommando tutti i massimi in valore assoluto dell'azione tagliante agente longitudinalmente e il valore della capacità portante orizzontale è calcolato ipotizzando il valore di azione assiale media agente in sommità pali in condizione sismica):

$$H_{Rd} = 0.8 \cdot 12 \cdot 880 = 8448 \text{ KN}$$

$$H_{Ed} = 6433.65 \text{ KN}$$

$$H_{Ed} < H_{Rd}.$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 8. VERIFICA ELEMENTI SECONDARI

Il presente capitolo tratta il dimensionamento delle seguenti opere:

- soletta in calcestruzzo facente parte dell'impalcato dei ponti metallici;
- lastre predalles con funzione di cassero durante le fasi di getto della soletta;
- controventi trasversali (traversi) degli impalcati a cassone metallico, trave rompi tratto e timpano di testata.

Considerando che il livello di progettazione in esame (progetto definitivo) è mirato principalmente alla definizione delle scelte tipologiche e delle quantità in gioco, il calcolo è eseguito definendo un'unica geometria di calcolo per la sezione trasversale; si ritiene che i risultati dei calcoli che seguono possano essere adeguatamente rappresentativi anche per sezioni trasversali di diversa geometria quali si possano riscontrare nell'ambito delle opere d'arte in progetto.

La definizione dei carichi di progetto e delle relative combinazioni, nonché l'illustrazione dei criteri di calcolo e delle modellazioni adottate sono dettagliatamente descritte nei singoli paragrafi relativi a ciascuna opera esaminata.

### 8.1. APERTURA LIMITE FESSURE

Secondo quanto riportato al punto 2 dell'elaborato "PD\_1\_C08\_CPO03\_0\_OM\_RC\_01\_A", viene determinata per ogni tipologia di getto in conglomerato cementizio armato la classe di esposizione: ciò, ai sensi della Tab. 4.1.III delle NTC08, qualifica automaticamente la "Condizione ambientale".

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nella tabella seguente sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

$$w_1 = 0.2 \text{ mm};$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm};$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}.$$

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo "n") secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell'aggressività dell'ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell'interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

**Tabella C4.1.II** *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

## 8.2. DIMENSIONAMENTO CONTROVENTAMENTI TRASVERSALI

### 8.2.1. Modello di calcolo, analisi dei carichi e combinazioni di carico

Il traverso è modellato con elementi tipo frames ed è costituito dalle seguenti aste:

- Porzione di soletta superiore  $b = 3500$  mm,  $h = 350$  mm (essendo 3.50 m l'interasse tra due traversi consecutivi);
- Aste di parete diagonali ognuna delle quali costituite da 2 profili L 150x15 accoppiati;
- Asta di parete orizzontale (traverso intermedio) costituito da 2 profili UPN200x15 accoppiati;
- Nervature d'anima inclinate costituite da profili definiti in Figura 5;
- Nervatura della flangia inferiore costituita da profili definiti in Figura 6.



Per tenere correttamente in conto degli ingombri degli elementi strutturali si sono impiegati opportuni vincoli rigidi (“weld constraints”) in grado di consentire il corretto distanziamento tra gli elementi ripristinando al contempo la continuità tra nodi non coincidenti.

Il sistema di vincolamento esterno è costituito da una cerniera ed un carrello; in tal modo si trascurano i modesti effetti conseguenti alle rigidità traslazionali dei vincoli effettivi (isolatori frizionali).

Al fine di tenere correttamente in conto delle diverse fasi costruttive di seguito descritte si sono implementati due modelli:

- 1 - Fase 1 - Montaggio delle lastre predalle ed esecuzione della soletta con caricamento della sola parte metallica (anche il peso della struttura metallica è attivo in questa prima fase);
- 2 – Fase 2 - Applicazione dei rimanenti carichi di esercizio una volta completata la struttura dell'impalcato (soletta maturata).

Le figure che seguono riportano la vista solida dei modelli di calcolo e le geometrie delle sezioni delle aste.

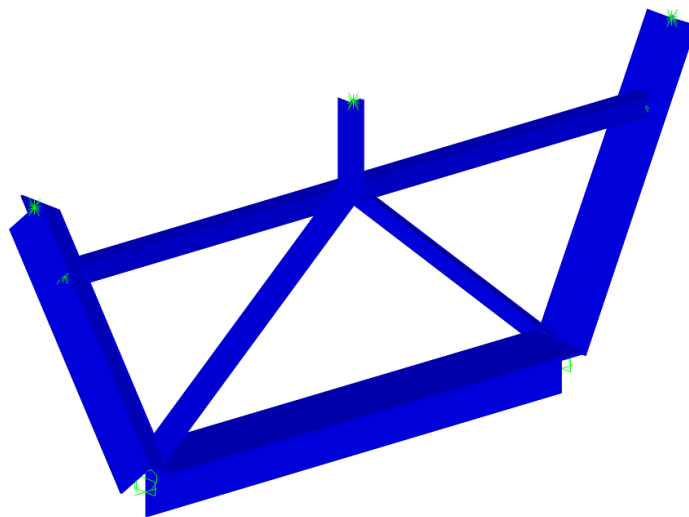


FIGURA 8.2.1-1 - MODELLO 3D DI FASE 1

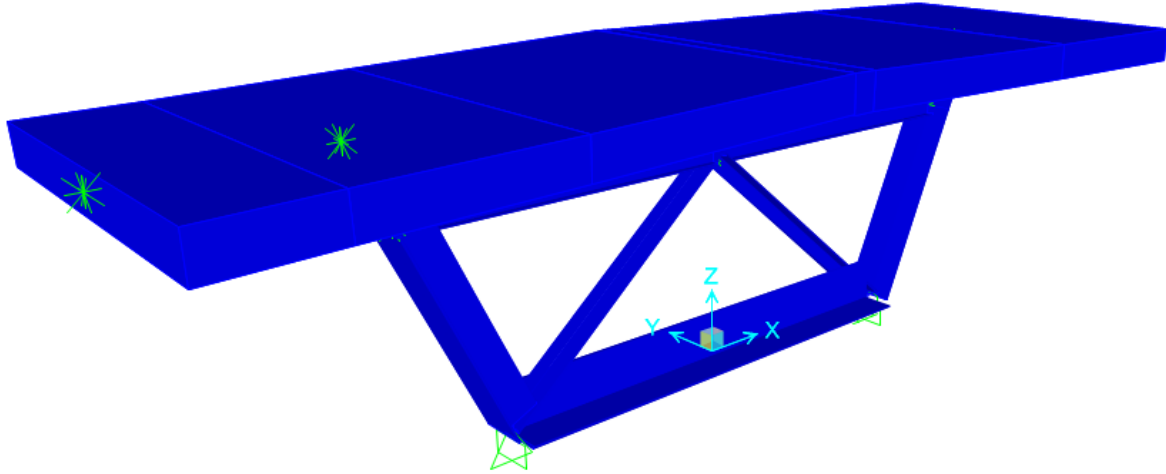


FIGURA 8.2.1-2 - MODELLO 3D DI FASE 2

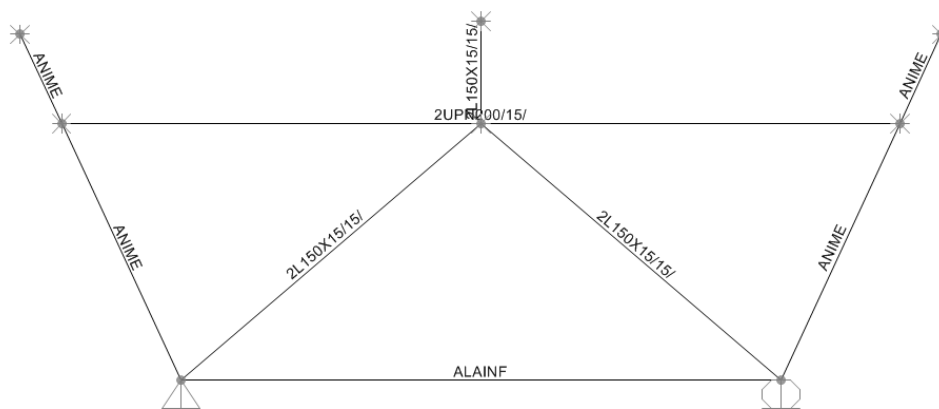
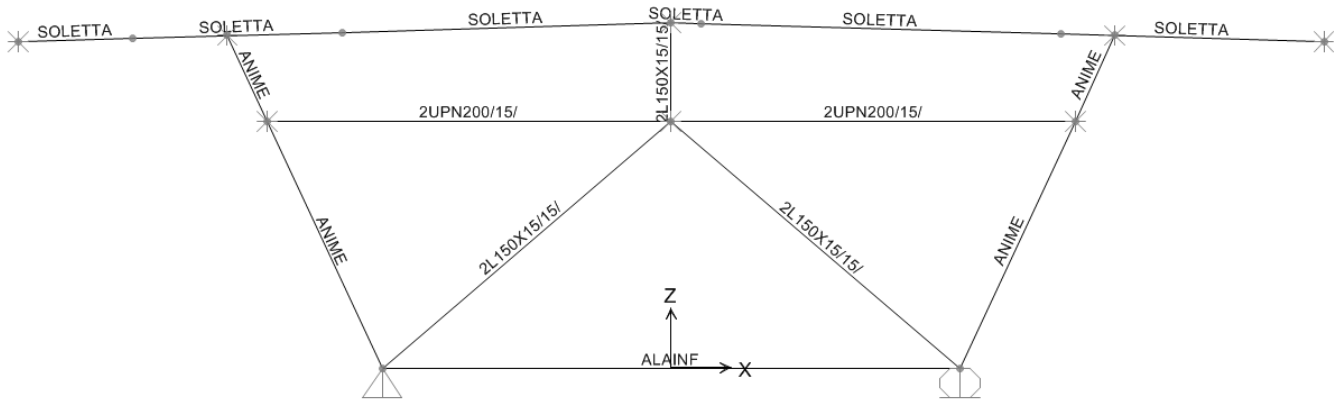
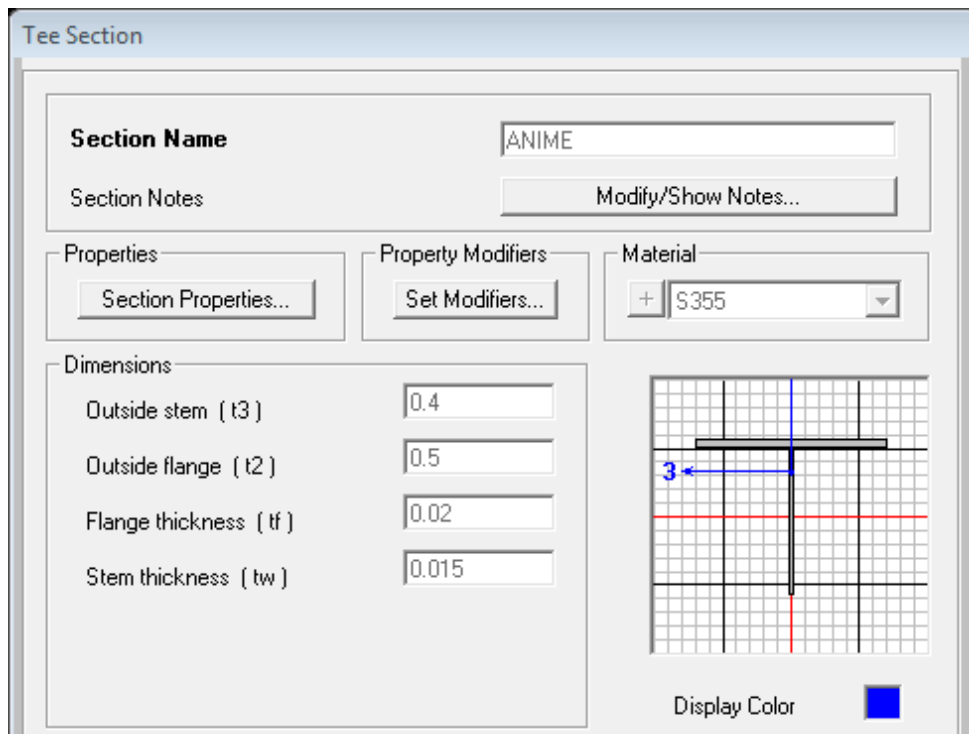


