



INTERVENTO FINANZIATO NELL'AMBITO DEL PATTO PER BOLOGNA

## VARIANTE ALLA S.P. 65 "DELLA FUTA"

**NODO DI RASTIGNANO - 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO**  
**TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE DELLE OCHE**  
**NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E PIANORO**

# PROGETTO DEFINITIVO

# CORPO STRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VIADOTTO RASTIGNANO

## RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

	<p><b>VISTO DEL PROPRIETARIO DELLE OPERE</b></p> <p> <b>CITTÀ METROPOLITANA DI BOLOGNA</b></p> <p><b>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO</b> Ing. Pietro Luminasi</p>	<p><b>VISTO DEL CONCEDENTE</b></p> <p></p> <p><b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURE E LOGISTICA</p>
--	---	--

# **SPEA Engineering**

**VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA”**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI  
COMPLETAMENTO**

TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE  
DELLE OCHE NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E  
PIANORO

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE  
STRUTTURE DEL VIADOTTO RASTIGNANO**



## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA .....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
3.1	Elementi in conglomerato cementizio armato.....	6
3.2	Elementi in acciaio da carpenteria.....	7
<b>4</b>	<b>DATI DI BASE .....</b>	<b>8</b>
4.1	Dati generali .....	8
4.2	Apertura limite fessure .....	8
4.3	Dati sismici .....	9
<b>5</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO E PILE.....</b>	<b>10</b>
5.1	Modelli, fasi di calcolo e caratteristiche inerziali delle sezioni .....	10
5.1.1	Fasi di calcolo e carichi corrispondenti.....	10
5.1.2	Modelli di calcolo.....	10
5.1.3	Caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni.....	17
5.2	Analisi dei carichi .....	22
5.2.1	Peso proprio degli elementi strutturali (PP) .....	22
5.2.2	Carichi permanenti portati (SP, SL, CR) .....	22
5.2.3	Coazioni - ritiro (RT).....	23
5.2.4	Coazioni - variazioni termiche (TMP 1, TMP 2, TMN 1, TMN 2) .....	24
5.2.5	Distorsioni - cedimenti vincolari (CSP, CPI).....	25
5.2.6	Azioni parassite dei vincoli (AP).....	25
5.2.7	Carichi mobili (ML).....	25
5.2.8	Azione di frenatura (FR) .....	28
5.2.9	Azione del vento (VN).....	28
5.2.10	Azione sismica (SLD-X, SLD-Y, SLD-Z, SLV-X, SLV-Y, SLV-Z, SLC-X, SLC-Y, SLC-Z)	29
5.3	Tipologie di analisi eseguite .....	33
5.3.1	Effetti del ritiro e delle variazioni termiche in soletta sul comportamento globale .....	34
5.4	Combinazione dei carichi.....	40
5.5	Diagrammi principali delle sollecitazioni .....	43
5.6	Analisi modale dell'opera .....	47
5.7	Criterio di dimensionamento degli elementi strutturali.....	50

<b>5.8</b>	<b>Dimensionamento soletta d'impalcato .....</b>	<b>51</b>
<b>5.9</b>	<b>Dimensionamento travi principali metalliche .....</b>	<b>51</b>
5.9.1	Verifiche di Resistenza – SLU .....	51
5.9.2	Verifiche di instabilità dei pannelli d'anima- SLU .....	56
5.9.3	Verifiche di deformabilità SLE.....	69
<b>5.10</b>	<b>Verifica a fessurazione soletta in direzione longitudinale.....</b>	<b>70</b>
5.10.1	Armatura minima.....	71
5.10.2	Verifica a fessurazione.....	71
<b>5.11</b>	<b>Dimensionamento aste metalliche di controventamento.....</b>	<b>73</b>
5.11.1	Diagonali di parete.....	74
5.11.2	Correnti superiori.....	77
5.11.3	Correnti inferiori.....	80
5.11.4	Diagonali inferiori .....	82
<b>5.12</b>	<b>Dimensionamento trave rompitratta .....</b>	<b>85</b>
<b>5.13</b>	<b>Connettori a taglio travi metalliche – soletta .....</b>	<b>88</b>
5.13.1	Verifica in condizione ultima SLU .....	89
5.13.2	Verifica in condizione di esercizio SLE .....	91
<b>5.14</b>	<b>Verifica a fatica.....</b>	<b>92</b>
5.14.1	Verifica a fatica saldatura ali-anima delle travi principali .....	94
5.14.2	Verifica a fatica saldatura tra i vari conci delle travi principali .....	95
<b>5.15</b>	<b>Isolatori sismici .....</b>	<b>96</b>
<b>5.16</b>	<b>Giunti e varco strutturale alle spalle.....</b>	<b>105</b>
<b>5.17</b>	<b>Dimensionamento pile .....</b>	<b>110</b>
5.17.1	Verifiche di resistenza in condizione ultima SLU e SLV del fusto .....	110
5.17.2	Verifiche a fessurazione del fusto.....	115
5.17.3	Verifiche di resistenza in condizione ultima SLU del pulvino .....	116
<b>6</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: LASTRA PREDALLE .....</b>	<b>121</b>
<b>6.1</b>	<b>Premessa, analisi dei carichi e combinazioni di carico.....</b>	<b>121</b>
<b>6.2</b>	<b>Modelli di calcolo.....</b>	<b>123</b>
<b>6.3</b>	<b>Sollecitazioni di progetto.....</b>	<b>128</b>
<b>6.4</b>	<b>VERIFICHE DI SICUREZZA.....</b>	<b>131</b>
6.4.1	Verifica a momento negativo in corrispondenza dell'appoggio laterale.....	131
6.4.2	Verifica a momento positivo in campata .....	132



6.4.3	Verifica a momento negativo in corrispondenza della sezione di ripresa di getto .....	133
6.4.4	Verifica a taglio .....	134
6.4.5	Verifiche di deformabilità .....	135
<b>7</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SOLETTA .....</b>	<b>135</b>
<b>7.1</b>	<b>Valutazioni preliminari in merito agli effetti delle coazioni .....</b>	<b>137</b>
<b>7.2</b>	<b>Analisi dei carichi .....</b>	<b>141</b>
7.2.1	Carichi permanenti .....	141
7.2.2	Guardrail (GR): 1.50 kN/m .....	141
7.2.3	Barriere antirumore (BR): 4.00 kN/m .....	142
7.2.4	Cordoli (C) (tratto sveltante rispetto alla soletta): 3.75 kPa .....	142
7.2.5	Pavimentazione stradale (pv): 3.00 kPa .....	143
7.2.6	Impianti vari (TB): 1.00 kN/m .....	143
7.2.7	Carichi mobili .....	144
7.2.8	Vento .....	148
7.2.9	Urto sui sicurvia dei veicoli in svio .....	149
<b>7.3</b>	<b>Combinazioni di carico .....</b>	<b>151</b>
<b>7.4</b>	<b>Risultati delle analisi e verifiche di sicurezza .....</b>	<b>153</b>
7.4.1	Verifiche di resistenza a flessione .....	155
7.4.2	Verifiche di resistenza a taglio .....	157
7.4.3	Verifiche a fessurazione .....	159
7.4.4	Verifiche di deformabilità .....	163

## 1 PREMESSA

Nell'ambito del progetto del II Lotto della Variante di Rastignano, si prevede la realizzazione di un viadotto che permette alla S.P. n°65 in variante di oltrepassare il fiume Savena e l'abitato di Rastignano di cui la presente relazione tecnico-statica riporta i calcoli strutturali.

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in oggetto è un ponte costituito da 5 campate con luci di calcolo, misurate in asse tracciato stradale, pari rispettivamente a 39 m, 63 m, 65 m, 63 m e 39 m, per una lunghezza totale di 269 m (misurata da asse appoggi delle spalle).

L'opera è costituita da un'unica carreggiata di larghezza pari a 15.30 m costituita da due corsie di marcia. Sui cordoli di estremità di larghezza pari a 2.40 m si prevede l'installazione di una barriera bordo ponte tipo H3 e di una barriera antirumore di notevole altezza per tutta lo sviluppo dell'opera.

La soluzione tecnica prevista è quella di impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo. L'impalcato è costituito da due travi metalliche continue a sezione "doppio T" di altezza costante pari a 2.80 m ad anime verticali su cui appoggia una soletta collaborante in c.a. di spessore costante pari a 30 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 delle barriere bordo ponte e barriere antirumore 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 ad un minimo di 3.0 m (conci in corrispondenza delle pile) ad un massimo di 5.50 m sono previsti dei controventamenti trasversali realizzati con profilati ad L per i correnti superiori, per i diagonali di parete e per i correnti inferiori, mentre per l'irrigidimento delle anime delle due travi principali si prevedono delle normali costole metalliche con interasse pari a  $2.75 \text{ m} \div 3.00 \text{ m}$  e due elementi longitudinali posti a distanza di 0.90 m dalle ali superiori e inferiori. In corrispondenza di spalle e pile i controventamenti trasversali sono previsti in lamiera piena opportunamente irrigidita. Inferiormente si prevede la realizzazione di una travatura reticolare costituita da diagonali a croce di "S. Andrea" costituiti da profilati a "L" per ogni campo individuato dai controventamenti trasversali di cui sopra. I due sbalzi laterali misurano 3.20 m e la distanza tra le due travi principali è di 8.90 m. La struttura metallica di impalcato verrà assemblata in opera mediante apposita officina di saldatura e varata a spinta per il tratto rettilineo, mentre le due campate in curva saranno varate dal basso tramite idonee gru.

Il sistema di vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori elastomerici ad elevato indice di smorzamento viscoso equivalente inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori elastomerici" descritta al punto 11.9.7 delle NTC08. In direzione trasversale, in condizione statica, si prevede un vincolamento rigido tra impalcato e sottostrutture grazie all'inserimento di appositi ritegni rigido-fragili dimensionati per resistere, appunto, alle massime azioni trasversali impalcato-sottostruttura che si verificano in condizione statica.

La vita nominale dell'opera è assunta pari a 50 anni.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

In seguito si riportano le caratteristiche principali dei materiali previsti in progetto per i vari elementi strutturali.

#### 3.1 Elementi in conglomerato cementizio armato

##### TABELLA MATERIALI :

##### CALCESTRUZZO :

Secondo EN206 – CNR UNI 11104

##### PALI:

- Classe C25/30
- Classe di esposizione XC2

##### MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI:

- Classe C12/15
- Classe di esposizione X0

##### FONDAZIONI PILE, SPALLE E MURI:

- Classe C28/35
- Classe di esposizione XC2

##### ELEVAZIONI PILE:

- Classe C32/40
- Classe di esposizione XF2

##### PULVINO:

- Classe C32/40
- Classe di esposizione XF4

##### ELEVAZIONI MURI:

- Classe C28/35
- Classe di esposizione XF2

##### ELEVAZIONI SPALLE:

- Classe C32/40
- Classe di esposizione XF2

##### SOLETTE IN C.A., CORDOLI, BAGGIOLI:

- Classe C35/45
- Classe di esposizione XF4

##### COPPELLE:

- Classe C35/45
- Classe di esposizione XF4

COPRIFERRO NOMINALE\* per pali trivellati ( $\phi_{\text{palo}} > 600\text{mm}$ ) Cnom.=60.0mm

COPRIFERRO NOMINALE\* per solette Cnom.=35.0mm

COPRIFERRO NOMINALE\* per elevazioni Cnom.=35.0mm

COPRIFERRO NOMINALE\* per fondazioni Cnom.=40.0mm

\* EN 1992-1-1 par. 4.4.1 (2)P

##### ACCIAIO PER C.A.:

Secondo NTC 2008 (DM 14/01/2008)

Tipo B450C  $f_{yk} \geq 450\text{MPa}$   
 $f_{tk} \geq 540\text{MPa}$

### 3.2 Elementi in acciaio da carpenteria

#### MATERIALI: NOTE E PRESCRIZIONI

- Elementi saldati in acciaio con sp.  $\leq 20\text{mm}$  S355J0 (ex 510C)
- Elementi saldati in acciaio con  $20\text{mm} < \text{sp.} \leq 40\text{mm}$  S355J2G3 (ex 510D)
- Elementi saldati in acciaio con sp.  $> 40\text{mm}$  S355K2G3 (ex 510DD)
- Elementi non saldati, angolari e piastre sciolte, S355J0 (ex 510C)
- Imbottiture con sp.  $< 3\text{mm}$  (S355J0W)

La tensione di snervamento nelle prove meccaniche nonché il CEV nell'analisi chimica dovranno essere nei limiti della UNI EN 10025.  
Prima della tracciatura dei pezzi devono essere definiti gli eventuali interventi sulla carpenteria imposti dal sistema di montaggio e varo.  
Le tolleranze dimensionali per lamiere e profilati dovranno rispettare i limiti prescritti dalla UNI EN 10029 con classe di tolleranza minima A.

#### BULLONI: NOTE E PRESCRIZIONI

- Secondo DM 14.01.2008 e UNI EN 14399-1

Controventi superiori di montaggio e traversi superiori:  
Giunzioni di categoria A secondo EN 1993-1-8 par.3.4. (giunzioni a taglio)  
Bulloni conformi per caratteristiche dimensionali alle norme  
UNI EN ISO 4016 2002 e UNI 5592 1968  
Classi di resistenza secondo norma UNI EN ISO 898-1 2001  
Controventi orizzontali inferiori, diaframmi e giunzioni travi principali.  
Assieme vite-dado sistema HRC conforme a EN 14399-10.  
Giunzioni di categoria B secondo EN 1993-1-8 par.3.4. (giunzioni ad attrito allo SLE a serraggio controllato/calibrato)  
Preparazione delle superfici: classe di rugosità C (EN 1090-2, tab18).

#### RIFERIMENTI NORMATIVI

Viti e dadi: riferimento UNI EN 14399 2005, parti 3, 4 e 10.  
Rosette e piastrine: riferimento UNI EN 14399 2005, parti 5 e 6.

#### PROPRIETA' DEI MATERIALI

Viti 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1 2001  
Dadi 10 secondo UNI EN 20898-2 1994  
Rosette in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC32+40, secondo UNI EN 10083-2 2006.  
Piastrine in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC32+40, secondo UNI EN 10083-2 2006.  
I bulloni disposti verticalmente, se possibile, avranno la testa della vite verso l'alto ed il dado verso il basso ed avranno una rosetta sotto la vite ed una sotto il dado.  
Superfici a contatto per giunzione ad attrito: categoria C secondo EN 1090-2, n=0,30 secondo tab. 3.7 EN 1993-1-8 e par. 4.2.8.1.1 DM 14/01/2008  
Precarico secondo UNI EN 1993-1-1(EN3)

BULLONE	PRECARICO
M20-10.9	170 KN
M24-10.9	250 KN
M27-10.9	320 KN

In ogni caso i collegamenti bullonati devono essere a serraggio controllato/calibrato.

#### PIOLI

Secondo UNI EN ISO 13918 e DM 14/01/2008  
Pioli tipo NELSON  $\phi=22$  H=200  
Acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)  
 $f_y > 350\text{ MPa}$   
 $f_u > 450\text{ MPa}$   
Allungamento  $> 15\%$   
Strizione  $> 50\%$

#### CONTROLLI

Secondo D.M. 14/01/2008

#### SALDATURE


Secondo D.M. 14/01/2008  
GIUNZIONI DELLE TRAVI PRINCIPALI REALIZZATE MEDIANTE SALDATURE A PIENA PENETRAZIONE DI 1A CL., EFFETTUATE DA ENTRAMBI I LATI, MOLATE IN DIREZIONE DEGLI SFORZI E SOGGETTE A CONTROLLI NON DISTRUTTIVI (CIRCOLARE 02/02/2009 n. 617 C.S.LL.PP. PAR. C4.2.4.1.4.4, TAB. C4.2.XV DETT.8)

#### VERNICIATURA

Secondo capitolato tecnico.  
Verniciare con ciclo completo la fascia di sovrapposizione fra le dalle e le ali superiori delle travi principali almeno 10 cm per parte.

#### NOTE GENERALI

- E' necessario movimentare la trave con bilancini di presa in modo da evitare svergolamenti anomali in fase di sollevamento.
- Per la manutenzione degli appoggi per sollevamenti sino a 40mm si può operare sulla singola pila.

 gruppo Atlantia	<b>VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA</b> <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b> Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro <b>Progetto Definitivo</b> <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>
--	--

## 4 DATI DI BASE

### 4.1 Dati generali

Si rimanda alle informazioni fornite al punto 2.

### 4.2 Apertura limite fessure

Con riferimento a quanto descritto al paragrafo 3 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	-

### 4.3 Dati sismici

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

- ✚ Longitudine: 11.3578°;
- ✚ Latitudine: 44.5964°
- ✚ Vita nominale: 50 anni;
- ✚ Classe d'uso: IV  $\rightarrow$   $C_u = 2.0$ ;
- ✚ Stato Limite: SLD, SLV, SLC;
- ✚ Categoria di sottosuolo: B;
- ✚ Categoria topografica: T1;
- ✚ Fattore di struttura:  $q = 1$  (struttura isolata sismicamente, paragrafo 7.10 delle NTC08);
- ✚ Indice di smorzamento viscoso equivalente del sistema di isolamento:  $\xi = 0.13$ .

 gruppo Atlantia	VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA" NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
--	---

## 5 DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO E PILE

### 5.1 Modelli, fasi di calcolo e caratteristiche inerziali delle sezioni

Il dimensionamento dell'opera è stato ottenuto mediante diverse modellazioni ad elementi finiti tramite il programma di calcolo "SAP2000" v. 18.1.1 della "Computers & Structures Inc.", Berkeley – California (USA).

Si è analizzato lo stato tensionale e deformativo dell'opera in diverse fasi di calcolo, ognuna caratterizzata da certi carichi agenti e da sezioni di impalcato aventi caratteristiche geometrico-inerziali differenti.

#### 5.1.1 Fasi di calcolo e carichi corrispondenti

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

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

In virtù di quanto riportato al punto 4.3.2.2.1 delle NTC08 e agendo in maniera semplificata ma cautelativa per gli elementi metallici, la fase 2a e la fase 2b sono state esaminate in un'unica fase 2 considerando un modulo elastico per il conglomerato cementizio pari al 50% di quello medio istantaneo (coefficiente di omogeneizzazione assunto pari a  $n = 13$ ). A causa di ciò si è presa in esame però un'ulteriore fase:

- ✚ Fase 3: agenti le strutture metalliche e la soletta collaborante considerando un modulo elastico del conglomerato cementizio a breve termine ( $n = 6.6$ ) per la verifica di deformabilità in condizione di esercizio e per la valutazione dei modi di vibrare proprio dell'opera.

#### 5.1.2 Modelli di calcolo

Per quanto riguarda l'analisi globale dell'opera, si sono realizzati differenti modelli di calcolo con elementi finiti monodimensionali tipo "frames" al fine di analizzarne le fasi costruttive e d'esercizio e un modello ad elemento monodimensionali e bidimensionali "areas". In particolare:

- ✚ Modello di calcolo "Fase 1". Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato tensio-deformativo dell'opera in fase di getto della soletta di impalcato e pertanto schematizza come impalcato la sola struttura metallica soggetta al peso proprio ed al carico del peso della soletta fluida;
- ✚ Modello di calcolo "SLU". Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato tensio-deformativo dell'opera in fase finale in condizione statica e pertanto schematizza come impalcato la struttura metallica con soletta in c.a. collaborante soggetto ai carichi permanenti portati, al ritiro, alle variazioni termiche, ai possibili cedimenti vincolari di pile o spalle, ai carichi mobili e al vento. Il modulo elastico  $E$  del conglomerato cementizio è stato assegnato pari al 50% del modulo istantaneo;



- ✚ Modello di calcolo "SLC". Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato tensio-deformativo dell'opera in fase finale in condizione sismica e pertanto schematizza come impalcato la struttura metallica con soletta in c.a. collaborante soggetto ai carichi permanenti portati, al ritiro, alle variazioni termiche e al sisma. Il modulo elastico  $E$  del conglomerato cementizio è stato assegnato pari al 50% del modulo istantaneo. Tale modello è utilizzato anche per indagare lo stato tensionale e deformativo degli elementi strutturali in condizione di stato limite SLV in quanto la rigidità degli isolatori, che dipende dal loro massimo spostamento, non subisce variazioni importanti;
- ✚ Modello di calcolo "SLE". Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato deformativo dell'opera in fase di normale esercizio e pertanto schematizza come impalcato la struttura metallica con soletta in c.a. collaborante soggetto ai carichi permanenti portati, al ritiro, alle variazioni termiche, ai possibili cedimenti vincolari di pile o spalle, ai carichi mobili, al vento ed all'azione sismica per la condizione SLD. Il modulo elastico  $E$  del conglomerato cementizio è stato assegnato pari al valore del modulo istantaneo per la condizione statica e pari al suo 50% per la condizione sismica;
- ✚ Modello di calcolo "3D COMPLETO". Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato tensio-deformativo nelle aste metalliche costituenti i controventamenti trasversali e di piano e come controllo e conferma dell'attendibilità dei risultati ottenuti con i precedenti modelli di calcolo. Le travi principali e la soletta sono schematizzati con elementi finiti bidimensionali "areas" di tipo "thin shell", mentre le aste metalliche con elementi monodimensionali "frames" incernierate alle estremità.

Per i modelli ad elementi monodimensionali valgono i seguenti dettagli:

- ✚ L'impalcato è schematizzato con una serie di elementi "frames" che ne rappresentano la sezione e la suddivisione in conci. Operativamente si è schematizzato l'insieme delle due travi, della reticolare inferiore e della soletta come una sezione a cassone equivalente per la quale si è determinato lo spessore della piattabanda inferiore secondo criteri di equivalenza statica noti in letteratura tecnica (si veda, ad esempio, "Torsion in structures: an engineering approach" di C.F. Kollbrunner e K. Basler). Lo spessore della piattabanda inferiore equivalente alla struttura reticolare (valore che ha poi un'importanza e una variabilità modesta nello studio globale dell'impalcato) si è fissato per tutte le sezioni pari a 10.0 mm;
- ✚ Per i conci in pila e intermedi (si veda in seguito) nel modello "SLU" si è ridotto il momento d'inerzia rispetto all'asse d'inerzia orizzontale per trascurare il contributo della soletta in c.a. ipotizzata fessurata in tali zone e si è invece considerata l'armatura metallica di soletta (ipotizzata per semplicità sempre pari a  $\phi 16/200$  mm sia in intradosso, sia in estradosso);
- ✚ 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 "joint constrains". Il vincolamento è modellato tramite elementi di collegamento "link" di tipo elastico-lineare che schematizzano gli isolatori sismici elastomerici i cui valori di rigidità orizzontale e indice di smorzamento viscoso equivalente sono differenti per i due modelli realizzati e sono pari ai valori riportati al punto 5.3. La serie di elementi "frames" schematizzanti l'intero impalcato è stata modellata nel piano  $z = 0$  ed è stato assegnato loro un



“insertion point” in modo da impostare a tale quota l'estradosso delle travi metalliche;

- ✚ Le pile sono schematizzate con elementi “frames” verticali alla cui sommità si collegano gli isolatori sismici tramite vincolamenti interni a corpo rigido denominati “joint constrains”. La sezione trasversale della pila è schematizzata come sezione circolare di diametro pari a 3.0 m e la sezione trasversale del pulvino con una sezione ad altezza variabile da un minimo di ad un massimo di in asse pila;
- ✚ Le spalle non sono schematizzate in quanto analizzate con una modellazione dedicata (si veda in proposito la relazione di calcolo dedicata); i modelli terminano con due elementi di collegamento “link” schematizzanti i due isolatori sismici direttamente incastrati alla base.

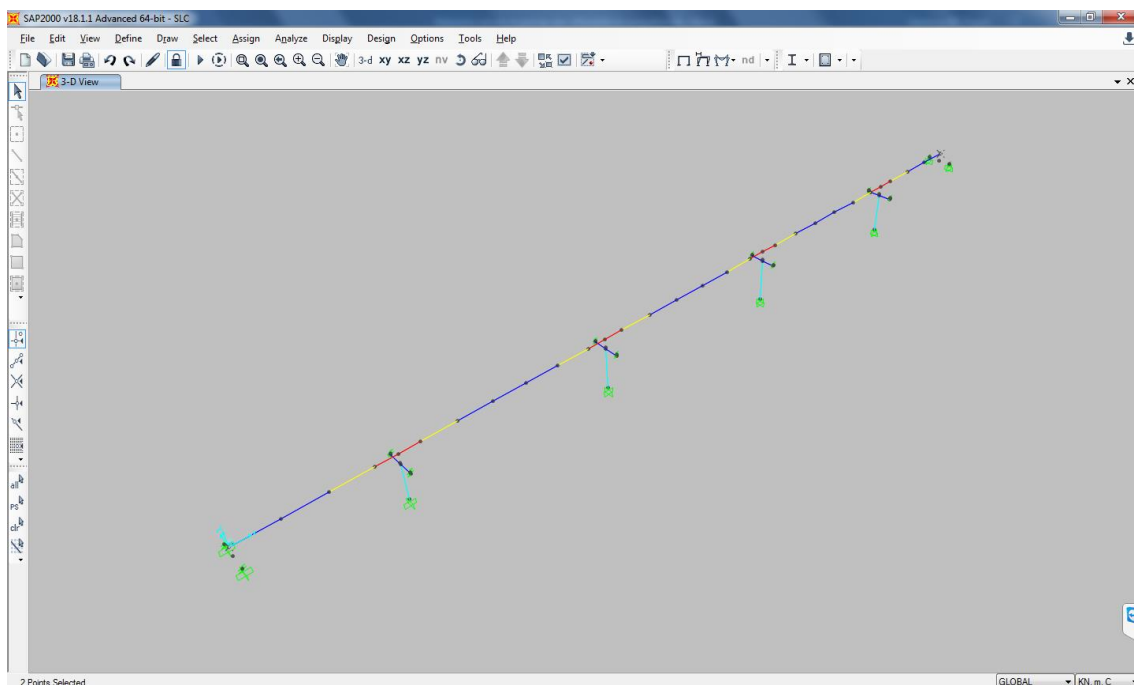


Figura 5.1: Modello “SLC” – vista globale dall’alto

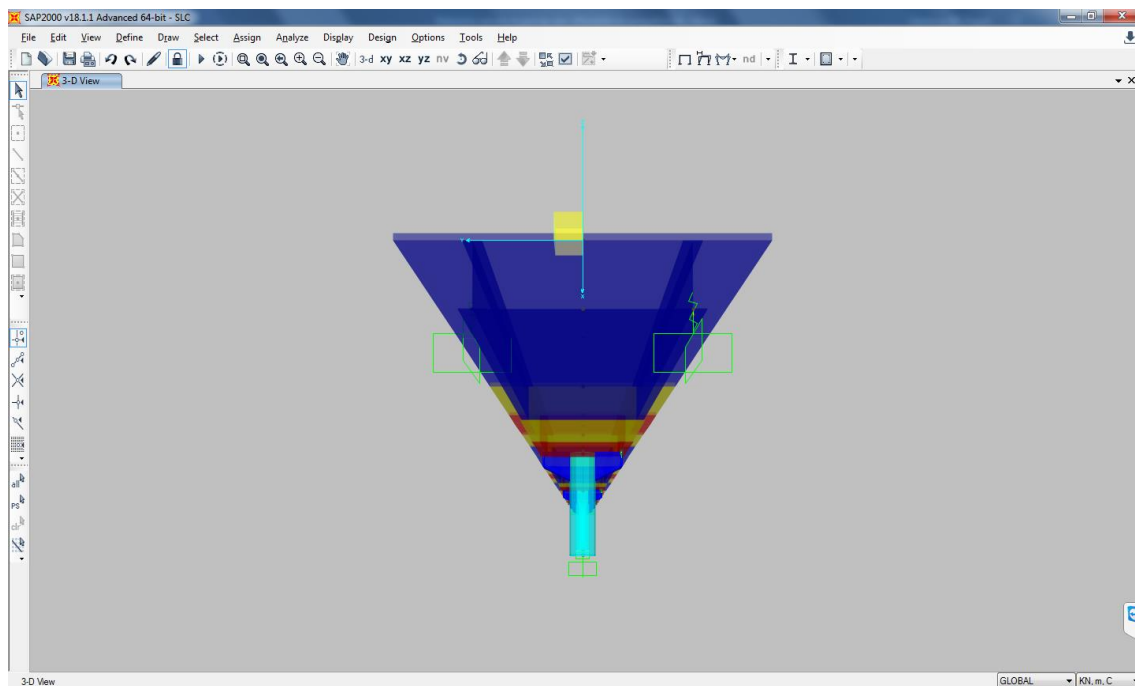


Figura 5.2: Modello “SLC” – vista frontale con ingombro solido

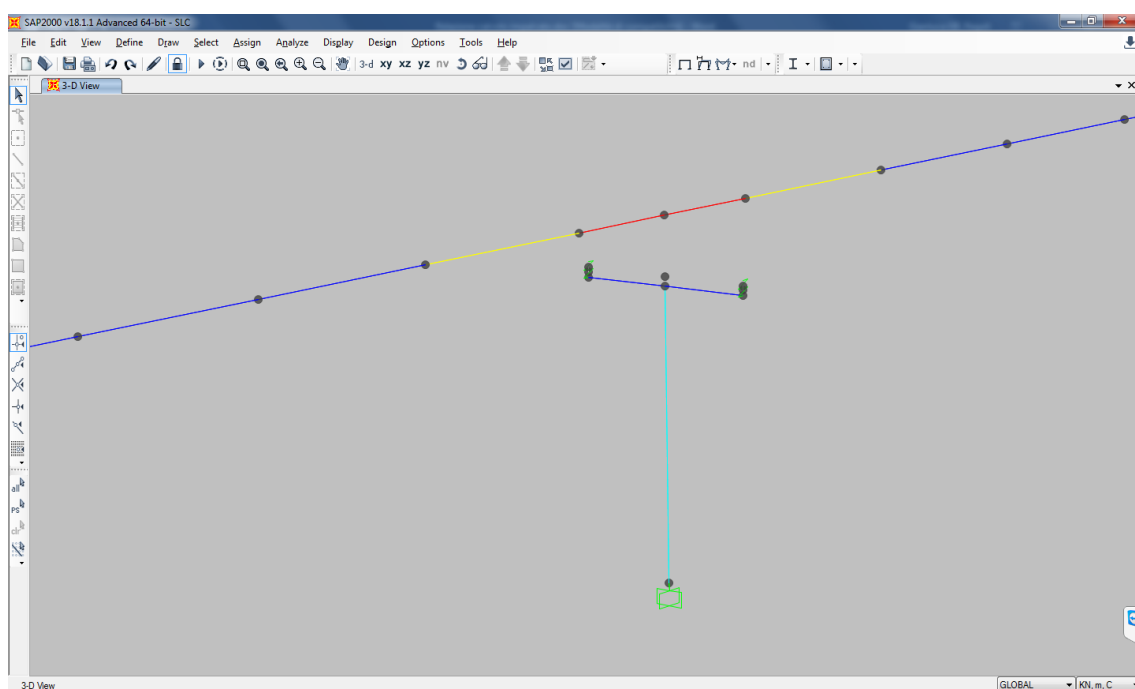


Figura 5.3: Modello “SLC” – particolare collegamento impalcato/pile

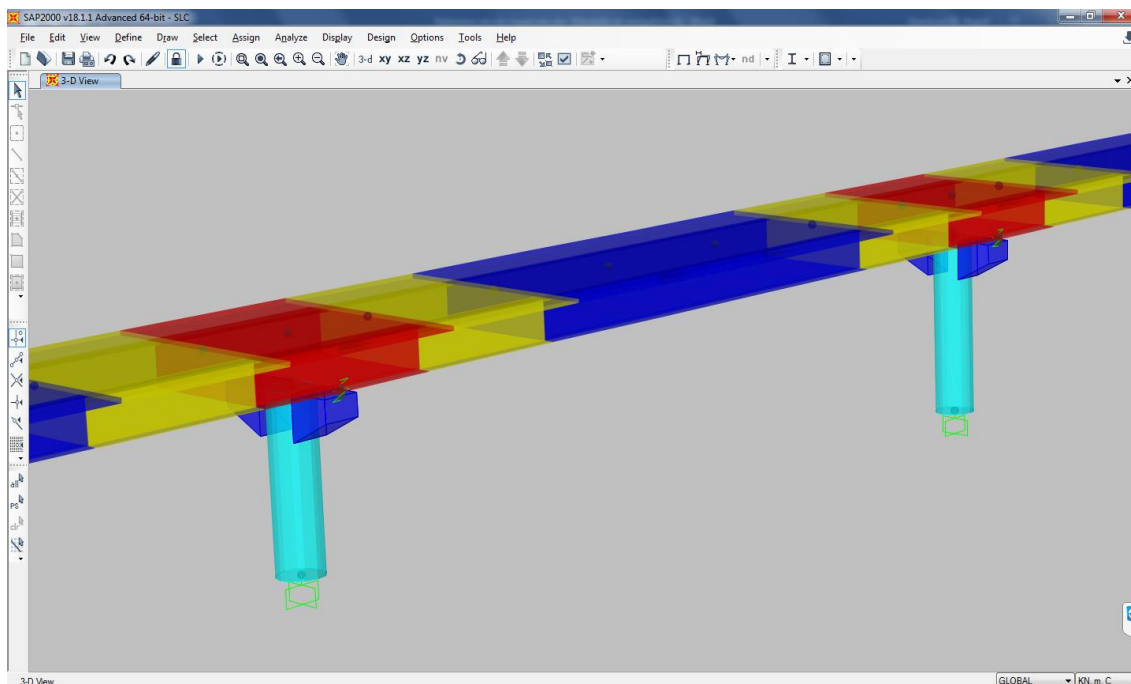


Figura 5.4: Modello “SLC” – particolare pile con ingombro solido

Per il modello “3D COMPLETO” valgono i seguenti dettagli:

- ✚ Le travi sono schematizzate con elementi bidimensionali “areas” di tipo thin-shell; la distanza tra i baricentri delle ali è stata fissata per semplicità pari a 2.70 m per tutte le sezioni. La quota di definizione dei baricentri delle ali superiori è stata assunta  $z = 0$  m;
- ✚ La soletta in c.a. è schematizzata con elementi bidimensionali “areas” di tipo thin-shell il cui piano medio è stato posizionato alla quota di  $z = 0.15$  m;
- ✚ Il collegamento tra gli elementi “areas” schematizzanti le ali superiori delle travi metalliche e quelli schematizzanti la soletta è stato modellato tramite vincolamenti interni a copro rigido attraverso opportuni “joint constraints” di tipo “weld”;
- ✚ Agli elementi schematizzanti le ali inferiori e le anime delle travi metalliche e a quelli schematizzanti la soletta in c.a. non direttamente collegata con le ali superiori delle travi si è assegnata una suddivisione automatica interna degli elementi in 4 sotto-elementi ognuno;
- ✚ A tutti gli elementi “areas” è stato assegnato un “automatic edge constraints” in modo da rendere congruenti gli elementi adiacenti in caso di suddivisione automatica interna;
- ✚ Le aste metalliche costituenti i sistemi di controventamento di parete e di piano inferiore sono state modellate come elementi monodimensionali “frames” e considerate incernierate alle estremità;
- ✚ Il modello è vincolato esternamente tramite carrelli ad asse verticale nei nodi in corrispondenza di spalle e pile. Per il vincolamento orizzontale si è assegnato un vincolo rigido in direzione trasversale ai nodi centrali dell’ala inferiore di una delle

due travi principali in corrispondenza di spalle e pile e dei vincolamenti elastici in direzione longitudinale per schematizzare la rigidità degli isolatori sismici;

- Agli elementi di soletta facenti parte dei conci di pila e metà dei conci intermedi (per una lunghezza totale di circa 11.0 m a cavallo delle pile) si sono assegnati dei modificatori delle proprietà inerziali al fine di trascurare la soletta in zona a momento negativo. In particolare si è assegnato pari a 0.01 il coefficiente riduttore della rigidità membrana longitudinale ( $f_{11}$ ), della rigidità flessionale longitudinale ( $m_{11}$ ) e della rigidità flessionale mista ( $m_{12}$ ).

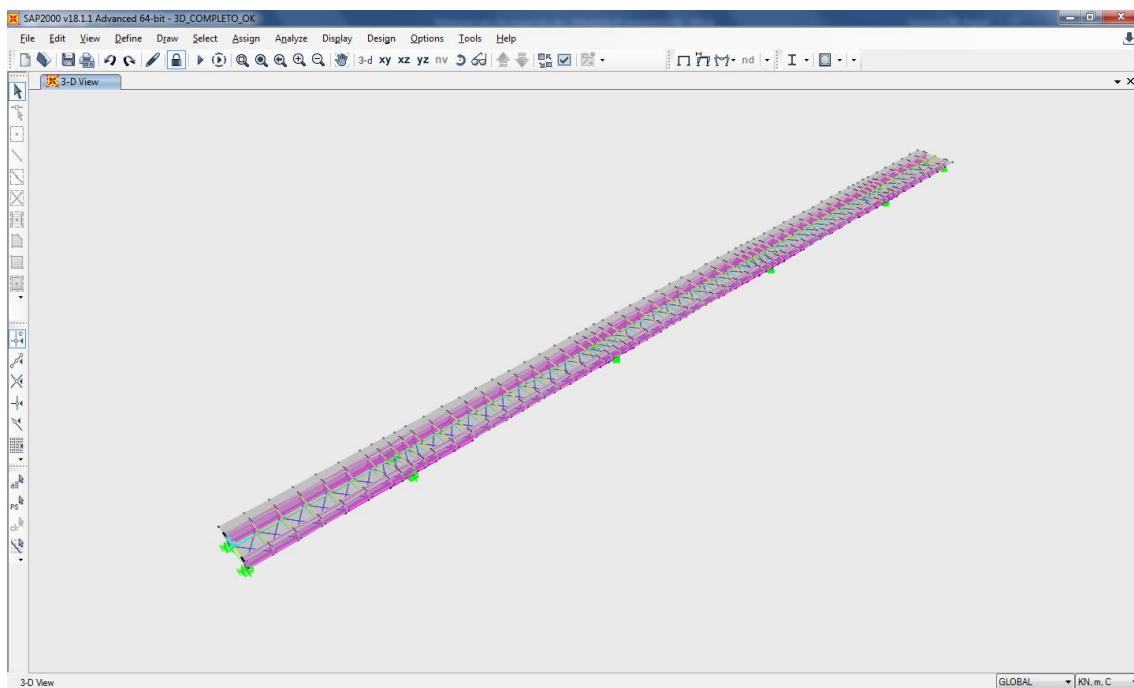


Figura 5.5: Modello "3D COMPLETO" – vista dall'alto

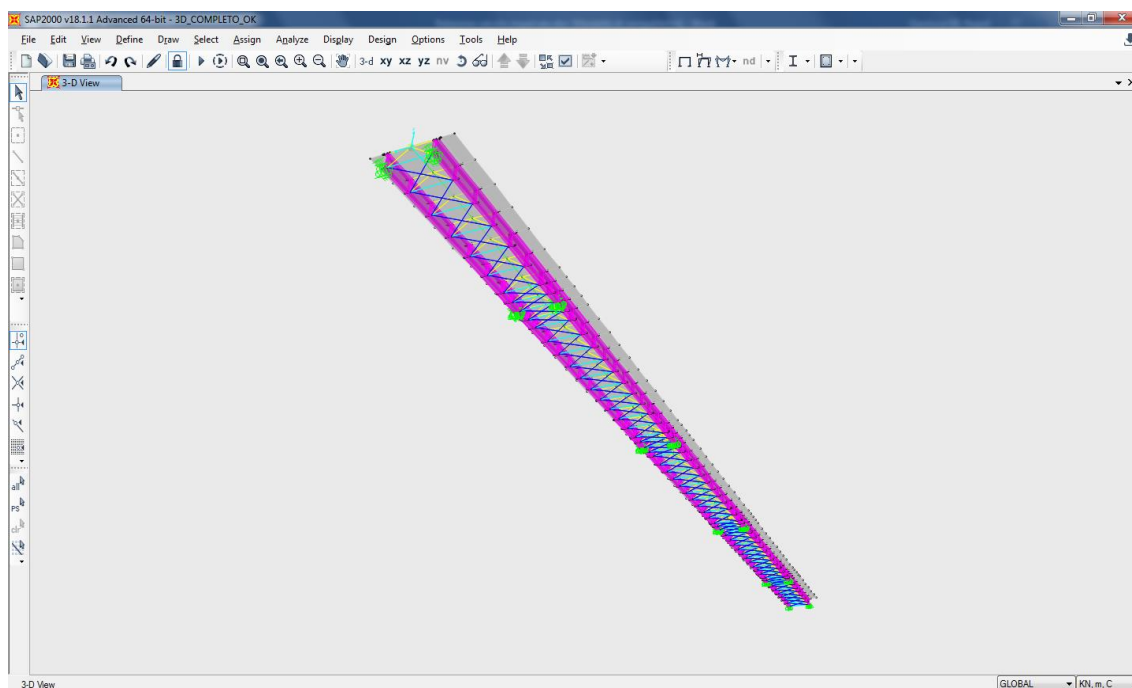


Figura 5.6: Modello “3D COMPLETO” – vista dal basso

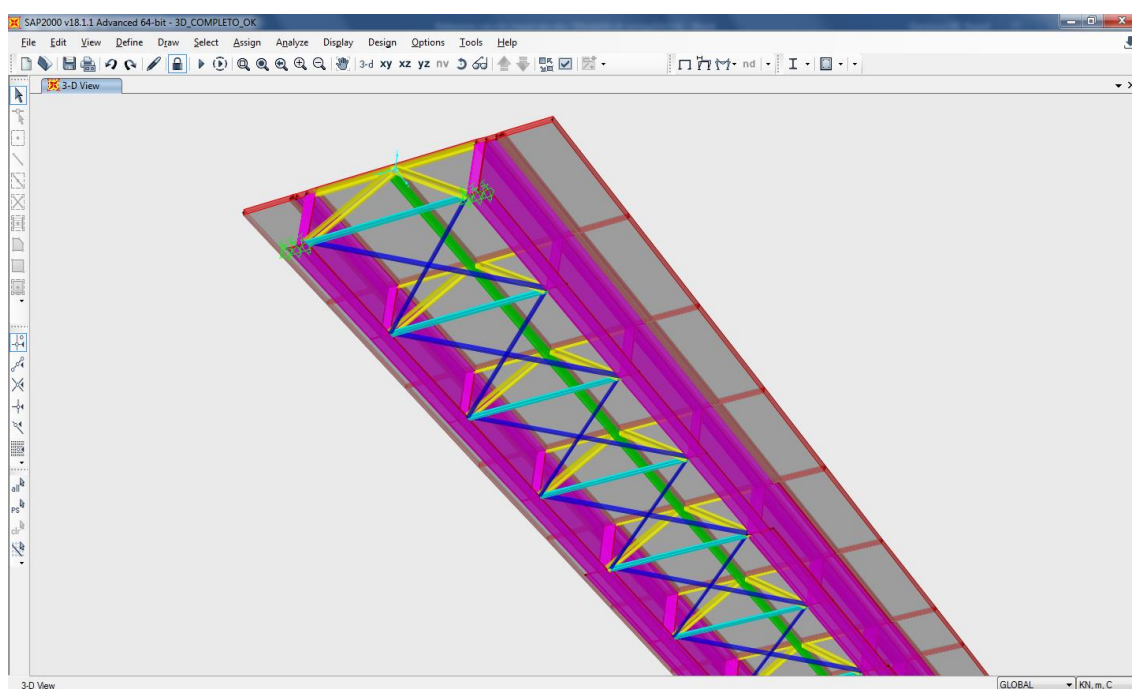


Figura 5.7: Modello “3D COMPLETO” – particolare vista dal basso con ingombro solido

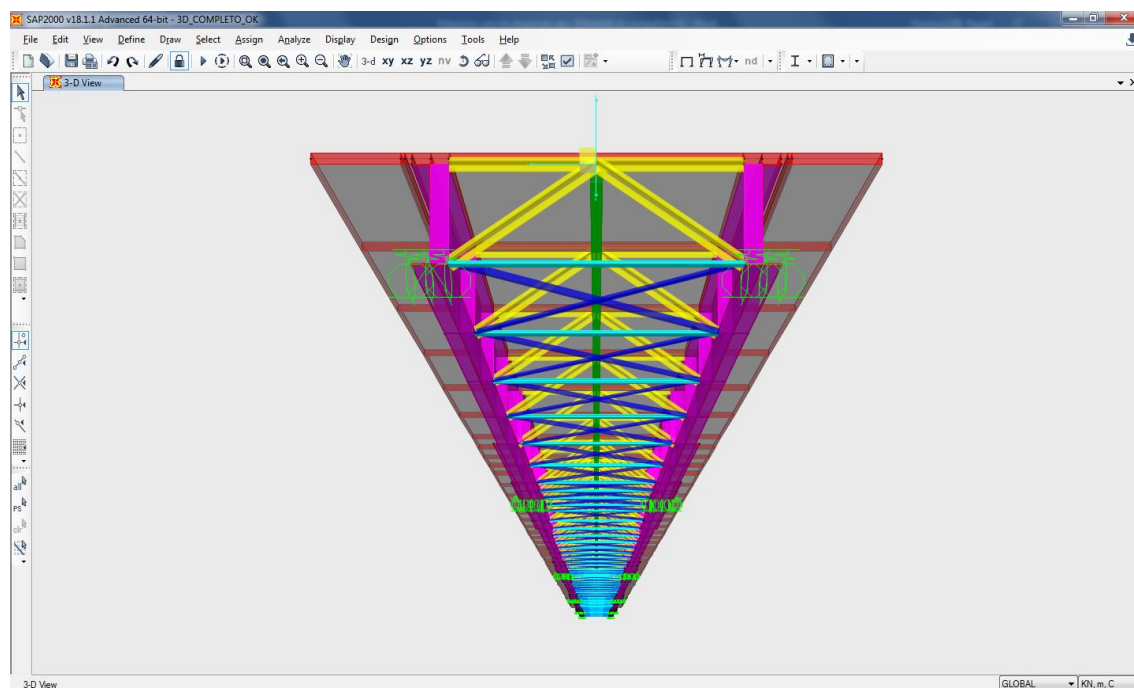


Figura 5.8: Modello “3D COMPLETO” – vista frontale con ingombro solido

### 5.1.3 Caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni

Per quanto attiene alle sezioni trasversali dell’impalcato implementate, valgono le proprietà geometrico-inerziali riportate nelle Figure seguenti e utilizzate nei calcoli di dimensionamento (per semplicità l’armatura in soletta è considerata sempre pari a  $\phi 16/200$  mm in intradosso e in estradosso).

CONCIO NUM.	L (m)	TIPOLOGIA SEZ.	L PROGRESSIVA (m)	Peso (KN/m)	Peso (KN)
1	11.0	CONCIO CAMPATA	11.0	16.93	186.23
2	11.0	CONCIO CAMPATA	22.0	16.93	186.23
3	11.0	CONCIO INTERMEDIO	33.0	34.79	382.69
4	12.0	CONCIO PILA	45.0	50.14	601.68
5	9.6	CONCIO INTERMEDIO	54.6	34.79	333.98
6	9.6	CONCIO CAMPATA	64.2	16.93	162.53
7	9.6	CONCIO CAMPATA	73.8	16.93	162.53
8	9.6	CONCIO CAMPATA	83.4	16.93	162.53
9	9.6	CONCIO INTERMEDIO	93.0	34.79	333.98
10	12.0	CONCIO PILA	105.0	50.14	601.68
11	10.6	CONCIO INTERMEDIO	115.6	34.79	368.77
12	10.6	CONCIO CAMPATA	126.2	16.93	179.46
13	10.6	CONCIO CAMPATA	136.8	16.93	179.46
14	10.6	CONCIO CAMPATA	147.4	16.93	179.46
15	10.6	CONCIO INTERMEDIO	158.0	34.79	368.77
16	12.0	CONCIO PILA	170.0	50.14	601.68
17	9.6	CONCIO INTERMEDIO	179.6	34.79	333.98
18	9.6	CONCIO CAMPATA	189.2	16.93	162.53
19	9.6	CONCIO CAMPATA	198.8	16.93	162.53
20	9.6	CONCIO CAMPATA	208.4	16.93	162.53
21	9.6	CONCIO INTERMEDIO	218.0	34.79	333.98
22	12.0	CONCIO PILA	230.0	50.14	601.68
23	11.0	CONCIO INTERMEDIO	241.0	34.79	382.69
24	11.0	CONCIO CAMPATA	252.0	16.93	186.23
25	11.0	CONCIO CAMPATA	263.0	16.93	186.23
				<b>TOT =</b>	<b>7504.05</b>

*Tabella 5.1. Descrizione dei conci costituenti l'impalcato*

	<b>H<sub>tot</sub></b>	<b>B<sub>s</sub></b>	<b>B<sub>i</sub></b>	<b>t<sub>s</sub></b>	<b>t<sub>i</sub></b>	<b>t<sub>w</sub></b>
CONCIO	Altezza totale	Larghezza ala superiore	Larghezza ala inferiore	Spessore ala superiore	Spessore ala inferiore	Spessore anima
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
<b>PILA</b>	2800	1600	1600	80	80	24
<b>INTERMEDIO</b>	2800	1400	1400	60	60	20
<b>CAMPATA</b>	2800	800	1200	20	40	16

*Tabella 5.2. Caratteristiche geometriche delle travi metalliche principali*

<b>Caratteristiche trave metallica</b>		
Altezza totale cassone h	2.800	m
Larghezza ali superiori $b_{sup}$	1.600	m
Larghezza ala inferiore $b_{inf}$	3.200	m
Spessore ali superiori $t_{f, sup}$	0.080	m
Spessore ala inferiore $t_{f, inf}$	0.080	m
Spessore anime $t_w$	0.024	m
Angolo anima rispetto all'orizzontale	90.0	°
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.571	rad
Area sezione trasversale A	0.63872	m <sup>2</sup>
Altezza baricentro da intradosso	1.400	m
Momento di inerzia baricentrico J	1.0209	m <sup>4</sup>
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.7291909	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 2	0.7733843	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 3	-0.773384	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 4	-0.729191	m <sup>3</sup>
Peso al m	50.14	kN/m
Area a taglio lungo y $A_{v, y}$	0.1344	m <sup>2</sup>

Tabella 5.3. Concio pila – struttura metallica

<b>Armatura superiore in soletta</b>		
Diametro	16	mm
Numero	77	-
Area	0.0155	m <sup>2</sup>
Distanza da estradosso soletta	0.07	m
<b>Armatura inferiore in soletta</b>		
Diametro	16	mm
Numero	77	-
Area	0.0155	m <sup>2</sup>
Distanza da intradosso soletta	0.12	m
Area	0.6697	m <sup>2</sup>
Altezza baricentro da intradosso	1.473	m
J baricentrico	1.0942	m <sup>4</sup>
Area resistente a taglio	0.1344	m <sup>2</sup>
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.7429	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 2	0.7856	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 3	-0.8774	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 4	-0.8245	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - armatura inf.	-0.7561	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - armatura sup.	-0.7027	m <sup>3</sup>



Tabella 5.4. Concio in pila – struttura metallica + armatura in soletta

<b>Caratteristiche trave metallica</b>		
Altezza totale cassone h	2.800	m
Larghezza ali superiori $b_{sup}$	1.400	m
Larghezza ala inferiore $b_{inf}$	2.800	m
Spessore ali superiori $t_{f, sup}$	0.060	m
Spessore ala inferiore $t_{f, inf}$	0.060	m
Spessore anime $t_w$	0.020	m
Angolo anima rispetto all'orizzontale	90.0	°
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.571	rad
Area sezione trasversale A	0.4432	m <sup>2</sup>
Altezza baricentro da intradosso	1.400	m
Momento di inerzia baricentrico J	0.6949	m <sup>4</sup>
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.4963586	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 2	0.5185836	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 3	-0.518584	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 4	-0.496359	m <sup>3</sup>
Peso al m	34.79	kN/m
Area a taglio lungo y $A_{v, y}$	0.1120	m <sup>2</sup>

Tabella 5.5. Concio intermedio– struttura metallica

<b>Armatura superiore in soletta</b>		
Diametro	16	mm
Numero	77	-
Area	0.0155	m <sup>2</sup>
Distanza da estradosso soletta	0.07	m
<b>Armatura inferiore in soletta</b>		
Diametro	16	mm
Numero	77	-
Area	0.0155	m <sup>2</sup>
Distanza da intradosso soletta	0.12	m

Area	0.4742 m <sup>2</sup>
Altezza baricentro da intradosso	1.503 m
J baricentrico	0.7668 m <sup>4</sup>
Area resistente a taglio	0.1120 m <sup>2</sup>
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.5102 m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 2	0.5314 m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 3	-0.6198 m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 4	-0.5911 m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - armatura inf.	-0.5411 m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - armatura sup.	-0.5021 m <sup>3</sup>

Tabella 5.6. Concio intermedio– struttura metallica + armatura in soletta

<b>Caratteristiche trave metallica</b>		
Altezza totale cassone h	2.800 m	
Larghezza ali superiori b <sub>sup</sub>	0.800 m	
Larghezza ala inferiore b <sub>inf</sub>	2.400 m	
Spessore ali superiori t <sub>f, sup</sub>	0.020 m	
Spessore ala inferiore t <sub>f, inf</sub>	0.040 m	
Spessore anime t <sub>w</sub>	0.016 m	
Angolo anima rispetto all'orizzontale	90.0 °	
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.571 rad	
Area sezione trasversale A	0.21568 m <sup>2</sup>	
Altezza baricentro da intradosso	0.996 m	
Momento di inerzia baricentrico J	0.2643 m <sup>4</sup>	
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.265382 m <sup>3</sup>	
Modulo di flessione - fibra 2	0.2764852 m <sup>3</sup>	
Modulo di flessione - fibra 3	-0.148174 m <sup>3</sup>	
Modulo di flessione - fibra 4	-0.146531 m <sup>3</sup>	
Peso al m	16.93 kN/m	
Area a taglio lungo y A <sub>v, y</sub>	0.0896 m <sup>2</sup>	

Tabella 5.7. Concio campata – struttura metallica

<b>Caratteristiche soletta</b>		
Spessore s	0.30 m	
Larghezza collaborante b	15.30 m	
Area sezione trasversale A	4.59 m <sup>2</sup>	
Altezza baricentro da intradosso	2.95 m	
Momento di inerzia baricentrico J	0.034425 m <sup>4</sup>	

Caratteristiche sezione omogeneizzata ad Acciaio		
Area trasversale $A_{id}$	0.5688	m <sup>2</sup>
Altezza baricentro da intradosso $y_{id}$	2.2090	m
Momento di inerzia baricentrico $J_{id}$	0.7782	m <sup>4</sup>
Area resistente a taglio direzione y $A_{v,y}$	0.0896	m <sup>2</sup>
Area linea media per torsione	25.0	m <sup>2</sup>
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.3523	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 2	0.3588	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 3	-1.3629	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 4	-1.3168	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - armatura inf.	-1.0945	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - armatura sup.	-0.9479	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 5	-0.8734	m <sup>3</sup>

Tabella 5.8. Concio campata – struttura metallica + soletta c.a.

Si precisa che ai fini della determinazione delle tensioni tangenziali dovute a torsione, l'area sottesa dalla linea media della sezione trasversale è sempre assunta pari 25.0 m<sup>2</sup>.

## 5.2 Analisi dei carichi

Il dimensionamento degli elementi strutturali è stato svolto in relazione ai carichi sotto riportati.

### 5.2.1 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 10 KN agli elementi "link" schematizzanti gli isolatori sismici in modo da simulare il loro peso proprio e la loro massa.

### 5.2.2 Carichi permanenti portati (SP, SL, CR)

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

Nel modello "Fase 1" è stato assegnato il peso della soletta gettata in opera pari a 120.0 KN/m ("SL") ed il peso di irrigidimenti, diagonal inferiori, controventamenti trasversali, piolature ed unioni per un totale di 15 KN/m ("CR").

Nel modello "SLU" è stato assegnato il peso proprio della pavimentazione stradale, dei cordoli di impalcato, dei guard-rail, delle barriere antirumore, della veletta laterale, delle strutture leggere reggi-impianti, per un totale pari a 62.5 KN/m ("SP").

 gruppo Atlantia	<b>VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA</b> <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b> Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro <b>Progetto Definitivo</b> <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>
--	--

	Elementi	n.	Area [m <sup>2</sup> ]	Larghezza [m]	Spessore [m]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso al m [kN/m]	Peso al mq [kN/m <sup>2</sup> ]	Carico al m [kN/m]
Pesi strutturali	Travi in acciaio	2	0.183	-	-	78.5	14.33	-	28.65
	Travi in CAP	0	0.00	-	-	25.0	0.00	-	0.00
	Soletta	-	-	15.30	0.30	26.0	-	7.80	119.34
Carichi permanenti portati	Pavimentazione	-	-	10.50	-	-	-	3.00	31.50
	Cordoli	2	-	2.40	0.15	25.0	-	-	18.00
	Barriere antirumore	2	-	-	-	-	4.00	-	8.00
	Guard rail/bordo ponte	2	-	-	-	-	1.50	-	3.00
	Tubi + veletta	2	-	-	-	-	1.00	-	2.00
	Traversi e crociere	1	-	-	-	-	13.00	-	13.00
	Altro	0	-	-	-	-	0.00	-	0.00
	Unioni	1	-	-	-	-	2.00	-	2.00

Tabella 5.9: Peso proprio e carichi permanenti portati

### 5.2.3 Coazioni - 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%
- $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
- $\varepsilon_{c0} = -0.0004075$
- $h_0 = 2 \cdot (15.30 \cdot 0.30) / (15.30 + 2 \cdot 0.30) = 577 \text{ mm}$
- $k_h = 0.7$
- $\varepsilon_{cd,\infty} = -0.0002853$
- $\varepsilon_{ca,\infty} = -0.000063$
- $\varepsilon_{cs,\infty} = -0.0003483$

Ipotizzando che il getto della soletta avvenga per fasi e per conci non adiacenti 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:

$$\varepsilon_{csd,\infty} = -0.000174.$$

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:

$$\varepsilon_{cs,c,\infty} = -0.000174 / 3 \cdot 2 = -0.000116.$$

Ai fini del calcolo, quindi, si è assunta una variazione termica equivalente pari a:

$$\Delta T_R = -12 \text{ °C}.$$

Per quanto riguarda gli effetti del ritiro sul dimensionamento della struttura nel suo comportamento globale, si rimanda al punto 5.3.1.

#### 5.2.4 Coazioni - variazioni termiche (TMP 1, TMP 2, TMN 1, TMN 2)

Le variazioni termiche sono state considerate partendo dalle indicazioni riportate al Capitolo 6 della normativa EN 1991-1-5:2003 "Eurocodice 1: azioni sulle strutture. Parte 1-5: azioni generali – azioni termiche". In particolare si è assunto quanto segue:

$$T_{MAX} = 45 \text{ }^{\circ}\text{C};$$

$$T_{MIN} = -15 \text{ }^{\circ}\text{C};$$

$$T_0 = 15 \text{ }^{\circ}\text{C};$$

Tipologia strutturale: 2.

Assumendo tali valori si ottengono le seguenti temperature

$$T_{e,max} = 49 \text{ }^{\circ}\text{C};$$

$$T_{e,min} = -11 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

Da questi valori si ottengono le seguenti variazioni termiche uniformi applicate ai modelli di calcolo ai fini del dimensionamento degli isolatori e dei giunti

$$\Delta T_{N,con} = 15 - (-11) + 10 = 36 \text{ }^{\circ}\text{C};$$

$$\Delta T_{N,exp} = 49 - 15 + 10 = 44 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

Per quanto riguarda le variazioni termiche applicate al modello ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali, si è fatto riferimento all'approccio 2 per la determinazione della variazione della temperatura lungo l'impalcato:

$$\Delta T_{heating} = 10 \text{ }^{\circ}\text{C};$$

$$\Delta T_{cooling} = -10 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

Queste variazioni termiche applicate in soletta vanno combinate secondo quanto previsto al punto 6.1.4.4 della medesima normativa tecnica, ottenendo 4 differenti condizioni di carico termico applicate al modello di calcolo "SLU" e qui riassunte:

$$\Delta T = +21.9 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{soletta}$$

$$\Delta T = +11.9 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{struttura metallica}$$

$$\Delta T = -19.1 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{soletta}$$

$$\Delta T = -9.1 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{struttura metallica}$$

$$\Delta T = +41.5 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{soletta}$$

$$\Delta T = +34 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{struttura metallica}$$

$$\Delta T = -33.5 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{soletta}$$

$$\Delta T = -26 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{struttura metallica}.$$

Al fine di gestire in maniera più agevole i vari casi di variazione termica, si è proceduto cautelativamente a considerare solo due casi:

"DT ESTATE"

$$\Delta T = +10 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{variazione termica uniforme in soletta}$$

$$\Delta T = +44 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{variazione termica uniforme sull'intero impalcato (soletta inclusa)}$$

#### "DT INVERNO"

  $\Delta T = -10\text{ }^{\circ}\text{C}$  variazione termica uniforme in soletta

  $\Delta T = -36\text{ }^{\circ}\text{C}$  variazione termica uniforme sull'intero impalcato (soletta inclusa)

Per quanto riguarda gli effetti delle variazioni termiche solo in soletta sul dimensionamento della struttura nel suo comportamento globale, si rimanda al punto 5.3.1.

