

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

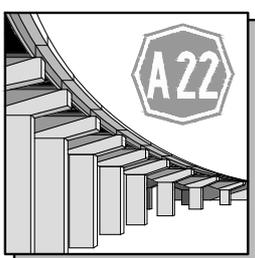
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

A1	LOTTO 2 - dal km 223+100 al km 230+717
4.1.1.	INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE Sovrappasso Bine Lunghe n°81 (pr km 224+103) Relazione di calcolo

0	MAR. 2021	EMISSIONE	PIACENTINI	M. ZINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					

1 INDICE

1	Indice	2
1.1	Codici di calcolo.....	4
1.1.1	Eng 8.....	4
1.1.2	Strand7 versione 2.4.5.....	4
2	Normativa di riferimento e riferimenti tecnici	5
2.1	Norme tecniche	5
2.2	Riferimenti tecnici	5
2.2.1	CNR e UNI	5
2.2.2	EUROCODICI	5
3	Caratteristiche dei materiali impiegati	7
3.1	Calcestruzzo per magrone (non strutturale)	7
3.2	Calcestruzzo per pali e fondazioni.....	7
3.3	Calcestruzzo per strutture in elevazione spalla	7
3.4	Calcestruzzo per cordoli	8
3.5	Calcestruzzo per baggioli	8
3.6	Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile (ove richiesto).....	8
3.7	Acciaio in reti e tralici elettrosaldati ad aderenza migliorata per cemento armato controllato in stabilimento saldabile (ove richiesto).....	9
3.8	Acciaio tipo S355 J2W per carpenteria.....	9
3.9	Acciaio per pendini S355J2H	9
3.10	Saldature di testa o a T a completa penetrazione	9
3.11	Saldature a cordone d'angolo.....	9
4	Descrizione delle opere.....	10
4.1	Caratteristiche generali dell'opera	10
4.2	Caratteristiche geometriche dell'opera	10
5	Analisi dei carichi	11
5.1	Pesi propri strutturali.....	11
5.2	Azioni permanenti.....	11
5.3	Azioni accidentali.....	11
5.3.1	Azione longitudinale di frenamento	11
5.4	Azioni meteoriche.....	12
5.4.1	Azioni dovute al vento.....	12
5.5	Spinte delle terre e delle acque	12
6	Progetto e verifica delle strutture	13
6.1	Lastra ortotropa: analisi locale.....	13
6.1.1	Sistema I.....	13
6.1.2	Sistema II	15
6.1.3	Sistema III	26
7	Caratteristiche delle sezioni	27
7.1	Sezioni resistenti concii impalcato.....	27
8	Analisi globale.....	28
8.1	Descrizione del modello	28
8.1.1	Sollecitazioni per peso proprio delle strutture	29
8.1.2	Sollecitazioni per carichi permanenti.....	31
	Distorsioni termiche	32

8.1.3	Azione dei sovraccarichi accidentali	33
9	Verifiche	36
9.1	Verifica flessionale allo SLU	37
9.2	Verifica al taglio	39
9.2.1	Sezione all'appoggio S_A	39
10	Apparecchi d'appoggio	40
10.1	Reazioni vincolari modello globale	40
1	Verifica allo stato limite di fatica	41
2	Verifiche allo SLE	47
2.1	Verifica dello spostamento verticale in mezzeria	47
3	Descrizione delle opere	48
3.1	Caratteristiche generali dell'opera	48
3.2	Caratteristiche geometriche dell'opera	48
4	Analisi dei carichi	49
4.1	Pesi propri strutturali	49
4.2	Azioni permanenti	49
4.3	Azioni accidentali	49
4.3.1	Azione longitudinale di frenamento	50
4.4	Azioni meteoriche	50
4.4.1	Azioni dovute al vento	50
4.5	Spinte delle terre e delle acque	50
5	Progetto e verifica delle strutture	51
5.1	Lastra ortotropa: analisi locale	51
5.1.1	Sistema I	51
5.1.2	Sistema II	53
5.1.3	Sistema III	63
6	Caratteristiche delle sezioni	64
6.1	Sezioni resistenti conci impalcato	64
7	Analisi globale	65
7.1	Descrizione del modello	65
7.1.1	Sollecitazioni per peso proprio delle strutture	67
7.1.2	Distorsioni termiche	70
7.1.2	Azione dei sovraccarichi accidentali	71
8	Verifiche	76
8.1	Verifica flessionale allo SLU	77
8.2	Verifica al taglio allo SLU	80
8.2.1	Sezione all'appoggio S_A	80
9	Reazioni vincolari modello globale	81
10	Verifiche allo SLE	82
10.1	Verifica dello spostamento verticale in mezzeria	82
11	Verifica dell'arco	83
11.1	Sezione di mezzeria	83
11.1.1	Verifica allo SLU	83
11.1.2	Verifica d'instabilità	84
12	Verifiche dei pendini	89
12.1	Verifiche di resistenza agli SLU	89
13	Verifica allo stato limite di fatica	90

1 METODO DI CALCOLO

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

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

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo degli stati limite.

1.1 Codici di calcolo

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

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

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

1.1.1 Eng 8

Programma di calcolo strutturale della SigmaC di Padova. E' un programma ad elementi finiti. Esegue il calcolo di telai piani, graticci di travi, travi continue, travi rovesce, sezioni in c.a., muri di sostegno. Codesto software è un programma strutturale a travi e telai di comprovata affidabilità prodotto da ormai più di 10 anni e largamente diffuso.

Il programma Eng8 viene utilizzato per lo studio dei modelli parziali, per gli elementi strutturali schematizzabili con più semplicità e per le verifiche delle sezioni; gli schemi grafici ed i tabulati riportati sono ottenuti tramite tale codice di calcolo.

1.1.2 Strand7 versione 2.4.5

Programma di calcolo strutturale agli elementi finiti della G+D Computing Pty Ltd. messo a punto nella università di Sidney, Australia. Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- bi- tri- dimensionali anche con non linearità di materiale di geometria e con effetti dinamici. Questo software è fra i programmi strutturali ad elementi finiti più diffusi al mondo e sicuramente quello con i preprocessor e post-processor più semplici e immediati per l'uso e la comprensione dei modelli; inoltre il programma vanta svariate applicazioni di comprovata affidabilità.

2 *NORMATIVA DI RIFERIMENTO E RIFERIMENTI TECNICI*

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica. Il progetto si richiama particolarmente alle seguenti normative e regole tecniche:

2.1 *Norme tecniche*

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086
Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 11951, 14 febbraio 1974
Istruzioni relative alla Legge 5 novembre 1971.
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Ministero delle infrastrutture: - D.M. 14/01/2008.
Norme tecniche per le costruzioni.
- Consiglio superiore dei lavori pubblici: – Circolare 2 febbraio 2009 n.617
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. – Bozza aggiornata al 7 marzo 2008.

2.2 *Riferimenti tecnici*

2.2.1 CNR e UNI

- Norma CNR-UNI 10011
Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norma CNR-UNI 10016
Travi composte acciaio calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.
- Norma CNR-UNI 10018
Apparecchi di appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni. Istruzioni per il calcolo e l'impiego.
- Norma CNR-UNI 10024
Analisi delle strutture mediante calcolatore elettronico: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- Norma UNI EN 206
Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- Norma UNI 11104
Durabilità e classi di esposizione ambientale nelle strutture in calcestruzzo.

2.2.2 EUROCODICI

- UNI ENV 1992-1-1: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI ENV 1993-1-1: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

- UNI ENV 1993-1-5: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-5: Regole generali – Regole supplementari per lastre ortotrope in assenza di carichi trasversali.
- UNI ENV 1993-1-7: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-7: Regole generali – Regole supplementari per lastre ortotrope caricate al di fuori del loro piano.
- UNI ENV 1993-2: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 2: Ponti in acciaio.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, sono previsti i seguenti materiali:

3.1 Calcestruzzo per magrone (non strutturale)

Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni: $R'_{ck} \geq 15.0$ MPa
Cemento tipo: 32.5

3.2 Calcestruzzo per pali e fondazioni

Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni: $R'_{ck} \geq 30.0$ MPa
Modulo elastico $E_{CA} = 31.4$ GPa
Cemento tipo: 32.5
Classe di esposizione ambientale: XC2
Rapporto massimo acqua/cemento: conforme alla norma vigente
Contenuto minimo di cemento: conforme alla norma vigente
Massimo diametro degli inerti 20 mm
Classe di consistenza (slump test): S3-S4
Resistenza a trazione semplice: $f_{ctm} = 0.27\sqrt{R_{ck}^2} = 2.56$ MPa
Resistenza a trazione caratteristica: $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 1.79$ MPa
Resistenza a compressione caratteristica: $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 24.90$ MPa

3.3 Calcestruzzo per strutture in elevazione spalla

Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni: $R'_{ck} \geq 40.0$ MPa
Modulo elastico $E_{CA} = 33.6$ GPa
Cemento tipo: 32.5
Classe di esposizione ambientale: XC4-XD1-XF4
Rapporto massimo acqua/cemento: conforme alla norma vigente
Contenuto minimo di cemento: conforme alla norma vigente
Massimo diametro degli inerti 20 mm
Classe di consistenza (slump test): S3-S4
Resistenza a trazione semplice: $f_{ctm} = 0.27\sqrt{R_{ck}^2} = 3.10$ MPa
Resistenza a trazione caratteristica: $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.17$ MPa
Resistenza a compressione caratteristica: $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20$ MPa

3.4 Calcestruzzo per cordoli

Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni:	$R'_{ck} \geq 40.0$ MPa
Modulo elastico	$E_{CA} = 33.6$ GPa
Cemento tipo:	32.5
Classe di esposizione ambientale:	XC4-XD1-XF4
Rapporto massimo acqua/cemento:	conforme alla norma vigente
Contenuto minimo di cemento:	conforme alla norma vigente
Massimo diametro degli inerti	25 mm
Classe di consistenza (slump test):	S3-S4
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.273\sqrt{R_{ck}^2} = 3.10$ MPa
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.17$ MPa
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20$ MPa

3.5 Calcestruzzo per baggioli

Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni:	$R'_{ck} \geq 45.0$ MPa
Modulo elastico	$E_{CA} = 34.6$ GPa
Cemento tipo:	32.5
Classe di esposizione ambientale:	XC4-XD1-XF4
Rapporto massimo acqua/cemento:	conforme alla norma vigente
Contenuto minimo di cemento:	conforme alla norma vigente
Massimo diametro degli inerti	15 mm
Classe di consistenza (slump test):	S5
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.273\sqrt{R_{ck}^2} = 3.35$ MPa
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.35$ MPa
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 37.35$ MPa

3.6 Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile (ove richiesto)

Tipo di acciaio:	B450C ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 430$ MPa
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540$ MPa
Allungamento percentuale:	$A_5 \geq 12\%$
Rapporti di duttilità:	$f_y/f_{yk} \leq 1.35$ $(f_t/f_y)_{medio} \geq 1.13$

Analisi chimica di colata in accordo con § 2.2.6. del D.M. 09.01.1996 per acciaio saldabile.

3.7 Acciaio in reti e tralicci elettrosaldati ad aderenza migliorata per cemento armato controllato in stabilimento saldabile (ove richiesto)

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 390 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 440 \text{ MPa}$
Allungamento percentuale:	$A_{10} \geq 8\%$
Rapporti di duttilità:	$f_{tk}/f_{yk} \leq 1.10$
Analisi chimica di colata in accordo con § 2.2.6. del D.M. 09.01.1996 per acciaio saldabile.	

3.8 Acciaio tipo S355 J2W per carpenteria

Tensione di rottura a trazione:	$f_t \geq 510 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento:	$f_y \geq 355 \text{ MPa}$
Resilienza:	$KV \geq 27 \text{ J a } -20^\circ\text{C}$
Allungamento perc.: - per lamiera	$\epsilon_t \geq 21\%$
- per barre, profilati larghi piatti	$\epsilon_t \geq 22\%$
Stato limite per spessori $t \leq 40 \text{ mm}$:	
Condizione di carico I:	$f_d = 355 \text{ MPa}$
	$\tau_s = 205 \text{ MPa}$

3.9 Acciaio per pendini S355J2H

Tensione di rottura a trazione:	$f_t \geq 510 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento:	$f_y \geq 355 \text{ MPa}$
Resilienza:	$KV \geq 27 \text{ J a } -20^\circ\text{C}$
Allungamento perc.: - per lamiera	$\epsilon_t \geq 21\%$
- per barre, profilati larghi piatti	$\epsilon_t \geq 22\%$
Stato limite per spessori $t \leq 40 \text{ mm}$:	
Condizione di carico I:	$f_d = 355 \text{ MPa}$
	$\tau_s = 205 \text{ MPa}$

3.10 Saldature di testa o a T a completa penetrazione

- Giunto di prima classe:	$f_d = f_{d,S355} = 355 \text{ MPa}$
- Giunto di seconda classe:	$f_d = 0.85 f_{d,S355} = 301.75 \text{ MPa}$

3.11 Saldature a cordone d'angolo

- Per S355 J2G1W:	$ \sigma_\perp , \tau_\perp , \tau_{//} \leq 0.70 f_{d,S355} = 248.5 \text{ Mpa}$
-------------------	--

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

IMPALCATO A TRAVATA IN LIBERO APPOGGIO

4.1 Caratteristiche generali dell'opera

Nell'ambito del progetto definitivo di adeguamento del tracciato A22 tra lo svincolo di Verona Nord (km 225+372) ed il sovrappasso della linea ferroviaria Verona-Mantova (km 230+163) è previsto l'intervento di allargamento del tratto autostradale in prossimità del ponte di sovrappasso all'Autostrada Serenissima.

4.2 Caratteristiche geometriche dell'opera

Per quanto riguarda l'impalcato a travata in libero appoggio, esso ha luce pari a 27.00m e larghezza totale $B=11.80\text{m}$; questo è costituito da n.3 travi metalliche collegate superiormente tramite lastra ortotropa irrigidita; le travi metalliche, poste ad interasse di 3.50m, hanno altezza variabile $h=1.4-0.96\text{m}$ (travi esterne) e $h=1.5-1.04\text{m}$ (trave interna). Gli sbalzi laterali hanno luce di 2.45m circa.

La larghezza totale dell'impalcato è pari a 11.80, dovuta alla somma delle larghezze di due marciapiedi esterni di 1.40m e ad una superficie carrabile totale di 8.50m comprensivi dell'ingombro degli elementi di bordo. La pendenza trasversale della carreggiata ha un valore costante del 2.50% dal centro verso l'esterno.

L'impalcato presenta una sezione trasversale con travi aventi anima di spessore variabile da 16mm a 20mm e piattabande inferiori con spessori variabili da 40mm a 30mm e larghezza costante pari a 800mm. Gli irrigidimenti longitudinali della lastra ortotropa sono a profilo aperto costituiti da "ribs" 250mmx16mm.

5 ANALISI DEI CARICHI

I carichi previsti per il dimensionamento dell'opera sono ovunque conformi a quanto previsto dal vigente D.M. 14 gennaio 2008, dalla vigente Circ. Min. LL.PP. 02 febbraio 2009.

5.1 *Pesi propri strutturali*

I pesi propri strutturali, non altrove specificati, considerati nei calcoli sono i seguenti:

calcestruzzo non armato:	24.0 kN/m ³
calcestruzzo armato:	25.0 kN/m ³
carpenteria in acciaio:	78.5 kN/m ³
terreno	18.0 kN/m ³

5.2 *Azioni permanenti*

Le azioni permanenti, non altrove specificate, considerate nei calcoli sono le seguenti:

pavimentazione	3 x 6.68 kN/m = 26.04 kN/m
cordoli	25 x 3.22 x 0.12 kN/m = 9.66 kN/m
barriere parapetti velette	7.50 kN/m
totale azioni permanenti	43.2 kN/m

5.3 *Azioni accidentali*

Le azioni accidentali considerate nei calcoli sono quelle previste dall'attuale D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti classificati di prima categoria; precisamente, in relazione alla larghezza dell'impalcato:

- 1° colonna di carico:	
Q _{1k} 2 assi 300 kN disposti come da D.M.	
q _{1k} carico uniforme ripartito	9.00 kN/m ²
- 2° colonna di carico:	
Q _{2k} 2 assi 200 kN disposti come da D.M.	
Q _{2k} carico uniforme ripartito	2.50 kN/m ²
- rimanente area:	
q _{rk} carico uniforme ripartito	2.50 kN/m ²
- carico inerente all'folia:	
q _{fk} carico uniforme ripartito	5.00 kN/m ²

5.3.1 *Azione longitudinale di frenamento*

Si assume agente nella direzione dell'asse della strada e applicata a livello della pavimentazione, in base al vigente D.M. è pari a:

$$H_f = 0.6 (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 27.0 = 432.9 \text{ kN}$$

5.4 Azioni meteoriche

5.4.1 Azioni dovute al vento

La pressione dovuta al vento è assunta pari a:

$$p = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

L'azione del vento interessa i mezzi in transito sul ponte, quando carico, per un'altezza a partire dal piano stradale di 3.00 m.

5.5 Spinte delle terre e delle acque

Le azioni dovute alle spinte delle terre e delle acque sono analizzate e computate in accordo con le indicazioni contenute nella Relazione Geotecnica.

6 PROGETTO E VERIFICA DELLE STRUTTURE

Le verifiche che seguono costituiscono un estratto dei nostri calcoli su schemi e verifiche statiche riguardanti le strutture principali presenti nell'opera in oggetto. In particolare, per alcune tipologie strutturali, si riporta solo una verifica completa, intendendo che le altre sono state condotte analogamente. Tutte le verifiche sono presenti nelle minute di studio, a disposizione per eventuali chiarimenti.

Vengono omessi quasi totalmente i tabulati prodotti con programmi di calcolo automatico. Essi risultano disponibili presso lo Studio per eventuale consultazione.

6.1 Lastra ortotropa: analisi locale

La lastra ortotropa presenta due tipologie distinte di irrigidimenti, nella parte chiusa del cassone gli irrigidimenti sono di tipo aperto, mentre nella parte esterna sono previsti copponi chiusi; per entrambe le tipologie la lastra ortotropa viene studiata in fasi:

- SISTEMA I
- SISTEMA II
- SISTEMA III

6.1.1 Sistema I

Viene analizzata la lamiera d'impalcato per la zona inerente al cassone chiuso, in particolare il sistema I è costituito dalla lamiera d'impalcato di spessore 16 mm che poggia sui rinforzi longitudinali del tipo aperto ("ribs") aventi interasse 300mm.

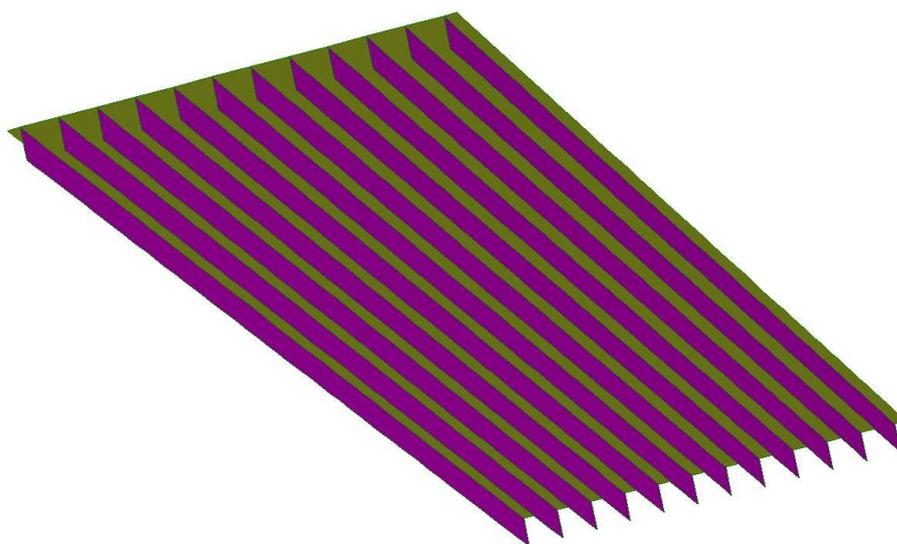


Figura 1 – particolare della lastra ortotropa all'interno del cassone chiuso

Sulla lamiera agisce un carico distribuito permanente, dovuto al peso della lamiera stessa e della pavimentazione stradale:

lamiera	78.5*0.016	= 1.26 kN/m ²
pavimentazione	20*0.015	= 3.00kN/m ²
totale		= 4.18kN/m ²

A tale carico va poi applicato il carico mobile per le verifiche locali: si considera lo Schema di carico 3, costituito da un carico isolato $q_{1c}=150\text{kN}$ su un impronta quadrata di lato 0.4m. considerando la diffusione del carico a 45° fino al piano medio della lamiera, si ottiene il carico distribuito aggiuntivo:

$$q_{\text{accidentale}} = 842.7 \text{ kN/m}^2$$

che sommato ai carichi permanenti fornisce il carico totale

$$q_{\text{totale}} = 846.9 \text{ kN/m}^2$$

Su una luce di 300 mm si ha quindi il momento massimo:

$$M = 7.62 \text{ kNm/m}$$

da cui si ottiene una tensione massima pari a:

$$\sigma_{\text{max}} = 233.26 \text{ MPa}$$

(cautelativamente si è considerato lo spessore di calcolo pari a 14mm)

Se si dimensionasse al collasso, il calcolo del carico critico andrebbe effettuato con la formula di Kloppelel in base alla quale si ottiene:

$$q_{\text{collasso}} = 6.125 \cdot \frac{\sigma_{sn} \cdot t}{a} \sqrt{\varepsilon_c} = 1221 \text{ kN/m}^2 > q_{\text{tot}}$$

in cui:

- t è lo spessore della lamiera
- a è la luce della lamiera
- σ_{sn} è la tensione di snervamento
- ε_c è la deformazione per l'acciaio impiegato

Si sottolinea che per le lastre ortotropa le tensioni calcolate nella lamiera come piastra sottile non danno un indice di resistenza. Infatti il carico di rottura teorico presenta un coefficiente di sicurezza elevatissimo rispetto al carico di rottura reale(>10).

Per questo motivo la verifica delle tensioni del sistema I non è significativa e le tensioni ottenute in questo sistema non vengono sommate a quelle ottenute per gli altri sistemi riportati nel seguito.

E' invece necessario limitare le deformazioni degli elementi della lamiera al fine di prevenire il distacco e la fessurazione della pavimentazione sovrastante.

Utilizzando la formula di Boobnov, si ha che la freccia massima risulta essere

$$f = \frac{1}{6} \frac{5}{384} \frac{q_{\text{tot}} \cdot a^4}{EJ} = 0.31 < \frac{a}{300}$$

6.1.2 Sistema II

Il sistema II è costituito dalla lamiera superiore e dai rinforzi longitudinali a sezione chiusa o aperta, assunti come vincolo sui traversi posti ad interasse 3000mm.

RINFORZI LONGITUDINALI

La lamiera d'impalcato dello spessore pari a 16 mm che poggia su rinforzi longitudinali dello spessore di 16 mm e posti ad interasse pari a 300mm, data la vicinanza dei rinforzi, viene assunta interamente collaborante. Vengono riportate le visualizzazioni dei modelli di entrambi i sistemi:

- lastra ortotropa-irrigidimenti "aperti" per la zona inerente la carreggiata
- lastra ortotropa-irrigidimenti "aperti" per la zona inerente i remi laterali

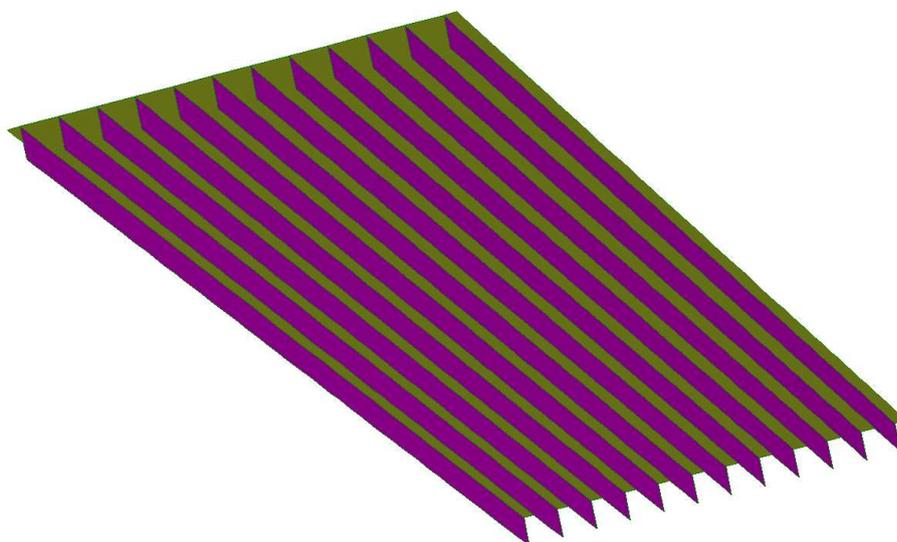


Figura 2 – Visualizzazione degli irrigidimenti aperti della lastra (zona carreggiata)

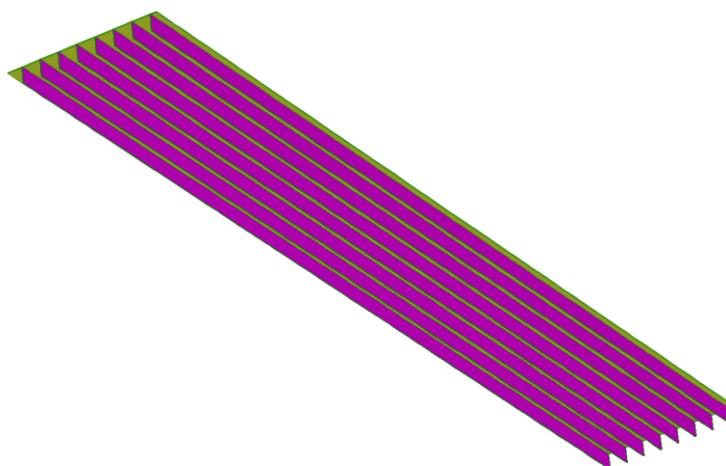


Figura 3 – Visualizzazione degli irrigidimenti aperti della lastra (zona remi laterali)

Le sollecitazioni su questo sistema si calcolano considerando per il rinforzo, rappresentato nelle figura precedenti, lo schema di trave continua su appoggi fissi costituiti dai traversi della piastra ortotropa. Tuttavia, un'analisi di tale tipo non tiene conto del funzionamento a piastra dell'impalcato in lastra ortotropa, che ripartisce il carico sui vari rinforzi.

Le sollecitazioni sui rinforzi longitudinali vengono così calcolate considerando un modello tridimensionale eseguito con elementi SHELL rappresentanti la piastra e gli irrigidimenti.

Oltre al peso proprio della lastra con gli irrigidimenti e della pavimentazione, si considerano due diversi schemi per i carichi mobili:

- schema di carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m.

- schema di carico 2: è costituito da un singolo asse con carico 200kN applicato, su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60m ed altezza 0,35m, trasversalmente all'asse longitudinale dell'impalcato.

Le sollecitazioni vengo calcolate considerano i carichi applicati secondo gli schemi riportati a seguito:

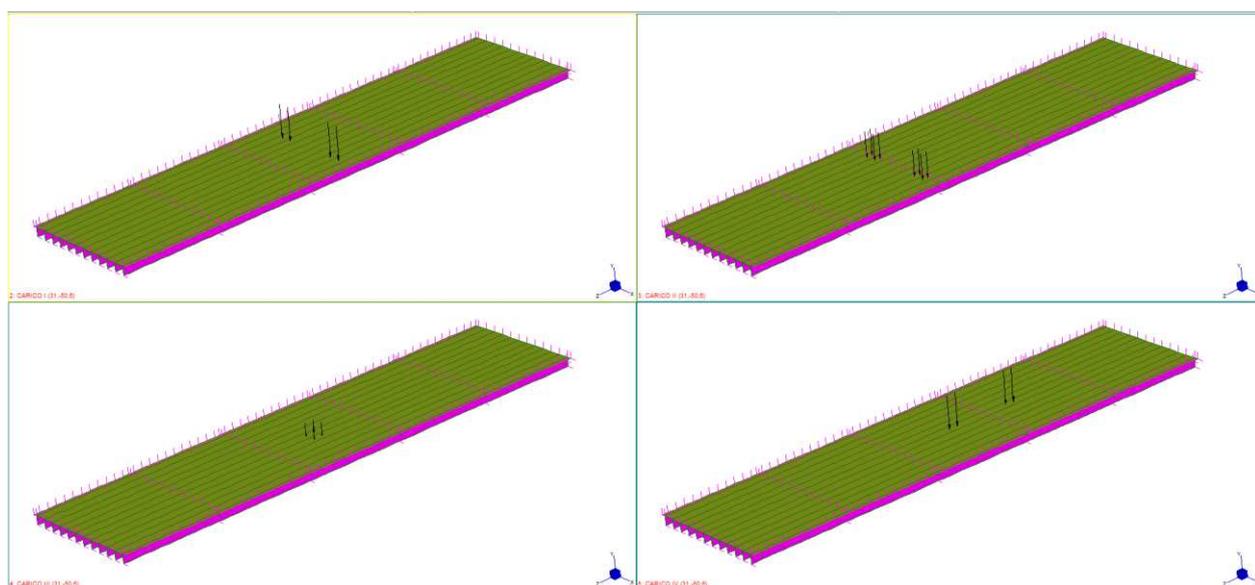


Figura 4 – Visualizzazione dei carichi applicati alla lastra ortotropa con “ribs” (zona carreggiata)

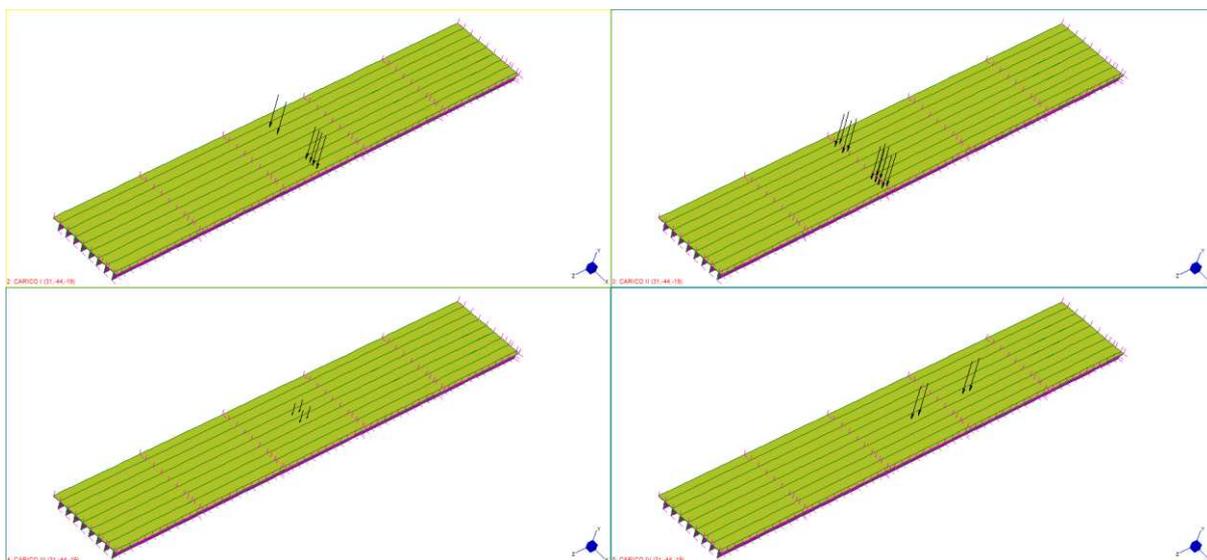


Figura 5 – Visualizzazione dei carichi applicati alla lastra ortotropa con “ribs” (zona carreggiata)

In ogni caso la valutazione delle tensioni viene effettuata considerando i carichi con il loro valore allo S.L.U., secondo quanto riportato nella tabella, utilizzando il criterio di rottura di Von Mises.