FIGURA 8.2.1-3 - MODELLO DI CALCOLO DI FASE 1



**FIGURA 8.2.1-4 - MODELLO DI CALCOLO DI FASE 2**



**FIGURA 8.2.1-5 - UNITÀ DI MISURA IN METRI**

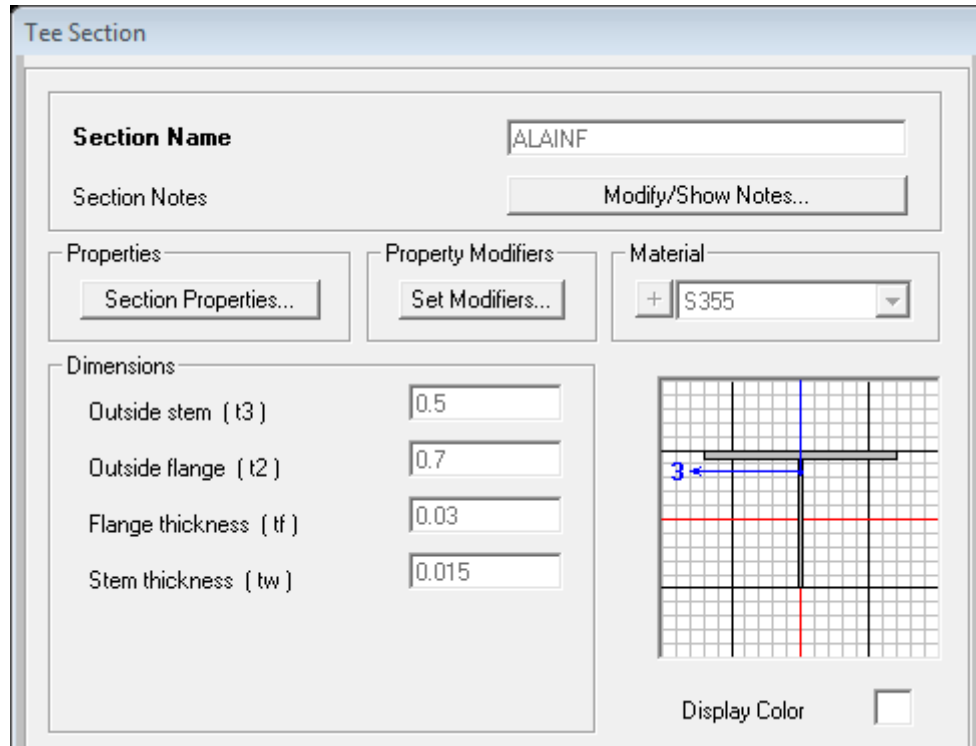


FIGURA 8.2.1-6 - UNITÀ DI MISURA IN METRI

**Double Angle Section**

**Section Name** 2L150x15/15/

Section Notes

Extract Data from Section Property File

c:\program files (x86)\computers and

Properties

Property Modifiers

Material + S355

Dimensions

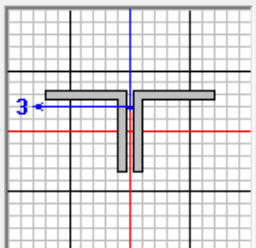
Outside depth ( t3 ) 0.15

Outside width ( t2 ) 0.315

Horizontal leg thickness ( tf ) 0.015

Vertical leg thickness ( tw ) 0.015

Back to back distance ( dis ) 0.015



Display Color

FIGURA 8.2.1-7 - UNITÀ DI MISURA IN METRI

**Double Channel Section**

**Section Name** 2UPN200/15/

Section Notes

Extract Data from Section Property File

c:\program files (x86)\computers and

Properties

Property Modifiers

Material + S355

Dimensions

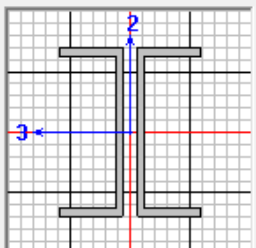
Outside depth ( t3 )

Outside width ( t2 )

Flange thickness ( tf )

Web thickness ( tw )

Back to back distance ( dis )



Display Color

FIGURA 8.2.1-8 - UNITÀ DI MISURA IN METRI

I carichi in gioco sono i seguenti:

#### Fase 1

- Peso proprio della struttura metallica (calcolato automaticamente dal programma);
- Peso proprio delle lastre predalle e del getto della soletta, assegnato per area di influenza ai nodi della struttura metallica (si assume per il cls il peso del calcestruzzo fresco pari a 26 kN/mc che per semplicità e cautelativamente si applica anche alla lastra predalle per un carico complessivo di 9.1 kPa);

<b>CONDIZIONI DI CARICO FASE 1</b>			
<b>Case</b>	<b>LoadType</b>	<b>LoadName</b>	<b>LoadSF</b>
Text	Text	Text	Unitless
DEAD	Load pattern	G1	1

<b>COMBINAZIONI DI CARICO FASE 1</b>					
<b>ComboName</b>	<b>ComboType</b>	<b>AutoDesign</b>	<b>CaseType</b>	<b>CaseName</b>	<b>ScaleFactor</b>
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
SLU_01	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.35

#### Fase 2

- Sovraccarichi permanenti costituiti dal peso di barriera fonoassorbente (5 kN/m), guardrail (1.0 kN/m), dotazioni impiantistiche e velette (1.5 kN/m), cordoli (3 kN/m), pavimentazione stradale (3 kPa);
- Coazioni:  $\Delta T_{estiva}$ ,  $\Delta T_{invernale}$ , ritiro;
- Carichi mobili.

Considerando che l'oggetto del calcolo è il dimensionamento delle parti metalliche e non della soletta (calcolata con una modellazione dedicata), non è necessaria una particolare precisione nella modellazione dei carichi mobili. Per tale motivo si è operato facendo riferimento allo schema di carico n.1 di norma, schematizzando ogni colonna di carico come carico lineare distribuito applicato su una porzione di soletta di larghezza pari a 3 m (larghezza di corsia). Nel seguito il dettaglio di calcolo dei carichi lineari distribuiti equivalenti:

- Corsia 1:  $Q = 600\text{kN}$ ,  $q = 9\text{kPa} \rightarrow p = 600\text{kN}/3\text{m} + 9\text{kN}/\text{mq} \times 3.5\text{m} = 232\text{k N/m}$
- Corsia 2:  $Q = 400\text{kN}$ ,  $q = 2.5\text{kPa} \rightarrow p = 400\text{kN}/3\text{m} + 2.5\text{kN}/\text{mq} \times 3.5\text{m} = 142\text{ kN/m}$
- Corsia 3:  $Q = 200\text{kN}$ ,  $q = 2.5\text{kPa} \rightarrow p = 200\text{kN}/3\text{m} + 2.5\text{kN}/\text{mq} \times 3.5\text{m} = 75\text{ kN/m}$
- Area rimanente:  $q = 2.5\text{kPa} \rightarrow p = 2.5\text{kN}/\text{mq} \times 3.5\text{m} = 9\text{k N/m}$ .

I carichi lineari equivalenti sopra descritti sono stati applicati al modello come carichi statici, ovvero si sono considerati i carichi massimi senza farli viaggiare.

La variazione termica estiva da assegnare al cassone prevede una distribuzione di temperatura cautelativamente variabile in altezza dai +30°C della piattabanda inferiore fino ai + 72°C in asse soletta; per semplicità si è operato assegnando agli elementi intermedi del cassone (anime ed aste di parete) una temperatura media di 51°C.

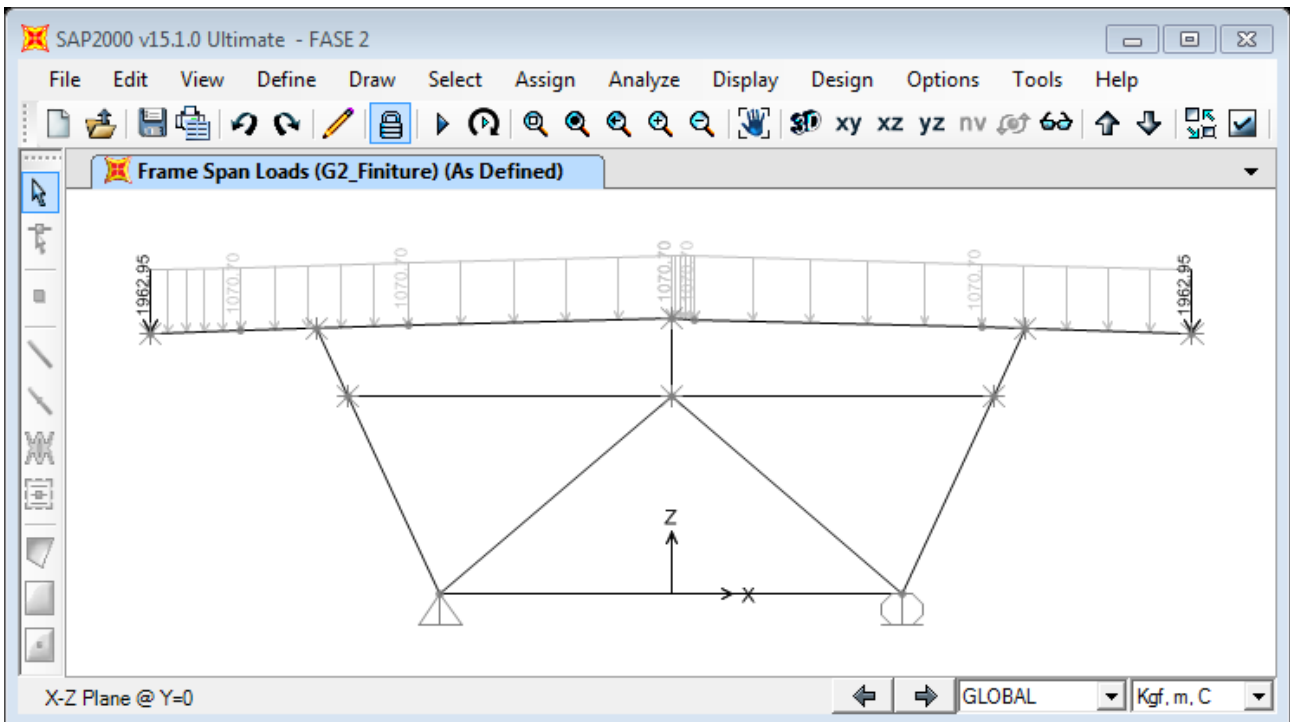
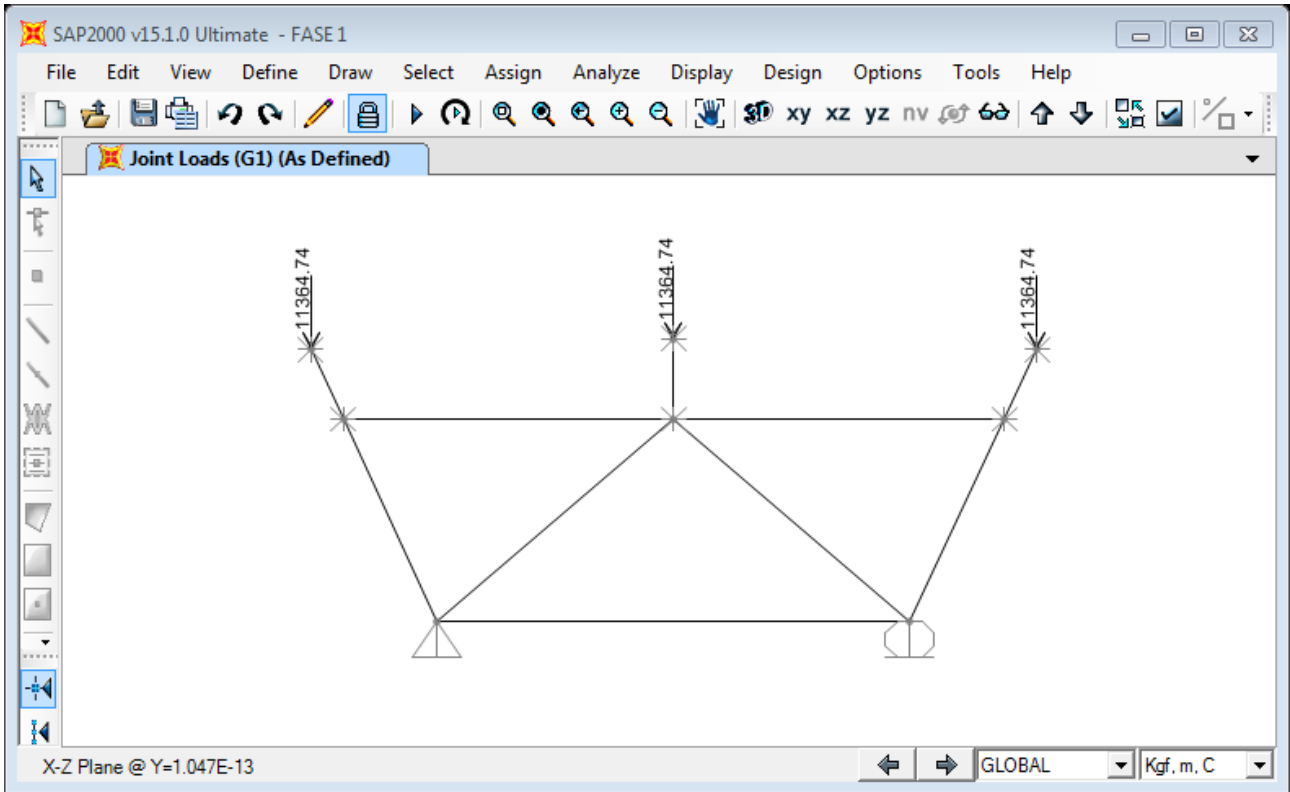
La variazione termica invernale è costituita da una variazione termica uniforme di -30°C.

Il ritiro è applicato alla soletta sotto forma di variazione termica negativa equivalente di intensità pari a -6 °C.