#### 5.2.5 *Distorsioni - cedimenti vincolari (CSP, CPI)*

In relazione alla tipologia di strutture di fondazione e alle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dalle stesse è ragionevole trascurare in questa fase di progettazione cedimenti differenziali di pile e spalle.

#### 5.2.6 *Azioni parassite dei vincoli (AP)*

I dispositivi di vincolo ipotizzati, isolatori elastomerici, si comportano come collegamenti elastici di rigidezza crescente al diminuire dello spostamento orizzontale (spostamento ovviamente diverso tra una combinazione di carico e l'altra). In direzione longitudinale tale comportamento è valido sia in condizione statica, sia in condizione sismica, mentre in direzione trasversale solo in condizione sismica in quanto in condizione statica si prevede un vincolamento rigido tra impalcato e sottostrutture grazie all'inserimento di appositi ritegni rigido-fragili dimensionati per resistere, appunto, alle massime azioni trasversali impalcato-sottostruttura che si verificano in condizione statica. Il dimensionamento delle strutture di impalcato non è influenzato da eventuali incrementi/riduzioni di rigidezza traslazionale degli isolatori sismici, mentre per il dimensionamento delle sottostrutture, sia in condizione sismica che in quella statica, le forze trasmesse dall'impalcato vengono lette in modo corretto grazie alla modellazione stessa dei dispositivi: si considera pertanto trascurabile tale problematica in virtù del vincolamento adottato.


#### 5.2.7 *Carichi mobili (ML)*

I carichi mobili sono stati considerati in base alle indicazioni previsti 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 "SLU" secondo la teoria delle linee di influenza.

**Vehicle Data**

Vehicle name:  Units:

Load Elevation



Loads


Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		27.	300.
Leading Load	Infinite		27.	300.
Fixed Length	1.2		27.	300.
Trailing Load	Infinite		27.	

☐ Vehicle Remains Fully In Path

**Vehicle Data**

Vehicle name:  Units:

Load Elevation



Loads


Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		7.5	200.
Leading Load	Infinite		7.5	200.
Fixed Length	1.2		7.5	200.
Trailing Load	Infinite		7.5	

☐ Vehicle Remains Fully In Path

**Vehicle Data**

Vehicle name: Corsia 3 Units: KN, m, C

Load Elevation



Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		7.5	100.
Leading Load	Infinite		7.5	100.
Fixed Length	1.2		7.5	100.
Trailing Load	Infinite		7.5	

Add Insert Modify Delete


☐ Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

**Vehicle Data**

Vehicle name: Corsia 4 Units: KN, m, C

Load Elevation



Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Trailing Load	Infinite		13.125	
Trailing Load	Infinite		13.125	

Add Insert Modify Delete

☐ Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel



### 5.2.8 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:

$$FFR = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 263 = 1070.1 \text{ kN} > 900 \text{ kN} \rightarrow 900 \text{ kN}.$$

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 in direzione longitudinale (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.

### 5.2.9 Azione del vento (VN)

L'azione del vento è assegnata sulla base delle indicazioni riportate al punto 3.3 delle NTC08 e al capitolo 8 dell'UNI EN 1991-1-4:2005 assumendo i seguenti parametri di base:

- ✚ Zona 2:  $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ ;
- ✚  $a_s < 750 \text{ m}$ ;
- ✚ Classe di rugosità del terreno: C;
- ✚ Categoria di esposizione III;
- ✚ Altezza dal suolo  $z = 26.30 \text{ m}$ ;
- ✚ Coefficiente di esposizione  $C_e = 2.80$ ;
- ✚ Coefficiente dinamico  $C_d = 1.00$ ;
- ✚ Coefficiente di forma o "force coefficient"  $C_{f,x,0} = 2.00^1$ ;

$$p_v = 2.20 \text{ KPa}.$$


Per quanto riguarda la modellazione, il vento è stato assegnato come forza per unità di lunghezza agente ortogonale all'asse dell'impalcato e in direzione/verso concorde con la disposizione eccentrica dei carichi mobili (vento e veicoli quindi presentano eccentricità concordi). L'intensità della forza è stata calcolata 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 con cordoli (assunta pari a 15 cm) e l'altezza di ingombro delle barriere antirumore, per un totale pari a:

$$h_{\text{tot}} = 9.00 \text{ m}.$$

Per tenere in considerazione la possibilità che il vento possa agire in pressione anche sulla barriera sottovento, si è fatto riferimento al documento CNR-DT 207/2008 il quale al punto G.5 tratta il caso di vento agente su muri e parapetti nell'ipotesi che vi siano due parapetti di altezza "h" posti a distanza "x". Si ottiene una pressione sulla barriera sottovento pari al 30% della pressione statica equivalente di riferimento. Si ha pertanto:

---

<sup>1</sup> Il coefficiente di forma o coefficiente aerodinamico è stato dedotto da quanto riportato al punto 8.3.1 dell'UNI EN 1991-1-4:2005 per mancanza di trattazione specifica in NTC08.

 gruppo Atlantia	VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
--	--

$$q_v = 2.20 \cdot 9.00 + 2.20 \cdot 0.30 \cdot 6.05 = 23.8 \text{ kN/m.}$$

Il piano di applicazione dell'azione del vento si considera a 4.50 m dall'intradosso dell'impalcato e quindi si è assegnato un momento torcente (asse vettore coincidente con l'asse impalcato) uniformemente distribuito lungo l'impalcato di intensità pari a (l'impalcato è stato modellato a quota estradosso travi metalliche che hanno altezza pari a 2.80 m):

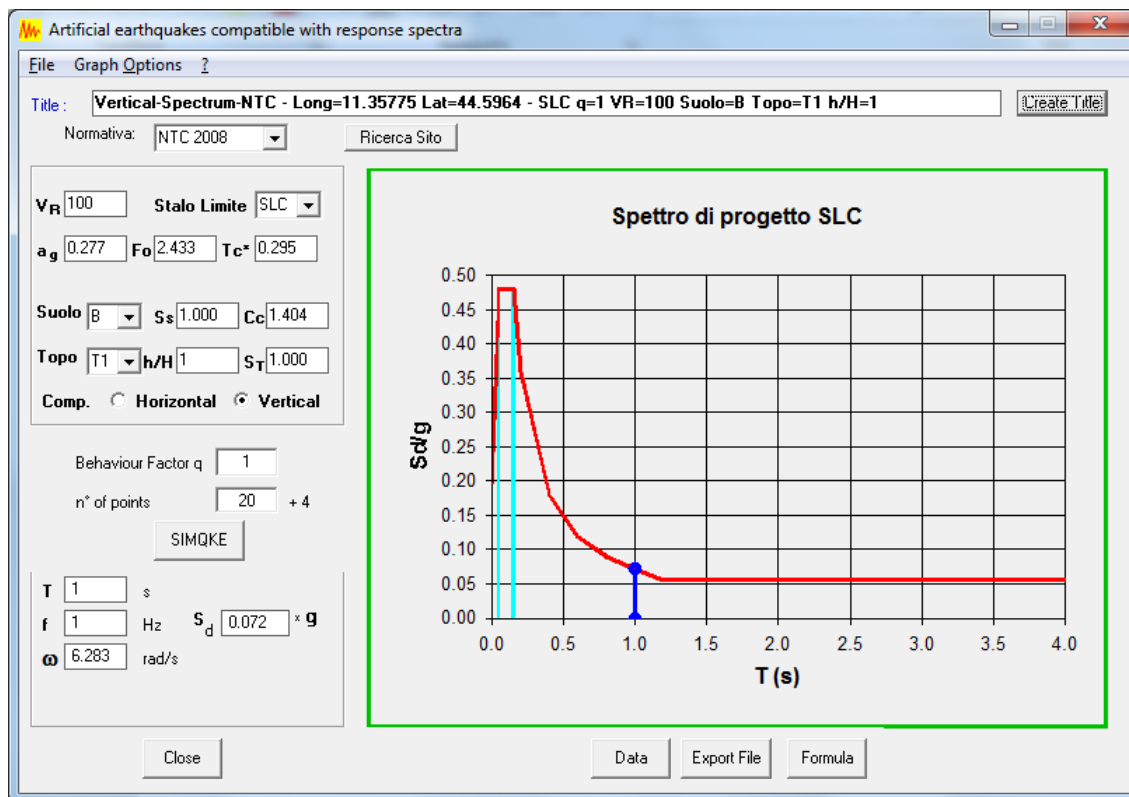
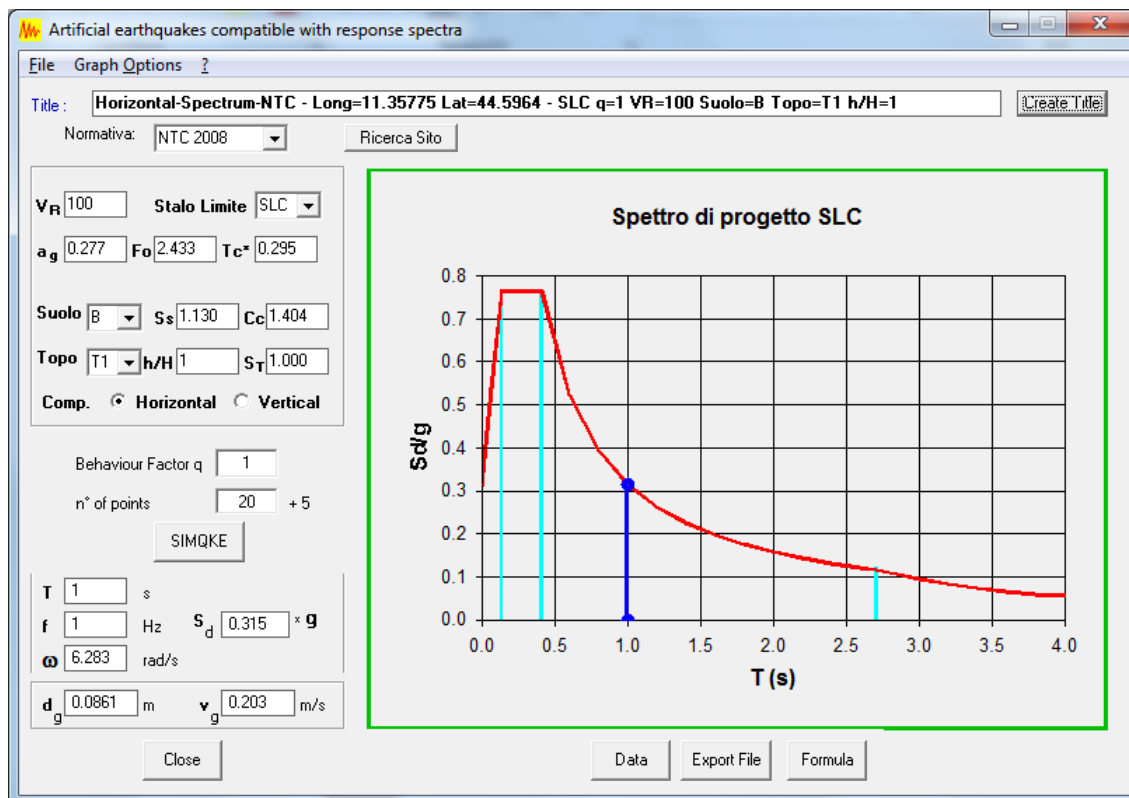
$$m_v = 23.8 \cdot (4.50 - 2.80) = 40.5 \text{ kNm/m.}$$

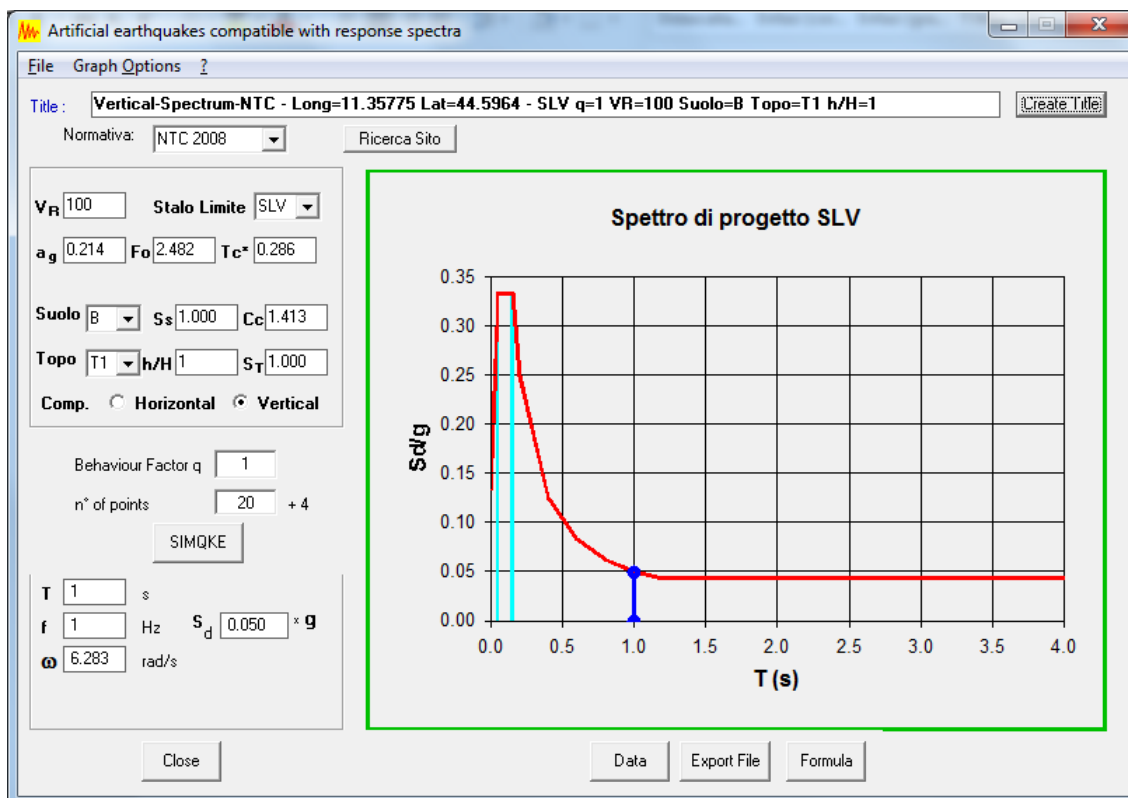
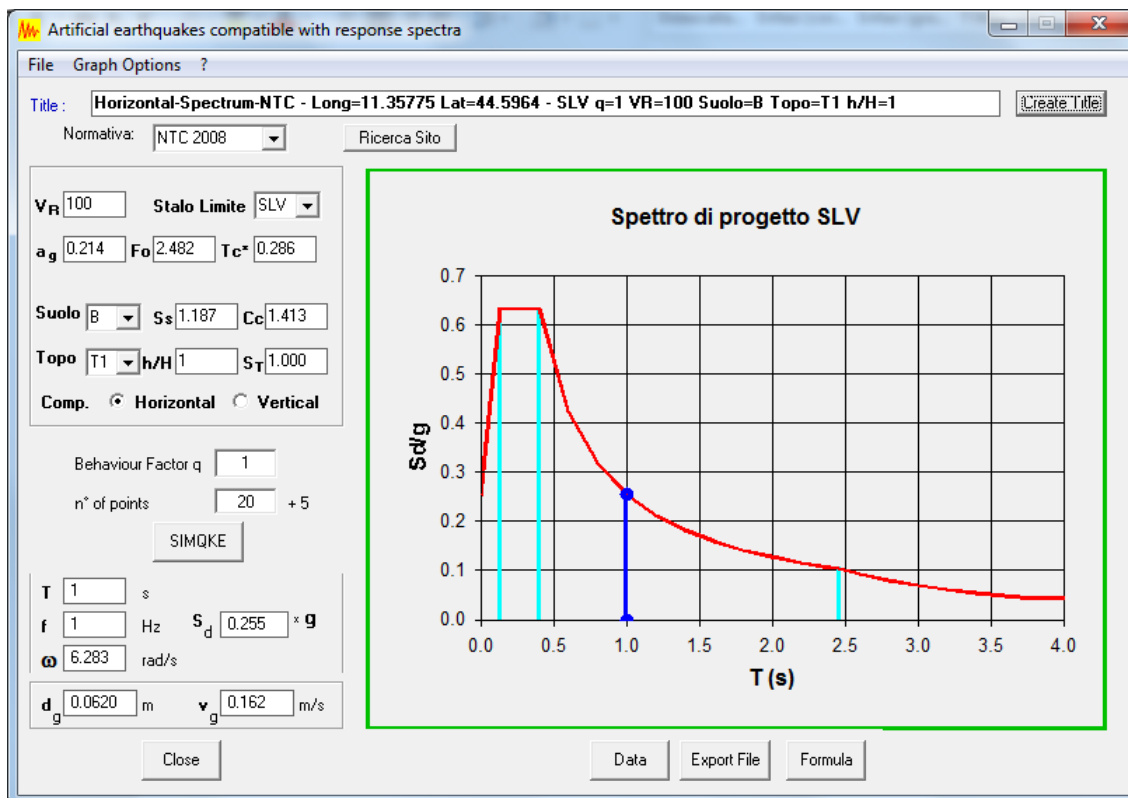
#### 5.2.10 **Azione sismica (SLD-X, SLD-Y, SLD-Z, SLV-X, SLV-Y, SLV-Z, SLC-X, SLC-Y, SLC-Z)**

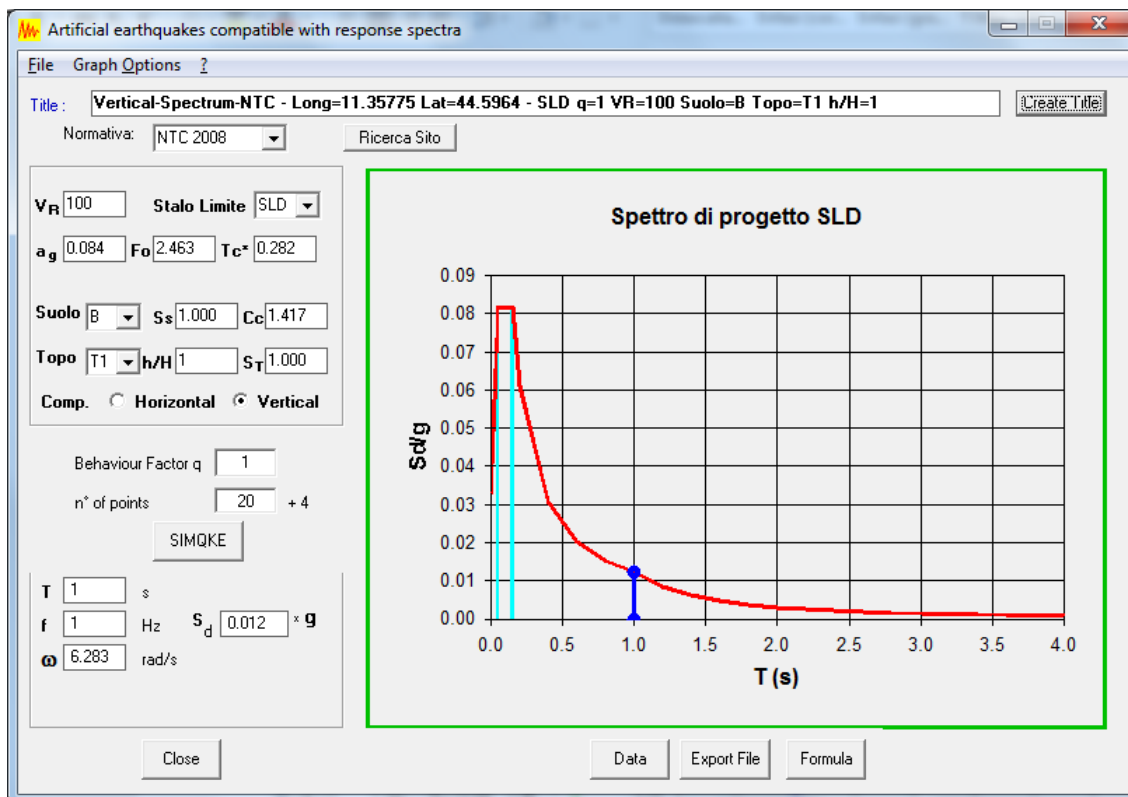
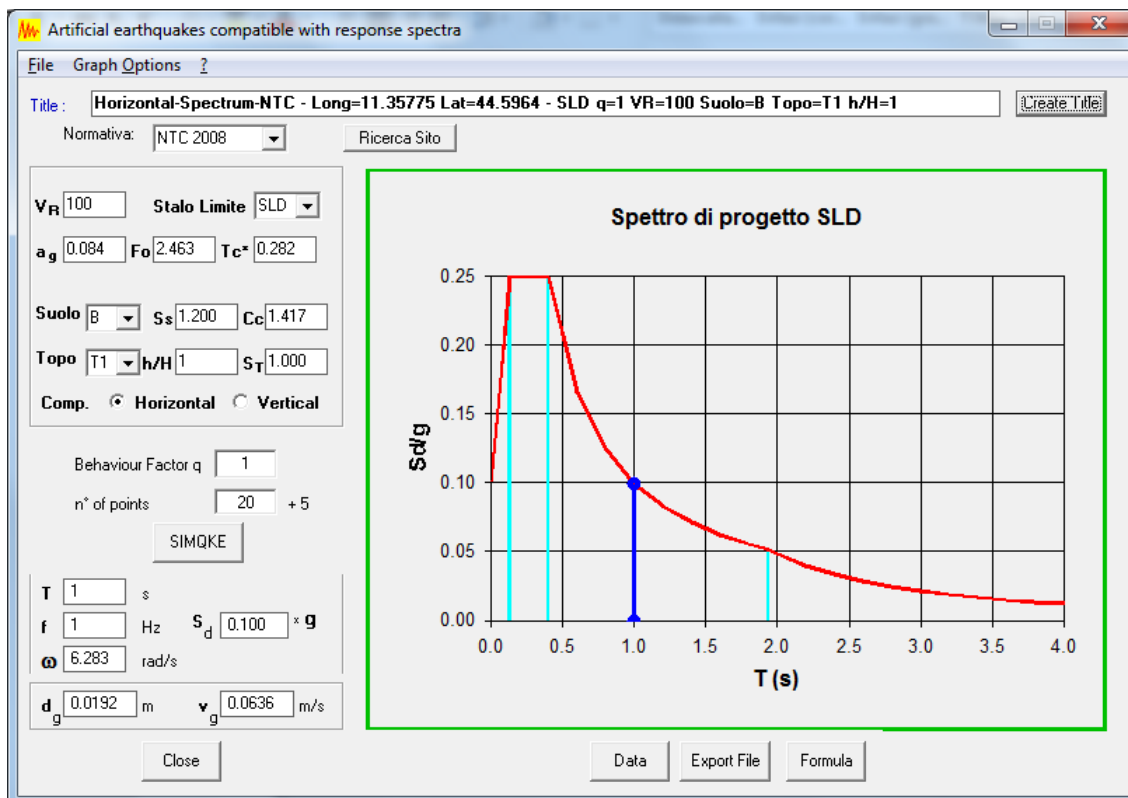
L'opera è prevista munita di sistema di protezione sismica costituito da isolatori elastomerici inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori elastomerici" descritta al punto 11.9.7 delle NTC08 (si veda per maggiori informazioni il punto 5.3). Tale sistema di isolamento può essere modellato come lineare 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: 11.3578°;
- ✚ Latitudine: 44.5964°
- ✚ Vita nominale: 50 anni;
- ✚ Classe d'uso: IV →  $C_u = 2.0$ ;
- ✚ Stato Limite: SLD, SLV, SLC;
- ✚ Categoria di sottosuolo: B;
- ✚ Categoria topografica: T1;
- ✚ Fattore di struttura:  $q = 1$  (struttura isolata sismicamente, paragrafo 7.10 delle NTC08);
- ✚ Indice di smorzamento viscoso equivalente del sistema di isolamento:  $\xi = 0.05$  (si veda però il punto 5.3).







### 5.3 Tipologie di analisi eseguite

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
DT ESTATE	STATICA LINEARE
DT INVERNO	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

Il sistema di isolamento previsto è modellabile come “lineare equivalente” ai sensi del punto 7.10.5.2 delle NTC08 e al riguardo è utile specificare quanto segue.

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/SLV/SLD), sarebbe necessario una procedura iterativa accertandosi il rispetto di quanto previsto al punto 7.10.5.2 delle NTC08. In virtù della variazione di  $K_{esi}$  e di  $\xi_{esi}$  in funzione dello spostamento, si può però affermare che, per spostamenti relativi a deformazioni taglianti degli isolatori superiori a  $0.8 \div 1.0$ , tali grandezze rimangono sostanzialmente costanti mentre aumentano per spostamenti minori. Considerando che per il dimensionamento dell'impalcato il valore della rigidezza degli isolatori non risulta importante e che in condizione statica si prevede trasversalmente un vincolamento rigido dell'impalcato alle sottostrutture grazie all'inserimento di appositi dispositivi rigido-fragili dimensionati per assorbire la massima azione trasversale in condizione statica e quindi per andare a rottura in condizione sismica (che prevede azioni trasversali maggiori in ipotesi di vincolamento rigido), è possibile adottare i seguenti parametri riguardanti gli isolatori<sup>2</sup>.

<sup>2</sup> I parametri adottati per la statica si riferiscono ad una deformazione tagliente pari a circa 0.20, mediamente pari/simile allo spostamento dovuto alla massima variazione termica.

	$k_{esi}$ STATICA LONGITUDINALE	$k_{esi}$ STATICA TRASVERSALE	$k_{esi}$ SISMICA	$K_{esi}$ STATICA/SISMICA VERTICALE
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
PILE CENTRALI	9000	RIGIDO	4710	4377000
PILE CLATERALI	8000	RIGIDO	4020	3934000
SPALLE	3000	RIGIDO	1540	1494000

Per l'analisi dello stato deformativo in condizione SLD si sono assunti i parametri di rigidezza presentati per la condizione statica in quanto i massimi spostamenti degli isolatori sono molto ridotti.

Le analisi svolte per la condizione sismica 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 due 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  $\xi_{esi} = 0.13$  anche in relazione alle caratteristiche dei dispositivi adottati.

### 5.3.1 Effetti del ritiro e delle variazioni termiche in soletta sul comportamento globale

In relazione a quanto riportato ai punti 5.2.3 e 5.2.4, si esaminano in quanto segue gli effetti del ritiro e delle variazioni termiche applicate solo in soletta sullo stato di sollecitazione globale dell'impalcato e delle pile. A tal fine si procede secondo uno schema ormai consolidato della scienza delle costruzioni, valutando cioè separatamente gli effetti primari e quelli secondari (quest'ultimi dovuti all'iperstaticità dell'opera).

Si sottolinea che in generale gli effetti delle coazioni applicate in soletta in una struttura mista acciaio-calcestruzzo potrebbero essere almeno in parte trascurati in condizione ultima SLU in quanto si presuppone la completa fessurazione della soletta nelle zone in cui il momento negativo risulta elevato (zone in corrispondenza degli appoggi). Si riporta la valutazione relativa al ritiro.

Gli effetti primari possono essere valutati con la seguente relazione:

$$N_{R,primario} = \Delta T_R \cdot \alpha_T \cdot E'_{cls} \cdot b_{sol} \cdot t_{sol}$$

Effetti primari del ritiro		
$\Delta T_R$	-12.0	°C
$E_{cls}$	17000.0	MPa
$N_{R, primario}$	-9363.60	kN

L'azione di trazione è agente nella sola soletta in calcestruzzo ipotizzata idealmente separata dalla struttura metallica e pertanto fornisce una tensione di trazione nelle barre longitudinali posizionate in soletta.

Gli effetti secondari del ritiro sono causati dall'iperstaticità dell'impalcato e dovuti all'applicazione al baricentro della soletta in c.a. dell'azione primaria sopra dedotta cambiata di segno (azione di compressione), considerando questa volta agente l'intera struttura (soletta in c.a. + struttura metallica).

Per valutare tali effetti secondari in termini di sollecitazioni globali sull'impalcato composto acciaio-calcestruzzo, si è schematizzando un elemento "tendon" alla quota del baricentro della soletta a cui si è applicata l'azione primaria da ritiro agente in compressione: si riporta l'andamento del momento flettente e dell'azione assiale.

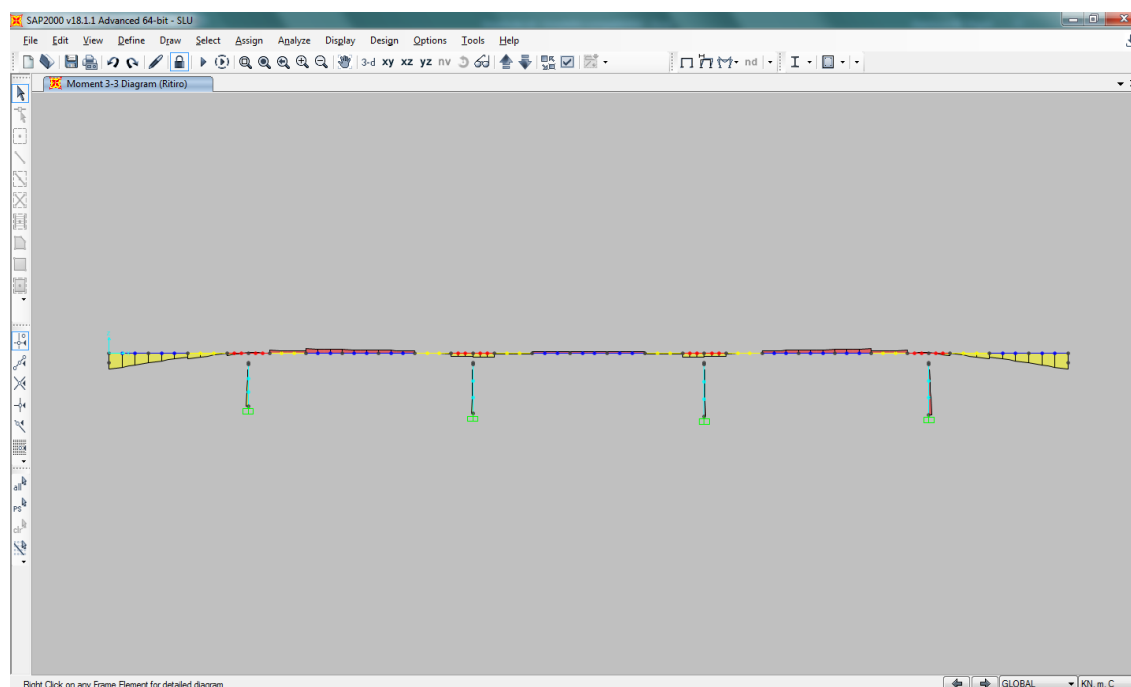


Figura 5.9: Momento flettente dovuto agli effetti secondari del ritiro



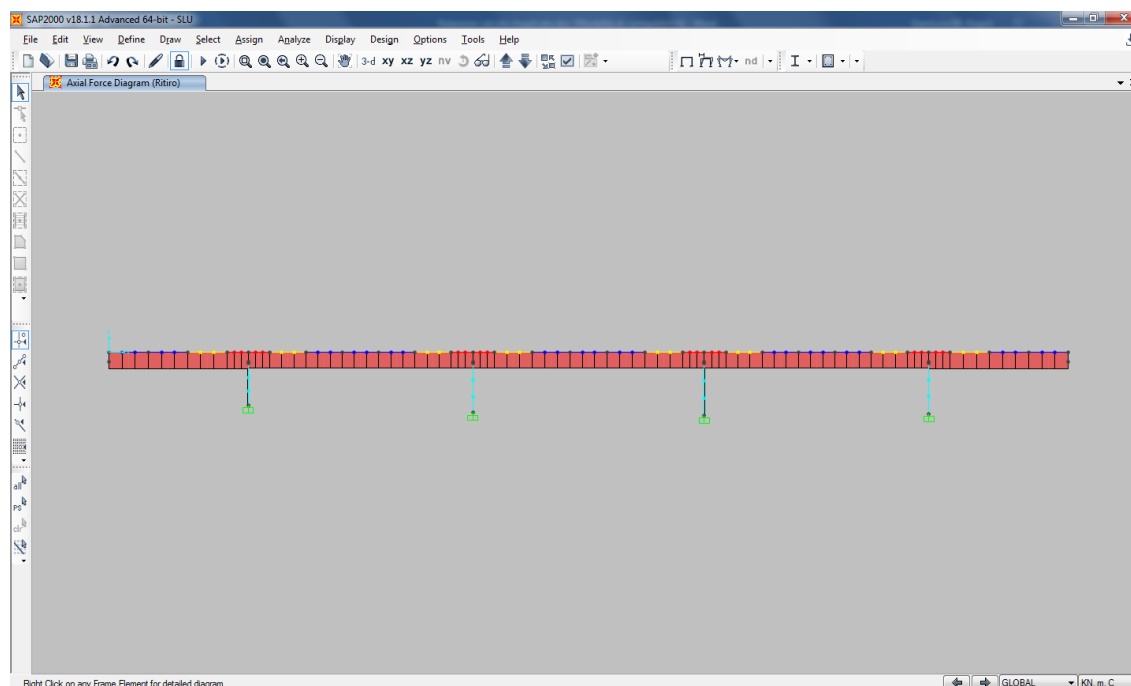





Figura 5.10: Azione assiale dovuto agli effetti secondari del ritiro

Il valore del momento flettente e dell'azione assiale sull'intero impalcato valgono:

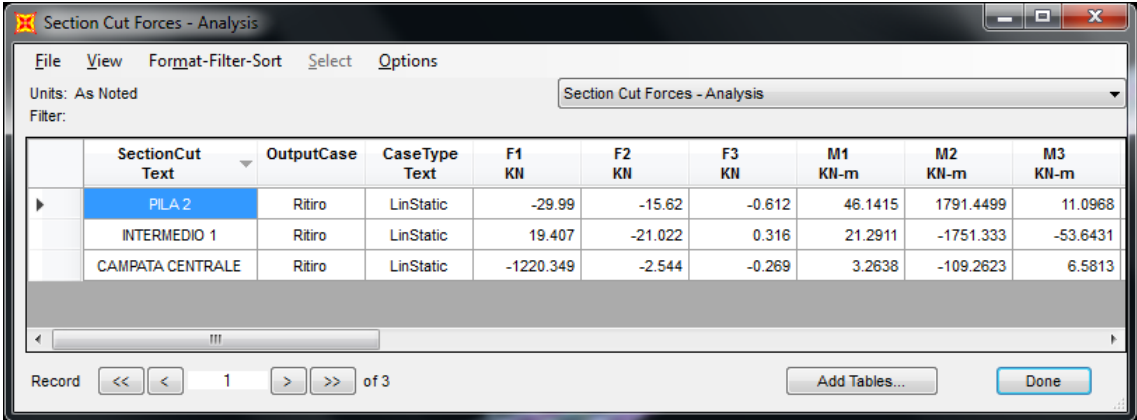
	$M = 7588 \text{ kNm}$ , $N = -9320 \text{ kN}$	CAMPATE LATERALI
	$M = 1830 \text{ kNm}$ , $N = -9320 \text{ kN}$	PILE CENTRALI E LATERALI
	$M = -1405 \text{ kNm}$ , $N = -9320 \text{ kN}$	CAMPATE CENTRALI

I valori sopra riportati del momento flettente risultano del tutto trascurabili se confrontati ai valori che si ottengono in condizione SLU tralasciando il ritiro (e, anzi, risultano di segno opposto per le zone di pila e le campate centrali). I valori dell'azione assiale comportano tensioni di compressione sull'intera sezione di impalcato dell'ordine massimo dei 15.0 MPa circa, pertanto anch'esse trascurabili rispetto a quelle ottenute nelle verifiche di resistenza in condizione SLU e ampiamente coperte dal margine che tali verifiche presentano.

Per aver conferma di quanto appena ottenuto in via semplificata, si riportano i risultati dedotti dal modello agli elementi finiti "3D COMPLETO" in cui si è assegnato il carico di ritiro come una variazione termica negativa di  $-12 \text{ }^{\circ}\text{C}$  applicata ai soli elementi "areas" schematizzanti la soletta (soletta ipotizzata fessurata su un tratto di lunghezza pari a circa 11.0 m a cavallo delle pile centrali e laterali). Si sono definite, tra le altre, tre "Section Cut" che individuano tra sezioni trasversali di una delle due travi principali:

-  PILA 2: sezione trasversale in corrispondenza di una delle pile centrali;
-  INTERMEDIO 1: sezione trasversale in corrispondenza del passaggio di sezione tra il concio di pila e quello intermedio lungo la campata centrale;

 CAMPATA CENTRALE: sezione trasversale in mezzzeria della trave.



SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
PILA 2	Ritiro	LinStatic	-29.99	-15.62	-0.612	46.1415	1791.4499	11.0968
INTERMEDIO 1	Ritiro	LinStatic	19.407	-21.022	0.316	21.2911	-1751.333	-53.6431
CAMPATA CENTRALE	Ritiro	LinStatic	-1220.349	-2.544	-0.269	3.2638	-109.2623	6.5813

Figura 5.11: Azioni integrali su sezioni trasversali della singola trave metallica

Senza entrare nel dettaglio dei segni da attribuire alle “Section Cut” sopra riportate, si nota come i valori dei momenti flettenti M2 (momenti flettenti di asse vettore orizzontale trasversale) siano confrontabili con quanto riportato in precedenza (i valori in precedenza si riferivano all’intero impalcato, questi alla singola trave metallica). I valori dell’azione assiale F1, invece, risultano notevolmente inferiori a quelli riportati in precedenza a causa della fessurazione ipotizzata nei tratti in corrispondenza delle pile.

In virtù di quanto appena osservato, è ragionevole trascurare gli effetti secondari (e ovviamente primari) del ritiro nel dimensionamento degli elementi strutturali metallici di impalcato e delle sottostrutture. Per quanto riguarda la soletta in c.a., invece, le tensioni derivanti dal ritiro saranno da mettere in conto sommandole cautelativamente alle massime tensioni ottenute dalle verifiche di resistenza in condizione ultima SLU. Per determinare le sollecitazioni (e quindi le tensioni) dovute al ritiro, si ricorre al modello “3D COMPLETO” e si riporta quanto segue.

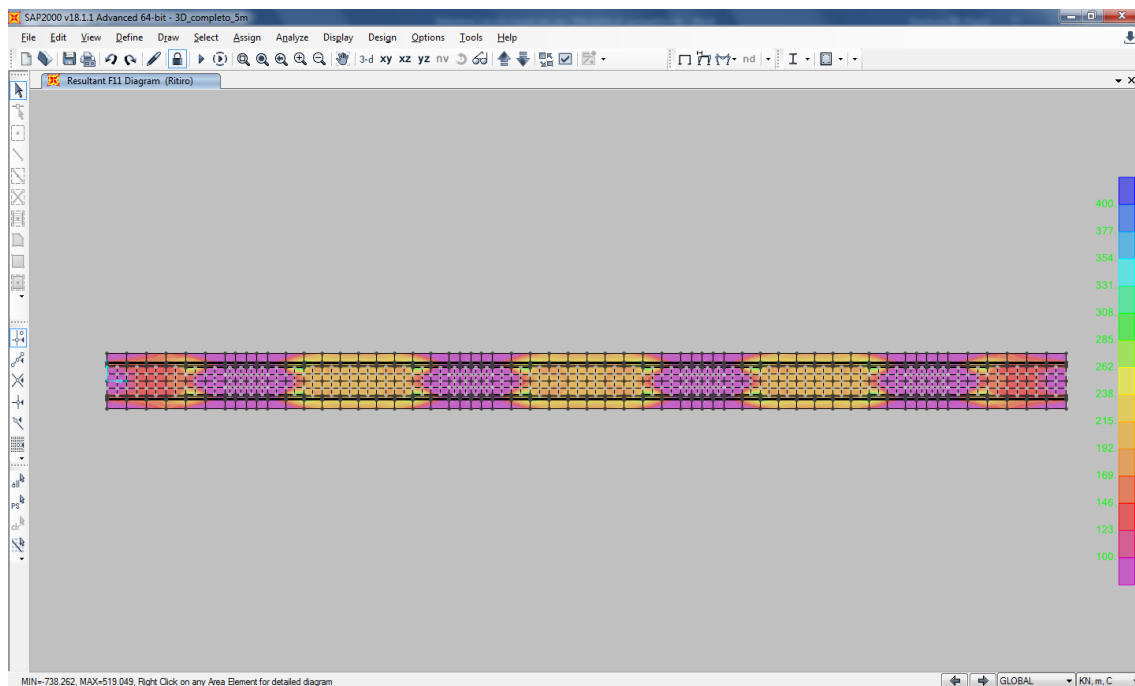


Figura 5.12: Azioni membranali longitudinali causate dal ritiro (cut-off da 100 kN/m a 400 kN/m)

Ovviamente le azioni membranali longitudinali dovute al ritiro tendono ad annullarsi nei tratti in corrispondenza delle pile, là dove la soletta in c.a. è supposta fessurata e quindi non collaborante. Eseguendo una “section cut” in campata finalizzata a determinare la massima azione di trazione in soletta, si ha quanto segue.

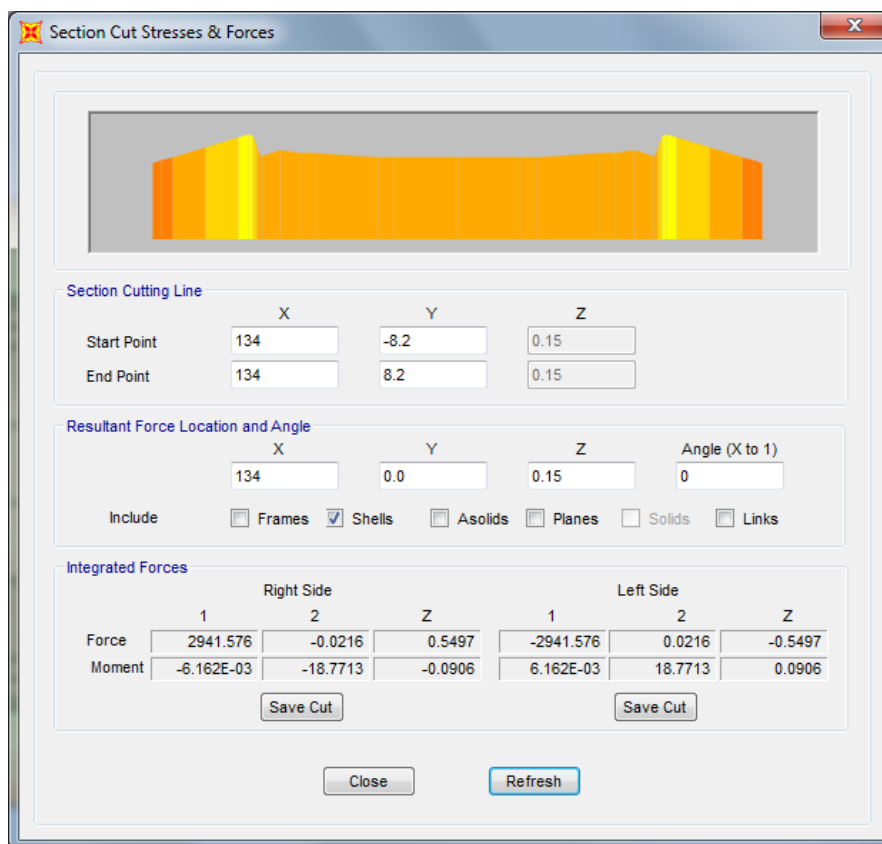


Figura 5.13: Section cut in campata per la determinazione degli effetti del ritiro in soletta

Si deduce pertanto:

$N_{\max, \text{ritiro}} = 2942 \text{ kN}$

massima azione di trazione

$\sigma_{\max, \text{ritiro}} = 2942 / 0.031 / 1000 = 95.0 \text{ MPa}$   
barre di armatura

massima tensione di trazione nelle

dove  $0.031 \text{ m}^2$  è l'area totale minima di armatura longitudinale considerata in soletta (equivalente a  $\phi 16/200 \text{ mm}$  sia in intradosso, sia in estradosso).

Relativamente alle variazioni termiche positive e negative applicate alla sola soletta, vale quanto già osservato per il ritiro circa la sua trascurabilità, considerando anche che il valore dell'azione assiale primaria risulta inferiore a quella del ritiro in quanto l'entità della variazione termica è  $\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Per quanto attiene alla variazione termica negativa, ragionando in maniera proporzionale a quanto ottenuto dal ritiro si ha quindi:

$N_{\max, \text{termico neg}} = 2452 \text{ kN}$

massima azione di trazione

$\sigma_{\max, \text{termico neg}} = 79.2 \text{ MPa}$

massima tensione di trazione nelle barre di armatura

Per quanto attiene alla variazione termica positiva, ragionando in maniera proporzionale a quanto ottenuto dal ritiro e considerando agente l'intera soletta nella determinazione della tensione, si ha quindi:

$N_{\max, \text{termico pos}} = -2452 \text{ kN}$

massima azione di compressione

$\sigma_{\max, \text{termico pos}} = -2452 / (15.3 \cdot 0.3) / 1000 = -0.53 \text{ MPa}$  massima tensione di compressione in soletta.

Per quanto riguarda invece le variazioni termiche positive e negative applicate all'intero impalcato, esse sono considerate nel dimensionamento degli elementi strutturali di impalcato e delle sottostrutture (risultano significative per quest'ultime e per il sistema di isolamento sismico).

## 5.4 Combinazione dei carichi

Le combinazioni dei carichi 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

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

Ai fini del calcolo della massa attivabile in condizione sismica si è adottato  $\psi_{2j} = 0$ .

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
	5	0,0	0,0	0,0
Vento $q_s$	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 $q_s$	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

[illegible]

*Tabella 5.10. Combinazioni dei carichi SLU/SLC/SLV*

<b>SLE-FASE 1</b>	<b>1</b>									
PP	1.00									
SL	1.00									
CR	1.00									
<b>SLE FASE 2-FR</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>		
SP	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		
DT ESTATE	0.00	0.50	0.60	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00		
DT INVERNO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.60	0.50		
ML	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00		
VN	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20		
<b>SLE FASE 2-QP</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>							
SP	1.00	1.00	1.00							
RT	1.00	1.00	1.00							
DT ESTATE	0.00	0.50	0.00							
DT INVERNO	0.00	0.00	0.50							
ML	0.00	0.00	0.00							
VN	0.00	0.00	0.00							
<b>SLD- FASE 2</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	
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	
DT ESTATE	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	
DT INVERNO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	

Tabella 5.11. Combinazioni dei carichi SLE/SLD

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).

## 5.5 Diagrammi principali delle sollecitazioni

In quanto segue si riportano le Figure estratte dal programma di calcolo SAP2000 che mostrano l'andamento delle sollecitazioni flessionali dell'impalcato in riferimento ai vari casi di analisi indagati con un fattore di scala costante e pari a 0.005.



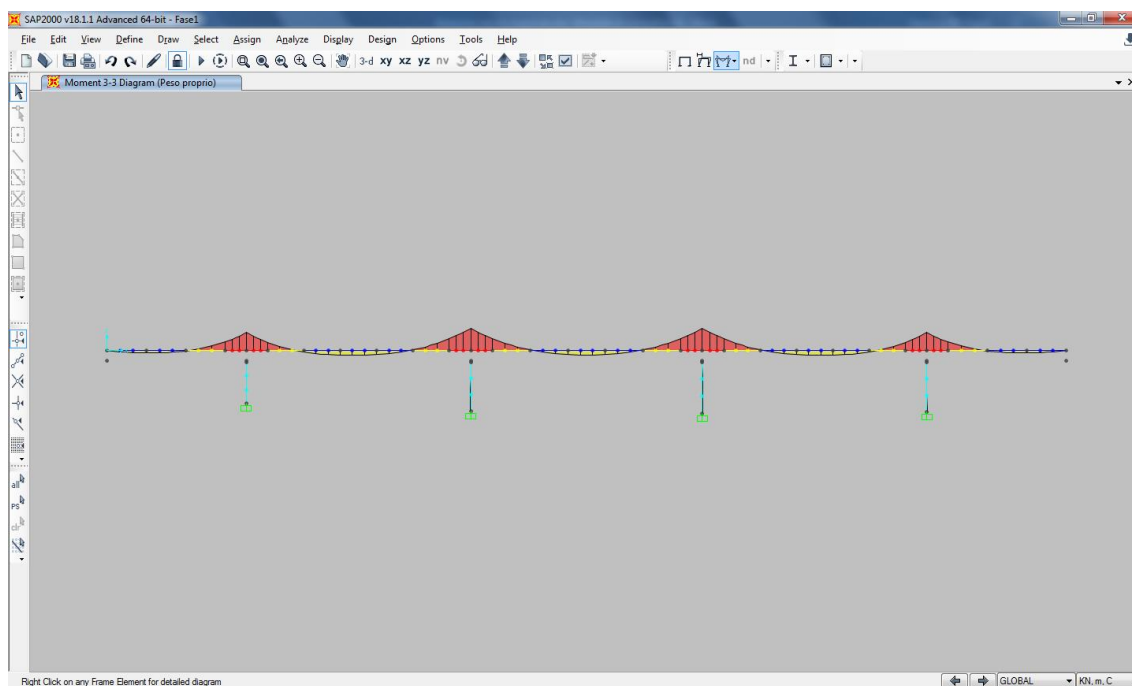


Figura 5.14: Momento flettente nel piano verticale – peso proprio

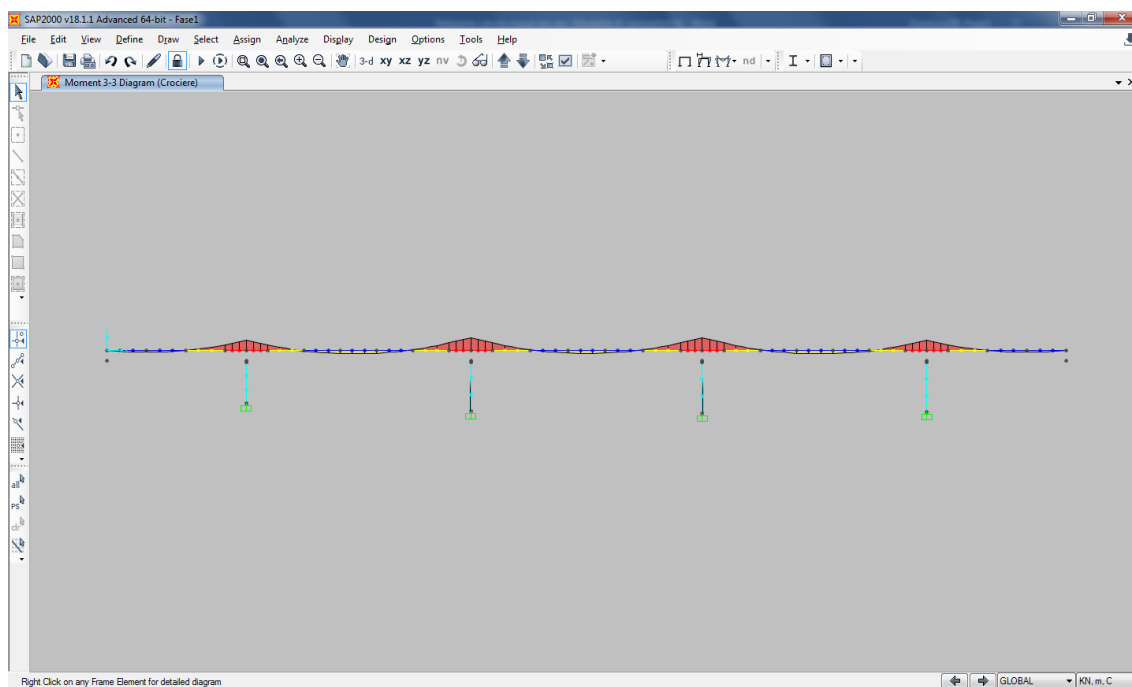


Figura 5.15: Momento flettente nel piano verticale – crociere, irrigidimenti, traversi

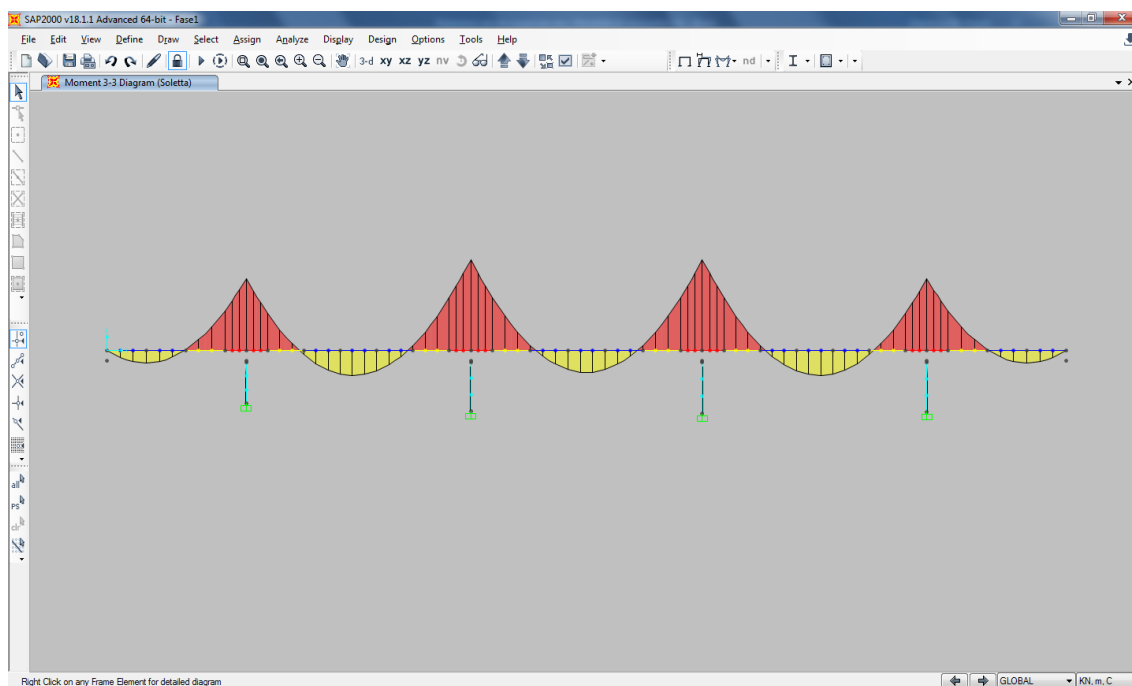


Figura 5.16: Momento flettente nel piano verticale – peso soletta

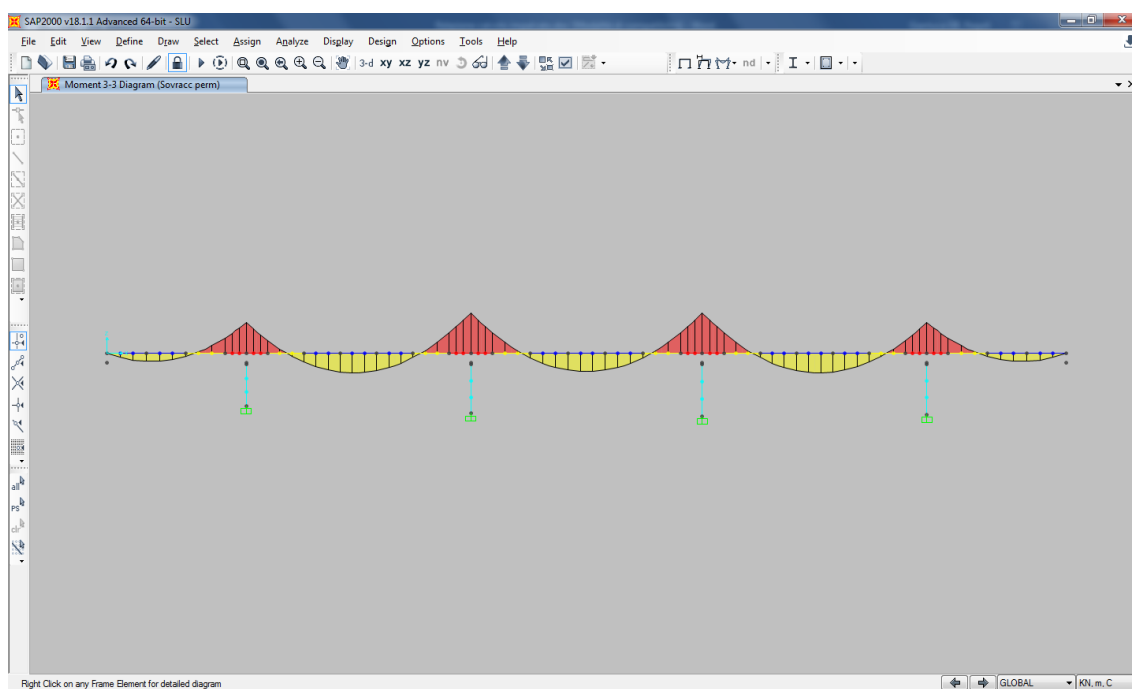


Figura 5.17: Momento flettente nel piano verticale – sovraccarichi permanenti

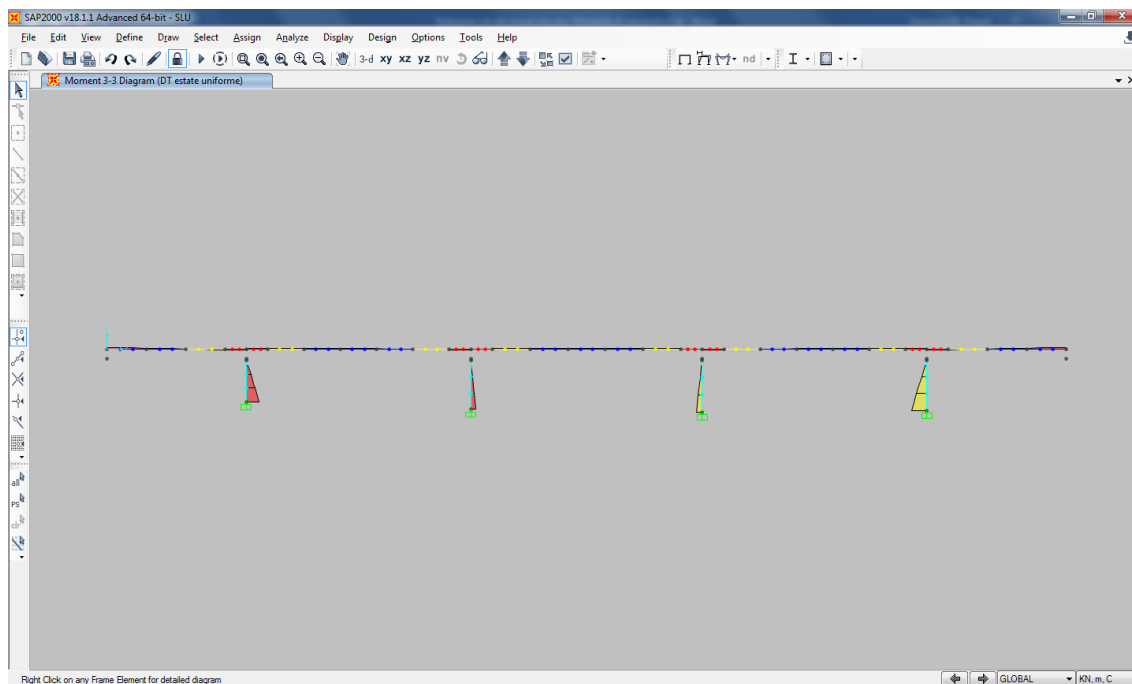


Figura 5.18: Momento flettente nel piano verticale – variazione termica positiva uniforme

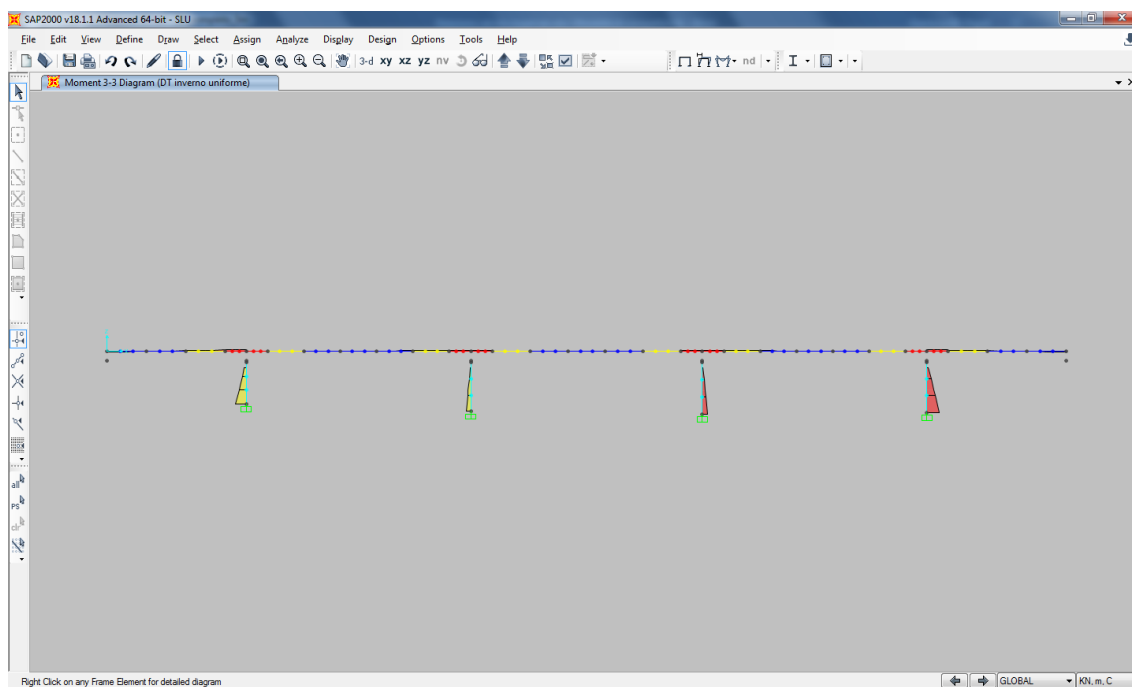


Figura 5.19: Momento flettente nel piano verticale – variazione termica negativa uniforme

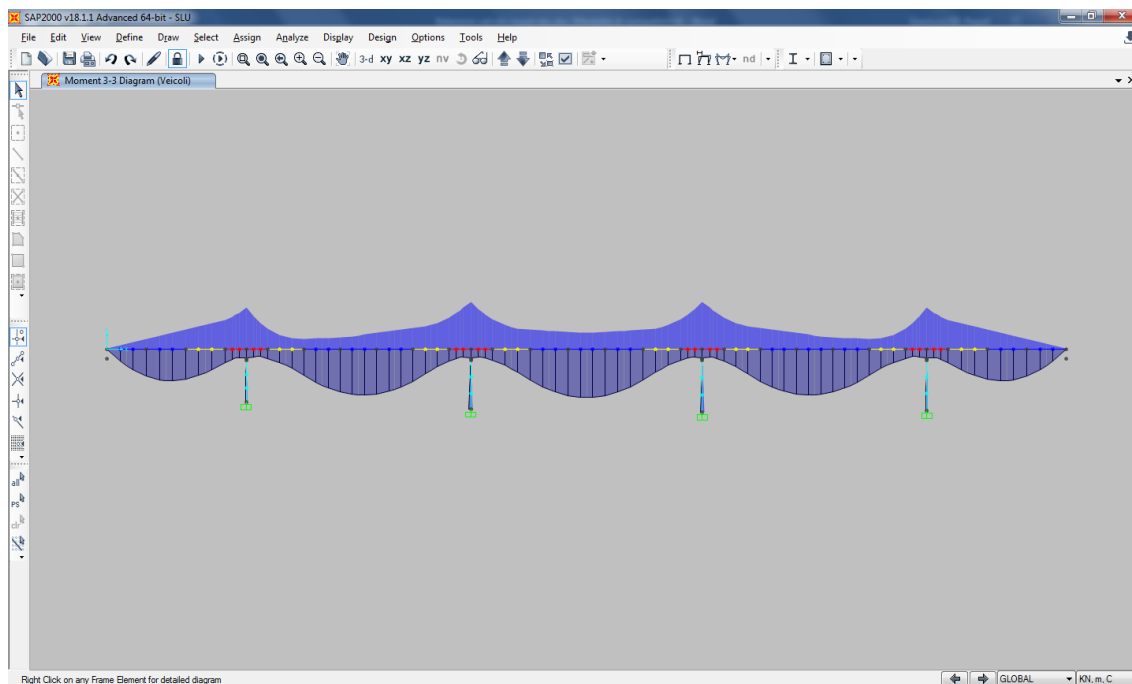


Figura 5.20: Momento flettente nel piano verticale – veicoli

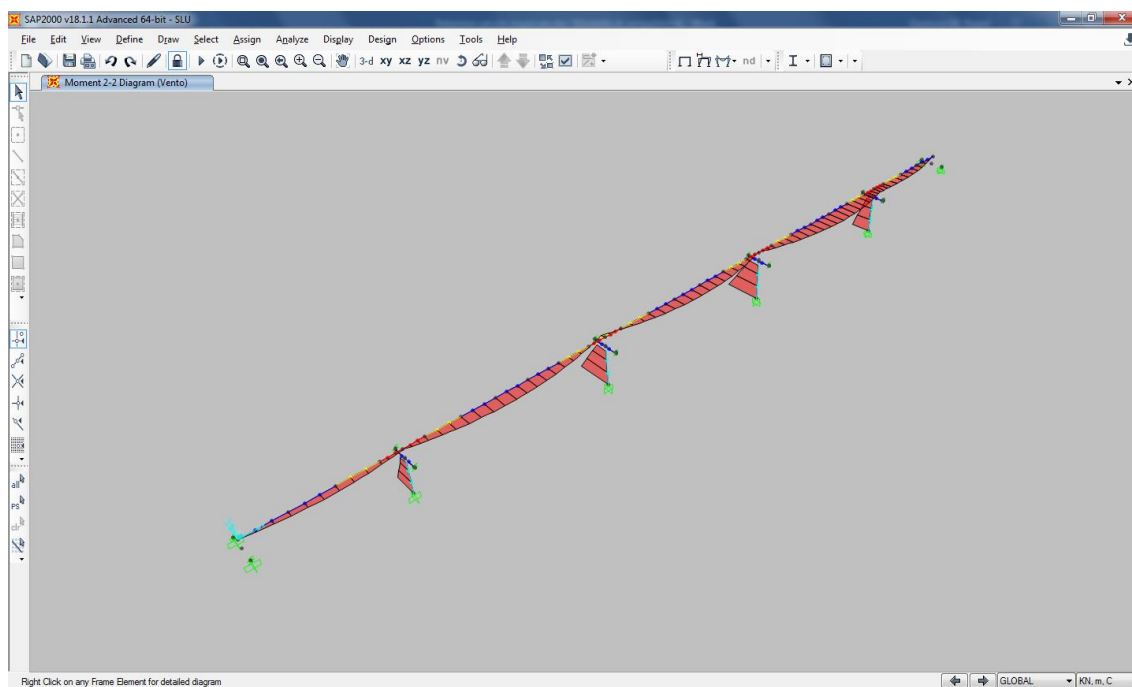


Figura 5.21: Momento flettente nel piano orizzontale – vento

## 5.6 Analisi modale dell'opera

L'analisi modale dell'opera è stata eseguita tramite algoritmo classico “agli autovettori”; il modello di calcolo di riferimento è il modello “SLE” in cui la soletta è supposta sempre collaborante

e il modulo del conglomerato cementizio è stato assegnato pari al valor medio del modulo istantaneo  $E_{clis} = 34\,000\text{ MPa}$ . La rigidezza degli isolatori è stata settata pari a quella attribuita in condizione sismica allo stato SLC in maniera da cogliere correttamente i primi modi traslazionali che coinvolgono gli isolatori, si veda in proposito il punto 5.3. 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.