Combinazioni di carico		I	II	III	IV
P.P.		1,35	1,35	1,35	1,35
I CARICO		1,5	0,0	0,0	0,0
II CARICO		0,0	1,5	0,0	0,0
III CARICO		0,0	0,0	1,5	0,0
IV CARICO		0,0	0,0	0,0	1,5
PERMANENTE		1,5	1,5	1,5	1,5

SOLLECITAZIONI LASTRA ORTOTROPA - "RIBS" (ZONA CARREGGIATA)

A seguito vengono riportate le visualizzazioni delle tensioni per le combinazioni di carico analizzate, per la lastra ortotropa e successivamente per i "ribs":

MASSIME TENSIONI SULLA LASTRA ORTOTROPA

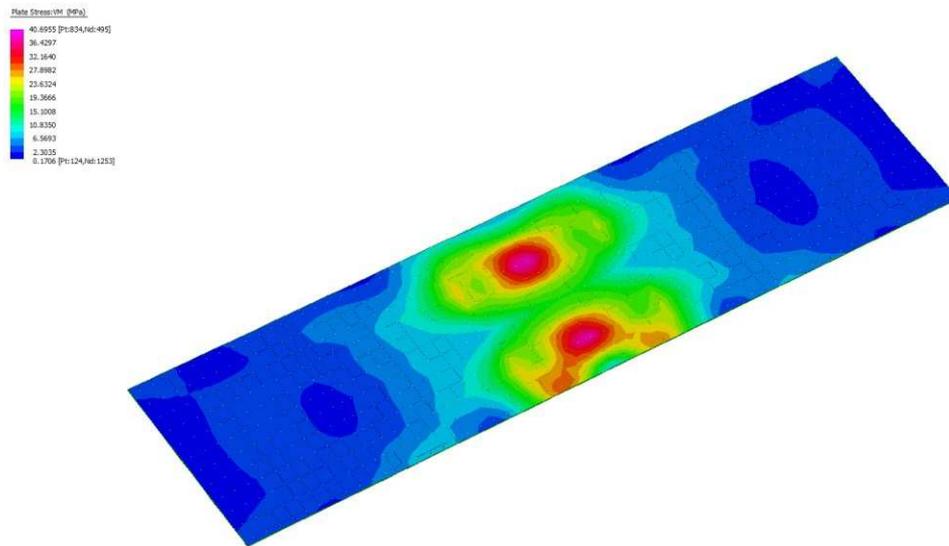


Figura 6 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico I

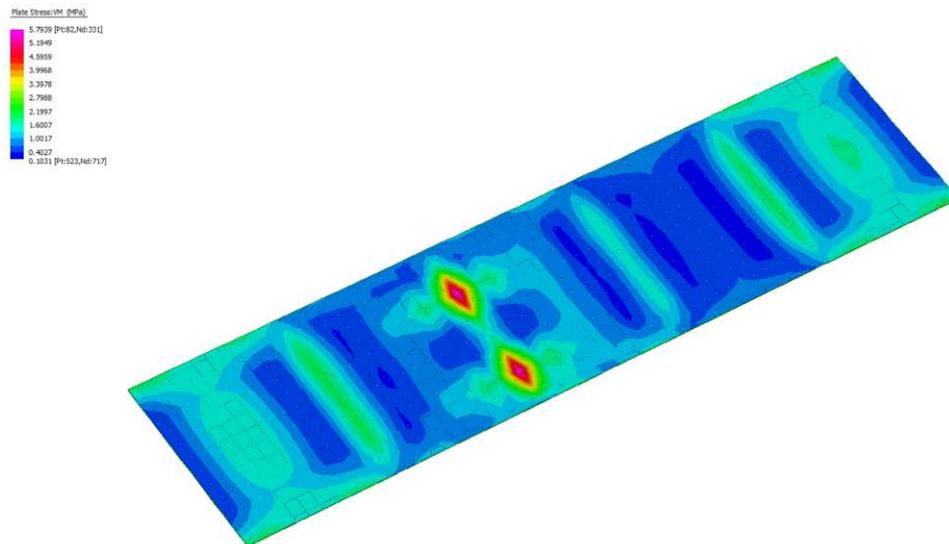


Figura 7 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico II

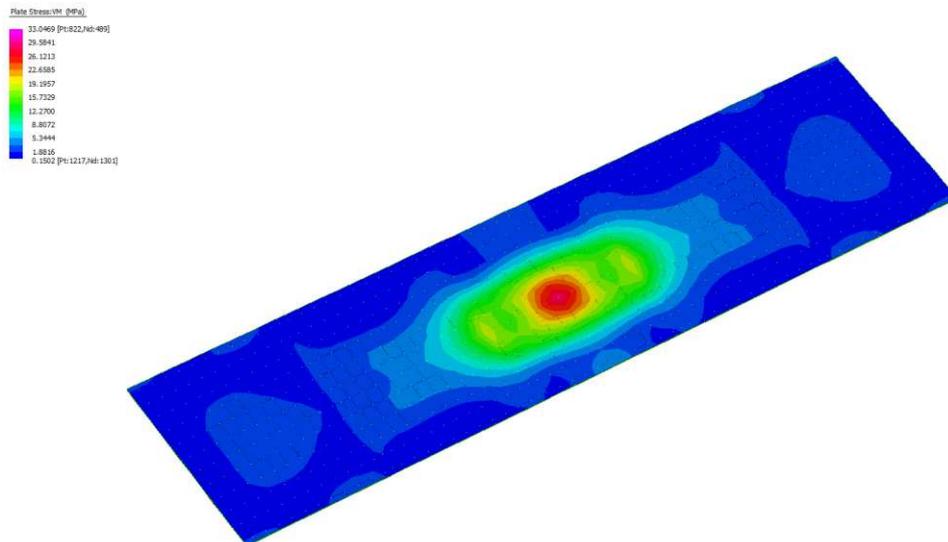


Figura 8 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico III

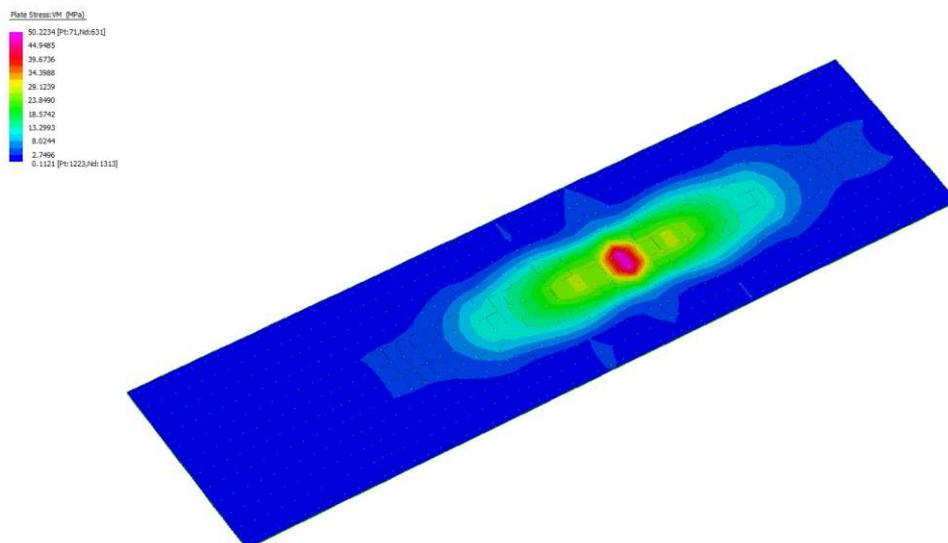


Figura 9 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico IV

MASSIME TENSIONI SUGLI IRRIGIDIMENTI INFERIORI

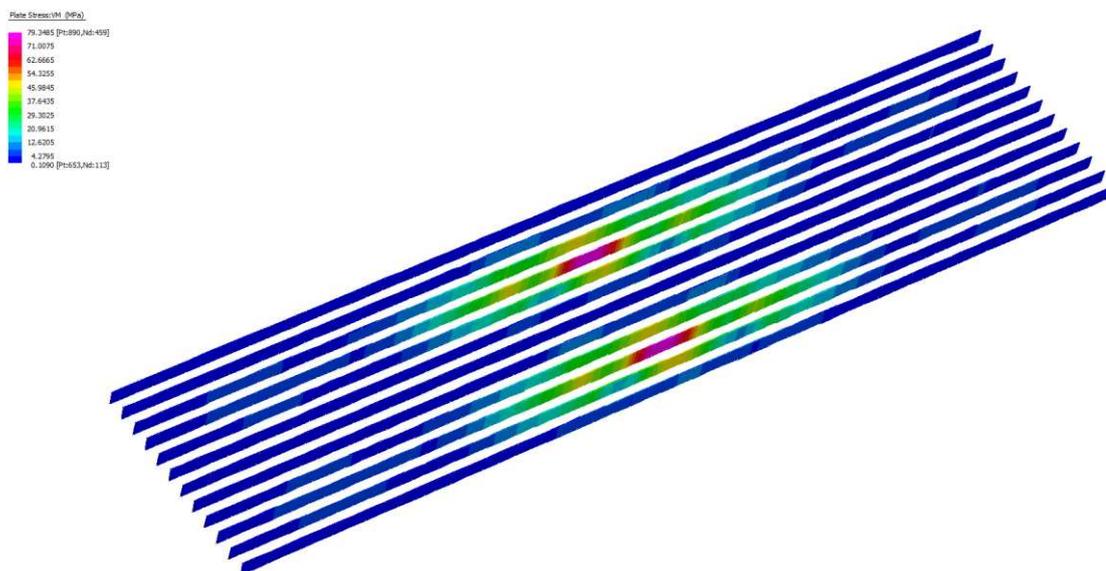


Figura 10 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico I

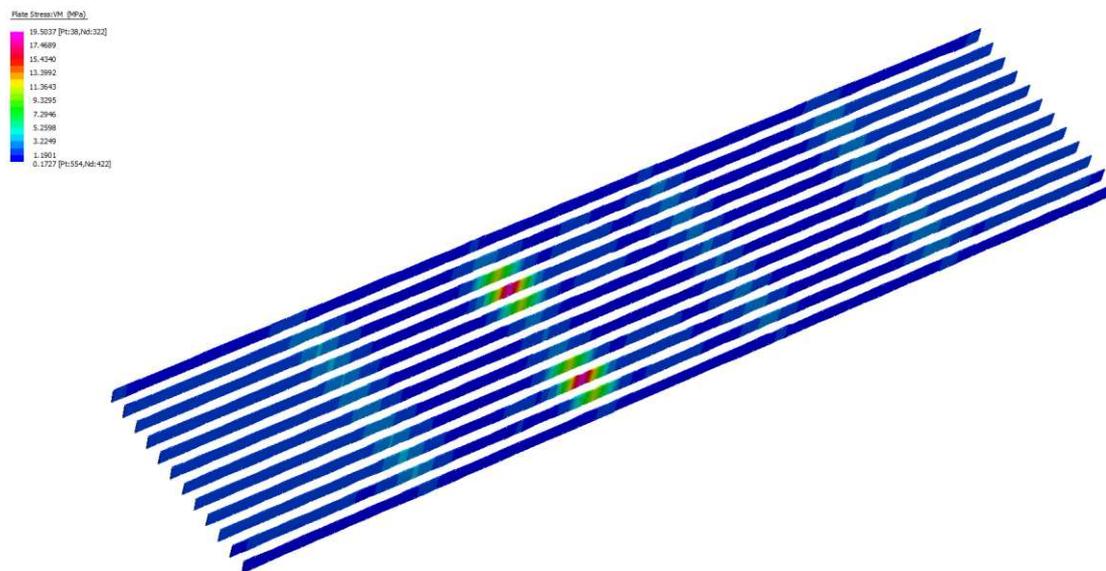


Figura 11 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico II

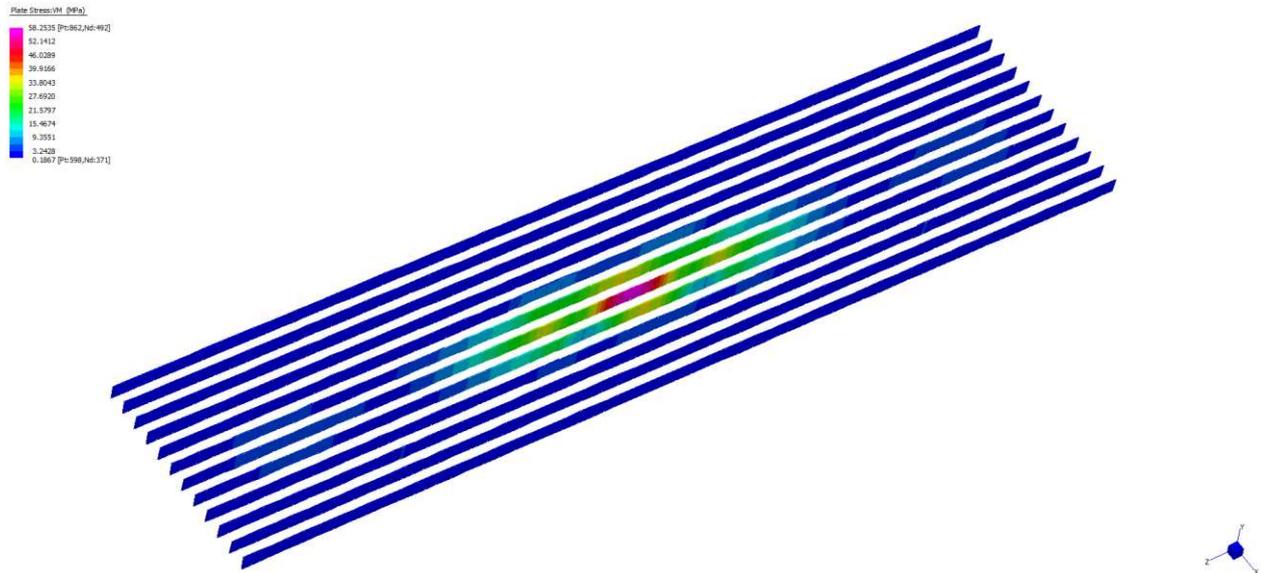


Figura 12 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico III

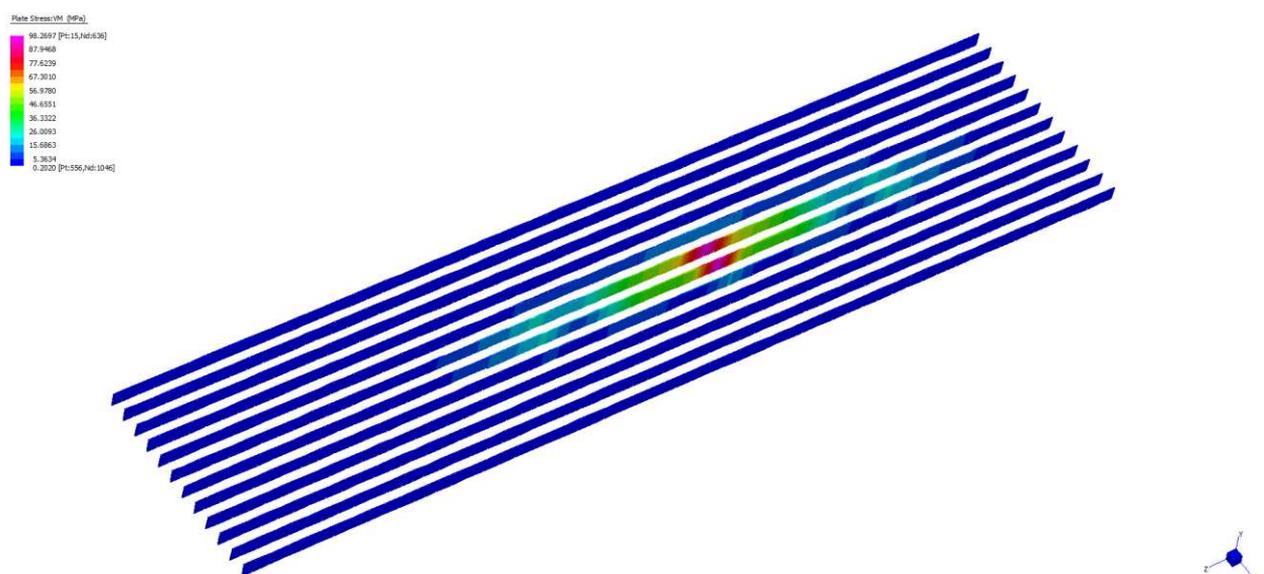


Figura 13 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico IV

La tensione massima al lembo superiore della piastra raggiunge un valore pari a 50.22MPa; mentre per quanto concerne gli irrigidimenti, che risultano essere gli elementi maggiormente sollecitati, si ha una tensione massima pari a 98.3 MPa.

Sia la lastra ortotropa che gli irrigidimenti longitudinali risultano verificati secondo il sistema II.

SOLLECITAZIONI LASTRA ORTOTROPA - "RIBS" (ZONA REMI LATERALI)

A seguito vengono riportate le visualizzazioni delle tensioni per le combinazioni di carico analizzate, per la lastra ortotropa e successivamente per i "ribs":

MASSIME TENSIONI SULLA LASTRA ORTOTROPA

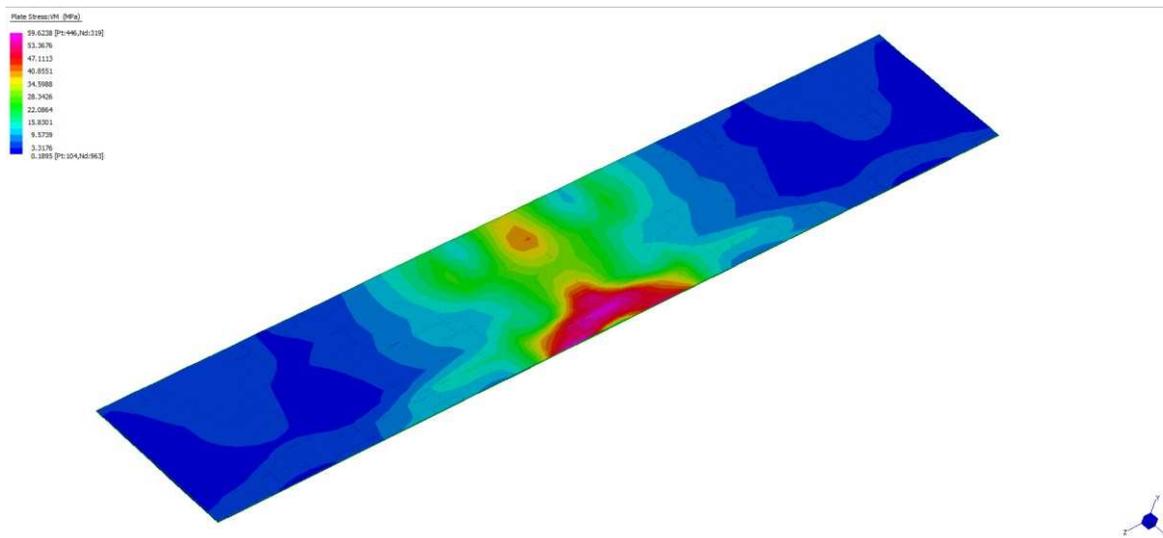


Figura 14 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico I

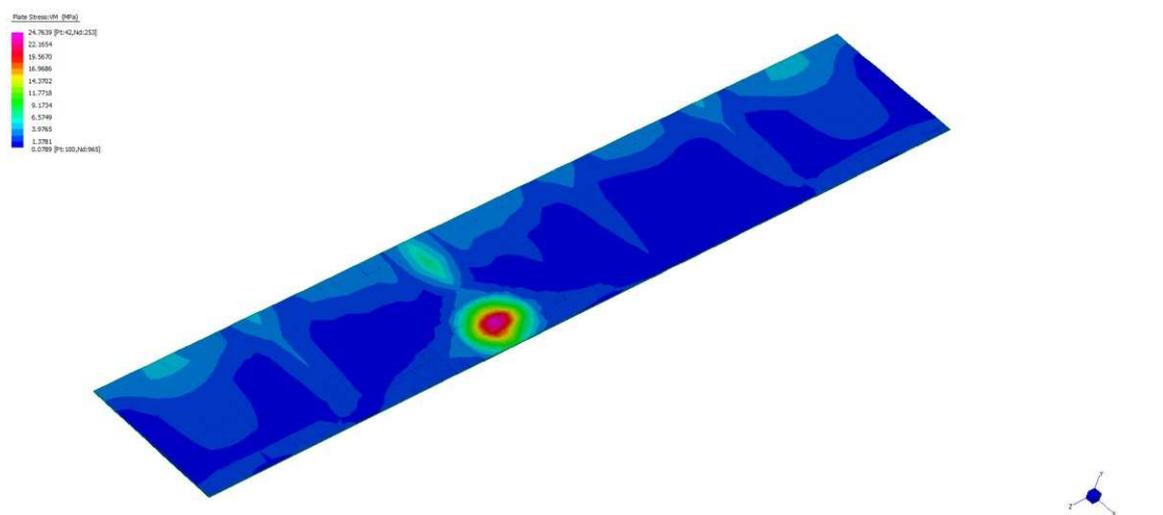


Figura 15 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico II

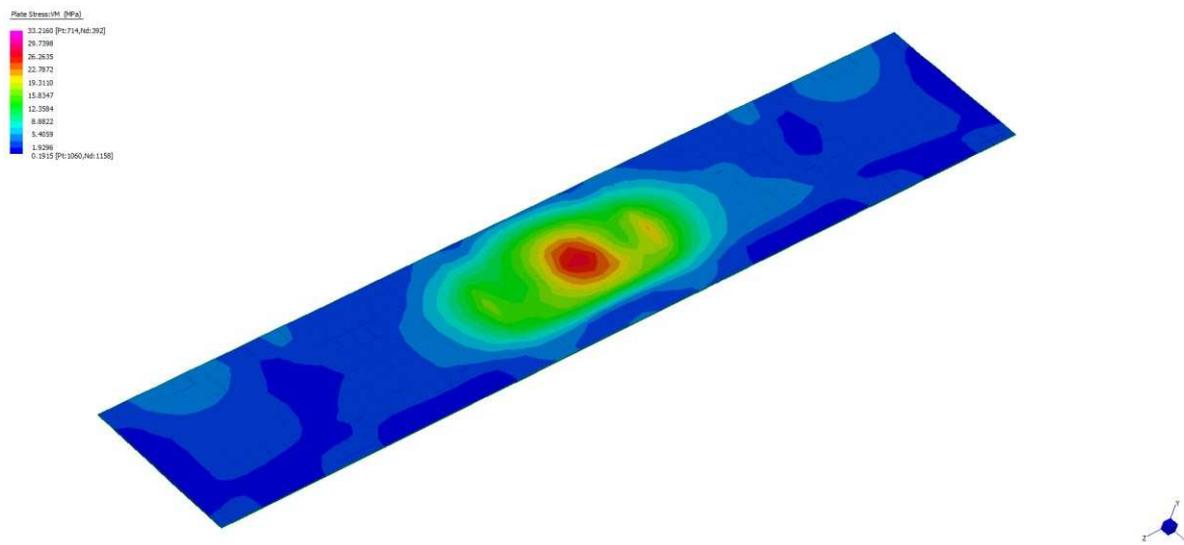


Figura 16 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico III

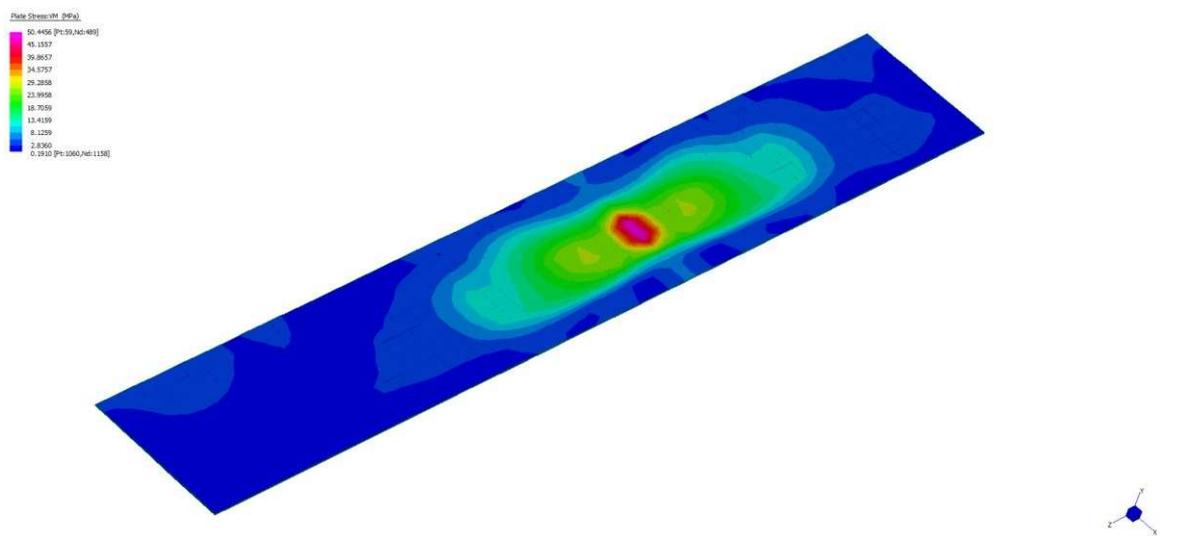


Figura 17 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico VI

MASSIME TENSIONI SUGLI IRRIGIDIMENTI INFERIORI

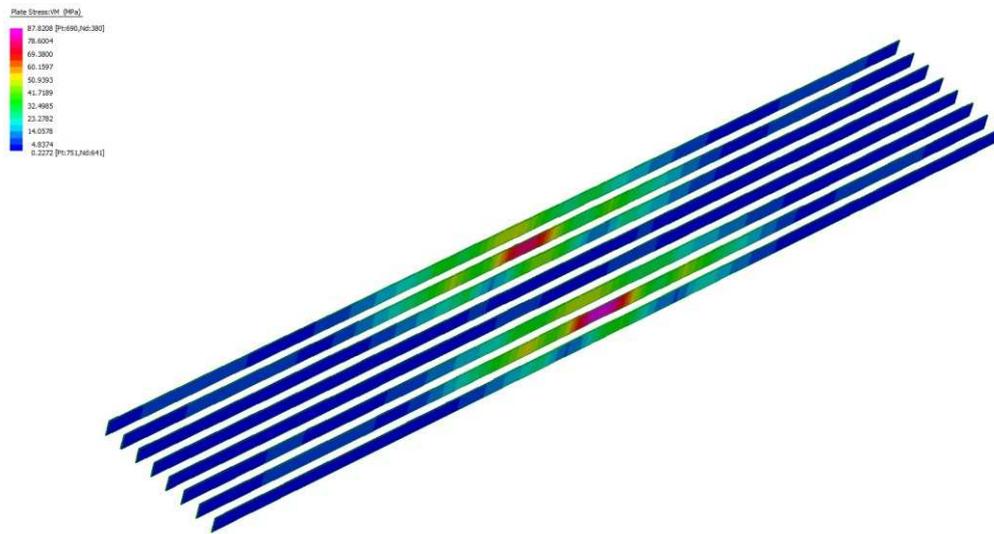


Figura 18 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico I

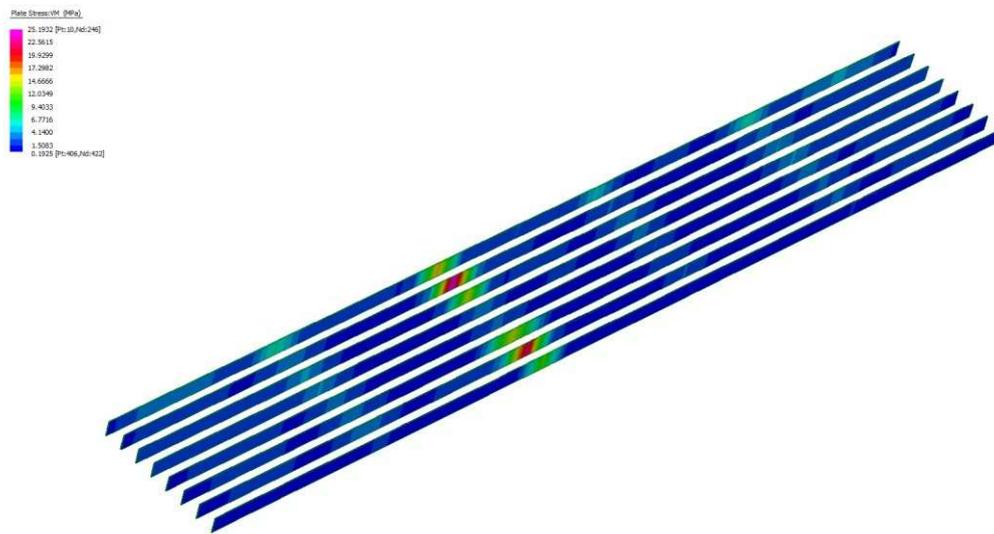


Figura 19 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico II

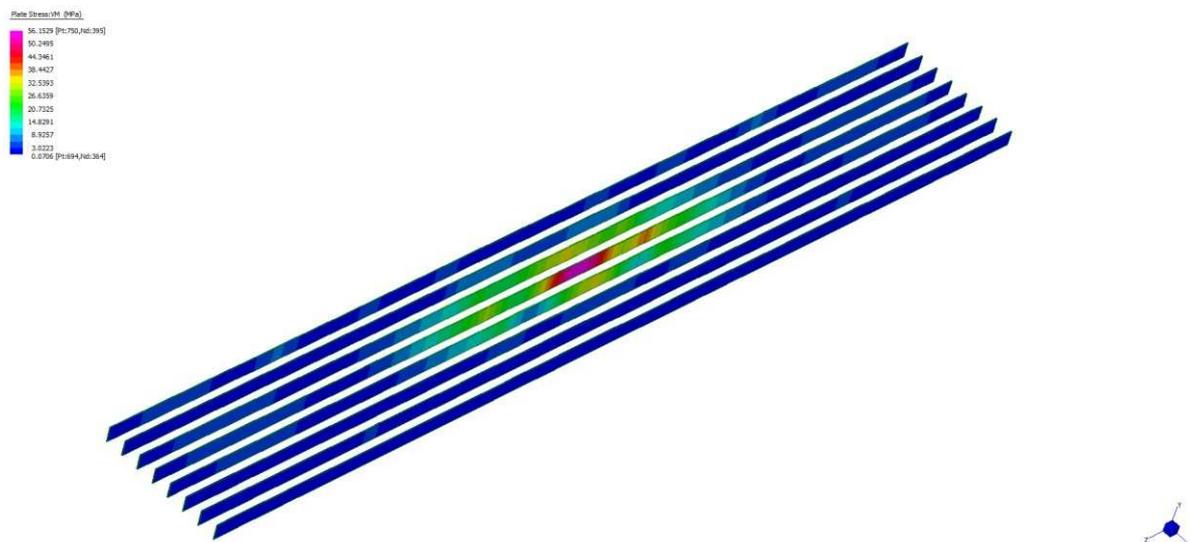


Figura 20 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico III

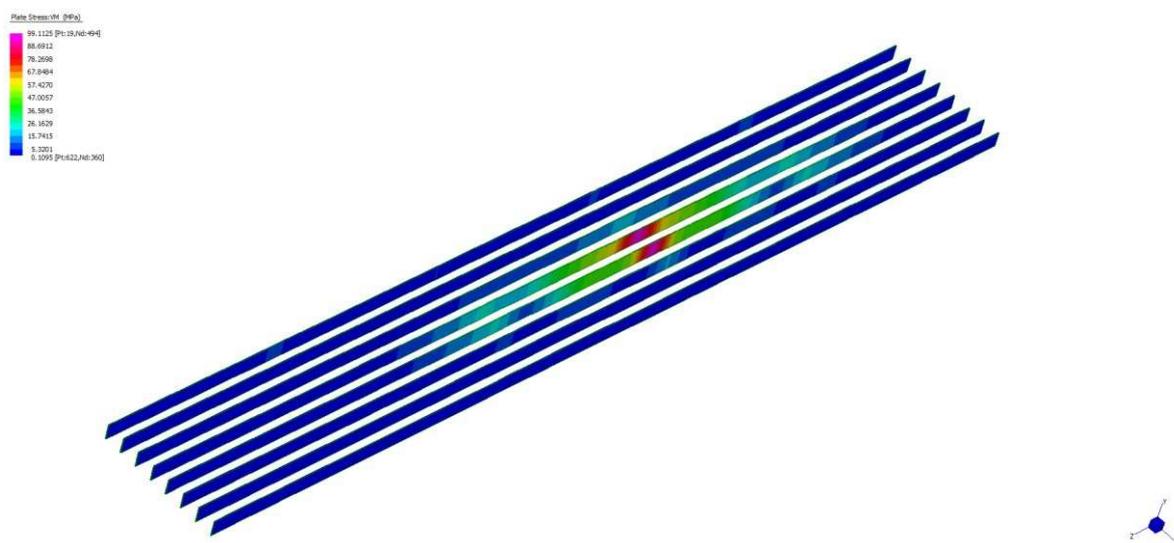


Figura 21 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico IV

La tensione massima al lembo superiore della piastra raggiunge un valore pari a 59.6 MPa; mentre per quanto concerne gli irrigidimenti, che risultano essere gli elementi maggiormente sollecitati, si ha una tensione massima pari a 99.11 MPa.

Sia la lastra ortotropa che gli irrigidimenti longitudinali risultano verificati secondo il sistema II.

6.1.3 Sistema III

Il sistema III è costituito dalla lamiera irrigidita e dalle travi portanti. Si considera quindi che la lamiera collabori con le travi principali e la tensione risultante viene poi sommata con un'aliquota delle tensioni ricavate nel sistema II

La verifica sulla lamiera viene effettuata considerando il 50% delle tensioni ricavate nel sistema II:

$$\sigma_{lamiera} = \sigma_{III} + 0.5\sigma_{II}$$

L'analisi delle travi viene eseguita considerando il funzionamento a cassone per ogni coppia di travi. L'impalcato viene quindi sorretto da quattro travi con anime inclinate e ad altezza variabile.

Per le lamiere rinforzate, la larghezza collaborante varia generalmente da 1/3 a 1/5 della luce, quindi, per la luce in questione, si può assumere la lamiera interamente collaborante.