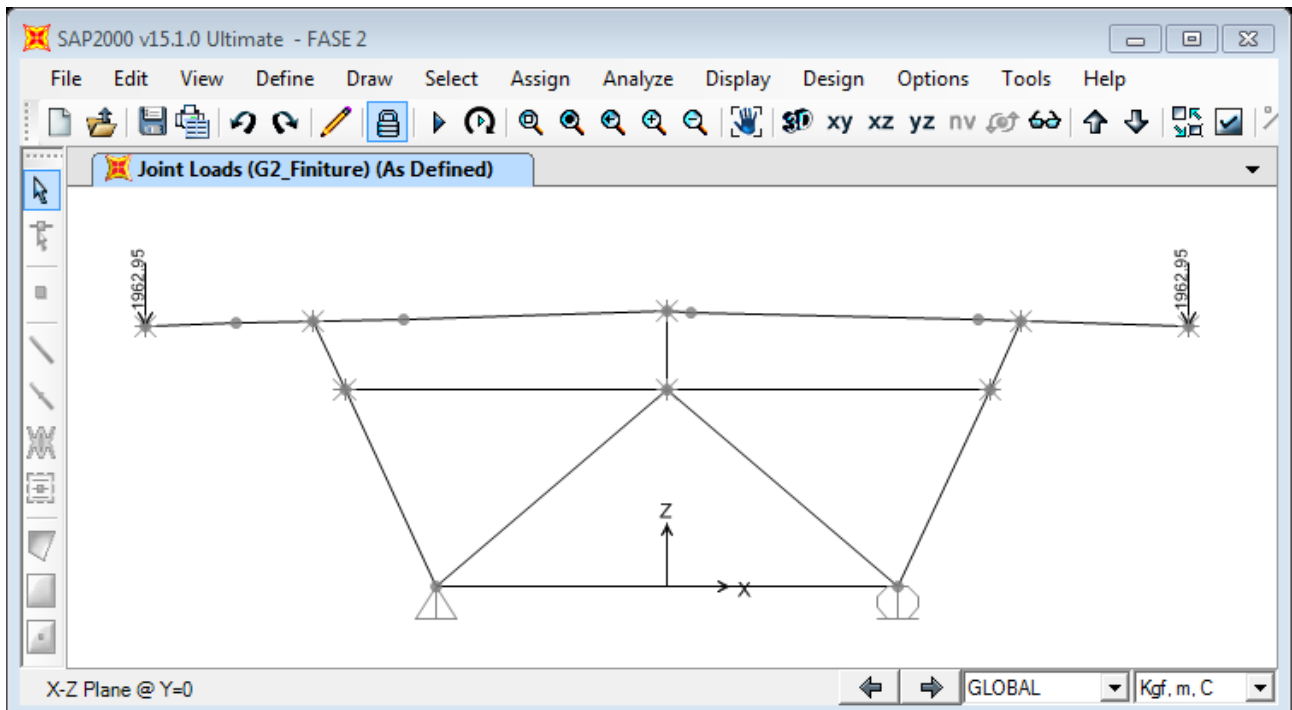
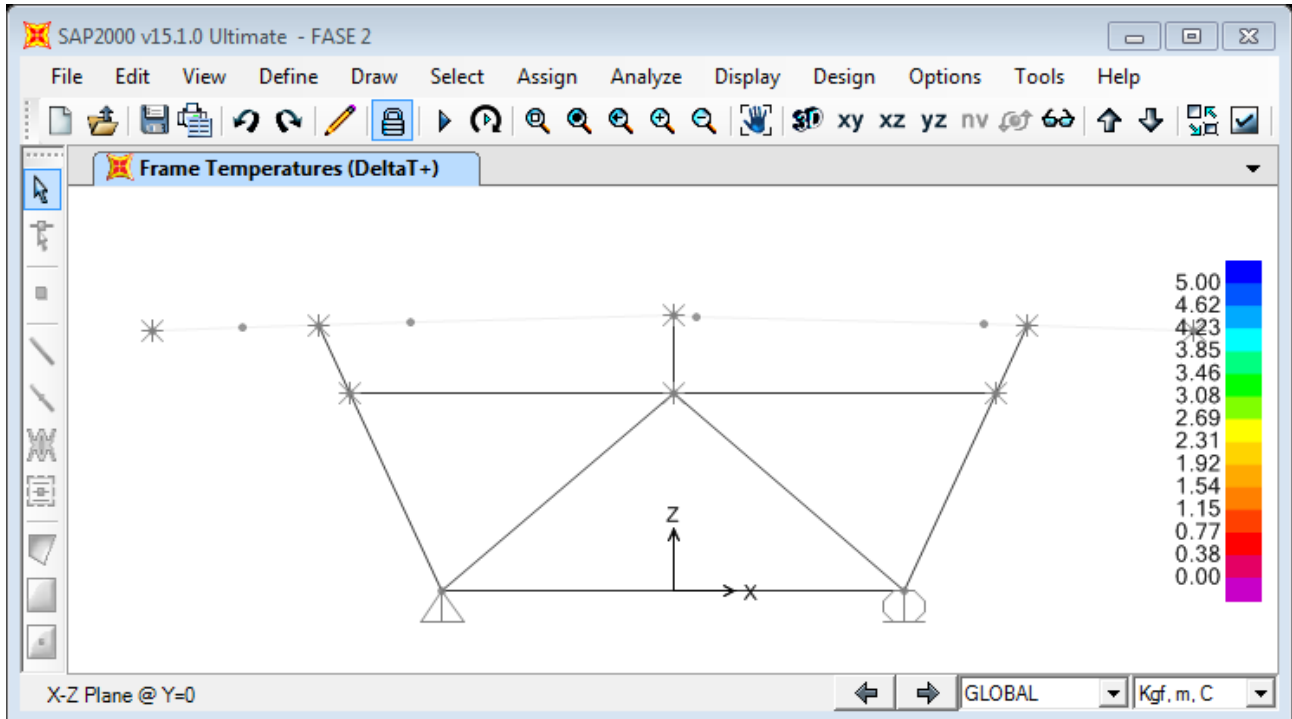
CONDIZIONI DI CARICO FASE 2			
Case	LoadType	LoadName	LoadSF
Text	Text	Text	Unitless
G1_Propri	Load pattern	G1_Propri	1
G2_Finiture	Load pattern	G2_Finiture	1
Qkmobili1_All	Load pattern	Qkmobili1_All	1
DeltaT+	Load pattern	DeltaT+	1
Qkmobili2_Parte	Load pattern	Qkmobili2_Parte	1

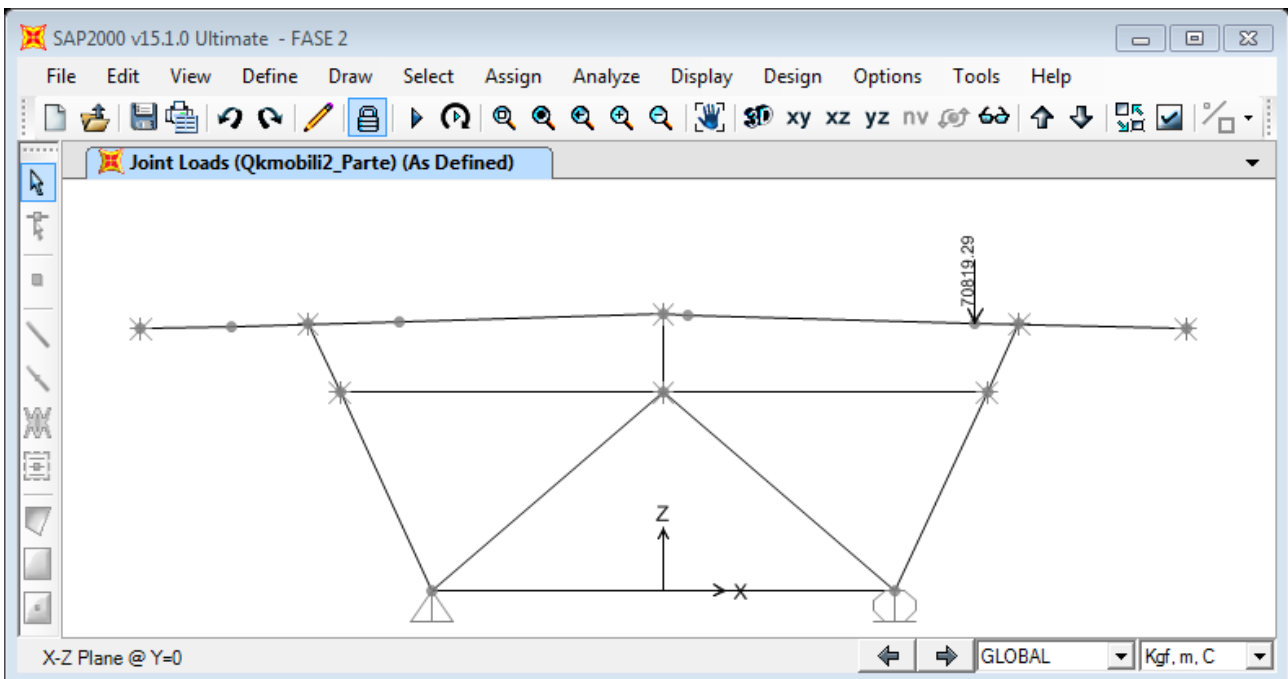
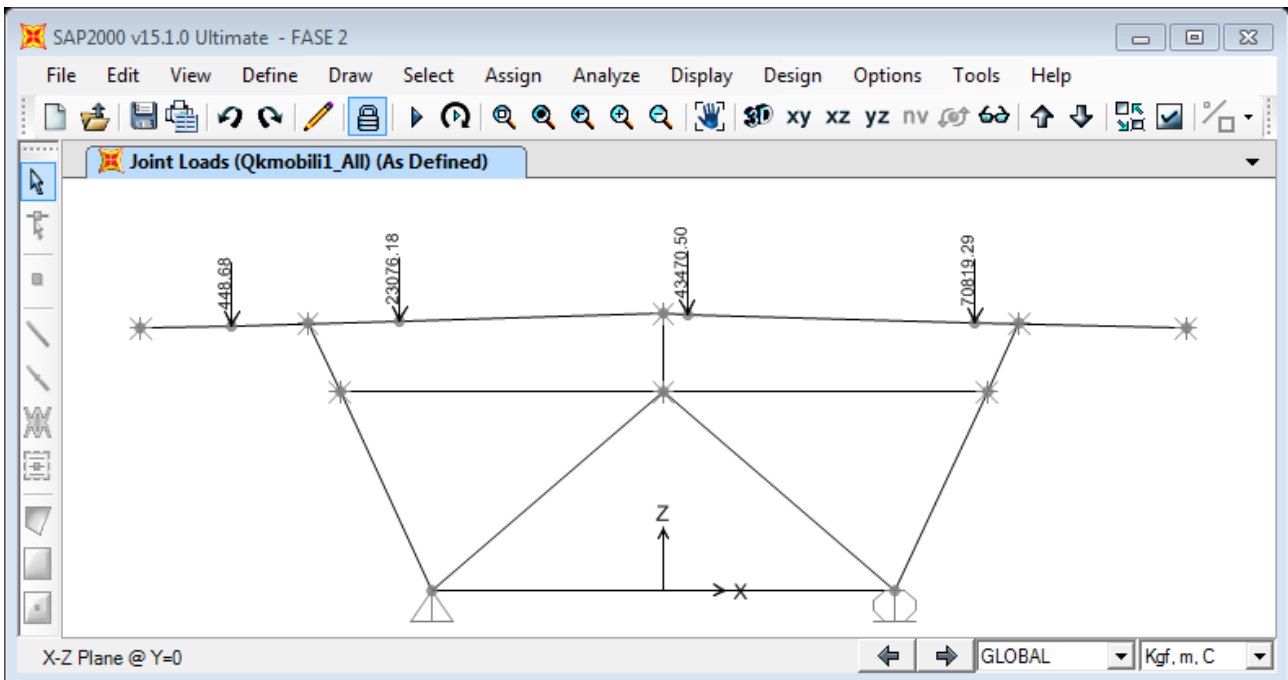
COMBINAZIONI DI CARICO FASE 2					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
SLU_02	Linear Add	No	Linear Static	G1_Propri	1.35
SLU_02			Linear Static	G2_Finiture	1.5
SLU_02			Linear Static	DeltaT+	0.6
SLU_03	Linear Add	No	Linear Static	G1_Propri	1.35
SLU_03			Linear Static	G2_Finiture	1.5
SLU_03			Linear Static	Qkmobili1_All	1.35
SLU_03			Linear Static	DeltaT+	0.6
SLU_04	Linear Add	No	Linear Static	G1_Propri	1.35
SLU_04			Linear Static	G2_Finiture	1.5
SLU_04			Linear Static	Qkmobili2_Parte	1.35
SLU_04			Linear Static	DeltaT+	0.6
ENV_SLU	Envelope	No	Response Combo	SLU_02	1
ENV_SLU			Response Combo	SLU_03	1
ENV_SLU			Response Combo	SLU_04	1

La figura che segue illustra l'applicazione delle condizioni elementari di carico ai modelli e le combinazioni di carico di progetto adottate.