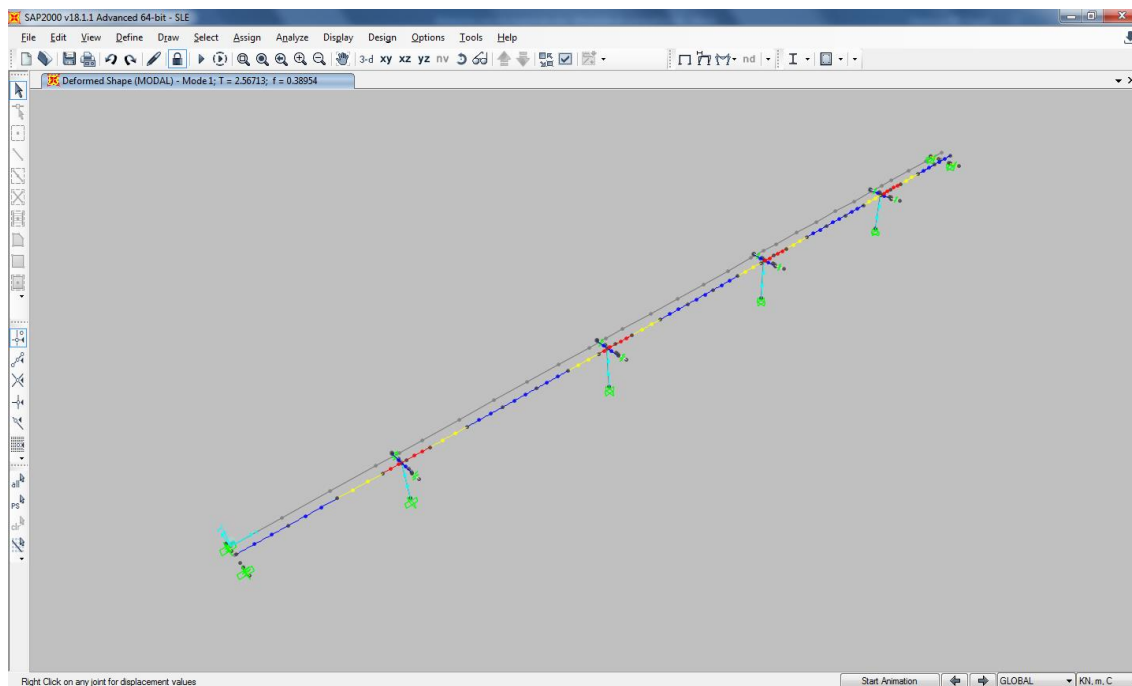


Figura 5.22: Modo di vibrare 1 – orizzontale

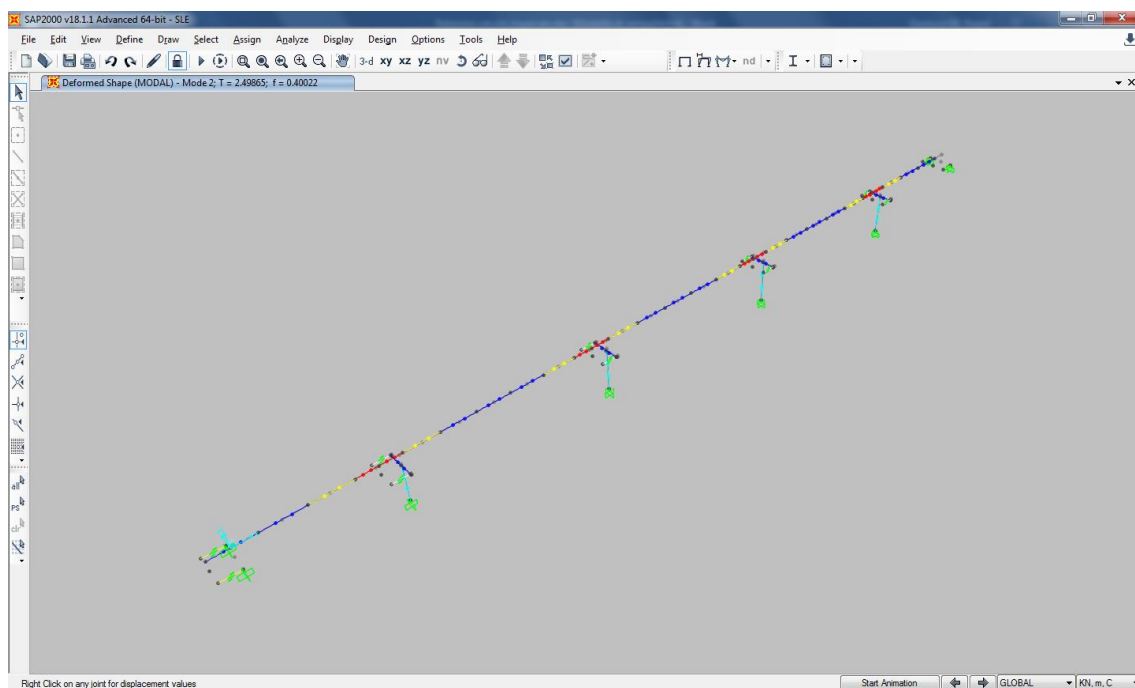


Figura 5.23: Modo di vibrare 2 - orizzontale

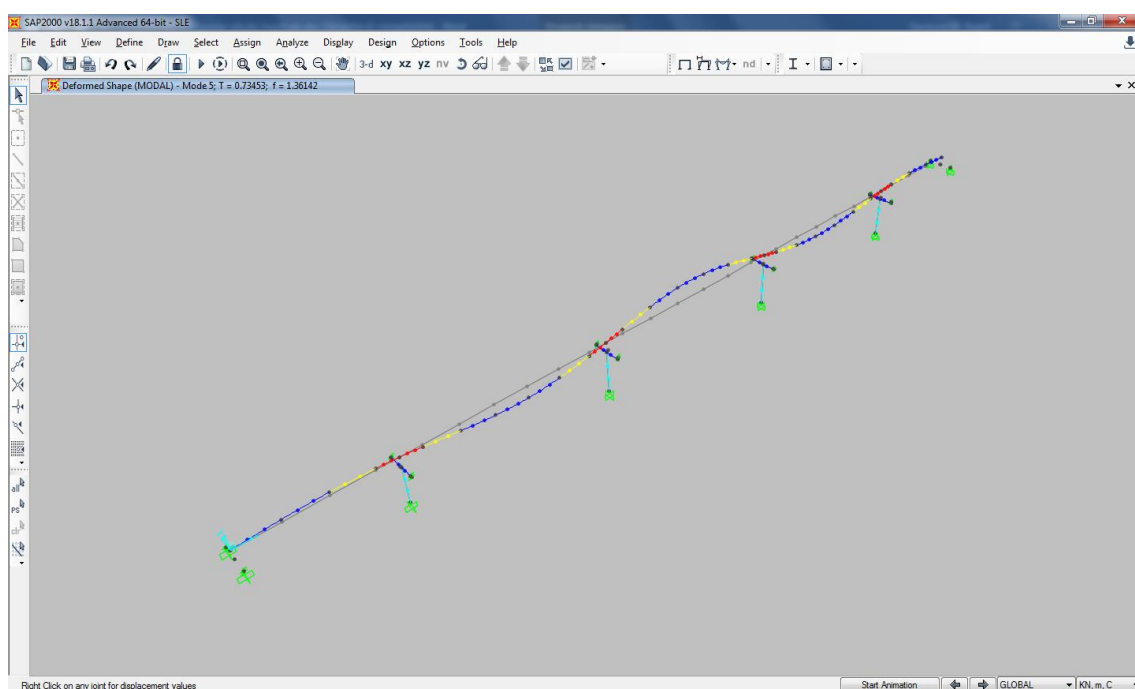


Figura 5.24: Modo di vibrare 5 – primo modo verticale

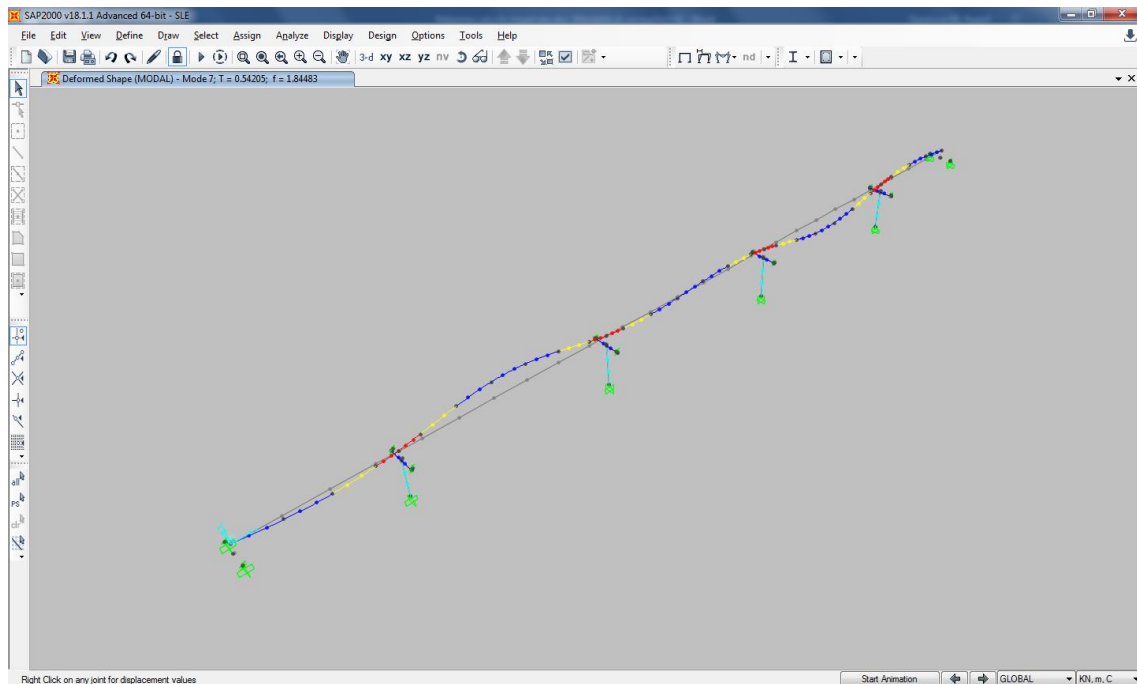



Figura 5.25: Modo di vibrare 7 – secondo modo verticale

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.567	0.000	<b>0.830</b>	0.000	0.000	0.830	0.000	0.189	0.000	0.002	0.189	0.000	0.002
MODAL	Mode	2	2.499	<b>0.832</b>	0.000	0.000	0.832	0.830	0.000	0.000	0.000	0.000	0.189	0.000	0.002
MODAL	Mode	3	2.358	0.000	0.002	0.000	0.832	0.832	0.000	0.001	0.000	0.854	0.190	0.000	0.856
MODAL	Mode	4	1.238	0.000	0.002	0.000	0.832	0.835	0.000	0.001	0.000	0.000	0.190	0.000	0.856
MODAL	Mode	5	0.735	0.000	0.000	0.001	0.832	0.835	0.001	0.000	0.000	0.000	0.190	0.000	0.856
MODAL	Mode	6	0.568	0.000	0.000	0.000	0.832	0.835	0.001	0.000	0.000	0.000	0.190	0.000	0.857
MODAL	Mode	7	0.542	0.000	0.000	0.000	0.832	0.835	0.001	0.000	0.073	0.000	0.190	0.073	0.857
MODAL	Mode	8	0.431	0.000	0.000	<b>0.264</b>	0.832	0.835	0.265	0.000	0.000	0.000	0.190	0.073	0.857
MODAL	Mode	9	0.381	0.000	0.000	0.000	0.832	0.835	0.265	0.000	0.000	0.000	0.190	0.073	0.857
MODAL	Mode	10	0.277	0.000	0.000	0.000	0.832	0.835	0.265	0.000	0.446	0.000	0.190	0.520	0.857
MODAL	Mode	11	0.274	0.000	0.000	<b>0.355</b>	0.832	0.835	0.620	0.000	0.001	0.000	0.190	0.521	0.857
MODAL	Mode	12	0.251	0.000	0.021	0.000	0.832	0.855	0.620	0.023	0.000	0.003	0.213	0.521	0.859
MODAL	Mode	13	0.250	0.033	0.000	0.000	0.865	0.855	0.620	0.000	0.000	0.000	0.213	0.521	0.859
MODAL	Mode	14	0.240	0.000	0.044	0.000	0.865	0.899	0.620	0.043	0.000	0.046	0.256	0.521	0.906
MODAL	Mode	15	0.238	0.033	0.000	0.000	0.898	0.899	0.620	0.000	0.000	0.000	0.256	0.521	0.906
MODAL	Mode	16	0.233	0.000	0.024	0.000	0.898	0.923	0.620	0.023	0.000	0.008	0.278	0.521	0.914
MODAL	Mode	17	0.230	0.033	0.000	0.000	0.931	0.923	0.620	0.000	0.000	0.000	0.278	0.521	0.914
MODAL	Mode	18	0.210	0.000	0.000	0.000	0.931	0.923	0.620	0.000	0.131	0.000	0.278	0.652	0.914
MODAL	Mode	19	0.206	0.000	0.004	0.000	0.931	0.927	0.620	0.003	0.000	0.001	0.281	0.652	0.915
MODAL	Mode	20	0.189	0.000	0.007	0.000	0.931	0.934	0.620	0.005	0.000	0.015	0.286	0.652	0.930
MODAL	Mode	21	0.187	0.000	0.000	0.006	0.931	0.934	0.626	0.000	0.000	0.000	0.286	0.652	0.930
MODAL	Mode	22	0.180	0.000	0.018	0.000	0.931	0.952	0.626	0.011	0.000	0.024	0.297	0.652	0.954
MODAL	Mode	23	0.179	0.000	0.000	0.000	0.931	0.952	0.626	0.000	0.019	0.000	0.297	0.671	0.954
MODAL	Mode	24	0.178	0.032	0.000	0.000	0.962	0.952	0.626	0.000	0.000	0.000	0.297	0.671	0.954
MODAL	Mode	25	0.169	0.000	0.001	0.000	0.962	0.954	0.626	0.001	0.000	0.006	0.298	0.671	0.960
MODAL	Mode	26	0.169	0.000	0.000	0.001	0.962	0.954	0.627	0.000	0.000	0.000	0.298	0.671	0.960
MODAL	Mode	27	0.154	0.000	0.001	0.000	0.962	0.954	0.627	0.001	0.000	0.000	0.298	0.671	0.960
MODAL	Mode	28	0.141	0.000	0.000	0.000	0.962	0.954	0.627	0.000	0.000	0.000	0.298	0.671	0.961
MODAL	Mode	29	0.126	0.000	0.000	0.000	0.962	0.954	0.627	0.000	0.000	0.000	0.298	0.671	0.961
MODAL	Mode	30	0.114	0.000	0.000	0.000	0.962	0.954	0.627	0.000	0.000	0.000	0.298	0.671	0.961

Tabella 5.12. periodi propri di vibrazione e coefficienti di massa partecipante

## 5.7 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.

 gruppo Atlantia	<b>VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA</b> <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b> Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro <b>Progetto Definitivo</b> <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>
--	--

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 in base alle classi di esposizione dei vari elementi definite nel capitolo sui materiali.

## 5.8 Dimensionamento soletta d’impalcato

Il dimensionamento della soletta di impalcato è stato eseguito mediante un apposito modello agli elementi finiti realizzato con SAP2000 Advanced v.18.1.1, in grado di analizzare lo stato tensio-deformativo della soletta in direzione trasversale. Si rimanda al capitolo 7.

## 5.9 Dimensionamento travi principali metalliche

Si riportano in seguito le principali ipotesi adottate e i principali risultati ottenuti.

### 5.9.1 Verifiche di Resistenza – SLU


La sezione delle travi metalliche principali costituenti l’impalcato è stata dimensionata secondo il criterio elastico indicato al punto 4.3.4.2.1.1 delle 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 come già specificato in 5.1. Tale procedura operativa è corretta se le sezioni trasversali sono classificate almeno in “classe 3” e cioè non risultano eccessivamente snelle per innescare fenomeni di instabilità locale in fase elastica. La classificazione delle sezioni delle travi metalliche, invece, dimostra la loro appartenenza alla “classe 4” a causa dell’elevata snellezza dei pannelli d’anima e pertanto le verifiche di resistenza in condizione ultima SLU sarebbero da eseguire considerando le proprietà efficaci delle sezioni e non quelle lorde. La determinazione delle caratteristiche efficaci delle sezioni (area efficace, momento flettente efficace, posizione del baricentro, ect...) risulta essere un procedimento assai complesso e iterativo in quanto dipendente dallo stato di sollecitazione agente sulla sezione in oggetto di classificazione (e quindi variabile in generale per ogni combinazione di carico). Per evitare lunghi e iterativi procedimenti di calcolo, si è operato in maniera più semplice e più controllabile considerando le sezioni in “classe 3” ed eseguendo poi le verifiche di instabilità e di resistenza a taglio e a presso/tenso-flessione dei pannelli di anima secondo il metodo delle “tensioni ridotte” descritto al punto 10 dell’UNI EN 1993-1-5:2006 e introdotto al punto 2.4 della stessa norma. In tale paragrafo viene appunto segnalato che il “Reduced stress method” può essere utilizzato come metodo alternativo al metodo delle proprietà efficaci assumendo che le sezioni dei vari pannelli ricadano in “classe 3”.

L’azione tagliante verticale si è considerata uniformemente distribuita sulle anime delle travi metalliche, mentre per la determinazione delle tensioni tangenziali dovute alla torsione si è fatto riferimento alla formulazione di “Bredt” per sezioni sottili chiuse sfruttando un comportamento a “cassone equivalente” fornito dalla reticolare di piano inferiore.

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 differenziando le sollecitazioni allo SLU dovute al modello di calcolo “fase 1” da quelle dovute al modello di calcolo “SLU” e, operando in campo elastico e lineare, si




 gruppo Atlantia	<p style="text-align: center;"> <b>VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA</b>  <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b>          Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San          Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro          Progetto Definitivo  <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b> </p>
--	--

è eseguita a valle la somma delle tensioni (le condizioni sismiche non sono dimensionanti per l'impalcato): analisi “fessurata” elastica senza redistribuzione delle sollecitazioni.

In seguito si riportano le Tabelle di sintesi inerenti i risultati ottenuti dai calcoli svolti per le sezioni in asse pila, per le sezioni di passaggio dai conci di pila ai conci “intermedi” e per le sezioni in campata maggiormente sollecitate. Valgono le seguenti indicazioni:

- ✚ P, V2, T e M3 indicano rispettivamente l'azione assiale (positiva se di trazione), il taglio verticale, il momento torcente e il momento flettente agente attorno all'asse d'inerzia orizzontale;
- ✚ Si riportano le sollecitazioni per l'unica combinazione di carico “ENV-SLU” definita come l'involuppo tra tutte le combinazioni di carico allo SLU;
- ✚  $w1$ ,  $w2$ ,  $w3$ ,  $w4$ ,  $w5$ ,  $A_{inf}$ ,  $A_{sup}$  indicano rispettivamente l'intradosso delle travi metalliche, l'estradosso della piattabanda inferiore, l'intradosso delle piattabande superiori, l'estradosso delle piattabande superiori, l'estradosso della soletta in c.a., l'armatura inferiore in soletta e l'armatura superiore in soletta;
- ✚ La soletta in c.a. viene considerata collaborante in termini di proprietà geometrico-inerziali della sezione composta se il momento flettente M3 risulta positivo (tense le fibre inferiori dell'impalcato). Alternativamente vengono considerate le sole proprietà geometrico-inerziali delle travi metalliche e delle armature longitudinali in soletta;
- ✚ Nei campi inerenti le fibre in estradosso soletta in c.a. e le fibre corrispondenti le armature intradosali ed estradosali in soletta, si imposta rispettivamente la dicitura “cls teso” e “compresso” se il momento flettente risulta tendere le fibre superiori dell'impalcato (momento flettente negativo). Tale assunzione, di fatto semplificata anche perché non tiene in considerazione il valore dell'azione assiale P, non comporta errori di dimensionamento in quanto le massime tensioni di compressione in soletta e le massime tensione di trazione nelle barre di armatura si verificano rispettivamente per i massimi e minimi valori del momento flettente (l'azione assiale è poco influente);
- ✚ In relazione a quanto appena osservato, si osserva che le verifiche di resistenza a compressione del calcestruzzo e trazione delle barre di armatura saranno eseguite considerando in aggiunta alle massime tensioni sotto riportate anche quelle dovute agli effetti del ritiro e delle variazioni termiche applicate solo in soletta determinate al punto 5.3.1;
- ✚  $\tau$ ,  $\tau_v$  indicano la tensione tangenziale dovuta al taglio e  $\tau_T$  la tensione tangenziale dovuta alla torsione calcolata unicamente per l'anima (è solo in anima che si combinano le tensioni normali a quelle tangenziali dovute al taglio, per cui la tensione tangenziale dovuta alla torsione è trascurabile negli elementi rimanenti);
- ✚ La tensione ideale è calcolata solo alla fibra 2 e alla fibra 3 secondo le ipotesi già dette sulla distribuzione dell'azione di taglio;
- ✚ Con “Fase 2” si intendono le sollecitazioni (e tensioni) determinante con il modello “SLU” e si fissano a 1.0 eventuali coefficienti moltiplicativi del momento flettente M3 (la riduzione del momento flettente in pila è automaticamente considerata in fase di analisi dal modello di calcolo in quanto si è opportunamente trascurata la soletta in termini di rigidità flessionale per cui non si sono attuate ulteriori redistribuzioni delle sollecitazioni);
- ✚ Le tensioni sono indicate in MPa.

 gruppo Atlantia	<b>VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA</b> <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b> Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>
--	--

## Sezioni in asse pila

### “Fase 1” – sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
<b>MAX</b>	102.5	7624.9	0.0	0.0	0.0	-28223.0
<b>MIN</b>	19.0	-7625.6	0.0	0.0	0.0	-95104.1

### “Fase 1” – tensioni

$\sigma$ dovute a M				$\sigma$ dovute a N	$\tau$	$\sigma$ ideale		
w1	w2	w3	w4			w2	w3	
-38.7	-36.5	123.0	130.4	0.2	56.7	157.4	57.5	<b>MAX</b>
-130.4	-123.0	36.5	38.7	0.0	-56.7	61.7	61.8	<b>MIN</b>

### “Fase 2” – sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3
<b>Text</b>	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
<b>MAX</b>	1140.5	6621.6	1349.3	9225.9	14234.9	2189.2
<b>MIN</b>	-1495.6	-6621.5	-1309.9	-9205.1	-25196.5	-66348.9





### “Fase 2” – tensioni


$\sigma$ dovute a M								$\sigma$ dovute a N	$\tau_v$	$\tau_T$	$\sigma$ ideale		$\sigma$ tot cls		$\sigma$ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup	
2.7	2.6	75.6	80.5	0.0	0.0	87.8	94.4	1.7	49.3	7.6	126.9	118.2	0.1	0.1	85.9	92.6	<b>MAX</b>
-89.3	-84.5	-1.1	-1.2	-0.1	-0.1	2.5	2.7	-2.2	-49.3	-7.6	21.4	21.2	-0.1	-0.1	3.9	4.1	<b>MIN</b>

### Verifica completa

$\sigma$ dovute a M								$\sigma$ dovute a N	$\tau_v$	$\tau_T$	$\sigma$ ideale		$\sigma$ tot cls		$\sigma$ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup	
-38.3	-36.1	198.6	210.9	0.0	0.0	87.8	94.4	1.9	105.7	7.6	282.6	273.1	0.1	0.1	85.9	92.6	<b>MAX</b>
-219.7	-207.4	36.4	38.5	-0.1	-0.1	2.5	2.7	-2.1	-105.7	-7.5	70.7	71.9	-0.1	-0.1	3.9	4.1	<b>MIN</b>

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, date da:

-   $w_1, w_4$ : 318.0 MPa;
-   $w_2, w_3$ : 338.0 MPa;
-   $w_5$ : -19.8 MPa;
-   $A_{inf}, A_{sup}$ : 391.0 MPa.

	<p style="text-align: center;"><b>VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA</b>  <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b>  Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro  <b>Progetto Definitivo</b>  <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b></p>
--	--

Per quanto attiene alla massima compressione in soletta e alla massima trazione nelle barre di armatura, si aggiunge a quanto sopra determinato i valori dedotti al punto 5.3.1 e si ottiene (per semplicità e perché l'azione termica non è il carico variabile più gravoso, si prescinde dai fattori parziali e di combinazione dei carichi):

$$w_5: -0.1 - 0.5 = -0.6 \text{ MPa} < f_{cd}$$

$$A_{inf}, A_{sup}: 92.6 + 95.0 + 79.2 = 266.8 \text{ MPa} < f_{yd}$$

### Sezioni concii “intermedi”

#### “Fase 1” – sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	102.5	6062.6	0.0	0.0	0.0	4889.1
MIN	19.0	-6063.4	0.0	0.0	0.0	-54525.2

#### “Fase 1” – tensioni

σ dovute a M				σ dovute a N	τ	σ ideale		
w1	w2	w3	w4			w2	w3	
9.8	9.4	105.1	109.9	0.2	54.1	140.1	140.3	MAX
-109.9	-105.1	-9.4	-9.8	0.0	-54.1	27.2	27.2	MIN

#### “Fase 2” – sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	1140.5	5650.4	1171.1	7936.9	12588.1	28169.0
MIN	-1495.6	-5650.4	-1131.7	-7928.5	-28677.5	-39247.2





#### “Fase 2” – tensioni

σ dovute a M								σ dovute a N	τ <sub>v</sub>	τ <sub>t</sub>	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup	
50.3	48.8	63.3	66.4	0.0	0.0	72.5	78.2	2.4	50.5	7.9	121.5	112.3	0.1	0.1	70.0	75.6	MAX
-76.9	-73.9	-15.7	-17.2	-1.3	-1.9	3.5	3.8	-3.2	-50.4	-7.9	14.6	12.8	-1.2	-1.8	2.0	2.4	MIN



#### Verifica completa

σ dovute a M								σ dovute a N	τ <sub>v</sub>	τ <sub>t</sub>	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup	
58.7	56.9	167.5	175.3	0.0	0.0	72.5	78.2	2.6	104.1	7.9	259.9	249.0	0.1	0.1	70.0	75.6	MAX
-185.8	-178.1	-24.7	-26.5	-1.3	-1.9	3.5	3.8	-3.0	-104.2	-7.7	36.9	27.6	-1.2	-1.8	2.0	2.4	MIN

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, date da:

  $W_1, W_4:$  318.0 MPa;  
  $W_2, W_3:$  338.0 MPa;  
  $W_5:$  -19.8 MPa;  
  $A_{inf}, A_{sup}:$  391.0 MPa.

Per quanto attiene alla massima compressione in soletta e alla massima trazione nelle barre di armatura, si aggiunge a quanto sopra determinato i valori dedotti al punto 5.3.1 e si ottiene (per semplicità e perché l'azione termica non è il carico variabile più gravoso, si prescinde dai fattori parziali e di combinazione dei carichi):

  $W_5:$   $-1.8 - 0.5 = -2.3 \text{ MPa} < f_{cd}$   
  $A_{inf}, A_{sup}:$   $75.6 + 95.0 + 79.2 = 249.8 \text{ MPa} < f_{yd}$ .

### Sezioni concii campata

"Fase 1" – sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	102.5	3616.0	0.0	0.0	0.0	25571.9
MIN	19.0	-3616.8	0.0	0.0	0.0	-4705.9

"Fase 1" – tensioni

$\sigma$ dovute a M				$\sigma$ dovute a N	$\tau$	$\sigma$ ideale		
w1	w2	w3	w4			w2	w3	
96.4	92.5	31.8	32.1	0.5	40.4	92.8	172.2	MAX
-17.7	-17.0	-172.6	-174.5	0.1	-40.4	29.9	34.0	MIN

"Fase 2" – sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	1140.5	3944.2	974.7	6531.3	10940.1	51244.2
MIN	-1495.6	-3944.4	-1151.6	-6526.8	-29545.3	-13358.7





"Fase 2" – tensioni

$\sigma$ dovute a M								$\sigma$ dovute a N	$\tau_v$	$\tau_T$	$\sigma$ ideale		$\sigma$ tot cls		$\sigma$ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup	
145.5	142.8	55.4	56.1	0.0	0.0	60.4	64.4	2.0	44.0	8.2	149.8	98.3	0.0	0.0	55.5	59.5	MAX
-44.9	-43.4	-37.6	-38.9	-3.0	-4.5	0.8	0.9	-6.1	-44.0	-8.2	14.5	14.5	-2.8	-4.4	-4.1	-4.1	MIN



### Verifica completa

σ dovute a M								σ dovute a N	τ <sub>v</sub>	τ <sub>T</sub>	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup	
237.1	230.7	87.1	88.2	0.0	0.0	60.4	64.4	2.5	84.4	8.2	236.9	210.4	0.0	0.0	55.5	59.5	MAX
-62.6	-60.5	-208.9	-212.1	-3.0	-4.5	0.8	0.9	-5.7	-84.4	-4.7	8.3	16.9	-2.8	-4.4	-4.1	-4.1	MIN

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, date da:





-   $w_1, w_4$ : 318.0 MPa;
-   $w_2, w_3$ : 338.0 MPa;
-   $w_5$ : -19.8 MPa;
-   $A_{inf}, A_{sup}$ : 391.0 MPa.

Per quanto attiene alla massima compressione in soletta e alla massima trazione nelle barre di armatura, si aggiunge a quanto sopra determinato i valori dedotti al punto 5.3.1 e si ottiene (per semplicità e perché l'azione termica non è il carico variabile più gravoso, si prescinde dai fattori parziali e di combinazione dei carichi):

-   $w_5$ :  $-4.4 - 0.5 = -4.9 \text{ MPa} < f_{cd}$
-   $A_{inf}, A_{sup}$ :  $59.5 + 95.0 + 79.2 = 233.7 \text{ MPa} < f_{yd}$ .

### 5.9.2 Verifiche di instabilità dei pannelli d'anima- SLU

Le anime delle travi metalliche principali risultano essere elementi fortemente snelli a causa del loro elevato rapporto altezza/spessore. Le normative di riferimento utilizzate per le verifiche strutturali sono le seguenti:

-  NTC08 con C.M. n.617/2009;
-  UNI EN 1993-1-5: 2006 Eurocodice 3 ;
-  CNR 10011/1997;
-  CNR 10030/1987.

La normativa NTC08 prevede che si debbano eseguire verifiche di instabilità di pannelli metallici soggetti ad azioni taglianti qualora non sia verificata tale relazione:

$$h_w/t_w < 72 \cdot \varepsilon / \eta = 48.82 \quad \text{pannelli privi di irrigidimenti}$$

$$h_w/t_w < 31 \cdot \varepsilon \cdot k_\tau^{0.5} / \eta \quad \text{pannelli muniti di irrigidimenti}$$

dove  $k_\tau$  è il coefficiente di instabilità a taglio. Le anime delle travi metalliche risultano soggette a potenziale instabilità per azione di taglio per tutte e tre le sezioni trasversali adottate (si veda il punto 5.1.3).

In aggiunta i pannelli d'anima delle travi risultano soggetti in generale anche ad uno stato di presso/tenso-flessione per cui è necessario verificare la stabilità degli stessi per l'intero stato di sollecitazione. Nei punti seguenti si riportano le seguenti verifiche:

- ✚ Verifica ad instabilità per taglio e presso/tenso-flessione secondo le indicazioni CNR10011/1997;
- ✚ Verifica di resistenza per taglio secondo le indicazioni CNR10030/1987;
- ✚ Verifica degli irrigidimenti longitudinali e trasversali secondo le indicazioni CNR10030/1987;
- ✚ Verifica di resistenza per taglio secondo le indicazioni UNI EN1993-1-5: 2006;
- ✚ Verifica ad instabilità per taglio e presso/tenso-flessione secondo le indicazioni UNI EN1993-1-5: 2006 (metodo delle "tensioni ridotte").

### Anima concio pila

L'anima del concio di pila presenta le seguenti caratteristiche:

- ✚ Altezza: 2640 mm;
- ✚ Spessore: 24 mm;
- ✚ Interasse irrigidimenti trasversali: 3000 mm;
- ✚ Irrigidimento trasversali: 350 mm x 30 mm;
- ✚ Irrigidimenti longitudinali: 1 L150x15 posto a 900 mm dal bordo inferiore (zona compressa).


Per i significati dei simboli utilizzati nelle verifiche si rimanda direttamente ai testi normativi citati.

#### **Verifica instabilità a taglio e presso/tenso flessione CNR10011/1997**

Sub-pannello	$f_{yd}$	h	t
Tipologia	MPa	mm	mm
Inferiore	355	900	24
Superiore	355	1740	24
Anima tot	355	2640	24

Sub-pannello	a	$\alpha$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\tau$	$\psi$	k1	k3
Tipologia	mm	–	MPa	MPa	MPa	–	–	–
Inferiore	3000	3.33	208	80	120	0.38	7.64	23.90
Superiore	3000	1.72	80	-199	120	-2.49	7.64	23.90

Sub-pannello	$k_\tau$	$k_{\tau,adottato}$	$\beta$	$\sigma_{cr,0}$	$\sigma_{cr,0}$	$\sigma_{cr}$	$\tau_{cr}$	$\sigma_{cr,id}$	$\sigma_{cr,red}$	$\sigma_{id}$	Verifica
Tipologia	–	–	–	–	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	–
Inferiore	5.66	5.70	5.70	1.0	132.4	749.2	754.7	871.4	349.1	294.0	1.19
Superiore	23.90	6.69	6.69	1.0	35.4	846.6	236.8	456.5	332.6	222.7	1.49

	<p style="text-align: right;"><b>VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA</b>  <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b>  Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro  <b>Progetto Definitivo</b>  <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b></p>
---	---

### Verifica irrigidimento longitudinale CNR10030/1987

Sezione	A <sub>L</sub>	η	δ	α	ψ	m <sub>L</sub>	σ <sub>1</sub> /τ	γ* <sub>L</sub>	I <sub>L,min</sub>	I <sub>0</sub>	e	I <sub>L</sub>	Verifica	
Tipo	cmq	–	–	–	–	–	–	–	cm4	cm4	cm	cm4	–	
L150*15	43.0	0.341	0.068	1.14	-0.96	1.00	1.733	10.0	5474.3	898.0	10.75	5867.2	1.07	43.0

### Verifica irrigidimento trasversale CNR10030/1987

Sezione	A <sub>T</sub>	η	δ	α	ψ	m <sub>L</sub>	σ <sub>1</sub> /τ	γ* <sub>T</sub>	I <sub>T,min</sub>	I <sub>0</sub>	e	I <sub>T</sub>	Verifica	
Tipo	cmq	–	–	–	–	–	–	–	cm4	cm4	cm	cm4	–	
350*30	105.0	0.341	0.068	1.14	-0.96	1.00	1.733	60.0	32845.8	10718.8	17.5	42875.0	1.31	>1

La verifica di resistenza a taglio dell'anima e dell'irrigidimento trasversale ad instabilità per compressione risulta trascurabile in quanto

$$\tau^* = 236.8 \text{ MPa} > f_{yd}/1.73.$$

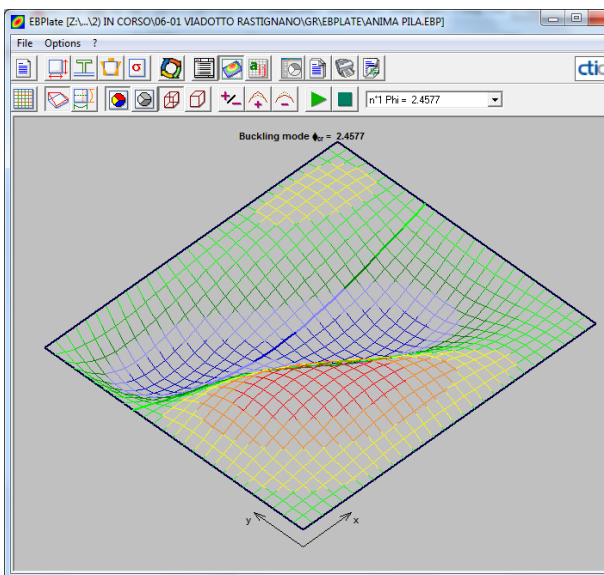
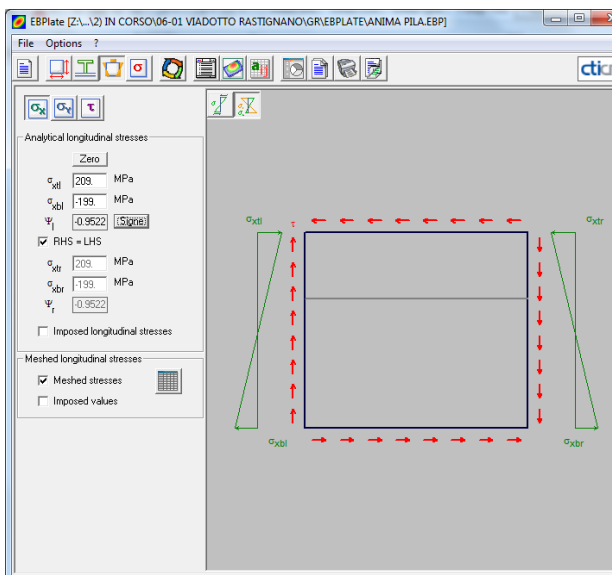
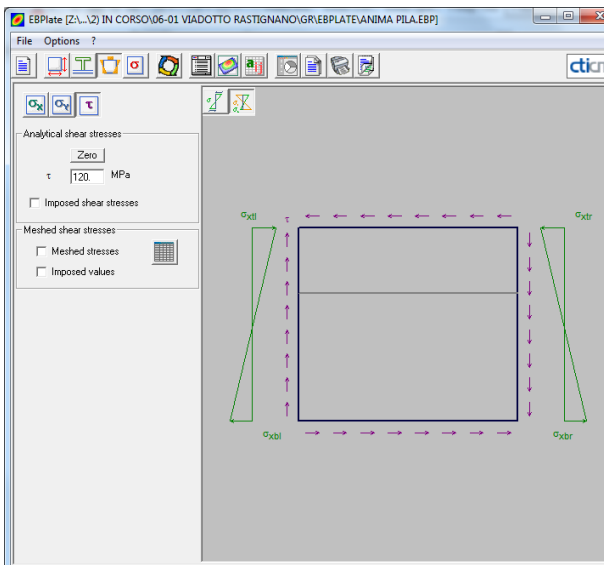
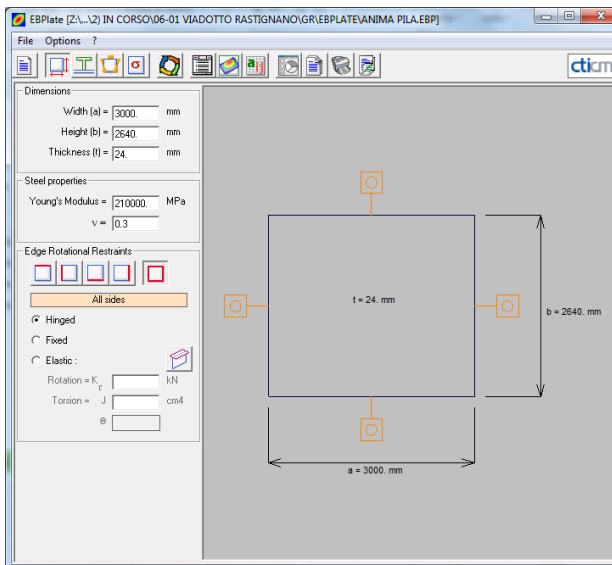
### Verifica resistenza a taglio UNI EN 1993-1-5:2006

Grandezza	Valore	U.d.m.	Note
$f_{yw}$	355	MPa	Tensione di snervamento pannello
$h_w$	2640	mm	Altezza pannello
$t_w$	24	mm	Spessore pannello
$\varepsilon$	0.814	-	
$h_w/t_w$	110.0	-	Rapporto di snellezza
$\eta$	1.2	-	
$72*\varepsilon/\eta$	48.82	-	Limite per pannelli senza irrigidimenti
$31*\varepsilon*k_t^{0.5}/\eta$	71.88		
$a$	3000	mm	Distanza tra due irrigidimenti trasversali rigidi
$a/h_w$	1.14	-	Coefficiente di forma
$k_{ts\lambda}$	9.37	-	
$I_{sl}$	5418.0	cm <sup>4</sup>	Momento di inerzia degli irrigidimenti longitudinali
$k_t$	11.70	-	Coefficiente di instabilità a taglio
$\sigma_E$	15.69	MPa	Tensione critica di Eulero
$\lambda_w$	1.565	-	Pannello con irrigidimenti (rigidi) solo agli appoggi
$\lambda_w$	1.057	-	Pannello con irrigidimenti trasversali e longitudinali
$\lambda_w$	1.057	-	Formula generale
$\chi_w$	0.785	-	Fattore di riduzione a taglio
		-	
$V_{bw,Rd}$	9269.6	kN	Azione tagliante resistente pannello d'anima
$V_{Ed,max}$	7105.0	kN	Azione tagliante sollecitante
Verifica	0.766	-	

#### Verifica instabilità a taglio e presso/tenso-flessione UNI EN 1993-1-5:2006

La determinazione del moltiplicatore critico delle tensioni è stata eseguita tramite una modellazione del pannello d'anima delimitato tra due irrigidimenti trasversali (che sono considerati rigidi) munito dell'irrigidimento longitudinale e soggetto allo stato tensionale di calcolo con il programma agli elementi finiti EBPlate messo a disposizione dal centro CTICM francese. Il fattore di riduzione si è calcolato secondo le indicazioni riportate in Appendice B all'UNI EN 1993-1-5: 2006.





$\sigma_{x,Ed}$	208.0	MPa	Massima tensione di compressione longitudinale
$\sigma_{y,Ed}$	0.0	MPa	Massima tensione di compressione verticale
$\tau_{Ed}$	120.0	MPa	Massima tensione tangenziale
$\sigma_{id,Ed}$	294.0	MPa	
$\alpha_{ult,k}$	1.207	-	Moltiplicatore critico delle tensioni per resistenza

$\alpha_{cr}$	2.460	-	Moltiplicatore critico delle tensioni da EBPlate
$\psi$	-0.96	-	Rapporto tra le tensioni longitudinali
$\lambda_p$	0.701	-	Formulazione analitica
$\alpha_p$	0.34	-	
$\lambda_{p,0}$	0.80	-	
$\phi_p$	0.83	-	

La verifica risulta automaticamente soddisfatta in quanto  $\phi_p^2 < \lambda_p$ .

### Anima concio "intermedio"

L'anima del concio "intermedio" presenta le seguenti caratteristiche:

- ✚ Altezza: 2680 mm;
- ✚ Spessore: 20 mm;
- ✚ Interasse irrigidimenti trasversali: 2650 mm;
- ✚ Irrigidimenti trasversali: 300 mm x 25 mm;
- ✚ Irrigidimenti longitudinali: 1 L150x15 posto a 900 mm dal bordo inferiore (zona compressa).


Per i significati dei simboli utilizzati nelle verifiche si rimanda direttamente ai testi normativi citati.

### **Verifica instabilità a taglio e presso/tenso flessione CNR10011/1997**

Sub-pannello	$f_{yd}$	$h$	$t$
Tipologia	MPa	mm	mm
Inferiore	355	900	20
Superiore	355	1780	20
Anima tot	355	2680	20

Sub-pannello	$a$	$\alpha$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\tau$	$\psi$	$k_1$	$k_3$
Tipologia	mm	—	MPa	MPa	MPa	—	—	—
Inferiore	2650	2.94	180	47	110	0.26	7.64	23.90
Superiore	2650	1.49	47	-170	110	-3.62	7.64	23.90

Sub-pannello	$k_{\sigma}$	$k_{\tau, \text{adottato}}$	$\beta$	$\sigma_{cr,0}$	$\sigma_{cr,0}$	$\sigma_{cr}$	$\tau_{cr}$	$\sigma_{cr,ld}$	$\sigma_{cr,red}$	$\sigma_{ld}$	Verifica
--------------	--------------	-----------------------------	---------	-----------------	-----------------	---------------	-------------	------------------	-------------------	---------------	----------

	<p align="center"><b>VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA</b>  <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b>  Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro  <b>Progetto Definitivo</b>  <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b></p>
---	---

Tipologia	–	–	–	–	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	–
Inferiore	6.17	5.80	5.80	1.0	92.0	567.5	533.4	656.1	344.4	262.1	1.31
Superiore	23.90	7.14	7.14	1.0	23.5	561.8	168.0	319.3	305.0	196.2	1.55

#### Verifica irrigidimento longitudinale CNR10030/1987

Sezione	A <sub>L</sub>	η	δ	α	ψ	m <sub>L</sub>	σ <sub>1</sub> /τ	γ* <sub>L</sub>	I <sub>L,min</sub>	I <sub>0</sub>	e	I <sub>L</sub>	Verifica	
Tipo	cmq	–	–	–	–	–	–	–	cm4	cm4	cm	cm4	–	
L150*15	43.0	0.336	0.080	0.99	-0.94	1.00	1.636	10.0	3216.0	898.0	10.75	5867.2	1.82	>1

#### Verifica irrigidimento trasversale CNR10030/1987

Sezione	A <sub>T</sub>	η	δ	α	ψ	m <sub>L</sub>	σ <sub>1</sub> /τ	γ* <sub>T</sub>	I <sub>T,min</sub>	I <sub>0</sub>	e	I <sub>T</sub>	Verifica	
Tipo	cmq	–	–	–	–	–	–	–	cm4	cm4	cm	cm4	–	
300*25	75.0	0.336	0.080	0.99	-0.94	1.00	1.636	60.0	19296.0	5625.0	15	22500.0	1.17	>1

#### Verifica resistenza a taglio anima CNR10030/1987

τ*	σ <sub>td</sub>	θ	φ	t <sub>s</sub>	t <sub>i</sub>	b <sub>s</sub>	b <sub>i</sub>	M <sub>id</sub>	N <sub>id</sub>	M <sub>ts</sub>	M <sub>fi</sub>	d <sub>s</sub>	d <sub>i</sub>	V <sub>cr</sub>	V <sub>t</sub>	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Ed</sub>	Verifica	
MPa	MPa	rad	rad	mm	mm	mm	mm	kNm	kN	kNm	kNm	mm	mm	kN	kN	kN	kN	–	
168.0	64.4	0.791	0.527	60	60	1400	1400	77816.0	28400.0	41.6	41.6	713.9	713.9	9002.2	1103.2	10105.4	5833.0	0.58	<1

#### Verifica instabilità a compressione irrigidimento trasversale CNR10030/1987

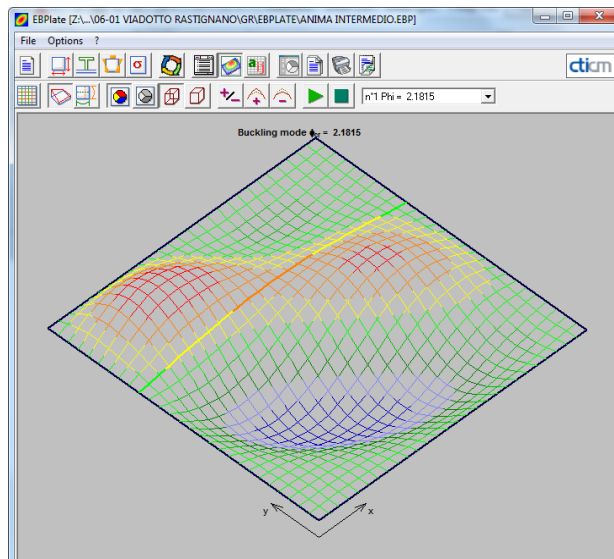
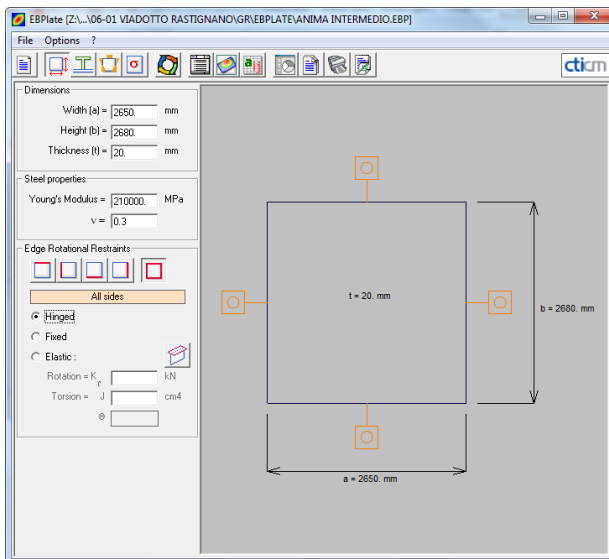
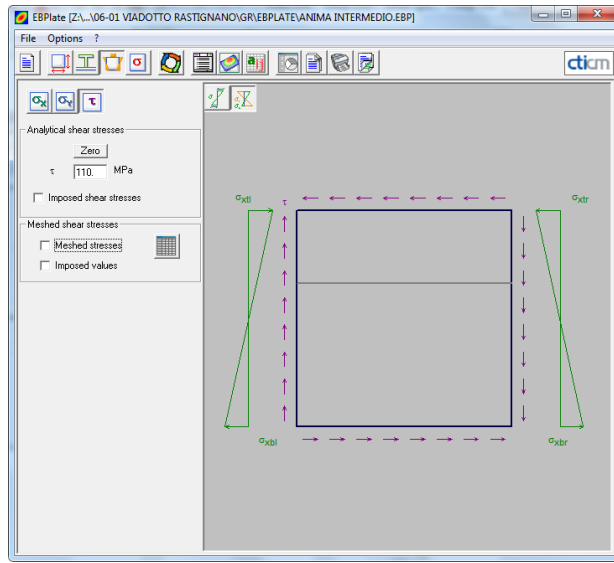
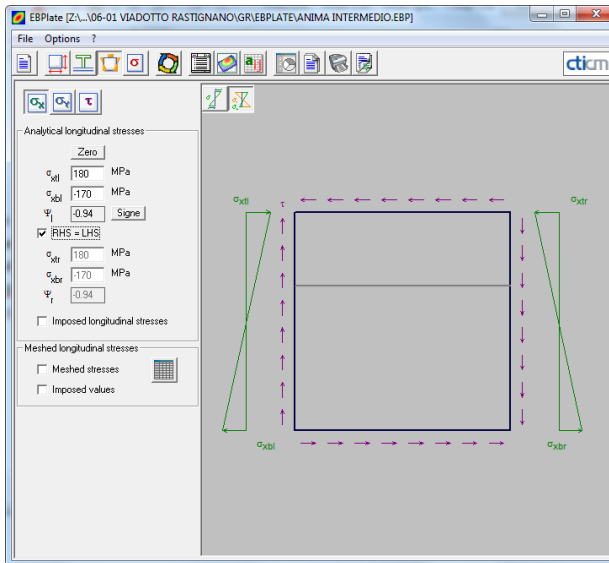
L <sub>0</sub>	b <sub>e</sub>	h <sub>st</sub>	t <sub>st</sub>	e	J <sub>st</sub>	N <sub>cr</sub>	λ	α	Φ	χ	N <sub>b,Rd</sub>	N <sub>Ed</sub>	Verifica	
mm	mm	mm	mm	mm	mm4	kN	–	–	–	–	kN	kN	–	
1876	254.1	300	25	184.8	3.12E+08	183839.7	0.156	0.490	0.501	1.000	4060.8	2903.6	0.715	<1

#### Verifica resistenza a taglio UNI EN 1993-1-5:2006

Grandezza	Valore	U.d.m.	Note
$f_{yw}$	355	MPa	Tensione di snervamento pannello
$h_w$	2680	mm	Altezza pannello
$t_w$	20	mm	Spessore pannello
$\varepsilon$	0.814	-	
$h_w/t_w$	134.0	-	Rapporto di snellezza
$\eta$	1.2	-	
$72 \cdot \varepsilon / \eta$	48.82	-	Limite per pannelli senza irrigidimenti
$31 \cdot \varepsilon \cdot k_t^{0.5} / \eta$	78.18	-	
$a$	2650	mm	Distanza tra due irrigidimenti trasversali rigidi
$a/h_w$	0.99	-	Coefficiente di forma
$k_{ts\lambda}$	16.85	-	
$I_{sl}$	4800.0	cm <sup>4</sup>	Momento di inerzia degli irrigidimenti longitudinali
$k_t$	13.83	-	Coefficiente di instabilità a taglio
$\sigma_E$	10.57	MPa	Tensione critica di Eulero
$\lambda_w$	1.906	-	Pannello con irrigidimenti (rigidi) solo trasversali
$\lambda_w$	1.184	-	Pannello con irrigidimenti trasversali e longitudinali
$\lambda_w$	1.184	-	Formula generale
$\chi_w$	0.701	-	Fattore di riduzione a taglio
		-	
$V_{bw,Rd}$	7000.0	kN	Azione tagliante resistente pannello d'anima
$V_{Ed,max}$	5833.0	kN	Azione tagliante sollecitante
Verifica	0.833	-	

### Verifica instabilità a taglio e presso/tenso-flessione UNI EN 1993-1-5:2006






La determinazione del moltiplicatore critico delle tensioni è stata eseguita tramite una modellazione del pannello d'anima delimitato tra due irrigidimenti trasversali (che sono considerati rigidi) munito dell'irrigidimento longitudinale e soggetto allo stato tensionale di calcolo con il programma agli elementi finiti EBPlate messo a disposizione dal centro CTICM francese. Il fattore di riduzione si è calcolato secondo le indicazioni riportate in Appendice B all'UNI EN 1993-1-5: 2006.



