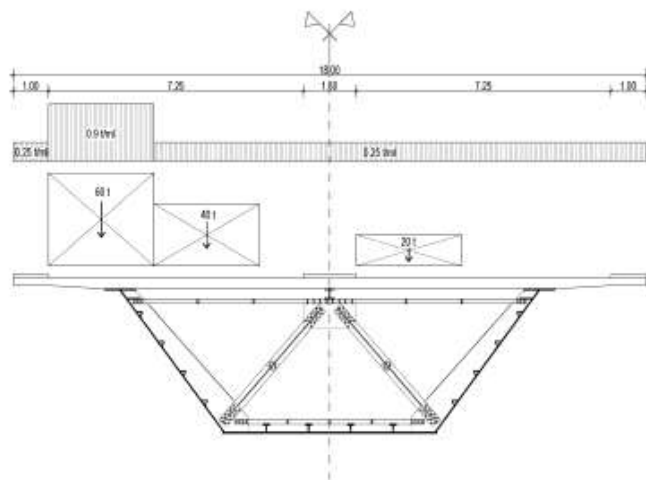




PROVINCIA AUTONOMA DI TRENTO  
**Servizio Gestione Strade**

**Lavori** : Manutenzione straordinaria del viadotto Montevideo al Km 153+042 della S.S. 45 bis della Gardesana Occidentale – Lavori di somma urgenza per il risanamento strutturale del cassone metallico della prima campata, pulizia e miglioramento dell'accessibilità



Valutazione della sicurezza e interventi di adeguamento strutturale della prima campata ai sensi del capitolo 8.4.3. del D.M. 17.01.2018

**RELAZIONE**



**Studio tecnico**  
**Ing. Alfonso Dalla Torre**  
Via G. Romagnosi n° 30  
38122 TRENTO  
Tel/fax 0461-986155  
E-mail: [studioigt@iol.it](mailto:studioigt@iol.it)

Trento, febbraio 2025

## Sommario

<b>01. Premesse .....</b>	<b>3</b>
<b>02. La valutazione della sicurezza .....</b>	<b>4</b>
<b>03. Schema statico e parametri principali .....</b>	<b>5</b>
<b>04. Materiali .....</b>	<b>7</b>
<b>Acciaio per c.a. Fe B 44k .....</b>	<b>7</b>
<b>05. Analisi dei carichi .....</b>	<b>8</b>
<b>06. Azione del vento .....</b>	<b>9</b>
<b>07. Azione sismica .....</b>	<b>11</b>
<b>08. Parametri statici e geometrici delle sezioni .....</b>	<b>13</b>
<b>09. Verifiche nella sezione di mezzeria (x = 36.48 m) .....</b>	<b>15</b>
07.1 Parametri statici per t = 0 .....	15
07.2 Parametri statici per t = ∞ .....	16
07.3 Momenti flettenti nella sezione di mezzeria (x = 34.48 m) .....	16
07.4 Tensioni in mezzeria agli SLU - Sezione originaria .....	17
07.5 Tensioni nella soletta agli SLU - Sezione originaria .....	18
07.6 Tensioni in mezzeria agli SLU - Sezione indebolita dalla corrosione .....	19
07.7 Tensioni in mezzeria agli SLU - Sezione rinforzata .....	21
<b>08. Verifiche nelle sezioni sui giunti di forza G2 e G3 (x = 28.25 m) .....</b>	<b>22</b>
08.1 Parametri statici per t = 0 .....	22
08.2 Parametri statici per t = ∞ .....	23
08.3 Momenti flettenti sui giunti G2 e G3 (x = 28.25 m) .....	24
08.4 Tensioni sui giunti G2 e G3 agli SLU - Sezione originaria .....	25
08.5 Verifiche bulloni dei giunti G2 e G3 (x = 28.25 m) .....	25
08.6 Tensioni sui giunti G2 e G3 agli SLU - Sezione indeb. dalla corr. e dai fori .....	27
08.7 Tensioni sui giunti G2 e G3 agli SLU - Sezione rinforzata .....	29
<b>09. Verifiche nelle sezioni sui giunti di forza G1 e G4 (x = 13.65 m) .....</b>	<b>32</b>
09.1 Parametri statici per t = 0 .....	32
09.2 Parametri statici per t = ∞ .....	33
09.3 Momenti flettenti sui giunti G1 e G4 (x = 13.65 m) .....	35
09.4 Verifiche bulloni dei giunti G1 e G4 (x = 13.65 m) .....	35
09.5 Tensioni sui giunti G1 e G4 agli SLU .....	37
<b>10. Altri interventi previsti sui giunti di forza della lamiera di fondo .....</b>	<b>39</b>

<b>11. Diaframmi di torsione intermedi.....</b>	<b>39</b>
<b>12. Resistenza al taglio della soletta in c.a. ....</b>	<b>43</b>
<b>13. Modellazione FEM .....</b>	<b>47</b>
<b>14. Considerazioni sullo stato limite di fatica.....</b>	<b>50</b>
<b>15. Elementi di carpenteria metallica .....</b>	<b>53</b>
15.1 Classe di esecuzione strutturale (UNI 1090-2).....	53
15.2 Controlli di accettazione in cantiere .....	53
<b>16. Bulloni dei giunti di forza .....</b>	<b>54</b>
16.1 Controlli di accettazione in cantiere .....	55
16.2 Controllo del serraggio dei bulloni dei giunti di forza .....	55
<b>17. Saldature.....</b>	<b>56</b>
<b>18. Verifiche in corso d'opera (sostituzione bulloni) .....</b>	<b>58</b>

## 01. Premesse

Il viadotto Montevideo è un ponte a cassone in struttura mista acciaio-clc collocato sulla S.S. 45 bis alle porte di Trento.