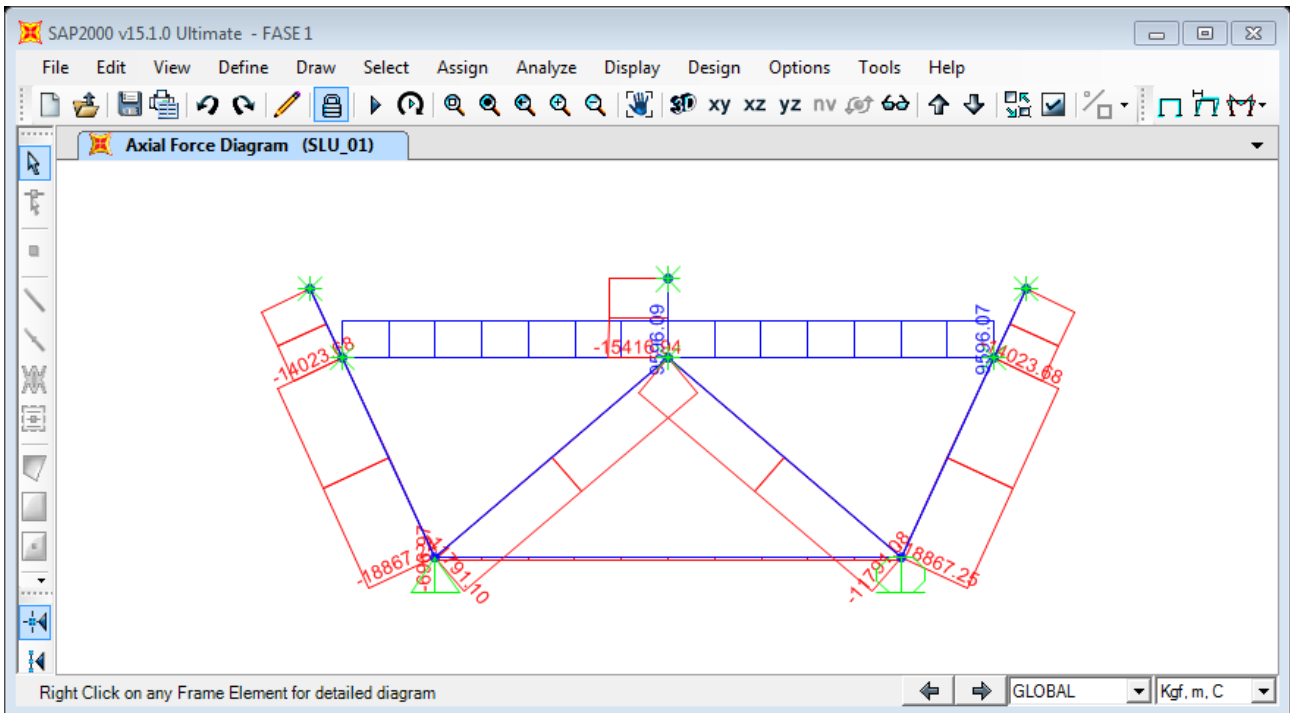


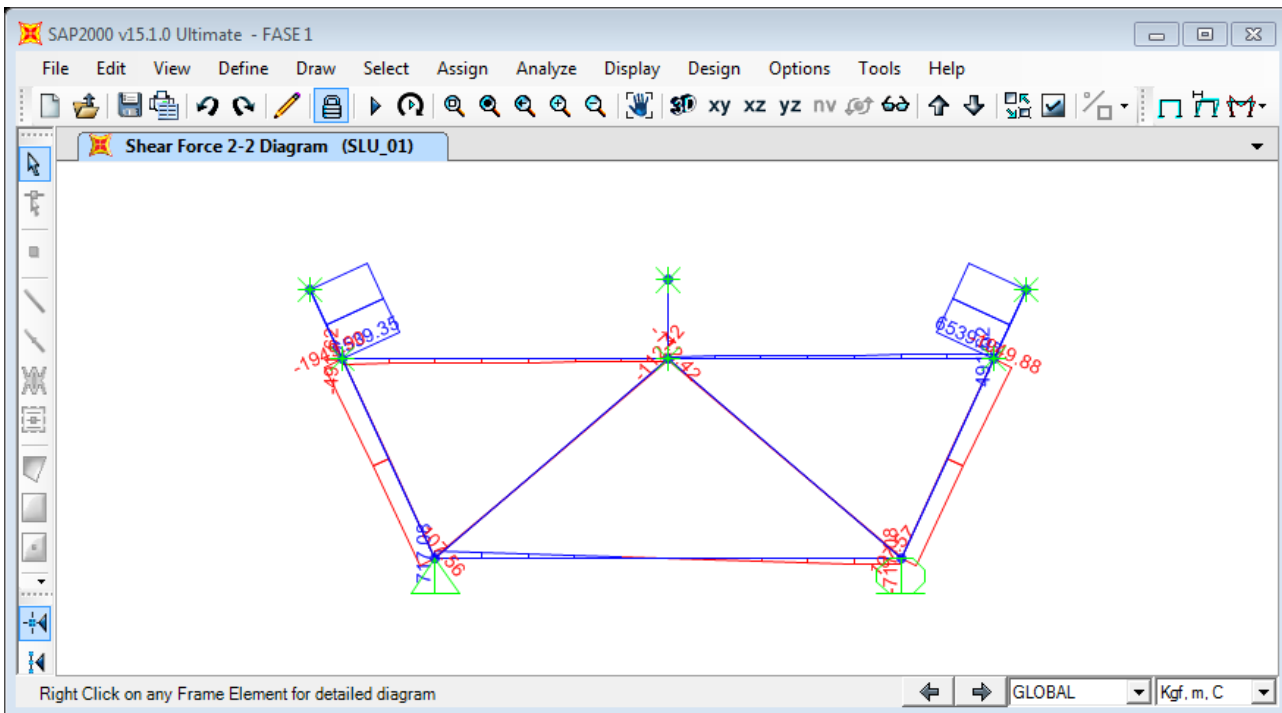
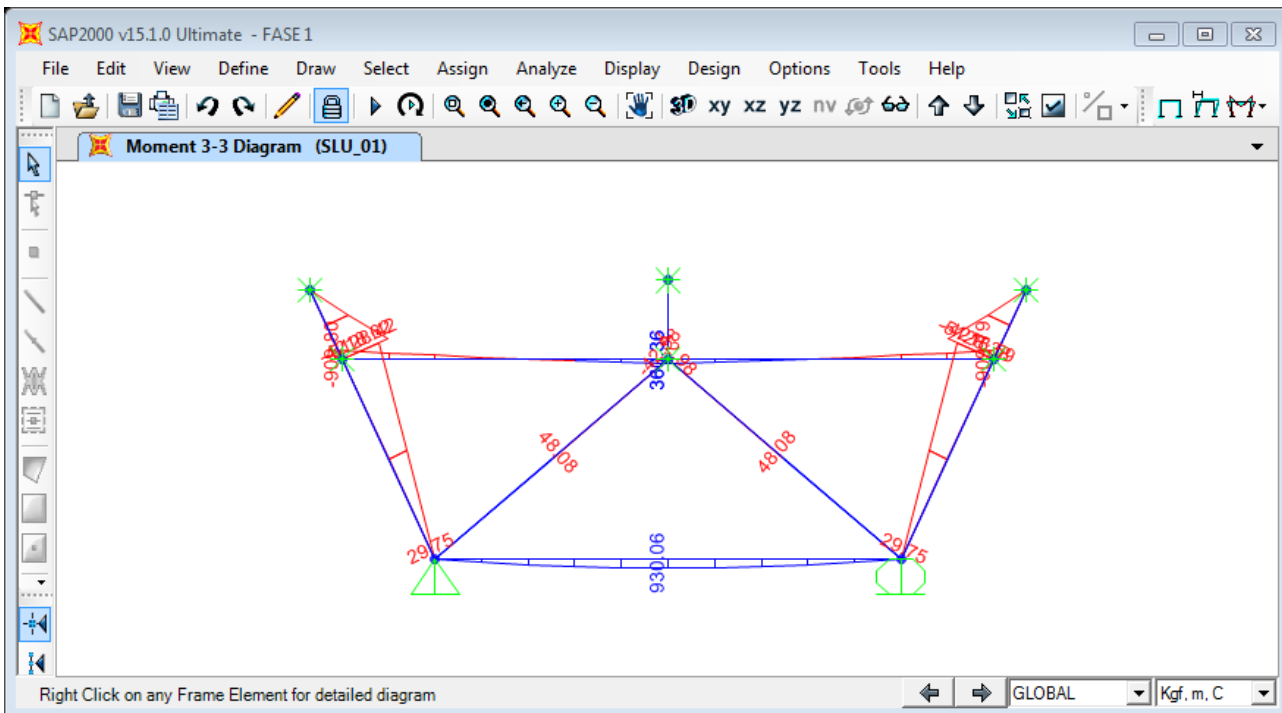
### 8.2.2. Verifiche di resistenza

Le sollecitazioni di calcolo per ogni singolo elemento strutturale metallico sono ricavate, sulla base delle proprietà inerziali delle sezioni trasversali, a partire dagli involucri di sollecitazione di calcolo ottenuti dai

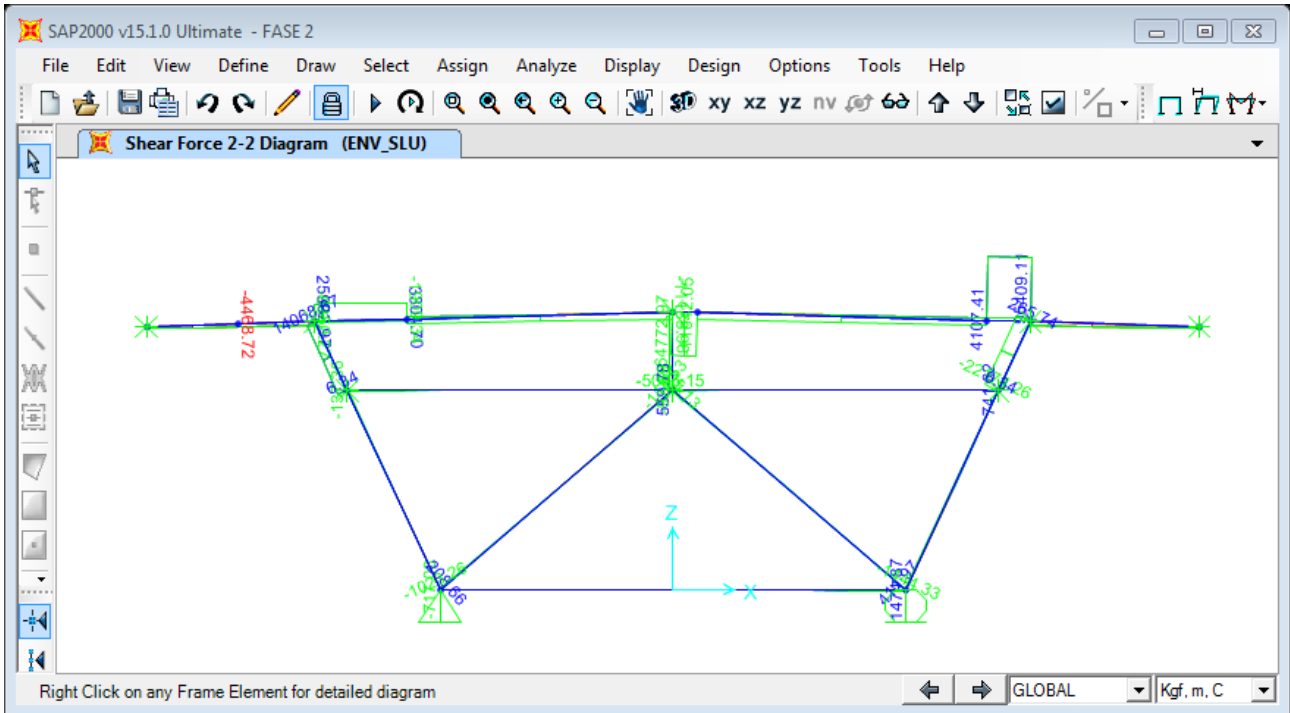
modelli strutturali. Il calcolo delle sollecitazioni complessive dovute alla somma delle due fasi ed il calcolo dei conseguenti rapporti di sfruttamento delle aste sono stati eseguiti con fogli excel appositamente predisposti.

Le figure che seguono illustrano le sollecitazioni di involucro ottenute dai due modelli di calcolo.