Queste tensioni devono essere sommate a quelle calcolate nell'analisi globale dell'impalcato per le verifiche flessionali della sezione del traverso.

7 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

7.1 Sezioni resistenti conci impalcato

Per eseguire le verifiche delle sezioni si riportano di seguito le caratteristiche geometriche ed inerziali dei conci dell'impalcato.

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e inerziali delle singole travi delle sezioni principali dei conci previsti.

Sez in mezzeria	A	W_{inf}	W_{sup}	J_t
Sinf=40mm				
Sanime=16mm	[cm ²]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ⁴]
TRAVE T ₁	1215	52177	95339	4923386
TRAVE T ₂	1119	55407	86661	5238729
TRAVE T ₃	1215	52177	95339	4923386

Sez in appoggio	A	W_{inf}	W_{sup}	J_t
Sinf=30mm				
Sanime=20mm	[cm ²]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ⁴]
TRAVE T ₁	1193	43934	93565	4364814
TRAVE T ₂	1100	46773	85379	4683860
TRAVE T ₃	1193	43934	93565	4364814

8 ANALISI GLOBALE

8.1 Descrizione del modello

Per l'analisi globale della struttura si utilizza il codice di calcolo Straus7. La struttura viene modellata come illustrato nella figura seguente, in cui il cassone è stato modellato con elementi plate.

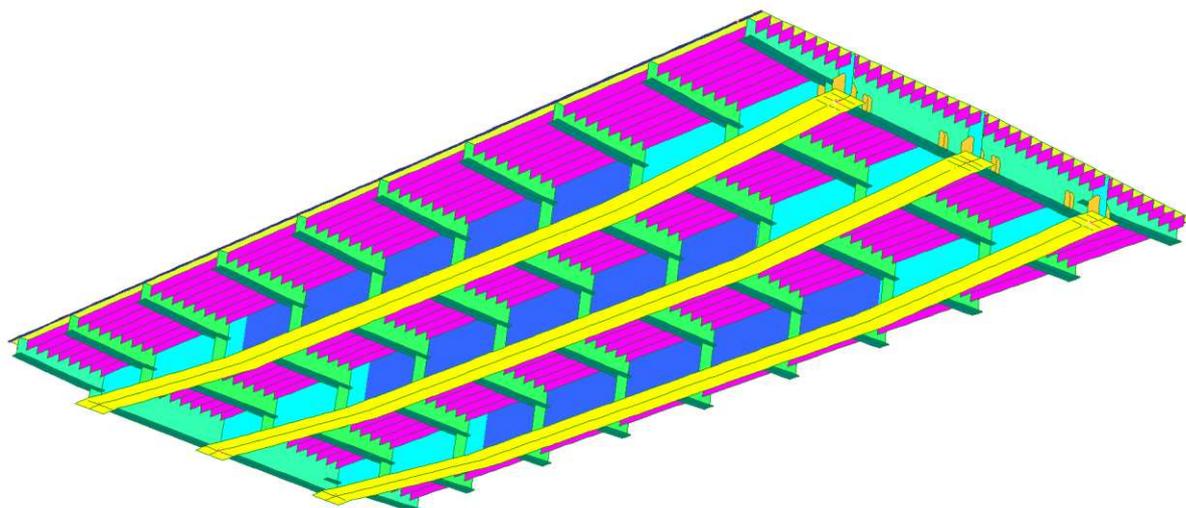


Figura 22 – Visualizzazione del modello 3D

Si assegnano agli elementi plate le caratteristiche geometriche riportate nella seguente tabella. Il peso proprio della struttura viene assegnato automaticamente dal programma di calcolo .

	spessori	
Anime travi (zona mezzeria)	16	mm
Anime travi (zona appoggio)	40	mm
Piattabande inferiori (zona mezzeria)	16	mm
Piattabande inferiori (zona appoggio)	16	mm
Lastra ortotropa	16	mm
Ribs	20	mm
Traversi	20	mm
Ali traversi	30	mm
Traversi appoggio	25	mm
Irrigidimenti trasverso di testata	20	mm

8.1.1 Sollecitazioni per peso proprio delle strutture

I carichi agenti sulla struttura sono il peso proprio degli elementi in acciaio a cui si sommano i permanenti portati.

P.P. strutturale = 46.4 kN/m
 Permanenti = 43.2 kN/m

Dall'analisi eseguita con il codice Straus7 si ottengono i seguenti valori delle sollecitazioni nell'impalcato.

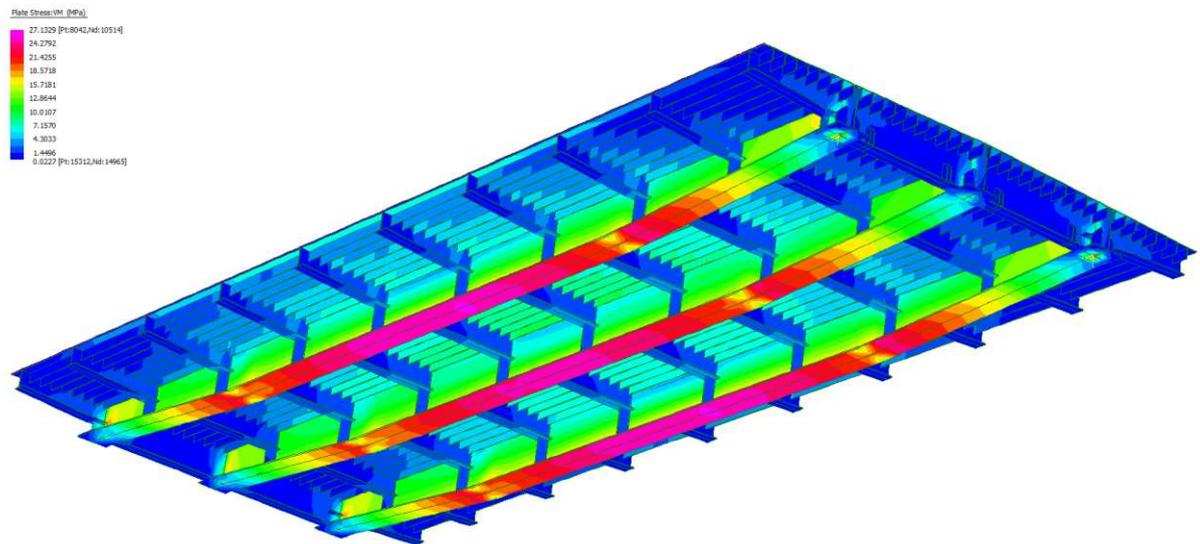


Figura 23 – Sollecitazioni per peso proprio delle strutture

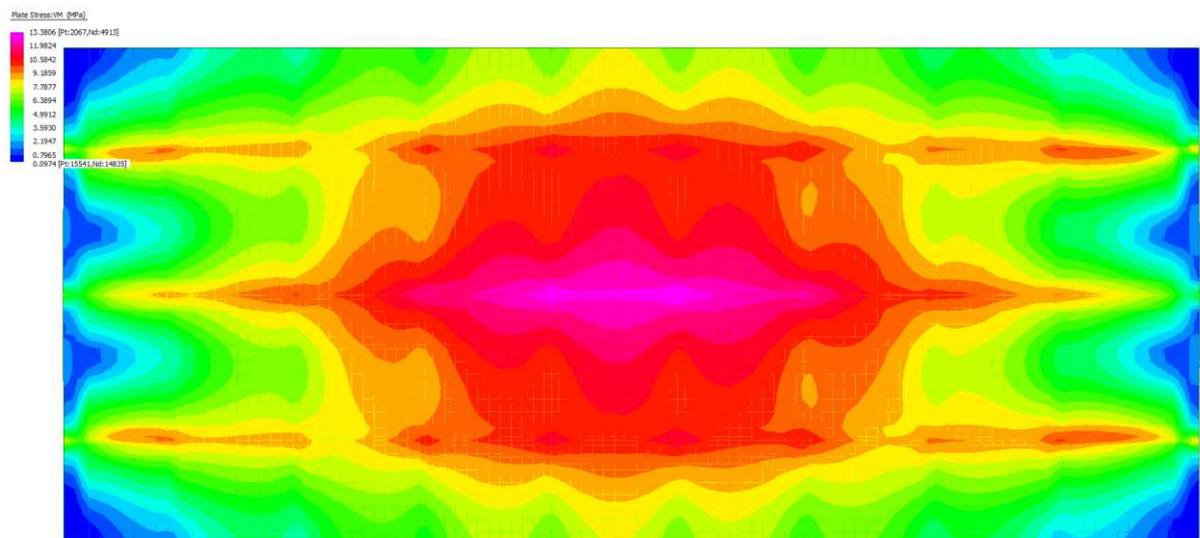


Figura 24 – Sollecitazioni per peso proprio delle strutture sulla piattabanda superiore

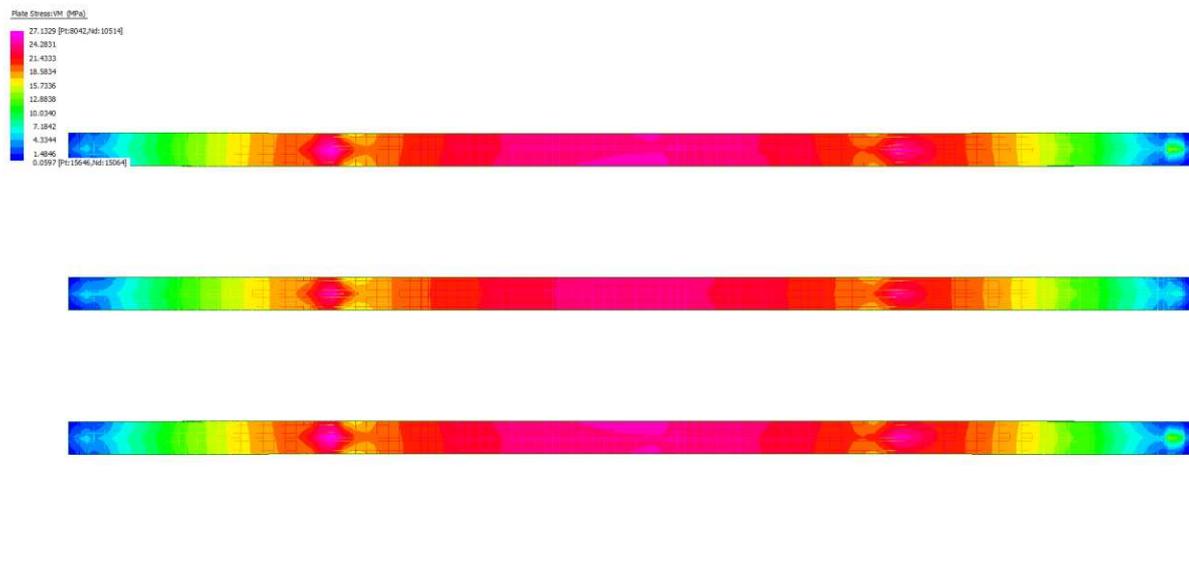


Figura 25 – Sollecitazioni per peso proprio delle strutture sulla piattabanda inferiore

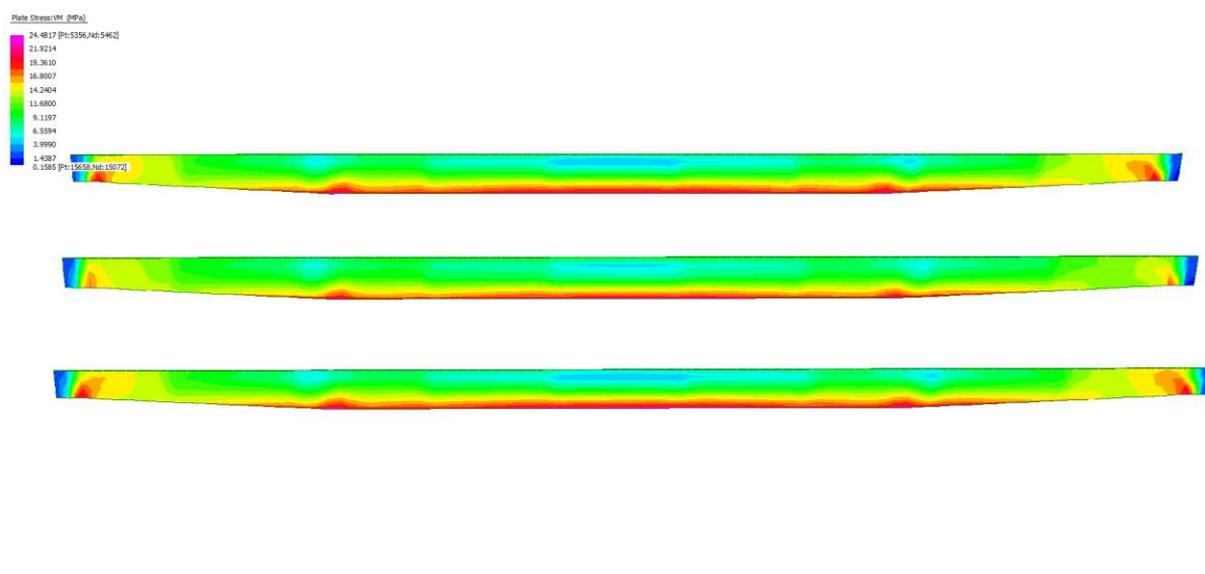


Figura 26 – Sollecitazioni per peso proprio delle strutture sulle anime inclinate

8.1.2 Sollecitazioni per carichi permanenti

Si assegnano al modello i carichi permanenti come combinazione di un carico distribuito; nelle figure seguenti vengono riportati i diagrammi delle sollecitazioni fondamentali.

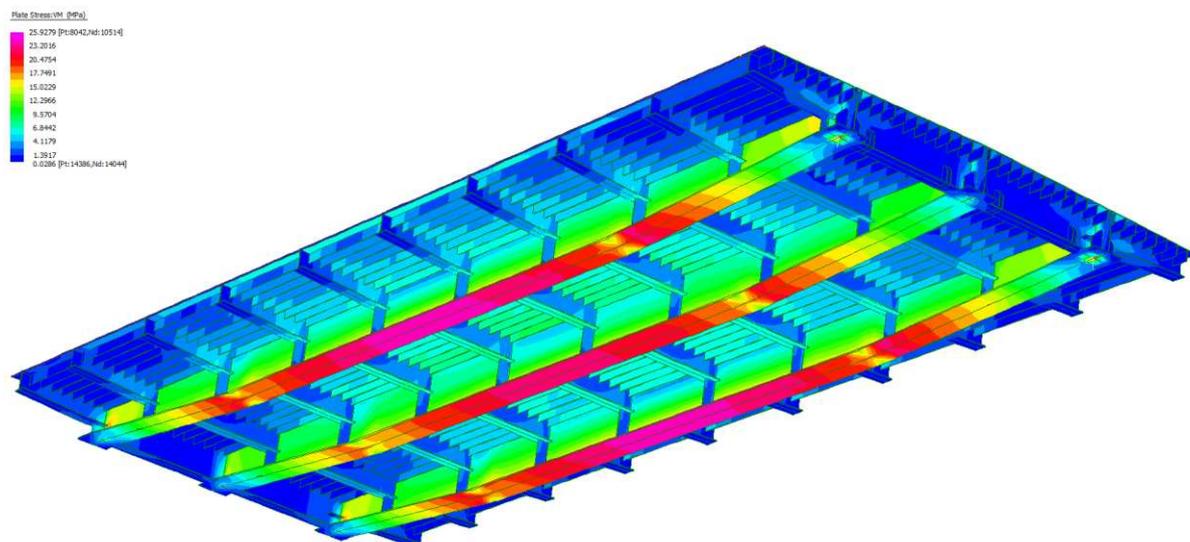


Figura 27 – Sollecitazioni per permanenti delle strutture

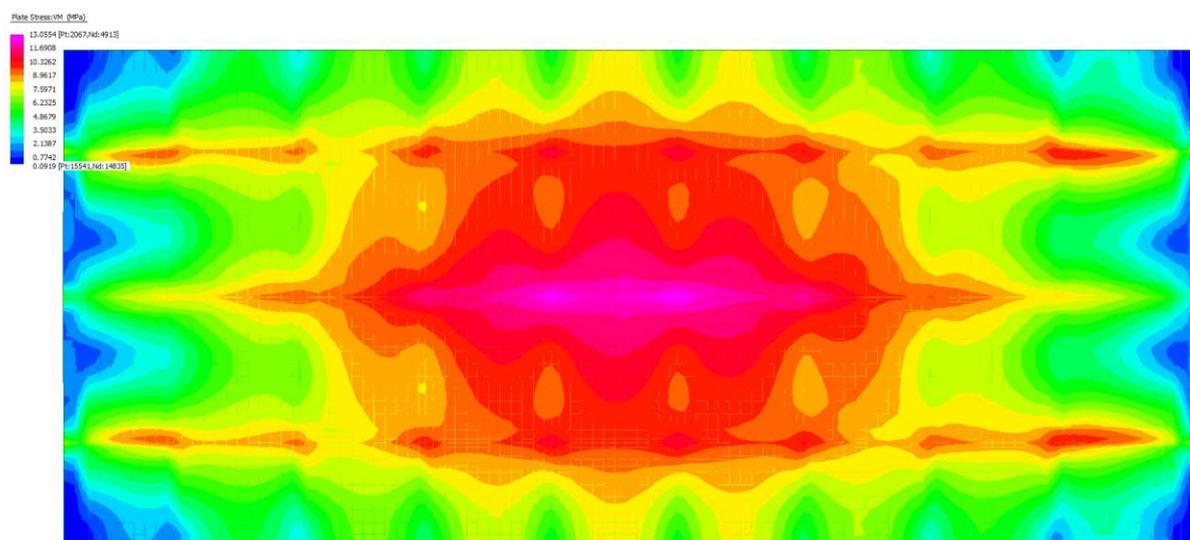


Figura 28 – Sollecitazioni per carichi permanenti sulla piattabanda superiore

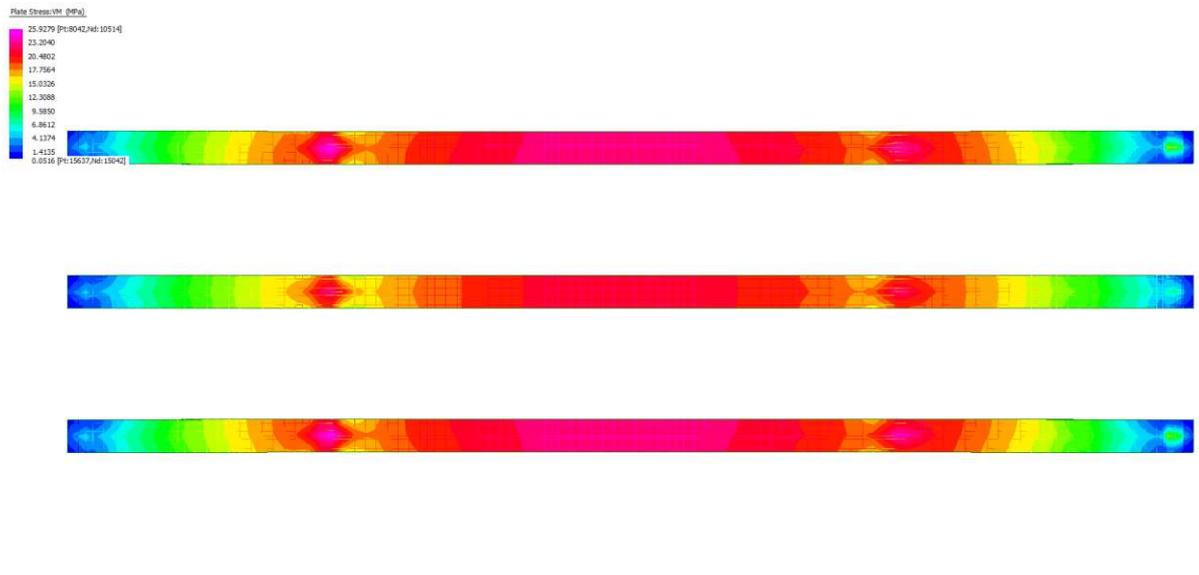


Figura 29 – Sollecitazioni per carichi permanenti sulla piattabanda inferiore

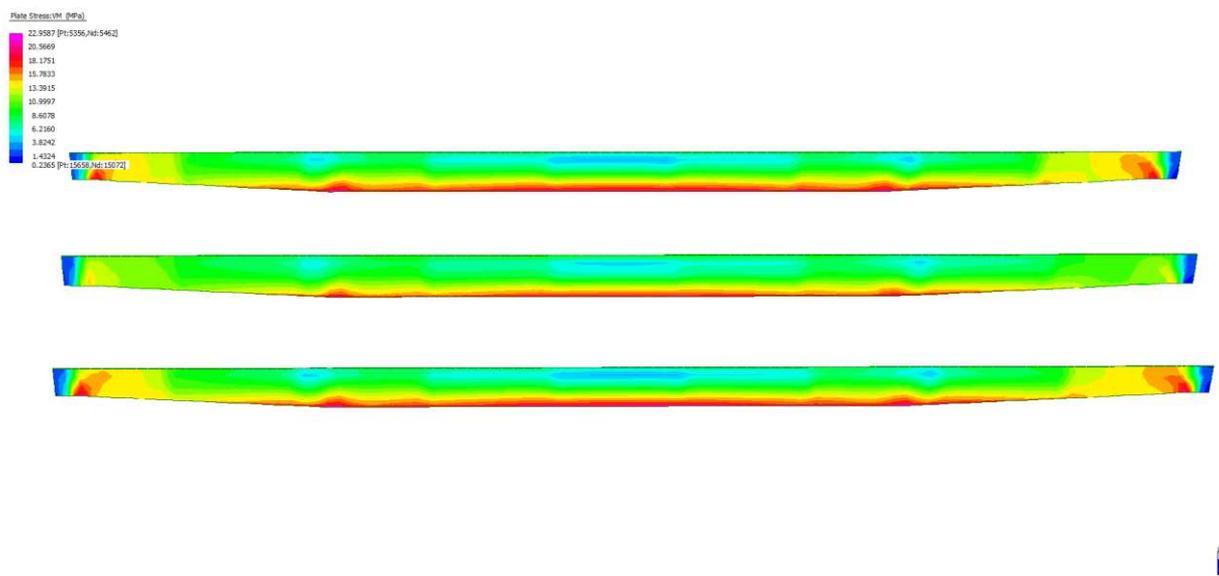


Figura 30 – Sollecitazioni per carichi permanenti sulle anime inclinate

Distorsioni termiche

Si trattano applicando lungo l'asse d'impalcato il gradiente termico conseguente alla distribuzione di temperatura sull'impalcato; viene applicato un gradiente termico ΔT pari a 15°C , relativo a strutture in acciaio protette in base alle N.T.C.

8.1.3 Azione dei sovraccarichi accidentali

Allo scopo di massimizzare gli effetti di massima flessione in campata, il massimo taglio agli appoggi, nonché il massimo momento torcente, sono state scelte adeguate distribuzioni di carico conformi alla vigente Normativa. Vista la geometria trasversale dell'impalcato e tenuto conto della larghezza di ingombro convenzionale delle corsie, si sono rese necessarie, ai fini delle verifiche, tre distinte colonne di carico:

-1° corsia: carico distribuito pari a $q_{ik}=9,00\text{kN/m}^2$ con associato carico asse $Q_{ik}=300\text{kN}$

-2° corsia: carico distribuito pari a $q_{ik}=2,50\text{kN/m}^2$ con associato carico asse $Q_{ik}=200\text{kN}$

-3° corsia: carico distribuito pari a $q_{ik}=2,50\text{kN/m}^2$ con associato carico asse $Q_{ik}=100\text{kN}$

alle quali è stata associata un'ulteriore corsia, individuabile nel marciapiede, per la quale è previsto lo schema di carico 5 (Folla).

Vengono riportate le visualizzazioni delle sollecitazioni dovute a carichi accidentali sulle strutture principali:

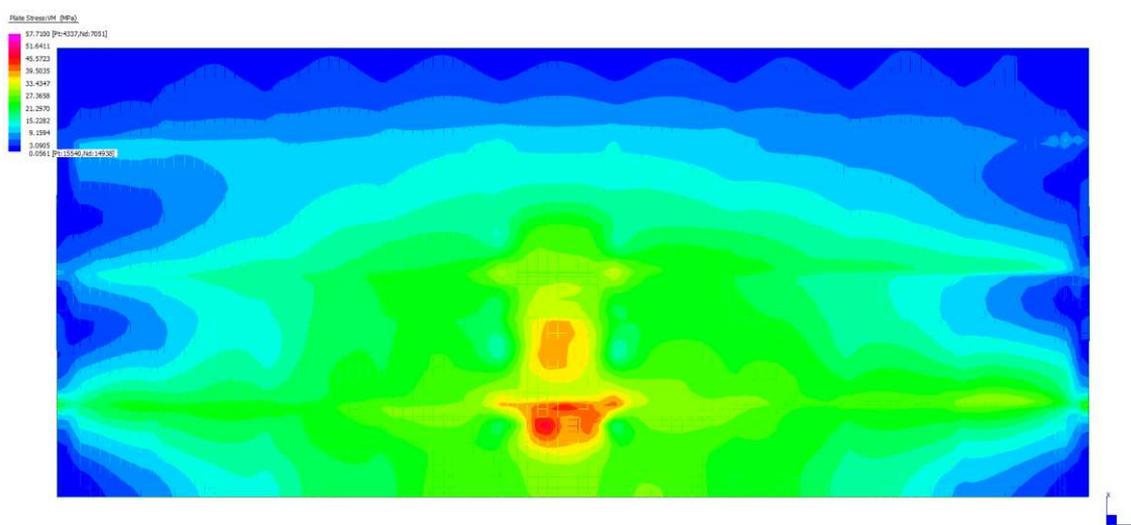


Figura 31 – Sollecitazioni dovute alla distribuzione trasversale T1 sulla piattabanda superiore

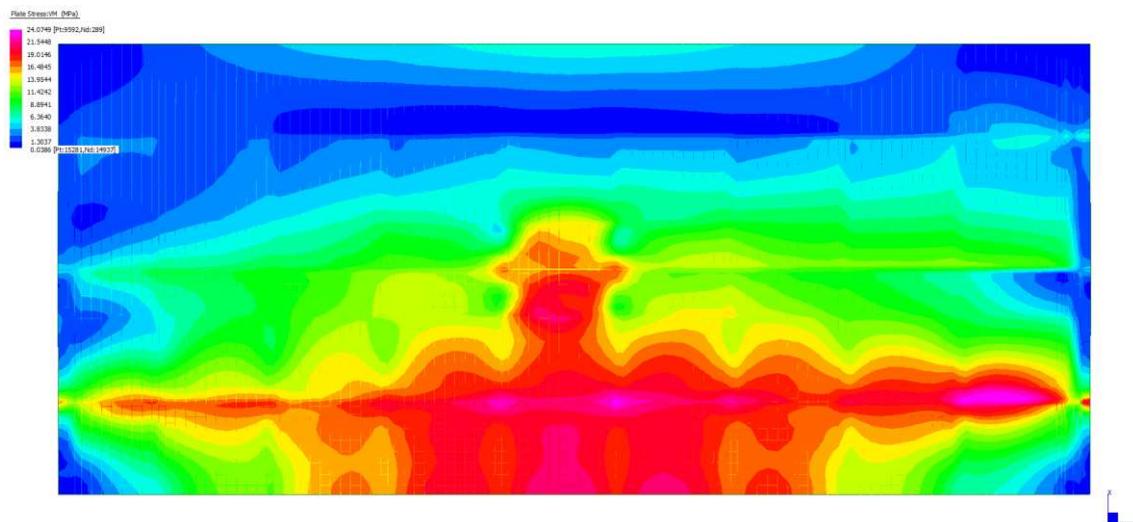


Figura 32 – Sollecitazioni dovuti alla distribuzione trasversale T2 sulla piattabanda superiore

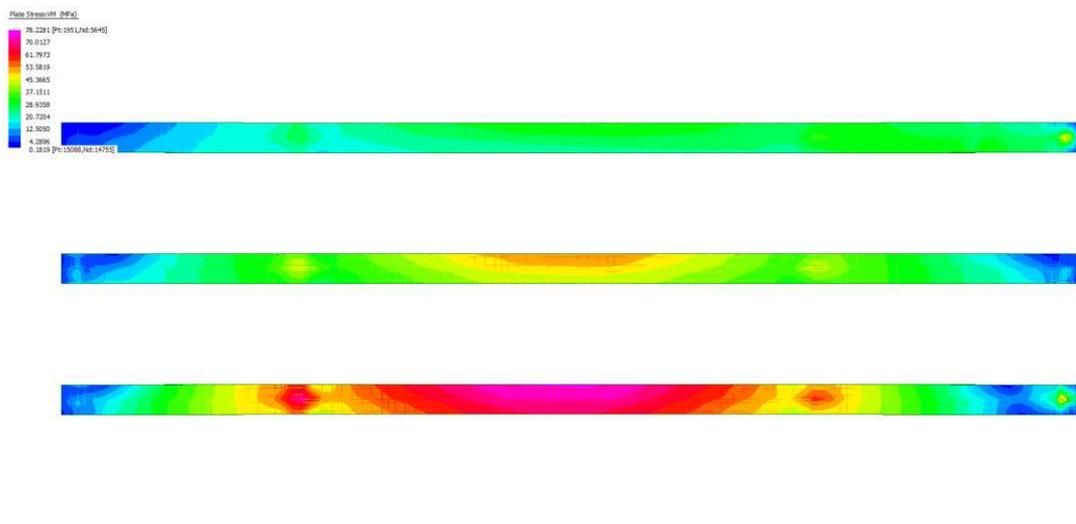


Figura 33 – Sollecitazioni dovuti alla distribuzione trasversale T1 sulla piattabanda inferiore

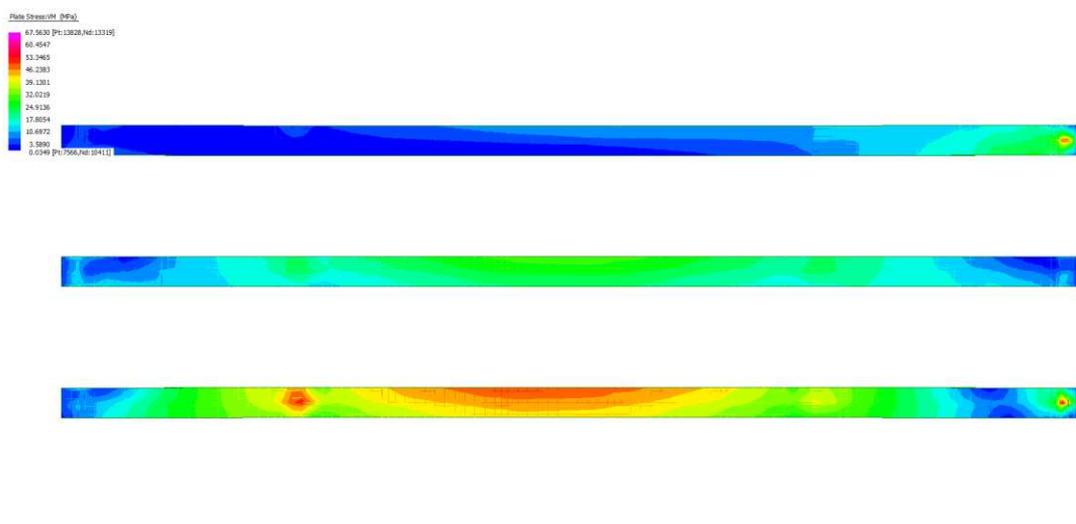


Figura 34 – Sollecitazioni dovuti alla distribuzione trasversale T2 sulla piattabanda inferiore

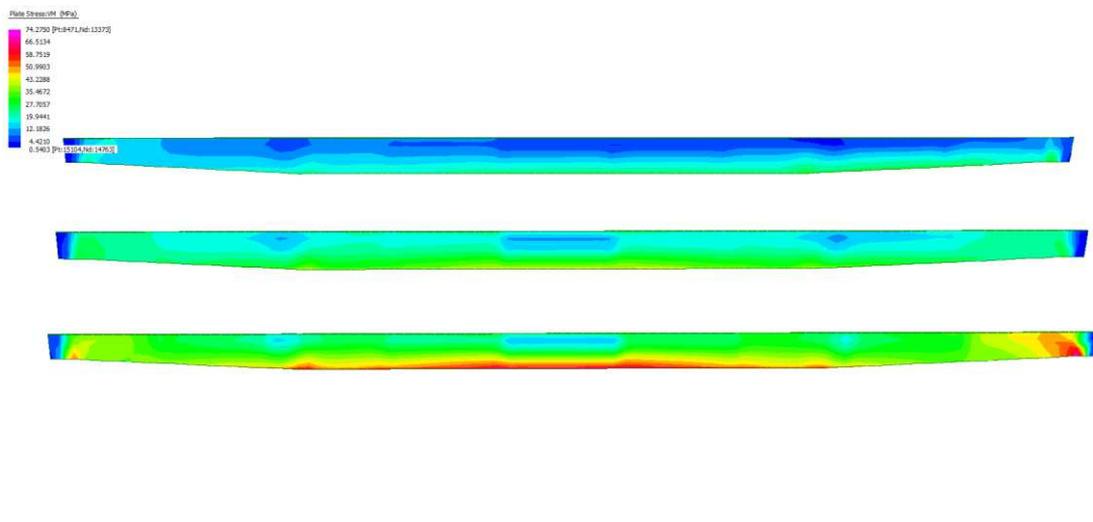


Figura 35 – Sollecitazioni dovute alla distribuzione trasversale T1 sulle anime inclinate

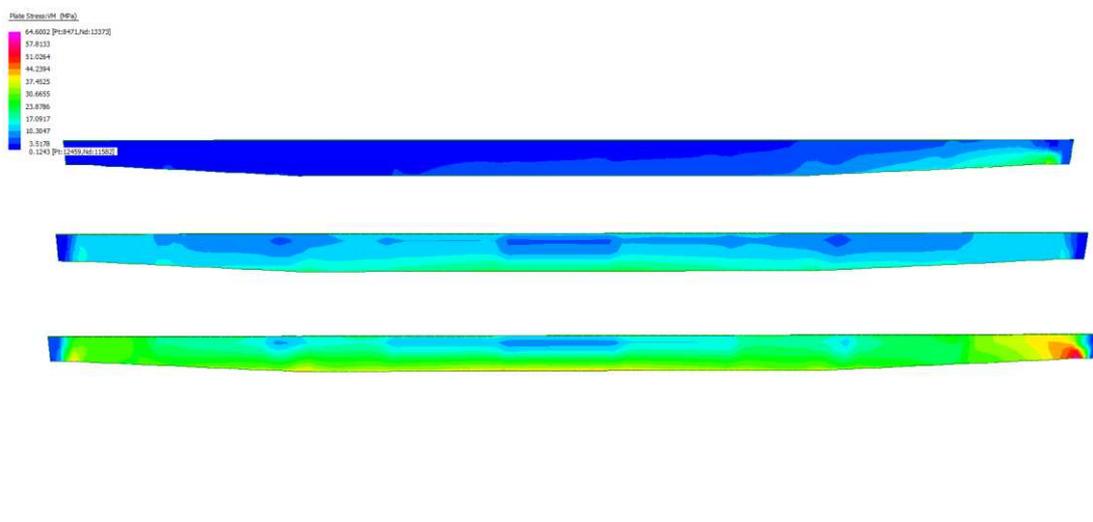


Figura 36 – Sollecitazioni dovute alla distribuzione trasversale T2 sulle anime inclinate

9 VERIFICHE

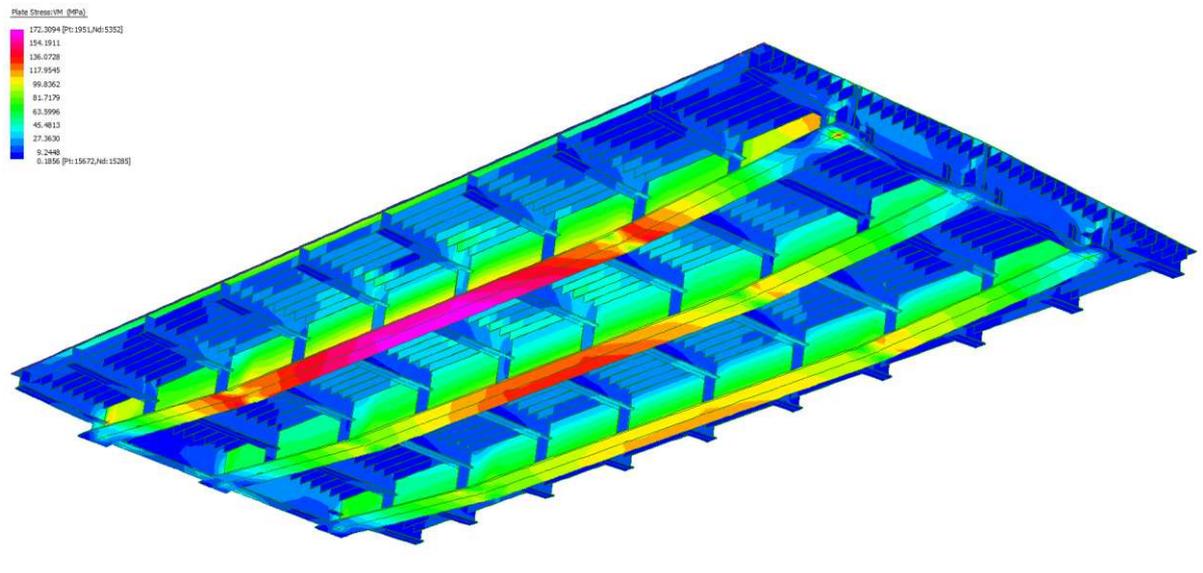
Di seguito si riportano le verifiche nelle sezioni significative; vengono considerate tali le sezioni in mezzeria di ciascun concio, per ciascuna delle quali sarà condotta la verifica a flessione, e le sezioni relative agli appoggi, per le quali avranno valenza le verifiche a taglio.