Composto da n° 7 campate in semplice appoggio di lunghezza pari a m 75.00 è stato ultimato nell'anno 1983.

Come noto le varie membrature metalliche che compongono la struttura hanno subito negli anni un pesante degrado causato dalla corrosione.

Nel maggio 2021 il Prof. Ing. De Miranda ha consegnato alla P.A.T. un report contenente i rilievi degli spessori *residui* delle varie membrature metalliche che compongono la campata n° 1 del viadotto, sulla base dei quali è stata poi effettuata una prima valutazione della sicurezza e il progetto di adeguamento strutturale.

Nel mese di ottobre 2024 i Tecnici del Servizio Gestione Strade della P.A.T., a seguito di vari sopralluoghi che hanno evidenziato l'aumento del processo corrosivo, hanno integrato e aggiornato i rilievi degli spessori di alcune membrature della campata n° 1.

I rilievi hanno in particolare evidenziato che la corrosione era progredita soprattutto sugli elementi di spessore minore e in particolare sui coprigiunti inferiori dei giunti di forza, sulle anime dei ribs di fondo e sui fazzoletti inferiori dei diaframmi intermedi.

Sono stati quindi rilevati e aggiornati gli spessori di vari elementi della prima campata.

I nuovi rilievi del 2024 hanno confermato una significativa perdita di spessore delle anime dei ribs di fondo che, da uno spessore originario di 10 mm, presentano ora uno spessore medio di circa 7 mm (in alcuni casi si arriva anche ad uno spessore minimo prossimo ai 5 mm).

In numerosi casi le anime dei ribs risultano completamente corrose con vistosi fori passanti. L'ala superiore, più lontana dalla lamiera di fondo, ha subito una riduzione di spessore decisamente minore o trascurabile.

Anche i coprigiunti inferiori più sollecitati (giunti G2 e G3 più vicini alla mezzeria) si sono assottigliati sensibilmente, soprattutto quelli interni al cassone. I coprigiunti interni, inizialmente da 16 mm, presentano ora uno spessore medio di circa 13 mm (vedi anche scheda n° 30 dei rilievi del Prof. Ing. De Miranda).

I coprigiunti esterni al cassone presentano perdite di spessore inferiori.

I lavori di manutenzione straordinaria della campata n° 1 sono stati affidati (in somma urgenza) e sono in corso di esecuzione; ad oggi risultano in particolare completati l'impianto di illuminazione, le operazioni di pulizia interna del cassone e la posa della passerella di accesso; si è dato inoltre inizio al risanamento dell'intradosso della soletta in c.a.

Sulla base dell'aggiornamento dello stato di conservazione delle strutture in acciaio eseguito dai tecnici P.A.T. a fine 2024 e in considerazione delle proposte migliorative di dettaglio formulate dall'Impresa affidataria, in corso d'opera la scrivente D.L. ha provveduto ad aggiornare progetto di adeguamento strutturale a firma del Prof. Ing. Mario de Miranda (redatto nell'ambito della "Consulenza tecnica sulla salute strutturale del Viadotto Vela" – Convenzione n° 438/2019), aggiornandolo, integrandolo e ottimizzandolo sia dal punto di vista tecnico che economico.

Unitamente all'aggiornamento progettuale è stata effettuata anche una nuova valutazione della sicurezza coerente con le modifiche e le integrazioni proposte.

Da sottolineare che la valutazione della sicurezza operata da chi scrive si concentra in particolare sugli elementi maggiormente colpiti dal degrado, quali i giunti di forza, i diaframmi di torsione intermedi e i fazzoletti dei nodi inferiori.

Particolare attenzione è stata inoltre posta alla sezione più sollecitata del cassone (sezione di mezzeria) dove sono state effettuate le verifiche tensionali tenendo conto della sensibile perdita di spessore causata dal degrado.

Le verifiche sono state eseguite rispettando le Norme tecniche attualmente vigenti (NTC 2018), effettuando peraltro anche utili confronti con quanto contenuto nella Relazione di calcolo originale del 1981 eseguita dallo Studio Prof. Ing. Fabrizio De Miranda (con il Metodo delle T.A.), secondo il D.M. 02.08.1980 *Progetto, esecuzione e collaudo dei ponti stradali* vigente all'epoca.

## **02. La valutazione della sicurezza**

Si riportano qui di seguito alcuni contenuti del Cap. 8.3 delle NTC 2018 relative alla valutazione della sicurezza.