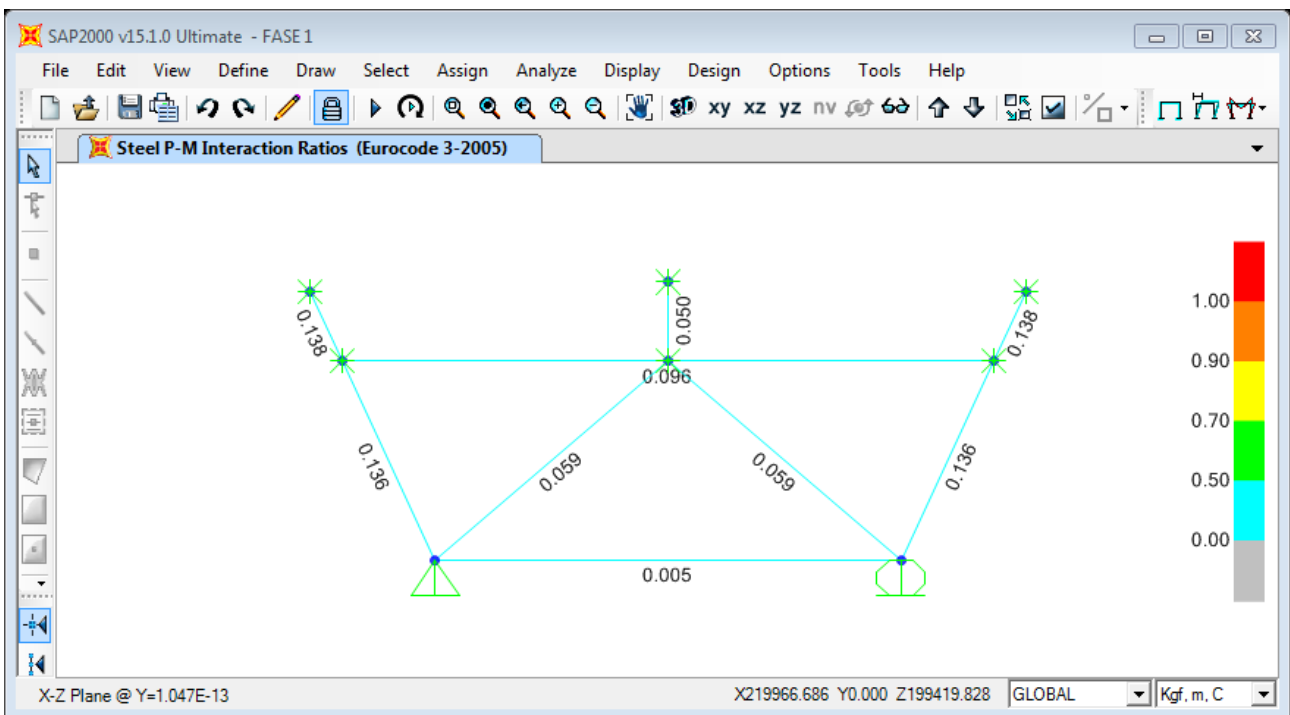


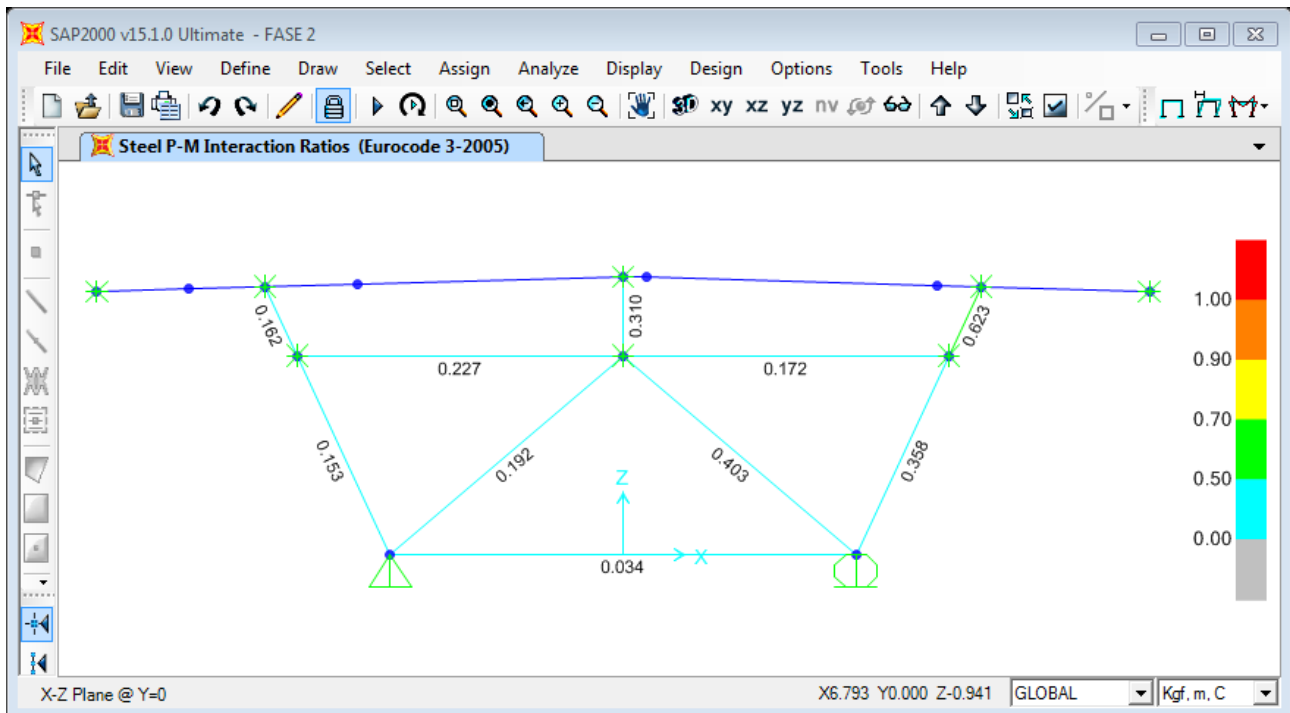






Le figure che seguono illustrano i rapporti di sfruttamento de singoli elementi ottenuti dai due modelli di calcolo.





La tabella che segue riassume i valori massimi dei rapporti di sfruttamento valutati per i singoli elementi strutturali. Tutti i rapporti di sfruttamento risultano inferiori ad 1. Le verifiche possono pertanto considerarsi soddisfatte.

ELEMENTO	RAPPORTO DI SFRUTTAMENTO		
	FASE 1	FASE 2	TOT
ANIME	0.138	0.623	0.761
ALA INFERIORE	0.005	0.034	0.039
ASTE DIAGONALI 2L150X15/15	0.059	0.403	0.462
ASTE ORIZZONTALI 2UPN200/15	0.096	0.227	0.323

### 8.3. DIMENSIONAMENTO DELLE LASTRE PREDALLE

#### 8.3.1. Premessa, analisi dei carichi e combinazioni di carico

La soletta di impalcato esaminata presenta una sezione trasversale caratterizzata da 2 campate centrali ( $L = 3.60$  m) e due sbalzi terminali ( $L = 1.85$  m) per una larghezza complessiva di 10.90 m.

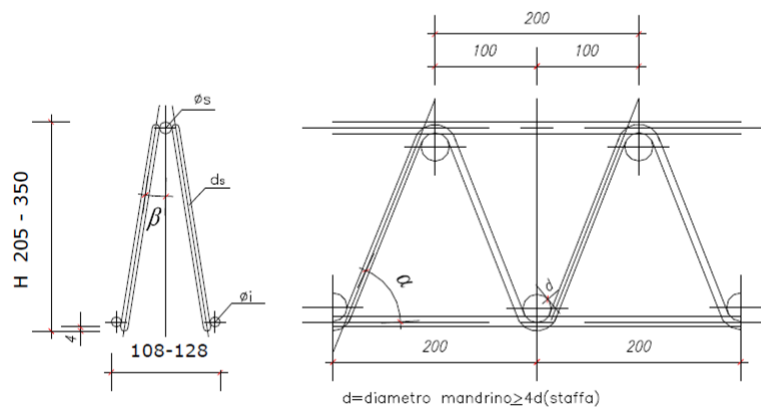
Le lastre predalles sono verificate per la fase di getto della soletta, si prevedono moduli da 240 cm di spessore 9 cm, armati con 6 tralicci, ognuno di essi costituito da due ferri longitudinali inferiori  $\phi_i = 20\text{mm}$  ed uno superiore  $\phi_s=20\text{mm}$  e da una doppia staffatura continua  $d_s=10\text{mm}/200$  (vedi schema di seguito riportato). Per il singolo traliccio si prevede un'altezza complessiva di 223mm.

In corrispondenza degli appoggi costituiti dalle piattabande superiori del cassone metallico (dove il momento negativo è alto), si prevede continuità dei tralicci a cavallo delle piattabande stesse.

Le caratteristiche geometriche assunte per il traliccio sono le seguenti:

- $h =$  interasse verticale  $\phi_s - \phi_i = 200 \text{ mm}$ ;
- $\alpha = 63^\circ$ ;
- $\beta = 6^\circ$ .
- 

### VISTA TRALICCIO



Considerando un singolo pannello di larghezza 2.40m, i carichi in gioco (valori caratteristici) sono di seguito riassunti:

- $G_{k1} =$  peso lastra ( $\gamma=25\text{kN/mc}$ ) = 5.40 kN/m;
- $p_g =$  peso getto ( $\gamma=25\text{kN/mc}$ ) = 15.60 kN/m;
- $p_v =$  sovraccarico di costruzione (1.50kN/mq) = 3.60 kN/m;

I carichi sono fattorizzati secondo le seguenti combinazioni:



- $SLU - 1.35pl + 1.35pg + 1.35pv;$

In particolare sono stati considerati due casi di carico:

COMB1: in cui il peso del getto è applicato solo nelle campate centrali;

COMB2: in cui il peso del getto è applicato su tutta la sezione stradale.

La freccia residua all'estremità dello sbalzo è calcolata con riferimento ai seguenti carichi:

- $pl + pg$  [fase 1] (+)  $pg + F$  [fase 2].

### 8.3.2. Modelli di calcolo

La lastra predalle è stata modellata mediante elementi finiti tipo "frames" attraverso il programma di calcolo ad elementi finiti Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional 2012. In particolare per ricavare il massimo momento positivo in campata sono stati sommati i due contributi derivanti rispettivamente da un modello continuo su 3 appoggi e da un modello incernierato in corrispondenza dell'appoggio centrale della predalle. Il massimo momento all'appoggio è stato ottenuto dal modello continuo su 3 appoggi.

### 8.3.3. Risultati di calcolo

Nelle figure che seguono si riportano i diagrammi di involucro delle sollecitazioni di progetto.

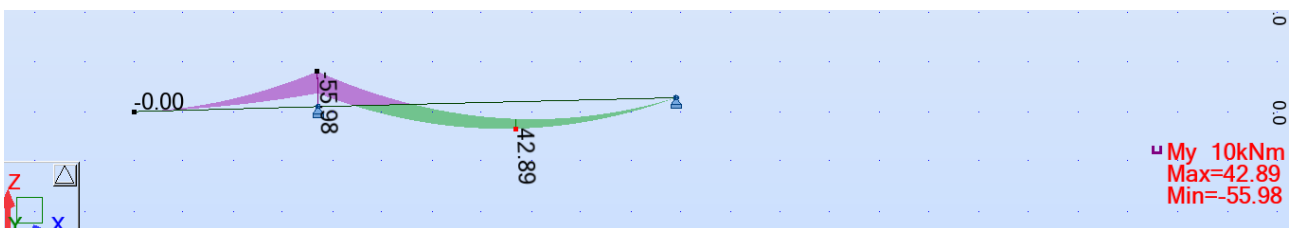


FIGURA 8.3.3-1 - INVILUPPO DEL MOMENTO – MODELLO INCIARNIERATO NELL'APPOGGIO CENTRALE –

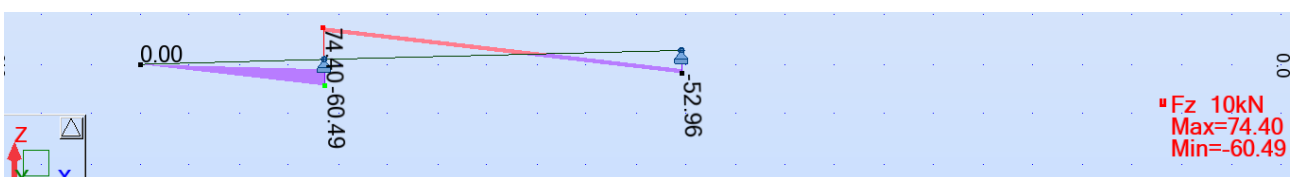


FIGURA 8.3.3-2 - INVILUPPO DEL TAGLIO – MODELLO INCIARNIERATO NELL'APPOGGIO CENTRALE –

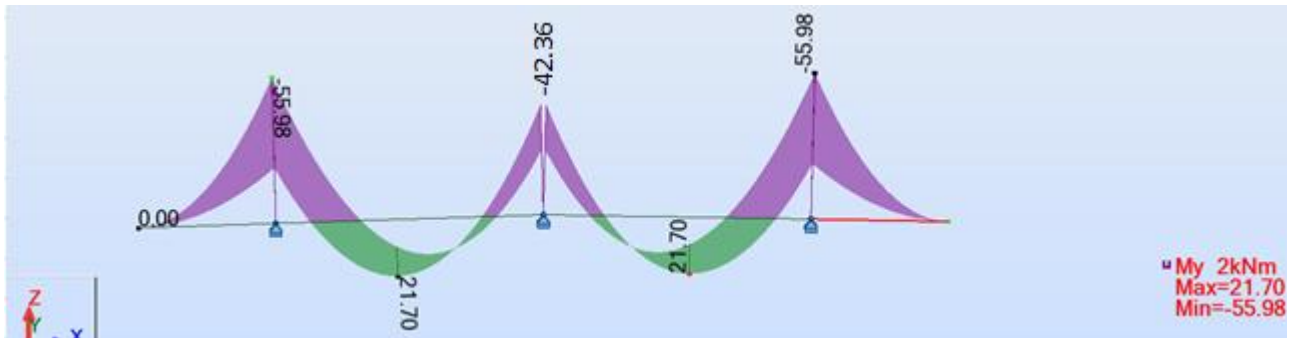


FIGURA 8.3.3-3 - INVILUPPO DEL MOMENTO – MODELLO CONTINUO SU 3 APPOGGI –

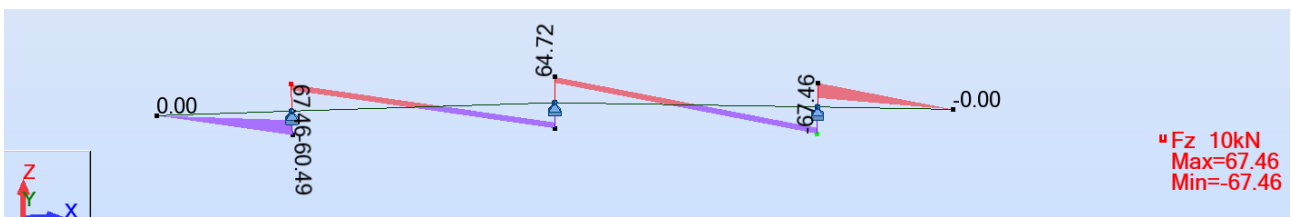


FIGURA 8.3.3-4 - INVILUPPO DEL TAGLIO – MODELLO CONTINUO SU 3 APPOGGI –

## 8.3.4. Verifiche

### Verifica a momento negativo in corrispondenza dell'appoggio

Si verificano a trazione le barre superiori e si esegue la verifica di stabilità a compressione delle barre inferiori. La sollecitazione di calcolo si ricava dal modello continuo su 3 appoggi.

Le figure che seguono riassumono l'esito delle verifiche.

**VERIFICA A TRAZIONE DELLE BARRE SUPERIORI**

<b>MEd</b>	56.0	kN m
<b>h</b>	0.2	m
<b>nf</b>	6	

<b>NEd</b>	46.7	kN
<b>∅</b>	20	mm
<b>As</b>	3.14	cmq
<b>f<sub>yd</sub></b>	3913	daN/cmq

<b>NRd</b>	122.9	kN
------------	-------	----

<b>NRd/NEd</b>	2.6	> 1
----------------	-----	-----

**VERIFICA ACOMPRESSIONE DELLE BARRE INFERIORI**

<b>MEd</b>	56.0	kN m
<b>h</b>	0.2	m
<b>nf</b>	12	

<b>NEd</b>	23.3	kN
<b>L<sub>0</sub></b>	200	mm
<b>∅</b>	20	mm
<b>J</b>	7854	mm <sup>4</sup>
<b>As</b>	3.14	cmq
<b>f<sub>yd</sub></b>	4500	daN/cmq
<b>α</b>	0.49	
<b>N<sub>cr</sub></b>	415	kN

<b>λ</b>	0.43	
<b>φ</b>	0.65	
<b>χ</b>	0.88	

<b>NRd</b>	60.4	kN
------------	------	----

<b>NRd/NEd</b>	2.6	> 1
----------------	-----	-----

**Verifica a momento positivo in campata**

Si verificano a trazione le barre inferiori e si esegue la verifica di stabilità a compressione della barra superiore. La sollecitazione di calcolo si ricava dalla somma dei due contributi derivanti dal modello continuo su 3 appoggi e dal modello inciarnierato.

Le figure che seguono riassumono l'esito delle verifiche.