$\sigma_{x,Ed}$	180.0	MPa	Massima tensione di compressione longitudinale
$\sigma_{y,Ed}$	0.0	MPa	Massima tensione di compressione verticale
$\tau_{Ed}$	110.0	MPa	Massima tensione tangenziale
$\sigma_{id,Ed}$	262.1	MPa	
$\alpha_{ult,k}$	1.354	-	Moltiplicatore critico delle tensioni per resistenza
$\alpha_{cr}$	2.180	-	Moltiplicatore critico delle tensioni da EBPlate
$\psi$	-0.94	-	Rapporto tra le tensioni longitudinali
$\lambda_p$	0.788	-	Formulazione da moltiplicatori critici
$\alpha_P$	0.34	-	
$\lambda_{p,0}$	0.80	-	
$\phi_P$	0.89	-	
$\rho$	1.021	-	Fattore di riduzione minimo (da Annesso B all'EC3-1-5)
$\rho \cdot \alpha_{ult,k} / 1.1$	1.26	Ok	Verifica alle tensioni ridotte

### **Anima concio “campata”**

L'anima del concio “intermedio” presenta le seguenti caratteristiche:


-  Altezza: 2740 mm;
-  Spessore: 16 mm;
-  Interasse irrigidimenti trasversali: 2750 mm;
-  Irrigidimenti trasversali: 300 mm x 20 mm;
-  Irrigidimenti longitudinali: 1 L150x15 posto a 900 mm dal bordo superiore (zona compressa).

Si prende in esame unicamente il caso per il quale risultano massime le tensioni normali.

Per i significati dei simboli utilizzati nelle verifiche si rimanda direttamente ai testi normativi citati.

### **Verifica instabilità a taglio e presso/tenso flessione CNR10011/1997**

Sub-pannello	$f_{yd}$	h	t
Tipologia	MPa	mm	mm
Superiore	355	900	16
Inferiore	355	1840	16
Anima tot	355	2740	16

	<p align="center"><b>VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA</b>  <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b>  Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro  <b>Progetto Definitivo</b>  <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b></p>
---	---

Sub-pannello	a	$\alpha$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\tau$	$\psi$	k1	k3
Tipologia	mm	—	MPa	MPa	MPa	—	—	—
Superiore	2750	3.06	211	70	33	0.33	7.64	23.90
Inferiore	2750	1.49	70	-236	33	-3.37	7.64	23.90

Sub-pannello	$k_{\sigma}$	$k_{\tau, \text{adottato}}$	$\beta$	$\sigma_{cr,0}$	$\sigma_{cr,0}$	$\sigma_{cr}$	$\tau_{cr}$	$\sigma_{cr,ld}$	$\sigma_{cr,red}$	$\sigma_{ld}$	Verifica
Tipologia	—	—	—	—	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	—
Superiore	5.87	5.77	5.77	1.0	58.8	345.3	339.5	351.1	315.3	218.6	1.44
Inferiore	23.90	7.13	7.13	1.0	14.1	336.5	100.4	263.2	263.2	90.4	2.91

#### Verifica irrigidimento longitudinale CNR10030/1987

Sezione	$A_L$	$\eta$	$\delta$	$\alpha$	$\psi$	$m_L$	$\sigma_1/\tau$	$\gamma^*_L$	$I_{L,min}$	$I_0$	e	$I_L$	Verifica	
Tipo	cmq	—	—	—	—	—	—	—	cm4	cm4	cm	cm4	—	
L150*15	43.0	0.328	0.098	1.00	-1.118	1.52	6.394	6.0	1534.0	898.0	10.75	5867.2	3.82	>1

#### Verifica irrigidimento trasversale CNR10030/1987

Sezione	$A_T$	$\eta$	$\delta$	$\alpha$	$\psi$	$m_L$	$\sigma_1/\tau$	$\gamma^*_T$	$I_{T,min}$	$I_0$	e	$I_T$	Verifica	
Tipo	cmq	—	—	—	—	—	—	—	cm4	cm4	cm	cm4	—	
300*20	60.0	0.328	0.098	1.00	-1.118	1.52	6.394	60.0	15340.5	5625.0	15	19125.0	1.25	>1

#### Verifica resistenza a taglio anima CNR10030/1987

$\tau^*$	$\sigma_{ld}$	$\theta$	$\phi$	$t_s$	$t_i$	$b_s$	$b_i$	$M_{fd}$	$N_{fd}$	$M_{fs}$	$M_{fi}$	$d_s$	$d_i$	$V_{cr}$	$V_t$	$V_{Rd}$	$V_{Ed}$	Verifica	
MPa	MPa	rad	rad	mm	mm	mm	mm	kNm	kN	kNm	kNm	mm	mm	kN	kN	kN	kN	—	
168.0	64.4	0.791	0.527	60	60	1400	1400	77816.0	28400.0	41.6	41.6	713.9	713.9	9002.2	1103.2	10105.4	5833.0	0.58	<1

#### Verifica instabilità a compressione irrigidimento trasversale CNR10030/1987

$L_0$	$b_e$	$h_{st}$	$t_{st}$	e	$J_{st}$	$N_{cr}$	$\lambda$	$\alpha$	$\Phi$	$\chi$	$N_{b,Rd}$	$N_{Ed}$	Verifica	
mm	mm	mm	mm	mm	mm4	kN	—	—	—	—	kN	kN	—	
1876	254.1	300	25	184.8	3.12E+08	183839.7	0.156	0.490	0.501	1.000	4060.8	2903.6	0.715	<1

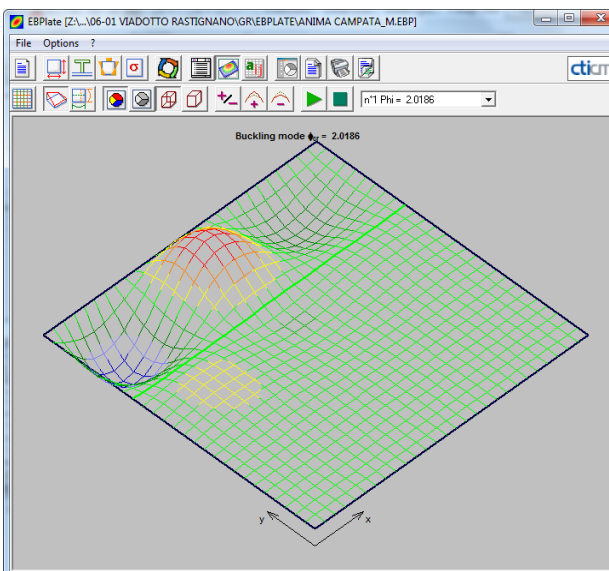
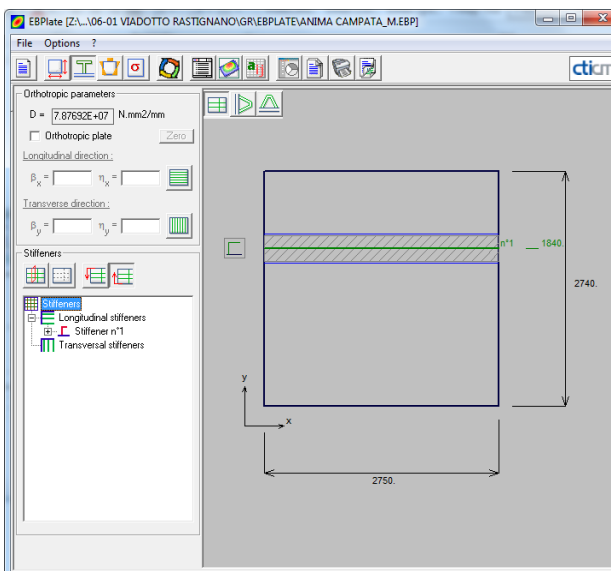
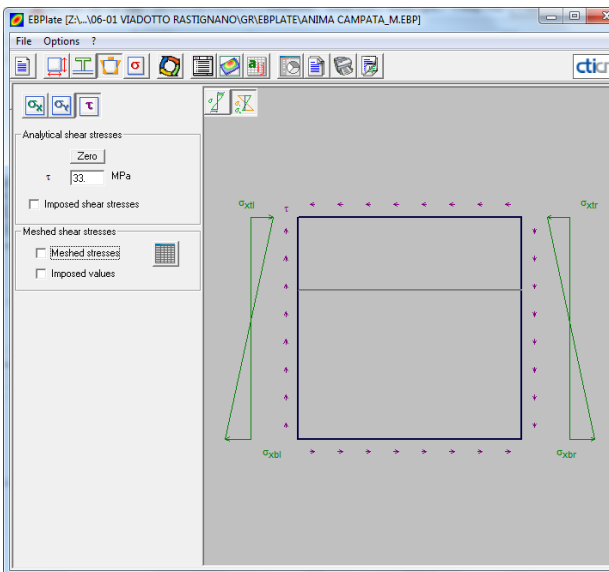
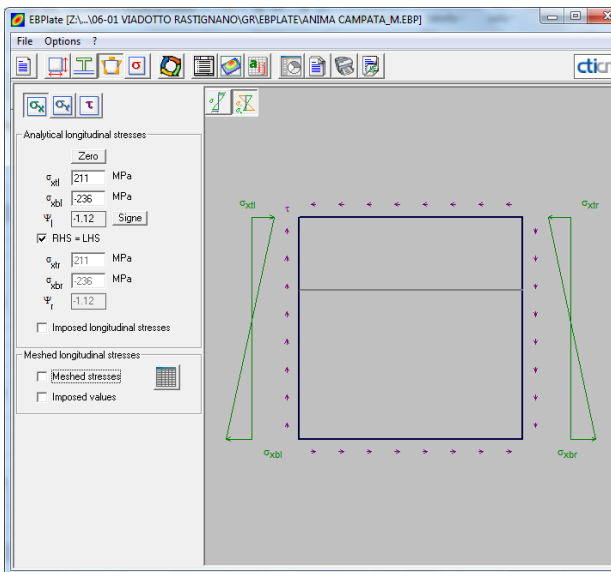
### Verifica resistenza a taglio UNI EN 1993-1-5:2006

Grandezza	Valore	U.d.m.	Note
$f_{yw}$	355	MPa	Tensione di snervamento pannello
$h_w$	2740	mm	Altezza pannello
$t_w$	16	mm	Spessore pannello
$\varepsilon$	0.814	-	
$h_w/t_w$	171.3	-	Rapporto di snellezza
$\eta$	1.2	-	
$72 \cdot \varepsilon / \eta$	48.82	-	Limite per pannelli senza irrigidimenti
$31 \cdot \varepsilon \cdot k_t^{0.5} / \eta$	79.71	-	
$a$	2750	mm	Distanza tra due irrigidimenti trasversali rigidi
$a/h_w$	1.00	-	Coefficiente di forma
$k_{ts\lambda}$	23.46	-	
$I_{sl}$	4066.0	cm <sup>4</sup>	Momento di inerzia degli irrigidimenti longitudinali
$k_t$	14.38	-	Coefficiente di instabilità a taglio
$\sigma_E$	6.47	MPa	Tensione critica di Eulero
$\lambda_w$	2.436	-	Pannello con irrigidimenti (rigidi) solo trasversali
$\lambda_w$	1.484	-	Pannello con irrigidimenti trasversali e longitudinali
$\lambda_w$	1.485	-	Formula generale
$\chi_w$	0.559	-	Fattore di riduzione a taglio
		-	
$V_{bw,Rd}$	4567.1	kN	Azione tagliante resistente pannello d'anima
$V_{Ed,max}$	3000.0	kN	Azione tagliante sollecitante

### Verifica instabilità a taglio e presso/tenso-flessione UNI EN 1993-1-5:2006

La determinazione del moltiplicatore critico delle tensioni è stata eseguita tramite una modellazione del pannello d'anima delimitato tra due irrigidimenti trasversali (che sono considerati rigidi) munito dell'irrigidimento longitudinale e soggetto allo stato tensionale di calcolo con il programma agli elementi finiti EBPlate messo a disposizione dal centro CTICM francese. Il fattore di riduzione si è calcolato secondo le indicazioni riportate in Appendice B all'UNI EN 1993-1-5: 2006.





$\sigma_{x,Ed}$	211.0	MPa	Massima tensione di compressione longitudinale
$\sigma_{y,Ed}$	0.0	MPa	Massima tensione di compressione verticale
$\tau_{Ed}$	33.0	MPa	Massima tensione tangenziale
$\sigma_{id,Ed}$	218.6	MPa	
$\alpha_{ult,k}$	1.624	-	Moltiplicatore critico delle tensioni per resistenza
$\alpha_{cr}$	2.020	-	Moltiplicatore critico delle tensioni da EBPlate
$\psi$	-1.12	-	Rapporto tra le tensioni longitudinali
$\lambda_p$	0.897	-	Formulazione da moltiplicatori critici
$\lambda_{p,0}$	0.80	-	
$\phi_P$	0.96	-	
$\rho$	0.870	-	Fattore di riduzione minimo (da Annesso B all'EC3-1-5)
$\rho \cdot \alpha_{ult,k} / 1.1$	1.28	Ok	Verifica alle tensioni ridotte

### 5.9.3 Verifiche di deformabilità SLE

Si riporta nella Figura seguente il massimo abbassamento verticale ottenuto dal modello di calcolo per effetto dei carichi mobili in ipotesi di soletta sempre reagente e di modulo elastico del conglomerato cementizio pari a 34 000 MPa (valor medio istantaneo).

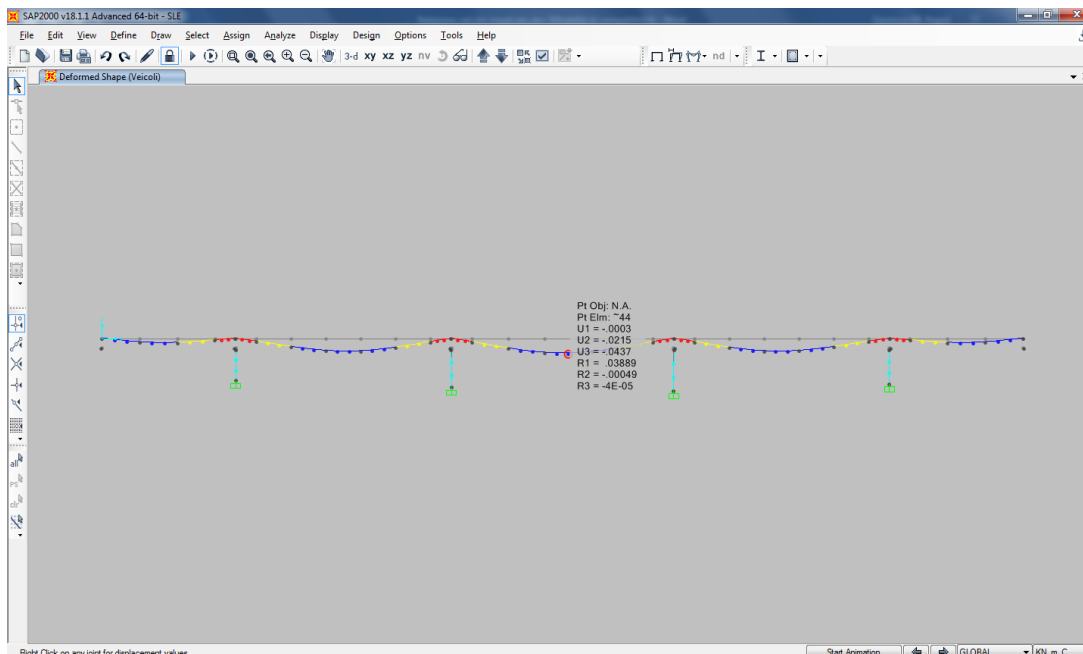


Figura 5.26: Massimo abbassamento causato dai carichi mobili

Si ha pertanto:

$$v_{\max} = 43.7 \text{ mm} \cong L/1400 < L/1000$$

dove il limite di  $L/1000$  può ritenersi accettabile per la tipologia dell'opera in esame.

Per avere una conferma di quanto appena riportato si è indagato il massimo spostamento verticale causato dai carichi mobili nel modello "3D COMPLETO": si riporta sotto il risultato ottenuto.

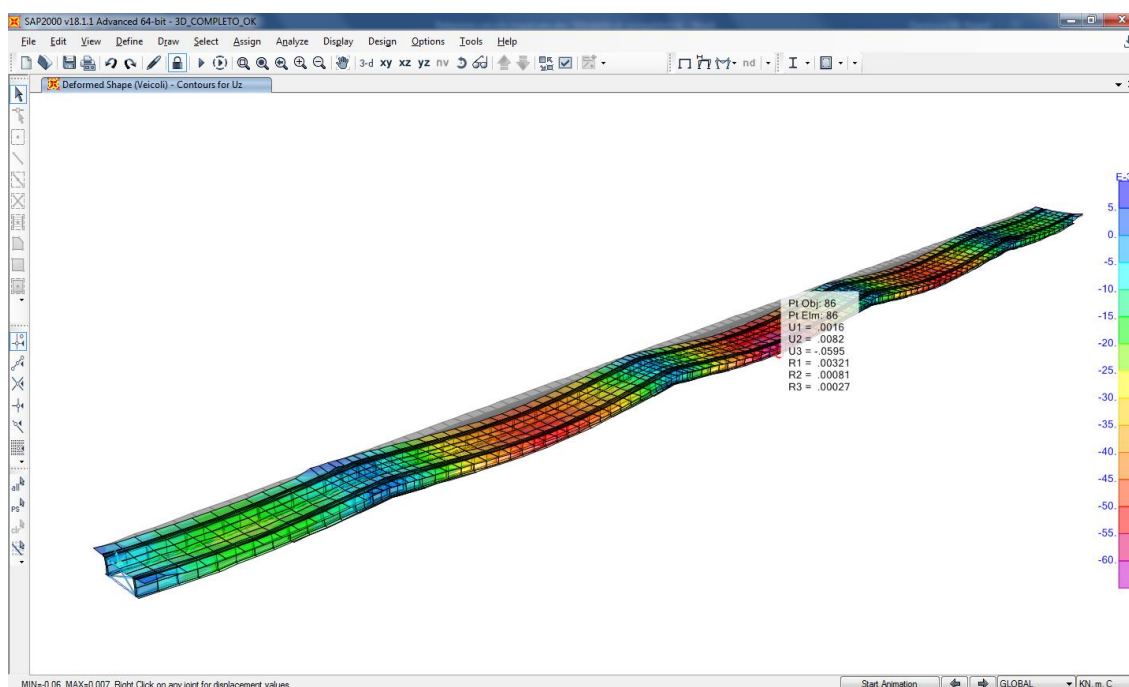


Figura 5.27: Massimo abbassamento causato dai carichi mobili nel modello "3D COMPLETO"

Si ha pertanto:

$$v_{\max} = 59.5 \text{ mm} \cong L/1100 < L/1000$$

dove il limite di  $L/1000$  può ritenersi accettabile per la tipologia dell'opera in esame.

Pertanto, seppur una modellazione "completa" evidenzia una deformabilità maggiore dell'opera, la verifica risulta soddisfatta.

## 5.10 Verifica a fessurazione soletta in direzione longitudinale

La soletta in c.a. collabora con le travi metalliche al comportamento globale dell'opera come già osservato diverse volte. In condizione ultima, per le verifiche di resistenza e stabilità delle travi metalliche, la soletta è assunta completamente fessurata e quindi non reagente in corrispondenza delle pile, sia in fase di modellazione sia in fase di verifica, come spiegato al punto 5.1.2, 5.1.3 e 5.9. In fase di esercizio, invece, la soletta deve in generale essere considerata reagente lungo

tutto l'impalcato al fine di poter eseguire le verifiche a fessurazione dovute alle azioni di trazione agenti in soletta in direzione longitudinale che si innescano nel comportamento globale dell'impalcato soggetto ai vari carichi agenti.

A tal fine si è considerato il modello “SLE” e il modello “3D COMPLETO” nei quali la soletta è stata considerata interamente reagente dappertutto, ma il modulo elastico è stato considerato ancora pari al 50% del valor medio istantaneo.

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo i criteri riportati in UNI EN 1994-2:2005 al punto 7.4.2 e 7.4.3 limitando la tensione delle barre di armatura a valori prestabiliti in funzione del diametro e dell'apertura massima delle fessure e controllando che l'armatura fosse superiore al minimo imposto da normativa.

#### 5.10.1 *Armatura minima*

Secondo le prescrizioni dell'UNI EN 1994-2:2005 l'armatura minima da prevedere in tutte le zone soggette a tensioni di trazione significative dovute alle coazioni (ritiro e variazioni termiche) è fornita dalla Tabella seguente nella quale si assume la tensione massima nelle barre pari al valore della tensione di snervamento di calcolo.



	$k_s$	$k$	$f_{ct,eff}$	$A_{ct}$	$h_c$	$z_0$	$k_c$	$\sigma_s$	$A_{s,min}$	$\phi$	$n^\circ_{min}$
	-	-	MPa	mmq	mm	mm	-	MPa	cmq	mm	-
<b>PILA</b>	0.9	0.8	3.21	4590000	300	750	1.0	390.0	272.0	16	136.0
<b>INTERMEDIO</b>	0.9	0.8	3.21	4590000	300	609	1.0	390.0	272.0	16	136.0
<b>CAMPATA</b>	0.9	0.8	3.21	4590000	300	468	1.0	390.0	272.0	16	136.0

Tabella 5.13: Armatura longitudinale minima

L'armatura prevista, pari almeno a 144  $\phi 16$  ( $\phi 16/200$  mm), è sempre maggiore della minima richiesta.

#### 5.10.2 *Verifica a fessurazione*

La verifica a fessurazione è stata eseguita limitando la tensione massima di trazione nelle barre di armatura in soletta in funzione al loro diametro e all'ampiezza massima delle fessure accettabile. Al riguardo si fa riferimento alla condizione ambientale “molto aggressiva” (classe di esposizione “XF4”) e ad armatura poco sensibili, ottenendo i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

-  Combinazione frequente:  $w_1 = 0.2$  mm
-  Combinazione quasi permanente:  $w_1 = 0.2$  mm.

Essendo maggiormente gravosa le combinazioni dei carichi “frequenti”, si sono eseguiti i calcoli solo in riferimento a tali combinazioni.

Le tensioni alle varie fibre delle sezioni trasversali sono state calcolate in ipotesi di sezione interamente reagente qualora la massima tensione di trazione in soletta fosse inferiore al valore  $f_{ctm} = 3.21$  MPa, massima tensione ottenuta come somma delle tensioni derivanti dalle varie combinazioni dei carichi e quella dovuta all'azione primaria del ritiro agente sulla soletta

interamente reagente<sup>3</sup>. Qualora la tensione massima di trazione in soletta superasse  $f_{ctm}$ , invece, le tensioni sono state calcolate in ipotesi di soletta completamente fessurata e le tensioni di trazione nelle barre di armatura sono ottenute come somma delle tensioni derivanti dalle varie combinazioni dei carichi e quelle ottenute dall'azione primaria del ritiro agente in ipotesi di soletta totalmente fessurata (solo barre).

### **Sezioni in asse pila**

Si adotta un'armatura longitudinale costituita da  $\phi 16/100$  mm sia superiormente, sia inferiormente.

σ dovute a M								σ dovute a N	τ <sub>v</sub>	τ <sub>T</sub>	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup	
-1.6	-1.6	46.3	49.4	1.6	2.2	54.1	54.1	-6.4	31.3	3.7	93.0	68.7	2.6	3.2	199.5	199.5	MAX
-60.3	-57.2	0.6	0.7	0.1	0.1	0.8	0.8	-16.7	-31.3	-3.7	23.0	19.1	0.9	0.9	12.0	12.0	MIN

La massima tensione nelle barre, considerando anche l'intera trazione dovuta all'effetto primario del ritiro in quanto la soletta si fessura, risulta inferiore al limite di 200 MPa previsto dalla verifica tabellare per l'ampiezza di 0.2 mm delle fessure.

Per completezza si osserva che sarebbe possibile procedere anche in maniera meno cautelativa secondo tale procedimento:


- ✚ Si trascurano gli effetti secondari e primari delle coazioni (ritiro e variazioni termiche in soletta) e si calcolano le tensioni alle varie fibre delle sezioni trasversali in ipotesi di sezione interamente reagente qualora la massima tensione di trazione in soletta fosse inferiore al valore  $f_{ctm} = 3.21$  MPa. Qualora la tensione massima di trazione in soletta superasse  $f_{ctm}$ , invece, le tensioni si calcolano in ipotesi di soletta completamente fessurata;
- ✚ Alle massime tensioni di trazione nelle barre di armatura ottenute dal punto precedente, si somma la tensione di trazione ottenuta assegnando l'intero valore dell'azione membranale di trazione dal modello completo “3D COMPLETO” per le coazioni (secondo i coefficienti di combinazione coerenti con le varie combinazioni dei carichi indagate) alle sole barre metalliche.

Si è proceduto ad eseguire questo controllo e si è determinata una massima tensione di trazione nelle barre inferiore a quella sopra riportata.

### **Sezioni conci “intermedi”**

Si adotta un'armatura longitudinale costituita da  $\phi 16/200$  mm sia superiormente, sia inferiormente.

<sup>3</sup> Si considera per semplicità, per tutte le combinazioni dei carichi “frequent”, il solo effetto primario del ritiro in quanto l'effetto primario della variazione termica negativa è di valore inferiore e andrebbe combinato agli effetti dei carichi mobili con il fattore 0.50, mentre l'effetto primario della variazione termica positiva riduce le tensioni di trazione in soletta.

	<p style="text-align: right;"><b>VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA</b>  <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b>  Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro  Progetto Definitivo  <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b></p>
---	--

σ dovute a M								σ dovute a N	τ <sub>v</sub>	τ <sub>T</sub>	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura			
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup		
32.1	31.2	15.8	17.3	1.3	1.9	20.2	20.2	-8.0	31.9	3.9	86.5	60.6	2.6	3.1	36.5	36.5		MAX
-50.6	-49.1	-10.0	-11.0	-0.8	-1.2	-11.7	-11.7	-15.5	-31.9	-3.9	12.5	9.9	-0.1	-0.4	3.5	3.5		MIN

La massima tensione nelle barre risulta inferiore al limite di 200.0 MPa previsto dalla verifica tabellare per l'ampiezza di 0.2 mm delle fessure e la soletta rimane sempre reagente in quanto la massima tensione di trazione in soletta risulta inferiore a  $f_{ctm}$ .

### Sezioni conci campata



Si adotta un'armatura longitudinale costituita da  $\phi 16/200$  mm sia superiormente, sia inferiormente.

σ dovute a M								σ dovute a N	τ <sub>v</sub>	τ <sub>T</sub>	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura		MAX   MIN
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup	
0.3	0.0	8.0	8.1	0.6	0.7	8.4	8.4	-0.1	27.5	4.1	52.1	53.0	2.5	2.6	33.4	33.4	
-0.1	-0.1	-21.2	-21.3	-1.6	-1.8	-22.3	-22.3	-0.1	-27.5	-4.1	0.1	4.5	0.3	0.1	2.7	2.7	

La massima tensione nelle barre risulta inferiore al limite di 200.0 MPa previsto dalla verifica tabellare per l'ampiezza di 0.2 mm delle fessure e la soletta rimane sempre reagente in quanto la massima tensione di trazione in soletta risulta inferiore a  $f_{ctm}$ .

### 5.11 Dimensionamento aste metalliche di controventamento

Lungo lo sviluppo dell'impalcato sono previsti sistemi di controventamento con interasse variabile da un minimo di 3.0 m per i conchi di pila ad un massimo di 5.5 m per quelli delle campate laterali. Tali sistemi hanno il seguente compito:

-  Controventamenti di parete: sorreggere la trave rompitratta su cui insiste la soletta in c.a. e garantire l'indeformabilità della sezione trasversale di impalcato;
-  Controventamenti di piano inferiore: fornire all'impalcato nel suo insieme un comportamento a "cassone equivalente" che evita/riduce l'incremento dello stato sollecitazionale di flessione delle travi a causa dei carichi eccentrici (mobili, vento).

Il dimensionamento delle aste metalliche costituenti i controventamenti trasversali di parete e la reticolare inferiore è stato effettuato in base alle sollecitazioni derivanti dal modello "3D COMPLETO" in cui tutte le aste metalliche sono state modellate incernierate alle estremità. Le aste si considerano attive e quindi resistenti sia in trazione sia in compressione per cui saranno eseguite anche le relative verifiche di instabilità.

### 5.11.1 *Diagonali di parete*

Si prevedono aste composte da 2 L200x18 accostati di lato e collegati con calastrelli/imbottiture di spessore da 20 mm a 30 mm (a seconda dei conci) in modo da dividere l'intero elemento in tre campi di lunghezza uguale. In tali ipotesi non è possibile eseguire la verifica ad instabilità dell'asta composta come fosse un'asta unica; si ricorre pertanto al punto 7.2.3.2 delle CNR10011/1997 in cui viene precisato che per la verifica ad instabilità lungo un piano che non taglia entrambe le aste singole va determinata una snellezza equivalente dell'asta composta, mentre nel piano ortogonale la verifica può continuare a condursi come un'unica asta.

Caratteristiche profilo		
Tipo	2 L200x18	-
$f_{yk}$	355.0	MPa
$f_{tk}$	510.0	MPa
$\gamma_{M0}$	1.05	-
$\gamma_{M1}$	1.10	-
$\gamma_{M2}$	1.25	-
A	0.0138	m <sup>2</sup>
$A_{netta}$	0.01173	m <sup>2</sup>
$J_y$	0.000052	m <sup>4</sup>
$J_z$	0.000112	m <sup>4</sup>
$\omega_{max}$	9100	mm <sup>2</sup>
l	5.00	m

Parametri instabilità a P		
$\beta_y$	1.0	-
$\beta_z$	1.0	-
$\lambda_y$	1.066	-
$\lambda_z$	0.726	-
$\alpha_y$	0.490	-
$\alpha_z$	0.490	-
$\phi_y$	1.280	-
$\chi_y$	0.503	-
$\phi_z$	0.893	-
$\chi_z$	0.708	-
$i_z$	90.09	mm
$i_{min}$	39.2	mm
$\lambda_z$	55.5	-
$L_0$	1.67	m
$\lambda_1$	42.6	-
$\lambda_{eq}$	70.0	-
$\chi_z$	0.562	-

Siccome la snellezza equivalente risulta 1.26 volte superiore alla snellezza calcola come asta unica, allora si riduce il fattore di instabilità  $\chi_z$  del medesimo valore. Si ottiene quanto segue.

$$\chi_z = 0.562.$$

Azioni resistenti		
$N_{cr,y}$	4311.0	KN
$N_{cr,z}$	9285.3	KN
$N_{pl,Rd}$	4665.7	KN
$N_{u,Rd}$	4307.3	KN
$N_{t,Rd}$	4307.3	KN
$N_{c,Rd}$	4665.7	KN
$N_{b,Rd,y}$	2238.5	KN
$N_{b,Rd,z}$	2502.3	KN

Le massime azioni di trazione e di compressione sono riportate nelle seguenti Figure; ad esse dev'essere aggiunto il contributo di compressione dovuto alla "Fase 1" che può essere cautelativamente stimato come:

$$P_{1,Ed} = 1.35 \cdot (0.30 \cdot 26 \cdot 4.45 \cdot 5.50) / 2 \cdot \sin 35^\circ = 224.8 \text{ kN}$$



Element Forces - Frames

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
246	0	ENV-SLU	Combination	Max	310.692	0	0	0	0	0
246	2.27005	ENV-SLU	Combination	Max	310.692	0	0	0	0	0
246	4.5401	ENV-SLU	Combination	Max	310.692	0	0	0	0	0
248	0	ENV-SLU	Combination	Max	310.633	0	0	0	0	0
248	2.27005	ENV-SLU	Combination	Max	310.633	0	0	0	0	0
248	4.5401	ENV-SLU	Combination	Max	310.633	0	0	0	0	0
243	0	ENV-SLU	Combination	Max	297.773	0	0	0	0	0
243	2.27005	ENV-SLU	Combination	Max	297.773	0	0	0	0	0
243	4.5401	ENV-SLU	Combination	Max	297.773	0	0	0	0	0
241	0	ENV-SLU	Combination	Max	297.33	0	0	0	0	0
241	2.27005	ENV-SLU	Combination	Max	297.33	0	0	0	0	0
241	4.5401	ENV-SLU	Combination	Max	297.33	0	0	0	0	0
251	0	ENV-SLU	Combination	Max	270.854	0	0	0	0	0
251	2.27005	ENV-SLU	Combination	Max	270.854	0	0	0	0	0

Record << < 1 > >> of 636

Add Tables... Done

Element Forces - Frames

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
274	0	ENV-SLU	Combination	Min	-1639.521	0	0	0	0	0
274	2.39231	ENV-SLU	Combination	Min	-1639.521	0	0	0	0	0
274	4.78461	ENV-SLU	Combination	Min	-1639.521	0	0	0	0	0
243	0	ENV-SLU	Combination	Min	-1628.697	0	0	0	0	0
243	2.27005	ENV-SLU	Combination	Min	-1628.697	0	0	0	0	0
243	4.5401	ENV-SLU	Combination	Min	-1628.697	0	0	0	0	0
241	0	ENV-SLU	Combination	Min	-1628.573	0	0	0	0	0
241	2.27005	ENV-SLU	Combination	Min	-1628.573	0	0	0	0	0
241	4.5401	ENV-SLU	Combination	Min	-1628.573	0	0	0	0	0
268	0	ENV-SLU	Combination	Min	-1600.762	0	0	0	0	0
268	2.31044	ENV-SLU	Combination	Min	-1600.762	0	0	0	0	0
268	4.62088	ENV-SLU	Combination	Min	-1600.762	0	0	0	0	0
255	0	ENV-SLU	Combination	Min	-1598.879	0	0	0	0	0
255	2.31044	ENV-SLU	Combination	Min	-1598.879	0	0	0	0	0

Record << < 1 > >> of 636

Add Tables... Done

La massima azione di compressione vale pertanto:

$$P_{Ed,max} = -1639.5 - 224.8 = -1864.3 \text{ kN.}$$

Le verifiche di resistenza e di stabilità risultano quindi soddisfatte in quanto le azioni sollecitanti sono inferiori a quelli resistenti.

### 5.11.2 Correnti superiori

Si prevedono aste composte da 2 L200x18 accostati di lato e collegati con calastrelli/imbottiture di spessore da 20 mm a 30 mm (a seconda dei conci) in modo da dividere l'intero elemento in tre campi di lunghezza uguale. In tali ipotesi non è possibile eseguire la verifica ad instabilità dell'asta composta come fosse un'asta unica; si ricorre pertanto al punto 7.2.3.2 delle CNR10011/1997 in cui viene precisato che per la verifica ad instabilità lungo un piano che non taglia entrambe le aste singole va determinata una snellezza equivalente dell'asta composta, mentre nel piano ortogonale la verifica può continuare a condursi come un'unica asta.

Caratteristiche profilo		
Tipo	2 L200x18	-
$f_{yk}$	355.0	MPa
$f_{tk}$	510.0	MPa
$\gamma_{M0}$	1.05	-
$\gamma_{M1}$	1.10	-
$\gamma_{M2}$	1.25	-
A	0.0138	m <sup>2</sup>
$A_{netta}$	0.01173	m <sup>2</sup>
$J_y$	0.000052	m <sup>4</sup>
$J_z$	0.000112	m <sup>4</sup>
$\omega_{max}$	9100	mm <sup>2</sup>
l	4.00	m

Parametri instabilità a P		
$\beta_y$	1.0	-
$\beta_z$	1.0	-
$\lambda_y$	0.953	-
$\lambda_z$	0.638	-
$\alpha_y$	0.490	-
$\alpha_z$	0.490	-
$\phi_y$	1.139	-
$\chi_y$	0.567	-
$\phi_z$	0.811	-
$\chi_z$	0.763	-
$i_z$	82.10	mm
$i_{min}$	35	mm
$\lambda_z$	48.7	-
$L_0$	1.35	m
$\lambda_1$	38.6	-
$\lambda_{eq}$	62.1	-
$\chi_z$	0.598	-

Siccome la snellezza equivalente risulta 1.28 volte superiore alla snellezza calcola come asta unica, allora si riduce il fattore di instabilità  $\chi_z$  del medesimo valore. Si ottiene quanto segue.

$$\chi_z = 0.598.$$

Azioni resistenti		
$N_{cr,y}$	4834.4	KN
$N_{cr,z}$	10808.7	KN
$N_{pl,Rd}$	4185.6	KN
$N_{u,Rd}$	3864.0	KN
$N_{t,Rd}$	3864.0	KN
$N_{c,Rd}$	4185.6	KN
$N_{b,Rd,y}$	2266.9	KN
$N_{b,Rd,z}$	2389.7	KN

Le massime azioni di trazione e di compressione sono riportate nelle seguenti Figure; le azioni in "Fase 1" sono sostanzialmente nulle.

Element Forces - Frames

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
333	0	ENV-SLU	Combination	Max	1651.151	0	6.499	0.0104	8.8474	
333	0.45625	ENV-SLU	Combination	Max	1651.151	0	6.499	0.0104	8.7706	
333	0.9125	ENV-SLU	Combination	Max	1651.151	0	6.499	0.0104	8.6939	
333	1.36875	ENV-SLU	Combination	Max	1651.151	0	6.499	0.0104	8.6171	
333	1.825	ENV-SLU	Combination	Max	1651.151	0	6.499	0.0104	8.609	
333	2.28125	ENV-SLU	Combination	Max	1651.151	0	6.499	0.0104	8.6224	
333	2.7375	ENV-SLU	Combination	Max	1651.151	0	6.499	0.0104	8.6482	
333	3.19375	ENV-SLU	Combination	Max	1651.151	0	6.499	0.0104	8.6895	
333	3.65	ENV-SLU	Combination	Max	1651.151	0	6.499	0.0104	8.7308	
352	0	ENV-SLU	Combination	Max	1651.15	0	3.499	0.0854	4.1061	
352	0.45625	ENV-SLU	Combination	Max	1651.15	0	3.499	0.0854	5.398	
352	0.9125	ENV-SLU	Combination	Max	1651.15	0	3.499	0.0854	6.6898	
352	1.36875	ENV-SLU	Combination	Max	1651.15	0	3.499	0.0854	7.9817	
352	1.825	ENV-SLU	Combination	Max	1651.15	0	3.499	0.0854	9.3627	

Record << < 1 > >> of 1908

Add Tables... Done

Element Forces - Frames

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
420	0	ENV-SLU	Combination	Min	-2153.776	0	-5.698	-0.1034	-13.3607	
420	0.45625	ENV-SLU	Combination	Min	-2153.776	0	-5.698	-0.1034	-12.5058	
420	0.9125	ENV-SLU	Combination	Min	-2153.776	0	-5.698	-0.1034	-11.6549	
420	1.36875	ENV-SLU	Combination	Min	-2153.776	0	-5.698	-0.1034	-10.8071	
420	1.825	ENV-SLU	Combination	Min	-2153.776	0	-5.698	-0.1034	-9.9908	
420	2.28125	ENV-SLU	Combination	Min	-2153.776	0	-5.698	-0.1034	-9.1843	
420	2.7375	ENV-SLU	Combination	Min	-2153.776	0	-5.698	-0.1034	-8.4613	
420	3.19375	ENV-SLU	Combination	Min	-2153.776	0	-5.698	-0.1034	-7.7433	
420	3.65	ENV-SLU	Combination	Min	-2153.776	0	-5.698	-0.1034	-7.0254	
445	0	ENV-SLU	Combination	Min	-2151.829	0	-3.653	-0.0815	-7.536	
445	0.46875	ENV-SLU	Combination	Min	-2151.829	0	-3.653	-0.0815	-7.3508	
445	0.9375	ENV-SLU	Combination	Min	-2151.829	0	-3.653	-0.0815	-7.2364	
445	1.40625	ENV-SLU	Combination	Min	-2151.829	0	-3.653	-0.0815	-7.1219	
445	1.875	ENV-SLU	Combination	Min	-2151.829	0	-3.653	-0.0815	-7.0124	

Record << < 1 > >> of 1908

Add Tables... Done

La massima azione di compressione vale pertanto:

$$P_{Ed,max} = -2153.8 \text{ kN.}$$

Le verifiche di resistenza e di stabilità risultano quindi soddisfatte in quanto le azioni sollecitanti sono inferiori a quelli resistenti.

### 5.11.3 Correnti inferiori

Si prevedono aste composte da 2 L120x15 affiancati collegati con calastrelli/imbottiture di spessore da 20 mm a 30 mm (a seconda dei conci) in modo da dividere l'intero elemento in almeno sei campi di lunghezza uguale. In tali ipotesi non è possibile eseguire la verifica ad instabilità dell'asta composta come fosse un'asta unica; si ricorre pertanto al punto 7.2.3.2 delle CNR10011/1997 in cui viene precisato che per la verifica ad instabilità lungo un piano che non taglia entrambe le aste singole va determinata una snellezza equivalente dell'asta composta, mentre nel piano ortogonale la verifica può continuare a condursi come un'unica asta.

Caratteristiche profilo		
$f_{yk}$	2 L120x15	-
$f_{tk}$	355.0	MPa
$\gamma_{M0}$	510.0	MPa
$\gamma_{M1}$	1.05	-
$\gamma_{M2}$	1.10	-
A	1.25	-
$A_{netta}$	0.006786	m <sup>2</sup>
$J_y$	0.0057681	m <sup>2</sup>
$J_z$	0.000008898	m <sup>4</sup>
$\omega_{max}$	0.00002273	m <sup>4</sup>
I	7.90	m

Parametri instabilità a P		
$\beta_y$	1.0	-
$\beta_z$	1.0	-
$\lambda_y$	2.855	-
$\lambda_z$	1.786	-
$\alpha_y$	0.490	-
$\alpha_z$	0.490	-
$\phi_y$	5.227	-
$\chi_y$	0.104	-
$\phi_z$	2.484	-
$\chi_z$	0.237	-
$i_z$	57.88	mm
$i_{min}$	23.3	mm
$\lambda_z$	136.5	-
$L_0$	1.32	m
$\lambda_1$	56.7	-
$\lambda_{eq}$	147.8	-

$\chi_z$	0.219	-
----------	-------	---

Siccome la snellezza equivalente risulta 1.08 volte superiore alla snellezza calcola come asta unica, allora si riduce il fattore di instabilità  $\chi_z$  del medesimo valore. Si ottiene quanto segue.

$$\chi_z = 0.219.$$

Azioni resistenti		
$N_{cr,y}$	295.5	KN
$N_{cr,z}$	754.9	KN
$N_{pl,Rd}$	2294.3	KN
$N_{u,Rd}$	2118.0	KN
$N_{t,Rd}$	2118.0	KN
$N_{c,Rd}$	2294.3	KN
$N_{b,Rd,y}$	228.0	KN
$N_{b,Rd,z}$	480.4	KN

Le massime azioni di trazione e di compressione sono riportate nelle seguenti Figure; le sollecitazioni di "Fase 1" sono sostanzialmente trascurabili.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
156	0	ENV-SLU	Combination	Max	1096.379	0	0	0	0	0
156	0.49375	ENV-SLU	Combination	Max	1096.379	0	0	0	0	0
156	0.9875	ENV-SLU	Combination	Max	1096.379	0	0	0	0	0
156	1.48125	ENV-SLU	Combination	Max	1096.379	0	0	0	0	0
156	1.975	ENV-SLU	Combination	Max	1096.379	0	0	0	0	0
156	2.46875	ENV-SLU	Combination	Max	1096.379	0	0	0	0	0
156	2.9625	ENV-SLU	Combination	Max	1096.379	0	0	0	0	0
156	3.45625	ENV-SLU	Combination	Max	1096.379	0	0	0	0	0
156	3.95	ENV-SLU	Combination	Max	1096.379	0	0	0	0	0
156	4.44375	ENV-SLU	Combination	Max	1096.379	0	0	0	0	0
156	4.9375	ENV-SLU	Combination	Max	1096.379	0	0	0	0	0
156	5.43125	ENV-SLU	Combination	Max	1096.379	0	0	0	0	0
156	5.925	ENV-SLU	Combination	Max	1096.379	0	0	0	0	0
156	6.41875	ENV-SLU	Combination	Max	1096.379	0	0	0	0	0

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
88	0	ENV-SLU	Combination	Min	-217.678	0	0	0	0	0
88	0.49375	ENV-SLU	Combination	Min	-217.678	0	0	0	0	0
88	0.9875	ENV-SLU	Combination	Min	-217.678	0	0	0	0	0
88	1.48125	ENV-SLU	Combination	Min	-217.678	0	0	0	0	0
88	1.975	ENV-SLU	Combination	Min	-217.678	0	0	0	0	0
88	2.46875	ENV-SLU	Combination	Min	-217.678	0	0	0	0	0
88	2.9625	ENV-SLU	Combination	Min	-217.678	0	0	0	0	0
88	3.45625	ENV-SLU	Combination	Min	-217.678	0	0	0	0	0
88	3.95	ENV-SLU	Combination	Min	-217.678	0	0	0	0	0
88	4.44375	ENV-SLU	Combination	Min	-217.678	0	0	0	0	0
88	4.9375	ENV-SLU	Combination	Min	-217.678	0	0	0	0	0
88	5.43125	ENV-SLU	Combination	Min	-217.678	0	0	0	0	0
88	5.925	ENV-SLU	Combination	Min	-217.678	0	0	0	0	0
88	6.41875	ENV-SLU	Combination	Min	-217.678	0	0	0	0	0

La massima azione di compressione vale pertanto:

$$P_{Ed,max} = -217.7 = \text{kN}.$$

Le verifiche di resistenza e di stabilità risultano quindi soddisfatte in quanto le azioni sollecitanti sono inferiori a quelli resistenti.

#### 5.11.4 *Diagonali inferiori*

Si prevedono aste composte da 2 L180x16 affiancati collegati con calastrelli/imbottiture di spessore 20 mm in modo da dividere l'intero elemento in almeno nove campi di lunghezza uguale. In tali ipotesi non è possibile eseguire la verifica ad instabilità dell'asta composta come fosse un'asta unica; si ricorre pertanto al punto 7.2.3.2 delle CNR10011/1997 in cui viene precisato che per la verifica ad instabilità lungo un piano che non taglia entrambe le aste singole va determinata una snellezza equivalente dell'asta composta, mentre nel piano ortogonale la verifica può continuare a condursi come un'unica asta. Si precisa in ogni caso che le due aste composte costituenti ognuna una diagonale, dovranno essere collegate tra di loro nel punto di intersezione.

Caratteristiche profilo		
$f_{yk}$	2 L180x16	-
$f_{tk}$	355.0	MPa
$\gamma_{M0}$	510.0	MPa
$\gamma_{M1}$	1.05	-
$\gamma_{M2}$	1.10	-
A	1.25	-
$A_{netta}$	0.01108	m2
$J_y$	0.009418	m2

$J_z$	9.70	m
-------	------	---

Parametri instabilità a P		
$\beta_y$	1.0	-
$\beta_z$	1.0	-
$\lambda_y$	2.304	-
$\lambda_z$	1.555	-
$\alpha_y$	0.490	-
$\alpha_z$	0.490	-
$\phi_y$	3.669	-
$\chi_y$	0.153	-
$\phi_z$	2.041	-
$\chi_z$	0.297	-
$i_z$	81.62	mm
$i_{min}$	35.4	mm
$\lambda_z$	118.8	-
$L_0$	1.08	m
$\lambda_1$	30.5	-
$\lambda_{eq}$	122.7	-
$\chi_z$	0.288	-

Azioni resistenti		
$N_{cr,y}$	741.0	KN
$N_{cr,z}$	1626.1	KN
$N_{pl,Rd}$	3746.1	KN
$N_{u,Rd}$	3458.3	KN
$N_{t,Rd}$	3458.3	KN
$N_{c,Rd}$	3746.1	KN
$N_{b,Rd,y}$	548.0	KN
$N_{b,Rd,z}$	1029.6	KN

Le massime azioni di trazione e di compressione sono riportate nelle seguenti Figure; le azioni in "Fase 1" sono sostanzialmente nulle.



Element Forces - Frames

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
171	0	ENV-SLU	Combination	Max	761.835	0	0	0	0	0
171	0.49199	ENV-SLU	Combination	Max	761.835	0	0	0	0	0
171	0.98397	ENV-SLU	Combination	Max	761.835	0	0	0	0	0
171	1.47596	ENV-SLU	Combination	Max	761.835	0	0	0	0	0
171	1.96794	ENV-SLU	Combination	Max	761.835	0	0	0	0	0
171	2.45993	ENV-SLU	Combination	Max	761.835	0	0	0	0	0
171	2.95191	ENV-SLU	Combination	Max	761.835	0	0	0	0	0
171	3.4439	ENV-SLU	Combination	Max	761.835	0	0	0	0	0
171	3.93589	ENV-SLU	Combination	Max	761.835	0	0	0	0	0
171	4.42787	ENV-SLU	Combination	Max	761.835	0	0	0	0	0
171	4.91986	ENV-SLU	Combination	Max	761.835	0	0	0	0	0
171	5.41184	ENV-SLU	Combination	Max	761.835	0	0	0	0	0
171	5.90383	ENV-SLU	Combination	Max	761.835	0	0	0	0	0
171	6.39581	ENV-SLU	Combination	Max	761.835	0	0	0	0	0

Record << < 1 > >> of 4472

Add Tables... Done

Element Forces - Frames

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
13	0	ENV-SLU	Combination	Min	-435.409	0	0	0	0	0
13	0.47906	ENV-SLU	Combination	Min	-435.409	0	0	0	0	0
13	0.95813	ENV-SLU	Combination	Min	-435.409	0	0	0	0	0
13	1.43719	ENV-SLU	Combination	Min	-435.409	0	0	0	0	0
13	1.91625	ENV-SLU	Combination	Min	-435.409	0	0	0	0	0
13	2.39532	ENV-SLU	Combination	Min	-435.409	0	0	0	0	0
13	2.87438	ENV-SLU	Combination	Min	-435.409	0	0	0	0	0
13	3.35344	ENV-SLU	Combination	Min	-435.409	0	0	0	0	0
13	3.8325	ENV-SLU	Combination	Min	-435.409	0	0	0	0	0
13	4.31157	ENV-SLU	Combination	Min	-435.409	0	0	0	0	0
13	4.79063	ENV-SLU	Combination	Min	-435.409	0	0	0	0	0
13	5.26969	ENV-SLU	Combination	Min	-435.409	0	0	0	0	0
13	5.74876	ENV-SLU	Combination	Min	-435.409	0	0	0	0	0
13	6.22782	ENV-SLU	Combination	Min	-435.409	0	0	0	0	0

Record << < 1 > >> of 4472


Add Tables... Done

La massima azione di compressione vale pertanto:

$$P_{Ed,max} = -435.4 \text{ kN}$$

Le verifiche di resistenza e di stabilità risultano quindi soddisfatte in quanto le azioni sollecitanti sono inferiori a quelli resistenti.

Una conferma dello stato di sollecitazione agente nei diagonal inferiori è facilmente desumibile tramite la semplice risoluzione dello schema statico con cui tali diagonal sono impegnate, e cioè nell'assorbire le azioni torcenti sull'impalcato. Chiamato "q" il flusso di taglio

 gruppo Atlantia	<b>VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA</b> <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b> Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro <b>Progetto Definitivo</b> <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>
--	--

dovuto al momento torcente  $T_{Ed}$ , si ha indicando con “ $A_0$ ” l’area racchiusa dalla linea media della sezione chiusa (sottile) equivalente e “ $d$ ” la lunghezza della singola diagonale inferiore:

$$q = T_{Ed} / (2 \cdot A_0) \quad \text{formulazione di Bredt}$$

$$P_{Ed} = q \cdot d / 2$$

Il Massimo valore del momento torcente in condizione ultima SLU vale:

$$T_{Ed} = 9226 \text{ kNm}$$

Da cui si ottiene

$$P_{Ed} = 9226 / (2 \cdot 25) \cdot 9.60 / 2 = 886.0 \text{ kN}$$

Come si nota immediatamente, il valore sopra calcolato è del tutto corrispondente al valore dedotto dal modello agli elementi finiti (il valore calcolato risulta maggiore in quanto si è operato come se il massimo valore del momento torcente fosse costante, mentre sarebbe da considerare il valor medio del momento torcente lungo un campo di reticolare inferiore in quanto esso cala).

## 5.12 Dimensionamento trave rompitratta

La soletta appoggia lateralmente sulla ali superiori delle due travi metalliche principali e centralmente sull’ala superiore della trave metallica rompitratta. Quest’ultima insiste sui traversi di irrigidimento e pertanto, in prima analisi, può cautelativamente essere analizzata come una trave in semplice appoggio alle estremità. Per ottenere un dimensionamento maggiormente realistico in “fase 2”, fase nella quale la trave metallica risulta collaborante con la soletta in c.a., si è fatto riferimento alle sollecitazioni ottenute dal modello di calcolo agli elementi finiti realizzato per il dimensionamento della soletta e descritto in 7: la luce di calcolo assunta è pertanto pari a 5.0 m.

I carichi agenti vincolanti ai fini del dimensionamento sono il peso proprio della trave metallica, il peso della soletta, il peso della pavimentazione stradale e i carichi mobili<sup>4</sup>.

<sup>4</sup> Le configurazioni dei carichi mobili considerate sono quelle utilizzate per il dimensionamento della soletta. Tali configurazioni potrebbero non essere esattamente quelle più gravose per la trave rompitratta, ma visto l’ampio margine di sicurezza derivante dalle verifiche si considera inutile approfondire ulteriormente tale aspetto.

Luce di calcolo	5.00 m
<b>FASE 1</b>	
Peso proprio	2.20 kN/m
Spessore soletta	0.30 m
Larghezza di competenza	4.45 m
Peso getto soletta	34.71 kN/m
$M_1$	170.3 kNm
$V_1$	92.3 kN
<b>FASE 2</b>	
$N_{\text{permanenti}}$	35.00 kN
$M_{\text{permanenti}}$	5.00 kNm
$V_{\text{permanenti}}$	8.00 kN
$N_{\text{carichi mobili}}$	264.00 kN
$M_{\text{carichi mobili}}$	30.00 kNm
$V_{\text{carichi mobili}}$	70.00 kN
$N_2$	299.0 kN
$M_2$	35.0 kNm
$V_2$	78.0 kN
$N_{\text{Ed}}$	403.7 kN
$M_{\text{ed}}$	277.1 kNm
$V_{\text{ed}}$	229.9 kN

Le azioni resistenti della trave, assumendo un profilato metallico HEB500 (classe 2) sono riportate nelle seguenti figure (si può trascurare l'instabilità per carico di punta e per flessione in quanto la trave è connessa alla soletta in c.a. tramite pioli metallici).

**Doppio T Laminati - F1 per aiuto**

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato Acciaio/Cl Normativa: NTC ?

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL ☐ Ordina per ☒ Wy ☐ ly ☐ g

☐ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB

☒ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC

☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Acciaio: S355 (Fe510) fy (N/mm2): 355 fu: 510

Lunghezze di libera inflessione [m]:  
ly: 0 lz: 0

Nsd [kN]: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 500 B	187.0	500	300	14.50	28.00	27.00
HE 550 B	199.0	550	300	15.00	29.00	27.00
HE 600 B	212.0	600	300	15.50	30.00	27.00
HE 650 B	225.0	650	300	16.00	31.00	27.00
HE 700 B	241.0	700	300	17.00	32.00	27.00
HE 800 B	262.0	800	300	17.50	33.00	30.00
UC 800 B	261.0	800	300	18.50	35.00	30.00

HE 500 B

Nby,Rd [kN]: 8 067 Ncz,Rd [kN]: 1 628  
Nbz,Rd [kN]: 8 067 Mcz,Rd [kNm]: 436.8  
Vply,Rd [kN]: 1 753 Vplz,Rd [kN]: 3 279

g (Kg/m): 187 h (mm): 500 r2 (mm): 0  
b (mm): 300 A (cm2): 238.6 iy (cm): 21.19 iz (cm): 7.27  
tw (mm): 14.5 ly (cm4): 107 200 lz (cm4): 12 620 IT (cm4): 538.4  
tf (mm): 28 Wy (cm3): 4 287 Wz (cm3): 841.6 Iw (cm6): 7 018 000  
r1 (mm): 27 Wply (cm3): 4 815 Wplz (cm3): 1 292

Classe Sezione:  
Compressione: 2  
Flessione My: 1  
Flessione Mz: 1  
Presso-Flessione: 1

Verifiche:  
Presso Flessione  
Svergolamento

**Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.**

HE 500 B Acciaio: S355 (Fe510) fy (N/mm2): 355

Nsd [kN]: 404

Inflessione attorno all'asse  
y-y z-z

ly [m]: 0 lz [m]: 0  
Snellezza λ: 0 0  
Nby,Rd [kN]: 8 067 Ncz,Rd [kN]: 8 067

MQ [kNm]: 280 0

βM: 1.3 1.3  
μ: 0.123 0.535  
k: 0.994 0.974  
Mey,Rd [kNm]: 1 628 Mcz,Rd [kNm]: 436.8  
Msd [kNm]: 280 0

Resistenza della sezione: 0.030 OK ?  
Instabilità flesso-torsionale: 0.222 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,sd}}{M_{ey,Rd}} + \frac{k_z M_{z,sd}}{M_{cz,Rd}} = 0.050 + 0.171 + 0 = 0.221$$

OK

Figura 5.28: Verifiche di resistenza trave rompitratte

Le verifiche di resistenza in condizione ultima SLU risultano soddisfatte e la resistenza a presso/tenso-flessione non è influenzata dall'azione tagliante in quanto inferiore al 50% dell'azione resistente di taglio.

### 5.13 Connettori a taglio travi metalliche – soletta

La soletta è connessa strutturalmente alle travi metalliche tramite connettori a piolo saldati in officina in estradosso all'ala superiore delle travi. I connettori a piolo devono rispettare diverse regole geometriche e di dimensionamento prescritte in NTC08, C.M. n.617/2009 (punto C4.3.4.3.1.1) e in UNI EN 1994-2: 2005 al paragrafo 6.6.

Dal momento che il dimensionamento delle sezioni trasversali di impalcato è stato eseguito tramite il metodo elastico (limitazione delle tensioni ai valori al limite elastico), il dimensionamento dei connettori a piolo è eseguito anch'esso secondo la teoria elastica come espressamente richiesto al punto 4.3.4.3.3 delle NTC08, determinando per i vari conci di impalcato il massimo valore dell'azione di scorrimento longitudinale all'interfaccia travi-soletta e, cautelativamente, assumendolo costante per l'intera lunghezza del concio in esame. Si è pertanto calcolato il momento statico della sola soletta rispetto al baricentro della sezione composta assumendo come modulo elastico del conglomerato cementizio il 50% del valor medio istantaneo per le tre sezioni di impalcato, ipotizzando quindi cautelativamente sempre reagente la soletta come prescritto dall'UNI EN 1994-2:2005.

Si adottano connettori a piolo tipo Nelson aventi le seguenti caratteristiche che rispettano i limiti e le prescrizioni previste dalle normative tecniche sopra citate.


	$t_F$	$H_{tot}$	$H_{gambo}$	$D_{gambo}$	$D_{testa}$	$H_{testa}$	SLG	STV	ed
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
<b>PILA</b>	80	250	240	22	34.9	10	200	400	200
<b>INTERMEDIO</b>	60	250	240	22	34.9	10	200	333	200
<b>CAMPATA</b>	20	250	240	22	34.9	10	200	200	100

Tabella 5.14: Caratteristiche geometriche dei connettori a piolo assunti

	$H_{tot}/D_{gambo} > 4$	$D_{testa}/D_{gambo} > 1.5$	$H_{testa}/D_{gambo} > 0.4$	$D_{gambo}/t_F < 1.5$	$S_{LG}/t_F < 22\epsilon$	$S_{LG} < 800$	$S_{LG}/D_{gambo} > 5$	$e_d/t_F < 9\epsilon$	$e_d > 25$	$S_{TV}/D_{gambo} > 2.5$
PILA	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
INTERMEDIO	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
CAMPATA	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

Tabella 5.15: Verifiche delle prescrizioni geometriche da normativa

con il seguente significato dei simboli utilizzati.

	<p style="text-align: right;"><b>VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA</b>  <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b>  <b>Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San</b>  <b>Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro</b>  <b>Progetto Definitivo</b></p> <p style="text-align: center;"><b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b></p>
---	--

$t_F$	Spessore ala superiore trave
$H_{tot}$	Altezza totale piolo
$H_{gambo}$	Altezza gambo del piolo
$D_{gambo}$	Diametro gambo del piolo
$D_{testa}$	Diametro testa del piolo
$H_{testa}$	Spessore testa del piolo
$S_{LG}$	Interasse longitudinale piolo
$S_{TV}$	Interasse trasversale piolo
$e_d$	Distanza minima tra il bordo dell'ala della trave e i connettori

Tabella 5.16: Legenda

### 5.13.1 Verifica in condizione ultima SLU

I connettori previsti presentano le seguenti caratteristiche di resistenza.

Progetto Connessioni - Pioli muniti di testa (Pioli Nelson) - Metodo n

**Resistenza di progetto singolo connettore-EC4 #6.3.1.**

$$P_{Rd1} = 0.8 \frac{f_u}{\gamma} \pi d^2 = 109.5 \text{ [kN]}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{\frac{f_{ck} E_{cm}}{\gamma}} = 109.9 \text{ [kN]}$$

$$P_{Rd} = \min [P_{Rd1}, P_{Rd2}] * K = 109.5 \text{ [kN]}$$

$K = 1$

Nella seguente Tabella si riporta il calcolo di dimensionamento dei connettori, ipotizzando come già detto che l'azione di scorrimento longitudinale massima sia costante per la lunghezza dell'intero concio di trave in esame (l'azione di taglio agente è stata cautelativamente assunta pari alla somma di quella ottenuta dal modello “SLU” e di quella derivante dal peso proprio della soletta in c.a.).