*La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa.*

*L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.*

*La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:*

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;*
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinaz. e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);*
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.*

*La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:*

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;*
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;*
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;*
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidezza; ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4;*
- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.*

*Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo sugli elementi interessati e su quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.* Nella valutazione della sicurezza, da effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento di cui al § 8.4, il progettista dovrà esplicitare in un'apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso

### **03. Schema statico e parametri principali**

Lo schema statico è quello di trave semplicemente appoggiata con luce di calcolo pari a m 73.10, con ritegni torsionali agli estremi.

Benché la campata n° 1 risulti in curva solo per metà della luce circa, nei calcoli originali essa venne progettata e calcolata come campata interamente in curva con  $R = 350$  m.

I dati qui ricavati (carichi, momenti flettenti, aree, momenti di inerzia, ecc.) sono confrontabili con quelli riportati nella citata Relazione di calcolo del 1981; per facilità di confronto sia le unità di misura (t, m e cm) che i coefficienti di omogeneizzazione  $n$  sono gli stessi:

$$n = \frac{E_s}{E_{cm}} \cong 6 \quad \text{per azioni di breve durata}$$

$$n = \frac{E_s}{E_{c,t=\infty}} \cong 18 \quad \text{per azioni di lunga durata}$$

I valori di n sopra indicati corrispondono ad un calcestruzzo  $R_{ck} = 400$ .

$$E_s = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G_s = \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu)} \cong 808.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\nu = 0,3$$

$$E_{cm} \cong 18.000 \cdot \sqrt{400} \cong 360.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G_{cm} = \frac{E_{cm}}{2 \cdot (1 + \nu)} \cong 164.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\nu = 0,1$$

$$E_{c,t} = \frac{E_{cm}}{1 + \chi \cdot \varphi_t}$$

$$E_{c,t=\infty} = \frac{E_{cm}}{1 + \chi \cdot \varphi_\infty} \cong 120.000 \text{ Kg/cm}^2$$

con un coefficiente di rilassamento:

$$\chi \cdot \varphi_\infty = 2$$

Da rilevare che la formula indicata dalle NTC 2018 (par. 11.2.10.3):

$$E_{cm} = 22.000 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

non è applicabile ai calcestruzzi maturati a vapore quale quello in esame; la maturazione del cls della soletta del Viadotto Montevideo è infatti avvenuta mediante inerti preriscaldati e insufflaggio di vapore saturo a 60° C. La durata del ciclo di trattamento era di 10 ore con un gradiente termico di 20° C/ora. Il tempo medio impiegato per il getto dell'intera soletta di una travata (L = 75.00 m) era di circa 4 settimane.

La resistenza caratteristica richiesta ( $R_{ck} = 400$ ) era raggiunta in circa 10 giorni.

Vedasi estratto dalla rivista *Costruzioni Metalliche* n° 2 del 1984.

#### 04. Materiali

##### Acciaio per carpenteria (t < 40 mm)

S 355 J 2 W (resilienza KV a -20° ≥ 27 J – acciaio Weathering/COR-TEN)

$$f_{tk} = 5.100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{3.550}{1,05} = 3.381 \text{ Kg/cm}^2$$

##### Bulloni e dadi A.R.

Per giunti ad attrito:

Bulloni classe 10.9

Dadi classe 10

$$f_{tb} = 10.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yb} = 9.000 \text{ Kg/cm}^2$$

Rondelle piane smussate durezza 300 HV (Vickers)

##### Acciaio per c.a. Fe B 44k

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4.500}{1,15} \cong 3.910 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SLU)}$$

$$\sigma_s = 0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 4.500 = 3.600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SLE)}$$

##### Calcestruzzo $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33,2 \text{ N/mm}^2 \cong 332 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 3,1 \text{ N/mm}^2 \cong 31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 37,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 332}{1,5} = 188 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SLU)}$$

$$\sigma_c = 0,60 \cdot f_{ck} = 0,60 \cdot 332 = 199 \text{ Kg/cm}^2 \text{ comb. caratt. (rara) (SLE)}$$

$$\sigma_c = 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 332 = 149 \text{ Kg/cm}^2 \text{ comb. quasi perm. (SLE)}$$

## 05. Analisi dei carichi

### Pesi propri + permanenti portati

$$g_{1acc} = \text{peso proprio struttura in acciaio} = 4,30 \text{ t/ml (0,24 t/mq)}$$

$$g_{1cls} = \text{peso proprio soletta in c.a.} = 12,90 \text{ t/ml (0,72 t/mq)}$$