I valori delle azioni di progetto si ricavano attraverso i coefficienti della tabella di seguito riportata.

COMBINAZIONI SLU	PP acciaio	Perm	Temperatura	Vento	Acc q	Acc Q	forza centrifuga	Frenamento
Massimiz. traffico	1,35	1,5	0,72	0,9	1,35	1,35	0	0
Massimiz. temperatura	1,35	1,5	1,5	0,9	0,54	1,01	0	0
Massimiz. vento	1,35	1,5	0,72	1,5	0,54	1,01	0	0
Massimiz. forza centrifuga	1,35	1,5	0,72	0,9	0,54	1,01	1,5	0
Massimiz. frenamento	1,35	1,5	0,72	0	0,54	1,01	0	1,5

9.1 Verifica flessionale allo SLU

MASSIME SOLLECITAZIONI



A seguito vengono riportate, nella condizione più gravosa, le visualizzazioni dei contour per la piattabanda superiore e la piattabanda inferiore:

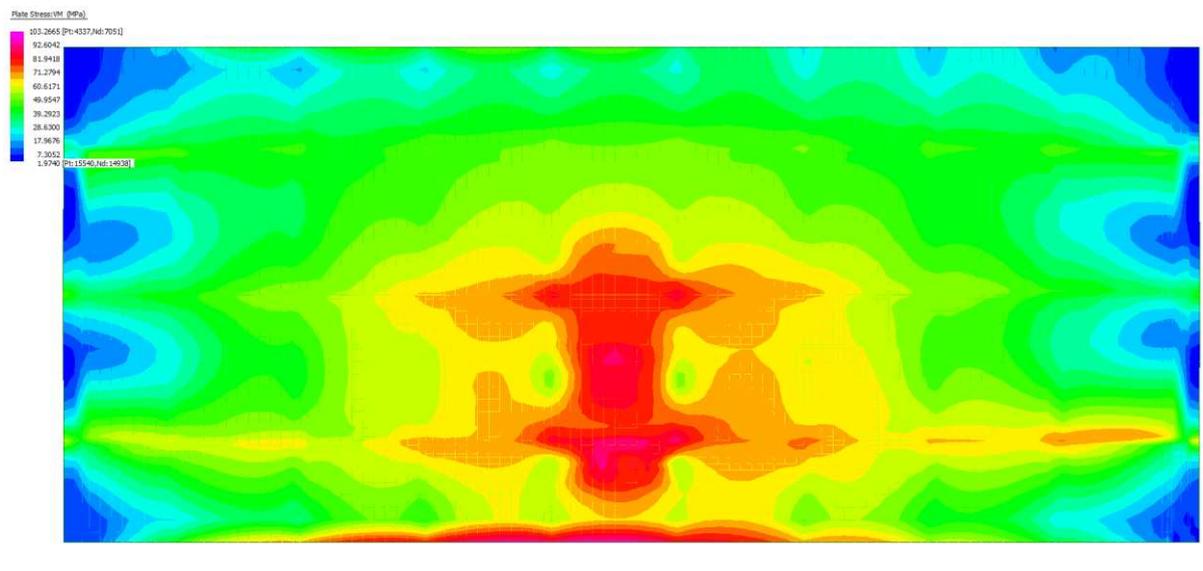


Figura 37 – visualizzazione sollecitazioni piattabanda superiore

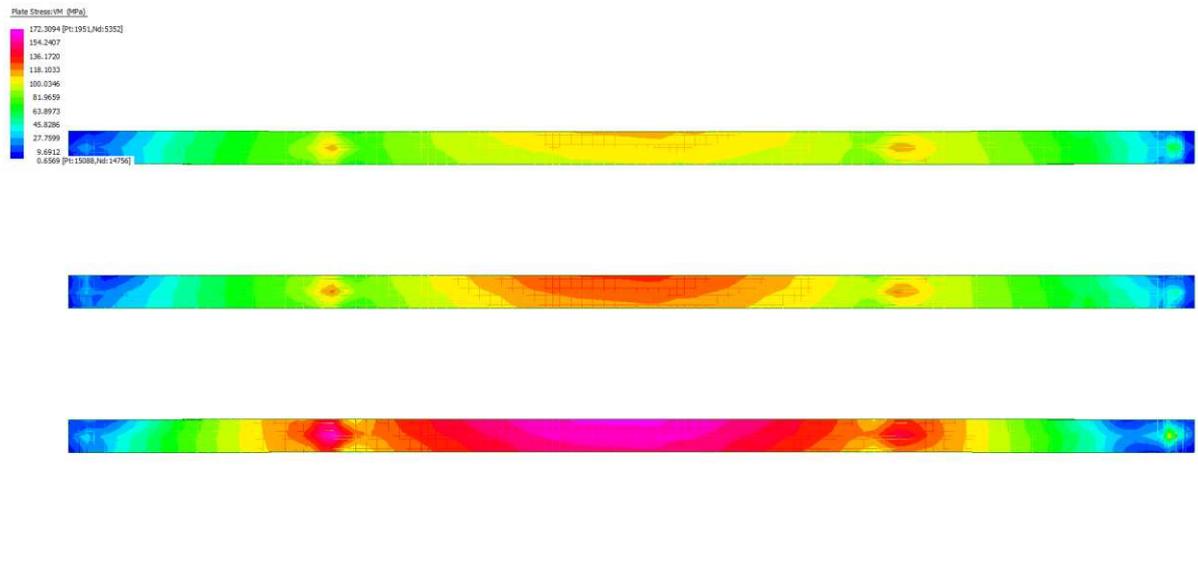


Figura 38 – visualizzazione sollecitazioni piattabanda inferiore

(I picchi di tensione sono in corrispondenza alla zona di appoggio, ma sono comunque ampiamente compresi nei limiti previsti dalla vigente Normativa)

Le massime tensioni sull'acciaio risultano pari a :

$$\sigma_{\text{sup}} = 103 \text{ MPa}^{(1)}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 172 \text{ MPa}$$

Le sezioni risultano pertanto verificate essendo al di sotto di 338MPa.

¹ Avendo modellato la struttura mediante un modello a plate non si rende necessaria la verifica del sistema III per la lastra ortotropa, l'impalcato infatti presenta già i carichi localizzati e le tensioni ottenute ne tengono conto.

9.2 Verifica al taglio

9.2.1 Sezione all'appoggio S_A

MASSIME SOLLECITAZIONI RELATIVE ALLE SEZIONI IN APPOGGIO DELLE TRAVI

Si verifica la sezione del cassone per le sollecitazioni taglianti, considerando le combinazioni di carico che massimizza il taglio in prossimità dell'appoggio, vengono riportate le visualizzazioni dei contour per le pareti verticali:

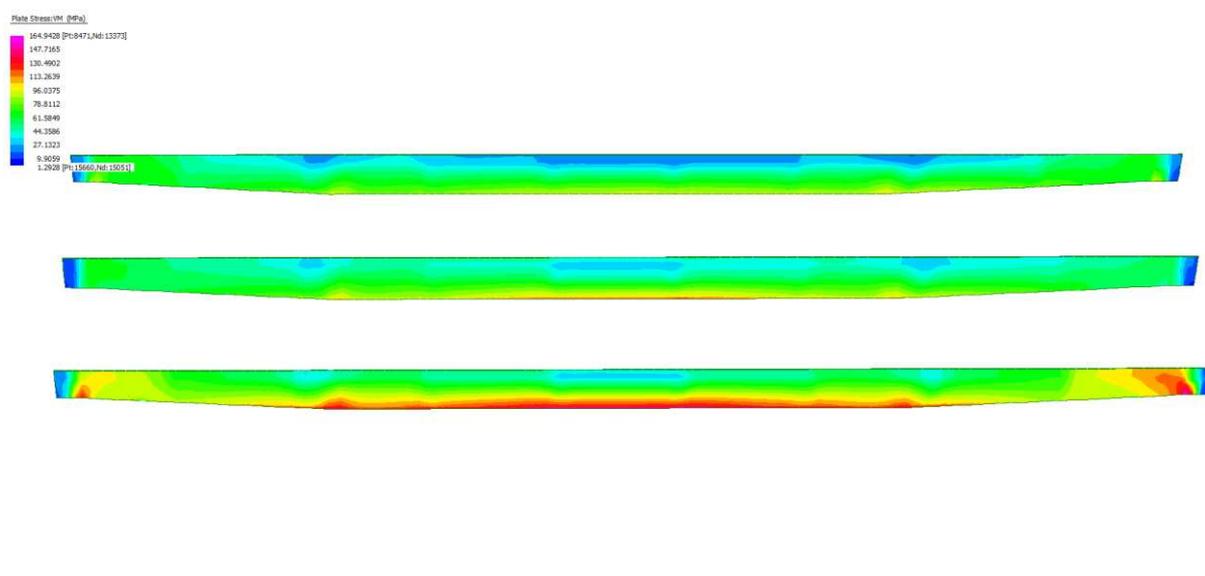


Figura 39 – visualizzazione sollecitazioni anime inclinate

(I picchi di tensione sono in corrispondenza alla zona di appoggio, ma sono comunque ampiamente compresi nei limiti previsti dalla vigente Normativa)

Le sezioni risultano pertanto verificate essendo $\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} < f_d = 338 \text{ MPa}$

10 APPARECCHI D'APPOGGIO

10.1 Reazioni vincolari modello globale

Le reazioni vincolari sugli appoggi si ricavano dall'analisi globale dell'impalcato. Nelle seguenti tabelle sono riportate i valori caratteristici delle reazioni massime e i loro valori di progetto per i singoli casi di carico:

FORZE STATICHE VERTICALI (non combinate)							
massimizzazione flessione							
	PP acciaio	Perm	vento	Acc q	Acc Q	Frenamento	Σ
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
appoggio 1	218	206	-56	588	171	0	1127
appoggio 2	191	147	2	279	80	0	1127
appoggio 3	218	206	56	132	-7	0	699
FORZE STATICHE VERTICALI (non combinate)							
massimizzazione torsione							
	PP acciaio	Perm	vento	Acc q	Acc Q	Frenamento	Σ
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
appoggio 1	218	206	-56	455	138	0.0	961.0
appoggio 2	191	147	2	108	49	0.0	497.0
appoggio 3	218	206	56	-113	-39	0.0	328.0

1 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Vengono a seguito riportate le verifiche a fatica secondo quanto prescrive l'Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti in acciaio [EN 1993-2:2006 §9.2.2]; lo *stress range* $\Delta\sigma_p$ di riferimento [EN 1993-2:2006 §9.4.1(3)] per determinare gli effetti dovuti al danno da fatica può essere ottenuto, tenendo conto della $\Delta\sigma$ di danno equivalente relativa a 2×10^6 cicli, attraverso [EN 1993-2:2006 §9.4.1(4)] la seguente formulazione:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda\phi_2\Delta\sigma_p$$

λ e il fattore di danno equivalente definito in EN 1993-2:2006 §9.5

ϕ_2 coefficiente pari a 1 [EN 1993-2:2006 §9.4.1(5)]

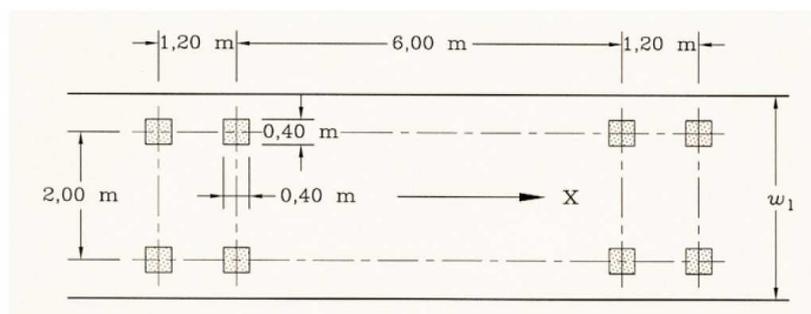
Il “metodo dei coefficienti λ ” consente di ricondurre la verifica a fatica ad una verifica convenzionale di resistenza. Si determina un delta di tensione equivalente moltiplicando per opportuni coefficienti (λ_i , ϕ_2) il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_i$ indotto dal modello di carico adottato, calcolando:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_i = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_i$$

Nel caso specifico di un viadotto è possibile seguire l'approccio progettuale “*safe life*” in cui viene garantito il grado di affidabilità anche in assenza di procedure specifiche di ispezione e manutenzione, pertanto i coefficienti parziali di sicurezza γ_{Mf} sono pari a 1.35.

Secondo quanto prescrivono le norme vigenti viene utilizzato il *Fatigue Load Model 3*, di cui vengono riportate a seguire le specifiche:

questo modello consiste in 4 assi, il cui peso è pari a 120kN, ciascuno dei quali con due ruote uguali come da figura:



Key

w_1 : Lane width

X : Bridge longitudinal axis

come da EN1991-2:2003 §4.6.4 (1).

Si riporta di seguito la verifica allo stato limite di fatica per i principali elementi strutturali del sovrappasso.

VERIFICA A FATICA ANIMA-PIATTABANDA INFERIORE

Si riportano di seguito le visualizzazioni delle massime tensioni sulle piattabande inferiori per il transito del mezzo convenzionale:

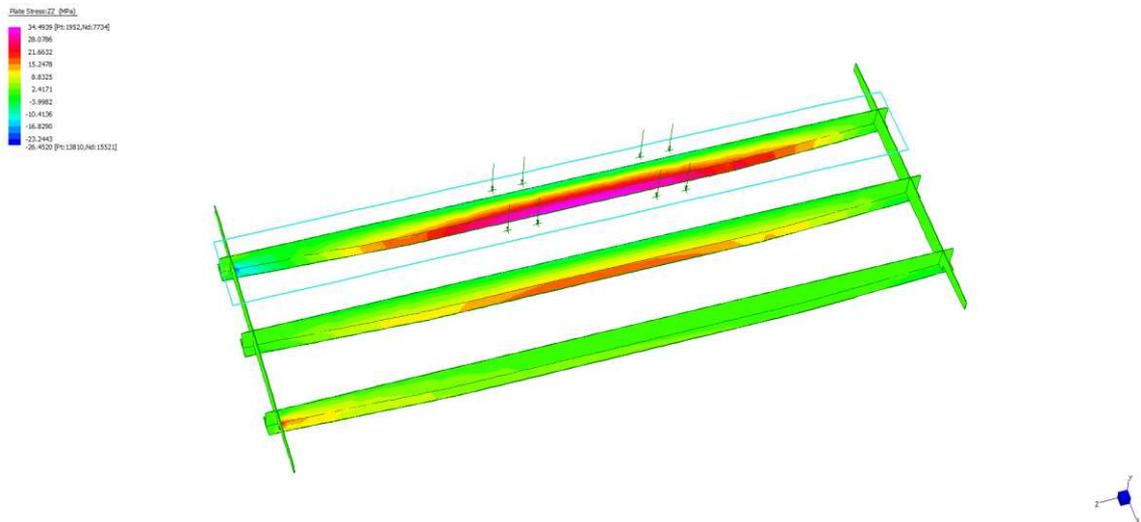
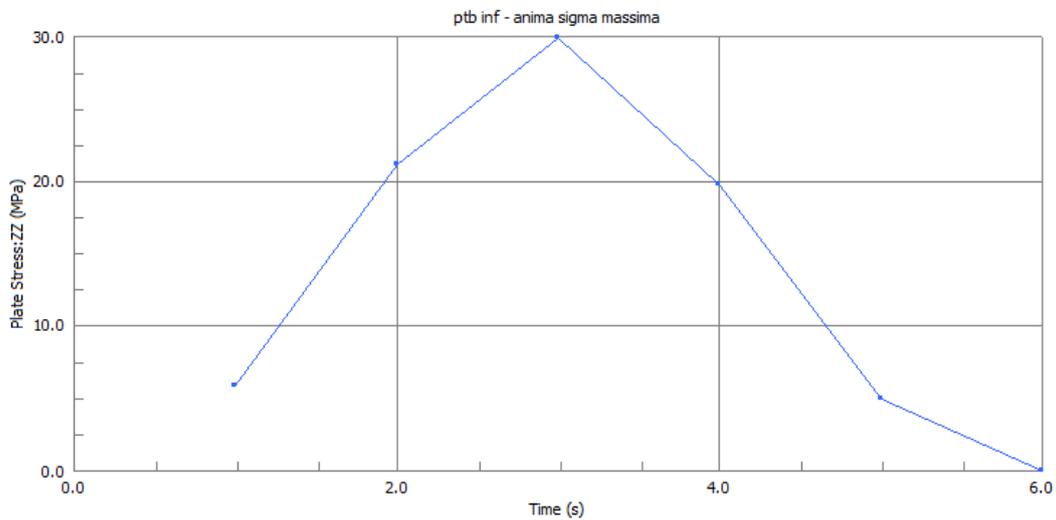


Figura 40 – Visualizzazione delle tensioni di trazioni nella lastra inferiore-anima

Il diagramma seguente propone l'andamento delle tensioni massime sull'elemento maggiormente sollecitato :

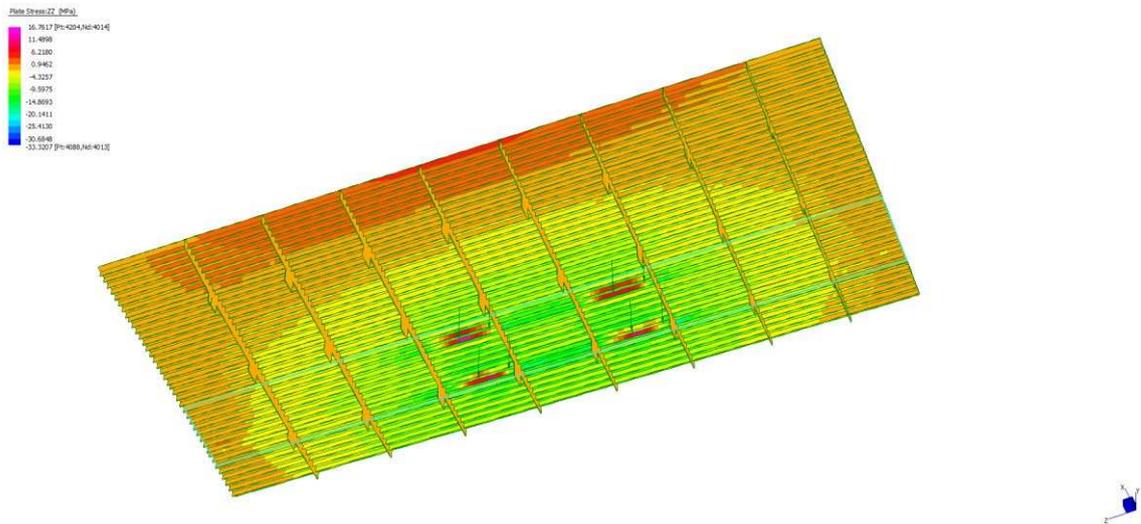


Verifica:
 $\sigma_{\min} = 0.0 \text{ MPa}$
 $\sigma_{\max} = 29.91 \text{ MPa}$
 $\Delta\sigma = 29.91 \text{ MPa}$
 Viene riportato a seguire il foglio di calcolo per le verifiche a fatica:

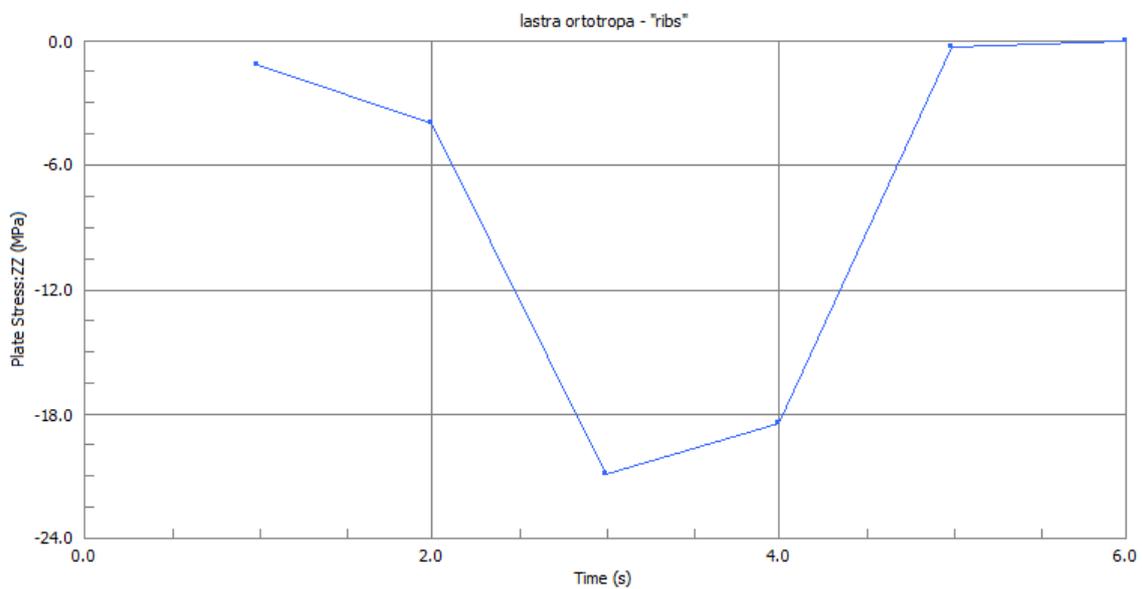
caratteristiche relative all'impalcato																			
Luce campata	27	m																	
vita nominale ttd	100	anni																	
caratteristiche relative al traffico																			
modello di carico 3																			
carico totale relativo al modello di carico 3	480	kN																	
Numero corsie	1																		
Categoria di traffico	3	1/2/3/4	per la classificazione fare riferimento allo specchio a lato																
Nobs	125000	flussi/anno																	
No	500000	flussi/anno																	
			<table border="1"> <tr> <td>1</td> <td>strade e autostrade con 2 o più corsie per direzione con traffico pesante</td> <td>2000000</td> <td>flussi/anno</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>strade e autostrade con traffico pesante di intensità media</td> <td>500000</td> <td>flussi/anno</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>strade principali con traffico pesante di bassa intensità</td> <td>125000</td> <td>flussi/anno</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>strade locali con traffico pesante di bassa intensità</td> <td>50000</td> <td>flussi/anno</td> </tr> </table>	1	strade e autostrade con 2 o più corsie per direzione con traffico pesante	2000000	flussi/anno	2	strade e autostrade con traffico pesante di intensità media	500000	flussi/anno	3	strade principali con traffico pesante di bassa intensità	125000	flussi/anno	4	strade locali con traffico pesante di bassa intensità	50000	flussi/anno
1	strade e autostrade con 2 o più corsie per direzione con traffico pesante	2000000	flussi/anno																
2	strade e autostrade con traffico pesante di intensità media	500000	flussi/anno																
3	strade principali con traffico pesante di bassa intensità	125000	flussi/anno																
4	strade locali con traffico pesante di bassa intensità	50000	flussi/anno																
dettaglio indagato																			
$\Delta\sigma_c$	125	MPa	(Sigma di riferimento del particolare)																
sollecitazioni agenti																			
$\Delta\sigma$	29.91	MPa	(Sigma che deriva dal calcolo)																
sollecitazioni resistenti																			
$\Delta\sigma_{R2}$	59.82	MPa																	
verifica																			
Tipo di verifica: m=mezzeria; a=appoggio	m	m/a																	
Verifica (9.7)	$\gamma_{F3} \Delta\sigma_{R2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{M3}}$		0.65 Verificato																
COEFF. EQUIVALENTE $\Delta\sigma_P/\Delta\sigma_c$	4.18																		
9.5.2 Metodo dei lambda																			
	M	V	R																
λ	2.00	2.47	0.00																
λ_{\max}	2.00	2.47	0.00																
factor for the damage effect of traffic λ_1	2.38	2.54	1.75																
factor for the traffic volume λ_2	1.00	1.00	1.00																
factor for the design life of the bridge λ_3	1.00	1.00	1.00																
factor for the traffic on other lanes λ_4	1.00	1.00	1.00																

VERIFICA A FATICA DEI "RIBS"

Si riporta di seguito la visualizzazione delle massime tensioni sui "ribs" dovuto al passaggio del mezzo convenzionale:



Il diagramma riporta l'andamento delle tensioni sul "ribs" piatto più sollecitato:



Verifica:

$$\sigma_{\min} = 0.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} = -20.93 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma = 20.93 \text{ MPa}$$

Viene riportato a seguire il foglio di calcolo per le verifiche a fatica:

coefficienti di sicurezza															
Φ_2	1	Per ponti stradali													
γ_{FF}	1														
γ_{Mf}	1.35														
caratteristiche relative all'impalcato															
Luce campata	27	m													
vita nominale t_{90}	100	anni													
caratteristiche relative al traffico															
modello di carico 3															
carico totale relativo al modello di carico 3	480	kn													
Numero corsie	1														
Categoria di traffico	3	1/2/3/4	per la classificazione fare riferimento allo specchio a lato												
N_{obs}	125000	flussi/anno													
N_o	500000	flussi/anno													
			<table border="1"> <tr> <td>1</td> <td>strade e autostrade con 2 o più corsie per direzione con traffico pesante</td> <td>2000000 flussi/anno</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>strade e autostrade con traffico pesante di intensità media</td> <td>500000 flussi/anno</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>strade principali con traffico pesante di bassa intensità</td> <td>125000 flussi/anno</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>strade locali con traffico pesante di bassa intensità</td> <td>50000 flussi/anno</td> </tr> </table>	1	strade e autostrade con 2 o più corsie per direzione con traffico pesante	2000000 flussi/anno	2	strade e autostrade con traffico pesante di intensità media	500000 flussi/anno	3	strade principali con traffico pesante di bassa intensità	125000 flussi/anno	4	strade locali con traffico pesante di bassa intensità	50000 flussi/anno
1	strade e autostrade con 2 o più corsie per direzione con traffico pesante	2000000 flussi/anno													
2	strade e autostrade con traffico pesante di intensità media	500000 flussi/anno													
3	strade principali con traffico pesante di bassa intensità	125000 flussi/anno													
4	strade locali con traffico pesante di bassa intensità	50000 flussi/anno													
dettaglio indagato															
$\Delta\sigma_c$	71	MPa	(Sigma di riferimento del particolare)												
sollecitazioni agenti															
$\Delta\sigma_p$	20.93	MPa	(Sigma che deriva dal calcolo)												
sollecitazioni resistenti															
$\Delta\sigma_{E2}$	41.86	MPa													
verifica															
Tipo di verifica: m=mezzzeria; a=appoggio m m/a															
Verifica (9.7)		$\gamma_{Ej} \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad \mathbf{0.80} \quad \text{Verificato}$													
COEFF. EQUIVALENTE $\Delta\sigma_p/\Delta\sigma_c$	3.39														
9.5.2 Metodo dei lambda															
	M	V	R												
λ	2.00	2.47	0.00												
λ_{max}	2.00	2.47	0.00												
factor for the damage effect of traffic λ_1	2.38	2.54	1.75												
factor for the traffic volume λ_2	1.00	1.00	1.00												
factor for the design life of the bridge λ_3	1.00	1.00	1.00												
factor for the traffic on other lanes λ_4	1.00	1.00	1.00												

2 VERIFICHE ALLO SLE

2.1 Verifica dello spostamento verticale in mezzeria

Per la verifica del massimo spostamento verticale si considerano i coefficienti di per le verifiche allo SLE.

Dall'analisi ad elementi finiti si deducono i valori delle deformazioni massime in campata suddivise per le diverse condizioni di carico considerate. Nella tabella si riassumono i risultati ottenuti.

	Freccia in asse ponte [mm]
Peso proprio	10.5
Permanenti	6.2
Massima freccia permanenti	16.7 (~L/1617)
Sovraccarichi accidentali	28.9 (~L/934)
Deformazione termica	±15
Massima freccia accidentali	13.9 ÷ 43.9
Totale massima	60.6 (~L/445)

Tabella 1 – Deformazione in mezzeria sulla linea d'asse del ponte [mm]

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

IMPALCATO AD ARCO

3.1 Caratteristiche generali dell'opera

Nell'ambito del progetto definitivo di adeguamento del tracciato A22 tra lo svincolo di Verona Nord (km 225+372) ed il sovrappasso della linea ferroviaria Verona-Mantova (km 230+163) è previsto l'intervento di allargamento del tratto autostradale in prossimità del ponte di sovrappasso all'Autostrada Serenissima.