**VERIFICA A TRAZIONE DELLE BARRE SUPERIORI**

<b>MEd</b>	64.6	kN m
<b>h</b>	0.2	m
<b>nf</b>	6	

<b>NEd</b>	53.8	kN
<b>∅</b>	20	mm
<b>As</b>	3.14	cmq
<b>f<sub>yd</sub></b>	3913	daN/cmq

<b>NRd</b>	122.9	kN
------------	-------	----

<b>NRd/NEd</b>	2.3	> 1
----------------	-----	-----

**VERIFICA ACOMPRESSIONE DELLE BARRE INFERIORI**

<b>MEd</b>	64.6	kN m
<b>h</b>	0.2	m
<b>nf</b>	12	

<b>NEd</b>	26.9	kN
<b>L<sub>0</sub></b>	200	mm
<b>∅</b>	20	mm
<b>J</b>	7854	mm <sup>4</sup>
<b>As</b>	3.14	cmq
<b>f<sub>yd</sub></b>	4500	daN/cmq
<b>α</b>	0.49	
<b>N<sub>cr</sub></b>	415	kN

<b>λ</b>	0.43	
<b>φ</b>	0.65	
<b>χ</b>	0.88	

<b>NRd</b>	60.4	kN
------------	------	----

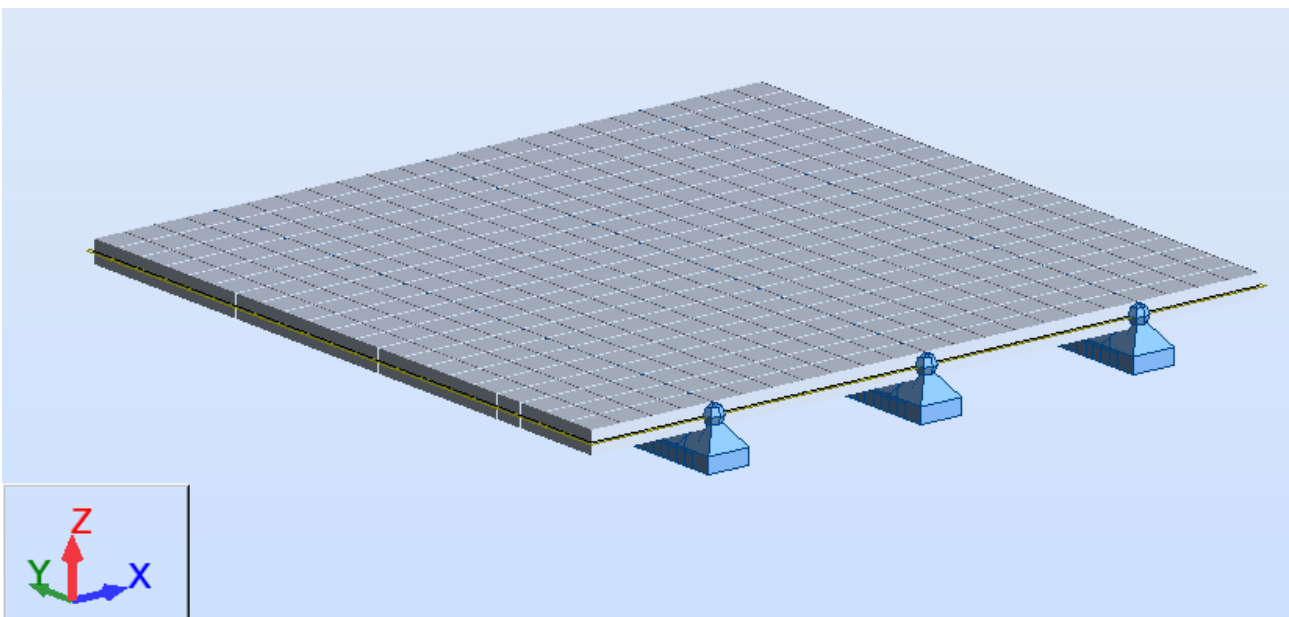
<b>NRd/NEd</b>	2.2	> 1
----------------	-----	-----

## 8.4. DIMENSIONAMENTO SOLETTA D'IMPALCATO

Il dimensionamento della soletta di impalcato è eseguito mediante un apposito modello agli elementi finiti realizzato con Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional 2012, in grado di analizzare lo stato tensio-deformativo della soletta modellata con elementi bidimensionali tipo shell.

A tal fine si è presa in considerazione una porzione di impalcato di lunghezza opportuna (11 m), adottando per la meshatura della soletta un reticolo caratterizzato da un interasse dei nodi in direzione longitudinale e trasversale pari a 0.50 m in modo da poter applicare alla soletta nel modo più preciso possibile i carichi trasmessi dalle impronte dei veicoli di norma (vedi oltre).

Per quanto riguarda il vincolamento della soletta, si è operato schematizzando il vincolo offerto dalle anime del cassone e dalla trave rompi tratto come vincolo fissi. La figura che segue illustra il modello di calcolo adottato.



### 8.4.1. Analisi dei carichi

Nel seguito si riassumono i carichi applicati al modello.

#### Carichi permanenti

$F = \text{Guardrail: } 1.00 \text{ kN/m} + \text{Dotazioni impiantistiche/velette: } 1.50 \text{ kN/m} + \text{Cordoli (tratto sveltante rispetto alla soletta): } 3.00 \text{ kN/m}$

$Gk2 = \text{Pavimentazione stradale: } 3.00 \text{ kN/mq}$

#### Carichi mobili

Si considerano gli schemi di carico 1 e 2. Lo schema di carico 2 è considerato, alternativo dello schema 1, solamente per la valutazione delle sollecitazioni sugli sbalzi.

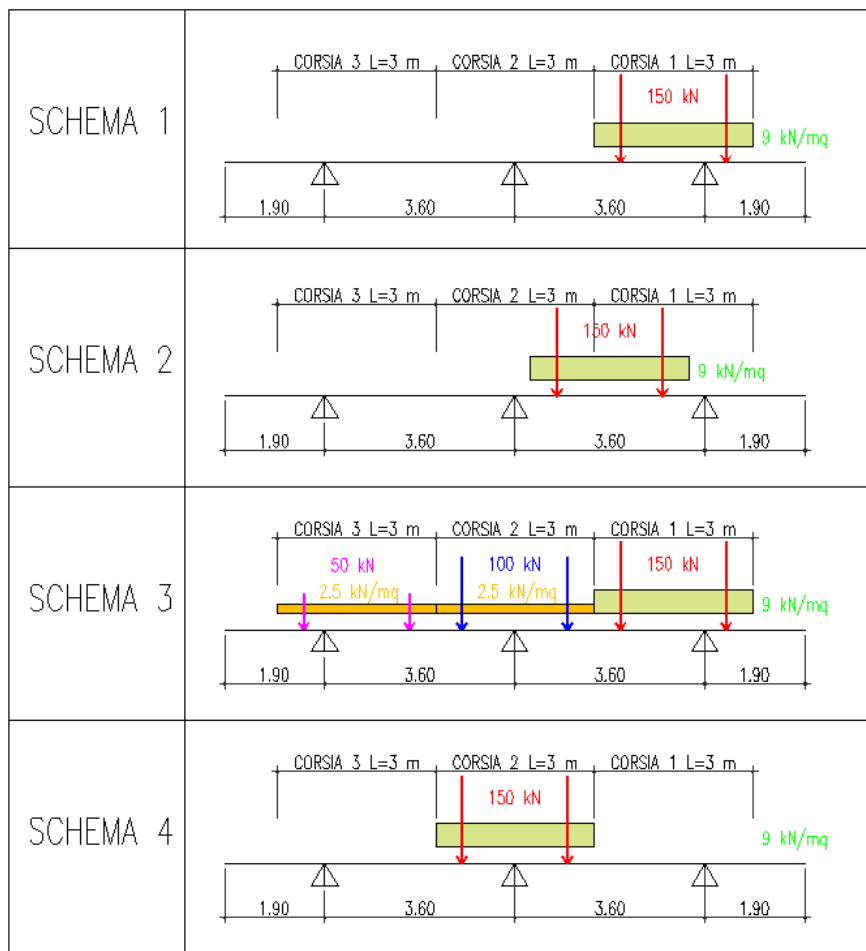
Al fine di adattare il più possibile le superfici di impronta dei carichi mobili al reticolo di meshatura della soletta si è operato in modo semplificato considerando (indipendentemente dallo schema di carico) pari ad

1x1 mq la superficie di impronta della singola ruota diffusa a 45° a partire dalla quota della pavimentazione stradale (spessore 10 cm) fino al piano medio della soletta.

Le pressioni equivalenti relative ai due schemi di carico sono di seguito riassunte:

- Schema 1 (corsia 1):  $p = 150 \text{ kPa}$  (singola impronta) +  $9 \text{ kPa}$  diffuso in corsia
- Schema 1 (corsia 2):  $p = 100 \text{ kPa}$  (singola impronta) +  $2.5 \text{ kPa}$  diffuso in corsia
- Schema 1 (corsia 3):  $p = 50 \text{ kPa}$  (singola impronta) +  $2.5 \text{ kPa}$  diffuso in corsia
- Schema 2:  $p = 200 \text{ kPa}$  (singola impronta)

Le impronte di carico dei veicoli così come sopra descritte sono state applicate al modello secondo 4 distinte configurazioni spaziali in modo da massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti nelle sezioni significative della soletta. La figura che segue illustra le configurazioni di carico adottate.



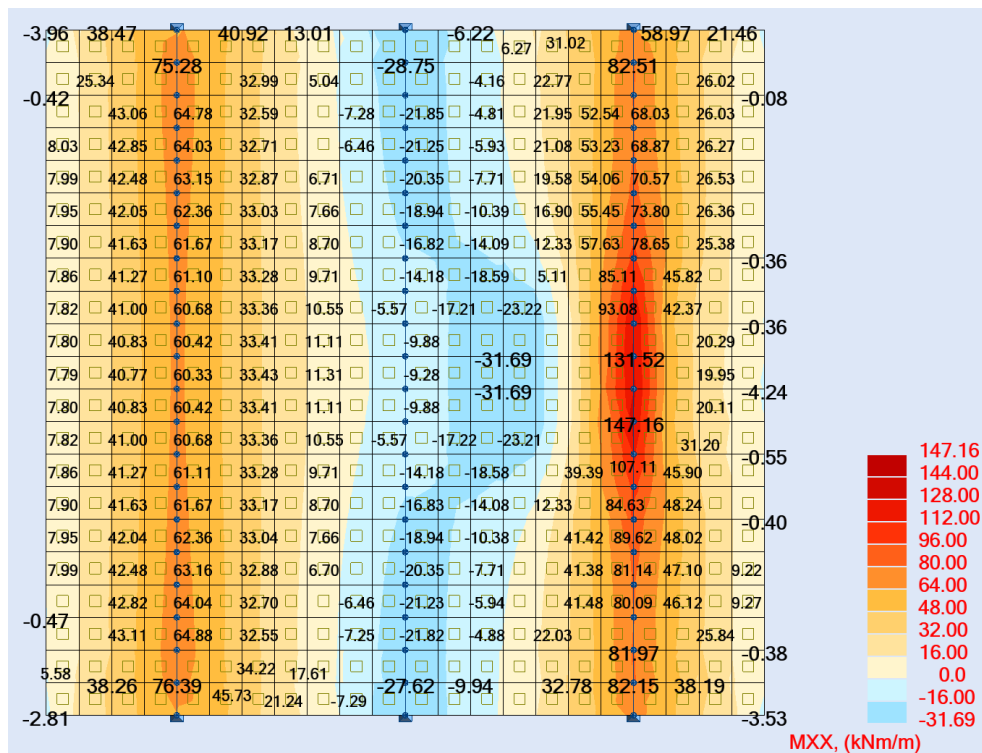
**8.4.2. Combinazioni di carico**

I carichi sono fattorizzati secondo le seguenti combinazioni:

- SLU – 1.35Gk2 + 1.35F + 1.35 Mobili;
- SLE – 1.00Gk2 + 1.0F + 1.00 Mobili;

**8.4.3. Risultati delle analisi e verifiche di resistenza**

La figure che seguono illustrano la mappatura delle sollecitazioni di flessione trasversale calcolate per gli SLU per ciascuno schema di carico considerato.