$$g_2 = \text{pesi permanenti portati} = 4,50 \text{ t/ml (0,25 t/mq)}$$

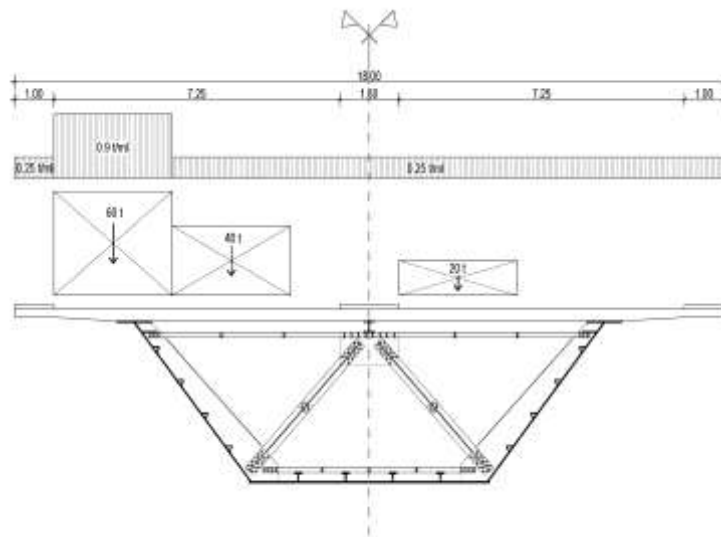
$$g_{1acc} + g_{1cls} + g_2 = 21,7 \text{ t/ml (1,21 t/mq)}$$

$$G_{tot} \cong 21,7 \cdot 75,00 \cong 1.630 \text{ t}$$

Momento massimo dovuto ai pesi propri + permanenti portati:

$$M_{gmax} \cong \frac{21,7 \cdot 73,10^2}{8} \cong 14.490 \text{ tm}$$

### Carichi mobili massimi (schema di carico 1)



$$q_1 = 0,90 \times 3,00 + 0,25 \times (18,00 - 3,00) + 60 + 40 + 20$$

$$q_1 = 6,45 \text{ t/ml} + 120,00 \text{ t}$$

$$Q_{tot} = 6,45 \times 75,00 + 120,00 = 484 + 120 = 604 \text{ t}$$

Momento massimo dovuto ai carichi mobili:

$$M_{qmax} \cong \frac{6,45 \cdot 73,10^2}{8} + \frac{120 \cdot 73,10}{4} \cong 4.310 + 2.190 \cong 6.500 \text{ tm}$$

$$q_{\text{equiv}} \cong \frac{8 \cdot M_{\text{max}}}{L^2} \cong \frac{8 \cdot 6.500}{73,10^2} \cong 9,73 \text{ t/ml}$$

$$M_{\text{tot}} \cong M_{\text{gmax}} + M_{\text{qmax}} \cong 14.490 + 6.500 \cong 20.990 \text{ tm}$$

$$M_{\text{qmax}} \cong 0,45 \cdot M_{\text{gmax}}$$

N.B. Il momento flettente dovuto ai carichi mobili corrisponde al 45% circa di quello dovuto ai carichi permanenti.

Il totale dei carichi mobili (compresa folla su marciapiede e pista ciclabile) è pari a circa:

$$W_q = 2 \times 30 + 2 \times 20 + 2 \times 10 + 6,45 \times 75,00 = 604 \text{ t}$$

Il ponte a pieno carico pesa quindi:

$$W_{\text{tot}} = W_g + W_q = 1.630 + 604 = 2.234 \text{ t}$$

## 06. Azione del vento

Zona 1

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/sec}$$

$$a_0 = 1.000 \text{ m}$$

$$k_s = 0,40$$

Velocità base

$$a_s \cong 200 \text{ m} \leq 1.000 \text{ m}$$

$$c_a = 1$$

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a = v_{b,0} = 25 \text{ m/sec}$$

Coefficiente di ritorno:

$$T_R = 100 \text{ anni}$$

$$c_r = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]} = 1,04$$

Velocità di riferimento

$$v_r = v_b \cdot c_r = 25 \cdot 1,04 = 26 \text{ m/sec}$$

Pressione cinetica di riferimento:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 26^2 \cong 423 \text{ N/m}^2$$

Categoria di esposizione: III

$$k_r = 0,20$$

$$z_0 = 0,10 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 5,00 \text{ m}$$

$$z \cong 15,00 \text{ m} \geq z_{\min}$$

$$c_t = 1$$

Coefficiente di esposizione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \cong 2,41$$

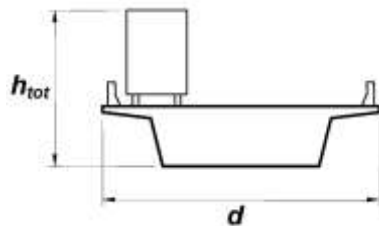
Pressione cinetica di picco:

$$q_p(z) = q_r \cdot c_e(z) \cong 423 \cdot 2,41 \cong 1.019 \text{ N/m}^2 \cong 100 \text{ Kg/m}^2$$

Coefficiente aerodinamico:

$$h_{\text{tot}} \cong 4,50 + 3,00 = 7,50$$

$$\frac{d}{h_{\text{tot}}} = \frac{18,00}{7,50} \cong 2,4$$



Coefficienti di forza e di momento:

$$c_{KX} = -1,64 \cdot \log_{10}\left(\frac{d}{b}\right) + 2,15 \cong 1,2$$

Forza orizzontale equivalente:

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot c_{KX} = 1.019 \cdot 1,2 \cong 1.223 \text{ N/mq} \cong 120 \text{ Kg/mq}$$

## 07. Azione sismica

Il Viadotto Montevideo è situato a Trento in area urbana, in zona sismica 3 a bassa intensità sismica.