3.2 Caratteristiche geometriche dell'opera

Per quanto riguarda l'impalcato ad arco esso ha luce pari a 42.00m e larghezza totale $B=12.80\text{m}$ con impalcato a lastra ortotropa; gli archi sono costituiti da tubi di diametro pari a $\phi 762\text{mm}$ con spessore pari a 25mm e presentano una freccia pari a $f=5.60\text{m}$. Le spinte sono eliminate da due travi-catena di bordo ed una catena centrale. Le catene laterali e quella centrale sono costituite da travi metalliche collegate superiormente tramite lastra ortotropa irrigidita; le travi metalliche, poste ad interasse di 6.35m, hanno altezza variabile $h=0.700$ (travi esterne) e $h=0.845\text{m}$ (trave centrale).

La larghezza totale dell'impalcato è pari a 11.90, dovuta alla somma delle larghezze di due marciapiedi esterni di 1.70m e ad una superficie carrabile totale di 8.50m comprensivi dell'ingombro degli elementi di bordo. La pendenza trasversale della carreggiata ha un valore costante del 2.50% dal centro verso l'esterno.

L'impalcato presenta una sezione trasversale con travi aventi anima di spessore variabile da 16mm a 20mm e piattabande inferiori con spessori variabili da 40mm a 30mm e larghezza costante pari a 800mm. Gli irrigidimenti longitudinali della lastra ortotropa sono a profilo aperto costituiti da "ribs" 250mmx16mm.

4 ANALISI DEI CARICHI

I carichi previsti per il dimensionamento dell'opera sono ovunque conformi a quanto previsto dal vigente D.M. 14 gennaio 2008, dalla vigente Circ. Min. LL.PP. 02 febbraio 2009.

4.1 *Pesi propri strutturali*

I pesi propri strutturali, non altrove specificati, considerati nei calcoli sono i seguenti:

calcestruzzo non armato:	24.0 kN/m ³
calcestruzzo armato:	25.0 kN/m ³
carpenteria in acciaio:	78.5 kN/m ³
terreno	18.0 kN/m ³

4.2 *Azioni permanenti*

Le azioni permanenti, non altrove specificate, considerate nei calcoli sono le seguenti:

pavimentazione	3 x 8.50 kN/m = 25.50 kN/m
barriere di sicurezza	2 x 2.00 kN/m = 4.00 kN/m
parapetto marciapiede	2.00 kN/m
totale azioni permanenti	31.50 kN/m

4.3 *Azioni accidentali*

Le azioni accidentali considerate nei calcoli sono quelle previste dall'attuale D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti classificati di prima categoria; precisamente, in relazione alla larghezza dell'impalcato:

- 1° colonna di carico:	
Q _{1k} 2 assi 300 kN disposti come da D.M.	
q _{1k} carico uniforme ripartito	9.00 kN/m ²
- 2° colonna di carico:	
Q _{2k} 2 assi 200 kN disposti come da D.M.	
Q _{2k} carico uniforme ripartito	2.50 kN/m ²
- rimanente area:	
q _{rk} carico uniforme ripartito	2.50 kN/m ²
- carico inerente all'folla:	
q _{fk} carico uniforme ripartito	5.00 kN/m ²

4.3.1 Azione longitudinale di frenamento

Si assume agente nella direzione dell'asse della strada e applicata a livello della pavimentazione, in base al vigente D.M. è pari a:

$$H_f = 0.6 (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 27.0 = 473.4 \text{ kN}$$

4.4 Azioni meteoriche

4.4.1 Azioni dovute al vento

La pressione dovuta al vento è assunta pari a:

$$p = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

L'azione del vento interessa i mezzi in transito sul ponte, quando carico, per un'altezza a partire dal piano stradale di 3.00 m.

4.5 Spinte delle terre e delle acque

Le azioni dovute alle spinte delle terre e delle acque sono analizzate e computate in accordo con le indicazioni contenute nella Relazione Geotecnica.

5 PROGETTO E VERIFICA DELLE STRUTTURE

Le verifiche che seguono costituiscono un estratto dei nostri calcoli su schemi e verifiche statiche riguardanti le strutture principali presenti nell'opera in oggetto. In particolare, per alcune tipologie strutturali, si riporta solo una verifica completa, intendendo che le altre sono state condotte analogamente. Tutte le verifiche sono presenti nelle minute di studio, a disposizione per eventuali chiarimenti.

Vengono omessi quasi totalmente i tabulati prodotti con programmi di calcolo automatico. Essi risultano disponibili presso lo Studio per eventuale consultazione.

5.1 Lastra ortotropa: analisi locale

La lastra ortotropa presenta irrigidimenti di tipo aperto; la lastra ortotropa viene studiata in fasi:

- SISTEMA I
- SISTEMA II
- SISTEMA III

5.1.1 Sistema I

Il sistema I è costituito dalla lamiera d'impalcato di spessore 16 mm che poggia sui rinforzi longitudinali del tipo aperto ("ribs") aventi interasse 300mm.

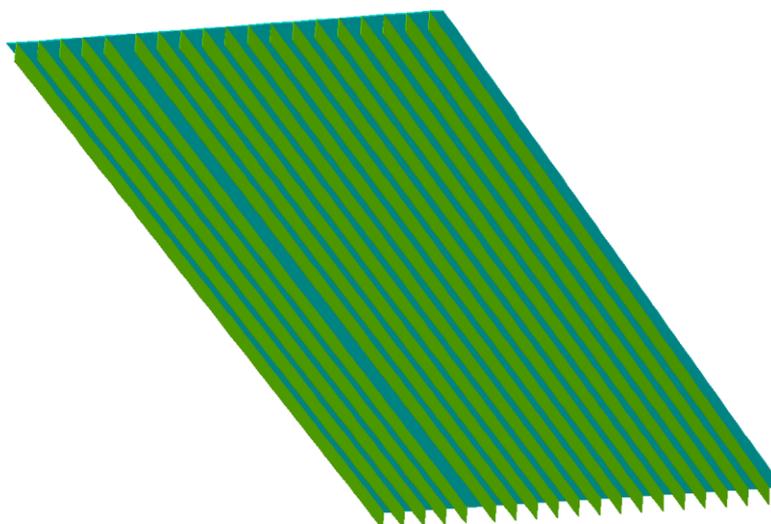


Figura 41 – particolare della lastra ortotropa

Sulla lamiera agisce un carico distribuito permanente, dovuto al peso della lamiera stessa e della pavimentazione stradale:

lamiera	$78.5 \cdot 0.016$	$= 1.26 \text{ kN/m}^2$
pavimentazione	$20 \cdot 0.015$	$= 3.00 \text{ kN/m}^2$
totale		$= 4.18 \text{ kN/m}^2$

A tale carico va poi applicato il carico mobile per le verifiche locali: si considera lo Schema di carico 3, costituito da un carico isolato $q_{1c}=150\text{kN}$ su un impronta quadrata di lato 0.4m . considerando la diffusione del carico a 45° fino al piano medio della lamiera, si ottiene il carico distribuito aggiuntivo:

$$q_{\text{accidentale}} = 842.7 \text{ kN/m}^2$$

che sommato ai carichi permanenti fornisce il carico totale

$$q_{\text{totale}} = 846.9 \text{ kN/m}^2$$

Su una luce di 300 mm si ha quindi il momento massimo:

$$M = 7.62 \text{ kNm/m}$$

da cui si ottiene una tensione massima pari a:

$$\sigma_{\text{max}} = 233.26 \text{ MPa}$$

(cautelativamente si è considerato lo spessore di calcolo pari a 14mm)

Se si dimensionasse al collasso, il calcolo del carico critico andrebbe effettuato con la formula di Kloppelel in base alla quale si ottiene:

$$q_{\text{collasso}} = 6.125 \cdot \frac{\sigma_{sn} \cdot t}{a} \sqrt{\varepsilon_c} = 1221 \text{ kN/m}^2 > q_{\text{tot}}$$

in cui:

- t è lo spessore della lamiera
- a è la luce della lamiera
- σ_{sn} è la tensione di snervamento
- ε_c è la deformazione per l'acciaio impiegato

Si sottolinea che per le lastre ortotropa le tensioni calcolate nella lamiera come piastra sottile non danno un indice di resistenza. Infatti il carico di rottura teorico presenta un coefficiente di sicurezza elevatissimo rispetto al carico di rottura reale (>10).

Per questo motivo la verifica delle tensioni del sistema I non è significativa e le tensioni ottenute in questo sistema non vengono sommate a quelle ottenute per gli altri sistemi riportati nel seguito.

E' invece necessario limitare le deformazioni degli elementi della lamiera al fine di prevenire il distacco e la fessurazione della pavimentazione sovrastante.

Utilizzando la formula di Boobnov, si ha che la freccia massima risulta essere

$$f = \frac{1}{6} \frac{5}{384} \frac{q_{\text{tot}} \cdot a^4}{EJ} = 0.31 < \frac{a}{300}$$

5.1.2 Sistema II

Il sistema II è costituito dalla lamiera superiore e dai rinforzi longitudinali a sezione chiusa o aperta, assunti come vincolo sui trasversi posti ad interasse 3000mm.

RINFORZI LONGITUDINALI

La lamiera d'impalcato dello spessore pari a 16 mm che poggia su rinforzi longitudinali dello spessore di 16 mm e posti ad interasse pari a 300mm, data la vicinanza dei rinforzi, viene assunta interamente collaborante. Vengono riportate le visualizzazioni dei modelli di entrambi i sistemi:

- lastra ortotropa-irrigidimenti "aperti" per la zona inerente la carreggiata
- lastra ortotropa-irrigidimenti "aperti" per la zona inerente i remi laterali

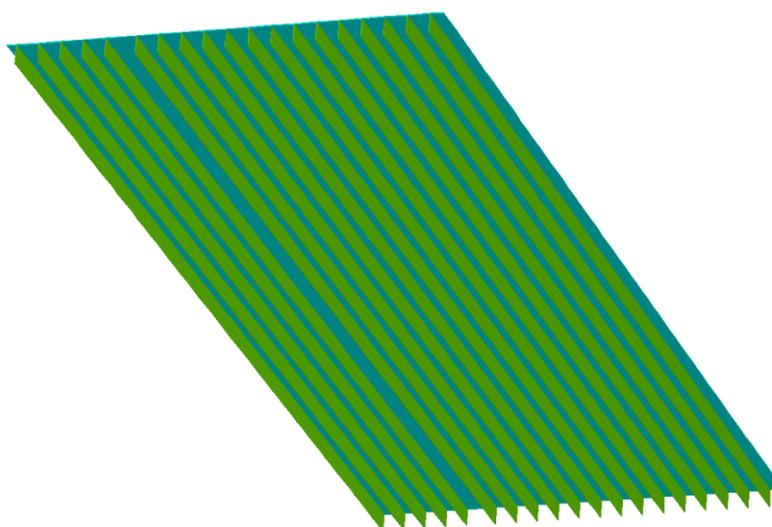


Figura 42 – Visualizzazione degli irrigidimenti aperti della lastra (zona carreggiata)

Le sollecitazioni su questo sistema si calcolano considerando per il rinforzo, rappresentato nelle figura precedenti, lo schema di trave continua su appoggi fissi costituiti dai trasversi della piastra ortotropa. Tuttavia, un'analisi di tale tipo non tiene conto del funzionamento a piastra dell'impalcato in lastra ortotropa, che ripartisce il carico sui vari rinforzi.

Le sollecitazioni sui rinforzi longitudinali vengono così calcolate considerando un modello tridimensionale eseguito con elementi SHELL rappresentanti la piastra e gli irrigidimenti.

Oltre al peso proprio della lastra con gli irrigidimenti e della pavimentazione, si considerano due diversi schemi per i carichi mobili:

- schema di carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m.

- schema di carico 2: è costituito da un singolo asse con carico 200kN applicato, su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60m ed altezza 0,35m, trasversalmente all'asse longitudinale dell'impalcato.

Le sollecitazioni vengono calcolate considerando i carichi applicati secondo gli schemi riportati a seguito:

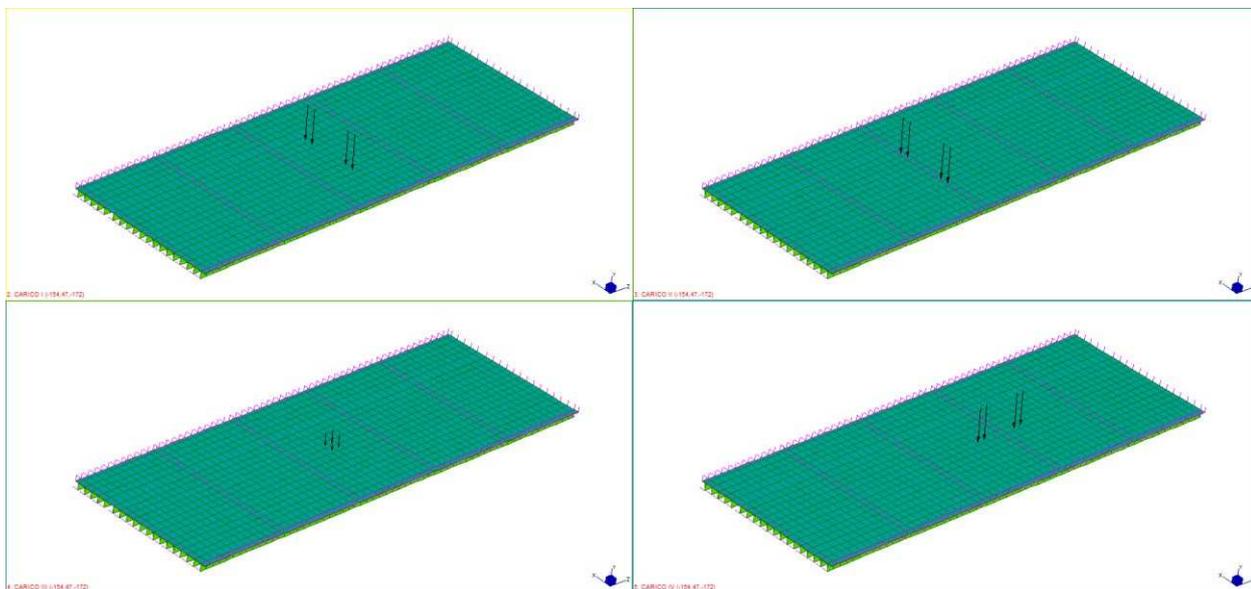


Figura 43 – Visualizzazione dei carichi applicati alla lastra ortotropa con “ribs” (zona carreggiata)

In ogni caso la valutazione delle tensioni viene effettuata considerando i carichi con il loro valore allo S.L.U., secondo quanto riportato nella tabella, utilizzando il criterio di rottura di Von Mises.

Combinazioni di carico		I	II	III	IV
P.P.		1,35	1,35	1,35	1,35
I CARICO		1,5	0,0	0,0	0,0
II CARICO		0,0	1,5	0,0	0,0
III CARICO		0,0	0,0	1,5	0,0
IV CARICO		0,0	0,0	0,0	1,5
PERMANENTE		1,5	1,5	1,5	1,5

SOLLECITAZIONI LASTRA ORTOTROPA - "RIBS" (ZONA CARREGGIATA)

A seguito vengono riportate le visualizzazioni delle tensioni per le combinazioni di carico analizzate, per la lastra ortotropa e successivamente per i "ribs":

MASSIME TENSIONI SULLA LASTRA ORTOTROPA

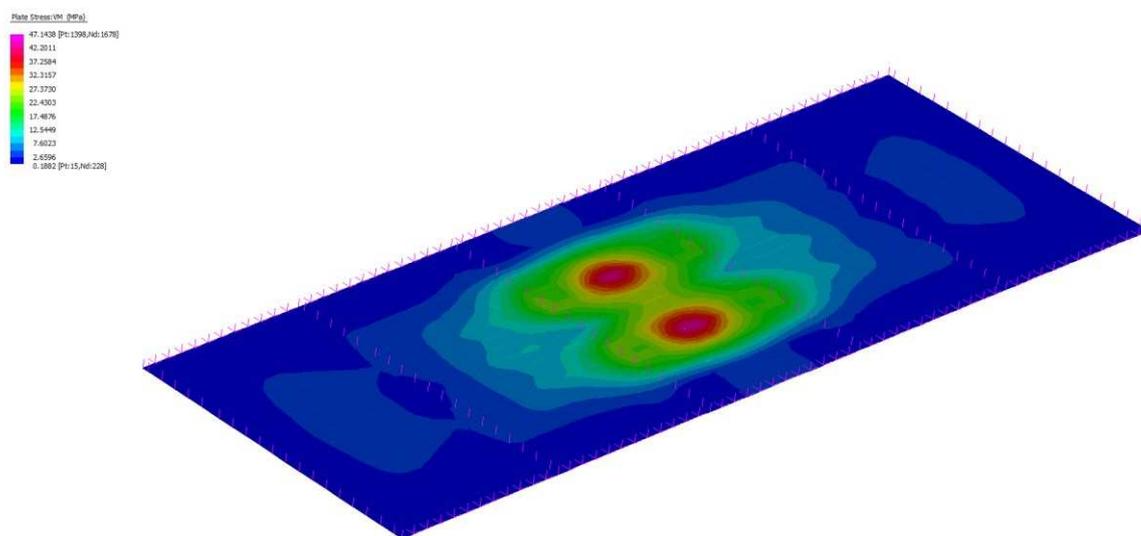


Figura 44 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico I

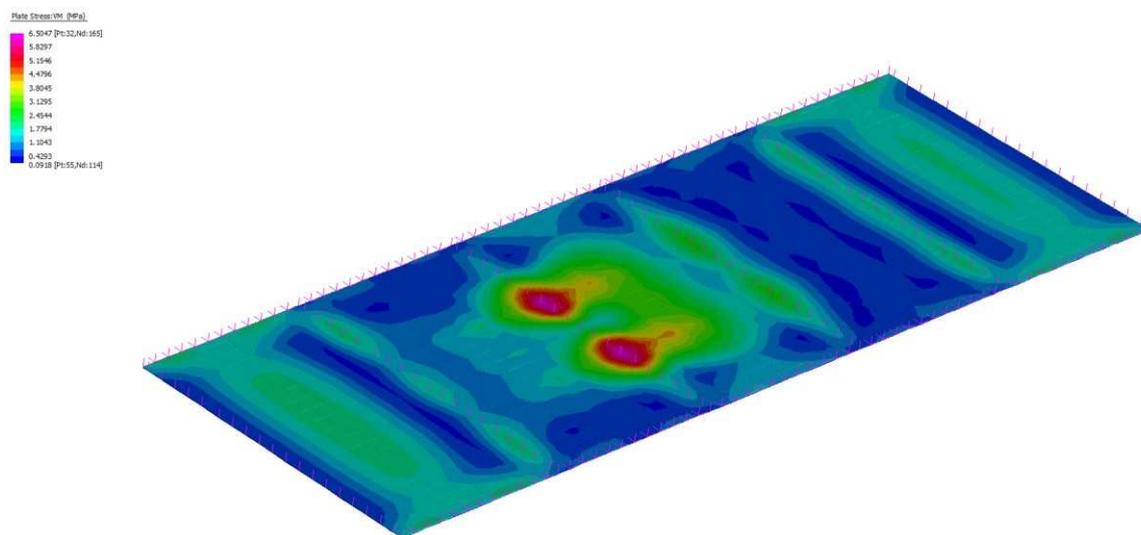


Figura 45 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico II

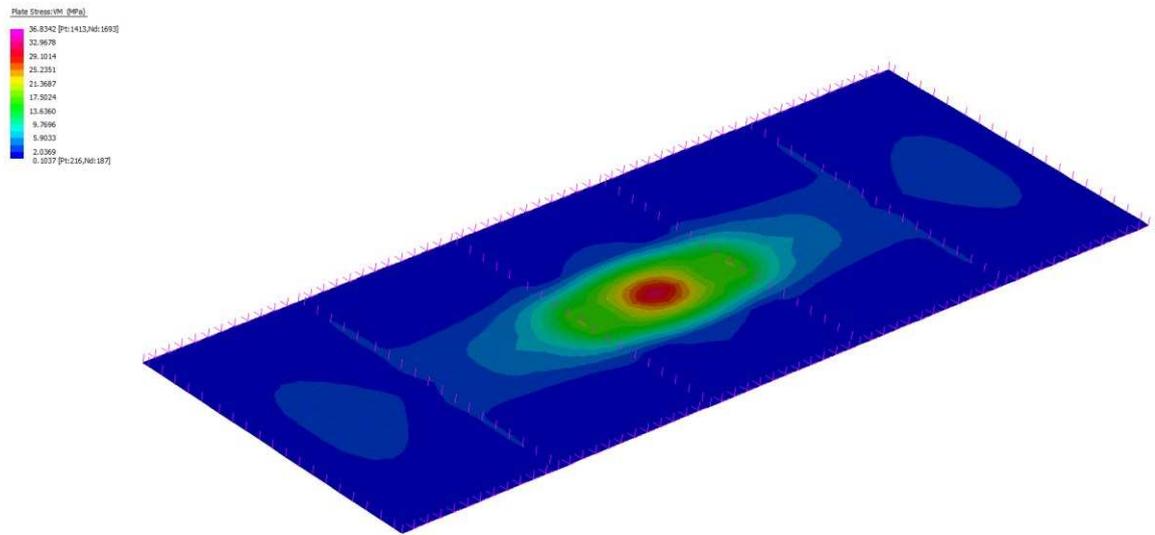


Figura 46 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico III

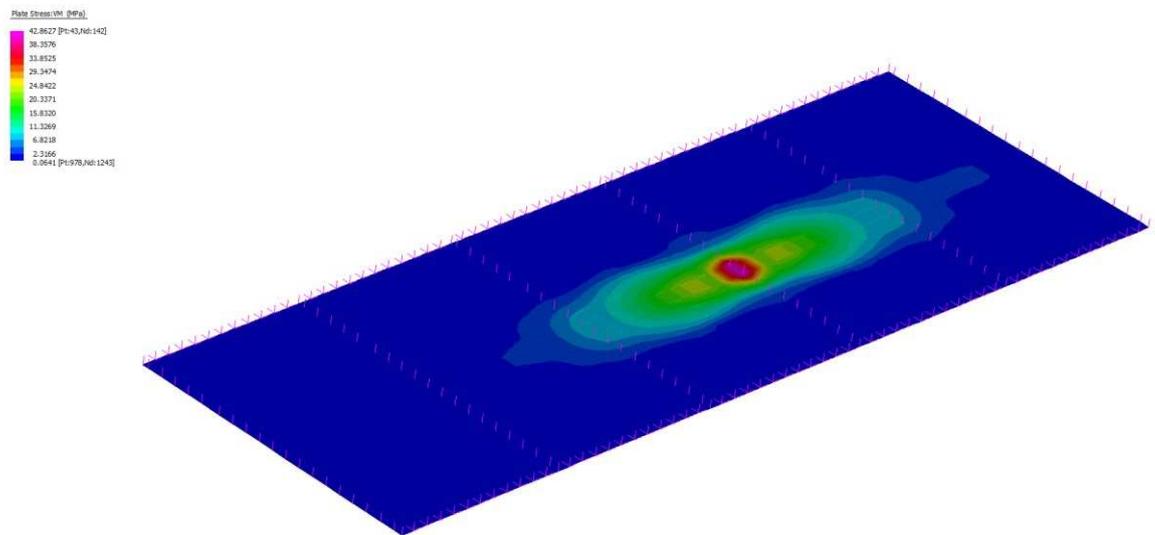


Figura 47 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico IV

MASSIME TENSIONI SUGLI IRRIGIDIMENTI INFERIORI

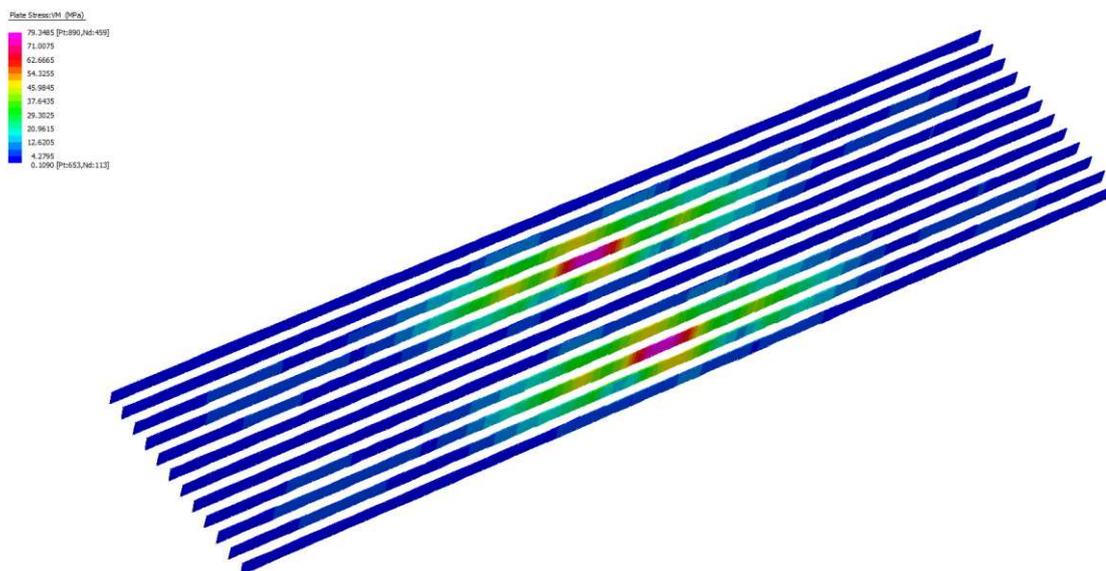


Figura 48 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico I

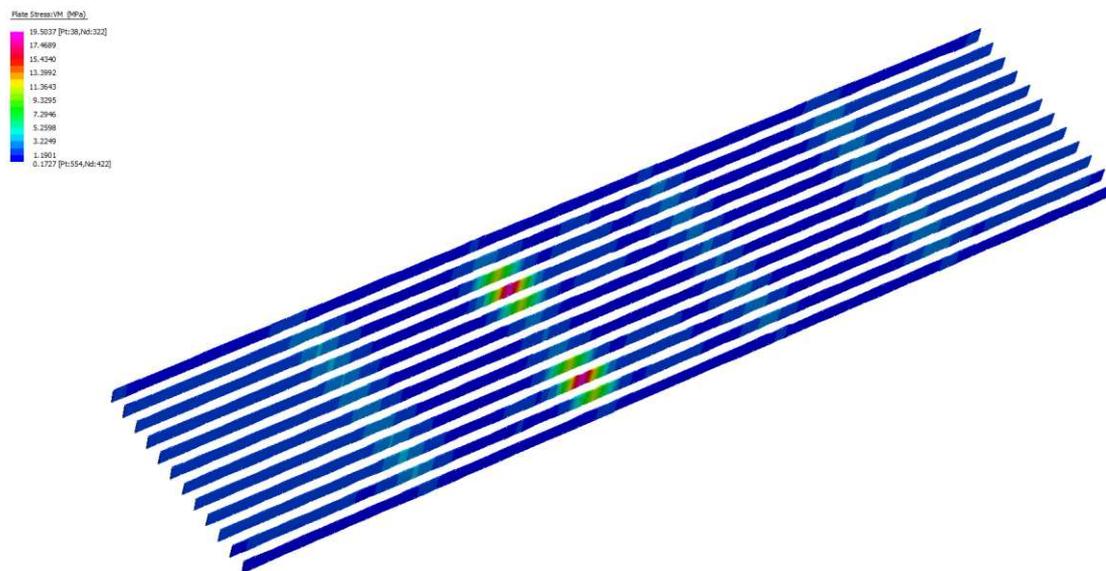


Figura 49 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico II

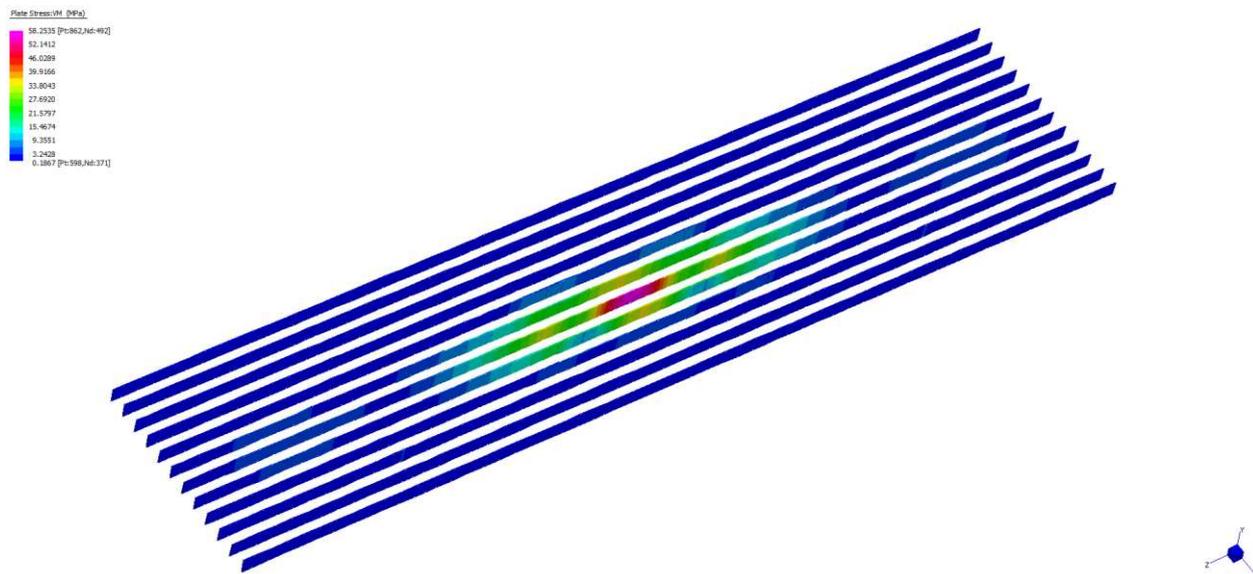


Figura 50 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico III

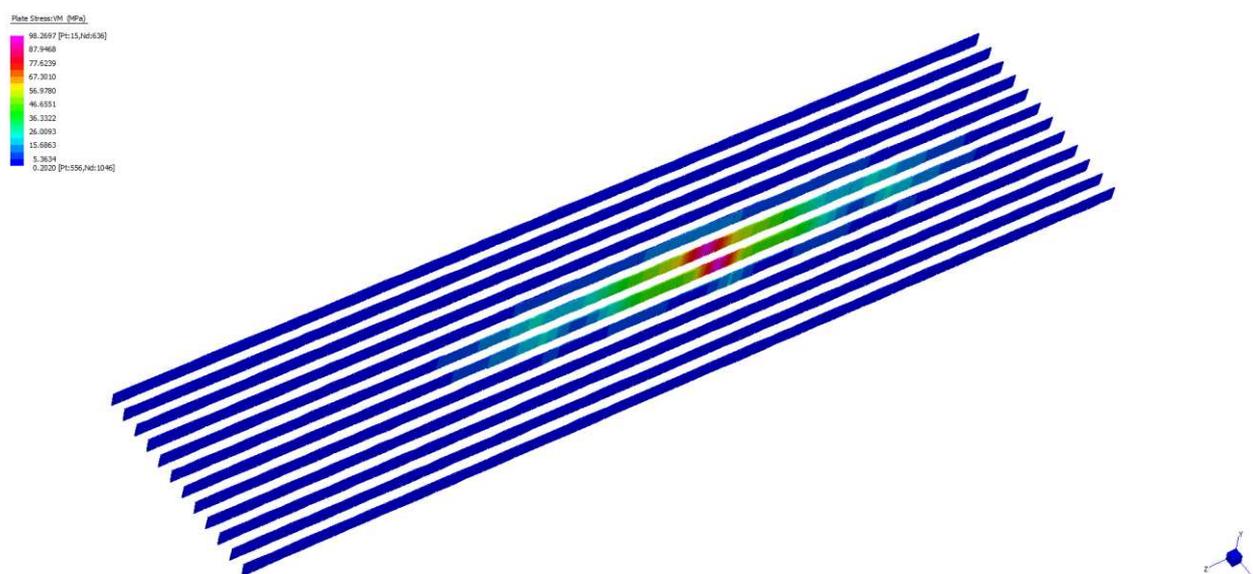


Figura 51 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico IV

La tensione massima al lembo superiore della piastra raggiunge un valore pari a 50.22MPa; mentre per quanto concerne gli irrigidimenti, che risultano essere gli elementi maggiormente sollecitati, si ha una tensione massima pari a 98.3 MPa.

Sia la lastra ortotropa che gli irrigidimenti longitudinali risultano verificati secondo il sistema II.