**FIGURA 8.4.3-1 - SOLLECITAZIONI DI FLESSIONE TRASVERSALE – SCHEMA DI CARICO 1 -**

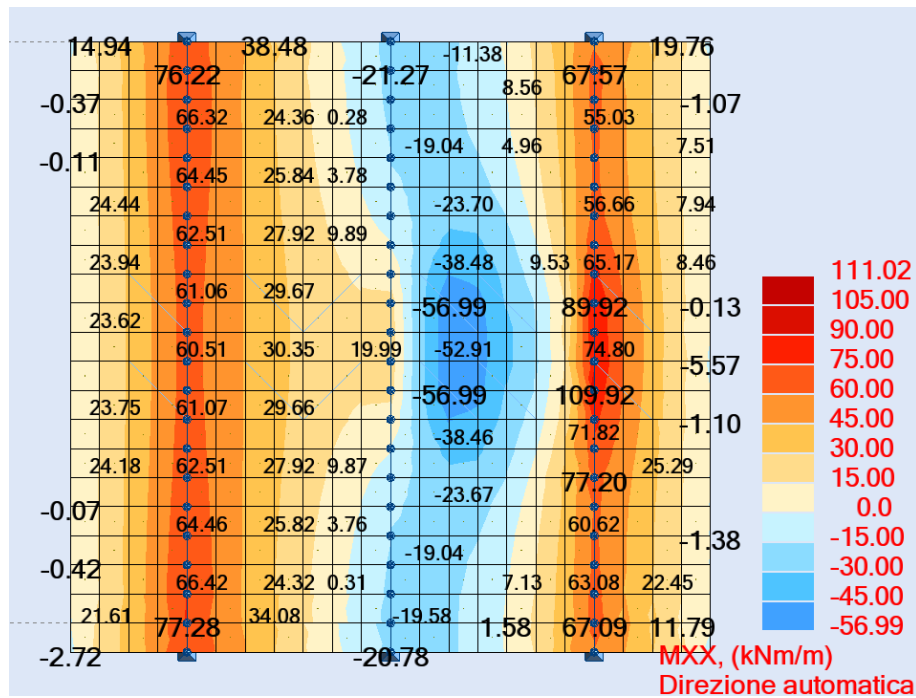


FIGURA 8.4.3-2 - SOLLECITAZIONI DI FLESSIONE TRASVERSALE – SCHEMA DI CARICO 21 -

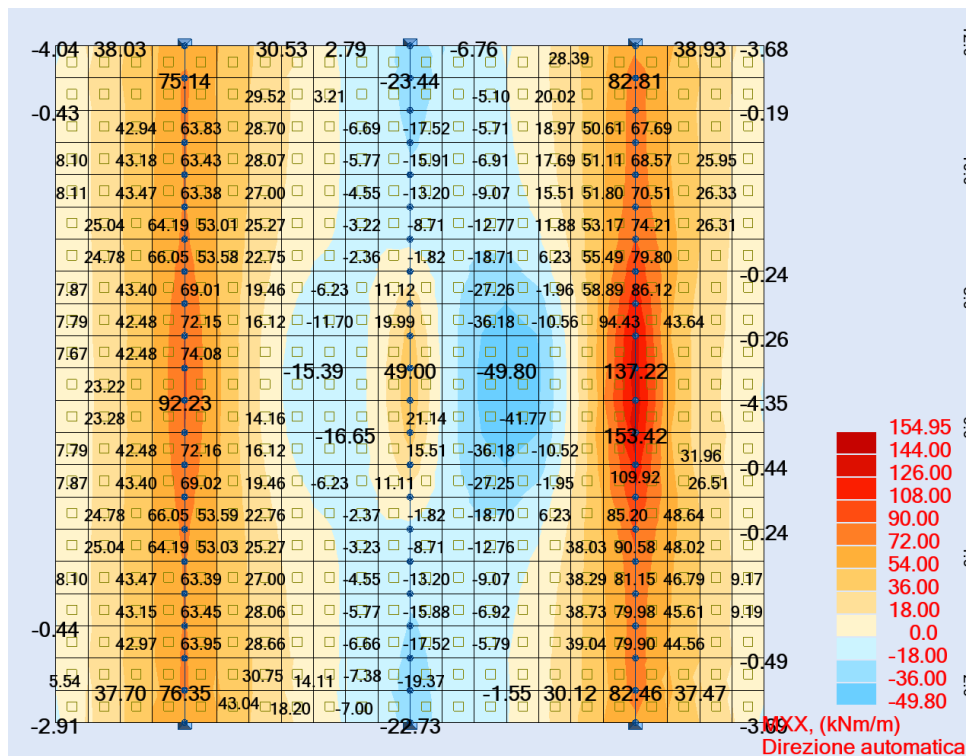


FIGURA 8.4.3-3 - SOLLECITAZIONI DI FLESSIONE TRASVERSALE – SCHEMA DI CARICO 3-



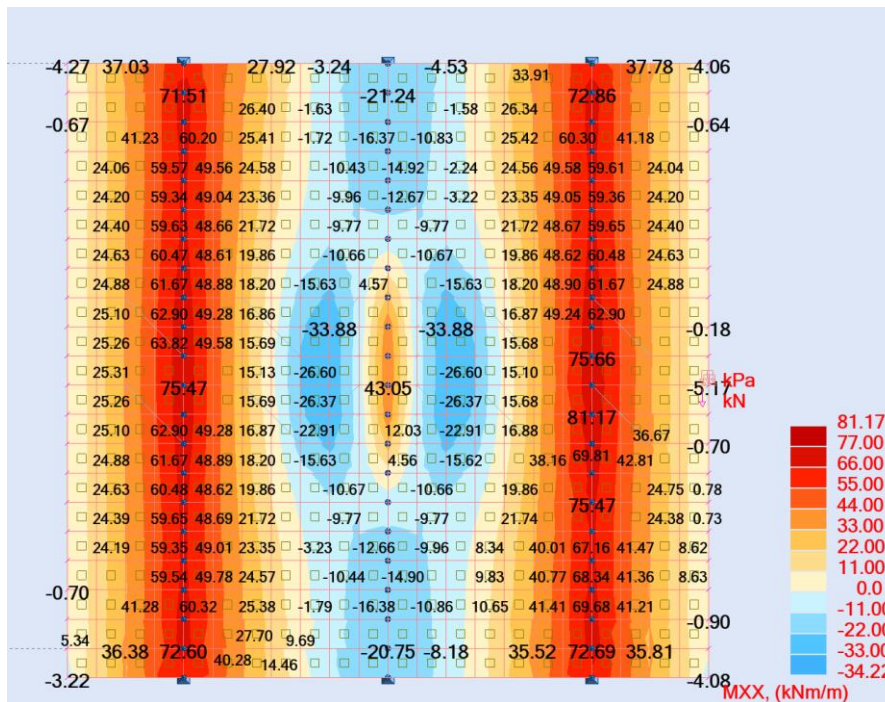


FIGURA 8.4.3-4 - SOLLECITAZIONI DI FLESSIONE TRASVERSALE – SCHEMA DI CARICO 4 -

Si riconoscono i seguenti valori significativi di sollecitazione:

- Massimo momento negativo allo sbalzo = -154.42 kNm/m
- Massimo momento negativo sulla trave rompi tratto = -49 kNm/m
- Massimo momento positivo in campata: = 56.99 kNm/m

A questi momenti vanno sommati quelli derivanti dall'analisi delle lastre predalles, quindi si hanno i seguenti valori di momenti massimi:

- Massimo momento negativo allo sbalzo =  $154.42 + 55.98 = 210.4$  kNm/m
- Massimo momento negativo sulla trave rompi tratto =  $49 + 42.36 = 91.36$  kNm/m
- Massimo momento positivo in campata: =  $56.99 + 42.89 = 99.88$  kNm/m

Per quanto riguarda le armature si considera quanto segue.

- *Sezione allo sbalzo*

$$A_{s \text{ sup}} = 1\phi 20/10'' = 31.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ inf}} = 1\phi 20/20'' = 15.71 \text{ cm}^2$$

- *Sezione sulla trave rompi tratto e sezione in campata*

$$A_{s \text{ sup}} = 1\phi 20/20'' = 15.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ inf} = 1\phi 20/20'' = 15.71 \text{ cm}^2$$

Le figure che seguono illustrano l'esito positivo delle verifiche a flessione allo SLU.

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

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

**Titolo:** VERIFICA MOMENTO NEGATIVO ALLO SBALZO

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	31.42	10
			2	15.71	29

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

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U.  Metodo n   
 N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> -210.4 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

**Materiali:**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub> 67.5‰ ε<sub>c2</sub> 2‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5‰  
 E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
 τ<sub>c1</sub> 1.829

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

**Tipo flessione:**  
 Retta  Deviata

**Calcoli:**  
 M<sub>xRd</sub> -258 kNm  
 σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5‰  
 ε<sub>s</sub> 7.211‰  
 d 25 cm  
 x 8.17 x/d 0.3268  
 δ 0.8485

**Altri parametri:**  
 L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello  
 N° rett. 100  
 Precompresso

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

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

**Titolo:** VERIFICA MOMENTO NEGATIVO SU TRAVE ROMPIRATTO

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	15.71	10
			2	15.71	29

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

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> -91.36 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
 τ<sub>c1</sub> 1.829

**Calcolo**  
 M<sub>xRd</sub> -140.6 kNm  
 σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 11.7 ‰  
 d 25 cm  
 x 5.758 x/d 0.2303  
 δ 0.7279

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

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

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

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

**Titolo:** VERIFICA MOMENTO POSITIVO IN CAMPATA

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	15.71	10
			2	15.71	29

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

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> +99.88 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
 τ<sub>c1</sub> 1.829

**Calcolo**  
 M<sub>xRd</sub> 177.6 kNm  
 σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 9.345 ‰  
 d 29 cm  
 x 7.902 x/d 0.2725  
 δ 0.7806

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

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

Le verifiche a fessurazione sono eseguite seguendo il metodo indiretto tabellare di cui alla CM 2-2-2009.

Al riguardo si fa riferimento alla condizione ambientale aggressiva e ad armatura poco sensibile ottenendo i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

- Combinazione frequente:  $w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Le massime sollecitazioni di flessione trasversale calcolate per gli SLE risultano rispettivamente:

- Massimo momento negativo allo sbalzo = - 155.85 kNm/m
- Massimo momento negativo sulla trave rompi tratto = - 67.67 kNm/m
- Massimo momento positivo in campata = 73.98 kNm/m

Il calcolo delle tensioni di trazione nelle barre porta ai seguenti valori (vedi figure seguenti):

- Sezione allo sbalzo:  $\sigma_f = 200 \text{ MPa}$
- Sezione sulla trave rompi tratto:  $\sigma_f = 168.5 \text{ MPa}$
- Sezione in campata  $\sigma_f = 184.2 \text{ MPa}$

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

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

**TITOLO : VERIFICA DELLE FESSURE PER M NEGATIVO SULLO SBALZO**

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	31.42	6
			2	15.71	29

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

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

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  -155.85 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  0

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

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

**Materiali**

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    $\tau_{c1}$

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²

$\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

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

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

**Titolo :** VERIF. DELLE FESSURE PER M NEGAT SU TRAVE ROMPITRAT

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	15.71	6
			2	15.71	29

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -67.67 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

Materiali  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -5.029 N/mm²  
 $\sigma_s$  168.5 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.8425 ‰  
 d 29 cm  
 x 8.968 x/d 0.3092  
 $\delta$  0.8265

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

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

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

**Titolo :** VERIF. DELLE FESSURE PER M POSITIVO IN CAMPATA

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	15.71	6
			2	15.71	29

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 73.98 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

Materiali  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -5.498 N/mm²  
 $\sigma_s$  184.2 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.921 ‰  
 d 29 cm  
 x 8.968 x/d 0.3092  
 $\delta$  0.8265

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le verifiche agli SLE frequenti sono soddisfatte in quanto la tensione di trazione nelle barre è sempre inferiore a 200 MPa;

Nella sezione di sbalzo la verifica è altresì soddisfatta in quanto la spaziatura tra le barre è inferiore a 250 mm ed il diametro delle barre è inferiore a 25 mm.

Per quanto riguarda la sezione in campata risulta rispettata la limitazione sul diametro massimo delle barre che deve essere inferiore a 25 mm, tuttavia la sola presenza dei ferri inferiori dei tralicci metallici non soddisfa la limitazione sulla spaziatura massima tra le barre che in tal caso risulterebbe di 30 cm contro i 25 cm richiesti. Pertanto, si prevede di predisporre nelle porzioni di campata della lastra predalle un ulteriore  $\phi 16$  corrente collocato a metà distanza tra due tralicci affiancati (per un totale di  $5\phi 16$  inferiori per ogni singolo pannello da 240 cm). In tal modo la spaziatura massima tra le barre longitudinali tese in campata risulta pari a 15 cm rispettando così la prescrizione di norma.

## 8.5. DIMENSIONAMENTO DELLA TRAVE ROMPIRATTO

La trave rompi tratto è soggetta al carico trasmesso dalla soprastante soletta. La trave può essere configurata come trave vincolata ad un'estremità da un incastro ed all'altra da un appoggio. La luce della trave è pari a 3.50 m (interasse longitudinale fra i controventi trasversali di impalcato).

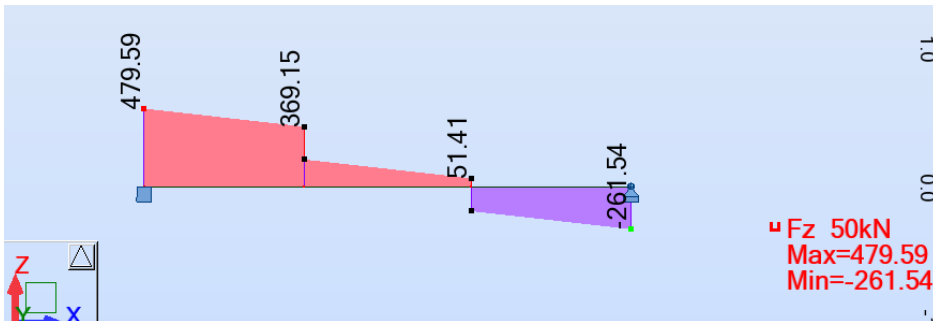
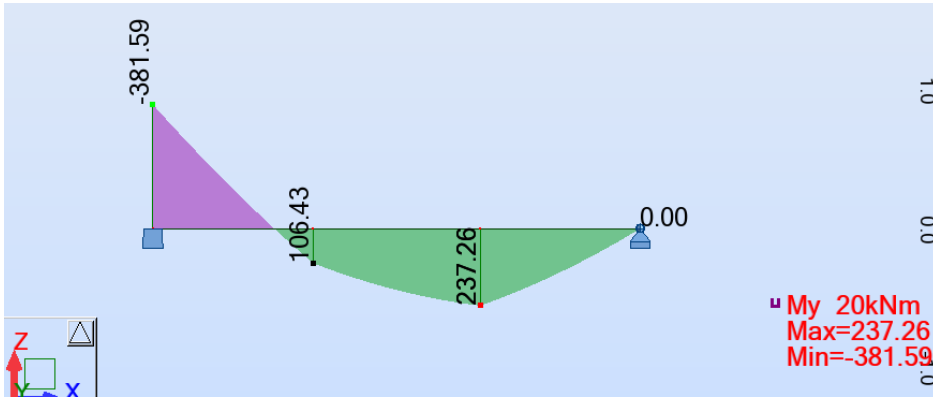
LI carichi considerati sono i seguenti:

- Gk1: Peso proprio della trave + Peso della predalle e del getto soletta =  
 $1.87 \quad \text{kN/m} + 31.52 \text{ kN /m} = 33.39 \text{ kN/m}$
- Gk2: Sovraccarico permanente pavimentazione stradale = 10.8 kNm
- qk : Carico mobile distribuito = 27 kN/m
- Qk: carichi mobili da tandem = 150 kN