Considerando che è stato completato nell'anno 1983 si assume una vita nominale:

$$V_N = 100 - (2025-1983) = 100-42 = 58 \text{ anni}$$

Classe d'uso = IV

$$C_U = 2,0$$

$$V_R = V_N \cdot C_U = 116 \text{ anni}$$

Categoria topografica : T2

Categoria di sottosuolo : C

$$S = S_S \cdot S_T = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8$$

Accelerazione al suolo :  $a_g = 0,095 \text{ g}$  (SLV)

Fattore di struttura :  $q_0 = 1$

### Massa del ponte

Il peso totale del ponte scarico è pari a:

$$W_g = 21,7 \text{ t/ml} \times 75,00 = 1.630 \text{ t}$$

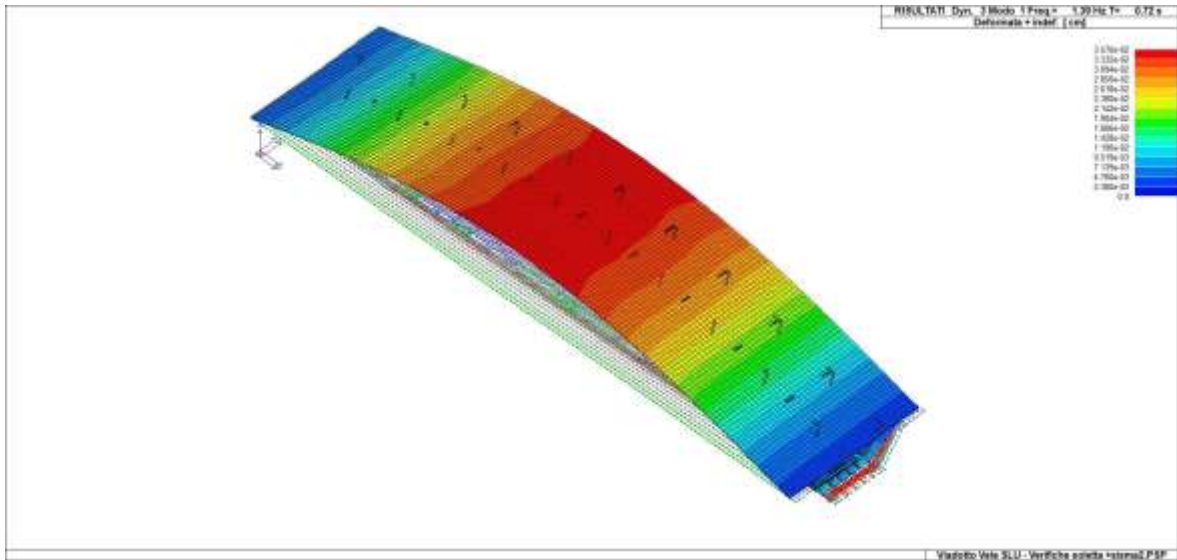
La massa del ponte è pari a:

$$M = \frac{P}{g} \cong \frac{1.630 \cdot 9,81}{9,81} \cong 1.630 \text{ t}$$

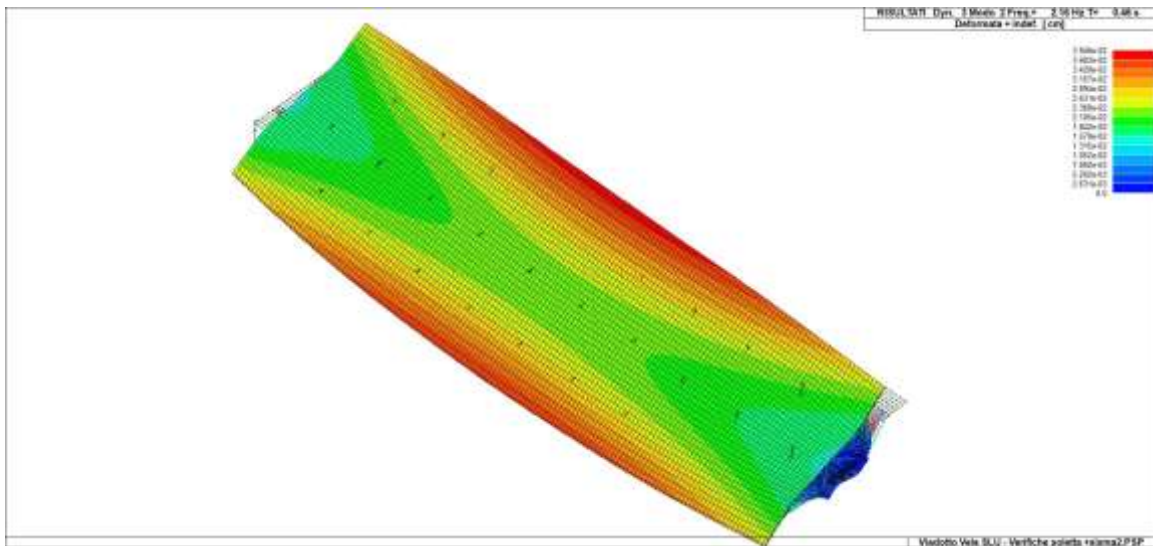
### Parametri sismici

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	69.8	0.038	2.547	0.247
SLD	63.0	116.7	0.046	2.507	0.279
SLV	10.0	1101.0	0.095	2.690	0.346
SLC	5.0	2261.5	0.122	2.595	0.356