SOLLECITAZIONI LASTRA ORTOTROPA - "RIBS" (ZONA REMI LATERALI)

A seguito vengono riportate le visualizzazioni delle tensioni per le combinazioni di carico analizzate, per la lastra ortotropa e successivamente per i "ribs":

MASSIME TENSIONI SULLA LASTRA ORTOTROPA

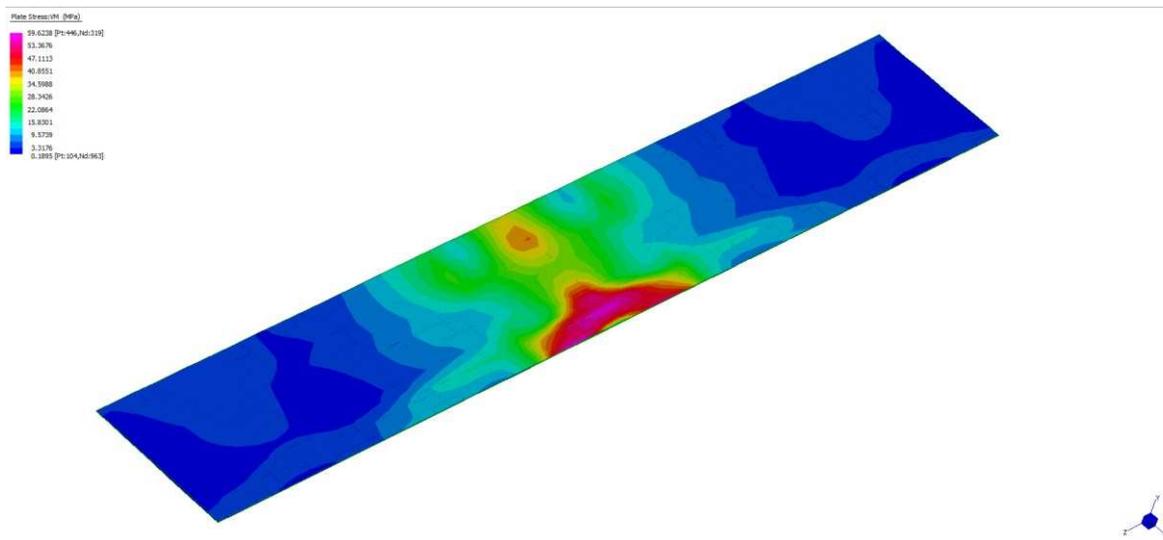


Figura 52 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico I

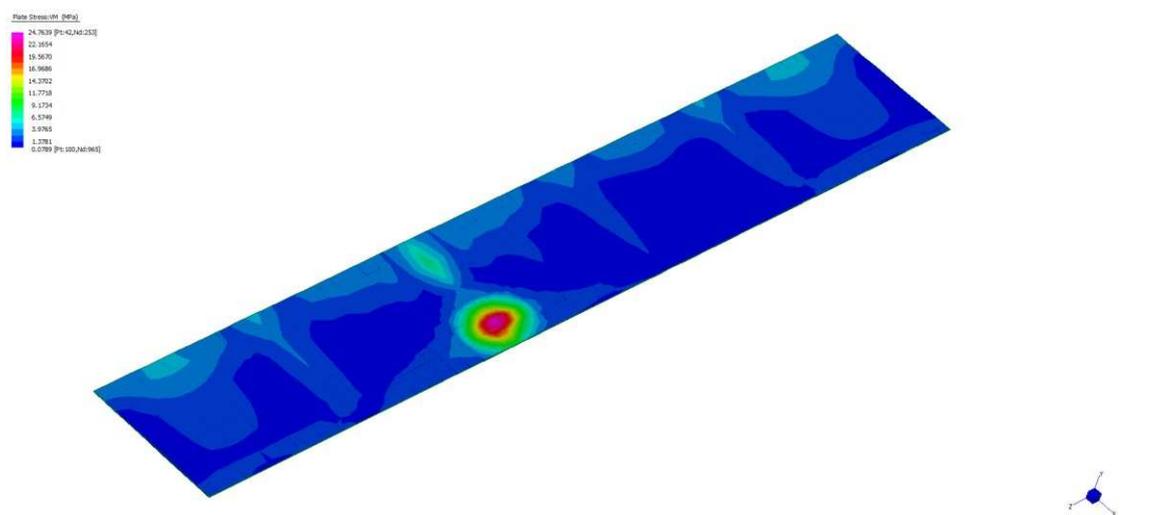


Figura 53 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico II

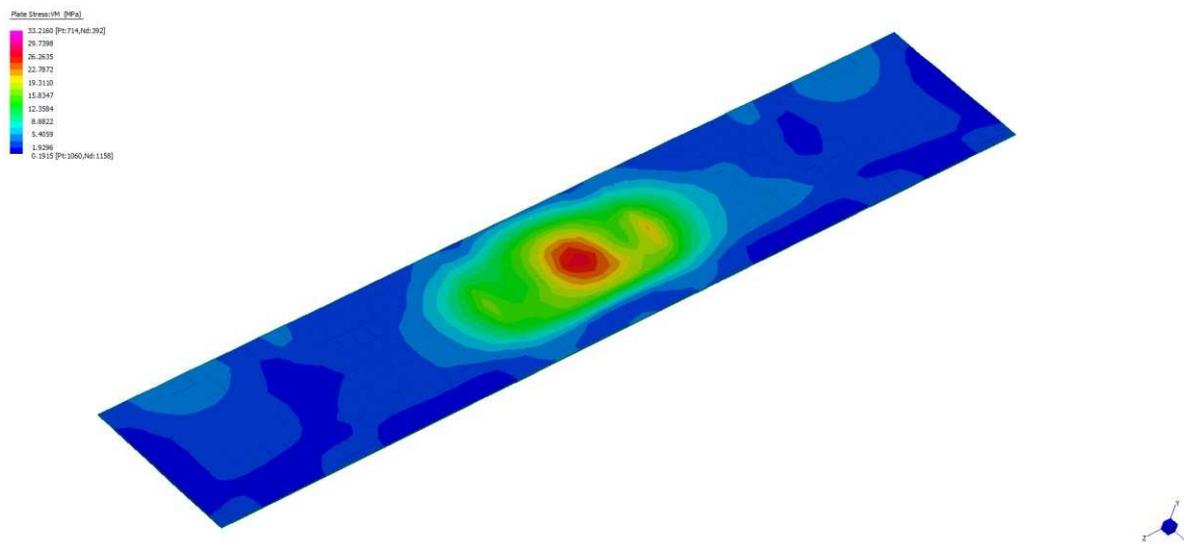


Figura 54 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico III

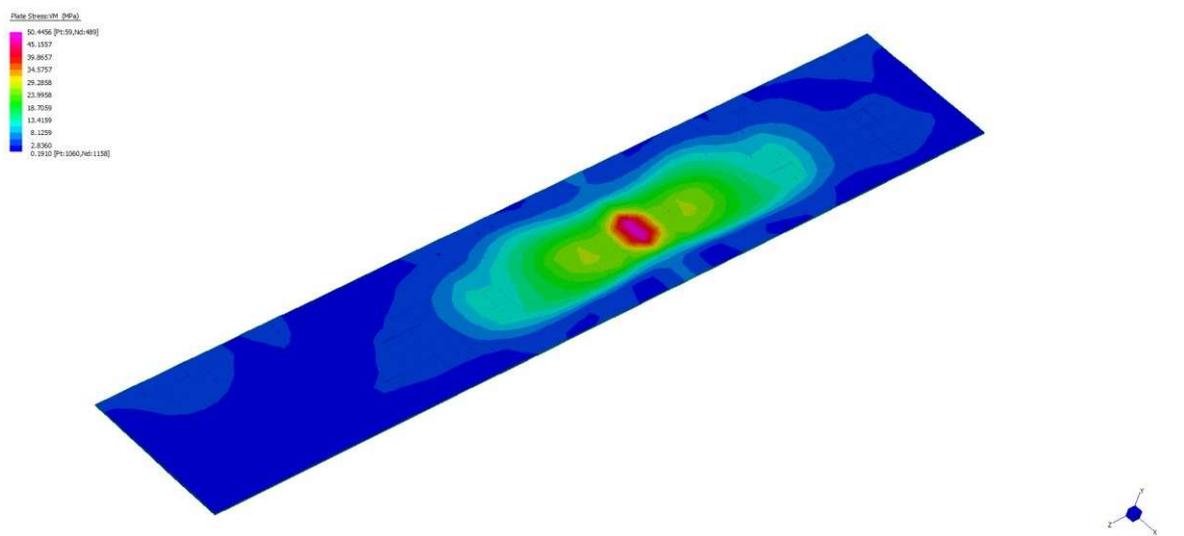


Figura 55 – Visualizzazione delle massime tensioni sulla lastra per la combinazione di carico VI

MASSIME TENSIONI SUGLI IRRIGIDIMENTI INFERIORI

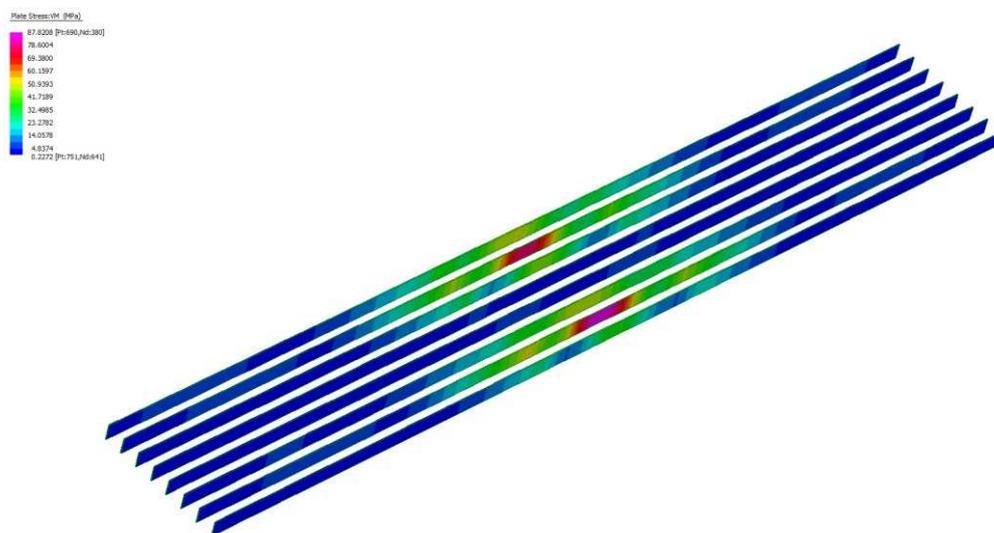


Figura 56 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico I

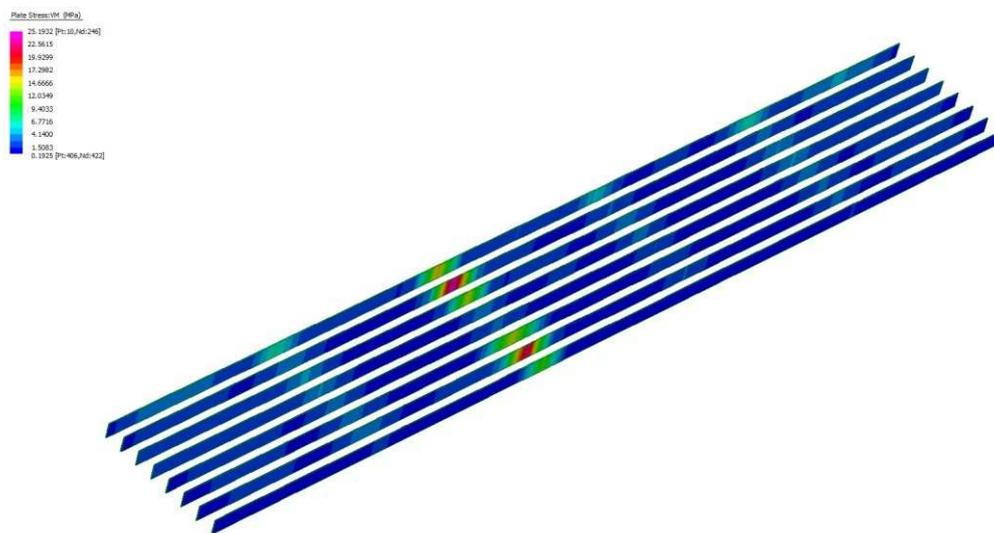


Figura 57 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico II

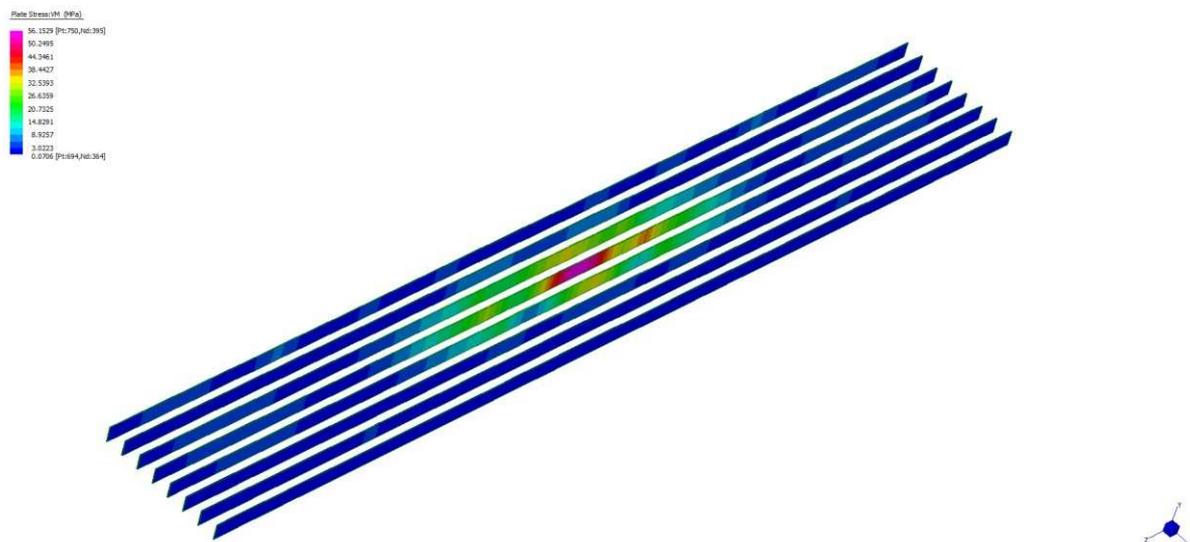


Figura 58 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico III

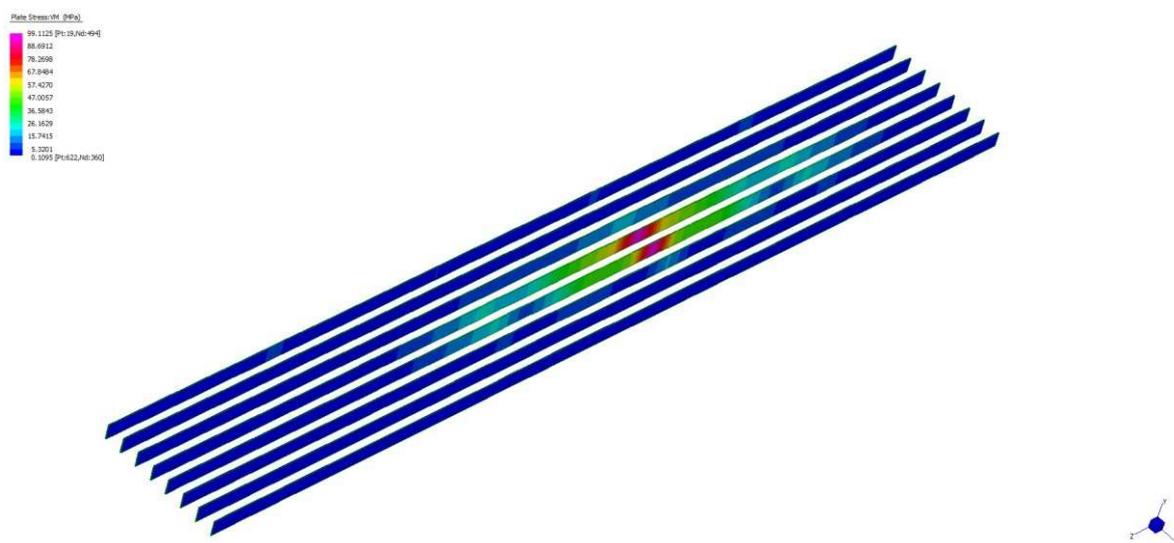


Figura 59 – Visualizzazione delle massime tensioni relative agli irrigidimenti inferiori per la combinazione di carico IV

La tensione massima al lembo superiore della piastra raggiunge un valore pari a 59.6 MPa; mentre per quanto concerne gli irrigidimenti, che risultano essere gli elementi maggiormente sollecitati, si ha una tensione massima pari a 99.11 MPa.

Sia le lastra ortotropa che gli irrigidimenti longitudinali risultano verificati secondo il sistema II.

5.1.3 Sistema III

Il sistema III è costituito dalla lamiera irrigidita e dalle travi portanti. Si considera quindi che la lamiera collabori con le travi principali e la tensione risultante viene poi sommata con un'aliquota delle tensioni ricavate nel sistema II

La verifica sulla lamiera viene effettuata considerando il 50% delle tensioni ricavate nel sistema II:

$$\sigma_{lamiera} = \sigma_{III} + 0.5\sigma_{II}$$

L'analisi delle travi viene eseguita considerando il funzionamento a cassone per ogni coppia di travi. L'impalcato viene quindi sorretto da quattro travi con anime inclinate e ad altezza variabile.

Per le lamiere rinforzate, la larghezza collaborante varia generalmente da 1/3 a 1/5 della luce, quindi, per la luce in questione, si può assumere la lamiera interamente collaborante.

Queste tensioni devono essere sommate a quelle calcolate nell'analisi globale dell'impalcato per le verifiche flessionali della sezione del traverso.

6 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

6.1 Sezioni resistenti concii impalcato

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e inerziali delle sezioni della catena:

7 ANALISI GLOBALE

7.1 Descrizione del modello

Per l'analisi globale della struttura si utilizza il codice di calcolo Straus7. La struttura viene modellata come illustrato nella figura seguente, in cui il cassone è stato modellato con elementi plate.

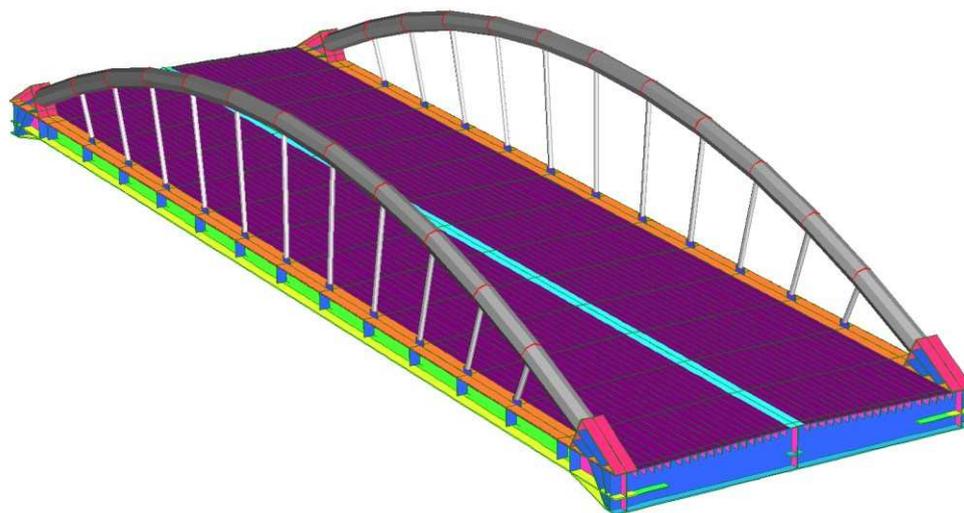


Figura 60 – Visualizzazione del modello 3D

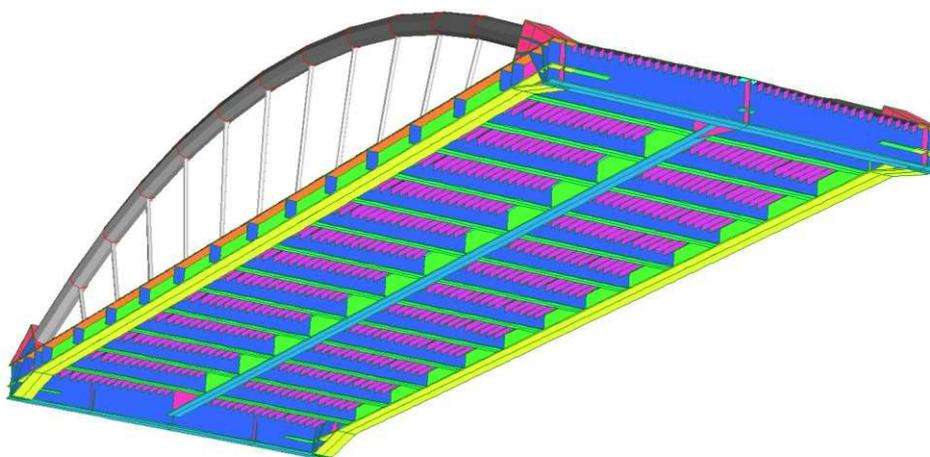


Figura 61 – Visualizzazione del modello 3D

Si assegnano agli elementi plate le caratteristiche geometriche riportate nella seguente tabella. Il peso proprio della struttura viene assegnato automaticamente dal programma di calcolo .

1: anima traverso	18
2: deck	16
3: anime catene	18
4: ptb inf catene laterali	40
5: ptb inf catena centrale	40
6: ribs	16
7: ptb inf traverso	25
8: ptb sup catene laterali	25
9: piatti inf arco	40
10: base arco	40
11: irrigidimenti verticali traverso testata	20
12: piatti perno	50
13: piatti collegamento perno	30
14: anime catene in appoggio	20
15: ptb sup catena centrale	16

7.1.1 Sollecitazioni per peso proprio delle strutture

I carichi agenti sulla struttura sono il peso proprio degli elementi in acciaio a cui si sommano i permanenti portati.

P.P. strutturale = 55.7 kN/m
 Permanenti = 31.5 kN/m

Dall'analisi eseguita con il codice Straus7 si ottengono i seguenti valori delle sollecitazioni nell'impalcato.

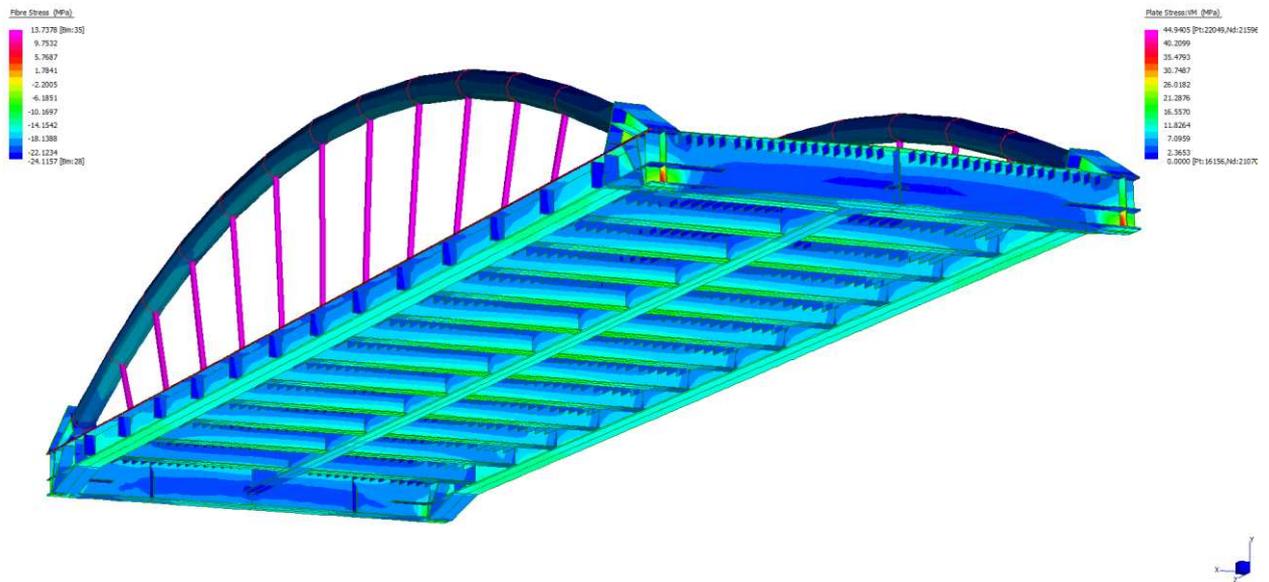


Figura 62 – Sollecitazioni per peso proprio delle strutture

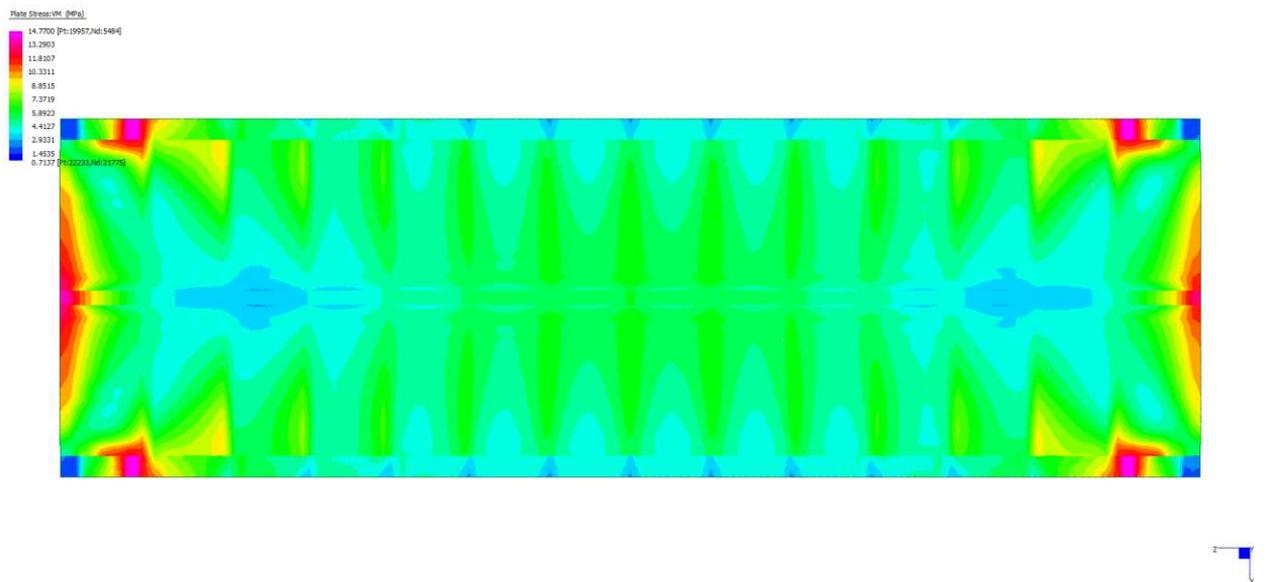


Figura 63 – Sollecitazioni per peso proprio delle strutture sulla piattabanda superiore



Figura 64 – Sollecitazioni per peso proprio delle strutture sulla piattabanda inferiore

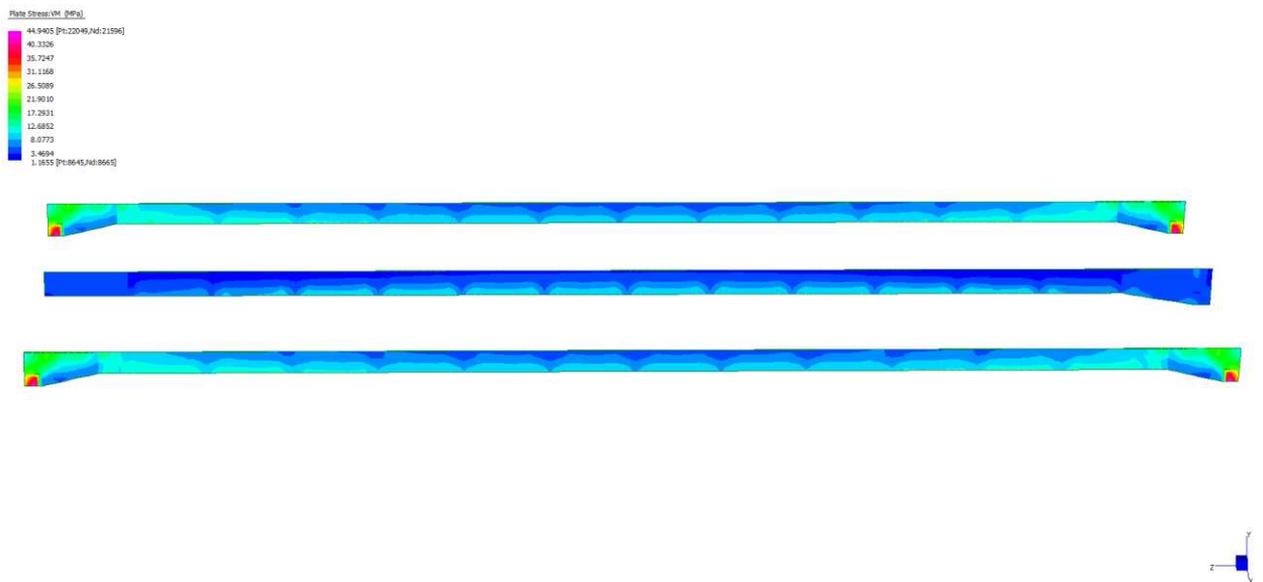


Figura 65 – Sollecitazioni per peso proprio delle strutture sulle anime

Sollecitazioni per carichi permanenti

Si assegnano al modello i carichi permanenti come combinazione di un carico distribuito; nelle figure seguenti vengono riportati i diagrammi delle sollecitazioni fondamentali.