Le verifiche sono condotte per un'unica combinazione di carico SLU:

$$q_d = 1.35 \times Gk1 + 1.35 \times Gk2 + 1.35 \times qk + 1.35 \times Qk$$

Nelle seguenti figure sono illustrate le sollecitazioni nella trave:



Nel seguito si riassumono le sollecitazioni di calcolo ottenute per la trave:

$$M = 381.59 \text{ kNm}$$

$$V = 479.59 \text{ kN}$$

Nel seguito si riporta la verifica della trave eseguite secondo le prescrizioni dell'[EN 1993-1:2005/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

**MATERIALE:**

S 355 ( S 355 )  $f_y = 355.00 \text{ MPa}$

**PARAMETRI DELLA SEZIONE: HEB 500**

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=182.05 cm <sup>2</sup>	Az=89.78 cm <sup>2</sup>	Ax=238.60 cm <sup>2</sup>
tw=1.5 cm	Iy=107176.00 cm <sup>4</sup>	Iz=12624.00 cm <sup>4</sup>	Ix=484.16 cm <sup>4</sup>
tf=2.8 cm	Wply=4814.57 cm <sup>3</sup>	Wplz=1291.65 cm <sup>3</sup>	

**AZIONI INTERNE E CARICO LIMITE:**

My,Ed = -381.59 kN*m	
My,pl,Rd = 1709.17 kN*m	
My,c,Rd = 1709.17 kN*m	Vz,Ed = 479.59 kN
	Vz,c,Rd = 1840.13 kN
Mb,Rd = 1449.01 kN*m	

Classe della sezione = 1

**PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 4364.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Curva,LT - b	$XLT = 0.82$
$L_{cr,low} = 3.50 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.63$	$f_{i,LT} = 0.77$	$XLT_{mod} = 0.85$

**FORMULE DI VERIFICA:**

*Controllo di resistenza della sezione:*

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

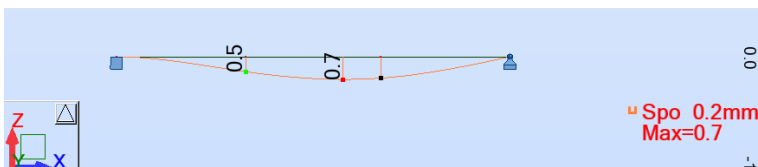
$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

*Controllo della stabilità globale della barra:*

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

**Profilato corretto !!!**

La freccia in esercizio ammonta a circa 0.7 mm.



**8.6. DIMENSIONAMENTO DEL TIMPANO DI TESTATA**

Si riportano, di seguito, le verifiche di resistenza e di stabilità globale (Analisi di Buckling) del timpano di testata; trattasi di una lamiera in acciaio con spessore  $s=25 \text{ mm}$ , forata nella zona centrale per realizzare un passo d'uomo, irrigidita mediante nervature verticali ed orizzontali, come illustrato nell'immagine di seguito riportata.



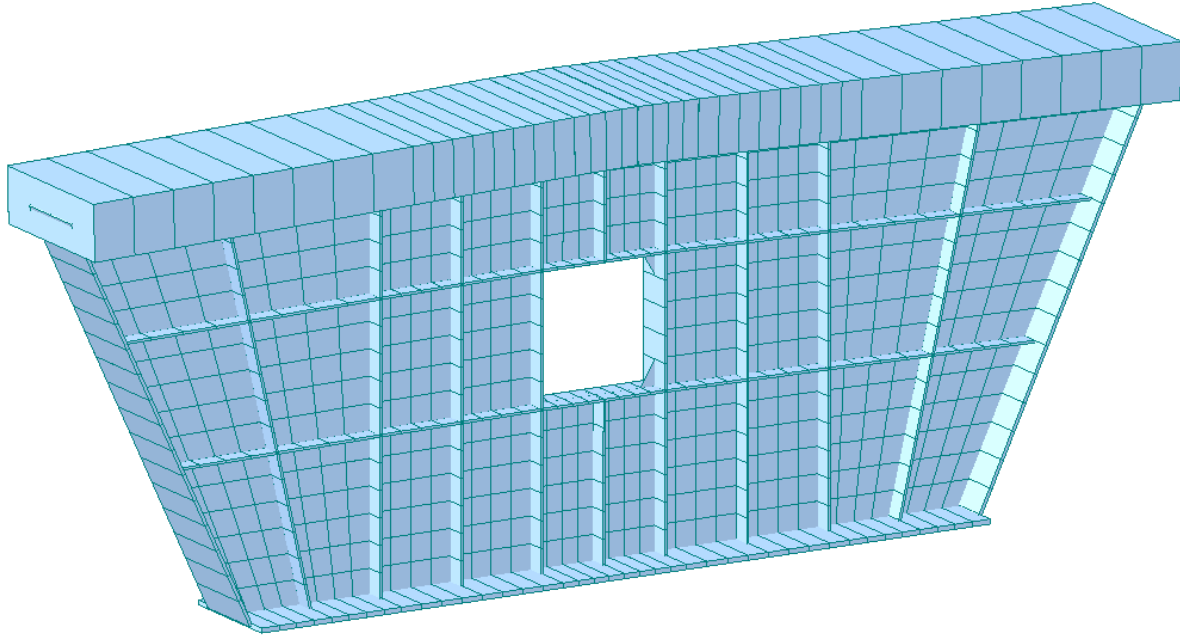


FIGURA 8.6-1 - SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA – MODELLO ESTRUSO

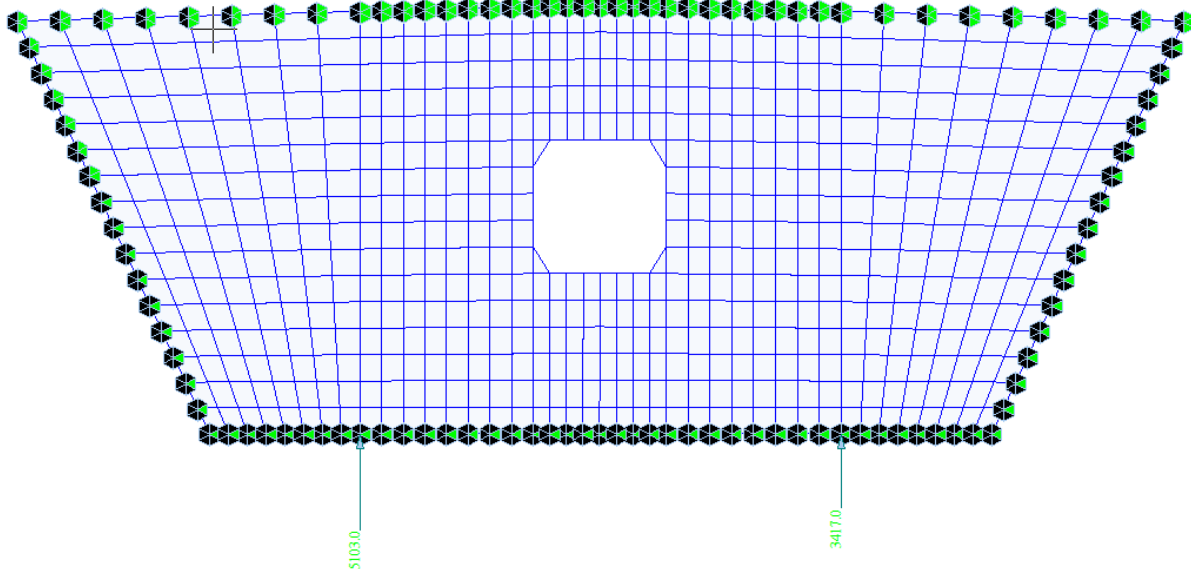
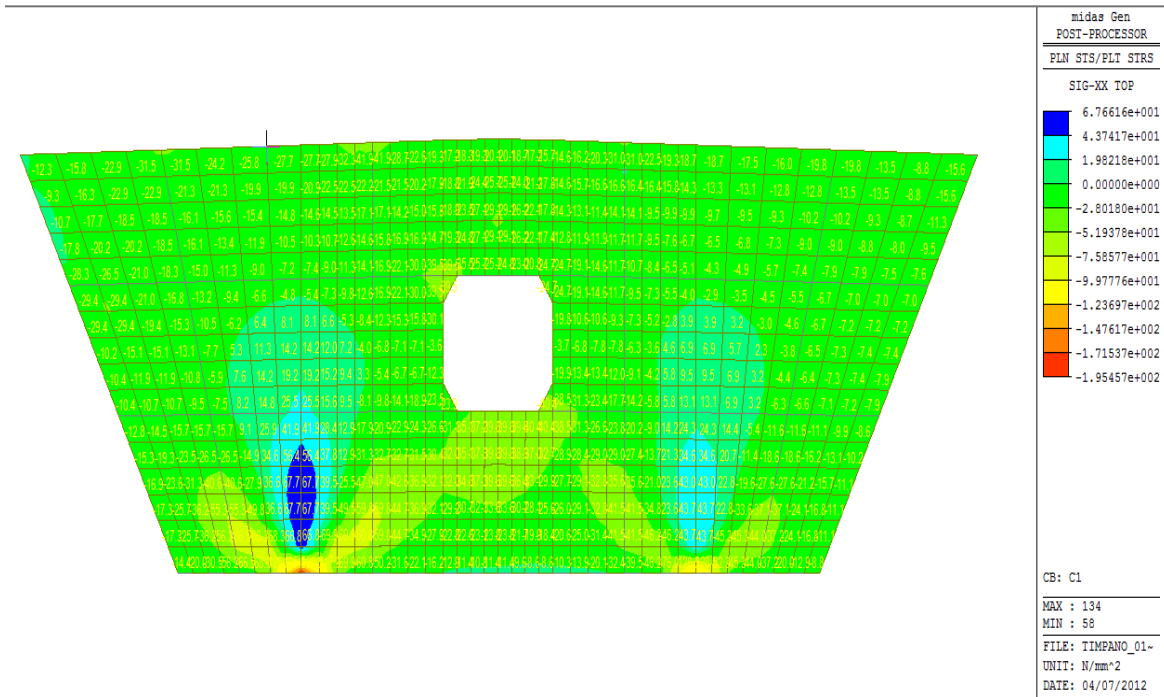


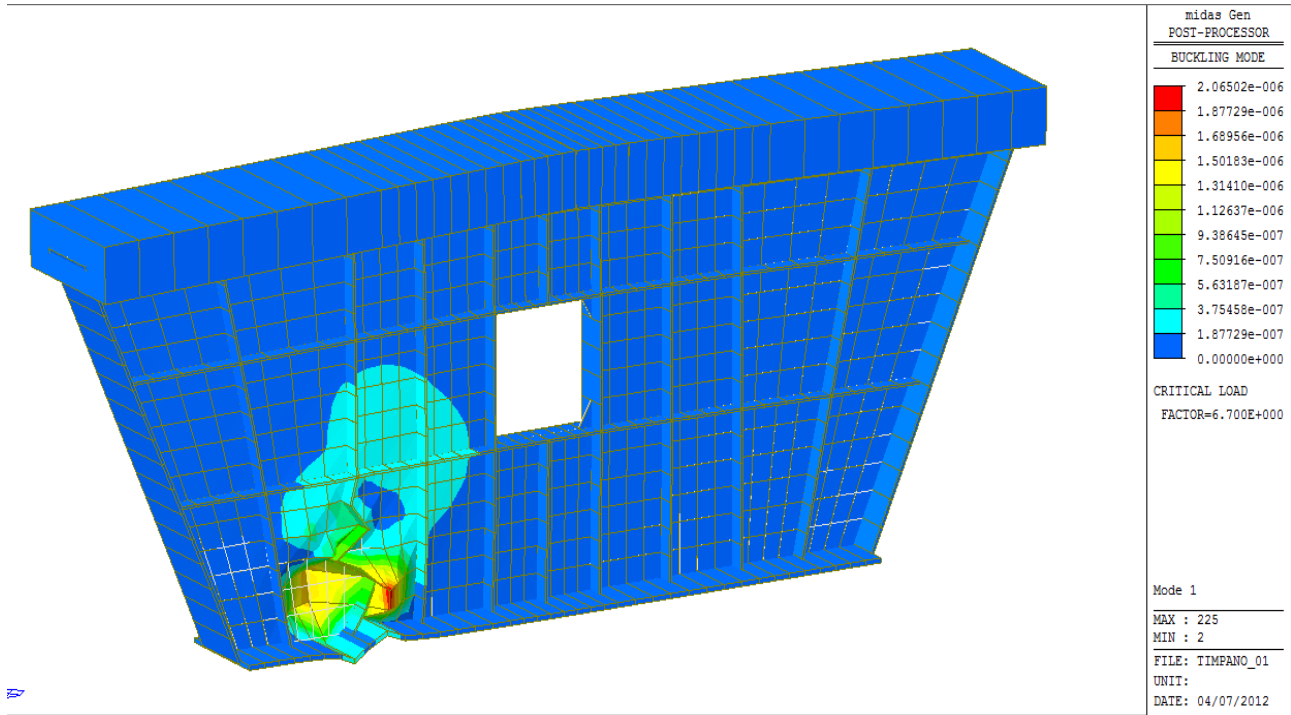
FIGURA 8.6-2 - MODELLAZIONE TIMPANO CON AZIONI CONCENTRATE APPLICATE

La struttura è stata modellata mediante elementi piani tipo “shell” (lamiera principale) unitamente ad irrigidimenti modellati con elementi tipi “Frame”; vincolamento laterale per modellare la reale condizione di connessione con la struttura e reazioni vincoli spalla applicate cambiate di segno.

Si riporta, di seguito, l'andamento delle tensioni normali ottenuto con la soluzione ad elementi finiti mediante il programma Midas Gen 2012.



**FIGURA 8.6-3 - MAPPA TENSIONI (SLU)**



**FIGURA 8.6-4 - ANALISI DI BUCKLING (MULTIPLICATORE CRITICO MINIMO)**

Dalle elaborazioni ottenute si evince che verifiche di resistenza e di stabilità all'imbozzamento del pannello d'anima sono soddisfatte.