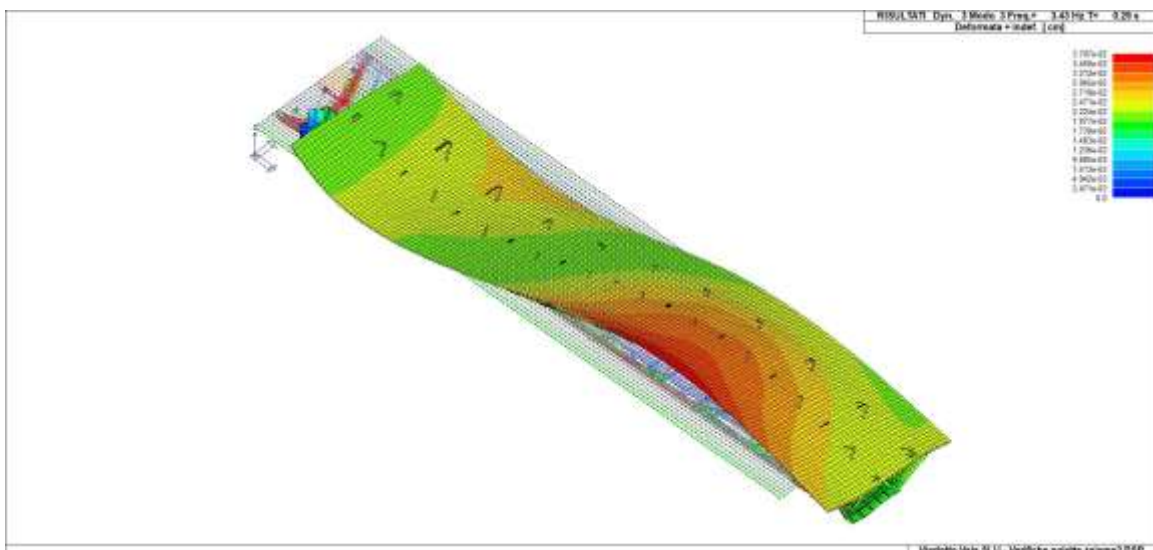
SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.038	1.800	2.547	0.669	0.137	0.411	1.752
SLD	0.046	1.800	2.507	0.725	0.149	0.446	1.784
SLV	0.095	1.800	2.690	1.120	0.172	0.516	1.981
SLC	0.122	1.800	2.595	1.226	0.175	0.526	2.090



1° modo di vibrare (verticale) – T = 0,72 sec



2° modo di vibrare (trasversale) – T = 0,46 sec



3° modo di vibrare (longitudinale) – T = 0,29 sec

## 08. Parametri statici e geometrici delle sezioni

$y_g$  è la distanza del baricentro dal bordo inferiore del cassone.

I piatti superiori del cassone presentano larghezza e spessore costanti:  $2 \neq 850 \times 24$ ;

$$A_{\text{sup}} = 2 \cdot b_s \cdot t_s = 2 \cdot 85 \cdot 2,4 = 408 \text{ cm}^2$$

$$y_{g,\text{sup}} = 410 - \frac{t_s}{2} = 410 - \frac{2,4}{2} \cong 408,8 \text{ cm}$$

$$J_{\text{sup}} = 2 \cdot \frac{b_s \cdot t_s^3}{12} = 2 \cdot \frac{85 \cdot 2,4^3}{12} \cong 196 \text{ cm}^4$$

A partire dagli appoggi lo spessore  $t_i$  della lamiera di fondo è pari a 24-28-30 mm;

$$A_{\text{inf}} = b_i \cdot t_i = 600 \cdot t_i$$

$$y_{g,\text{inf}} = \frac{t_i}{2}$$

$$J_{\text{inf}} = \frac{b_i \cdot t_i^3}{12} = \frac{600 \cdot t_i^3}{12}$$

A partire dagli appoggi lo spessore delle anime è pari a  $t_{wi} = 14-12-10$  mm sul lato interno (nord) e  $t_{we} = 16-14-12$  mm sul lato esterno (sud);

$$\alpha = \arctan\left(\frac{410}{300}\right) = 53,8^\circ$$

$$A_w = \frac{t_{wi}}{\sin \alpha} \cdot (410 - t_s - t_i) + \frac{t_{we}}{\sin \alpha} \cdot (410 - t_s - t_i) = \frac{1}{\sin \alpha} \cdot (407,6 - t_i) \cdot (t_{wi} + t_{we})$$

$$y_{g,w} \cong \frac{410}{2} = 205 \text{ cm}$$

$$J_w = \frac{t_{wi}}{\sin \alpha} \cdot \frac{(410 - t_s - t_i)^3}{12} + \frac{t_{we}}{\sin \alpha} \cdot \frac{(410 - t_s - t_i)^3}{12} = \frac{1}{\sin \alpha} \cdot \frac{(407,6 - t_i)^3}{12} \cdot (t_{wi} + t_{we})$$