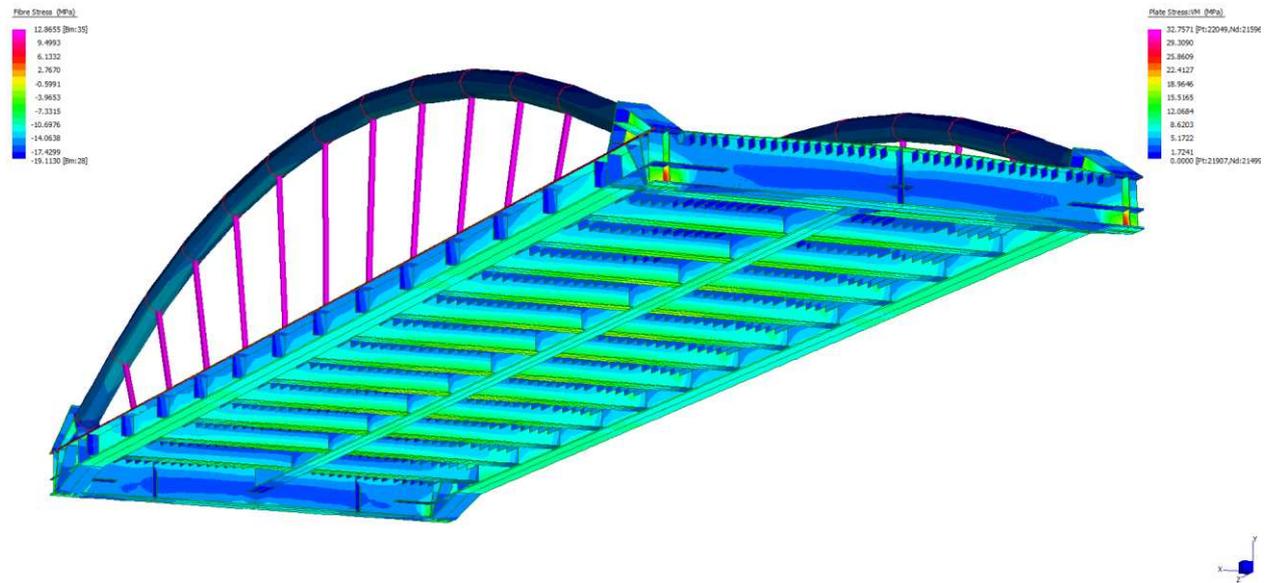


Figura 66 – Sollecitazioni per permanenti delle strutture

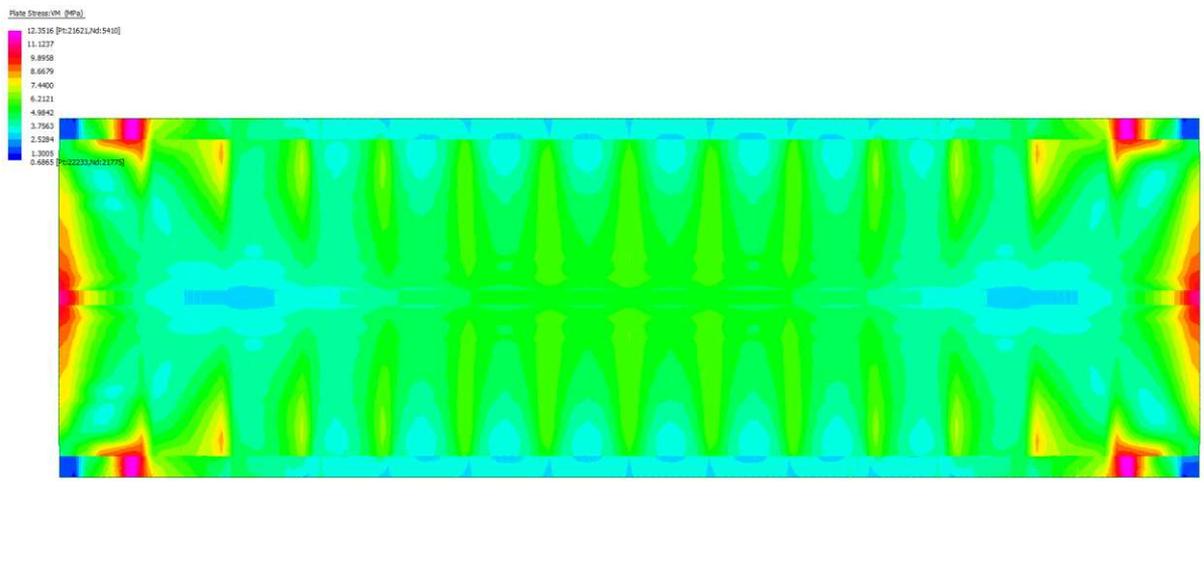


Figura 67 – Sollecitazioni per carichi permanenti sulla piattabanda superiore

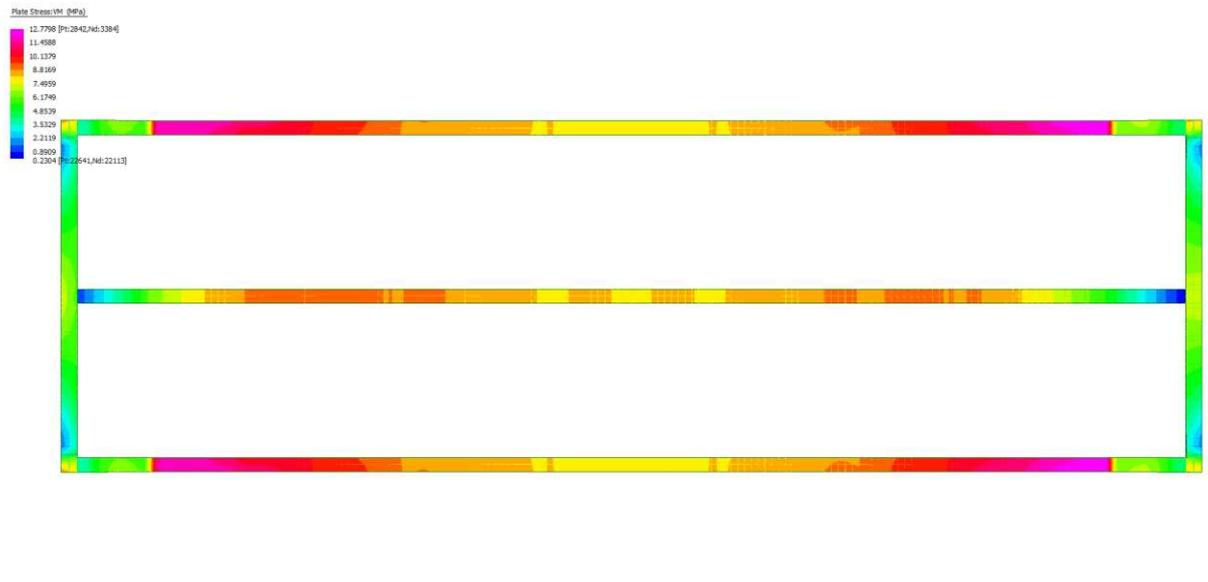


Figura 68 – Sollecitazioni per carichi permanenti sulla piattabanda inferiore

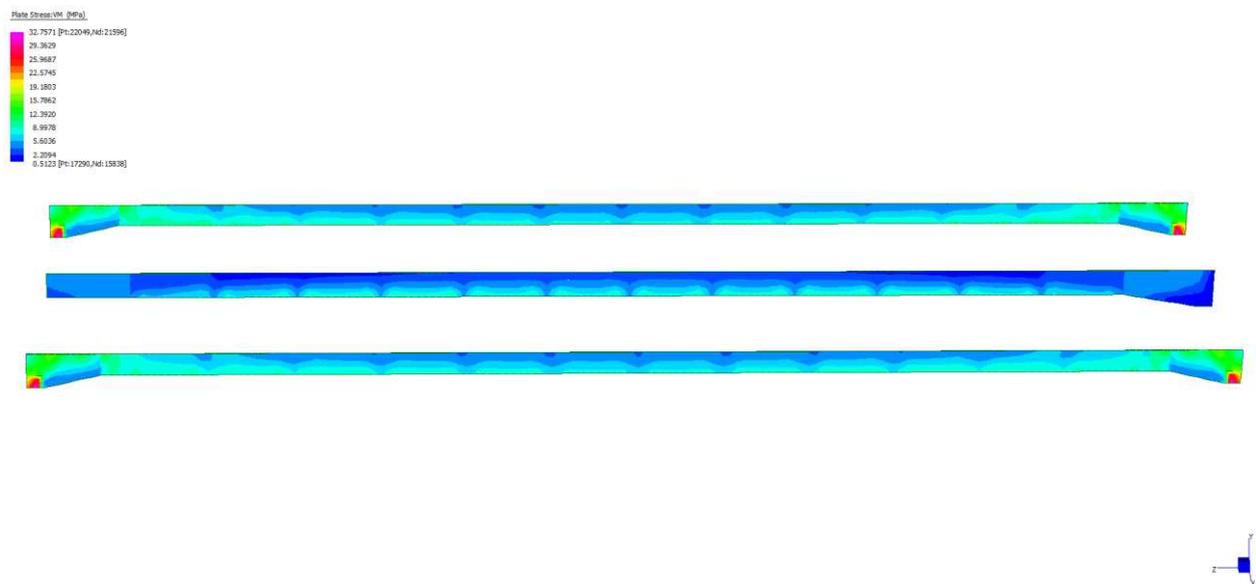


Figura 69 – Sollecitazioni per carichi permanenti sulle anime

Distorsioni termiche

Si trattano applicando lungo l'asse d'impalcato il gradiente termico conseguente alla distribuzione di temperatura sull'impalcato; viene applicato un gradiente termico ΔT pari a 15°C , relativo a strutture in acciaio protette in base alle N.T.C.

7.1.2 Azione dei sovraccarichi accidentali

Allo scopo di massimizzare gli effetti di massima flessione in campata, il massimo taglio agli appoggi, nonché il massimo momento torcente, sono state scelte adeguate distribuzioni di carico conformi alla vigente Normativa. Vista la geometria trasversale dell'impalcato e tenuto conto della larghezza di ingombro convenzionale delle corsie, si sono rese necessarie, ai fini delle verifiche, tre distinte colonne di carico:

-1° corsia: carico distribuito pari a $q_{ik}=9,00\text{kN/m}^2$ con associato carico asse $Q_{ik}=300\text{kN}$

-2° corsia: carico distribuito pari a $q_{ik}=2,50\text{kN/m}^2$ con associato carico asse $Q_{ik}=200\text{kN}$

-3° corsia: carico distribuito pari a $q_{ik}=2,50\text{kN/m}^2$ con associato carico asse $Q_{ik}=100\text{kN}$

alle quali è stata associata un'ulteriore corsia, individuabile nel marciapiede, per la quale è previsto lo schema di carico 5 (Folla).

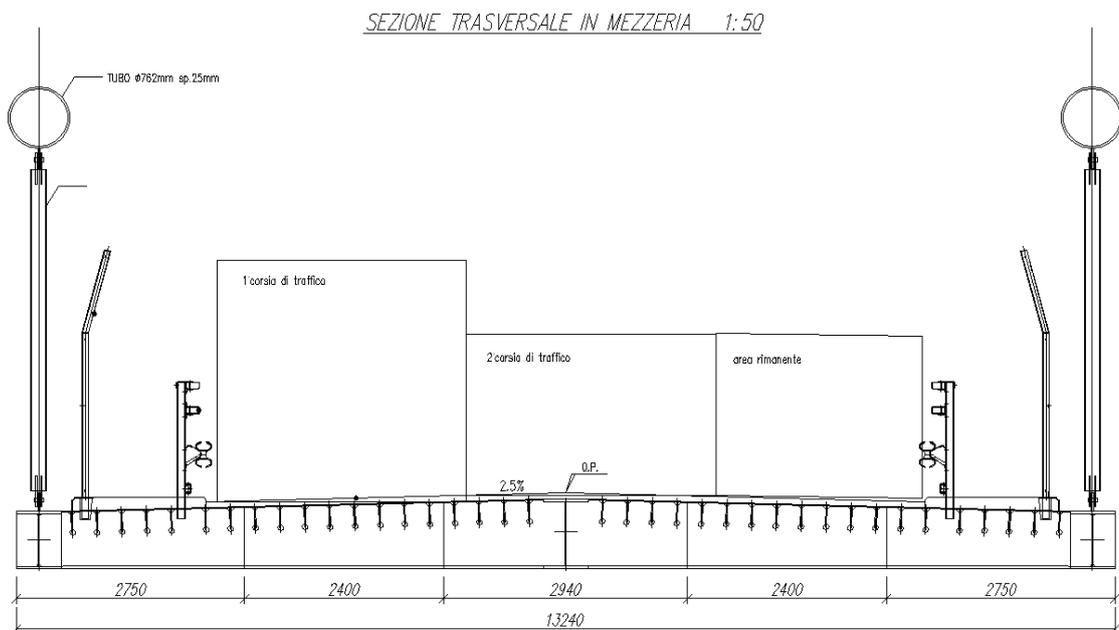


Figura 70 – Distribuzione trasversale T1 del carico accidentale per massimizzare i momenti flettenti

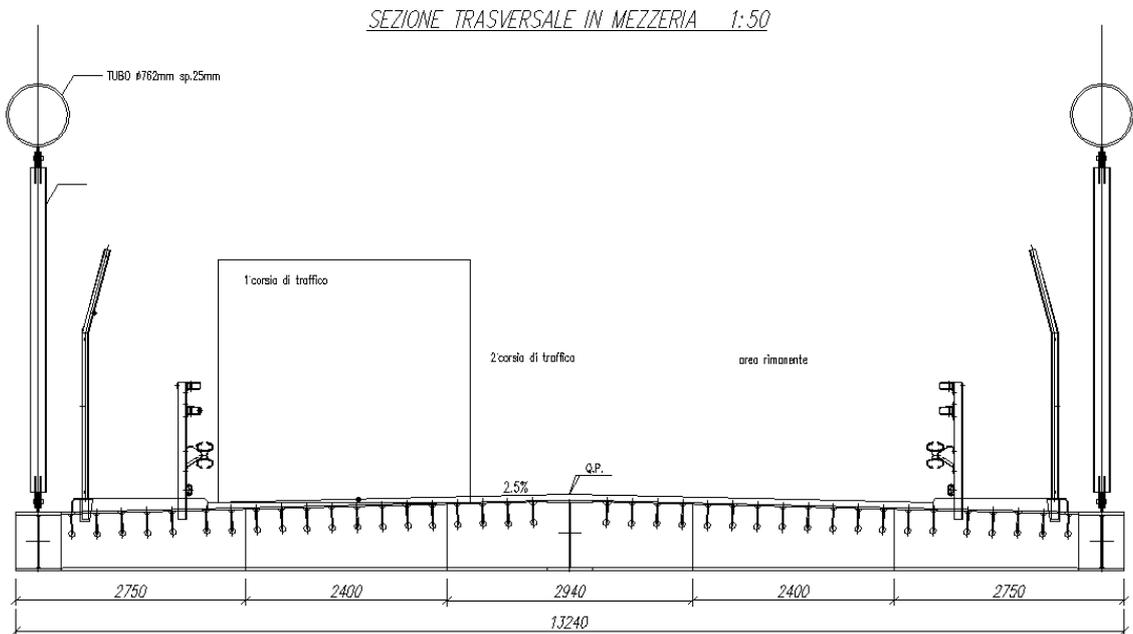


Figura 71 – Distribuzione trasversale T2 del carico accidentale per massimizzare i momenti torcenti

Vengono riportate le visualizzazioni delle sollecitazioni dovute a carichi accidentali sulle strutture principali:

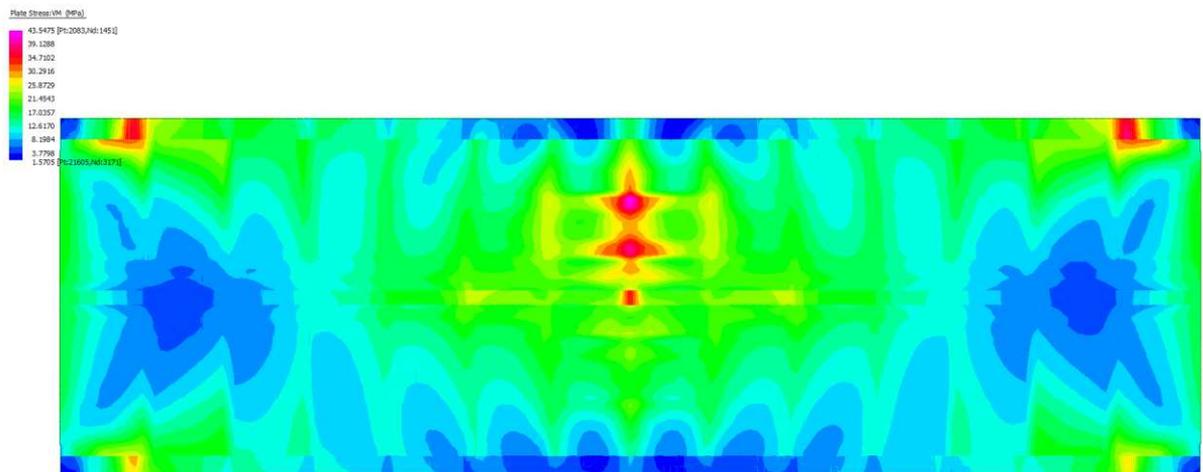


Figura 72 – Sollecitazioni dovute alla distribuzione trasversale T1 sulla piattabanda superiore

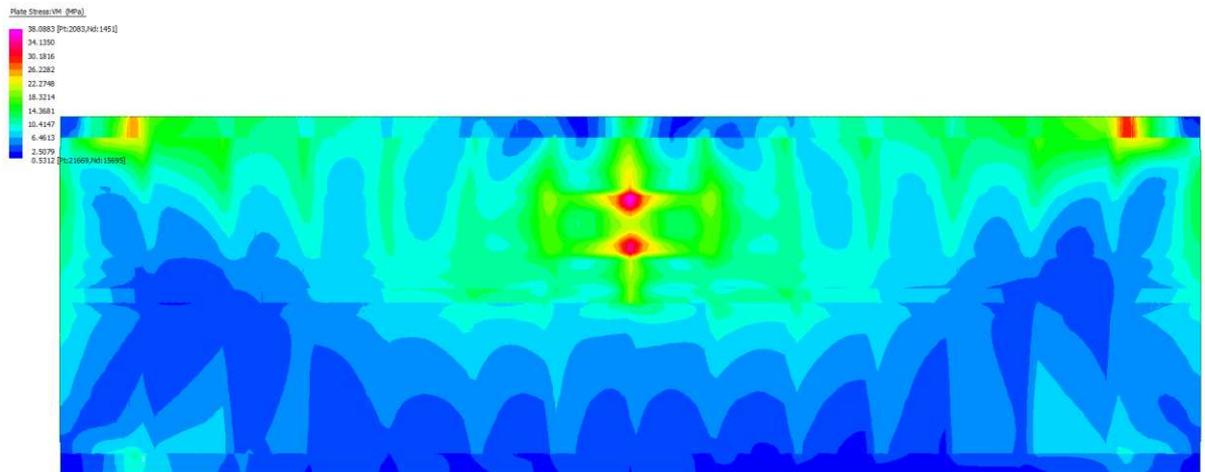


Figura 73 – Sollecitazioni dovuti alla distribuzione trasversale T2 sulla piattabanda superiore

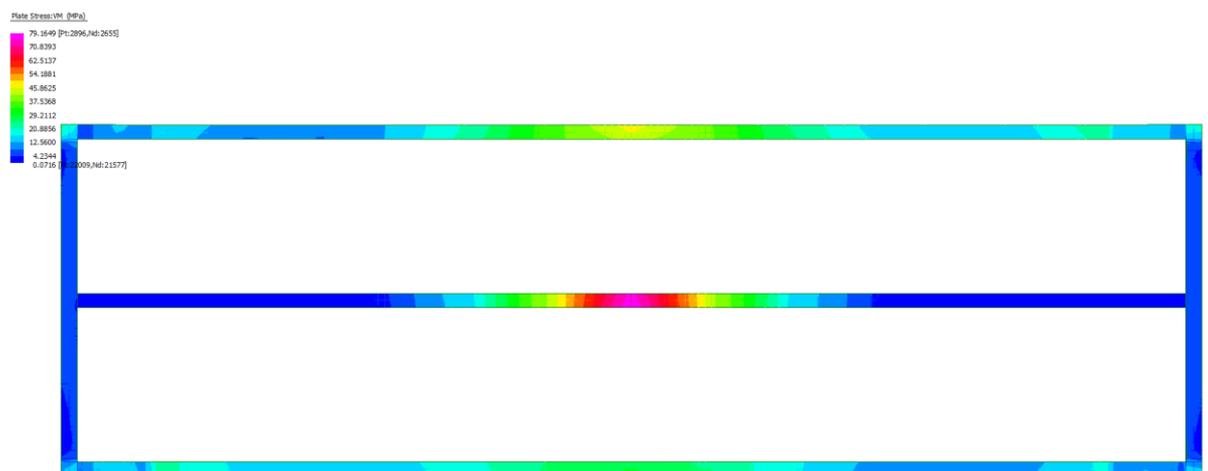


Figura 74 – Sollecitazioni dovuti alla distribuzione trasversale T1 sulla piattabanda inferiore

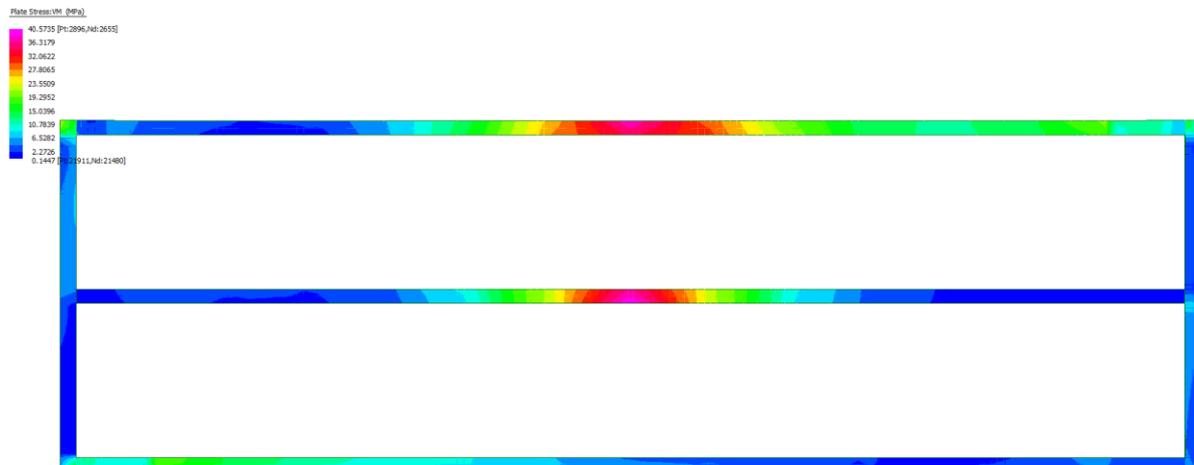


Figura 75 – Sollecitazioni dovute alla distribuzione trasversale T2 sulla piattabanda inferiore

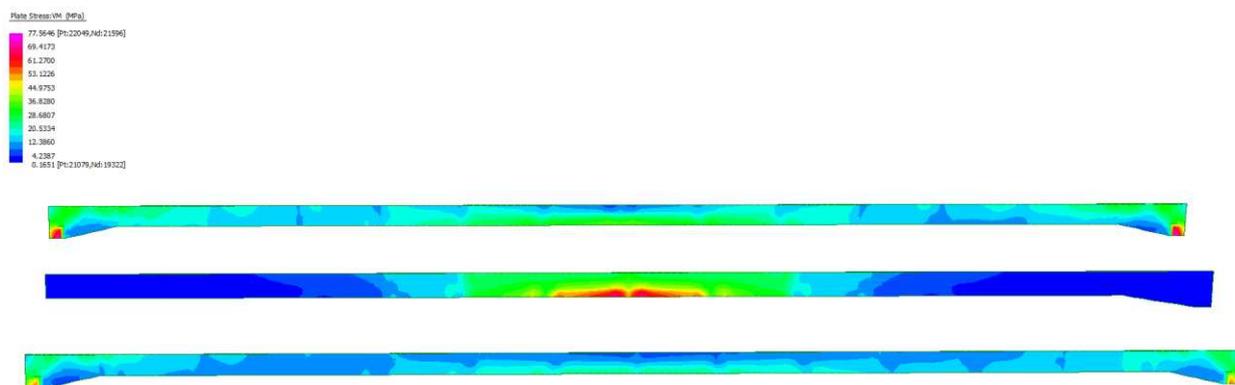


Figura 76 – Sollecitazioni dovute alla distribuzione trasversale T1 sulle anime inclinate

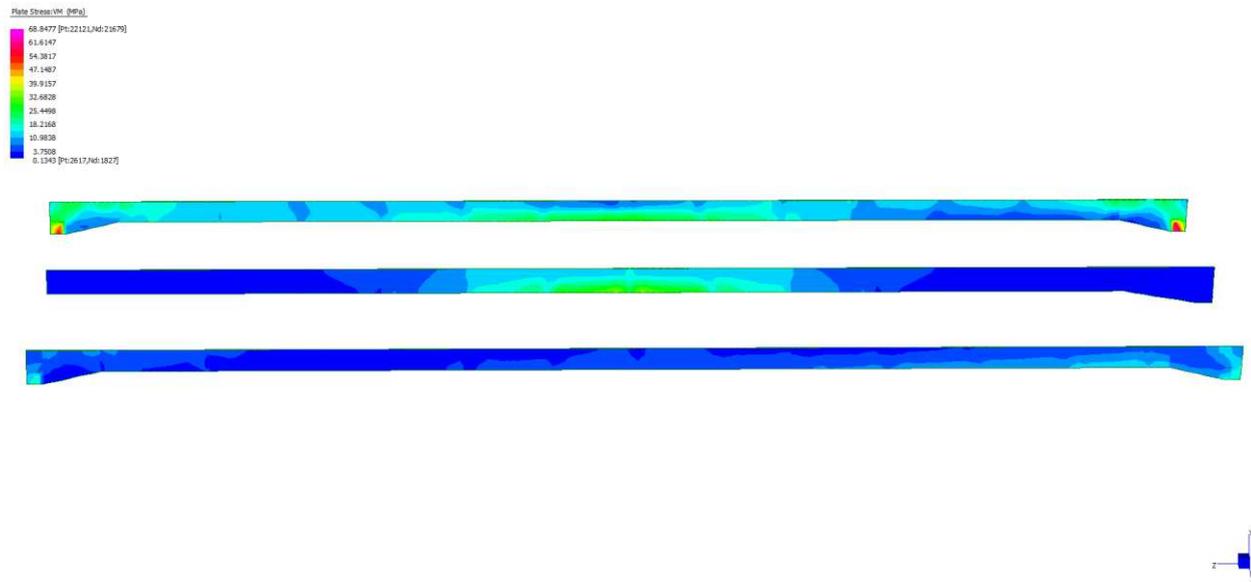


Figura 77 – Sollecitazioni dovute alla distribuzione trasversale T2 sulle anime inclinate

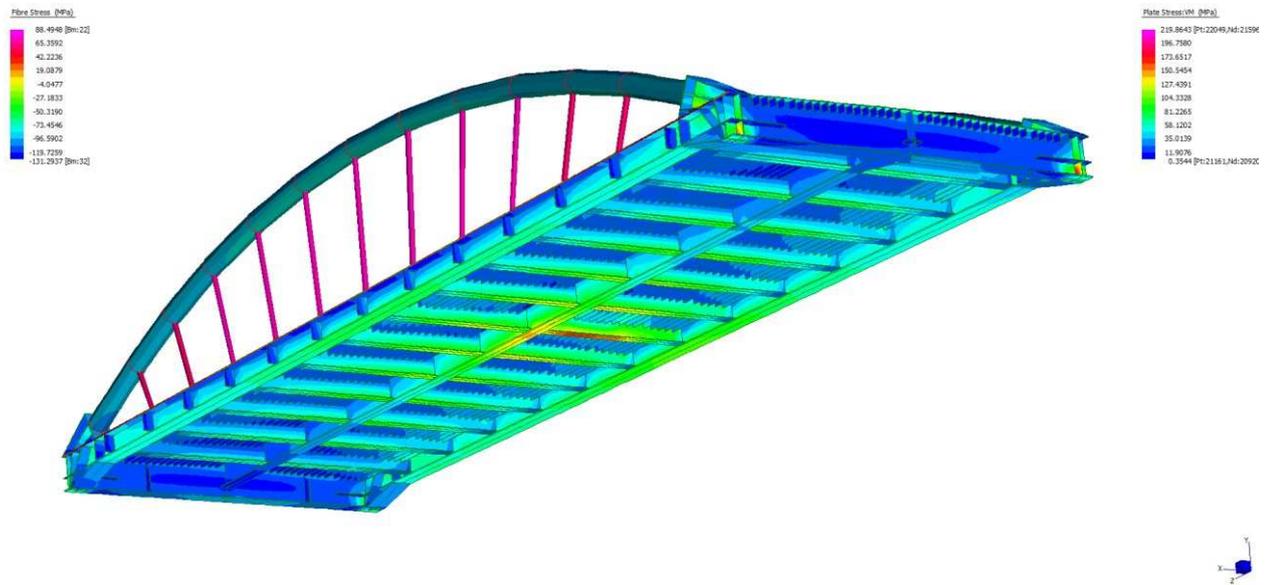
8 VERIFICHE

Di seguito si riportano le verifiche nelle sezioni significative; vengono considerate tali le sezioni in mezzzeria di ciascun concio, per ciascuna delle quali sarà condotta la verifica a flessione, e le sezioni relative agli appoggi, per le quali avranno valenza le verifiche a taglio.

I valori delle azioni di progetto si ricavano attraverso i coefficienti della tabella di seguito riportata.

COMBINAZIONI SLU	PP acciaio	Perm	Temperatura	Vento	Acc q	Acc Q	Frenamento
Massimiz. traffico	1,35	1,5	0,72	0,9	1,35	1,35	0
Massimiz. temperatura	1,35	1,5	1,5	0,9	0,54	1,01	0
Massimiz. vento	1,35	1,5	0,72	1,5	0,54	1,01	0
Massimiz.frenamento	1,35	1,5	0,72	0	0,54	1,01	1,5

8.1 Verifica flessionale allo SLU



MASSIME SOLLECITAZIONI

A seguito vengono riportate, nella condizione più gravosa, le visualizzazioni dei contour per la piattabanda superiore e la piattabanda inferiore:

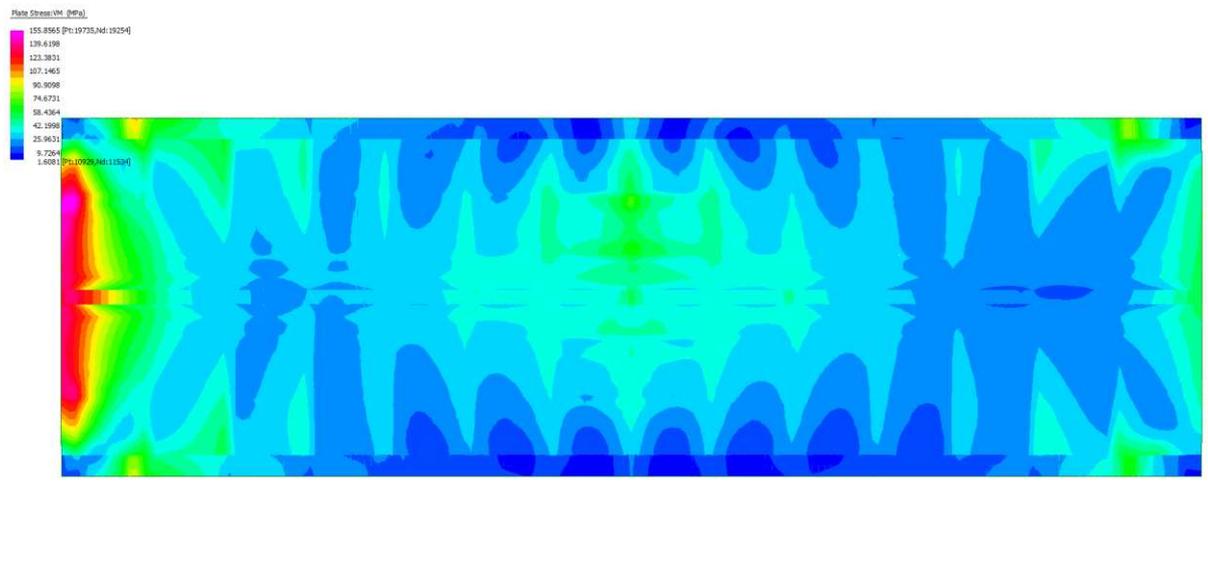


Figura 78 – visualizzazione sollecitazioni piattabanda superiore per la combinazione di carichi che massimizza la flessione

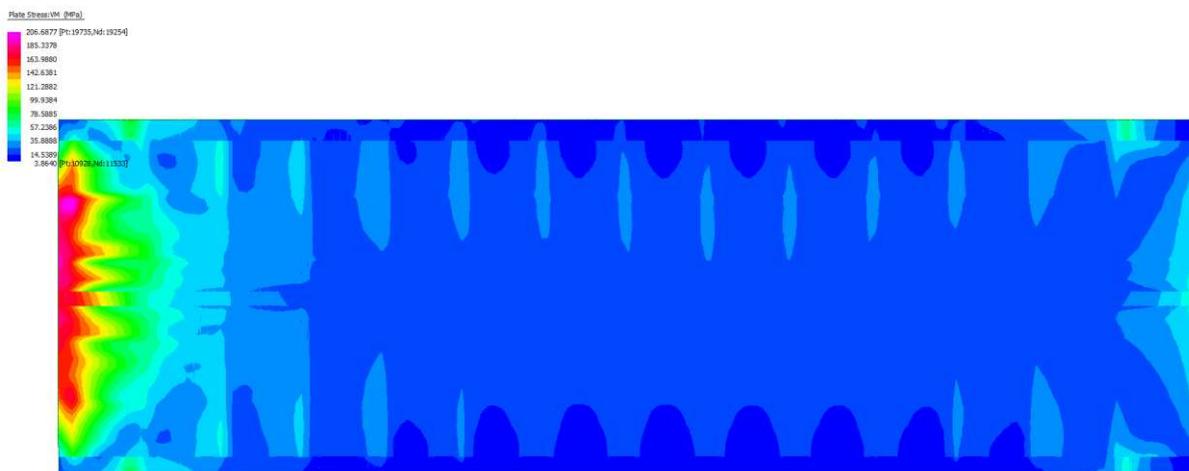


Figura 79 – visualizzazione sollecitazioni piattabanda superiore per la combinazione di carichi che massimizza il taglio in corrispondenza della pila

(I picchi di tensione sono in corrispondenza alla zona di ancoraggio dell’arco, ma sono comunque ampiamente compresi nei limiti previsti dalla vigente Normativa)



Figura 80 – visualizzazione sollecitazioni piattabanda inferiore per la combinazione di carichi che massimizza la flessione



Figura 81 – visualizzazione sollecitazioni piattabanda inferiore per la combinazione di carichi che massimizza il taglio in corrispondenza della pila

Le massime tensioni sull'acciaio risultano pari a :

$$\sigma_{\text{sup}} = 206 \text{ MPa}^{(2)}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 223 \text{ MPa}$$

Le sezioni risultano pertanto verificate essendo al di sotto di 338MPa.

² Avendo modellato la struttura mediante un modello a plate non si rende necessaria la verifica del sistema III per la lastra ortotropa, l'impalcato infatti presenta già i carichi localizzati e le tensioni ottenute ne tengono conto.