	Si/J	$V_{Ed,max}$	$V_{L,ed}$	L	$V_{L,Ed}$	PRd	N° min	N° fila	Passo
	1/m	kN	kN/m	m	kN	kN	-	-	mm
PILA	0.2245	5957.5	1337.5	12.0	16049.5	109.5	146.57	4	327.5
INTERMEDIO	0.2604	4971.5	1294.6	11.0	14240.4	109.5	130.05	4	338.3
CAMPATA	0.2616	3331.8	871.6	11.0	9587.4	109.5	87.56	4	502.5

Tabella 5.17: Dimensionamento del numero dei connettori a piolo

Come mostrato dalle precedenti tabelle il passo longitudinale adottato per le file di connettori è sempre inferiore a quello minimo richiesto da calcolo, pertanto tutte le verifiche risultano soddisfatte.

A conferma del corretto dimensionamento dei connettori a piolo, è possibile fare riferimento alla sezione in campata della singola trave metallica soggetta al massimo momento flettente sollecitante in condizione ultima SLU (cautelativamente si include anche la sollecitazione dovuta al peso proprio della struttura metallica e della soletta in c.a.): si ha quanto segue.

**AcciaioClis/Flessione - File: Campata**

**Titolo progetto:** Sezione in campata singola trave metallica

**Tipo di profilo:** Rastignano -

**Materiali:** Tipo Acciaio S355 (Fe510)

**Dati soletta:** h<sub>c</sub> 300 mm, b<sub>e</sub> 7650 mm, A<sub>s</sub> 30000 mm<sup>2</sup>, h'<sub>s</sub> 150 mm, n 13

**Dati Profilo:** b<sub>1</sub> 800 mm, b<sub>2</sub> 1200 mm, t<sub>f1</sub> 20 mm, t<sub>f2</sub> 40 mm, h 2800 mm, t<sub>w</sub> 16 mm, r<sub>1</sub> 0 mm, r<sub>2</sub> 0 mm, r 0 mm

**Metodo di calcolo:** Sezione di classe 4, Metodo n M+, Solo verifica elastica

**Metodo n:** V<sub>l</sub> 12 679 kN, σ<sub>c</sub> -5.78 N/mm<sup>2</sup>, y<sub>n</sub> 820.3 mm, σ<sub>s</sub> -61.4 N/mm<sup>2</sup>, S<sub>s</sub> 138 433 cm<sup>3</sup>, σ<sub>a1</sub> -47.6 N/mm<sup>2</sup>, σ<sub>a2</sub> 209 N/mm<sup>2</sup>, J<sub>id</sub> 4.040E+07 cm<sup>4</sup>, J<sub>id</sub>/J<sub>a</sub> 3.06

**Zoom:** Diagramma della sezione in campata con dimensioni e forze.

**Plotta in Form** **Progetto Connessione**

Figura 5.29: caratteristiche inerziali singola trave metallica in campata

Il valore dell'azione di scorrimento longitudinale all'interfaccia trave-soletta vale pertanto  $V_{L,Ed} = 12679$  kN e la distanza tra i punti di momento flettente nullo vale circa 32 m ( $\cong L/2$ ).

**Progetto Connessioni - Pioli muniti di testa (Pioli Nelson) - Metodo n**

**Tipo di soletta:** Soletta Piena

**Tipo di connessione:** Metodo n


**Dati:** f<sub>u</sub> 450 N/mm<sup>2</sup>, h 250 [mm], d 22 [mm], N<sub>r</sub> 2, L 32 [m], M<sub>sd</sub> 37 000 [kNm]

**Risultati:** P<sub>Rd</sub> 109.5 [kN], n° 116 coppie conn., Passo i 277 [mm]

**Schema soluzione:** Diagramma della soluzione statica.

**Schema statico della trave:** Diagramma della trave statica.

**soletta PIENA** **Momento positivo**

 gruppo Atlantia	<b>VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA</b> <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b> Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro <b>Progetto Definitivo</b> <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>
--	--

*Figura 5.30: Calcolo del numero minimo dei pioli tra la sezione a momento flettente massimo e quella a momento flettente nullo*

Se invece di coppie di connettori si prevedono colonne a 4 connettori l'una, si ottiene l'interasse massimo pari a

$$P_{\text{conn,max}} = 277 \cdot 2 = 554 \text{ mm}$$

che conferma, nella sostanza, quanto già ottenuto per il concio in campata.

I calcoli sopra riportati prescindono dall'azione di scorrimento longitudinale che si innesca a causa delle coazioni imposte in soletta (ritiro e variazioni termiche). Per mettere in conto anche questa azione di scorrimento, si fa riferimento al punto 6.6.2.4 dell'UNI EN 1994-2:2005 e si considera che lo scorrimento longitudinale dovuto alle coazioni sia agente solo all'estremità dell'impalcato per una lunghezza di soletta pari alla sua larghezza 15.30 m. Si prende in esame il ritiro e la variazione termica negativa (fattorizzate per 1.20 in condizione ultima SLU) che hanno il medesimo effetto, mentre si trascurano gli altri carichi in quanto innescando azioni di scorrimento longitudinale che si oppongono a quelle innescate dal ritiro.

$N_{\text{coazioni,primario}}$	$B_{\text{eff}}$
kN	m
20592	15.3

	S/J	$V_{\text{Ed,max}}$	$V_{\text{L,ed}}$	$V_{\text{L,coazioni}}$	L	$V_{\text{L,Ed}}$	$P_{\text{Rd}}$	N° min	N° fila	Passo
	1/m	kN	kN/m	kN/m	m	kN	kN	-	-	mm
<b>CAMPATA</b>	0.2616	0.0	0.0	1345.9	15.3	20592.0	109.5	188.05	4	325.4

*Tabella 5.18: Dimensionamento del numero dei connettori a piolo per gli effetti delle coazioni*

La Tabella sopra riportata mostra come l'interasse dei connettori adottato sia sufficiente.

### 5.13.2 Verifica in condizione di esercizio SLE

La verifica in condizioni di esercizio SLE dei connettori a piolo travi-soletta si esegue nello stesso modo con cui si è eseguita quella in condizione ultima SLU, ma limitando la resistenza dei connettori al 60% della loro resistenza di progetto secondo quanto previsto al punto C4.3.4.3.3 della C.M. n.617/2009.

La seguente Tabella mostra che la verifica risulta soddisfatta in quanto l'interasse adottato per i connettori è sufficiente anche considerando per questa verifica le medesime sollecitazioni considerate in condizione ultima SLU.



	$S_i/J$	$V_{Ed,max}$	$V_{L,ed}$	$V_{L,coazioni}$	$L$	$V_{L,Ed}$	$P_{Rd}$	N° min	N° fila	Passo
	1/m	kN	kN/m	kN/m	m	kN	kN	-	-	mm
<b>PILA</b>	0.2245	5957.5	1337.5	0.0	12.0	16049.5	65.7	244.28	4	196.5
<b>INTERMEDIO</b>	0.2604	4971.5	1294.6	0.0	11.0	14240.4	65.7	216.75	4	203.0
<b>CAMPATA</b>	0.2616	3331.8	871.6	0.0	11.0	9587.4	65.7	145.93	4	301.5

Tabella 5.19: Verifica del numero dei connettori a piolo in esercizio

## 5.14 Verifica a fatica

Le strutture portanti di un ponte devono essere considerate elementi sensibili a fenomeni di fatica a causa della natura ciclica dei carichi mobili che agiscono su di esse. Trattandosi ragionevolmente di elementi sensibili alla rottura per fatica, in base al punto 4.2.4.1.4 delle NTC08, si è eseguita la verifica a fatica per vita illimitata (criterio della "vita utile" a fatica) di alcuni dettagli costruttivi in modo tale da garantire per la vita a fatica prevista per l'opera gli stessi livelli di sicurezza adottati per le altre verifiche di resistenza agli SLU, a prescindere da specifiche procedure di ispezione e manutenzione.

Come previsto al punto 5.1.4.3 delle NTC08, le verifiche a fatica per vita illimitata possono essere condotte secondo il limite di fatica per ampiezza costante, corrispondente ad un numero di cicli pari a  $5 \cdot 10^6$  come specificato al punto 4.2.4.1.4.4 della C.M. n.617/2009.

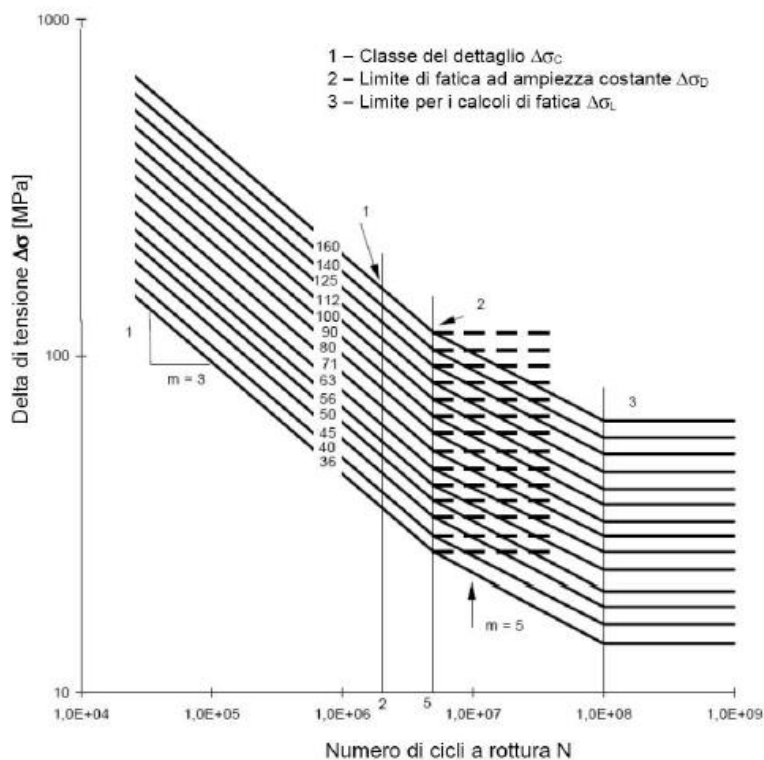


Figura 5.31: Curva S-N per dettagli strutturali soggetti a tensioni normali

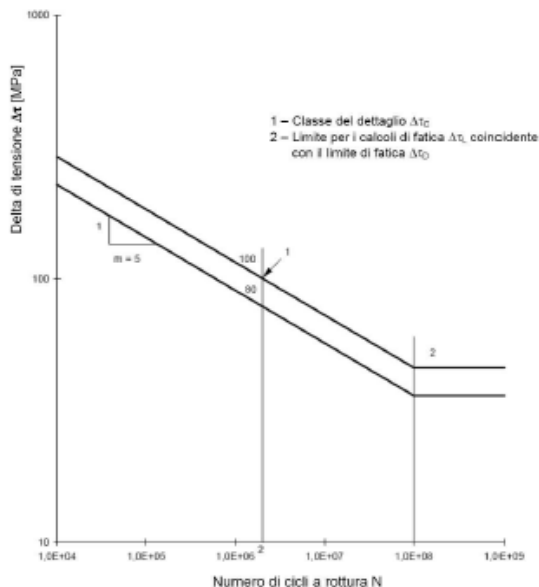


Figura 5.32: Curva S-N per dettagli strutturali soggetti a tensioni tangenziali

Pertanto la verifica si esegue secondo la seguente procedura:

- ✚ Si determina la distribuzione temporale dei carichi nel corso della vita utile della struttura, detta "spettro di carico". La normativa prevede spettri di carico convenzionali che hanno lo scopo di riprodurre la massima escursione delle tensioni nei vari elementi strutturali: lo spettro di carico assunto, riportato in seguito, risulta piuttosto cautelativo fornendo escursioni di tensioni elevate;
- ✚ Si determinano gli spettri di tensione e il numero di cicli tramite complessi metodi di identificazione e conteggio. Per fare ciò, in linea teorica, bisognerebbe ricavare gli spettri di tensione dagli oscillogrammi di tensione che forniscono l'andamento delle tensioni nel tempo (indotti dallo spettro di carico assunto) in ogni sezione di verifica. Dal punto di vista operativo, in assenza di spettri di carico specifici e quindi di oscillogrammi tensionali specifici, si determinano le massime escursioni di tensione indotte dallo spettro di carico assunto da normativa;
- ✚ Si controlla che la massima escursione tensionale, moltiplicata per il fattore parziale di sicurezza  $\gamma_{Mf}$ , sia inferiore alla resistenza a fatica ad ampiezza costante per il dettaglio considerato. Tali valori sono riportati nelle curve S-N al punto 4.2.4.1.4.4 della citata C.M..

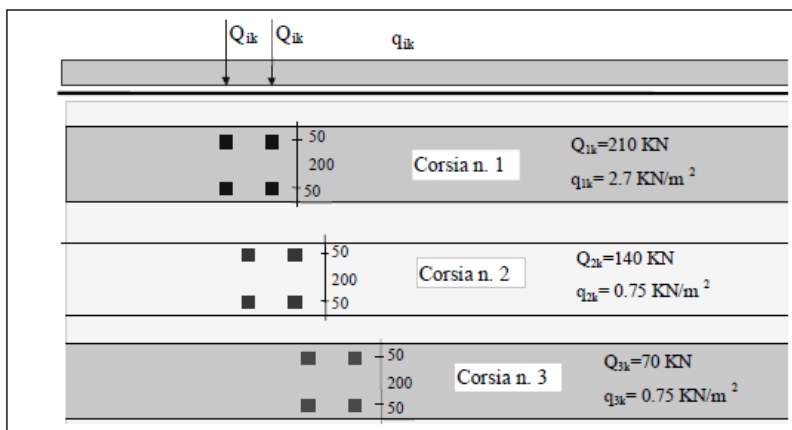


Figura 5.33: Modello di carico per verifiche a fatica

Per definire il coefficiente parziale di sicurezza da adottare nelle verifiche a fatica, si considera l'eventuale conseguenza di un collasso per fatica come "significativo" e pertanto, in base alla Tabella C.4.2.XII della C.M. n.617/2009, si adotta  $\gamma_{Mf} = 1.35$ .

#### 5.14.1 Verifica a fatica saldatura ali-anima delle travi principali

Le travi principali presentano sezione trasversale a forma di doppio T, realizzata in officina con piatti saldati a completa penetrazione. Il dettaglio costruttivo verificato a fatica è caratterizzato dalla classe "80" riportata in tabella C 4.2.XIV della C.M. sopracitata, nonostante per esso si considerino saldature a cordoni d'angolo.


Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80		<p>8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate</p> <p>9) Giunzioni a sovrapposizione a cordoni d'angolo soggette a tensioni tangenziali</p>	<p>8) <math>\Delta\tau</math> deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone</p> <p>9) <math>\Delta\tau</math> deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone, considerando la lunghezza totale del cordone, che deve terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra</p>

Figura 5.34: Dettaglio costruttivo per saldature ali-anime delle travi principali

La resistenza a fatica del dettaglio saldato è data da:

$$\Delta\tau_D = \Delta\tau_C \cdot (2/8)^{1/5} = 0.457 \cdot \Delta\tau_C = 36.6 \text{ MPa.}$$

Si hanno le seguenti tensioni massime dovute allo spettro di carico considerato e ipotizzando cautelativamente la soletta sempre fessurata e quindi non reagente (cautelativamente inoltre si assume il valor massimo e minimo delle tensioni tra tutte le sezioni indagate per i vari conci delle travi).

 gruppo Atlantia	<b>VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA</b> <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b> Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro <b>Progetto Definitivo</b> <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>
--	--

σ dovute a M				σ dovute a N	τ
w1	w2	w3	w4-acc		
5.0	4.7	12.4	13.2	0.0	9.6
-16.1	-15.3	-3.8	-4.1	0.0	-9.6

Tabella 5.20: Massime sollecitazioni dovute allo spettro di carico per fatica – conci di pila

σ dovute a M				σ dovute a N	τ
w1	w2	w3	w4-acc		
15.7	15.2	14.2	14.9	0.0	10.4
-17.3	-16.6	-9.7	-10.1	0.0	-10.4

Tabella 5.21: Massime sollecitazioni dovute allo spettro di carico per fatica – conci intermedi

σ dovute a M				σ dovute a N	τ
w1	w2	w3	w4-acc		
0.2	0.1	18.9	19.0	0.0	11.9
-0.2	-0.1	-21.9	-22.1	0.0	-11.9

Tabella 5.22: Massime sollecitazioni dovute allo spettro di carico per fatica – conci in campata

Essendo la tensione tangenziale assunta costante lungo l'anima delle travi metalliche, la tensione tangenziale di scorrimento ala-anima è numericamente identica al suo valore. Si ha pertanto:

$$\Delta\tau_{MAX,d} = \gamma_{MF} \Delta\tau_{MAX} = 1.35 \cdot (11.9 + 11.9) = 32.1 \text{ MPa} < \Delta\tau_D = 36.6 \text{ MPa}.$$

#### 5.14.2 Verifica a fatica saldatura tra i vari conci delle travi principali

La saldatura tra i vari conci delle travi metalliche principali sono previste in opera e a completa penetrazione. Il dettaglio costruttivo verificato a fatica è caratterizzato della classe “80” riportata in tabella C 4.2.XIV della C.M. sopracitata, nonostante per esso si considerino saldature a cordoni d'angolo.

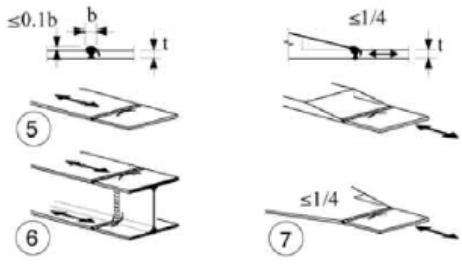
90		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>5) Giunti trasversali in piatti e lamiera</p> <p>6) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico</p> <p>7) Giunti trasversali di lamiera e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4.</p> <p>Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati</p> <p>Per spessori <math>t &gt; 25</math> mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p><math>k_s = (25/t)^{0.2}</math></p>	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati e sottoposte a controlli non distruttivi</p> <p>Sovraspessore di saldatura non maggiore del 10% della larghezza del cordone, con zone di transizione regolari</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>Le saldature dei dettagli 5) e 7) devono essere eseguite in piano</p>
----	---	---	--

Figura 5.35: Dettaglio costruttivo per saldature dei concetti delle travi di impalcato

La resistenza a fatica del dettaglio saldato è data da:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_D &= \Delta\sigma_C \cdot (2/5)^{1/3} \cdot (25/80)^{0.2} = 0.737 \cdot 0.79 \cdot \Delta\sigma_C = 52.4 \text{ MPa} && \text{per concetti in pila} \\ \Delta\sigma_D &= \Delta\sigma_C \cdot (2/5)^{1/3} \cdot (25/60)^{0.2} = 0.737 \cdot 0.84 \cdot \Delta\sigma_C = 55.7 \text{ MPa} && \text{per concetti in pila} \\ \Delta\sigma_D &= \Delta\sigma_C \cdot (2/5)^{1/3} \cdot (25/40)^{0.2} = 0.737 \cdot 0.91 \cdot \Delta\sigma_C = 60.3 \text{ MPa} && \text{per concetti in campata}\end{aligned}$$



Dalle tensioni normali riportate nelle Tabelle al punto precedente si ha quanto segue:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{MAX,d} &= \gamma_{MF} \cdot \Delta\sigma_{MAX} = 1.35 \cdot (5.0 + 16.1) = 28.5 \text{ MPa} < \Delta\sigma_D = 52.4 \text{ MPa} && \text{concetti in pila} \\ \Delta\sigma_{MAX,d} &= \gamma_{MF} \cdot \Delta\sigma_{MAX} = 1.35 \cdot (15.2 + 17.3) = 43.9 \text{ MPa} < \Delta\sigma_D = 55.7 \text{ MPa} && \text{concetti intermedi} \\ \Delta\sigma_{MAX,d} &= \gamma_{MF} \cdot \Delta\sigma_{MAX} = 1.35 \cdot (19.0 + 22.1) = 55.5 \text{ MPa} < \Delta\sigma_D = 60.3 \text{ MPa} && \text{concetti campata}\end{aligned}$$

## 5.15 Isolatori sismici

L'impalcato è previsto dotato di un sistema di protezione sismica costituito da isolatori elastomerici le cui caratteristiche generali sono descritte al punto 5.3.

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 mentre T, M2 e M3 indicano l'azione torsionale e le azioni flessionali che sono ovviamente trascurabili per i dispositivi) ottenute in condizione statica come somma delle azioni determinate dal modello "Fase 1" e dal modello "SLU" e in condizione sismica come somma dalle azioni determinate dal modello "Fase 1" e dal modello "SLC". Si precisa che gli isolatori sono indicati con le seguenti numerazioni:

-  1 e 7: isolatori sulla spalla 1;
-  2 e 8: isolatori sulla pila 1;
-  3 e 9: isolatori sulla pila 2;
-  4 e 10: isolatori sulla pila 3;

- 5 e 11: isolatori sulla pila 4;  
6 e 12: isolatori sulla spalla 2.

CONDIZIONE STATICA								
Link	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	I-End	ENV-SLU	-7316.7	155.2	0.0	0.0	0.0	31.0
3	J-End	ENV-SLU	-7316.7	155.2	0.0	0.0	0.0	0.0
3	I-End	ENV-SLU	-14887.9	-158.3	0.0	0.0	0.0	-31.7
3	J-End	ENV-SLU	-14887.9	-158.3	0.0	0.0	0.0	0.0
4	I-End	ENV-SLU	-7320.5	161.8	0.0	0.0	0.0	32.4
4	J-End	ENV-SLU	-7320.5	161.8	0.0	0.0	0.0	0.0
4	I-End	ENV-SLU	-14878.5	-159.3	0.0	0.0	0.0	-31.9
4	J-End	ENV-SLU	-14878.5	-159.3	0.0	0.0	0.0	0.0
9	I-End	ENV-SLU	-6537.3	158.8	0.0	0.0	0.0	31.8
9	J-End	ENV-SLU	-6537.3	158.8	0.0	0.0	0.0	0.0
9	I-End	ENV-SLU	-13862.2	-154.8	0.0	0.0	0.0	-31.0
9	J-End	ENV-SLU	-13862.2	-154.8	0.0	0.0	0.0	0.0
10	I-End	ENV-SLU	-6556.8	160.0	0.0	0.0	0.0	32.0
10	J-End	ENV-SLU	-6556.8	160.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	I-End	ENV-SLU	-13861.6	-161.0	0.0	0.0	0.0	-32.2
10	J-End	ENV-SLU	-13861.6	-161.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		MAX	-6537.3	161.8	0.0	0.0	0.0	32.4
		MIN	-14887.9	-161.0	0.0	0.0	0.0	-32.2

Tabella 5.23. Azioni agenti sugli isolatori in condizione statica SLU – pile centrali

CONDIZIONE SISMICA								
Link	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	I-End	SLC01	-7127.5	727.7	221.8	0.0	44.4	145.5
3	I-End	SLC01	-8210.4	-705.6	-218.9	0.0	-43.8	-141.1
3	I-End	SLC02	-6862.4	229.4	735.2	0.0	147.0	45.9
3	I-End	SLC02	-8475.4	-207.4	-732.3	0.0	-146.5	-41.5
3	I-End	SLC03	-6176.7	227.8	222.5	0.0	44.5	45.6
3	I-End	SLC03	-9161.1	-205.8	-219.6	0.0	-43.9	-41.2
3	I-End	SLC04	-7125.5	697.1	221.8	0.0	44.4	139.4
3	I-End	SLC04	-8208.3	-736.2	-218.9	0.0	-43.8	-147.2
3	I-End	SLC05	-6860.4	198.8	735.2	0.0	147.0	39.8
3	I-End	SLC05	-8473.4	-238.0	-732.3	0.0	-146.5	-47.6
3	I-End	SLC06	-6174.7	197.2	222.5	0.0	44.5	39.4
3	I-End	SLC06	-9159.1	-236.4	-219.6	0.0	-43.9	-47.3
3	I-End	SLC07	-7129.1	752.7	221.8	0.0	44.4	150.5
3	I-End	SLC07	-8212.0	-680.6	-218.9	0.0	-43.8	-136.1
3	I-End	SLC08	-6864.0	254.5	735.2	0.0	147.0	50.9
3	I-End	SLC08	-8477.0	-182.4	-732.3	0.0	-146.5	-36.5
3	I-End	SLC09	-6178.3	252.9	222.5	0.0	44.5	50.6
3	I-End	SLC09	-9162.8	-180.8	-219.6	0.0	-43.9	-36.2
4	I-End	SLC01	-7086.9	698.2	221.4	0.0	44.3	139.6
4	I-End	SLC01	-8252.3	-720.8	-218.4	0.0	-43.7	-144.2
4	I-End	SLC02	-6718.7	204.6	733.7	0.0	146.7	40.9
4	I-End	SLC02	-8620.5	-227.2	-730.7	0.0	-146.1	-45.4
4	I-End	SLC03	-6130.8	203.3	222.1	0.0	44.4	40.7
4	I-End	SLC03	-9208.4	-225.8	-219.1	0.0	-43.8	-45.2
4	I-End	SLC04	-7084.9	729.6	221.4	0.0	44.3	145.9
4	I-End	SLC04	-8250.3	-689.4	-218.4	0.0	-43.7	-137.9
4	I-End	SLC05	-6716.7	236.0	733.7	0.0	146.7	47.2
4	I-End	SLC05	-8618.6	-195.8	-730.7	0.0	-146.1	-39.2
4	I-End	SLC06	-6128.8	234.6	222.1	0.0	44.4	46.9
4	I-End	SLC06	-9206.5	-194.5	-219.1	0.0	-43.8	-38.9
4	I-End	SLC07	-7088.5	672.6	221.4	0.0	44.3	134.5
4	I-End	SLC07	-8253.9	-746.4	-218.4	0.0	-43.7	-149.3
4	I-End	SLC08	-6720.3	179.0	733.7	0.0	146.7	35.8
4	I-End	SLC08	-8622.1	-252.8	-730.7	0.0	-146.1	-50.6
4	I-End	SLC09	-6132.4	177.7	222.1	0.0	44.4	35.5
4	I-End	SLC09	-9210.0	-251.5	-219.1	0.0	-43.8	-50.3
9	I-End	SLC01	-7127.5	727.7	218.9	0.0	43.8	145.5
9	I-End	SLC01	-8210.4	-705.6	-221.8	0.0	-44.4	-141.1
9	I-End	SLC02	-6862.4	229.4	732.3	0.0	146.5	45.9
9	I-End	SLC02	-8475.4	-207.4	-735.2	0.0	-147.0	-41.5
9	I-End	SLC03	-6176.7	227.8	219.6	0.0	43.9	45.6
9	I-End	SLC03	-9161.1	-205.8	-222.5	0.0	-44.5	-41.2
9	I-End	SLC04	-7125.5	697.1	218.9	0.0	43.8	139.4
9	I-End	SLC04	-8208.3	-736.2	-221.8	0.0	-44.4	-147.2
9	I-End	SLC05	-6860.4	198.8	732.3	0.0	146.5	39.8
9	I-End	SLC05	-8473.4	-238.0	-735.2	0.0	-147.0	-47.6
9	I-End	SLC06	-6174.7	197.2	219.6	0.0	43.9	39.4
9	I-End	SLC06	-9159.1	-236.4	-222.5	0.0	-44.5	-47.3
9	I-End	SLC07	-7129.1	752.7	218.9	0.0	43.8	150.5
9	I-End	SLC07	-8212.0	-680.6	-221.8	0.0	-44.4	-136.1
9	I-End	SLC08	-6864.0	254.5	732.3	0.0	146.5	50.9
9	I-End	SLC08	-8477.0	-182.4	-735.2	0.0	-147.0	-36.5
9	I-End	SLC09	-6178.3	252.9	219.6	0.0	43.9	50.6
9	I-End	SLC09	-9162.8	-180.8	-222.5	0.0	-44.5	-36.2
10	I-End	SLC01	-7086.9	720.5	218.4	0.0	43.7	144.1
10	I-End	SLC01	-8252.3	-698.5	-221.4	0.0	-44.3	-139.7
10	I-End	SLC02	-6718.7	226.8	730.7	0.0	146.1	45.4
10	I-End	SLC02	-8620.5	-204.9	-733.7	0.0	-146.7	-41.0
10	I-End	SLC03	-6130.8	225.5	219.1	0.0	43.8	45.1
10	I-End	SLC03	-9208.4	-203.6	-222.1	0.0	-44.4	-40.7
10	I-End	SLC04	-7084.9	751.8	218.4	0.0	43.7	150.4
10	I-End	SLC04	-8250.3	-667.2	-221.4	0.0	-44.3	-133.4
10	I-End	SLC05	-6716.7	258.2	730.7	0.0	146.1	51.6
10	I-End	SLC05	-8618.6	-173.6	-733.7	0.0	-146.7	-34.7
10	I-End	SLC06	-6128.8	256.9	219.1	0.0	43.8	51.4
10	I-End	SLC06	-9206.5	-172.3	-222.1	0.0	-44.4	-34.5
10	I-End	SLC07	-7088.5	694.8	218.4	0.0	43.7	139.0
10	I-End	SLC07	-8253.9	-724.2	-221.4	0.0	-44.3	-144.8
10	I-End	SLC08	-6720.3	201.2	730.7	0.0	146.1	40.2
10	I-End	SLC08	-8622.1	-230.6	-733.7	0.0	-146.7	-46.1
10	I-End	SLC09	-6132.4	199.9	219.1	0.0	43.8	40.0
10	I-End	SLC09	-9210.0	-229.3	-222.1	0.0	-44.4	-45.9
CONDIZIONE SISMICA SLC								
		MAX	-6128.8	752.7	735.2	0.0	147.0	150.5
		MIN	-9210.0	-746.4	-735.2	0.0	-147.0	-149.3

Tabella 5.24. Azioni agenti sugli isolatori in condizione sismica SLC – pile centrali

CONDIZIONE STATICA								
Link	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	I-End	ENV-SLU	-6457.9	327.7	0.0	0.0	0.0	65.5
2	J-End	ENV-SLU	-6457.9	327.7	0.0	0.0	0.0	0.0
2	I-End	ENV-SLU	-13155.1	-394.8	0.0	0.0	0.0	-79.0
2	J-End	ENV-SLU	-13155.1	-394.8	0.0	0.0	0.0	0.0
5	I-End	ENV-SLU	-6461.0	385.9	0.0	0.0	0.0	77.2
5	J-End	ENV-SLU	-6461.0	385.9	0.0	0.0	0.0	0.0
5	I-End	ENV-SLU	-13110.6	-319.2	0.0	0.0	0.0	-63.8
5	J-End	ENV-SLU	-13110.6	-319.2	0.0	0.0	0.0	0.0
8	I-End	ENV-SLU	-5901.2	336.5	0.0	0.0	0.0	67.3
8	J-End	ENV-SLU	-5901.2	336.5	0.0	0.0	0.0	0.0
8	I-End	ENV-SLU	-12341.9	-387.2	0.0	0.0	0.0	-77.4
8	J-End	ENV-SLU	-12341.9	-387.2	0.0	0.0	0.0	0.0
11	I-End	ENV-SLU	-5969.9	377.1	0.0	0.0	0.0	75.4
11	J-End	ENV-SLU	-5969.9	377.1	0.0	0.0	0.0	0.0
11	I-End	ENV-SLU	-12336.7	-329.1	0.0	0.0	0.0	-65.8
11	J-End	ENV-SLU	-12336.7	-329.1	0.0	0.0	0.0	0.0
		MAX	-5901.2	385.9	0.0	0.0	0.0	77.2
		MIN	-13155.1	-394.8	0.0	0.0	0.0	-79.0

Tabella 5.25. Azioni agenti sugli isolatori in condizione statica SLU – pile laterali




CONDIZIONE SISMICA								
Link	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	I-End	SLC01	-6302.9	647.5	181.5	0.0	36.3	129.5
2	I-End	SLC01	-7317.7	-617.6	-179.3	0.0	-35.9	-123.5
2	I-End	SLC02	-6051.3	211.2	601.9	0.0	120.4	42.2
2	I-End	SLC02	-7569.4	-181.3	-599.7	0.0	-119.9	-36.3
2	I-End	SLC03	-5440.0	209.2	182.0	0.0	36.4	41.8
2	I-End	SLC03	-8180.7	-179.3	-179.9	0.0	-36.0	-35.9
2	I-End	SLC04	-6299.5	567.2	181.5	0.0	36.3	113.4
2	I-End	SLC04	-7314.3	-697.9	-179.3	0.0	-35.9	-139.6
2	I-End	SLC05	-6047.8	130.9	601.9	0.0	120.4	26.2
2	I-End	SLC05	-7565.9	-261.6	-599.7	0.0	-119.9	-52.3
2	I-End	SLC06	-5436.5	128.9	182.0	0.0	36.4	25.8
2	I-End	SLC06	-8177.2	-259.6	-179.9	0.0	-36.0	-51.9
2	I-End	SLC07	-6305.8	713.2	181.5	0.0	36.3	142.6
2	I-End	SLC07	-7320.6	-551.9	-179.3	0.0	-35.9	-110.4
2	I-End	SLC08	-6054.1	276.9	601.9	0.0	120.4	55.4
2	I-End	SLC08	-7572.2	-115.6	-599.7	0.0	-119.9	-23.1
2	I-End	SLC09	-5442.8	274.9	182.0	0.0	36.4	55.0
2	I-End	SLC09	-8183.5	-113.6	-179.9	0.0	-36.0	-22.7
5	I-End	SLC01	-6306.8	603.4	180.3	0.0	36.1	120.7
5	I-End	SLC01	-7312.0	-632.5	-178.1	0.0	-35.6	-126.5
5	I-End	SLC02	-6110.2	176.9	597.7	0.0	119.5	35.4
5	I-End	SLC02	-7508.6	-206.0	-595.5	0.0	-119.1	-41.2
5	I-End	SLC03	-5447.8	175.0	180.8	0.0	36.2	35.0
5	I-End	SLC03	-8170.9	-204.1	-178.6	0.0	-35.7	-40.8
5	I-End	SLC04	-6303.4	682.6	180.3	0.0	36.1	136.5
5	I-End	SLC04	-7308.5	-553.3	-178.1	0.0	-35.6	-110.7
5	I-End	SLC05	-6106.8	256.1	597.7	0.0	119.5	51.2
5	I-End	SLC05	-7505.1	-126.8	-595.5	0.0	-119.1	-25.4
5	I-End	SLC06	-5444.4	254.2	180.8	0.0	36.2	50.8
5	I-End	SLC06	-8167.5	-124.9	-178.6	0.0	-35.7	-25.0
5	I-End	SLC07	-6309.6	538.6	180.3	0.0	36.1	107.7
5	I-End	SLC07	-7314.8	-697.3	-178.1	0.0	-35.6	-139.5
5	I-End	SLC08	-6113.1	112.1	597.7	0.0	119.5	22.4
5	I-End	SLC08	-7511.4	-270.8	-595.5	0.0	-119.1	-54.2
5	I-End	SLC09	-5450.7	110.2	180.8	0.0	36.2	22.0
5	I-End	SLC09	-8173.8	-268.9	-178.6	0.0	-35.7	-53.8
8	I-End	SLC01	-6302.9	647.5	179.3	0.0	35.9	129.5
8	I-End	SLC01	-7317.7	-617.6	-181.5	0.0	-36.3	-123.5
8	I-End	SLC02	-6051.3	211.2	599.7	0.0	119.9	42.2
8	I-End	SLC02	-7569.4	-181.3	-601.9	0.0	-120.4	-36.3
8	I-End	SLC03	-5440.0	209.2	179.9	0.0	36.0	41.8
8	I-End	SLC03	-8180.7	-179.3	-182.0	0.0	-36.4	-35.9
8	I-End	SLC04	-6299.5	567.2	179.3	0.0	35.9	113.4
8	I-End	SLC04	-7314.3	-697.9	-181.5	0.0	-36.3	-139.6
8	I-End	SLC05	-6047.8	130.9	599.7	0.0	119.9	26.2
8	I-End	SLC05	-7565.9	-261.6	-601.9	0.0	-120.4	-52.3
8	I-End	SLC06	-5436.5	128.9	179.9	0.0	36.0	25.8
8	I-End	SLC06	-8177.2	-259.6	-182.0	0.0	-36.4	-51.9
8	I-End	SLC07	-6305.8	713.2	179.3	0.0	35.9	142.6
8	I-End	SLC07	-7320.6	-551.9	-181.5	0.0	-36.3	-110.4
8	I-End	SLC08	-6054.1	276.9	599.7	0.0	119.9	55.4
8	I-End	SLC08	-7572.2	-115.6	-601.9	0.0	-120.4	-23.1
8	I-End	SLC09	-5442.8	274.9	179.9	0.0	36.0	55.0
8	I-End	SLC09	-8183.5	-113.6	-182.0	0.0	-36.4	-22.7
11	I-End	SLC01	-6306.8	637.9	178.1	0.0	35.6	127.6
11	I-End	SLC01	-7312.0	-597.9	-180.3	0.0	-36.1	-119.6
11	I-End	SLC02	-6110.2	211.5	595.5	0.0	119.1	42.3
11	I-End	SLC02	-7508.6	-171.5	-597.7	0.0	-119.5	-34.3
11	I-End	SLC03	-5447.8	209.6	178.6	0.0	35.7	41.9
11	I-End	SLC03	-8170.9	-169.6	-180.8	0.0	-36.2	-33.9
11	I-End	SLC04	-6303.3	717.1	178.1	0.0	35.6	143.4
11	I-End	SLC04	-7308.5	-518.7	-180.3	0.0	-36.1	-103.7
11	I-End	SLC05	-6106.8	290.7	595.5	0.0	119.1	58.1
11	I-End	SLC05	-7505.1	-92.3	-597.7	0.0	-119.5	-18.5
11	I-End	SLC06	-5444.4	288.8	178.6	0.0	35.7	57.8
11	I-End	SLC06	-8167.5	-90.4	-180.8	0.0	-36.2	-18.1
11	I-End	SLC07	-6309.6	573.1	178.1	0.0	35.6	114.6
11	I-End	SLC07	-7314.8	-662.7	-180.3	0.0	-36.1	-132.5
11	I-End	SLC08	-6113.1	146.7	595.5	0.0	119.1	29.3
11	I-End	SLC08	-7511.4	-236.3	-597.7	0.0	-119.5	-47.3
11	I-End	SLC09	-5450.7	144.8	178.6	0.0	35.7	29.0
11	I-End	SLC09	-8173.8	-234.4	-180.8	0.0	-36.2	-46.9
CONDIZIONE SISMICA SLC								
		MAX	-5436.5	717.1	601.9	0.0	120.4	143.4
		MIN	-8183.5	-697.9	-601.9	0.0	-120.4	-139.6

Tabella 5.26. Azioni agenti sugli isolatori in condizione sismica SLC – pile laterali

CONDIZIONE STATICA								
Link	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
I-End	ENV-SLU	Combination	-916.9	183.7	0.0	0.0	0.0	36.7
J-End	ENV-SLU	Combination	-916.9	183.7	0.0	0.0	0.0	0.0
I-End	ENV-SLU	Combination	-3812.0	-217.4	0.0	0.0	0.0	-43.5
J-End	ENV-SLU	Combination	-3812.0	-217.4	0.0	0.0	0.0	0.0
I-End	ENV-SLU	Combination	-916.3	221.6	0.0	0.0	0.0	44.3
J-End	ENV-SLU	Combination	-916.3	221.6	0.0	0.0	0.0	0.0
I-End	ENV-SLU	Combination	-3841.9	-186.6	0.0	0.0	0.0	-37.3
J-End	ENV-SLU	Combination	-3841.9	-186.6	0.0	0.0	0.0	0.0
I-End	ENV-SLU	Combination	-730.5	187.3	0.0	0.0	0.0	37.5
J-End	ENV-SLU	Combination	-730.5	187.3	0.0	0.0	0.0	0.0
I-End	ENV-SLU	Combination	-3285.8	-213.2	0.0	0.0	0.0	-42.6
J-End	ENV-SLU	Combination	-3285.8	-213.2	0.0	0.0	0.0	0.0
I-End	ENV-SLU	Combination	-681.6	216.5	0.0	0.0	0.0	43.3
J-End	ENV-SLU	Combination	-681.6	216.5	0.0	0.0	0.0	0.0
I-End	ENV-SLU	Combination	-3286.5	-191.1	0.0	0.0	0.0	-38.2
J-End	ENV-SLU	Combination	-3286.5	-191.1	0.0	0.0	0.0	0.0
		<b>MAX</b>	<b>-681.6</b>	<b>221.6</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>44.3</b>
		<b>MIN</b>	<b>-3841.9</b>	<b>-217.4</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>-43.5</b>

Tabella 5.27. Azioni agenti sugli isolatori in condizione statica SLU – spalle

CONDIZIONE SISMICA								
Link	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	I-End	SLC01	-861.2	260.4	67.2	0.0	13.4	52.1
1	I-End	SLC01	-1666.0	-243.5	-67.2	0.0	-13.4	-48.7
1	I-End	SLC02	-481.4	86.9	224.1	0.0	44.8	17.4
1	I-End	SLC02	-2045.8	-70.0	-224.1	0.0	-44.8	-14.0
1	I-End	SLC03	-453.0	86.5	67.2	0.0	13.4	17.3
1	I-End	SLC03	-2074.2	-69.7	-67.2	0.0	-13.4	-13.9
1	I-End	SLC04	-866.7	215.3	67.2	0.0	13.4	43.1
1	I-End	SLC04	-1671.5	-288.7	-67.2	0.0	-13.4	-57.7
1	I-End	SLC05	-486.9	41.7	224.1	0.0	44.8	8.3
1	I-End	SLC05	-2051.3	-115.2	-224.1	0.0	-44.8	-23.0
1	I-End	SLC06	-458.5	41.4	67.2	0.0	13.4	8.3
1	I-End	SLC06	-2079.7	-114.8	-67.2	0.0	-13.4	-23.0
1	I-End	SLC07	-856.8	297.4	67.2	0.0	13.4	59.5
1	I-End	SLC07	-1661.5	-206.6	-67.2	0.0	-13.4	-41.3
1	I-End	SLC08	-477.0	123.9	224.1	0.0	44.8	24.8
1	I-End	SLC08	-2041.4	-33.1	-224.1	0.0	-44.8	-6.6
1	I-End	SLC09	-448.6	123.5	67.2	0.0	13.4	24.7
1	I-End	SLC09	-2069.8	-32.7	-67.2	0.0	-13.4	-6.5
6	I-End	SLC01	-816.7	243.4	68.8	0.0	13.8	48.7
6	I-End	SLC01	-1711.6	-260.6	-68.8	0.0	-13.8	-52.1
6	I-End	SLC02	-339.1	69.8	229.3	0.0	45.9	14.0
6	I-End	SLC02	-2189.2	-87.0	-229.3	0.0	-45.9	-17.4
6	I-End	SLC03	-409.5	69.5	68.8	0.0	13.8	13.9
6	I-End	SLC03	-2118.7	-86.7	-68.8	0.0	-13.8	-17.3
6	I-End	SLC04	-822.1	288.9	68.8	0.0	13.8	57.8
6	I-End	SLC04	-1717.0	-215.0	-68.8	0.0	-13.8	-43.0
6	I-End	SLC05	-344.5	115.3	229.3	0.0	45.9	23.1
6	I-End	SLC05	-2194.6	-41.4	-229.3	0.0	-45.9	-8.3
6	I-End	SLC06	-414.9	115.0	68.8	0.0	13.8	23.0
6	I-End	SLC06	-2124.2	-41.1	-68.8	0.0	-13.8	-8.2
6	I-End	SLC07	-812.2	206.1	68.8	0.0	13.8	41.2
6	I-End	SLC07	-1707.2	-297.8	-68.8	0.0	-13.8	-59.6
6	I-End	SLC08	-334.7	32.5	229.3	0.0	45.9	6.5
6	I-End	SLC08	-2184.7	-124.2	-229.3	0.0	-45.9	-24.8
6	I-End	SLC09	-405.1	32.2	68.8	0.0	13.8	6.4
6	I-End	SLC09	-2114.3	-123.9	-68.8	0.0	-13.8	-24.8
7	I-End	SLC01	-861.2	260.4	67.2	0.0	13.4	52.1
7	I-End	SLC01	-1666.0	-243.5	-67.2	0.0	-13.4	-48.7
7	I-End	SLC02	-481.4	86.9	224.1	0.0	44.8	17.4
7	I-End	SLC02	-2045.8	-70.0	-224.1	0.0	-44.8	-14.0
7	I-End	SLC03	-453.0	86.5	67.2	0.0	13.4	17.3
7	I-End	SLC03	-2074.2	-69.7	-67.2	0.0	-13.4	-13.9
7	I-End	SLC04	-866.7	215.3	67.2	0.0	13.4	43.1
7	I-End	SLC04	-1671.5	-288.7	-67.2	0.0	-13.4	-57.7
7	I-End	SLC05	-486.9	41.7	224.1	0.0	44.8	8.3
7	I-End	SLC05	-2051.3	-115.2	-224.1	0.0	-44.8	-23.0
7	I-End	SLC06	-458.5	41.4	67.2	0.0	13.4	8.3
7	I-End	SLC06	-2079.7	-114.8	-67.2	0.0	-13.4	-23.0
7	I-End	SLC07	-856.8	297.4	67.2	0.0	13.4	59.5
7	I-End	SLC07	-1661.5	-206.6	-67.2	0.0	-13.4	-41.3
7	I-End	SLC08	-477.0	123.9	224.1	0.0	44.8	24.8
7	I-End	SLC08	-2041.4	-33.1	-224.1	0.0	-44.8	-6.6
7	I-End	SLC09	-448.6	123.5	67.2	0.0	13.4	24.7
7	I-End	SLC09	-2069.8	-32.7	-67.2	0.0	-13.4	-6.5
12	I-End	SLC01	-816.7	262.5	68.8	0.0	13.8	52.5
12	I-End	SLC01	-1711.6	-241.4	-68.8	0.0	-13.8	-48.3
12	I-End	SLC02	-339.1	88.9	229.3	0.0	45.9	17.8
12	I-End	SLC02	-2189.2	-67.8	-229.3	0.0	-45.9	-13.6
12	I-End	SLC03	-409.5	88.6	68.8	0.0	13.8	17.7
12	I-End	SLC03	-2118.7	-67.5	-68.8	0.0	-13.8	-13.5
12	I-End	SLC04	-822.1	308.1	68.8	0.0	13.8	61.6
12	I-End	SLC04	-1717.0	-195.9	-68.8	0.0	-13.8	-39.2
12	I-End	SLC05	-344.5	134.5	229.3	0.0	45.9	26.9
12	I-End	SLC05	-2194.6	-22.3	-229.3	0.0	-45.9	-4.5
12	I-End	SLC06	-414.9	134.2	68.8	0.0	13.8	26.8
12	I-End	SLC06	-2124.2	-22.0	-68.8	0.0	-13.8	-4.4
12	I-End	SLC07	-812.2	225.3	68.8	0.0	13.8	45.1
12	I-End	SLC07	-1707.2	-278.7	-68.8	0.0	-13.8	-55.7
12	I-End	SLC08	-334.7	51.7	229.3	0.0	45.9	10.3
12	I-End	SLC08	-2184.7	-105.1	-229.3	0.0	-45.9	-21.0
12	I-End	SLC09	-405.1	51.4	68.8	0.0	13.8	10.3
12	I-End	SLC09	-2114.3	-104.8	-68.8	0.0	-13.8	-21.0
CONDIZIONE SISMICA SLC								
		MAX	-334.7	308.1	229.3	0.0	45.9	61.6
		MIN	-2194.6	-297.8	-229.3	0.0	-45.9	-59.6

 gruppo Atlantia	<b>VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA</b> <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b> Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro <b>Progetto Definitivo</b> <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>
--	--

*Tabella 5.28. Azioni agenti sugli isolatori in condizione sismica SLC – spalle*

Dai valori sopra riportati si deduce immediatamente che gli isolatori rimangono sempre in compressione in quanto tutte le azioni assiali risultano negative.

Le tabelle seguenti riportano i massimi e minimi valori degli spostamenti orizzontali registrati dagli isolatori nelle varie combinazioni dei carichi indagate per la condizione statica ultima SLU e in condizione sismica ultima SLC: U1 indica lo spostamento verticale, U2 lo spostamento orizzontale in direzione longitudinale, U3 quello in direzione trasversale e R1, R2 e R3 le rotazioni attorno ai rispettivi assi. Lo spostamento totale “Utot” è stato ottenuto come quadratura degli spostamenti orizzontali U1 e U2.

MAX/MIN (mm)							
U1	U2	U3	R1	R2	R3		Utot
mm	mm	mm	Rad/1000	Rad/1000	Rad/1000		mm
-0.2	19.2	0.0	0.2	0.1	3.2		19.2
-1.7	-18.8	0.0	-0.3	-0.1	-3.1		15.6

*Tabella 5.29. Spostamenti degli isolatori in condizione statica SLU – pile centrali*

MAX/MIN (mm)							
U1	U2	U3	R1	R2	R3		Utot
mm	mm	mm	Rad/1000	Rad/1000	Rad/1000		mm
-0.1	157.5	156.1	0.2	0.3	2.0		165.5
-0.8	-158.6	-156.1	-0.2	-0.3	-1.9		60.6


*Tabella 5.30. Spostamenti degli isolatori in condizione sismica SLC – pile centrali*

MAX/MIN (mm)							
U1	U2	U3	R1	R2	R3		Utot
mm	mm	mm	Rad/1000	Rad/1000	Rad/1000		mm
-0.2	50.4	0.0	0.6	0.1	3.1		51.5
-1.6	-51.5	0.0	-0.5	-0.1	-3.3		37.0

*Tabella 5.31. Spostamenti degli isolatori in condizione statica SLU – pile laterali*

MAX/MIN (mm)							
U1	U2	U3	R1	R2	R3		Utot
mm	mm	mm	Rad/1000	Rad/1000	Rad/1000		mm
-0.1	174.0	149.7	0.4	0.3	1.7		183.6
-0.8	-177.9	-149.7	-0.4	-0.3	-2.1		51.9

*Tabella 5.32. Spostamenti degli isolatori in condizione sismica SLC – pile laterali*

	<p style="text-align: center;"><b>VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA</b>  <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b>  Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro  <b>Progetto Definitivo</b>  <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b></p>
---	--

MAX/MIN (mm)						
U1	U2	U3	R1	R2	R3	Utot
mm	mm	mm	Rad/1000	Rad/1000	Rad/1000	mm
0.1	77.1	0.0	0.7	0.1	2.1	77.1
-1.8	-75.6	0.0	-0.6	-0.1	-2.1	57.0

Tabella 5.33. Spostamenti degli isolatori in condizione statica SLU - spalle

MAX/MIN (mm)						
U1	U2	U3	R1	R2	R3	Utot
mm	mm	mm	Rad/1000	Rad/1000	Rad/1000	mm
0.4	193.9	148.9	0.4	0.1	0.8	199.0
-0.9	-193.6	-148.9	-0.4	-0.1	-0.8	48.3

Tabella 5.34. Spostamenti degli isolatori in condizione sismica SLC - spalle

Dai valori sopra riportati si deduce che gli isolatori devono garantire spostamenti orizzontali pari a 200 mm. Si sintetizzando nella seguente Tabella le caratteristiche principali relative agli isolatori elastomerici previsti.


	$k_{esi}$ SISMICA ORIZZONTALE	$K_{esi}$ STATICA/SISMICA VERTICALE	$P_{Ed}$ - STATICA	$P_{Ed}$ - SISMICA	$\Delta_{TOT}$ - STATICA	$\Delta_{TOT}$ - SISMICA
	kN/m	kN/m	kN	kN	mm	mm
<b>PILE CENTRALI</b>	4710	4377000	14900	9300	20	170
<b>PILE LATERALI</b>	4020	3934000	13200	8200	60	190
<b>SPALLE</b>	1540	1494000	4000	2300	80	200

Tabella 5.35. Principali caratteristiche degli isolatori

Si ricorda, infine, che in condizione statica ultima SLU e in esercizio SLE gli isolatori hanno anche il compito di assorbire l'azione di frenatura come riportato al punto 5.2.8. Considerando le rigidezze alla traslazione orizzontale assunte in condizione statica, si ha quanto segue.

$H_{frenatura}$	900.0	kN
$K_{esi}$	80000.0	kN/m
$d_{tot}$	0.01125	m
$H_{isolatori\ pile\ cent.}$	101.3	kN
$H_{isolatori\ pile\ lat.}$	90.0	kN
$H_{isolatori\ spalle}$	33.8	kN

Tabella 5.36. Azioni e spostamenti orizzontali agenti sugli isolatori per l'azione di frenatura

 gruppo Atlantia	<b>VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA</b> <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b> Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro <b>Progetto Definitivo</b> <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>
--	--

L'azione di frenatura però deve essere combinata con il valore “frequente” dei carichi mobili, pertanto è possibile affermare che gli spostamenti in condizione statica riportati in Tabella 5.35 siano corretti in quanto corrispondenti al valore dalla massima azione verticale agente sugli isolatori. Gli isolatori potrebbero subire, in condizione statica, spostamenti maggiori di quelli indicati in Tabella 5.35, ma il carico verticale agente corrispondente sarebbe inferiore a quello riportato nella Tabella stessa.

## 5.16 Giunti e varco strutturale alle spalle

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

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

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi degli spostamenti longitudinali in dilatazione (positivi) ed in contrazione (negativi) e degli scorrimenti trasversali per le combinazioni di carico in condizione sismica SLC, SLV e SLD e per i casi di carico elementare in condizione statica significativi ai fini degli spostamenti orizzontali dei nodi di estremità dell’impalcato.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	U <sub>tot</sub>
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians	mm
47	DT estate	LinStatic	-0.058	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.058
47	DT inverno	LinStatic	0.047	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.047
47	Vento	LinStatic	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
76	DT estate	LinStatic	0.059	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.059
76	DT inverno	LinStatic	-0.048	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.048
76	Vento	LinStatic	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
MAX/MIN (mm)									
			U1	U2	U3	R1	R2	R3	U <sub>tot</sub>
			mm	mm	mm	Rad/1000	Rad/1000	Rad/1000	mm
			58.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	58.9
			-58.0	-0.1	0.0	0.0	0.0	-0.3	0.1

Tabella 5.37. Spostamenti di estremità impalcato per significativi casi di carico in condizione statica

TABLE: Joint Displacements											
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3		U <sub>tot</sub>
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians		mm
47	SLD01	Combination	Max	0.042975	0.010198	-0.00022	0.000012	0.000262	0.000066		0.044
47	SLD01	Combination	Min	-0.04315	-0.0102	-0.00029	-1.2E-05	0.00016	-6.6E-05		0.044
47	SLD02	Combination	Max	0.012891	0.010198	-0.00017	0.000012	0.000332	0.000066		0.016
47	SLD02	Combination	Min	-0.01306	-0.0102	-0.00034	-1.2E-05	0.00009	-6.6E-05		0.017
47	SLD03	Combination	Max	0.012891	0.010198	-0.00017	0.000012	0.000332	0.000066		0.016
47	SLD03	Combination	Min	-0.01306	-0.0102	-0.00034	-1.2E-05	0.00009	-6.6E-05		0.017
47	SLD04	Combination	Max	0.013849	0.010198	-0.00022	0.000012	0.00025	0.000066		0.017
47	SLD04	Combination	Min	-0.07227	-0.0102	-0.0003	-1.2E-05	0.000148	-6.6E-05		0.073
47	SLD05	Combination	Max	-0.01628	0.033994	-0.00023	0.00004	0.000239	0.000219		0.038
47	SLD05	Combination	Min	-0.04214	-0.03399	-0.00029	-0.00004	0.000159	-0.00022		0.054
47	SLD06	Combination	Max	-0.01624	0.010198	-0.00017	0.000012	0.00032	0.000066		0.019
47	SLD06	Combination	Min	-0.04219	-0.0102	-0.00035	-1.2E-05	0.000078	-6.6E-05		0.043
47	SLD07	Combination	Max	0.066805	0.010198	-0.00021	0.000012	0.000272	0.000066		0.068
47	SLD07	Combination	Min	-0.01932	-0.0102	-0.00029	-1.2E-05	0.000169	-6.6E-05		0.022
47	SLD08	Combination	Max	0.036677	0.033994	-0.00022	0.00004	0.00026	0.000219		0.050
47	SLD08	Combination	Min	0.010814	-0.03399	-0.00028	-0.00004	0.000181	-0.00022		0.036
47	SLD09	Combination	Max	0.036721	0.010198	-0.00016	0.000012	0.000341	0.000066		0.038
47	SLD09	Combination	Min	0.010769	-0.0102	-0.00034	-1.2E-05	0.0001	-6.6E-05		0.015
76	SLD01	Combination	Max	0.043172	0.010855	-0.00021	0.000015	-0.00016	0.000063		0.045
76	SLD01	Combination	Min	-0.04298	-0.01086	-0.0003	-1.5E-05	-0.00027	-6.3E-05		0.044
76	SLD02	Combination	Max	0.013077	0.010855	-0.00017	0.000015	-0.00009	0.000063		0.017
76	SLD02	Combination	Min	-0.01288	-0.01086	-0.00034	-1.5E-05	-0.00033	-6.3E-05		0.017
76	SLD03	Combination	Max	0.013077	0.010855	-0.00017	0.000015	-0.00009	0.000063		0.017
76	SLD03	Combination	Min	-0.01288	-0.01086	-0.00034	-1.5E-05	-0.00033	-6.3E-05		0.017
76	SLD04	Combination	Max	0.072758	0.010855	-0.00022	0.000015	-0.00015	0.000063		0.074
76	SLD04	Combination	Min	-0.01339	-0.01086	-0.0003	-1.5E-05	-0.00025	-6.3E-05		0.017
76	SLD05	Combination	Max	0.042619	0.036182	-0.00023	0.000049	-0.00016	0.000209		0.056
76	SLD05	Combination	Min	0.016748	-0.03618	-0.00029	-4.9E-05	-0.00024	-0.00021		0.040
76	SLD06	Combination	Max	0.042664	0.010855	-0.00017	0.000015	-7.8E-05	0.000063		0.044
76	SLD06	Combination	Min	0.016703	-0.01086	-0.00035	-1.5E-05	-0.00032	-6.3E-05		0.020
76	SLD07	Combination	Max	0.018965	0.010855	-0.00021	0.000015	-0.00017	0.000063		0.022
76	SLD07	Combination	Min	-0.06719	-0.01086	-0.00029	-1.5E-05	-0.00028	-6.3E-05		0.068
76	SLD08	Combination	Max	-0.01117	0.036182	-0.00022	0.000049	-0.00018	0.000209		0.038
76	SLD08	Combination	Min	-0.03705	-0.03618	-0.00028	-4.9E-05	-0.00026	-0.00021		0.052
76	SLD09	Combination	Max	-0.01113	0.010855	-0.00016	0.000015	-0.0001	0.000063		0.016
76	SLD09	Combination	Min	-0.03709	-0.01086	-0.00034	-1.5E-05	-0.00034	-6.3E-05		0.039
MAX/MIN (mm)											
				U1	U2	U3	R1	R2	R3		U <sub>tot</sub>
				mm	mm	mm	Rad/1000	Rad/1000	Rad/1000		mm
				72.8	36.2	-0.2	0.0	0.3	0.2		73.6
				-72.3	-36.2	-0.4	0.0	-0.3	-0.2		14.8

Tabella 5.38. Spostamenti di estremità impalcato in condizione sismica SLD





TABLE: Joint Displacements											
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3		U <sub>tot</sub>
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians		mm
47	SLV01	ombinatio	Max	0.139	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000		0.144
47	SLV01	ombinatio	Min	-0.139	-0.037	0.000	0.000	0.000	0.000		0.144
47	SLV02	ombinatio	Max	0.042	0.125	0.000	0.000	0.000	0.000		0.131
47	SLV02	ombinatio	Min	-0.042	-0.125	0.000	0.000	0.000	0.000		0.131
47	SLV03	ombinatio	Max	0.042	0.037	0.000	0.000	0.001	0.000		0.056
47	SLV03	ombinatio	Min	-0.042	-0.037	-0.001	0.000	0.000	0.000		0.056
47	SLV04	ombinatio	Max	0.110	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000		0.116
47	SLV04	ombinatio	Min	-0.169	-0.037	0.000	0.000	0.000	0.000		0.173
47	SLV05	ombinatio	Max	0.012	0.125	0.000	0.000	0.000	0.000		0.125
47	SLV05	ombinatio	Min	-0.071	-0.125	0.000	0.000	0.000	0.000		0.144
47	SLV06	ombinatio	Max	0.013	0.037	0.000	0.000	0.001	0.000		0.039
47	SLV06	ombinatio	Min	-0.071	-0.037	-0.001	0.000	0.000	0.000		0.081
47	SLV07	ombinatio	Max	0.163	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000		0.167
47	SLV07	ombinatio	Min	-0.115	-0.037	0.000	0.000	0.000	0.000		0.121
47	SLV08	ombinatio	Max	0.066	0.125	0.000	0.000	0.000	0.000		0.141
47	SLV08	ombinatio	Min	-0.018	-0.125	0.000	0.000	0.000	0.000		0.126
47	SLV09	ombinatio	Max	0.066	0.037	0.000	0.000	0.001	0.000		0.076
47	SLV09	ombinatio	Min	-0.018	-0.037	-0.001	0.000	0.000	0.000		0.042
76	SLV01	ombinatio	Max	0.139	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000		0.145
76	SLV01	ombinatio	Min	-0.139	-0.038	0.000	0.000	0.000	0.000		0.144
76	SLV02	ombinatio	Max	0.042	0.128	0.000	0.000	0.000	0.000		0.134
76	SLV02	ombinatio	Min	-0.042	-0.128	0.000	0.000	0.000	0.000		0.134
76	SLV03	ombinatio	Max	0.042	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000		0.057
76	SLV03	ombinatio	Min	-0.042	-0.038	-0.001	0.000	-0.001	0.000		0.057
76	SLV04	ombinatio	Max	0.169	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000		0.173
76	SLV04	ombinatio	Min	-0.110	-0.038	0.000	0.000	0.000	0.000		0.116
76	SLV05	ombinatio	Max	0.072	0.128	0.000	0.000	0.000	0.000		0.146
76	SLV05	ombinatio	Min	-0.012	-0.128	0.000	0.000	0.000	0.000		0.128
76	SLV06	ombinatio	Max	0.072	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000		0.081
76	SLV06	ombinatio	Min	-0.012	-0.038	-0.001	0.000	-0.001	0.000		0.040
76	SLV07	ombinatio	Max	0.115	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000		0.121
76	SLV07	ombinatio	Min	-0.163	-0.038	0.000	0.000	0.000	0.000		0.168
76	SLV08	ombinatio	Max	0.018	0.128	0.000	0.000	0.000	0.000		0.129
76	SLV08	ombinatio	Min	-0.066	-0.128	0.000	0.000	0.000	0.000		0.144
76	SLV09	ombinatio	Max	0.018	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000		0.042
76	SLV09	ombinatio	Min	-0.066	-0.038	-0.001	0.000	-0.001	0.000		0.076
MAX/MIN (mm)											
				U1	U2	U3	R1	R2	R3		U <sub>tot</sub>
				mm	mm	mm	Rad/1000	Rad/1000	Rad/1000		mm
				168.9	127.5	0.1	0.1	0.7	0.3		173.2
				-168.7	-127.5	-0.6	-0.1	-0.7	-0.3		39.4


Tabella 5.39. Spostamenti di estremità impalcato in condizione sismica SLV

TABLE: Joint Displacements										
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	U <sub>tot</sub>
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians	mm
47	SLC01	Combinat	Max	0.163	0.044	0.000	0.000	0.000	0.000	0.169
47	SLC01	Combinat	Min	-0.163	-0.044	0.000	0.000	0.000	0.000	0.169
47	SLC02	Combinat	Max	0.049	0.146	0.000	0.000	0.000	0.000	0.154
47	SLC02	Combinat	Min	-0.049	-0.146	0.000	0.000	0.000	0.000	0.154
47	SLC03	Combinat	Max	0.049	0.044	0.000	0.000	0.001	0.000	0.066
47	SLC03	Combinat	Min	-0.049	-0.044	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.066
47	SLC04	Combinat	Max	0.133	0.044	0.000	0.000	0.000	0.000	0.140
47	SLC04	Combinat	Min	-0.192	-0.044	0.000	0.000	0.000	0.000	0.197
47	SLC05	Combinat	Max	0.019	0.146	0.000	0.000	0.000	0.000	0.147
47	SLC05	Combinat	Min	-0.078	-0.146	0.000	0.000	0.000	0.000	0.165
47	SLC06	Combinat	Max	0.020	0.044	0.000	0.000	0.001	0.000	0.048
47	SLC06	Combinat	Min	-0.079	-0.044	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.090
47	SLC07	Combinat	Max	0.187	0.044	0.000	0.000	0.000	0.000	0.192
47	SLC07	Combinat	Min	-0.139	-0.044	0.000	0.000	0.000	0.000	0.146
47	SLC08	Combinat	Max	0.073	0.146	0.000	0.000	0.000	0.000	0.163
47	SLC08	Combinat	Min	-0.025	-0.146	0.000	0.000	0.000	0.000	0.148
47	SLC09	Combinat	Max	0.073	0.044	0.000	0.000	0.001	0.000	0.085
47	SLC09	Combinat	Min	-0.025	-0.044	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.050
76	SLC01	Combinat	Max	0.163	0.045	0.000	0.000	0.000	0.000	0.169
76	SLC01	Combinat	Min	-0.163	-0.045	0.000	0.000	0.000	0.000	0.169
76	SLC02	Combinat	Max	0.049	0.149	0.000	0.000	0.000	0.000	0.157
76	SLC02	Combinat	Min	-0.049	-0.149	0.000	0.000	0.000	0.000	0.157
76	SLC03	Combinat	Max	0.049	0.045	0.000	0.000	0.000	0.000	0.067
76	SLC03	Combinat	Min	-0.049	-0.045	-0.001	0.000	-0.001	0.000	0.066
76	SLC04	Combinat	Max	0.193	0.045	0.000	0.000	0.000	0.000	0.198
76	SLC04	Combinat	Min	-0.133	-0.045	0.000	0.000	0.000	0.000	0.141
76	SLC05	Combinat	Max	0.079	0.149	0.000	0.000	0.000	0.000	0.169
76	SLC05	Combinat	Min	-0.019	-0.149	0.000	0.000	0.000	0.000	0.150
76	SLC06	Combinat	Max	0.079	0.045	0.000	0.000	0.000	0.000	0.091
76	SLC06	Combinat	Min	-0.019	-0.045	-0.001	0.000	-0.001	0.000	0.049
76	SLC07	Combinat	Max	0.139	0.045	0.000	0.000	0.000	0.000	0.146
76	SLC07	Combinat	Min	-0.187	-0.045	0.000	0.000	0.000	0.000	0.192
76	SLC08	Combinat	Max	0.025	0.149	0.000	0.000	0.000	0.000	0.151
76	SLC08	Combinat	Min	-0.073	-0.149	0.000	0.000	0.000	0.000	0.166
76	SLC09	Combinat	Max	0.025	0.045	0.000	0.000	0.000	0.000	0.051
76	SLC09	Combinat	Min	-0.073	-0.045	-0.001	0.000	-0.001	0.000	0.086
				MAX/MIN (mm)						
				U1	U2	U3	R1	R2	R3	U <sub>tot</sub>
				mm	mm	mm	Rad/1000	Rad/1000	Rad/1000	mm
				192.6	149.2	0.2	0.1	0.8	0.4	197.7
				-192.3	-149.2	-0.7	-0.1	-0.8	-0.4	48.0

Tabella 5.40. Spostamenti di estremità impalcato in condizione sismica SLC

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

-  Capacità di spostamento longitudinale: +/- 100 mm;
-  Capacità di scorrimento trasversale: +/- 50 mm;

 gruppo Atlantia	<b>VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA</b> <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b> Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro <b>Progetto Definitivo</b> <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>
--	--

✚ Carrabilità per spostamenti longitudinali: +/- 200 mm;

✚ Carrabilità per scorrimenti trasversali: +/- 160 mm.