I ribs inferiori a T sulla lamiera di fondo sono realizzati con n° 4 mezzi IPE 450 (o sez. equivalente)

$$A_{\text{ribs}} = 4 \cdot 49,5 \cong 198 \text{ cm}^2$$

$$y_{g,ribs} \cong 17 + t_i$$

$$J_{ribs} \cong 4 \cdot 2.220 \cong 8.880 \text{ cm}^4$$

Longherina (HEB 260)

$$A_L = 118 \text{ cm}^2$$

$$y_{g,L} = 397$$

$$J_L = 14.919 \text{ cm}^4$$

Soletta in c.a.

$$A_{cls} = 30 \cdot 1280 + \frac{30+15}{2} \cdot 520 = 50.100 \text{ cm}^2$$

$$y_{g,cls} = 410 + \frac{30}{2} = 425 \text{ cm}$$

$$J_{cls} \cong \frac{1800 \cdot 30^3}{12} = 4.050.000 \text{ cm}^4$$

$$A_{tot} = A_{sup} + A_{inf} + A_w + A_{ribs} + A_L + \frac{A_{cls}}{n}$$

$$A_{tot} = 408 + 600 \cdot t_i + \frac{1}{\sin \alpha} (407,6 - t_i) \cdot (t_{wi} + t_{we}) + 198 + 118 + \frac{50.100}{n}$$

$$y_G = \frac{A_{sup} \cdot y_{g,sup} + A_{inf} \cdot y_{g,inf} + A_w \cdot y_{g,w} + A_{ribs} \cdot y_{g,rib} + A_L \cdot y_{g,L} + \frac{A_{cls}}{n} \cdot y_{g,cls}}{A_{sup} + A_{inf} + A_w + A_{ribs} + A_L + \frac{A_{cls}}{n}}$$

$$J_{x-x} = J_{sup} + J_{inf} + J_w + J_{ribs} + \frac{J_{cls}}{n} + A_{sup} \cdot (y_G - y_{g,sup})^2 + A_{inf} \cdot (y_G - y_{g,inf})^2 +$$

$$+ A_w \cdot (y_G - y_{g,w})^2 + A_{ribs} \cdot (y_G - y_{g,ribs})^2 + A_L \cdot (y_G - y_{g,L})^2 + \frac{A_{cls}}{n} \cdot (y_G - y_{g,cls})^2$$

$$W_{x,sup} \cong \frac{J_{x-x}}{(440 - y_g)}$$

$$W_{x,inf} \cong \frac{J_{x-x}}{y_g}$$

N.B. Nel calcolo dei parametri statici delle sezioni sono state trascurate a favore di sicurezza le armature metalliche longitudinali della soletta in c.a.

## 09. Verifiche nella sezione di mezzeria (x = 36.48 m)

### 07.1 Parametri statici per t = 0

$$n = 6$$

$$t_s = 2,4 \text{ cm}$$

$$t_i = 3,0 \text{ cm}$$

$$t_{wi} = 1,0 \text{ cm}$$

$$t_{we} = 1,2 \text{ cm}$$

$$A_{\text{sup}} = 408 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{sup}} = 196 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{sup}} \cong 408,8 \text{ cm}$$

$$A_{\text{inf}} = 600 \cdot 3,0 = 1.800 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{inf}} = \frac{600 \cdot 3,0^3}{12} \cong 1.350 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{inf}} = 1,5 \text{ cm}$$

$$A_w = \frac{1}{\sin 53,8} \cdot 404,6 \cdot 2,2 = 1.103 \text{ cm}^2$$

$$J_w = \frac{1}{\sin 53,8} \cdot \frac{404,6^3}{12} \cdot 2,2 = 15.047.588 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,w} = 205 \text{ cm}$$

$$A_{\text{ribs}} = 4 \cdot 49,5 \cong 198 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{ribs}} = 4 \cdot 2.220 \cong 8.880 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{ribs}} \cong 17 + 3,0 = 20 \text{ cm}$$

$$A_L = 118 \text{ cm}^2$$

$$J_L = 14.919 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,L} = 397$$

$$A_{\text{tot}} = 408 + 1.800 + 1.103 + 198 + 118 + \frac{50.100}{6} = 11.977 \text{ cm}^2$$

$$y_G = \frac{S_{x-x}}{A_{\text{tot}}} = \frac{3.995.172}{11.977} \cong 333,6 \text{ cm}$$

### 07.2 Parametri statici per $t = \infty$

$$n = 18$$

$$t_s = 2,4 \text{ cm}$$

$$t_i = 3,0 \text{ cm}$$

$$t_{wi} = 1,0 \text{ cm}$$

$$t_{we} = 1,2 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tot}} = 408 + 1.800 + 1.103 + 198 + 118 + \frac{50.100}{18} = 6.410 \text{ cm}^2$$

$$y_G = \frac{S_{x-x}}{A_{\text{tot}}} = \frac{1.629.339}{6.410} \cong 254,2 \text{ cm}$$