8.2 Verifica al taglio allo SLU

8.2.1 Sezione all'appoggio S_A

MASSIME SOLLECITAZIONI RELATIVE ALLE SEZIONI IN APPOGGIO DELLE TRAVI

Si verifica la sezione del cassone per le sollecitazioni taglianti, considerando le combinazioni di carico che massimizza il taglio in prossimità dell'appoggio, vengono riportate le visualizzazioni dei contour per le pareti verticali:

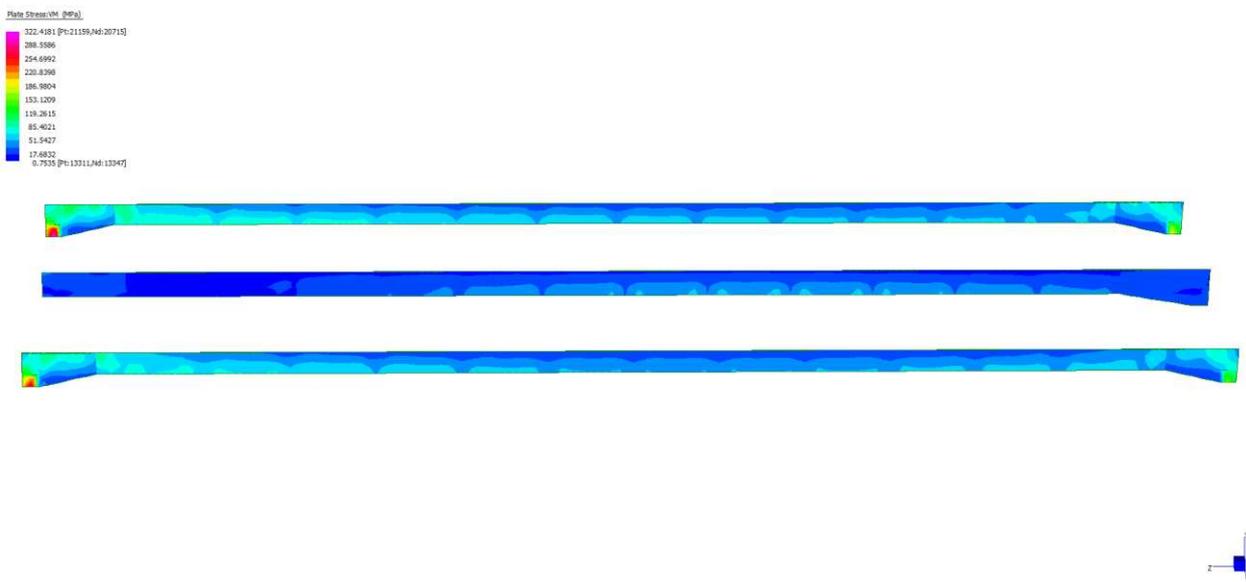


Figura 82 – visualizzazione sollecitazioni anime

Le sezioni risultano pertanto verificate essendo $\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} < f_d = 338 \text{ MPa}$

9 REAZIONI VINCOLARI MODELLO GLOBALE

Le reazioni vincolari sugli appoggi si ricavano dall'analisi globale dell'impalcato. Nelle seguenti tabelle sono riportate i valori caratteristici delle reazioni massime e i loro valori di progetto per i singoli casi di carico.

FORZE STATICHE VERTICALI (non combinate)							
massimizzazione flessione							
	PP acciaio	Perm	vento	Acc q	Acc Q	Frenamento	Σ
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
<i>appoggio sx</i>	671	489	56	769	337	0	2323
<i>appoggio dx</i>	671	489	-56	601	267	0	2323
FORZE STATICHE VERTICALI (non combinate)							
massimizzazione torsione							
	PP acciaio	Perm	vento	Acc q	Acc Q	Frenamento	Σ
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
<i>appoggio sx</i>	671	489	56	621	213	0.0	2050.4
<i>appoggio dx</i>	671	489	-56	197	93	0.0	1393.1

10 VERIFICHE ALLO SLE

10.1 Verifica dello spostamento verticale in mezzeria

Per la verifica del massimo spostamento verticale si considerano i coefficienti di per le verifiche allo SLE.

Dall'analisi ad elementi finiti si deducono i valori delle deformazioni massime in campata suddivise per le diverse condizioni di carico considerate. Nella tabella si riassumono i risultati ottenuti.

	Freccia in asse ponte [mm]
Peso proprio	11.3
Permanenti	9.6
Massima freccia permanenti	20.9 (~L/2045)
Sovraccarichi accidentali	30.6 (~L/1400)
Deformazione termica	±7.5
Massima freccia accidentali	23.1 ÷ 38.1
Totale massima	59 (~L/725)

Tabella 2 – Deformazione in mezzeria sulla linea d'asse del ponte [mm]

11 VERIFICA DELL'ARCO

11.1 Sezione di mezzeria

Vengono riportate le verifiche relative all'arco e, più precisamente, le verifiche allo SLU, la verifica all'instabilità.

11.1.1 Verifica allo SLU

Vengono riportati i valori caratteristici delle sollecitazioni di azione assiale e momento flettente ricavati nelle varie fasi di carico per le verifiche allo stato limite ultimo.

SEZIONE IN MEZZERIA	Shear Force 1 (kN)	Bending Moment 1 (kN.m)	Shear Force 2 (kN)	Bending Moment 2 (kN.m)	Axial Force (kN)
A1ST1 (max flessione)	14.15	263.32	0.38	25.89	6060.08
A1ST1 (max torsione)	15.63	224.41	0.42	24.75	5224.10
A1ST1 (max taglio)	20.06	100.64	0.65	28.24	4828.88
A1ST1 (max vento)	13.67	170.76	0.32	19.74	4104.59
A1ST1 (max frenamento)	13.72	197.81	0.27	18.86	4483.08
A1ST1 (max temperatura)	13.82	199.13	0.01	19.31	4417.32

Come valori di progetto si considerano le seguenti sollecitazioni (corrispondenti alla condizione che massimizza sia lo sforzo assiale sia il momento)

$$N_{\max} = 6060 \text{ kN}$$

$$M_{1-1} = 263 \text{ kNm}$$

$$M_{2-2} = 26 \text{ kNm}$$

Viene riportato a seguire il foglio di calcolo per la determinazione degli sforzi sull'arco:

verifiche arco		
caratteristiche geometriche arco		
Area	0.058	[m ²]
Y _c	0.38	[m]
I ₁₁	0.00393	[m ⁴]
I ₂₂	0.00393	[m ⁴]
W _{sup}	0.01032	[m ³]
W _{inf}	0.01032	[m ³]
sollecitazioni agenti		
massimizzazione sforzo assiale		
N _{max}	6060	kN
M ₁₋₁	263	kNm
M ₂₋₂	26	kNm
verifiche a pressoflessione		
σ _{max}	132.5	MPa
σ _{min}	76.5	MPa

Le tensioni sull'arco nelle combinazioni di carico esaminate valgono:

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE			
sollecitazioni agenti			
massimizzazione sforzo assiale			
N_{max}	6060	kN	
M_{1-1}	410	kNm	
M_{2-2}	84	kNm	
verifiche a pressoflessione			
σ_{max}	152.4	MPa	
σ_{min}	56.6	MPa	

Tutte le sollecitazioni di progetto risultano inferiori al valore resistente dell'acciaio, pari a $f_{res} = \frac{f_d}{\gamma_s} = 338MPa$

11.1.2 Verifica d'instabilità

Si esegue la verifica d'instabilità dell'arco secondo la UNI EN 1993-2 (EC3).

La verifica prevede:

- Il calcolo del carico critico N_{cr} dell'arco per instabilità nel piano e fuori dal piano. Questo viene svolto a partire dai valori forniti nell'Annesso H.3 dell'EC3 per i ponti ad arco, in cui vengono date le prescrizioni per i fattori β relativi alla lunghezza libera d'inflessione nel piano e fuori dal piano.

- il calcolo del minimo moltiplicatore α_{cr} delle forze necessario per portare la struttura all'instabilità elastica nel piano considerato; se

$$\alpha_{cr} = N_{cr} / N_{Sd} \geq 10$$

è possibile trascurare gli effetti del secondo ordine (5.2.1 EC3)

- nel caso in cui non possano essere trascurati gli effetti del secondo ordine è necessario eseguire un'analisi del secondo ordine considerando anche le imperfezioni del modello, la cui forma può essere derivata dal modo critico elastico della struttura nel piano di instabilità considerato.

- Il modo critico elastico va determinato nel seguente modo:

la struttura viene caricata unicamente con le forze assiali risultanti dall'analisi elastica del primo ordine della struttura sotto i carichi di progetto trascurando i momenti flettenti nel piano d'inflessione;

si determinano, per questa configurazione di forze, il modo critico e il moltiplicatore α_{cr} delle forze relativo all'instabilità elastica

si determinano, per questa configurazione di forze, il moltiplicatore $\alpha_{ult,k}$ delle forze per raggiungere la resistenza caratteristica delle sezioni trasversali degli elementi senza prendere in conto l'instabilità. La relativa snellezza della struttura è data da:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}$$

La forma del modo critico può essere applicata come imperfezione con un'ampiezza massima pari a:

$$e_{0,d} = \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) \frac{W_{el}}{A} \frac{1 - \chi\lambda^2 \frac{1}{\gamma_{M_1}}}{1 - \chi\lambda^2} \quad \text{per } \bar{\lambda} > 0,2$$

dove:

α è il fattore di imperfezione per la curva di instabilità relativa, vedere prospetto 5.5.1 e 5.5.3 della ENV 1993-1-1;

χ è il fattore di riduzione per la curva di instabilità relativa dipendente dalla sezione trasversale, vedere sezione 5 della ENV 1993-1-1.

W_{el} e A sono presi come i corrispondenti valori della sezione trasversale nella posizione in cui γ è il suo valore minimo.

VERIFICA DI INSTABILITÀ NEL PIANO E FUORI DAL PIANO - RICHIAMI TEORICI

INSTABILITÀ NEL PIANO

Il carico critico N_{cr} dell'arco nel piano di instabilità è espresso da:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta s} \right)^2 EI_y$$

In cui:

N_{cr} si riferisce alla forza in corrispondenza degli appoggi

s è la semilunghezza dell'arco

EI_y è la rigidezza flessionale dell'arco nel piano di instabilità

β è il fattore relativo alla lunghezza libera di inflessione fornito dal prospetto H.4 delle UNI-ENV 1993-2

INSTABILITÀ A SCATTO NEL PIANO

L'assenza di instabilità a scatto ("*snap trough*") nell'arco è inoltre garantita dal soddisfacimento della relazione:

$$l \cdot \sqrt{\frac{EA}{12EI_y}} > K$$

In cui:

A è l'area della sezione trasversale

K è un fattore ricavabile dal prospetto H.5 delle UNI-ENV 1993-2

INSTABILITÀ FUORI DAL PIANO

Il carico critico N_{cr} dell'arco per instabilità fuori dal piano è espresso da:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta l} \right)^2 EI_z$$

In cui:

N_{cr} si riferisce alla forza in corrispondenza degli appoggi

l è la lunghezza dell'arco

EI_z è la rigidezza flessionale dell'arco nel piano di instabilità

$\beta = \beta_1 \cdot \beta_2$ è il fattore relativo alla lunghezza libera di inflessione

dove β_1 e β_2 sono forniti rispettivamente dai prospetti H.6 e H.7 della UNI-ENV 1993-2

Viene riportato a seguire il foglio di calcolo per le verifiche di instabilità dell'arco:

10027 BINE LUNGHE					
analisi instabilità arco					
carichi critici					
carico critico per instabilità nel piano	$N_{cr,y} =$	120254		[kN]	
carico critico per instabilità fuori dal piano	$N_{cr,z} =$	37520		[kN]	
caratteristiche materiale					
modulo elastico	E =	200000		[MPa]	
	$f_y =$	355		[MPa]	
caratteristiche sezione arco					
coefficiente di libera inflessione nel piano	$\beta =$	0.37			
coefficiente di libera inflessione	$\beta =$	0.40			
tabella D.6	$\beta_1 =$	0.584			
tabella D.7	$\beta_2 =$	0.69			
momento d'inerzia nel piano d'instabilità	$J_{22} =$	0.004		[m ⁴]	
momento d'inerzia fuori dal piano d'instabilità	$J_{11} =$	0.004		[m ⁴]	
area della sezione trasversale	A =	0.058		[m ²]	
freccia arco	f =	5.8		[m]	
numero pendini	m =	11			
interasse pendini	p =	3		[m]	
lunghezza ponte	$\ell =$	42		[m]	
lunghezza del arco	$l_{arco} =$	36		[m]	
lunghezza del semi arco	s =	21.9		[mm]	
rigidezza flessionale nel piano d'instabilità	$EJ_{22} =$	8.00E+11		[kN*mm ²]	
rigidezza flessionale fuori dal piano d'instabilità	$EJ_{11} =$	8.00E+11		[kN*mm ²]	
massimo carico assiale	Fsd	5718		[kN]	
verifiche di instabilità					
verifica instabilità nel piano	$F_{sd}/N_{cr,y} =$	0.05		verificato	$F_{sd}/N_{cr,y} < 0,1$ 0.1
verifica instabilità fuori dal piano	$F_{sd}/N_{cr,z} =$	0.15		non verificato	$F_{sd}/N_{cr,z} < 0,1$ 0.1

I valori dei moltiplicatori dei carichi risultano quindi:

verifiche di instabilità		
verifica instabilità nel piano	$\alpha_{cr,1} =$	21.03
verifica instabilità fuori dal piano	$\alpha_{cr,2} =$	6.56

Come si evince dalle verifiche è necessario tenere conto degli effetti del secondo ordine considerando anche un'imperfezione dell'arco:

Resistenza delle membrature all'instabilità fuori dal piano			
			in funzione della classe di resistenza
snellezza per modalità di instabilità pertinente	$\lambda =$	0.741	procedere
coefficiente d'imperfezione	$\alpha =$	0.21	
	$\phi =$	0.831	
snellezza adimensionale	$\chi =$	0.828	
	D=	0.762	
	sp=	0.025	
	d =	0.712	
	$W_{el} =$	0.010	
	$\gamma_{M1} =$	1.1	
effetti del secondo ordine			
massima ampiezza della deformata modale	$e_{0,d} =$	0.02	[m]
massimo momento in mezzeria	$M_{2,sd} =$	146.7	[kNm]

Il massimo momento in mezzeria è stato valutato in prima approssimazione e a favore di sicurezza attraverso la teoria attraverso la teoria dei fattori di amplificazione.

La verifica di resistenza della sezione viene condotta in campo elastico considerando anche gli effetti del secondo ordine nel calcolo del momento flettente conseguente all'imperfezione e_{0d} :

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE			
solicitazioni agenti			
massimizzazione sforzo assiale			
N_{max}	6060	kN	
M_{1-1}	410	kNm	
M_{2-2}	84	kNm	
verifiche a pressoflessione			
σ_{max}	152.4	MPa	
σ_{min}	56.6	MPa	

Ai fini di validare la trattazione teorica è stata associata la valutazione dell'instabilità nel piano e fuori dal piano, attraverso un modello agli elementi finiti, trascurando gli effetti del 2° ordine, mediante il quale sono stati ottenuti i valori dei moltiplicatori dei carichi.

INSTABILITÀ FUORI DAL PIANO – VALUTAZIONE CON MODELLO F.E.M.

Il carico critico N_{cr} dell'arco per instabilità fuori dal piano è espresso in termini teorici da:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta l}\right)^2 EI_z = 18399 \text{ kN}$$

tale valore va confrontato con quanto ricavato dal modello agli elementi finiti; in termini di moltiplicatore dei carichi $\alpha_{cr,2}$ si ha:

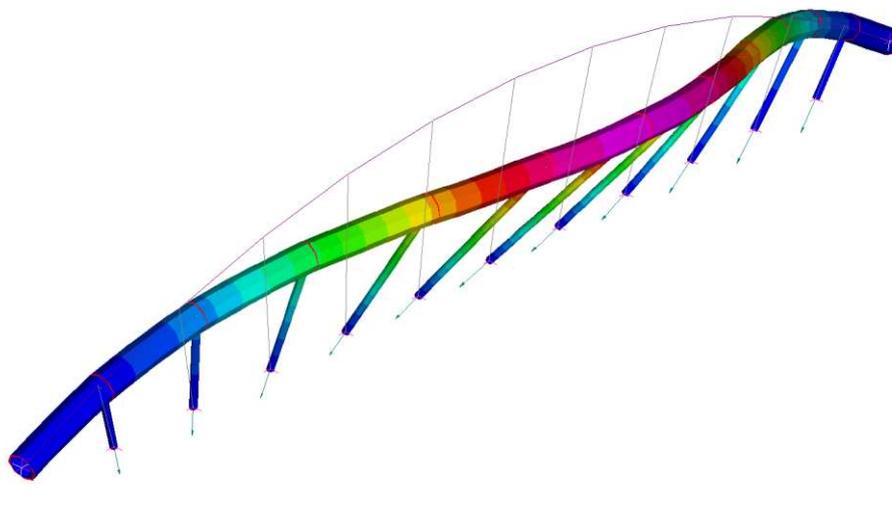


Figura 83 – Modo critico 1 (instabilità fuori piano $\alpha_{cr,2} = 8.15$)

$\alpha_{cr,2} = 8.15$ in discreto accordo con quanto ottenuto analiticamente.

12 VERIFICHE DEI PENDINI

12.1 Verifiche di resistenza agli SLU

Nell'ipotesi che il collegamento pendino-arco e pendino-impalcato sia del tipo a cerniera si ha la seguente verifica di resistenza:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

In cui la resistenza di progetto a trazione della sezione trasversale è pari a: resistenza plastica della sezione netta

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

A seguito vengono riportate le sollecitazioni agenti sui pendini

	A1ST1 (max flessione)	A1ST1 (max torsione)	A1ST1 (max taglio)	A1ST1 (max vento)	A1ST1 (max frenamento)	A1ST1 (max temperatura)
pendino	Axial Force (kN)	Axial Force (kN)	Axial Force (kN)	Axial Force (kN)	Axial Force (kN)	Axial Force (kN)
1	421	368	364	284	307	301
2	425	366	343	285	310	308
3	463	397	370	308	338	334
4	451	384	359	298	329	324
5	463	394	354	305	337	333
6	505	434	368	335	368	364
7	464	396	356	306	338	334
8	453	386	362	299	330	325
9	465	399	372	310	340	335
10	424	366	342	284	310	308
11	408	355	336	275	298	293

e le verifiche del tubo maggiormente sollecitato:

verifiche pendini		
caratteristiche geometriche arco		
Area	0.007	[m ²]
Y _c	0.10	[m]
I ₁₁	0.00003	[m ⁴]
I ₂₂	0.00003	[m ⁴]
W _{sup}	0.00030	[m ³]
W _{inf}	0.00030	[m ³]
f _{yk} =	355	MPa
γ _{M0} =	1.05	
N _{pl,Rd} =	2395	kN
N _{Ed,max} =	505	kN
N _{Ed} /N _{pl,Rd} =	0.21	c.s.

13 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Vengono a seguito riportate le verifiche a fatica secondo quanto prescrive l'Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti in acciaio [EN 1993-2:2006 §9.2.2]; lo *stress range* $\Delta\sigma_p$ di riferimento [EN 1993-2:2006 §9.4.1(3)] per determinare gli effetti dovuti al danno da fatica può essere ottenuto, tenendo conto della $\Delta\sigma$ di danno equivalente relativa a 2×10^6 cicli, attraverso [EN 1993-2:2006 §9.4.1(4)] la seguente formulazione:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda\phi_2\Delta\sigma_p$$

λ e il fattore di danno equivalente definito in EN 1993-2:2006 §9.5

ϕ_2 coefficiente pari a 1 [EN 1993-2:2006 §9.4.1(5)]

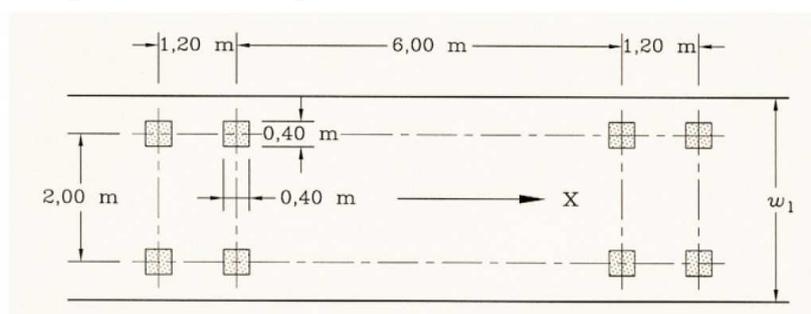
Il “metodo dei coefficienti λ ” consente di ricondurre la verifica a fatica ad una verifica convenzionale di resistenza. Si determina un delta di tensione equivalente moltiplicando per opportuni coefficienti (λ_i , ϕ_2) il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_i$ indotto dal modello di carico adottato, calcolando:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_i = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_i$$

Nel caso specifico di un viadotto è possibile seguire l'approccio progettuale “*safe life*” in cui viene garantito il grado di affidabilità anche in assenza di procedure specifiche di ispezione e manutenzione, pertanto i coefficienti parziali di sicurezza γ_{Mf} sono pari a 1.35.

Secondo quanto prescrivono le norme vigenti viene utilizzato il *Fatigue Load Model 3*, di cui vengono riportate a seguire le specifiche:

questo modello consiste in 4 assi, il cui peso è pari a 120kN, ciascuno dei quali con due ruote uguali come da figura:



Key

w_1 : Lane width

X : Bridge longitudinal axis

come da EN1991-2:2003 §4.6.4 (1).

Si riporta di seguito la verifica allo stato limite di fatica per i principali elementi strutturali del sovrappasso.

VERIFICA A FATICA ANIMA-PIATTABANDA INFERIORE

Si considera il seguente dettaglio di fatica [EN1993-1-9 table 8.2]:

Constructional detail : 1
 Detail category: 125 MPa

Si riportano di seguito le visualizzazioni delle massime tensioni sulle piattabande inferiori delle catene per il transito del mezzo convenzionale:

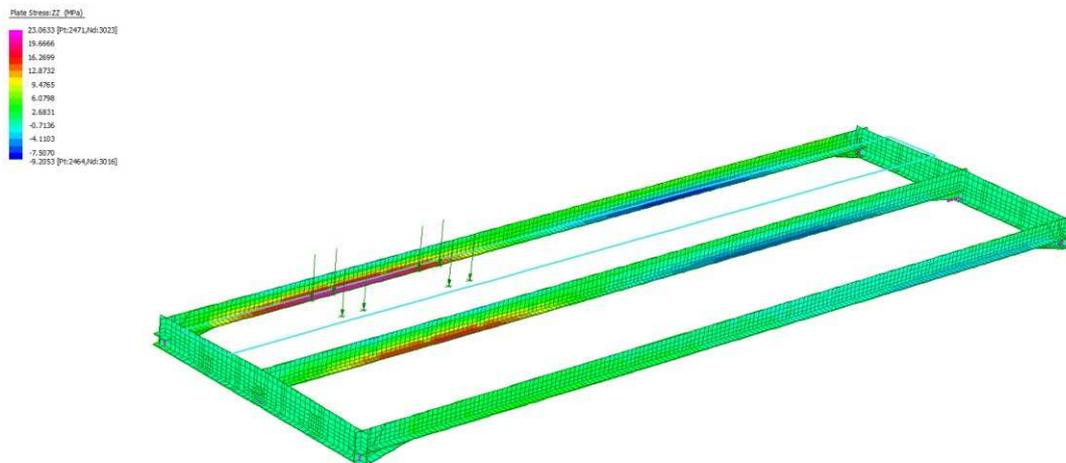
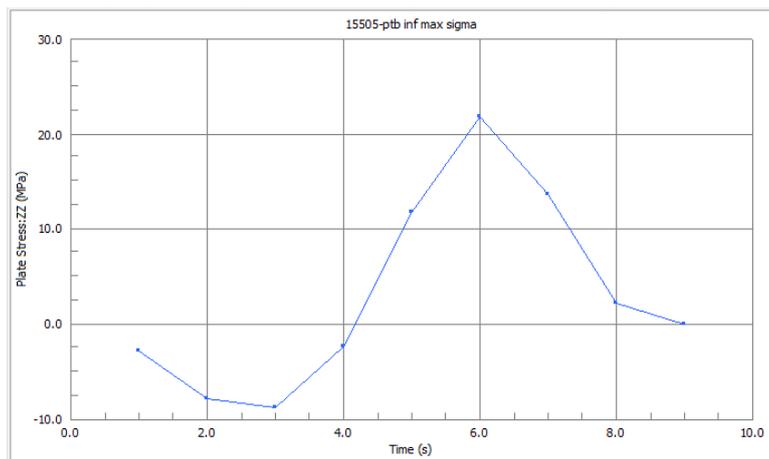


Figura 84 – Visualizzazione delle tensioni di trazioni nella lastra inferiore-anima

Il diagramma seguente propone l'andamento delle tensioni massime sull'elemento maggiormente sollecitato :



Verifica:

$$\Delta\sigma = 30.5 \text{ MPa}$$

Viene riportato a seguire il foglio di calcolo per le verifiche a fatica:

coefficienti di sicurezza																		
Φ_2	1	Per ponti stradali																
γ_{Ff}	1																	
γ_{Mf}	1.35																	
caratteristiche relative all'impalcato																		
Luce campata	21.65	m																
vita nominale tLd	100	anni																
caratteristiche relative al traffico																		
modello di carico 3																		
carico totale relativo al modello di carico 3	480	kN																
Numero corsie	1																	
Categoria di traffico	3	1/2/3/4 per la classificazione fare riferimento allo specchio a lato																
Nobs	125000	flussi/anno																
No	500000	flussi/anno																
		<table border="1"> <tr> <td>1</td> <td>strade e autostrade con 2 o più corsie per direzione con traffico pesante</td> <td>2000000</td> <td>flussi/anno</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>strade e autostrade con traffico pesante di intensità media</td> <td>500000</td> <td>flussi/anno</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>strade principali con traffico pesante di bassa intensità</td> <td>125000</td> <td>flussi/anno</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>strade locali con traffico pesante di bassa intensità</td> <td>50000</td> <td>flussi/anno</td> </tr> </table>	1	strade e autostrade con 2 o più corsie per direzione con traffico pesante	2000000	flussi/anno	2	strade e autostrade con traffico pesante di intensità media	500000	flussi/anno	3	strade principali con traffico pesante di bassa intensità	125000	flussi/anno	4	strade locali con traffico pesante di bassa intensità	50000	flussi/anno
1	strade e autostrade con 2 o più corsie per direzione con traffico pesante	2000000	flussi/anno															
2	strade e autostrade con traffico pesante di intensità media	500000	flussi/anno															
3	strade principali con traffico pesante di bassa intensità	125000	flussi/anno															
4	strade locali con traffico pesante di bassa intensità	50000	flussi/anno															
dettaglio indagato																		
$\Delta\sigma_c$	125	MPa (Sigma di riferimento del particolare)																
sollecitazioni agenti																		
$\Delta\sigma^p$	30.5	MPa (Sigma che deriva dal calcolo)																
sollecitazioni resistenti																		
$\Delta\sigma_{E2}$	64.41	MPa																
verifica																		
Tipo di verifica: m=mezzeria; a=appoggio	m	m/a																
Verifica (9.7) $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$		0.70 Verificato																
COEFF. EQUIVALENTE $\Delta\sigma^p/\Delta\sigma_c$	4.10																	

VERIFICA A FATICA LASTRA ORTOTROPA – “RIBS”

Si considera il seguente dettaglio di fatica [EN1993-1-9 table 8.9]:

Constructional detail : 1
 Detail category: 71 MPa

Si riportano di seguito le visualizzazioni delle massime tensioni sulle piattabande inferiori delle catene per il transito del mezzo convenzionale:

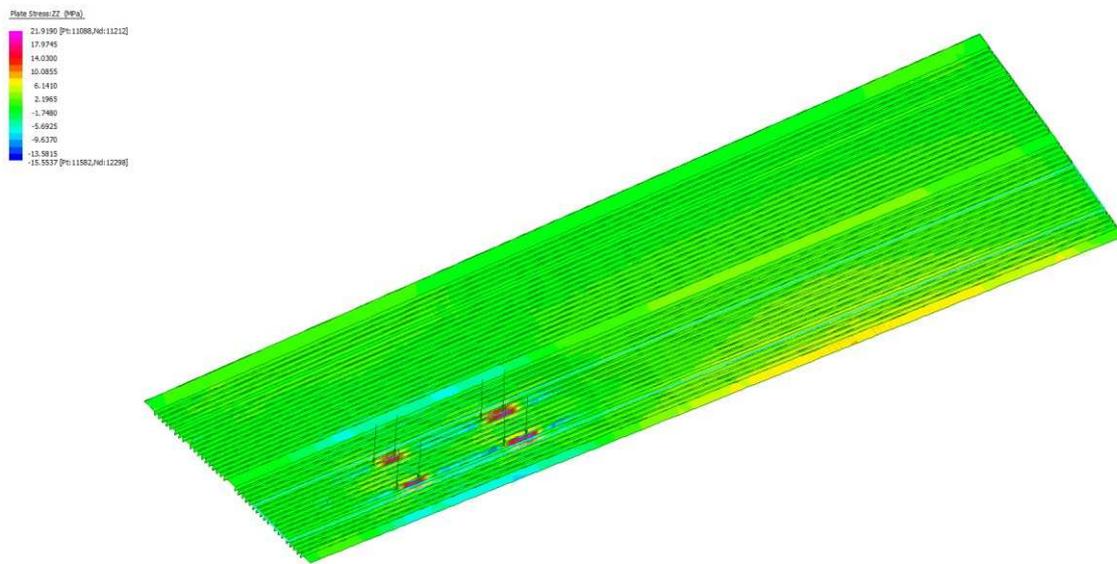
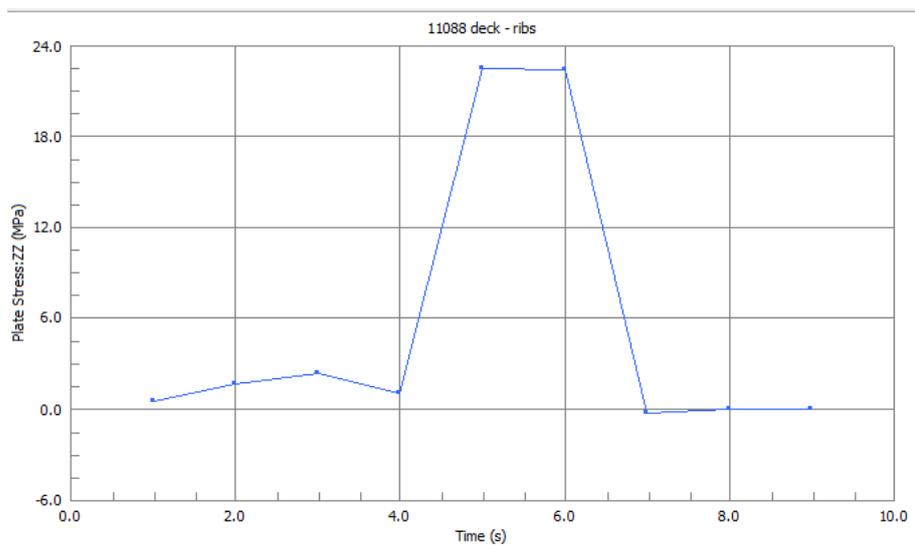


Figura 85 – Visualizzazione delle tensioni di trazioni nella lastra superiore-“ribs”

Il diagramma seguente propone l’andamento delle tensioni massime sull’elemento maggiormente sollecitato :



Verifica:
 $\Delta\sigma = 22.46$ MPa
 Viene riportato a seguire il foglio di calcolo per le verifiche a fatica:

coefficienti di sicurezza														
Φ_2	1	Per ponti stradali												
γ_{FF}	1													
γ_{Mf}	1.35													
caratteristiche relative all'impalcato														
Luce campata	21.75	m												
vita nominale t_{50}	100	anni												
caratteristiche relative al traffico														
modello di carico 3														
carico totale relativo al modello di carico 3	480	kN												
Numero corsie	1													
Categoria di traffico	3	1/2/3/4 per la classificazione fare riferimento allo specchio a lato												
N_{obs}	125000	flussi/anno												
N_0	500000	flussi/anno												
		<table border="1"> <tr> <td>1</td> <td>strade e autostrade con 2 o più corsie per direzione con traffico pesante</td> <td>2000000 flussi/anno</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>strade e autostrade con traffico pesante di intensità media</td> <td>500000 flussi/anno</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>strade principali con traffico pesante di bassa intensità</td> <td>125000 flussi/anno</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>strade locali con traffico pesante di bassa intensità</td> <td>50000 flussi/anno</td> </tr> </table>	1	strade e autostrade con 2 o più corsie per direzione con traffico pesante	2000000 flussi/anno	2	strade e autostrade con traffico pesante di intensità media	500000 flussi/anno	3	strade principali con traffico pesante di bassa intensità	125000 flussi/anno	4	strade locali con traffico pesante di bassa intensità	50000 flussi/anno
1	strade e autostrade con 2 o più corsie per direzione con traffico pesante	2000000 flussi/anno												
2	strade e autostrade con traffico pesante di intensità media	500000 flussi/anno												
3	strade principali con traffico pesante di bassa intensità	125000 flussi/anno												
4	strade locali con traffico pesante di bassa intensità	50000 flussi/anno												
dettaglio indagato														
$\Delta\sigma_c$	71	MPa (Sigma di riferimento del particolare)												
sollecitazioni agenti														
$\Delta\sigma_P$	22.46	MPa (Sigma che deriva dal calcolo)												
sollecitazioni resistenti														
$\Delta\sigma_{E2}$	47.35	MPa												
verifica														
Tipo di verifica: m=mezzeria; a=appoggio <input type="text" value="m"/> m/a														
<table border="1"> <tr> <td>Verifica (9.7)</td> <td>$\gamma_{FF} \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$</td> <td>0.90 Verificato</td> </tr> </table>			Verifica (9.7)	$\gamma_{FF} \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	0.90 Verificato									
Verifica (9.7)	$\gamma_{FF} \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	0.90 Verificato												
COEFF. EQUIVALENTE $\Delta\sigma_P/\Delta\sigma_c$ 3.16														