Il varco strutturale tra la testata della soletta e il muro frontale di spalla/paraghia sarà non inferiore a 200 mm in modo tale da scongiurare fenomeni di martellamento in caso di sisma violento in condizione ultima SLV.

## 5.17 Dimensionamento pile

Le pile sono costituite da elementi a fusto unico a sezione circolare di diametro pari a 3000 mm e avente altezza netta (estradosso pulvino – estradosso plinto di fondazione) pari a:

✚ Pila 1: H = 9.19 m;

✚ Pila 2: H = 12.52 m;

✚ Pila 3: H = 13.78 m;

✚ Pila 4: H = 9.85 m.

Data la geometria del fusto delle pile è possibile evitare qualsiasi verifica di instabilità in quanto risultano elementi piuttosto tozzi e quindi non sensibili agli effetti di instabilità elastica e agli effetti del second ordine.

### 5.17.1 Verifiche di resistenza in condizione ultima SLU e SLV del fusto

Il fusto delle pile è stato dimensionato eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso-flessione deviata e di taglio in diverse sezioni lungo il fusto. In particolare per la condizione di presso-flessione deviata si è costruito il diagramma resistente Mx-My per il caso di NEd,min e di NEd,max tra tutte le combinazioni di carico in condizione statica e sismica e si sono plottate al loro interno le coppie di sollecitazioni MEd,x-MEd,y fornite dalla combinazione “ENV-SLU” (ottenuta dall’involuppo di tutte le combinazioni in condizione statica) e dalla combinazione “ENV-SLV” (ottenuta dall’involuppo di tutte le combinazioni in condizione sismica). I criteri generali seguiti sono 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 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; tali formulazioni si sono utilizzate per le due direzioni principali in modo separato (longitudinale e trasversale) e la verifica è stata poi eseguita utilizzando il criterio semplificato e cautelativo sotto riportato:

$$V_{Ed,x}/V_{Rd,x} + V_{Ed,y}/V_{Rd,y} \leq 1.$$

Poiché il viadotto è dotato di sistema di protezione sismica non è necessario rispettare i criteri di gerarchia delle resistenze riportati al punto 7.9.5 della normativa NTC08 e nemmeno i riferimenti ai dettagli costruttivi riportati al punto 7.9.6. Il fusto delle pile sarà armato con 100  $\phi 26$  esterni e 50  $\phi 26$  interni, come da seguente Figura.

Verifica C.A. S.L.U. - File: PILA 100+50 f26

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

Titolo : PILA - 100 + 50 f26

Sezione circolare cava

Raggio esterno 150 [cm]  
Raggio interno 0 [cm]  
N° barre uguali 100  
Diametro barre 2.6 [cm]  
Copriferro (baric.) 7.9 [cm]

N° barre 50 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.31	0	136.9
2	5.31	17.16	135.82
3	5.31	34.05	132.6
4	5.31	50.4	127.29
5	5.31	65.95	119.97
6	5.31	80.47	110.75

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

Diagramma della sezione circolare cava con coordinate dei punti.

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura

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

Tipo flessione  
☐ Retta ☒ Deviata

Vertici: 50 N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro  $\theta^\circ$  0

☐ Precompresso

Materiali

B450C C30/37

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  17 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11.5 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6933 N/mm²  
 $\tau_{c1}$  2.029 N/mm²

Figura 5.36: Caratteristiche geometriche della sezione del fusto pila

Nelle seguenti tabelle si riportano i valori massimi e minimi delle sei sollecitazioni agenti tra tutte le sezioni di tutte le pile indagate (P indica l'azione assiale ed è positiva se di trazione, M2 indica il momento flettente trasversale avente asse vettore longitudinale al viadotto, M3 indica il momento flettente longitudinale avente asse vettore trasversale al viadotto, V2 e V3 le azioni di taglio in direzione longitudinale e trasversale e T il momento torcente).

	CONDIZIONE STATICA SLU					
	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
MIN	-14366.5	799.2	974.6	140.1	9019.6	8392.0
MAX	-31243.7	-803.4	-3040.2	-125.3	-47385.4	-7632.6

Tabella 5.41: Massime e minime sollecitazioni per i fusti pile in condizione statica slu

	CONDIZIONE SISMICA SLV					
	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
MIN	-13097.1	2105.6	2335.5	44.0	26491.2	24101.0
MAX	-20785.3	-2127.9	-2335.5	-44.0	-26491.2	-24548.6

Tabella 5.42: Massime e minime sollecitazioni per i fusti pile in condizione sismica SLV

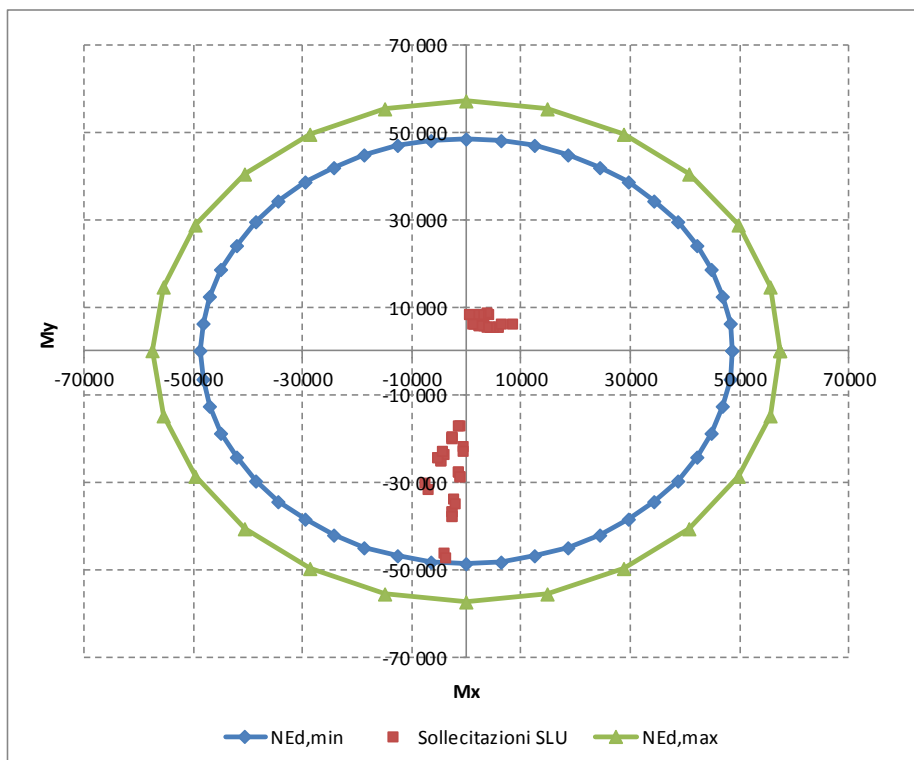


Figura 5.37: Verifica a presso-flessione deviata in condizione statica SLU

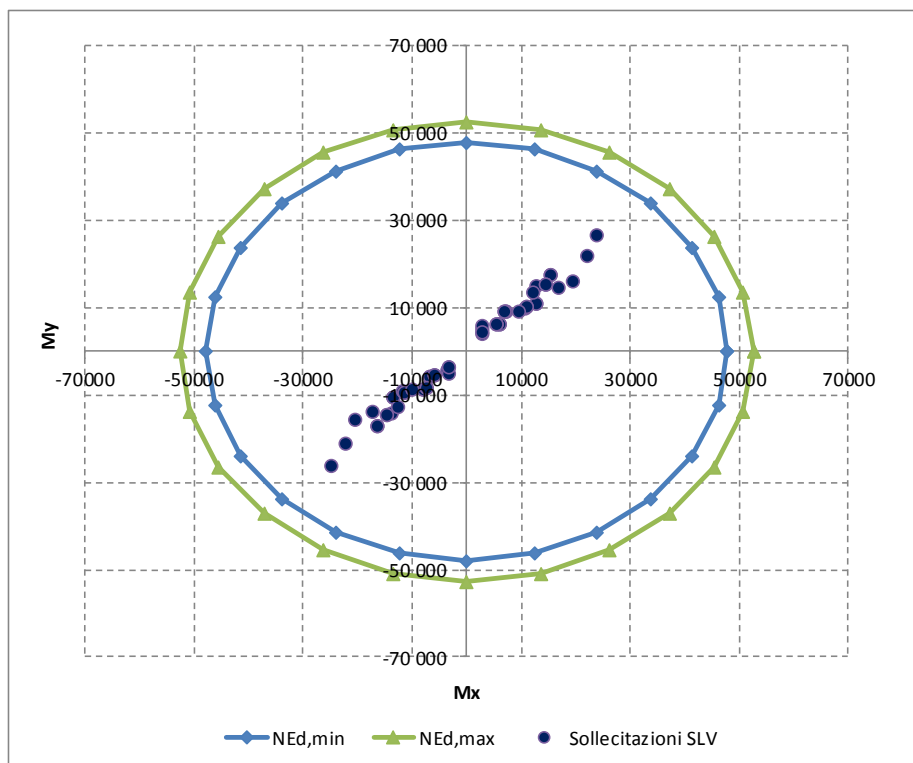



Figura 5.38: Verifica a presso-flessione deviata in condizione sismica SLV

Per quanto riguarda la verifica alle azioni taglianti, 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 e assumendo l'altezza utile della sezione secondo il criterio riportato al punto 7.9.5.2.2 delle NTC08 si avrebbe quanto segue (si ipotizza che circa il 50% dell'armatura longitudinale sia tesa e si considera l'azione assiale minima).

 gruppo Atlantia	<b>VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA</b> <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b> Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro <b>Progetto Definitivo</b> <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>
--	--

Dati		
b (mm)	3000.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	2455.0	altezza della sezione
d (mm)	2300.0	altezza utile
$f_{ck}$ (MPa)	32.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
$f_{yd}$ (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
$f_{cd}$ (MPa)	18.13	resistenza di progetto del calcestruzzo
$f'_{cd}$ (MPa)	9.07	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
$A_{sl}$ (mmq)	39825.0	armatura longitudinale
k	1.29	fattore di ingranamento
$\sigma_{min}$	0.29	tensione resistente minima
$\sigma_l$	0.0058	rapporto geom. di armatura longit.
$N_{Ed}$ (N)	13095000.0	sforzo di compressione di progetto nella sezione
$\sigma_{cp}$ (MPa)	1.78	tensione media di compressione nella sezione
$\alpha_c$	1.00	coefficiente maggiorativo
<b>Resist. a taglio dell'elemento non armato e armatura minima</b>		
$V_{Rd}$ (KN)	4674.3	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Tabella 5.43: Resistenza a taglio del fusto pila in assenza di armatura apposita

Considerando cautelativamente il criterio lineare sopra esposto, il caso maggiormente vincolante per la condizione statica e sismica è riportato sotto.



VERIFICA A TAGLIO	
CONDIZIONE STATICA	CONDIZIONE SISMICA
$V_{Ed2}/V_{Rd,2} + V_{Ed3}/V_{Rd3}$	$V_{Ed2}/V_{Rd,2} + V_{Ed3}/V_{Rd3}$
<b>0.66</b>	<b>0.95</b>

Tabella 5.44: Verifica di resistenza a taglio

La verifica alle azioni di taglio risulta soddisfatta anche in assenza di apposita armatura trasversale; si prevede in ogni caso un'armatura costituita da staffe circolari di diametro pari a 16 mm con interasse di 200 mm che risulta superiore a quella minima richiesta dalla normativa NTC08 per i pilastri in c.a. in condizione statica.

### 5.17.2 Verifiche a fessurazione del fusto

La verifica a fessurazione è stata eseguita limitando la tensione massima di trazione nelle barre di armatura nel fusto pile in funzione al loro diametro e all'ampiezza massima delle fessure accettabile. Al riguardo si fa riferimento alla condizione ambientale "aggressiva" (classe di esposizione "XF2") e ad armatura poco sensibili, ottenendo i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

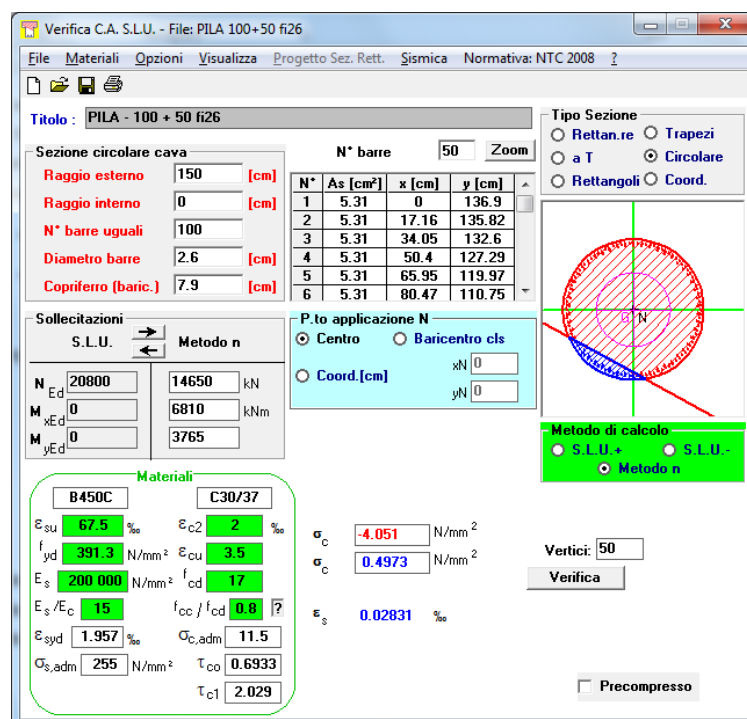
-  Combinazione frequente:  $w_2 = 0.3 \text{ mm}$
-  Combinazione quasi permanente:  $w_1 = 0.2 \text{ mm}$ .

Si riportano le sollecitazioni massime e minime tra tutte le sezioni di tutte le pile indagate.

	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
<b>MAX</b>	-14653.4	358.6	517.5	36.2	5010.9	3764.8
<b>MIN</b>	-22028.0	-323.9	-399.2	-28.1	-6812.4	-3400.7

Tabella 5.45: Massimi e minimi valori delle sollecitazioni del fusto pile in combinazione "frequente"

A favore di sicurezza si riporta il calcolo della massima tensione di trazione nel conglomerato cementizio in ipotesi di sezioni interamente reagente considerando i massimi valori (in valore assoluto) dei momenti flettenti e il minimo valore di compressione.



**Verifica C.A. S.L.U. - File: PILA 100+50 fi26**

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

**Titolo:** PILA - 100 + 50 fi26

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 150 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 100  
 Diametro barre: 2.6 [cm]  
 Copriferro (baric.): 7.9 [cm]

**N° barre:** 50 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.31	0	136.9
2	5.31	17.16	135.82
3	5.31	34.05	132.6
4	5.31	50.4	127.29
5	5.31	65.95	119.97
6	5.31	80.47	110.75

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 20800 14650 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 6810 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 3765 kNm

**Materiali**

B450C C30/37

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200 000 N/mm²  $f_{cd}$ : 17 N/mm²  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 11.5 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm²  $\tau_{co}$ : 0.6933 N/mm²  
 $\tau_{c1}$ : 2.029 N/mm²

**P.to applicazione N**

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

**Metodo di calcolo**

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

$\sigma_c$ : -4.051 N/mm²  
 $\sigma_c$ : 0.4973 N/mm²  
 $\epsilon_s$ : 0.02831 ‰

Vertici: 50 Verifica

Precompresso

Figura 5.39: Massima tensione di trazione nel cls del fusto pila in condizione SLE



Poiché la massima tensione di trazione nel conglomerato risulta essere inferiore alla tensione di progetto per lo stato limite di formazione delle fessure, si ha che le verifiche a fessurazione risultano automaticamente soddisfatte:

$$\sigma_{t,max} = 0.50 < \sigma_t = f_{ctm}/1.2 = 2.52 \text{ MPa.}$$

### 5.17.3 Verifiche di resistenza in condizione ultima SLU del pulvino

La verifica di resistenza (a flessione retta e a taglio) del pulvino è stata eseguita valutando lo stato di sollecitazione nella sezione all’attacco col fusto pila ipotizzando uno schema a mensola snella. Vista però la geometria a sezione variabile e la forma piuttosto tozza, si è preferito verificare l’elemento anche con uno schema a tirante-puntone tipico dei corpi tozzi.

#### Verifica a mensola snella

Le massime sollecitazioni agenti in condizione statica SLU (la condizione sismica SLV risulta meno gravosa) sulla sezione di verifica all’interfaccia col fusto pila, sono riportate nella Tabella seguente in cui si indica con P l’azione assiale (positiva se di trazione), con V2 e V3 le azioni di tagli rispettivamente orizzontale e verticale, M2 e M3 i momenti flettenti di asse vettore verticale e orizzontale e con T il momento torcente.

	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
<b>MAX</b>	-14.7	15547.7	408.1	733.7	1497.0	41.0
<b>MIN</b>	-3876.7	5580.3	-407.0	-731.8	-1500.9	-50801.8

*Tabella 5.46: Massime sollecitazioni agenti sul pulvino*

La seguente Figura riporta la verifica di resistenza a flessione (si trascura a favore di sicurezza l’azione assiale) ipotizzando di armare l’estradosso del pulvino con 5 strati di 20  $\phi$ 30 mm.

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

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

TITOLO : Pulvino

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 5 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	240	260	1	141.37	9.3
			2	141.37	19.3
			3	141.37	29.3
			4	141.37	39.3
			5	141.37	49.3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C30/37

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11.5  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6933  
 $\tau_{c1}$  2.029

M<sub>xRd</sub> -54 173 kN m  
 $\sigma_c$  -17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  6.98 ‰  
d 250.7 cm  
x 83.73 x/d 0.334  
 $\delta$  0.8575

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

Figura 5.40: Verifica di resistenza a flessione del pulvino a mensola snella

La verifica risulta soddisfatta in quanto  $M_{Ed} < M_{Rd}$ .

Per quanto attiene alla verifica a taglio si ha quanto segue (si considera la sezione in asse agli isolatori sismici in quanto di altezza minore e soggetta alla medesima azione tagliante della sezione all'attacco al fusto pila).

VERIFICHE SLU TAGLIO		
Dati		
b (mm)	2400.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	1550.0	altezza della sezione
d (mm)	1457.0	altezza utile
f <sub>ck</sub> (MPa)	35.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f <sub>yd</sub> (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f <sub>cd</sub> (MPa)	19.83	resistenza di progetto del calcestruzzo
f' <sub>cd</sub> (MPa)	9.92	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A <sub>sl</sub> (mmq)	67167.0	armatura longitudinale
k	1.37	fattore di ingranamento
σ <sub>min</sub>	0.33	tensione resistente minima
σ <sub>l</sub>	0.0182	rapporto geom. di armatura longit.
N <sub>Ed</sub> (N)	0.0	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ <sub>cp</sub> (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
α <sub>c</sub>	1.00	coefficiente maggiorativo
<b>Resist. a taglio dell'elemento non armato e armatura minima</b>		
V <sub>Rd</sub> (KN)	2296.8	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

*Tabella 5.47: Verifica a taglio pulvino a mensola snella*

Dal momento che  $V_{Ed} > V_{Rd}$  è necessario prevedere apposita armatura a taglio. Armandolo il pulvino con 6 staffe a 2 bracci  $\phi 16$ mm ad interasse di 150 mm e considerando secondo il punto 4.1.2.1.3.3 delle NTC08 che il carico è applicato ad una distanza dalla sezione di attacco alla pila inferiore a  $2d$  (con "d" altezza utile della sezione di attacco al fusto pila), si ha quanto segue (cautelativamente senza riduzione del rapporto  $a_v/2d$  con  $a_v = 3300$  mm distanza tra punto di applicazione del carico e sezione di attacco al fusto pila):

$$V_{Rd} = 0.75 \cdot (3300) / 150 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 201 \cdot 391 / 1000 = 15561.0 \text{ kN} > V_{Ed}.$$

Vale poi (relazione 4.1.25 al punto 4.1.2.1.3.3 delle NTC08):

$$V_{Ed} < 0.5 \cdot b \cdot d \cdot 0.5 \cdot f_{cd} = 29865.0 \text{ kN}.$$

### **Verifica a mensola tozza**

La verifica di resistenza a mensola tozza è svolta secondo le indicazioni riportate al punto C4.1.2.1.5 della C.M. 617/2009 adottando il solo meccanismo resistente con tirante orizzontale e puntone inclinato.

Si riportano le valutazioni numeriche.

DIMENSIONAMENTO "C.M. 617/2009" MENSOLA TOZZA			
Modello A			
GRANDEZZA	VALORE	UdM	NOTE
$f_{ck}$	32.0	MPa	Resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cd}$	18.13	MPa	Resistenza di progetto a compressione del cls
$\sigma_{1Rd,max}$	15.05	MPa	Resistenza per nodi solo compressi
$\sigma_{2Rd,max}$	10.61	MPa	Resistenza per nodi compressi e tesi in una direzione
$f_{yd}$	390.0	MPa	Resistenza di progetto a trazione delle barre di armatura
$V_{Ed}$	15548.0	kN	Azione verticale agente
$H_{Ed}$	0.0	kN	Azione orizzontale agente
$\alpha$	0.000	rad	Angolo di inclinazione del carico rispetto alla verticale
$h_c$	2850	mm	Altezza mensola
$d'$	300	mm	Distanza baricentro armatura orizzontale dal bordo teso
$d$	2550	mm	Altezza utile mensola
$a_c$	3300	mm	Distanza punto di applicazione del carico dallo spiccato mensola
$s$	200	mm	Spessore baggiolo
$c'$	1500	mm	Larghezza baggiolo
$c$	1500	mm	Lunghezza baggiolo
$b$	2400	mm	Larghezza della mensola
$z$	2295	mm	Braccio della coppia interna assunto
$a_5$	1020	mm	Larghezza del puntone verticale
$a_1$	1500	mm	Larghezza su cui agisce il carico
$e$	0	mm	Distanza orizzontale dall'asse baggiolo al nodo 1
$a'$	3810	mm	Distanza orizzontale dal nodo 1 al nodo 2
$\psi$	0.542	rad	Inclinazione del puntone compresso sull'orizzontale
$\beta$	0.381	rad	
$F_{t,Ed}$	25811.7	kN	Azione di trazione longitudinale
$A_{s,min}$	661.84	cmq	Area minima di armatura longitudinale in estradosso
$\phi_{medio}$	30	mm	Diametro medio delle barre longitudinali in estradosso
$N_{min}^{\circ}$	94	-	Numero minimo di barre longitudinali in estradosso
$A_{s,adottata}$	706.85	cmq	Verifica soddisfatta
$F_{c,2,Ed}$	30132.8	kN	Azione di compressione nel puntone in cls
$F_{c,Rd}$	22904.7	kN	Resistenza a compressione del puntone inclinato in cls
$c$	1.5	-	1.0 per sbalzi di piastre senza staffatura e 1.5 per sbalzi di travi con staffatura
$V_{c,Rd}$	17727.6	kN	Verifica soddisfatta
$A_{s,max}$	754.62	cmq	L'armatura adottata è idonea

Tabella 5.48: Verifica pulvino a mensola tozza

Per valutare l'armatura trasversale si adotta quanto prescritto in UNI EN 1992-1-1 per il caso in cui la distanza tra la sezione di incastro della mensola e il punto di applicazione del carico sia maggiore di metà altezza della mensola all'incastro; si adotta come armatura 6 staffe a 2 bracci  $\phi 16\text{mm}$  ad interasse di 150 mm.

<b><i>DIMENSIONAMENTO ARMATURA SECONDARIA VERTICALE PER CASI <math>a &gt; h_c/2</math></i></b>			
$F_{wd}$	12025.1	kN	Azione di trazione nel tirante verticale
$A_{sw,min}$	308.34	cmq	Area minima da calcolo di armatura secondaria verticale
$A_{sw,min}$	199.33	cmq	Area minima da EC2 di armatura secondaria verticale
$\phi_{medio}$	16	mm	Diametro medio delle barre verticali
$N^\circ$	288	-	Numero di barre verticali
$A_{sw,adottata}$	578.76	cmq	<b>Verifica soddisfatta</b>

*Tabella 5.49: Armatura secondaria verticale pulvino a mensola tozza*

## 6 DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: LASTRA PREDALLE

Si riporta nei punti seguenti il dimensionamento delle lastre prefabbricate predalle costituite da un fondello in conglomerato cementizio avente spessore pari a 60 mm e armate con tralicci realizzati con barre da c.a. saldate tra loro (corrente superiore, corrente inferiore e barre diagonali). Le lastre predalle sono interrotte in corrispondenza della trave rompitratta, vista la larghezza dell'impalcato. In corrispondenza delle travi metalliche principali il fondello in calcestruzzo viene interrotto, mentre sono continui i tralicci metallici di armatura; ovviamente la disposizione dei tralicci non dovrà essere interferente con quella dei pioli saldati alle ali superiori delle travi.

Il ricoprimento netto delle armature è previsto pari a 25 mm secondo le indicazioni riportate in Appendice A alla normativa UNI EN 133369:2004 (ambiente molto aggressivo "E", classe del conglomerato C35/45).

### 6.1 Premessa, analisi dei carichi e combinazioni di carico

La soletta di impalcato presenta una sezione trasversale caratterizzata da 2 campate centrali ( $L = 4.45$  m) e due sbalzi terminali ( $L = 3.20$  m) per una larghezza complessiva di 15.30 m.

Le lastre predalle vengono dimensionate per la fase di getto della soletta. Dal punto di vista esecutivo, per ovviare a problemi di dimensionamento degli sbalzi, si prevede di effettuare un getto suddiviso in due fasi:

- ✚ Fase 1 – Getto delle campate centrali e delle sola porzione di sbalzo adiacente alle piattabande della trave metallica per una larghezza di 1.50 m (misurata da asse anima trave metallica);
- ✚ Fase 2 – A getto di prima fase indurito, montaggio della veletta di bordo e getto della rimanente porzione di sbalzo (larghezza 1.70 m).

Si ipotizza che il getto dei cordoli laterali venga eseguito in una fase ancora successiva, una volta che la soletta di spessore pari a 0.30 m sia già sufficientemente indurita e quindi resistente e rigida.

Per le lastre predalle si prevedono moduli da 240 cm di spessore 60 mm armati con 4 tralicci, ognuno di essi costituito da due barre longitudinali inferiori  $\phi_i = 16$  mm ed una superiore  $\phi_s = 20$  mm e da una doppia staffatura continua  $d_s = 10$  mm/200 (vedi schema di seguito riportato). Per il singolo traliccio si prevede un'altezza complessiva ("fuori tutto") di 200 mm. La lastra predalle sarà poi munita di una rete metallica elettrosaldata posizionata immediatamente al di sotto dei tralicci metallici.

In corrispondenza degli appoggi costituiti dalle piattabande superiori delle travi metalliche si prevede la continuità dei tralicci a cavallo delle piattabande stesse.

Le caratteristiche geometriche assunte per il traliccio sono le seguenti.

### VISTA TRALICCIO

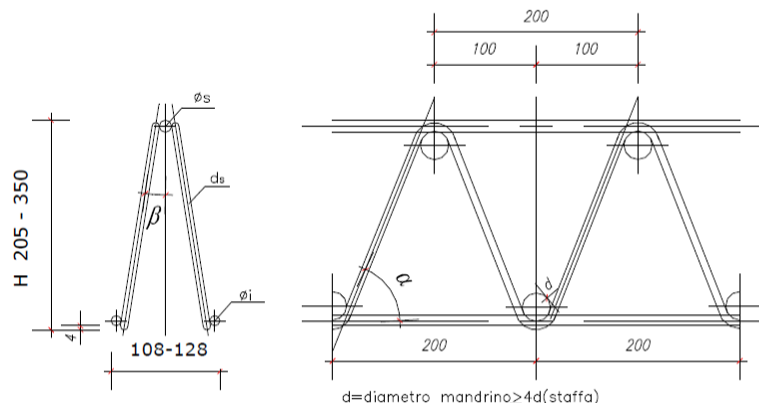


Figura 6.1: Schema tipologico del traliccio di armatura

Spessore fondello in cls	60	mm
Numero tralici a lastra	4	-
Altezza fuori tutto del traliccio	200	mm
Diametro barre superiori	20	mm
Diametro barre inferiori	16	mm
Diametro barre diagonali	10	mm
Passo barre diagonali in direzione longitudinale	200	mm
Distanza barre inferiori in direzione trasversale	110	mm
Angolo barre diagonali-orizzontale piano longitudinale	1.068	rad
Angolo barre diagonali-verticale piano trasversale	0.147	rad
Spessore del getto in cls	240	mm
Distanza verticale tra le armature superiore e inferiore	182	mm

Tabella 6.1. Geometria lastra predalle


I carichi agenti sono di seguito elencati.


Carichi agenti		
PL - Peso proprio lastra (25 kN/mc)	3.60	kN/m
PG - Peso del getto in cls (26 kN/mc)	14.98	kN/m
SC - Sovraccarico variabile costruzione (1.0 kPa)	2.40	kN/m
PN - Peso pannello chiusura ferma getto (0.20 kN/m)	0.48	kN

Tabella 6.2. Carichi agenti sulla lastra predalle

I carichi per le due fasi di costruttive sono fattorizzati secondo le seguenti combinazioni:


🌈 Fase 1 SLU:  $1.35 \cdot PL + 1.35 \cdot PG1 + 1.50 \cdot SC + 1.35 \cdot PN$ ;

 gruppo Atlantia	<b>VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA</b> <b>NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</b> Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro <b>Progetto Definitivo</b> <b>RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>
--	--

 Fase 2 SLU:  $1.35 \cdot PG2 + 1.50 \cdot SC + 1.35 \cdot PN$ .

dove con "PG1" e "PG2" si indica rispettivamente il peso della soletta fluida agente in fase 1 e in fase 2.

Le deformazioni verticali residue saranno calcolate con riferimento ai seguenti carichi:

  $PL + PG1 + PG2 + PN$ .

## 6.2 Modelli di calcolo

Si sono realizzati due differenti modelli di calcolo agli elementi finiti tramite il programma SAP2000 Advanced v.18.1.1: un modello per analizzare la fase 1 e un modello per la fase 2. La lastra predalle è modellata assegnando ai corrispondenti elementi frames **un momento d'inerzia corrispondente ai soli correnti longitudinali superiori ed inferiori dei tralicci** ( $J_{id} = 36172 \text{ cm}^4$ , vedi tabella seguente).

Momento d'inerzia di un singolo traliccio					
	$\phi$ (diametro)	Area	Quota rispetto a G	$J_x$	$J_{xG}$
	mm	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>
$\phi_{sup}$	20	3.14	10.22	0.785	328.92
$\phi_{inf}$	16	2.01	7.98	0.322	128.36
$\phi_{inf}$	16	2.01	7.98	0.322	128.36
				<b>TOT</b>	<b>585.64 cm<sup>4</sup></b>
Momento d'inerzia di 8 tralicci omogenizzato:					
		$J_{id} = 4 \times 585.64 \times 15 = \mathbf{35138 \text{ cm}^4}$			

Tabella 6.3. Caratteristiche statiche dei tralicci

Nel modello di calcolo realizzato per la fase 2, la porzione di soletta gettata in fase 1 (e pertanto già indurita) è modellata assegnando ai corrispondenti elementi monodimensionali "frames" la sezione della soletta definitiva ( $h = 30 \text{ cm}$ ). Nei modelli di calcolo sviluppati si esegue l'analisi di una sola lastra predalle grazie alla simmetria dell'impalcato.



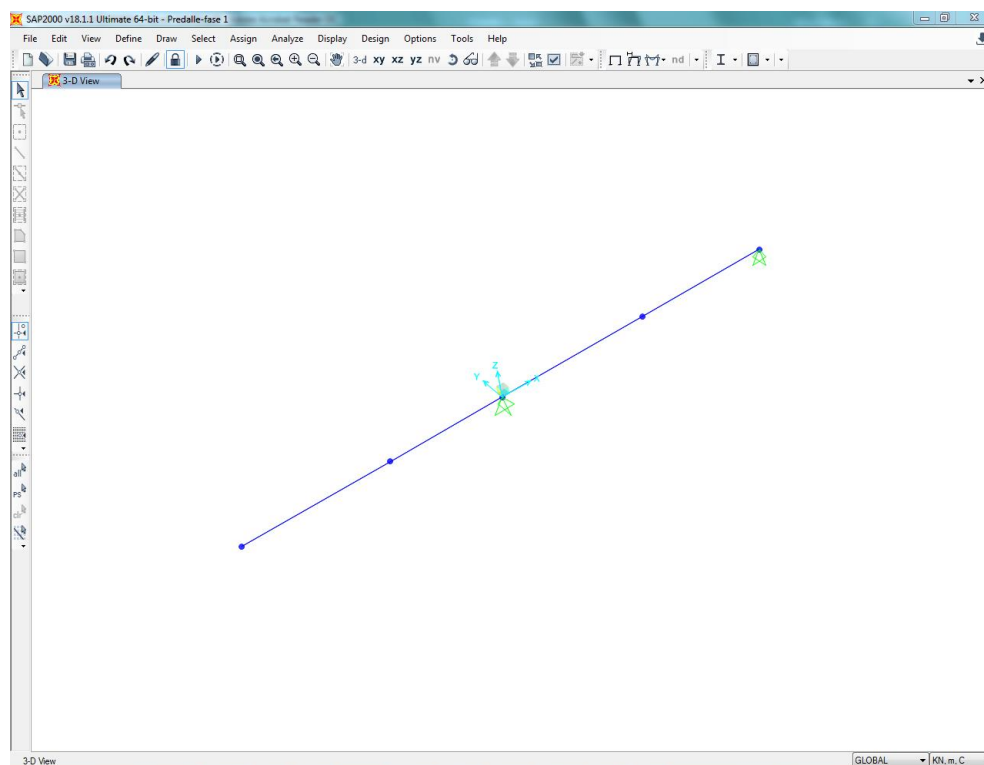


Figura 6.2: Modello di calcolo fase 1

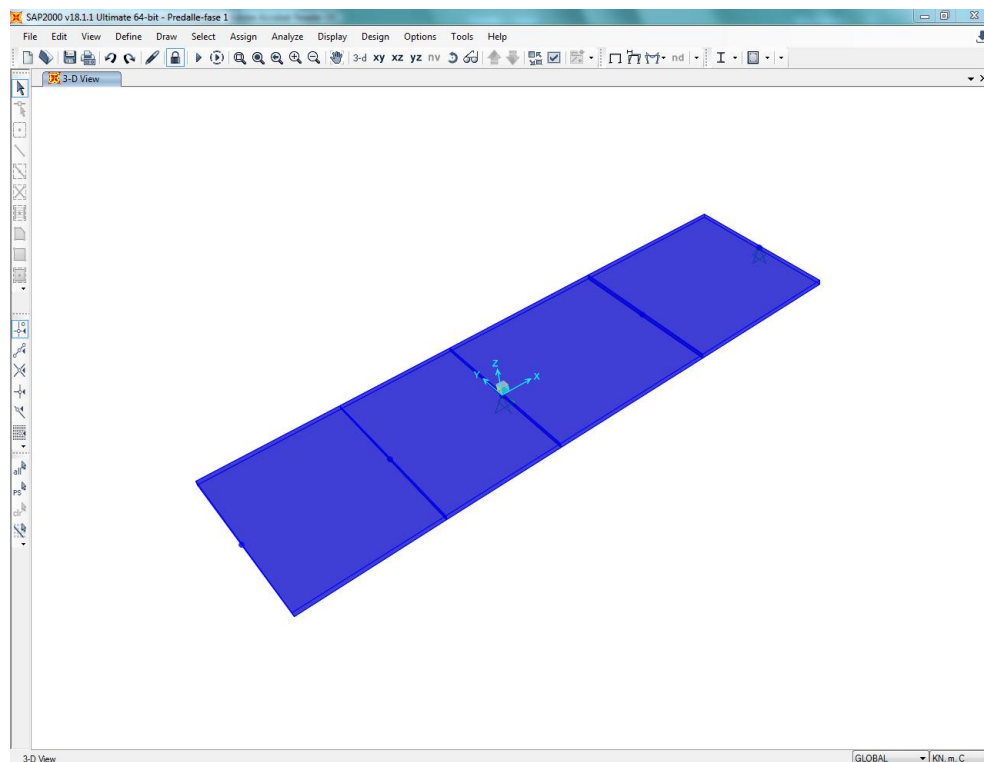


Figura 6.3: Modello di calcolo fase 1 con ingombro solido

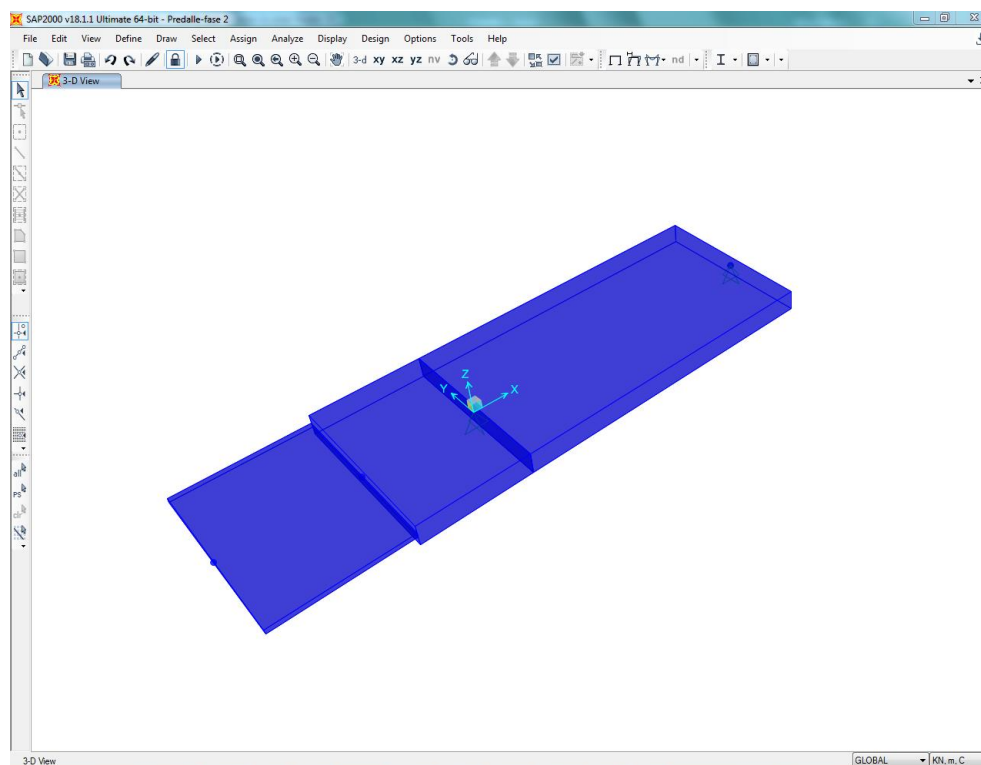


Figura 6.4: Modello di calcolo fase 2 con ingombro solido

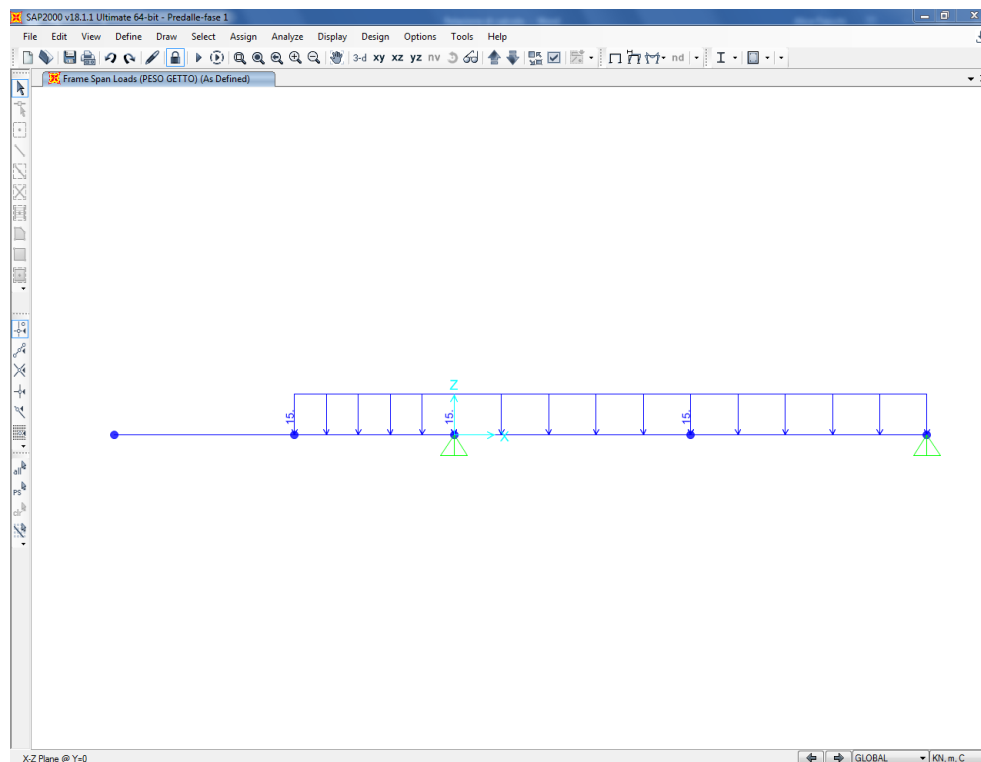


Figura 6.5: Peso del getto della soletta fase 1

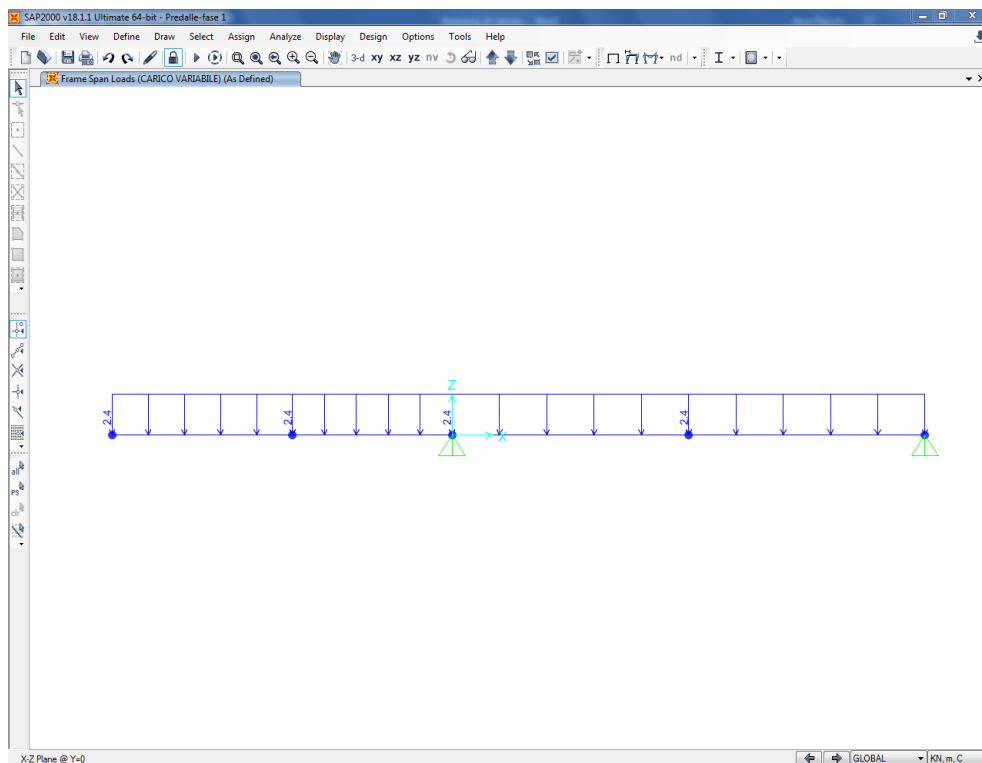


Figura 6.6: Sovraccarico variabile fase 1

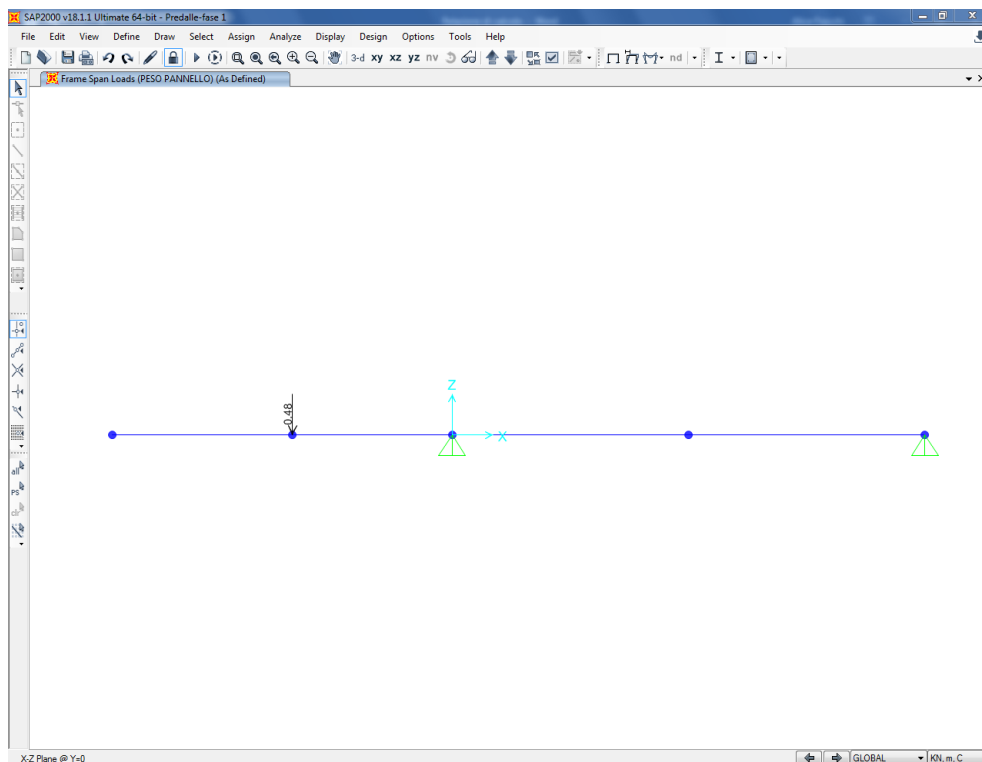


Figura 6.7: Peso pannello ferma-getto fase 1

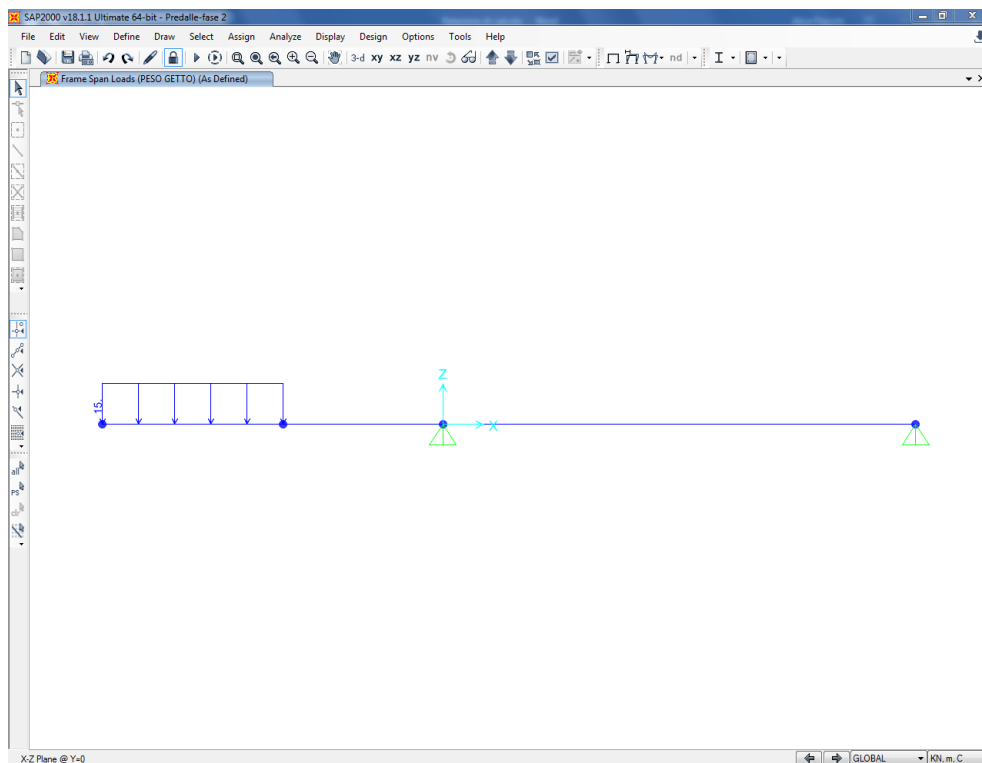


Figura 6.8: peso getto della soletta fase 2

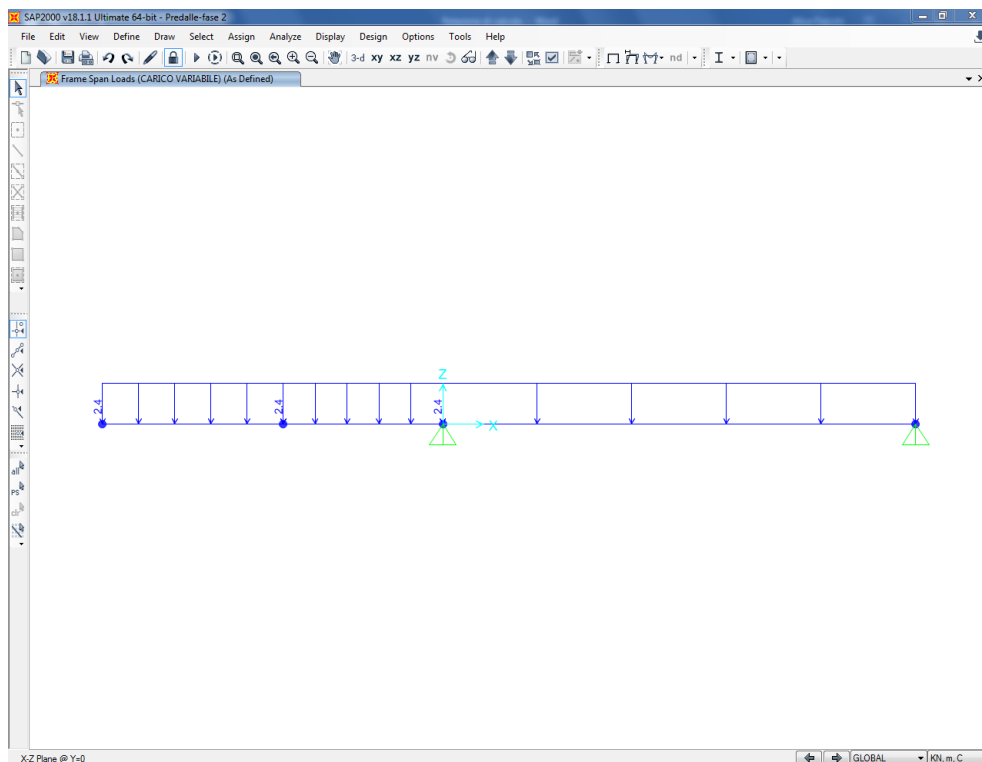


Figura 6.9: Sovraccarico variabile fase 2

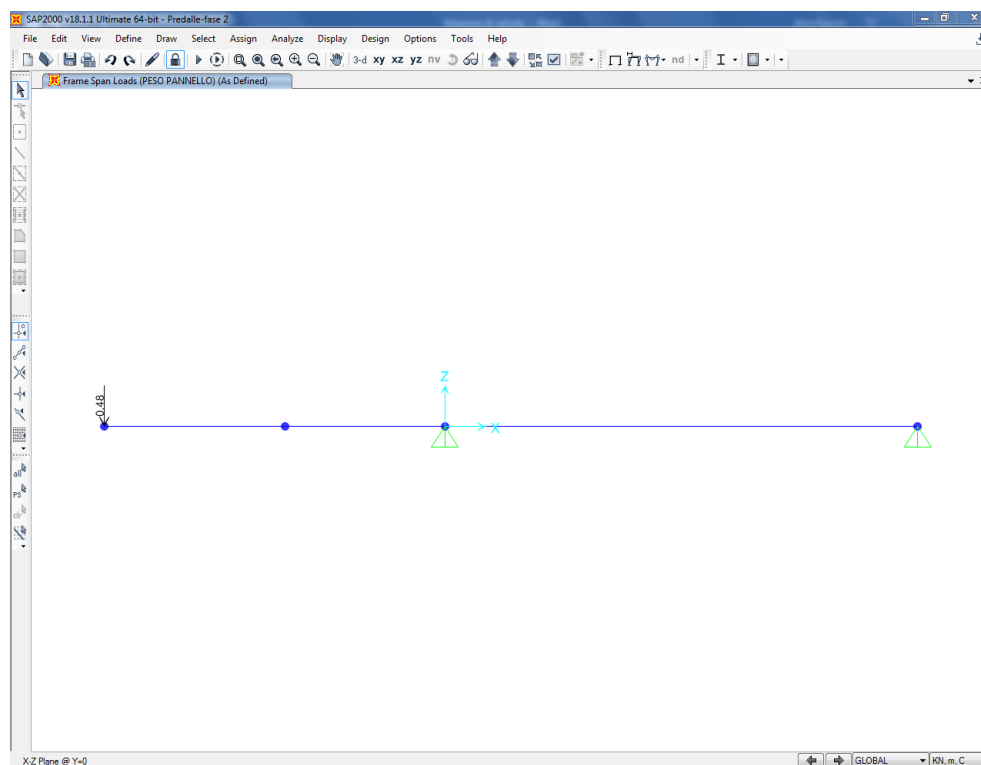


Figura 6.10: Peso pannello ferma-getto fase 2

### 6.3 Sollecitazioni di progetto

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

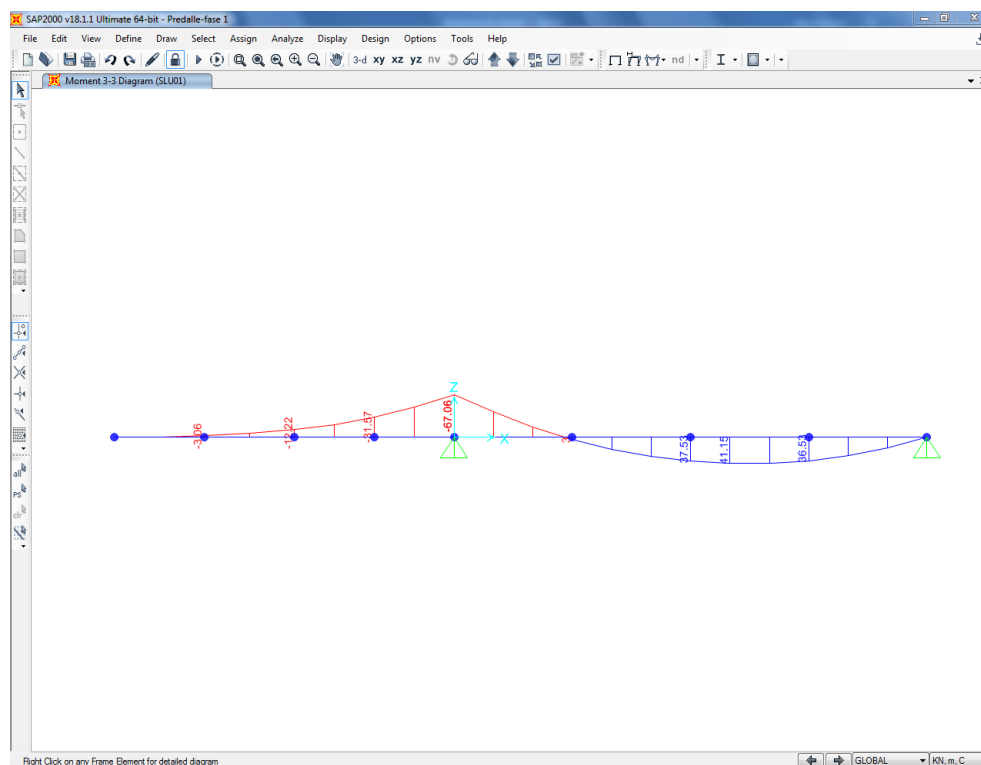


Figura 6.11: Momento flettente – fase 1

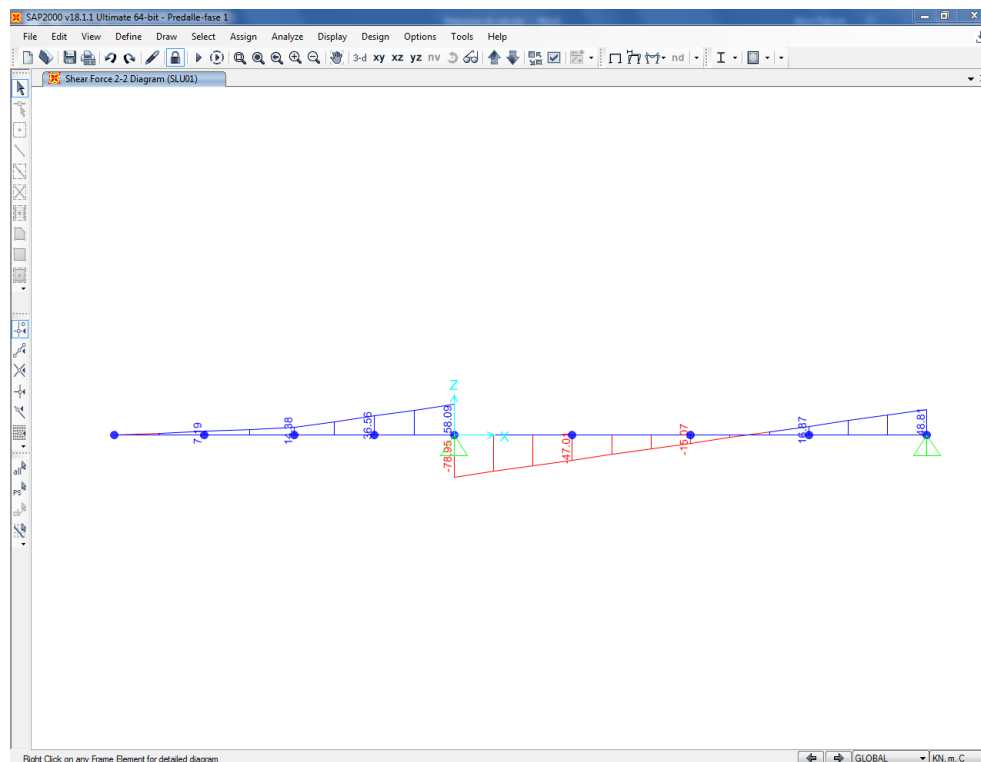


Figura 6.12: Azione tagliante – fase 1

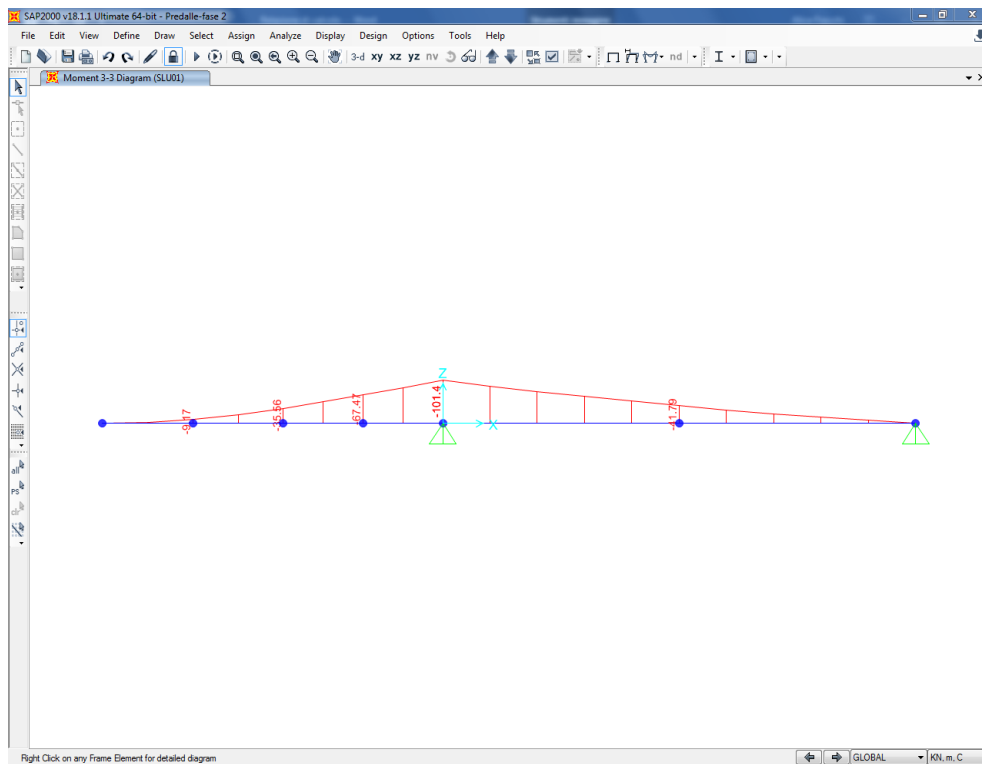
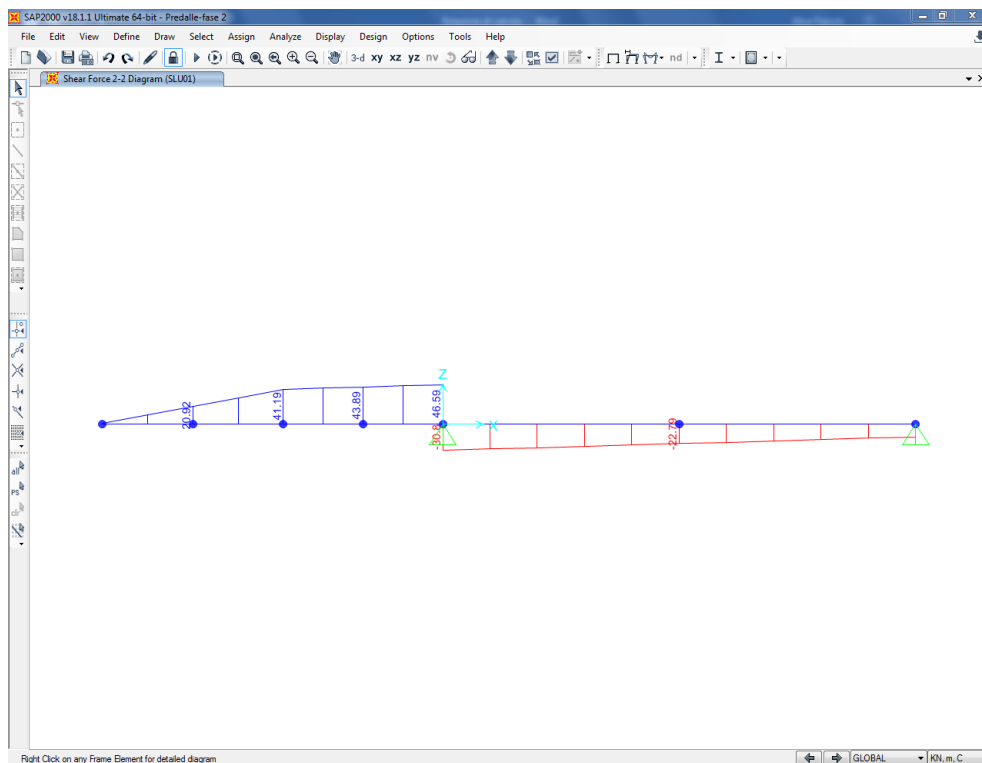



Figura 6.13: Momento flettente – fase 2



 gruppo Atlantia	VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
--	--

*Figura 6.14: Azione tagliante – fase 2*

## 6.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

In seguito si riportano le elaborazioni relative alle verifiche di sicurezza delle lastre predalle previste in progetto.

### 6.4.1 *Verifica a momento negativo in corrispondenza dell'appoggio laterale*

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 di fase 1.



SEZIONE APPOGGIO LATERALE		
SOLLECITAZIONI FASE 1		
<b>Verifica barre inferiori</b>		
$M_{Ed}$	68.0	kNm
$N_{Ed}$	46.7	kN
$L_0$	200	mm
$\phi$	16	mm
$A$	201	mmq
$I$	3217	mm <sup>4</sup>
$f_{yk}$	450	N/mmq
$N_{cr}$	166.69	kN
$\lambda$	0.74	-
$\phi$	0.90	-
$\chi$	0.70	-
$\gamma_s$	1.15	-
$N_{b,Rd}$	55.2	kN
<b>Verifica barre superiori</b>		
$M_{Ed}$	68.0	kNm
$N_{Ed}$	93.4	kN
$L_0$	1	mm
$\phi$	20	mm
$A$	314	mmq
$I$	7854	mm <sup>4</sup>
$f_{yk}$	450	N/mmq
$N_{cr}$	16278295.3	kN
$\lambda$	0.00	-
$\phi$	0.45	-
$\chi$	1.00	-
$\gamma_s$	1.15	-
$N_{Rd}$	122.9	kN

Tabella 6.4. Verifiche sicurezza sezione appoggio laterale

#### 6.4.2 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 dal modello di fase 1.

SEZIONE CAMPATA SOLLECITAZIONI FASE 1		
<b>Verifica barre inferiori</b>		
$M_{Ed}$	41.0	kNm
$N_{Ed}$	28.2	kN
$L_0$	1	mm
$\phi$	16	mm
$A$	201	mmq
$I$	3217	mm <sup>4</sup>
$f_{yk}$	450	N/mmq
$N_{cr}$	6667589.74	kN
$\lambda$	0.00	-
$\phi$	0.45	-
$\chi$	1.00	-
$\gamma_s$	1.15	-
$N_{b,Rd}$	78.7	kN
<b>Verifica barre superiori</b>		
$M_{Ed}$	41.0	kNm
$N_{Ed}$	51.3	kN
$L_0$	200	mm
$\phi$	20	mm
$A$	314	mmq
$I$	7854	mm <sup>4</sup>
$f_{yk}$	450	N/mmq
$N_{cr}$	407.0	kN
$\lambda$	0.59	-
$\phi$	0.77	-
$\chi$	0.79	-
$\gamma_s$	1.15	-
$N_{Rd}$	97.3	kN

Tabella 6.5. Verifiche sicurezza sezione in campata

#### 6.4.3 Verifica a momento negativo in corrispondenza della sezione di ripresa di getto

La sezione esaminata è quella maggiormente sollecitata in seconda fase: le sollecitazioni derivano dalla somma di quelle agenti in fase 1 con quelle agenti in fase 2.

SEZIONE RIPRESA GETTO SOLLECITAZIONI FASE 1 + FASE 2		
<b>Verifica barre inferiori</b>		
$M_{Ed}$	48.0	kNm
$N_{Ed}$	33.0	kN
$L_0$	1	mm
$\phi$	16	mm
$A$	201	mmq
$I$	3217	mm <sup>4</sup>
$f_{yk}$	450	N/mmq
$N_{cr}$	6667589.74	kN
$\lambda$	0.00	-
$\phi$	0.45	-
$\chi$	1.00	-
$\gamma_s$	1.15	-
$N_{c,Rd}$	78.7	kN
<b>Verifica barre superiori</b>		
$M_{Ed}$	48.0	kNm
$N_{Ed}$	65.9	kN
$L_0$	1	mm
$\phi$	20	mm
$A$	314	mmq
$I$	7854	mm <sup>4</sup>
$f_{yk}$	450	N/mmq
$N_{cr}$	16278295.3	kN
$\lambda$	0.00	-
$\phi$	0.45	-
$\chi$	1.00	-
$\gamma_s$	1.15	-
$N_{Rd}$	122.9	kN

Tabella 6.6. Verifiche sicurezza sezione di ripresa del getto

#### 6.4.4 Verifica a taglio

La resistenza a taglio del sistema è affidata alle staffe che lavorano secondo un meccanismo a traliccio con bracci inclinati alternativamente tesi e compressi. La verifica è svolta con riferimento alla situazione più gravosa, ossia al taglio generato nella sezione di appoggio laterale per effetto della prima fase di carico. Si riporta la verifica di stabilità a compressione del braccio compresso: l'azione di compressione nel singolo braccio è calcolato come:

$$F_d = [V_{Ed} / (2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \beta)] / 4.$$

SEZIONE APPOGGIO LATERALE		
SOLLECITAZIONI FASE 1		
Verifica barre diagonali		
$V_{Ed}$	79.0	kNm
$N_{Ed}$	11.4	kN
$L_0$	209.9	mm
$\phi$	10	mm
$A$	79	mm <sup>2</sup>
$I$	491	mm <sup>4</sup>
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$N_{cr}$	23.08	kN
$\lambda$	1.24	-
$\phi$	1.52	-
$\chi$	0.42	-
$\gamma_s$	1.15	-
$N_{b,Rd}$	12.8	kN

Tabella 6.7. Verifiche sicurezza a taglio sezione appoggio laterale

#### 6.4.5 Verifiche di deformabilità

La freccia verticale (residua) dello sbalzo vale:

$$f = -2.05 \text{ mm (fase 1)} - 3.82 \text{ mm (fase 2)} = - 5.87 \text{ mm (} 2L/f \cong 1000 \text{)}.$$

La freccia verticale (residua) in campata vale:

$$f = 0.8 \text{ mm (fase 1)} - 0.2 \text{ mm (fase 2)} = 0.6 \text{ mm (} L/f \cong 7400 \text{)}.$$

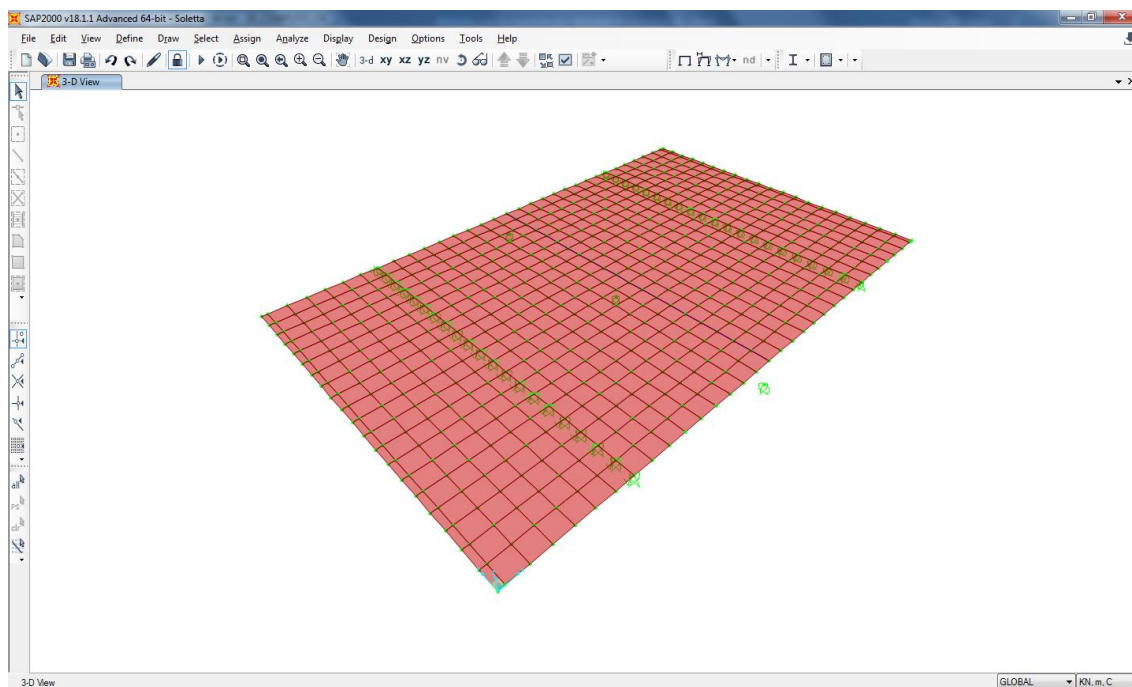
La verifica di deformabilità risulta soddisfatta.

## 7 DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SOLETTA

Il dimensionamento della soletta di impalcato è stato eseguito mediante un apposito modello agli elementi finiti realizzato con il programma di calcolo SAP2000 Advanced v.18.1.1, in grado di analizzare lo stato tensio-deformativo della soletta modellata con elementi bidimensionali "areas" tipo "thin shell".

A tal fine si è presa in considerazione una porzione di impalcato di lunghezza opportuna (10.0 m), adottando per la soletta elementi finiti di dimensioni 0.50 m x 0.50 m in modo da poter applicare alla soletta i carichi trasmessi dalle impronte dei veicoli di norma in maniera piuttosto accurata

Per quanto riguarda il vincolamento della soletta, si è operato schematizzando il vincolo offerto dalle anime metalliche come vincolo fisso in direzione verticale, mentre il vincolamento fornito dalla trave rompitratta centrale è letto in maniera realistica tramite la sua modellazione alla quota di pertinenza e tramite il suo vincolamento tramite vincoli interni rigidi “joint constrains”. Il vincolamento nel piano, invece, è di tipo isostatico in direzione longitudinale al viadotto e di tipo elastico in direzione trasversale in virtù di quanto esposto al punto seguente. La figura che segue illustra il modello di calcolo adottato.



*Figura 7.1: Modello agli elementi finiti per il dimensionamento della soletta*

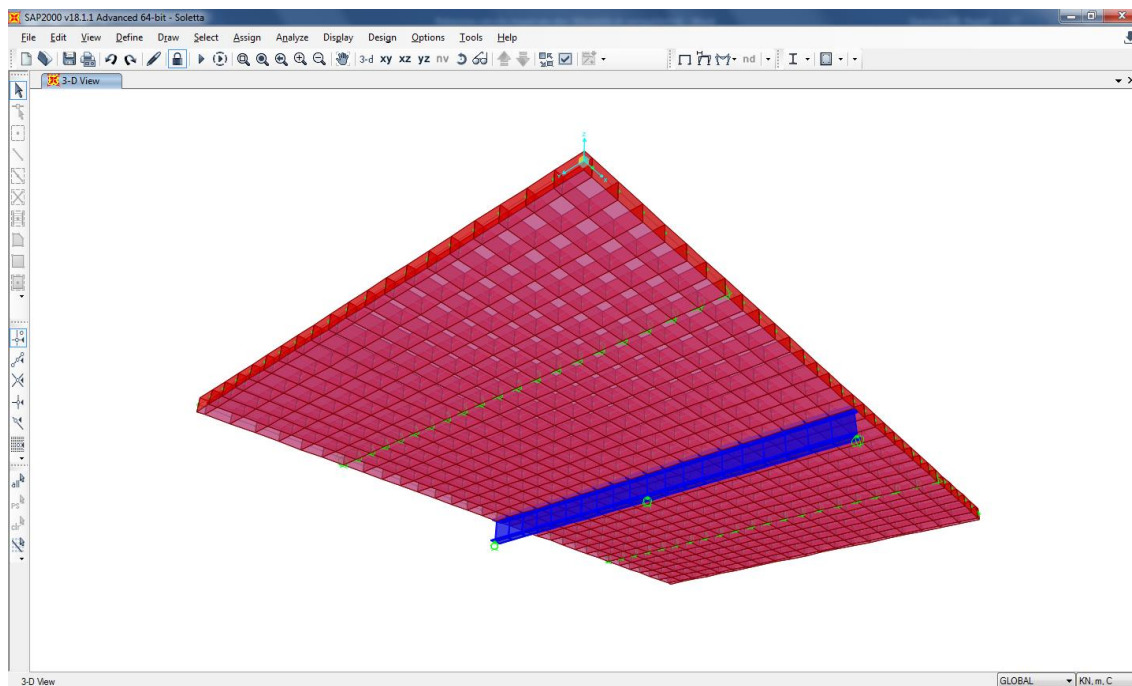


Figura 7.2: Modello agli elementi finiti con ingombro solido per il dimensionamento della soletta

## 7.1 Valutazioni preliminari in merito agli effetti delle coazioni

Le coazioni in grado di generare uno stato di sollecitazione significativo sulla soletta sono rappresentate dal ritiro e dalle variazioni termiche positive e negative applicate solo ad essa: i valori da applicare sono riportati ai punti 5.2.3 e 5.2.4.

Gli effetti delle coazioni sul regime di sollecitazione della soletta dipendono dalla rigidità del vincolamento offerto dalla sottostante struttura metallica. In particolare, i controventamenti trasversali metallici sono in grado di offrire un significativo contributo di rigidità nei confronti dei movimenti trasversali della soletta: occorre pertanto eseguire una stima di tale rigidità. Si è pertanto realizzato un modello di calcolo agli elementi finiti che schematizza un singolo sistema di controventamento trasversale avente interasse minimo pari a 3.0 m in corrispondenza delle pile e le seguenti caratteristiche:

- ✚ Aste di parete diagonali ognuna delle quali costituite da 2 profili L 200x16 accoppiati a croce;
- ✚ Correnti superiori costituiti da 2 profili L 200x16 accoppiati a croce;
- ✚ Nervature d'anima inclinate costituite da un piatto a sezione 300x25 e dalle relative porzioni d'anima delle travi considerabili come collaboranti con la nervatura (larghezza d'anima collaborante su ciascun lato della nervatura:  $15 \cdot \varepsilon \cdot t_w = 15 \cdot 0.81 \cdot 24 \text{ mm} = 291.6 \text{ mm}$ , approssimata a 290 mm);
- ✚ Correnti inferiori costituiti da 2 profili L 120x12 accoppiati.

Il sistema di vincolamento esterno è isostatico e costituito da una cerniera ed un carrello.

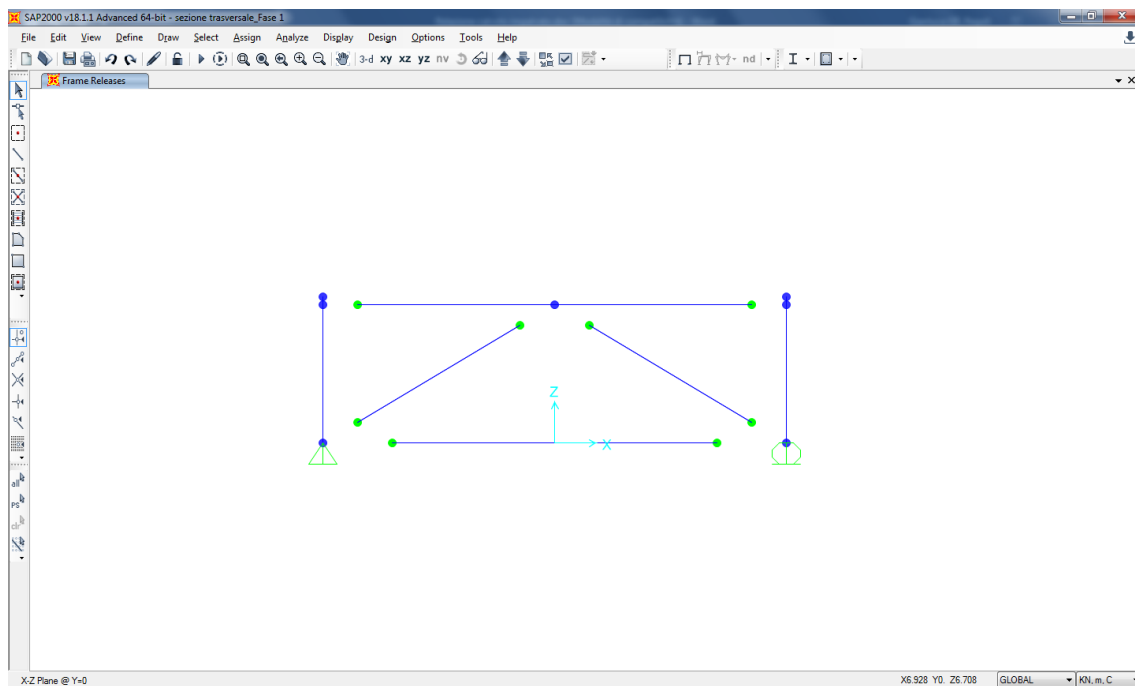


Figura 7.3: modellazione del traverso corrente

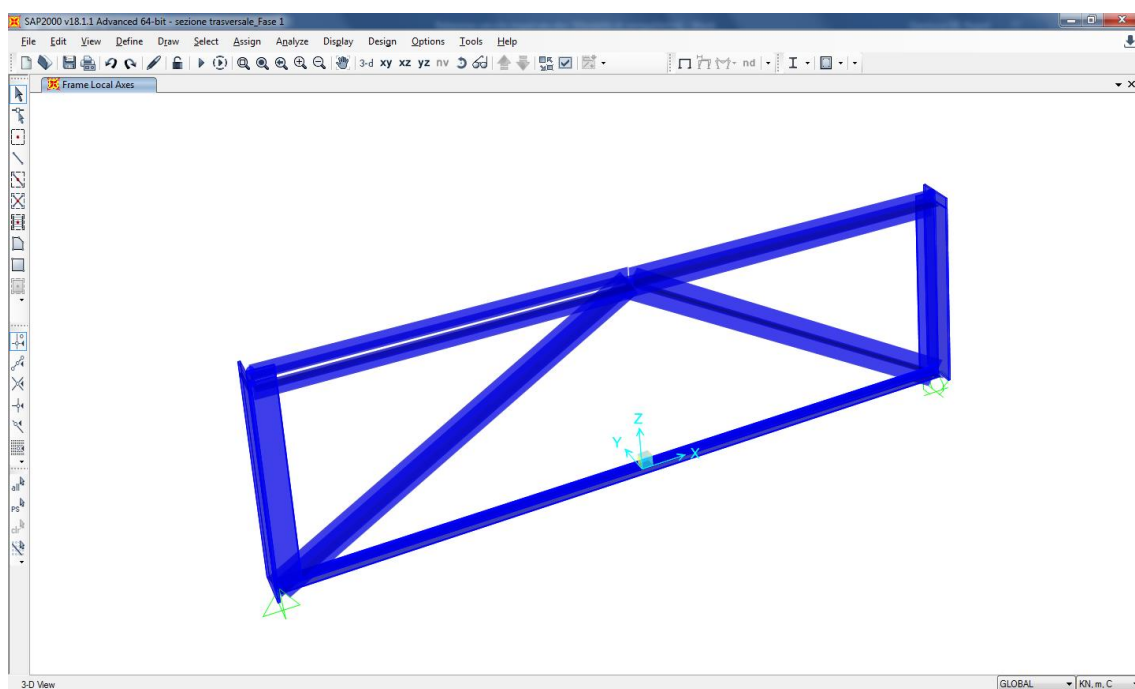


Figura 7.4: modellazione del traverso corrente con ingombro solido degli elementi

Applicando una forza orizzontale di intensità nota ( $F = 100 \text{ kN}$ ) ai due nodi di sommità in quota asse soletta, è possibile stimare la rigidezza offerta dal sistema di controventamento nei confronti dei movimenti trasversali della soletta.

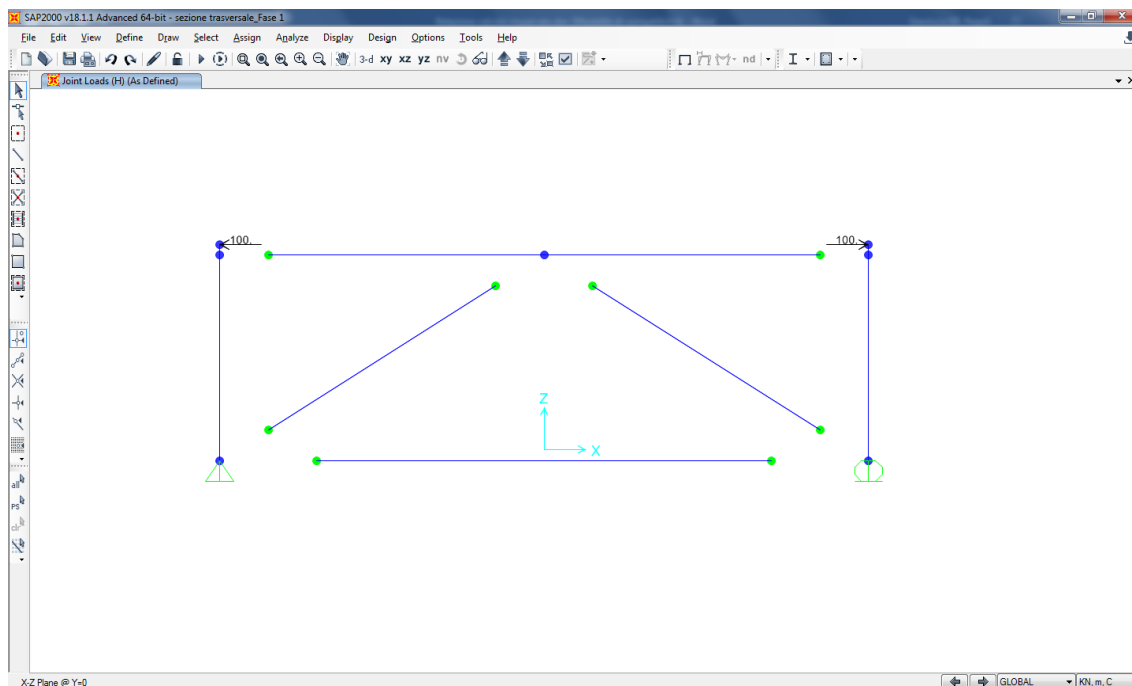


Figura 7.5: applicazione del carico

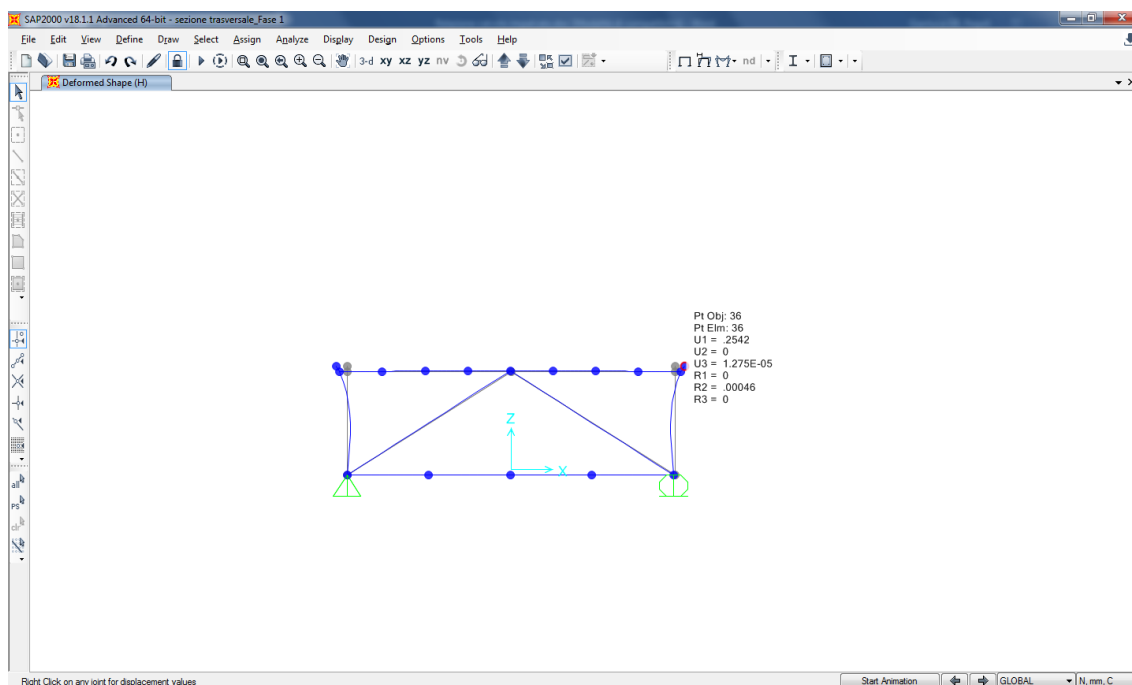


Figura 7.6: determinazione dello spostamento orizzontale

Lo spostamento conseguente alla forza F risulta pari a

$$u = 0.25 \text{ mm}$$



pertanto la corrispondente rigidità incognita del problema risulta

$$F/u = 400\,000 \text{ kN/m.}$$

Considerando che l'interasse tra i controventi trasversali del cassone è variabile da un minimo di 3.0 m in pila ad un massimo di 5.50 m nella campate laterali, assumendo un valor medio si ha che la rigidità per unità di lunghezza di impalcato è pari a circa

$$k' = 400\,000/4.25 = 9118 \text{ kN/m/m.}$$

Si può quindi tener conto della rigidità che la struttura metallica offre agli spostamenti trasversali nel modello della soletta applicando molle orizzontali ai nodi in corrispondenza dei vincoli verticali schematizzanti le travi metalliche (rigidità delle molle 47 060 kN/m, essendo il passo della meshatura longitudinale pari a 0.50 m).

Le figure che seguono illustrano il regime delle sollecitazioni di membrana in direzione trasversale indotte in soletta dal ritiro.

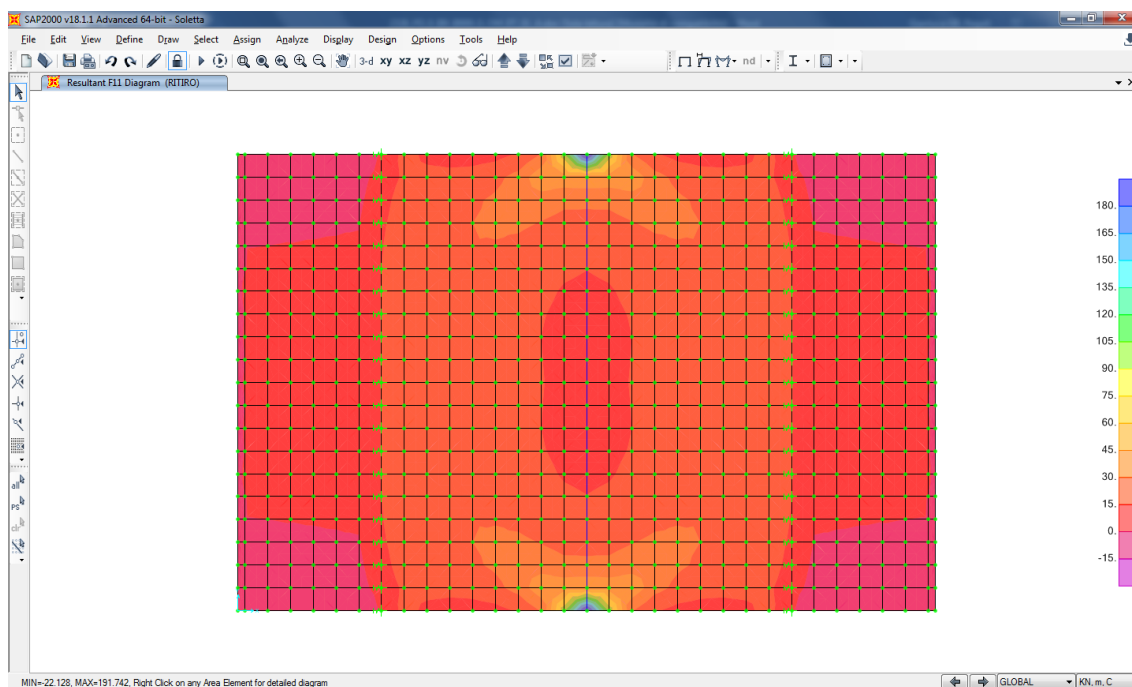





Figura 7.7: Sollecitazioni di membrana in direzione trasversale indotte in soletta dal ritiro (F11)

Riferendosi allo sforzo di membrana F11 (azione membranale in direzione trasversale) si ottengono i seguenti valori:

-  Ritiro:  $F11 \cong 28.0 \text{ kN/m}$  (trazione)
-  Variazione termica estiva:  $F11 \cong -23.0 \text{ kN/m}$  (compressione)
-  Variazione termica invernale:  $F11 \cong 23.0 \text{ kN/m}$  (trazione)

Il modesto valore delle sollecitazioni indotte dalle coazioni in soletta rende lecito trascurare gli effetti delle stesse nel dimensionamento strutturale della soletta in c.a..

## 7.2 Analisi dei carichi

Nel seguito si riassumono i carichi considerati nel dimensionamento della soletta in c.a..

### 7.2.1 Carichi permanenti

Peso proprio soletta: applicato automaticamente dal programma di calcolo ( $\gamma = 25.0$  kN/mc).

### 7.2.2 Guardrail (GR): 1.50 kN/m

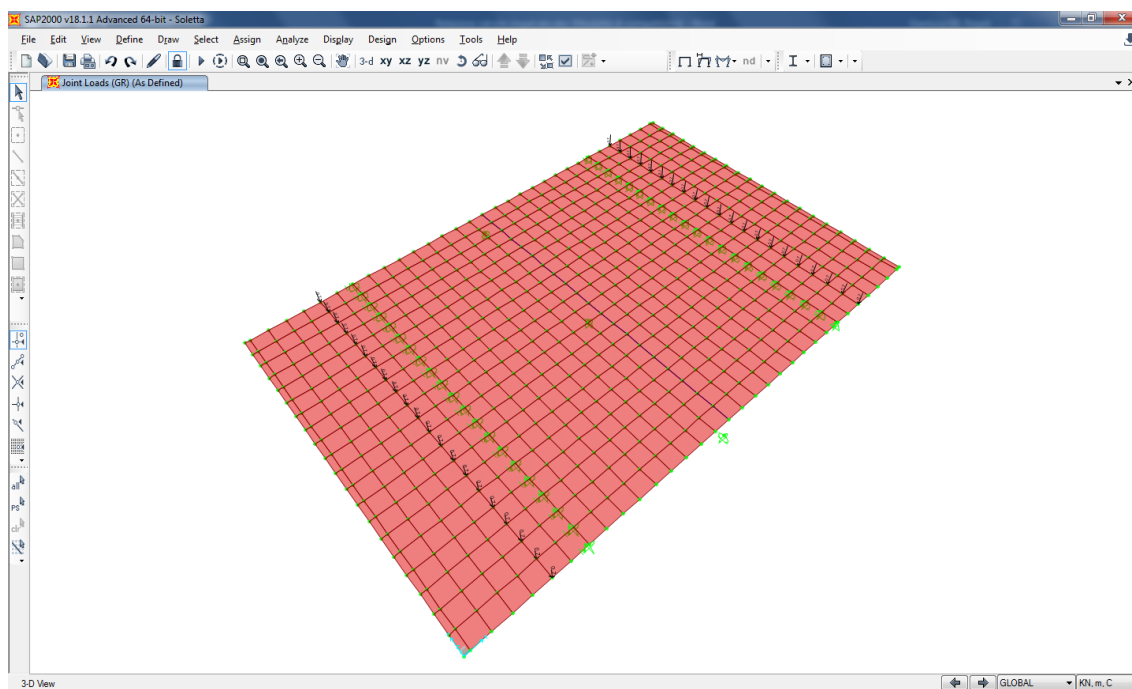


Figura 7.8: Guardrail

### 7.2.3 Barriere antirumore (BR): 4.00 kN/m

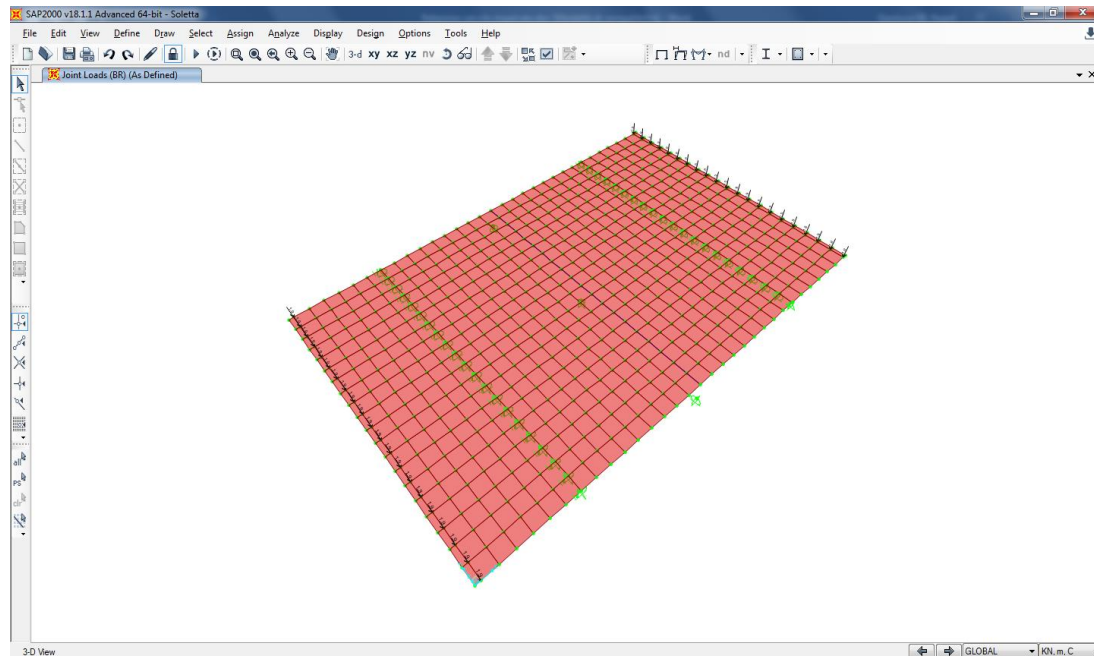


Figura 7.9: Barriere antirumore

### 7.2.4 Cordoli (C) (tratto sveltante rispetto alla soletta): 3.75 kPa

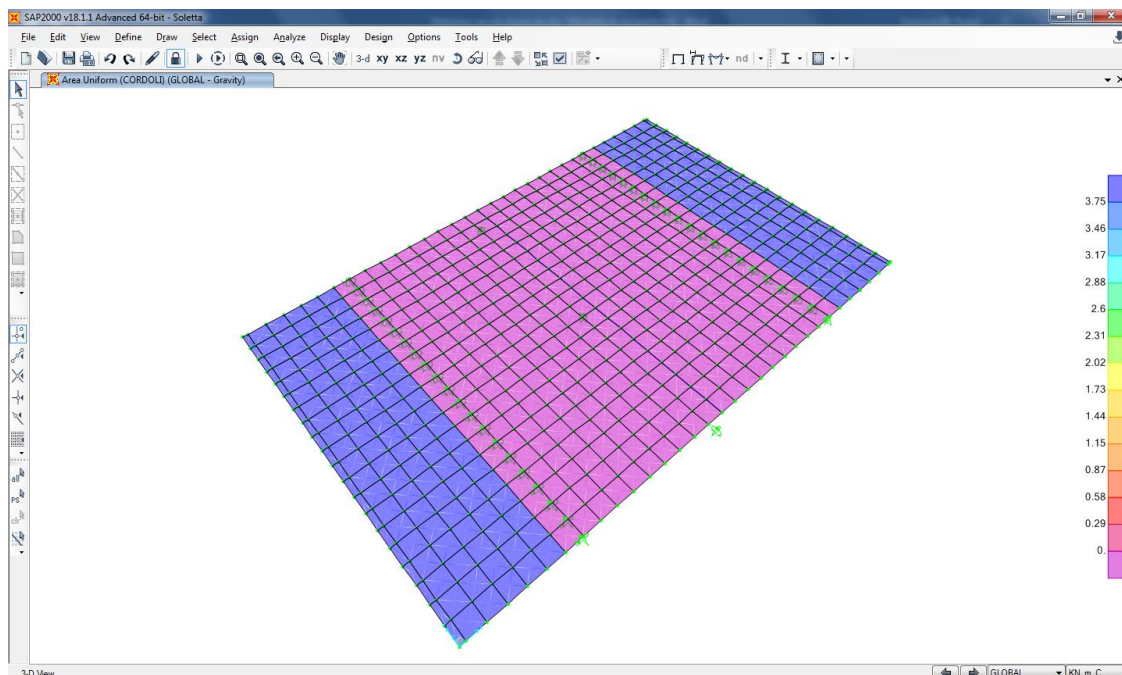


Figura 7.10: Cordoli

### 7.2.5 Pavimentazione stradale (pv): 3.00 kPa

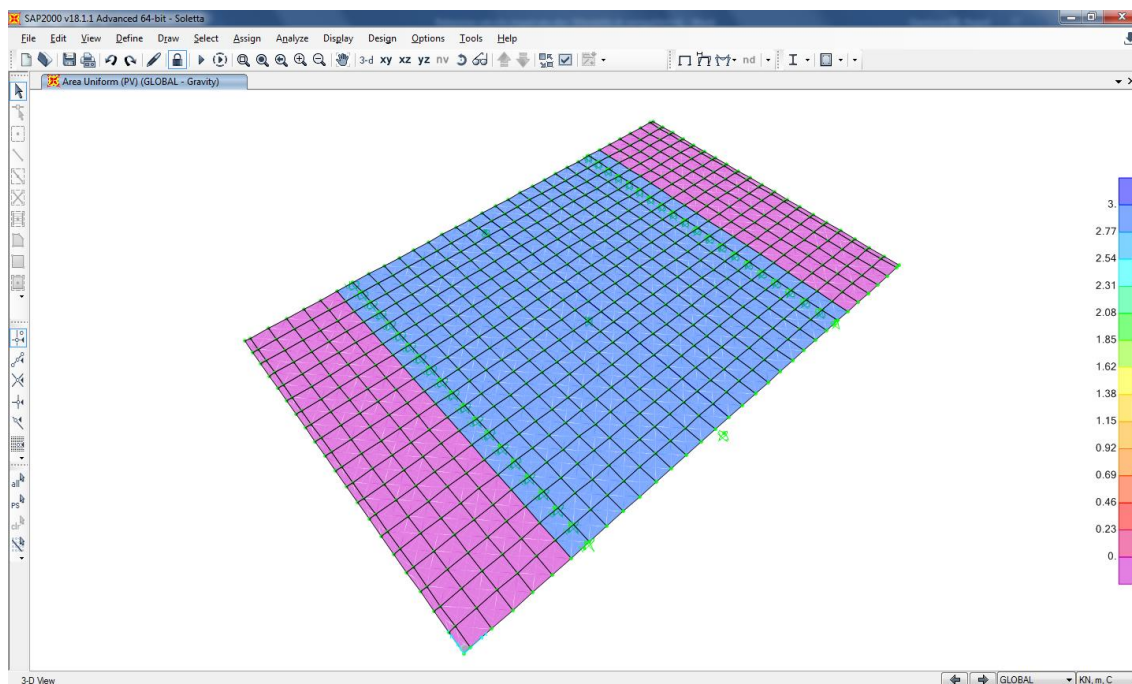


Figura 7.11: Pavimentazione stradale

### 7.2.6 Impianti vari (TB): 1.00 kN/m

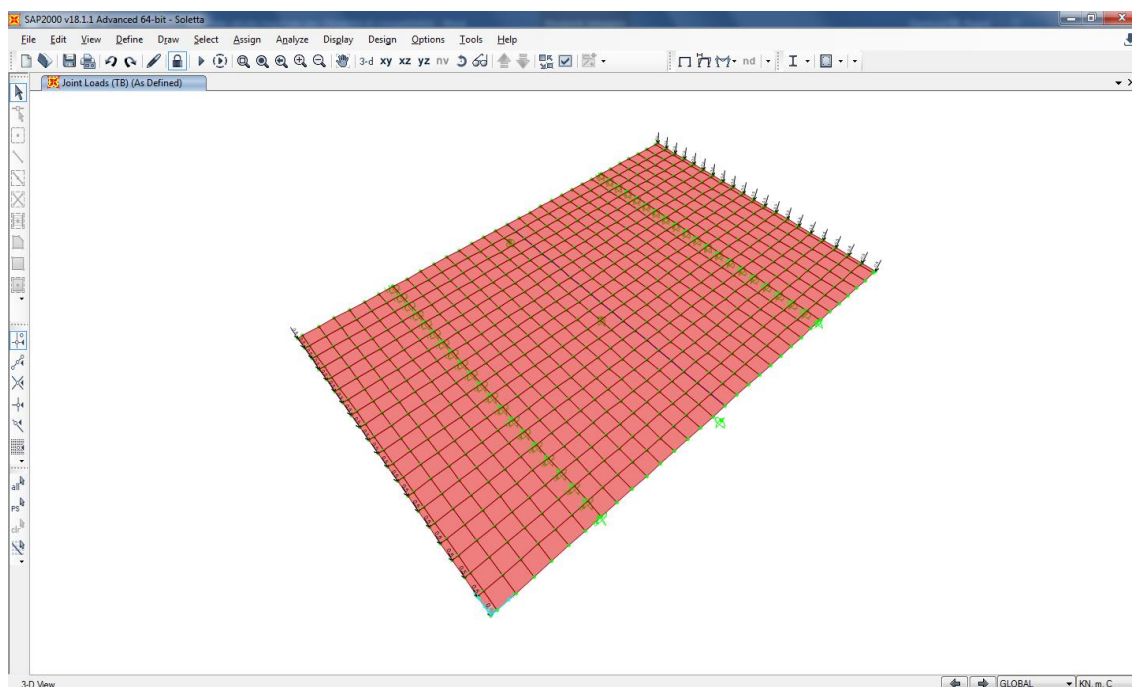


Figura 7.12: Impianti vari

### 7.2.7 Carichi mobili

Si considera lo schema di carico 1 in quanto lo schema 2 non risulta vincolante ai fini del dimensionamento.

Al fine di adattare il più possibile le superfici di impronta dei carichi mobili agli elementi della soletta, si è operato in modo semplificato considerando pari ad 1.0 x 1.0 mq la superficie di impronta della singola ruota diffusa a 45° a partire dalla quota della pavimentazione stradale fino al piano medio della soletta. Le pressioni equivalenti relative alle varie corsie di carico sono di seguito riassunte:

- ✚ Corsia 1:  $p = 150 \text{ kPa}$  (singola impronta) + 9 kPa diffuso in corsia;
- ✚ Corsia 2:  $p = 100 \text{ kPa}$  (singola impronta) + 2.5 kPa diffuso in corsia;
- ✚ Corsia 3:  $p = 50 \text{ kPa}$  (singola impronta) + 2.5 kPa diffuso in corsia;
- ✚ Schema di carico 5 (valore in combinazione con lo Schema 1):  $p = 2.50 \text{ KPa}$ .

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 sotto riportate. La figura che segue illustra le configurazioni di carico adottate.

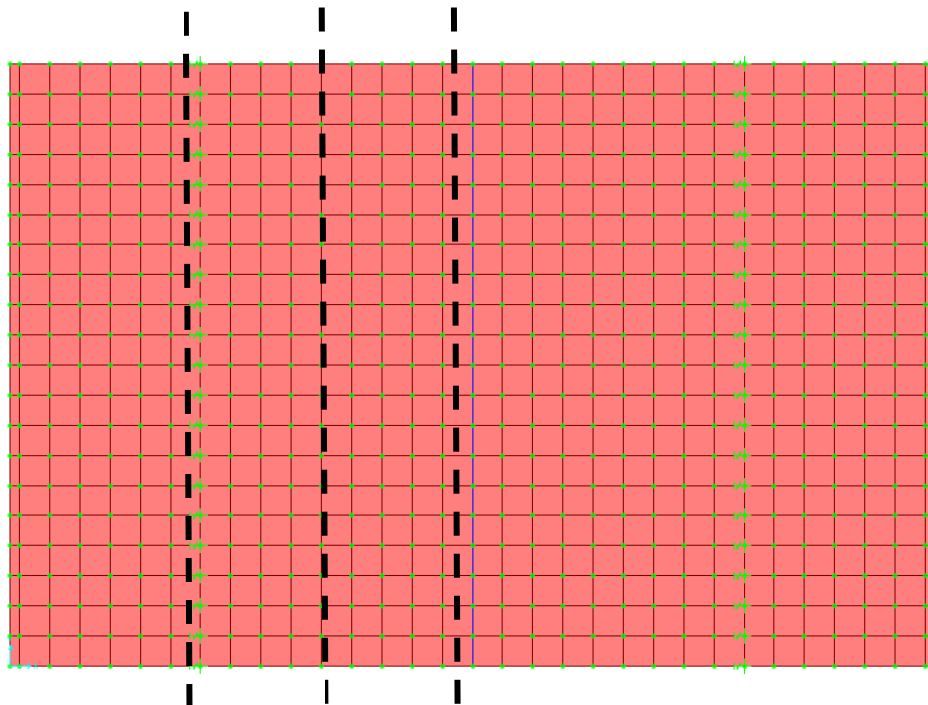


Figura 7.13: Sezioni di verifica

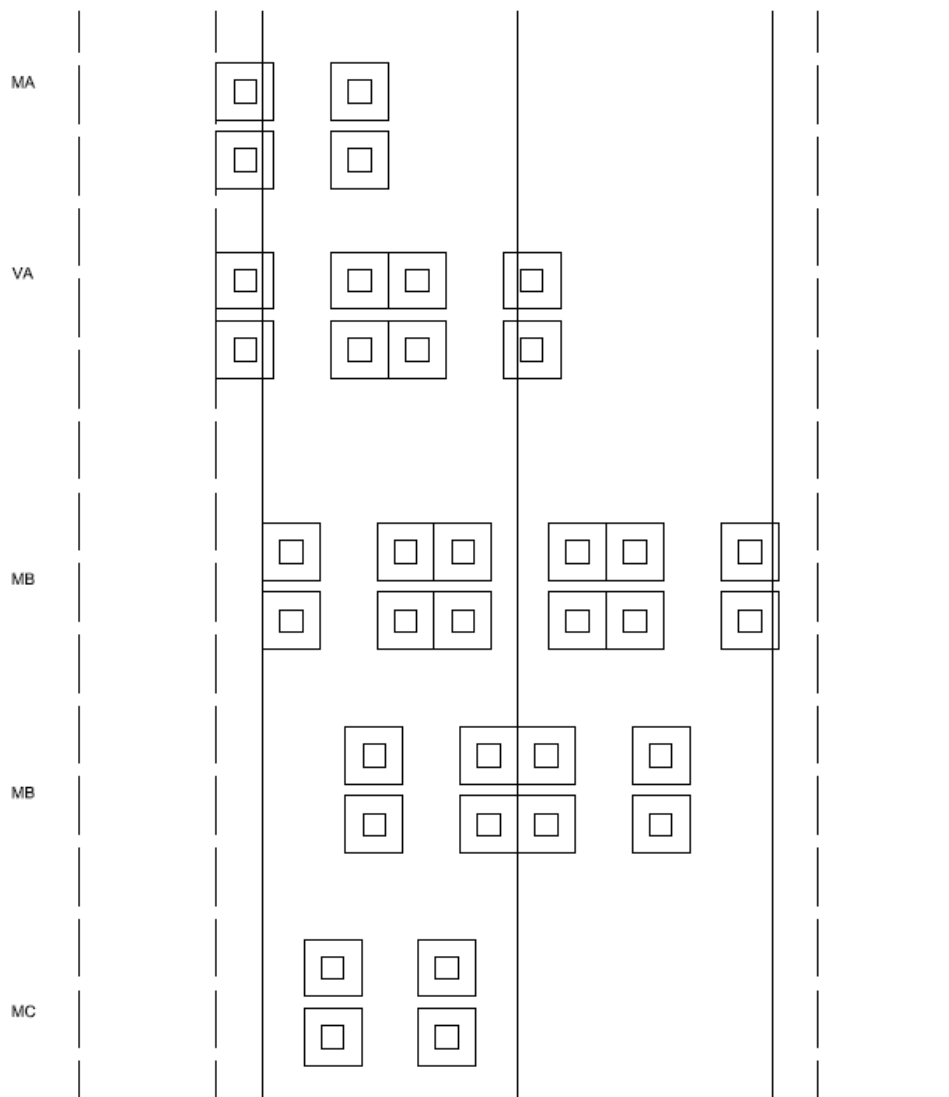


Figura 7.14: Configurazioni dei carichi mobili in soletta



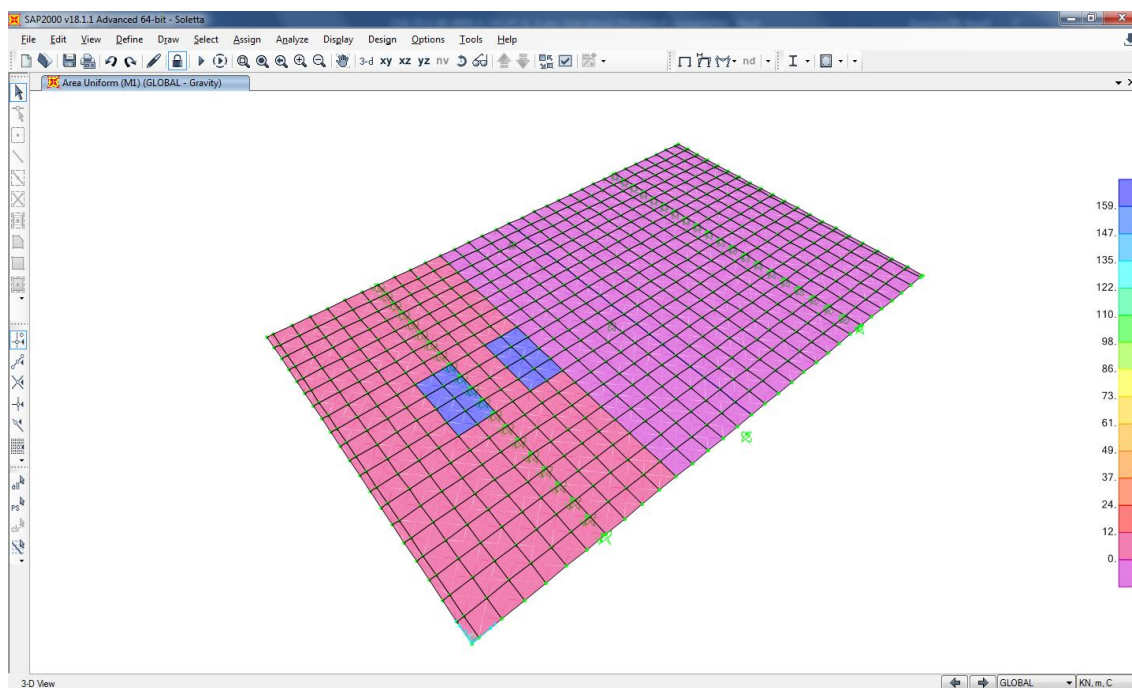


Figura 7.15: Carichi mobili: caso 1

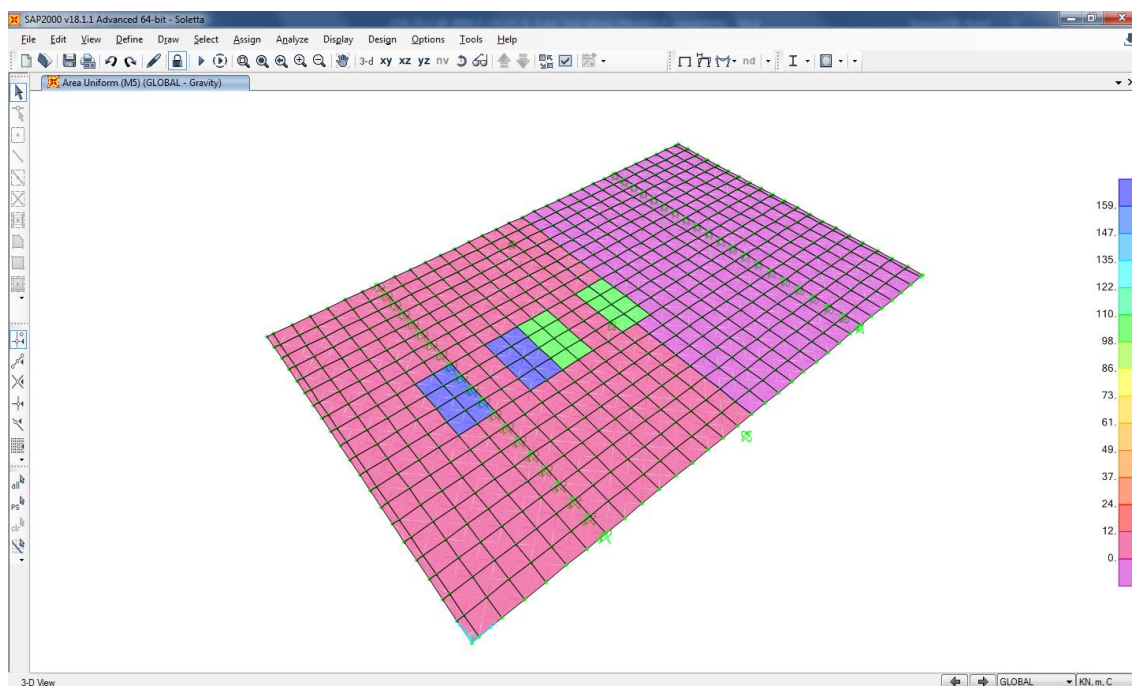


Figura 7.16: Carichi mobili: caso 2

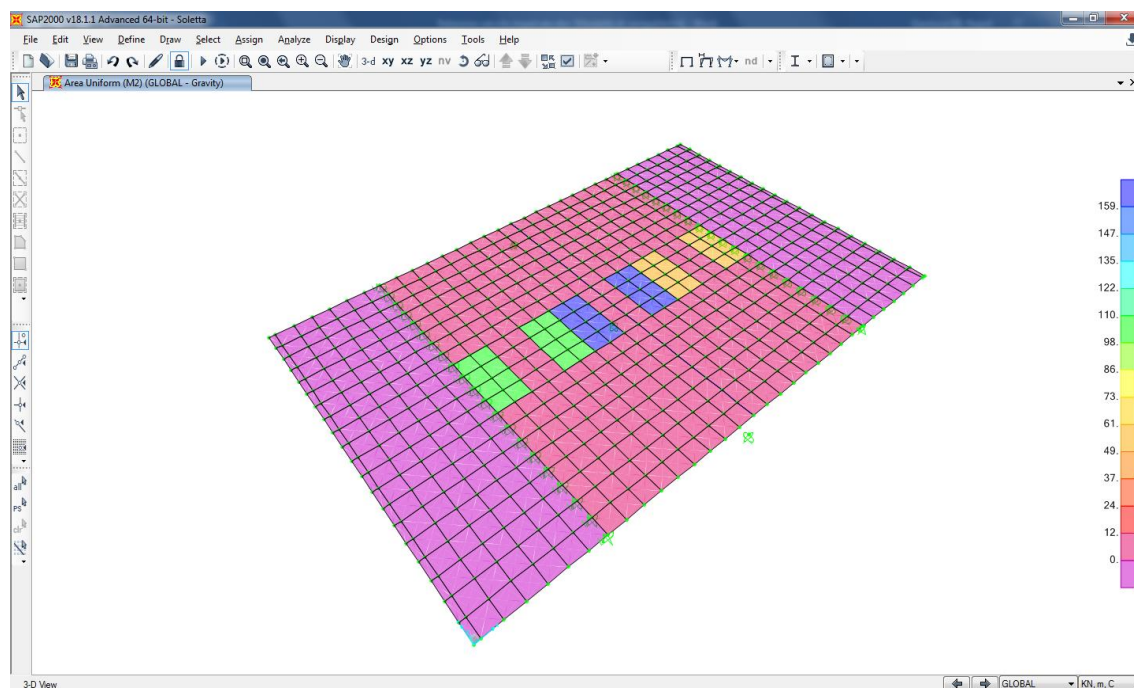


Figura 7.17: Carichi mobili: caso 3

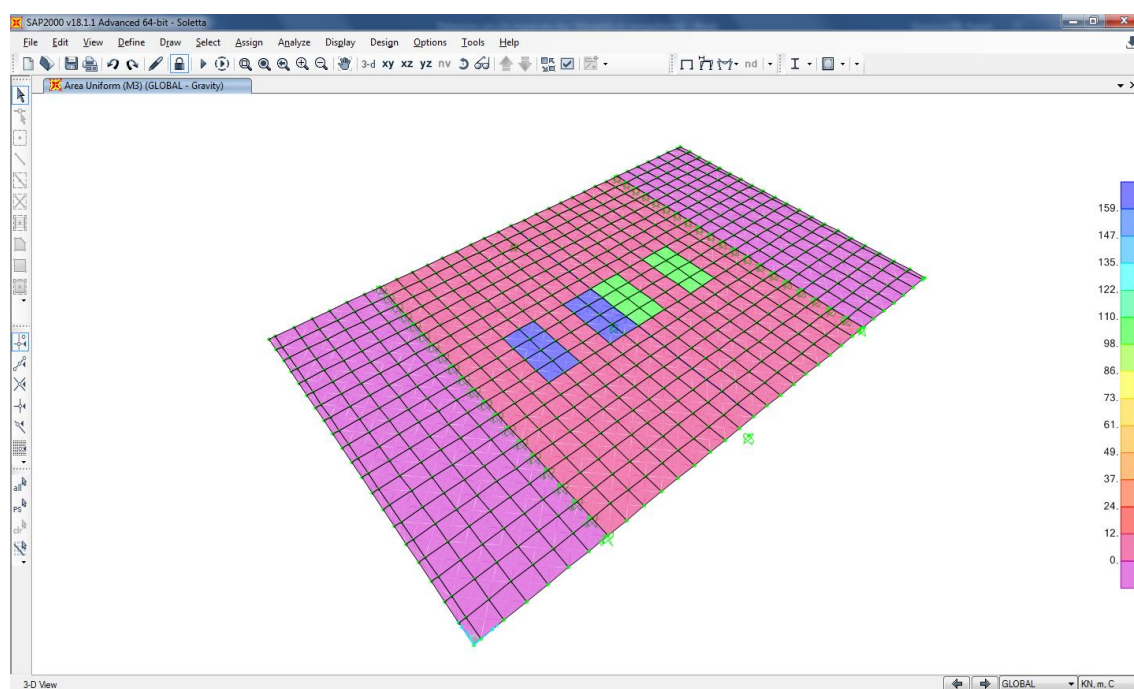


Figura 7.18: Carichi mobili: caso 4



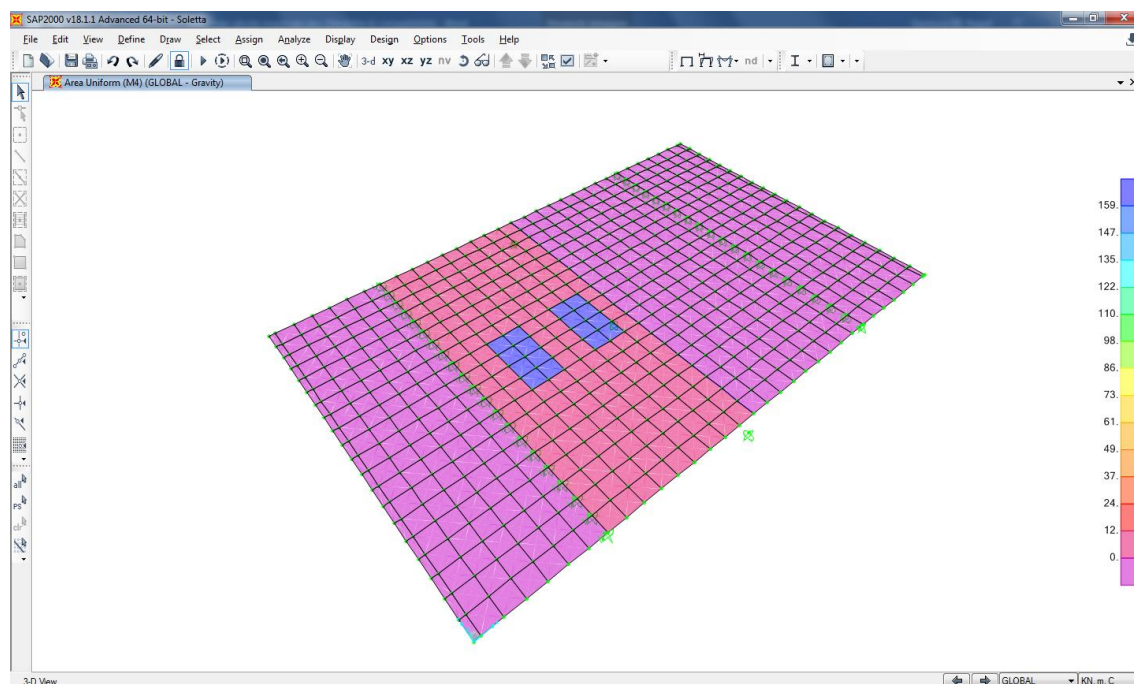


Figura 7.19: Carichi mobili: caso 5

## 7.2.8 Vento

L'azione del vento è stata applicata ai nodi in corrispondenza della posizione delle barriere antirumore e consiste in un'azione orizzontale in direzione trasversale e in un momento flettente di asse vettore longitudinale le cui intensità sono riportate al punto 5.2.9. Agendo cautelativamente si è assegnata l'azione del vento sulla barriera di sinistra ipotizzata sopravvento (vento diretto da destra a sinistra) con la stessa intensità con cui il vento agirebbe se essa fosse sottovento (in realtà la barriera sopravvento è schermata da quella sopravvento per cui l'intensità del vento sarebbe ridotta); sulla barriera in destra, ipotizzata sottovento, non si è assegnato alcun carico in quanto non importante ai fini del dimensionamento.

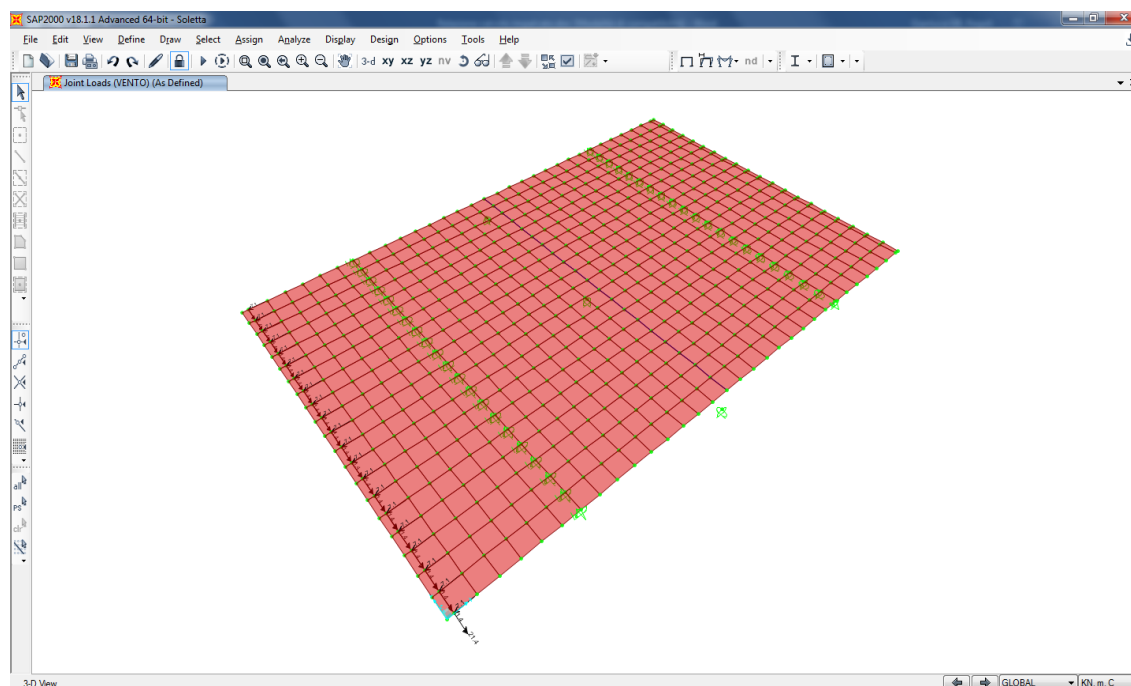


Figura 7.20: Vento

### 7.2.9 Urto sui sicurvia dei veicoli in svio

L'azione d'urto sui sicurvia, secondo quanto prescritto al punto 3.6.3 delle NTC08, è da considerare come azione eccezionale e pertanto va combinata in maniera opportuna con i rimanenti carichi (combinazione dei carichi "eccezionale"). Secondo quanto stabilito al punto 5.1.3.10 delle NTC08 l'azione da urto di veicoli in svio contro i sicurvia va considerata in contemporanea all'azione verticale dello Schema di Carico 2 posizionato in adiacenza al sicurvia stesso.

L'urto sul sicurvia è schematizzato come la simultanea presenza di un'azione membrana di trazione "f" (kN/m) agente in direzione trasversale ed un momento flettente a piastra "m" (kNm/m) che inflette lo sbalzo tendendo le fibre superiori. Entrambe le azioni sono state considerate applicate in corrispondenza delle barriere bordo ponte previste.

Per valutare "f" ed "m" si ipotizza che il sicurvia sia costituito da montanti posti ad interasse  $i = 2.00$  m e che il singolo montante sia caratterizzato da un momento di plasticizzazione pari a 40.0 kNm. Considerando un'altezza di 0.60 m dal punto di impatto alla base del montante, ne deriva che l'azione d'urto equivalente corrisponde ad una forza trasversale  $U = 66.7$  kN.

Si possono ora calcolare le azioni f ed m che agiscono alla quota del piano medio della soletta:

$$f = U/i = 33.3 \text{ kN/m};$$

$$m = f \cdot (0.60 + 0.15 + 0.175) = 30.8 \text{ kNm/m} \text{ (0.15 m porzione svettante di cordolo rispetto ad estradosso soletta)}.$$

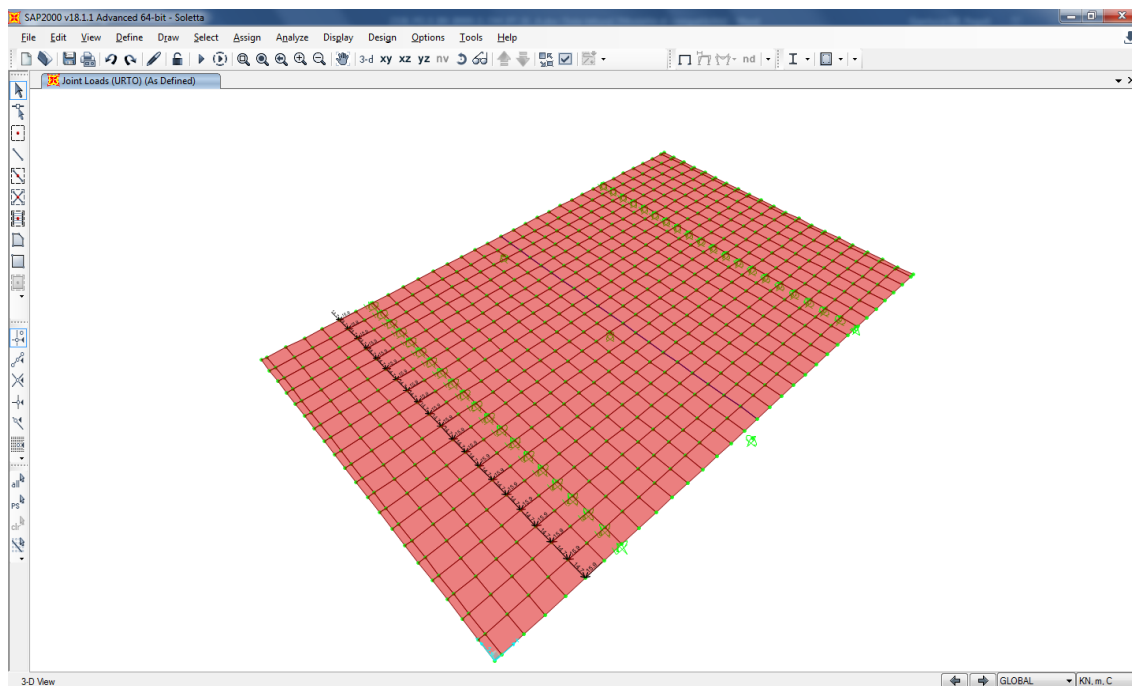


Figura 7.21: Urto sui sicurvia dei veicoli in svio

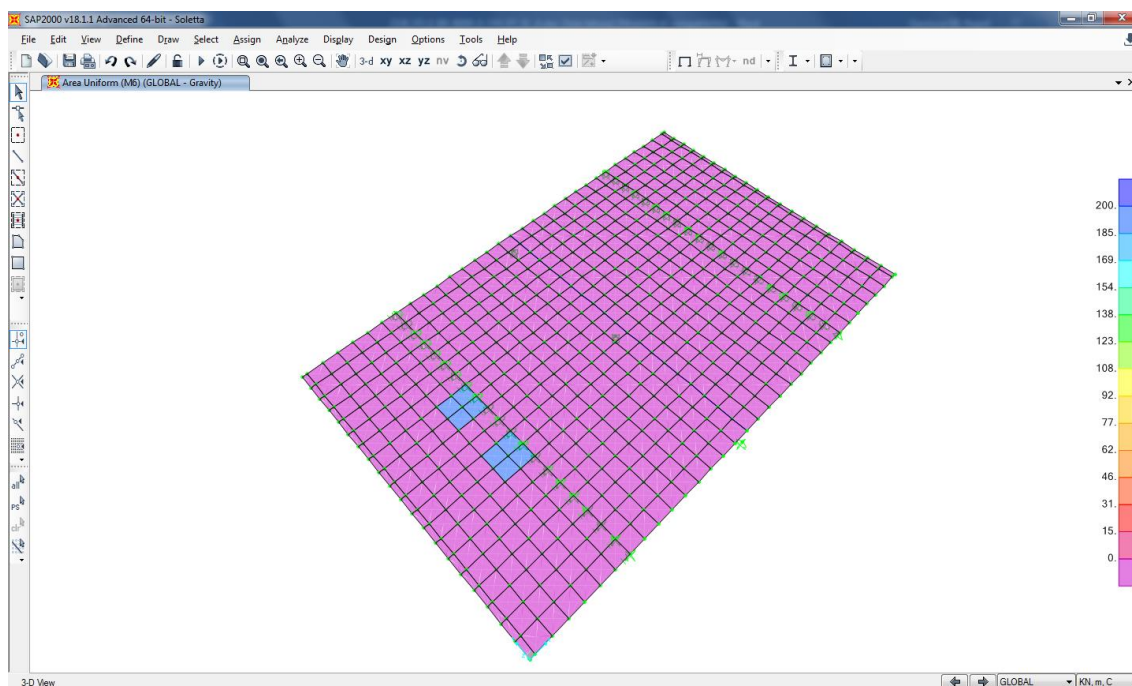





Figura 7.22: Schema di carico 2

 gruppo Atlantia	VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
--	--

### 7.3 Combinazioni di carico

Per semplificare la definizione delle combinazioni di carico di progetto, i singoli carichi elementari sono stati preventivamente raggruppati nelle seguenti combinazioni elementari di carico:

-  Permanenti: PESO PROPRIO + GR + PV + BR + TB + CORDOLI;
-  ENV M: inviluppo degli effetti indotti da tutte le 5 configurazioni di carico mobile analizzate.

La tabella che segue riassume le combinazioni di carico di progetto (con “M6” si indica l'applicazione dello Schema di Carico 2 nella combinazione eccezionale per l'urto sui sicurvia).

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
ENV M	Envelope	No	Linear Static	M1	1.00
ENV M			Linear Static	M2	1.00
ENV M			Linear Static	M3	1.00
ENV M			Linear Static	M4	1.00
ENV M			Linear Static	M5	1.00
PERMANENTI	Linear Add	No	Linear Static	PESO PROPRIO	1.00
PERMANENTI			Linear Static	PV	1.00
PERMANENTI			Linear Static	GR	1.00
PERMANENTI			Linear Static	CORDOLI	1.00
PERMANENTI			Linear Static	BR	1.00
PERMANENTI			Linear Static	TB	1.00
SLU1	Linear Add	No	Response Combo	PERMANENTI	1.35
SLU1			Response Combo	ENV M	1.35
SLU2	Linear Add	No	Response Combo	PERMANENTI	1.00
SLU2			Response Combo	ENV M	1.35
SLU3	Linear Add	No	Response Combo	PERMANENTI	1.35
SLU3			Response Combo	ENV M	1.35
SLU3			Linear Static	VENTO	0.90
SLU4	Linear Add	No	Response Combo	PERMANENTI	1.00
SLU4			Response Combo	ENV M	1.35
SLU4			Linear Static	VENTO	0.90
SLU5	Linear Add	No	Response Combo	PERMANENTI	1.35
SLU5			Response Combo	ENV M	1.01
SLU5			Linear Static	VENTO	1.50
SLU6	Linear Add	No	Response Combo	PERMANENTI	1.00
SLU6			Response Combo	ENV M	1.01
SLU6			Linear Static	VENTO	1.50
SLU7	Linear Add	No	Response Combo	PERMANENTI	1.00
SLU7			Linear Static	VENTO	1.50
SLU8	Linear Add	No	Response Combo	PERMANENTI	1.35
SLU8			Linear Static	VENTO	1.50
SLU9	Linear Add	No	Response Combo	PERMANENTI	1.00
SLU9			Linear Static	URTO	1.00
SLU9			Linear Static	M6	1.00
ENV SLU	Envelope	No	Response Combo	SLU1	1.00
ENV SLU			Response Combo	SLU2	1.00
ENV SLU			Response Combo	SLU3	1.00
ENV SLU			Response Combo	SLU4	1.00
ENV SLU			Response Combo	SLU5	1.00
ENV SLU			Response Combo	SLU6	1.00
ENV SLU			Response Combo	SLU7	1.00
ENV SLU			Response Combo	SLU8	1.00
ENV SLU			Response Combo	SLU9	1.00
SLEr	Linear Add	No	Response Combo	PERMANENTI	1.00
SLEr			Response Combo	ENV M	1.00
SLEf	Linear Add	No	Response Combo	PERMANENTI	1.00
SLEf			Response Combo	ENV M	0.75
SLEqp	Linear Add	No	Response Combo	PERMANENTI	1.00

Tabella 7.1. Combinazioni dei carichi indagate

## 7.4 Risultati delle analisi e verifiche di sicurezza

La figura che segue illustra la mappatura dell'inviluppo delle sollecitazioni di flessione trasversale ( $M_{11}$ ) calcolate per lo stato limite ultimo SLU. Si riconoscono i seguenti valori significativi di sollecitazione:

- ✚ Massimo momento negativo allo sbalzo A-A:  $M_{11} = -215.0 \text{ kNm/m}$ ;
- ✚ Massimo momento negativo allo sbalzo B-B:  $M_{11} = -89.6 \text{ kNm/m}$ ;
- ✚ Massimo momento positivo in campata C-C:  $M_{11} = 85.0 \text{ kNm/m}$ .

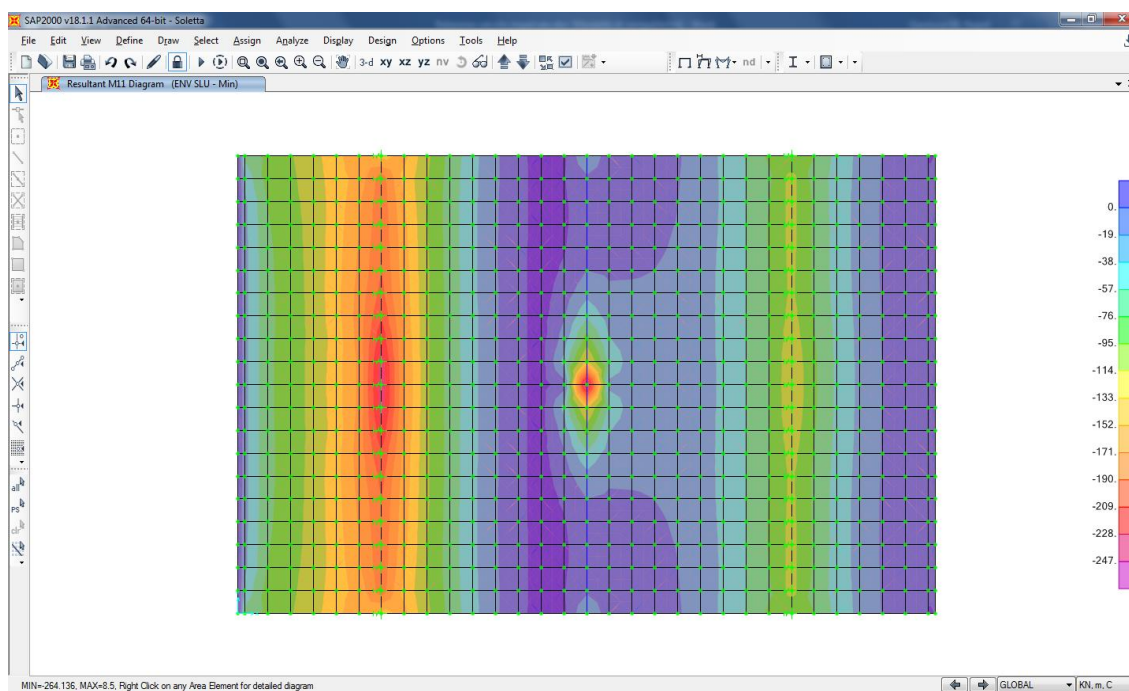


Figura 7.23: Inviluppo minimo sollecitazioni di flessione trasversale ( $M_{11}$ )



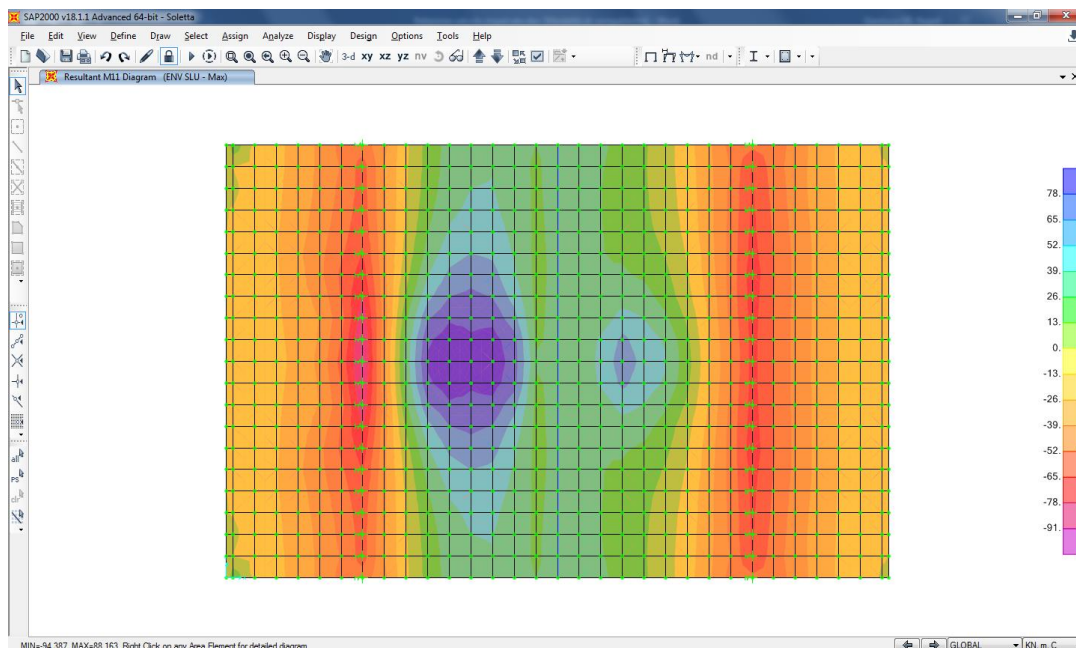


Figura 7.24: Involuppo massimo sollecitazioni di flessione trasversale (M11)

La figura che segue illustra la mappatura dell'involuppo delle sollecitazioni massime di azione membranale trasversale (F11) calcolate per lo stato limite ultimo SLU impostando un cut-off dei valori a 30 kN/m. Si riconosce come l'azione membranale di trazione è assai ridotta e pertanto del tutto trascurabile per le verifiche di resistenza a presso/tenso-flessione della soletta.

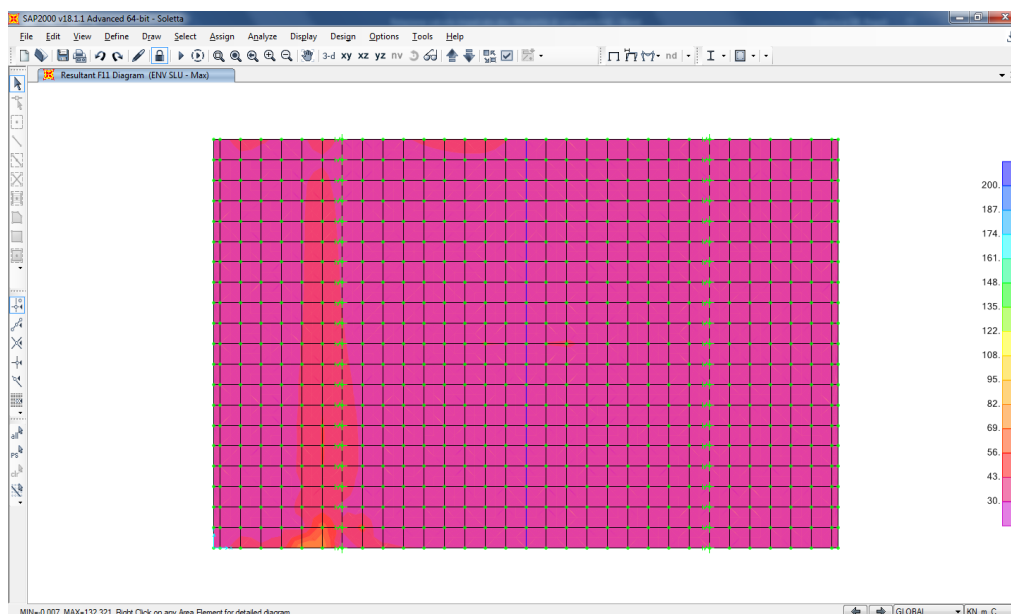


Figura 7.25: Azione membranale di trazione (F11) per lo Stato Limite Ultimo

#### 7.4.1 Verifiche di resistenza a flessione

Per quanto riguarda le armature si considera quanto segue per 1.0 m di soletta in direzione trasversale:

Sezione A-A allo sbalzo:

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

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

Sezione B-B su rompitratta centrale:

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

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

Sezione C-C in campata:

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

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

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

Verifica C.A. S.L.U. - File: Appoggio laterale

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

Titolo : Sezione su appoggio estremità

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	5
2	15.71	21

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -270.5 kNm

Materiali

B450C C35/45

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  19.83  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 [?]  $\sigma_{c,adm}$  13.5  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\tau_{c0}$  0.8  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{c1}$  2.257

$\sigma_c$  -19.83 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_s$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  7.086 ‰  
d 25 cm  
x 8.266 x/d 0.3306  
 $\delta$  0.8533

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

Figura 7.26: Verifica a flessione in sezione A-A



Verifica C.A. S.L.U. - File: Appoggio laterale

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

Titolo: Sezione su appoggio intermedio

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	31.42	5
			2	15.71	21

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
S.L.U. Metodo n

Tipo flessione  
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

Materiali

B450C C35/45

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  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/mm²  $\tau_{co}$  0.8  
 $\tau_{c1}$  2.257

M<sub>xRd</sub> -270.5 kNm  
 $\sigma_c$  -19.83 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  7.086 ‰  
d 25 cm  
x 8.266 x/d 0.3306  
 $\delta$  0.8533

Figura 7.27: Verifica a flessione in sezione B-B

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

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

Titolo: Sezione campata

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	15.71	5
			2	15.71	21

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
S.L.U. Metodo n

Tipo flessione  
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

Materiali

B450C C35/45

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  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/mm²  $\tau_{co}$  0.8  
 $\tau_{c1}$  2.257

M<sub>xRd</sub> 121 kNm  
 $\sigma_c$  -19.83 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  12.72 ‰  
d 21 cm  
x 4.532 x/d 0.2158  
 $\delta$  0.7098

Figura 7.28: Verifica a flessione in sezione C-C

#### 7.4.2 Verifiche di resistenza a taglio

La figura che segue illustra la mappatura dell'involuppo delle sollecitazioni di taglio trasversale (V13) calcolate lo stato limite ultimo SLU. Eseguito "section cut" nelle zone maggiormente sollecitate si ha quanto segue (valor assoluto):

$$V13 \max \cong 190.0 \text{ kN/m.}$$

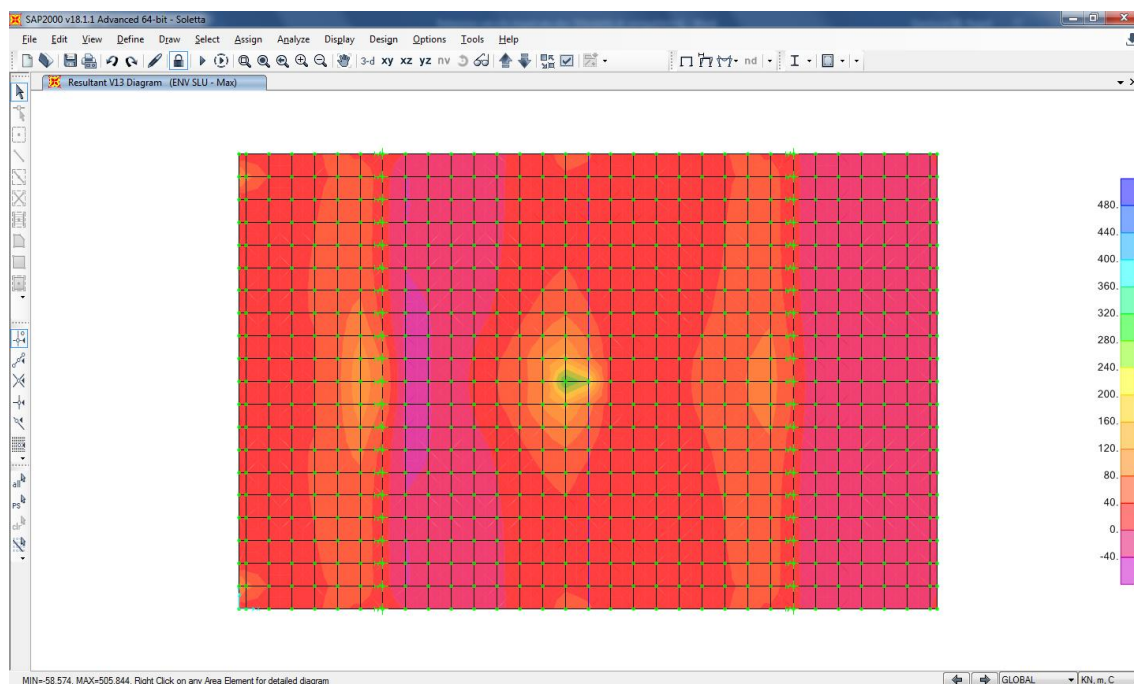
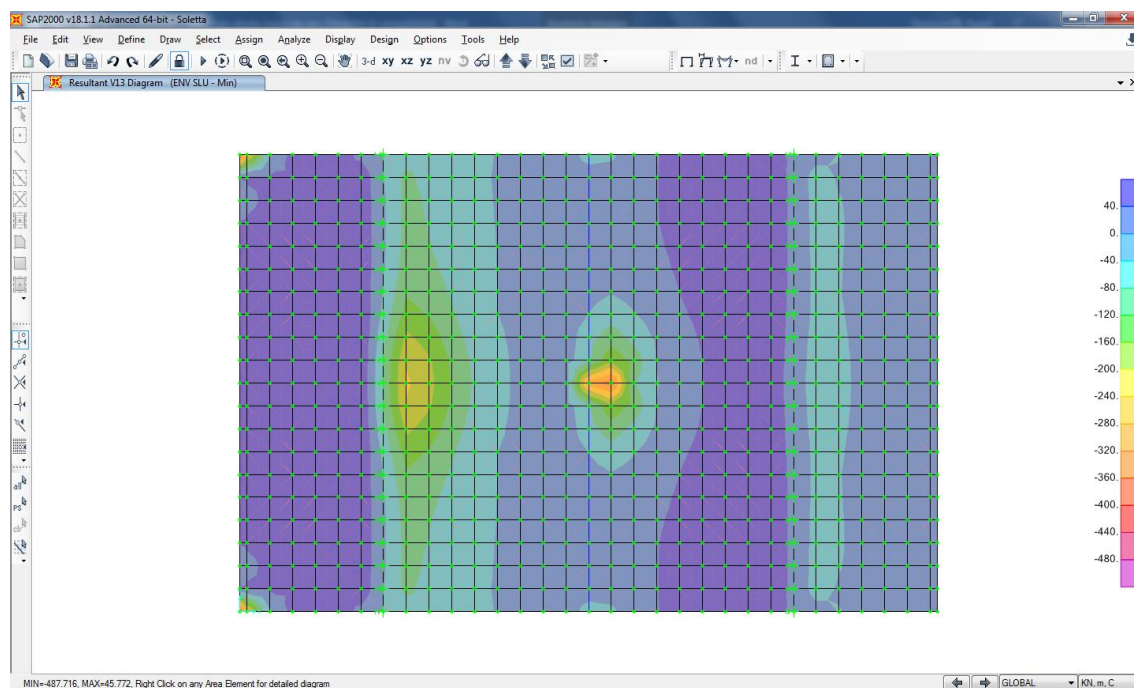


Figura 7.29: Involuppo valori minimi delle azioni di taglio trasversali



*Figura 7.30: Involuppo valori massimi delle azioni di taglio trasversali*

Il taglio resistente di un tratto di soletta di larghezza 1.0 m è dato dalla tabella seguente.

VERIFICHE SLU TAGLIO		
Dati		
b (mm)	1000.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	300.0	altezza della sezione
d (mm)	250.0	altezza utile
$f_{ck}$ (MPa)	35.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
$f_{yd}$ (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
$f_{cd}$ (MPa)	19.83	resistenza di progetto del calcestruzzo
$f'_{cd}$ (MPa)	9.92	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
$A_{sl}$ (mmq)	3140.0	armatura longitudinale
k	1.89	fattore di ingranamento
$v_{min}$	0.54	tensione resistente minima
$\rho_l$	0.0126	rapporto geom. di armatura longit.
$N_{Ed}$ (N)	0.0	sforzo di compressione di progetto nella sezione
$\sigma_{cp}$ (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
$\alpha_c$	1.00	coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio dell'elemento non armato e armatura minima		
$V_{Rd}$ (KN)	200.6	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

La verifica di resistenza a taglio risulta soddisfatta in quanto  $V_{Ed} < V_{Rd}$ .

#### 7.4.3 Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite seguendo il metodo indiretto tabellare di cui alla C.M. n.617 02/02/2009. Al riguardo si fa riferimento alla condizione ambientale "molto aggressiva" (classe di esposizione XF4) e ad armatura poco sensibile ottenendo i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

- ✚ Combinazione frequente:  $w_1 = 0.2$  mm
- ✚ Combinazione quasi permanente:  $w_1 = 0.2$  mm.

Essendo maggiormente gravosa le combinazioni dei carichi "frequenti", la verifica è svolta solo relativamente ad esse. La figura che segue illustra la mappatura dell'involuppo delle sollecitazioni di flessione trasversale (M11) calcolate le combinazioni "frequenti" dei carichi. Si riconoscono i seguenti valori significativi.

- ✚ Massimo momento negativo allo sbalzo A-A:  $M_{11} = -108.0$  kNm/m;
- ✚ Massimo momento negativo allo sbalzo B-B:  $M_{11} = -74.0$  kNm/m;
- ✚ Massimo momento positivo in campata C-C:  $M_{11} = 45.0$  kNm/m.

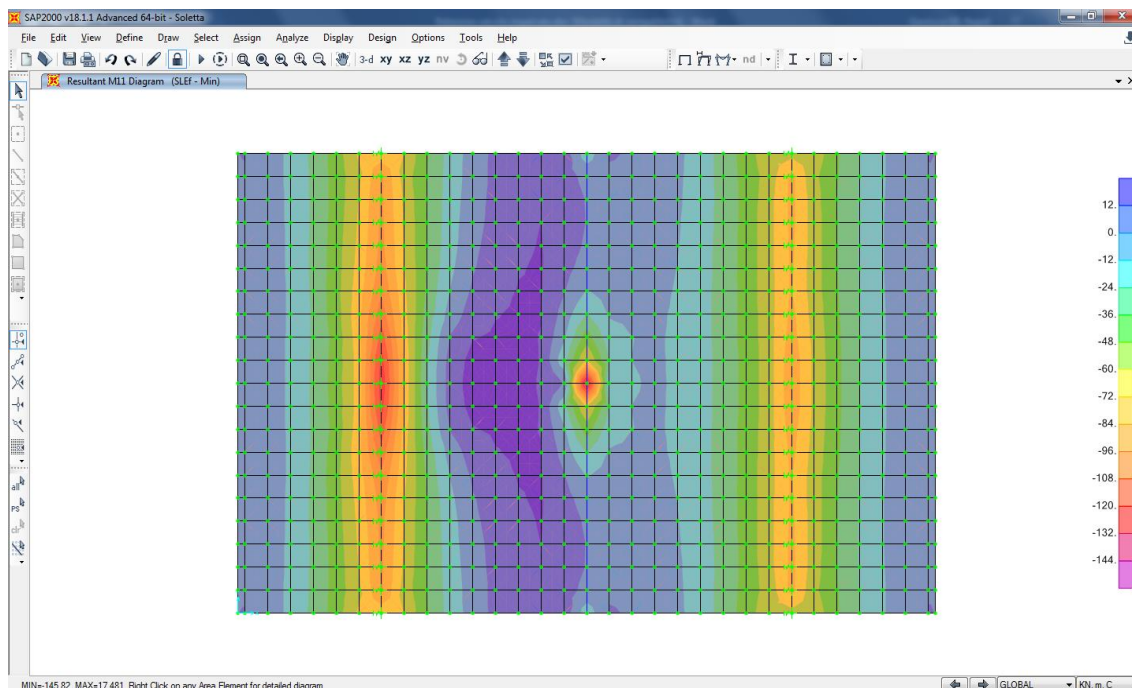


Figura 7.31: Momento flettente trasversale – inviluppo dei valori massimi

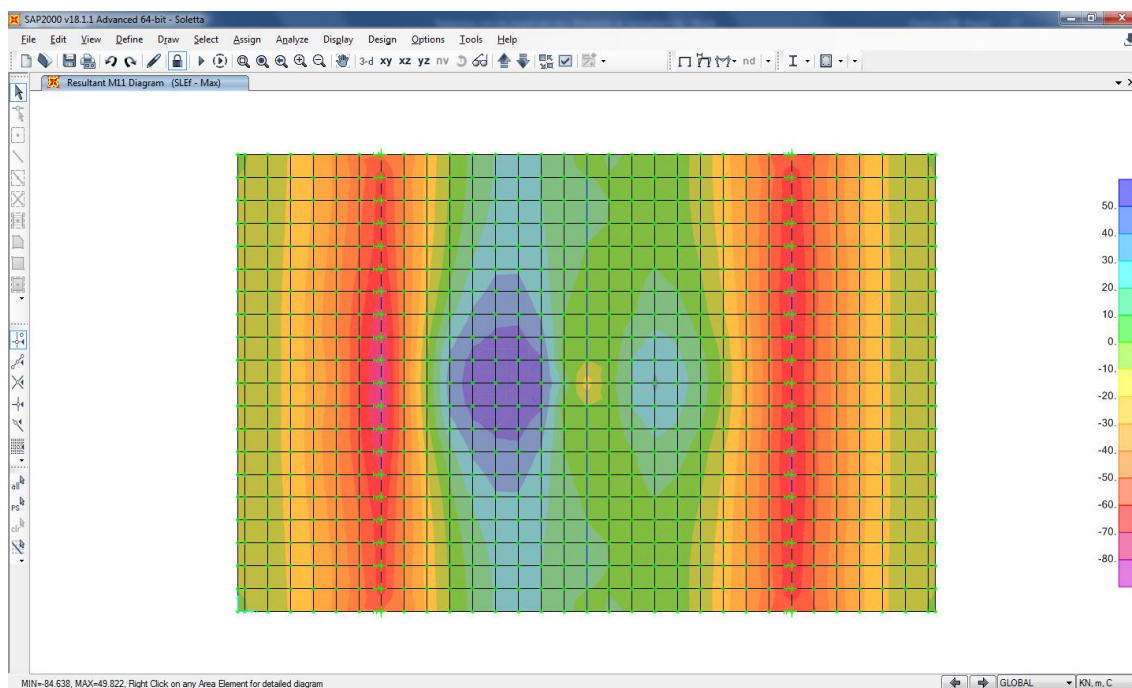


Figura 7.32: Momento flettente trasversale – inviluppo dei valori massimi

Il calcolo delle tensioni di trazione nelle barre di armatura è riportato nelle seguenti Figure.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Appoggio laterale

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

Titolo: Sezione su appoggio estremità

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	5
2	15.71	21

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 -108 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

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/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  19.83 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  13.5 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.8  
 $\tau_{c1}$  2.257

$\sigma_c$  -8.662 N/mm²  
 $\sigma_s$  164.2 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.8211 ‰  
d 25 cm  
x 11.04 x/d 0.4417  
 $\delta$  0.9921

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Figura 7.33: Tensione massima di trazione in sezione A-A

Verifica C.A. S.L.U. - File: Appoggio intermedio

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

Titolo: Sezione su appoggio intermedio

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	5
2	15.71	21

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 -74 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

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/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  19.83 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  13.5 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.8  
 $\tau_{c1}$  2.257

$\sigma_c$  -5.935 N/mm²  
 $\sigma_s$  112.5 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.5626 ‰  
d 25 cm  
x 11.04 x/d 0.4417  
 $\delta$  0.9921

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Figura 7.34: Tensione massima di trazione in sezione B-B

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

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

**TITOLO:** Sezione campata

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	15.71	5
			2	15.71	21

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

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

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

**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/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200 000 N/mm²	$f_{cd}$	19.83 N/mm²
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.8 N/mm²
		$\tau_{c1}$	2.257 N/mm²

$\sigma_c$ : -5.635 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 158 N/mm²

$\epsilon_s$ : 0.7901 ‰  
d: 21 cm  
x: 7.318 cm  
x/d: 0.3485  
 $\delta$ : 0.8756

**Verifica** N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Figura 7.35: Tensione massima di trazione in sezione C-C

La verifica di fessurazione risulta soddisfatta in quanto la tensione di trazione nelle barre è sostanzialmente sempre inferiore a 160 MPa; si riportano in ogni caso le tabelle sopra citate.

**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	-

#### 7.4.4 Verifiche di deformabilità

Si riportano le deformazioni verticali dovute all'applicazione dei carichi mobili.



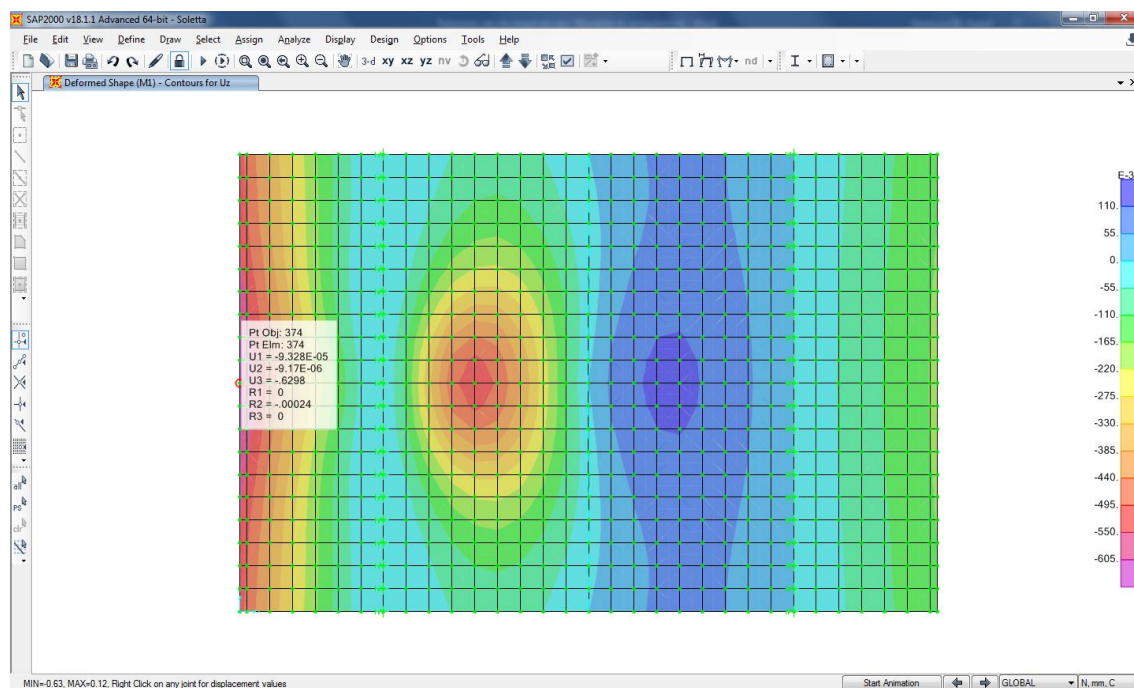


Figura 7.36: Spostamenti verticali dovuti ai carichi mobili – caso 1

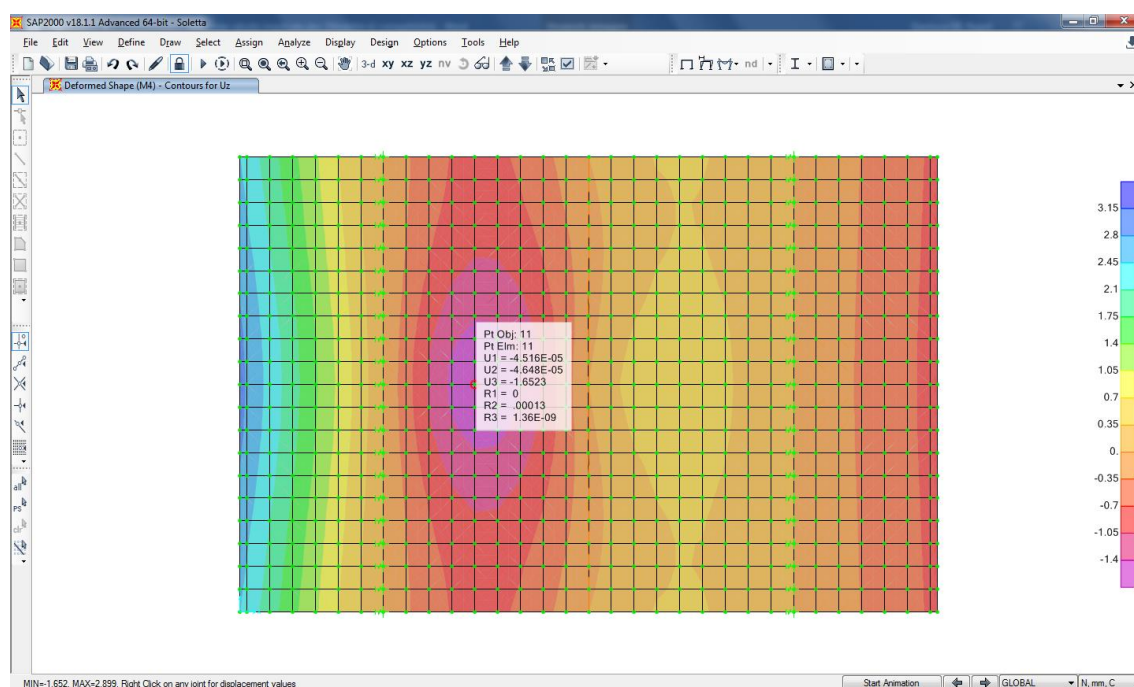


Figura 7.37: Spostamenti verticali dovuti ai carichi mobili – caso 2

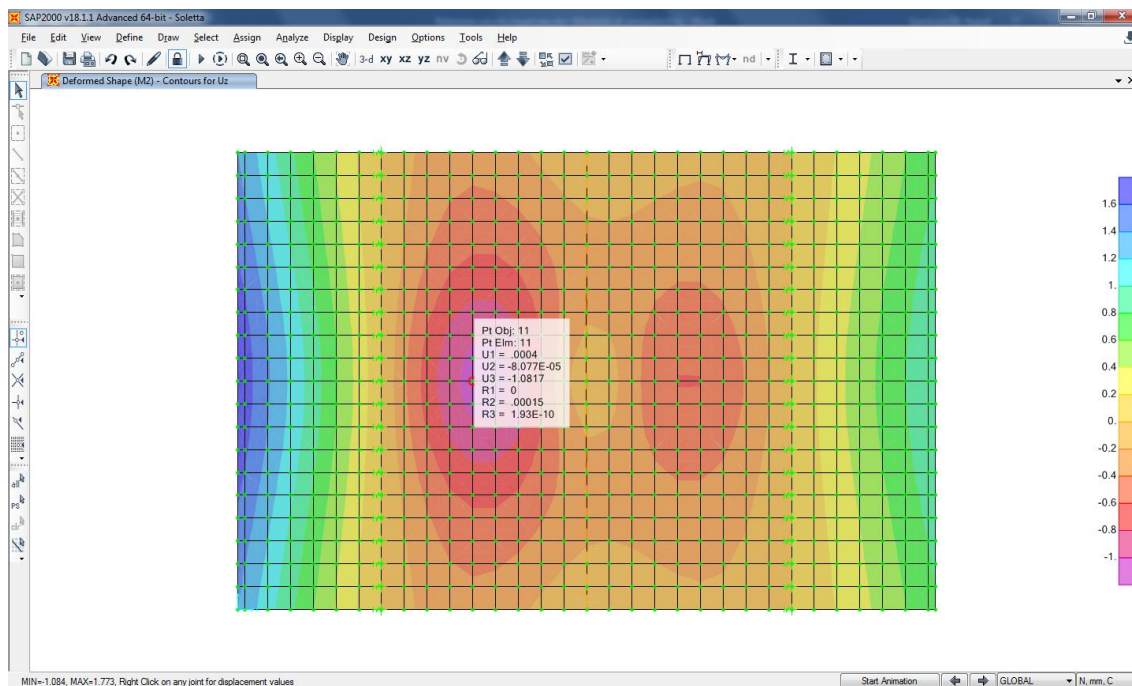


Figura 7.38: Spostamenti verticali dovuti ai carichi mobili – caso 3

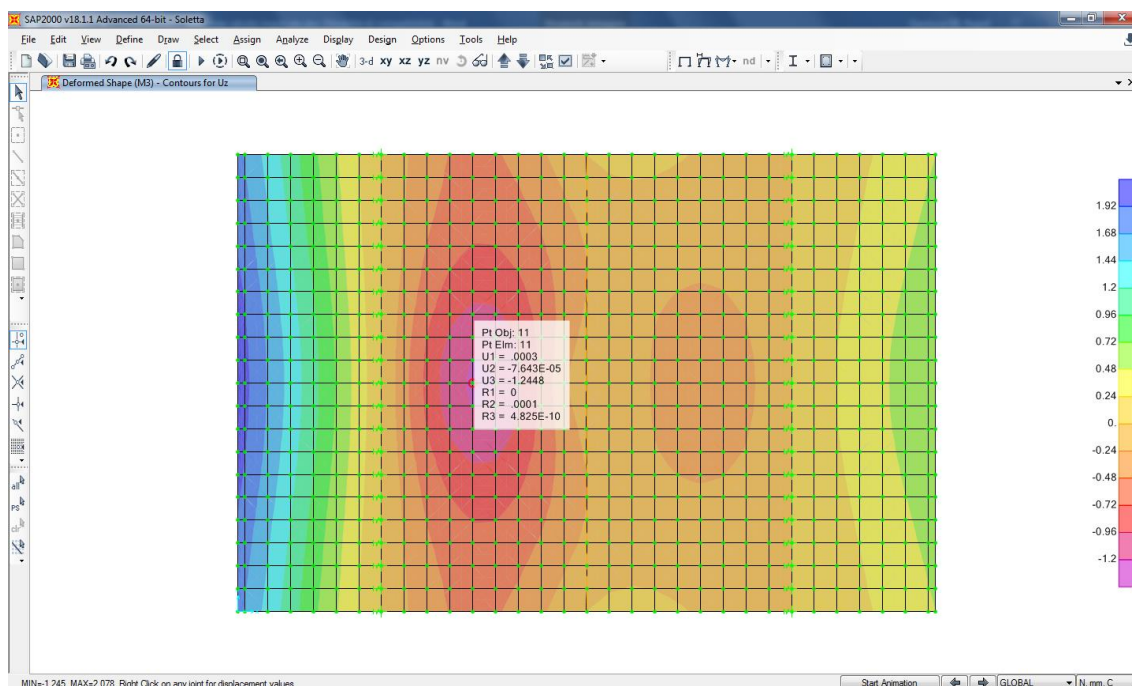


Figura 7.39: Spostamenti verticali dovuti ai carichi mobili – caso 4

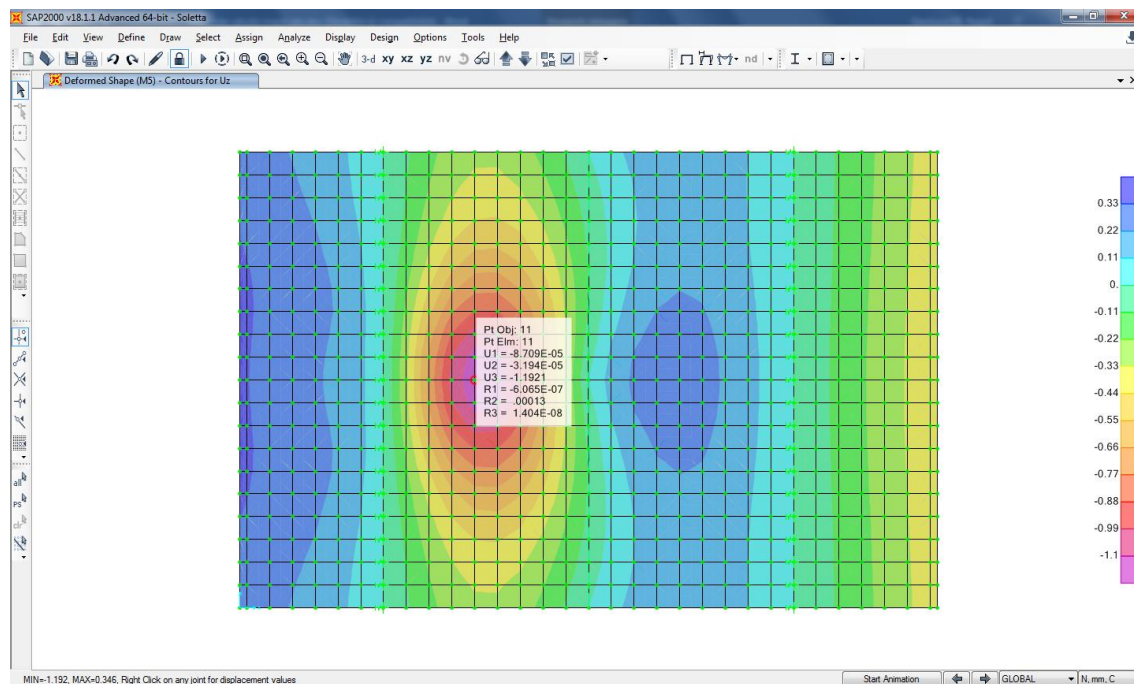


Figura 7.40: Spostamenti verticali dovuti ai carichi mobili – caso 5

I massimi cedimenti verticali valgono quindi:

- 📏 Zona di sbalzo:  $v_{\max} = 0.60 \text{ mm} \ll 2 \cdot L/1000$
- 📏 Zona in campata:  $v_{\max} = 1.6 \text{ mm} \ll L/1000$

La verifica può considerarsi quindi soddisfatta.