#### Riepilogo parametri statici sezione in mezzeria

	$A_{\text{tot}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_{x-x} \text{ (cm}^3\text{)}$	$y_g \text{ (cm)}$	$J_{x-x} \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{x,\text{sup}} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_{x,\text{inf}} \text{ (cm}^3\text{)}$
$n = 6$	11.977	3.995.172	333,6	324.522.339	3.049.130	972.879
$n = 18$	6.410	1.629.339	254,2	237.126.465	1.276.052	932.938

### 07.3 Momenti flettenti nella sezione di mezzeria ( $x = 34.48 \text{ m}$ )

Come precedentemente detto, nella Relazione di calcolo del 1981 la campata n° 1, anche se solo parzialmente curvilinea, è stata prudenzialmente progettata tutta con  $R = m \ 350$ .

Si riportano qui di seguito i momenti flettenti nella sezione di mezzeria per ciascuna delle seguenti fasi di costruzione; vedasi pag. 74 della Relazione di calcolo del 1981.

- Fase 1 : montaggio travi metalliche ( $n = \infty$ )
- Fase 2 : cassetta e getto soletta ( $n = \infty$ )
- Fase 3 : disarmo cassette ( $n = 6$  e  $n = 18$ )
- Fase 4 : eliminazione puntelli provvisori ( $n = 6$  e  $n = 18$ )
- Fase 5 : permanenti portati ( $n = 6$  e  $n = 18$ )

$$M_{g1} \cong 51 \text{ tm}$$

$$M_{g2} \cong -580 \text{ tm}$$

$$M_{g3} \cong 55 \text{ tm}$$

$$M_{g4} \cong 11.698 \text{ tm}$$

$$M_{g5} \cong 2.865 \text{ tm}$$

Alle Tensioni ammissibili:

$$M_{g_{\text{tot}}} \cong 51 - 580 + 55 + 11.698 + 2.865 = 14.089 \text{ tm}$$

$$M_q \cong 6.814 \text{ tm (massimo momento flettente)}$$

Agli SLU:

$$M_g \cong 51 \cdot 1,35 - 580 \cdot 1,35 + 55 \cdot 1,35 + 11.698 \cdot 1,35 + 2.865 \cdot 1,50 \cong 19.375 \text{ tm}$$

$$M_q = 6.814 \cdot 1,35 \cong 9.199 \text{ tm}$$

#### 07.4 Tensioni in mezzeria agli SLU - Sezione originaria

Qui di seguito si determinano le tensioni nella sezione originaria di progetto del 1981.

Si precisa che vengono analizzati solo i valori per  $t = \infty$ , ovvero i valori maggiori in quanto per effetto della viscosità le tensioni *migrano* dal cls all'acciaio.

$$\sigma_g \cong \frac{19.375 \cdot 10^5}{932.938} \cong 2.077 \text{ Kg/cm}^2 \quad (n = 18)$$

$$\sigma_q \cong \frac{9.199 \cdot 10^5}{972.879} \cong 946 \text{ Kg/cm}^2 \quad (n = 6)$$

$$\sigma_{\text{tot}} \cong 2.077 + 946 \cong 3.023 \text{ Kg/cm}^2 < f_{yd} = 3.381$$

### 07.5 Tensioni nella soletta agli SLU - Sezione originaria

Agli SLE:

$$M_g \cong 55 + 11.698 + 2.865 \cong 14.618 \text{ tm}$$

$$M_q = 6.814 \text{ tm}$$

$$\sigma_{g,cls} \cong \frac{1}{18} \cdot \frac{14.618 \cdot 10^5}{1.276.052} \cong 64 \text{ Kg/cm}^2 \quad (n = 18)$$

$$\sigma_q \cong \frac{1}{6} \cdot \frac{6.814 \cdot 10^5}{3.049.130} \cong 37 \text{ Kg/cm}^2 \quad (n = 6)$$

$$\sigma_{\text{tot}} \cong 64 + 37 \cong 101 \text{ Kg/cm}^2 < 199$$

Agli SLU:

$$M_g \cong 55 \cdot 1,35 + 11.698 \cdot 1,35 + 2.865 \cdot 1,50 \cong 20.164 \text{ tm}$$

$$M_q = 6.814 \cdot 1,35 \cong 9.199 \text{ tm}$$

$$\sigma_{g,cls} \cong \frac{1}{18} \cdot \frac{20.164 \cdot 10^5}{1.276.052} \cong 88 \text{ Kg/cm}^2 \quad (n = 18)$$

$$\sigma_{q,cls} \cong \frac{1}{6} \cdot \frac{9.199 \cdot 10^5}{3.049.130} \cong 50 \text{ Kg/cm}^2 \quad (n = 6)$$

$$\sigma_{\text{tot}} \cong 88 + 50 \cong 138 \text{ Kg/cm}^2 < 188$$

N.B. Sia le tensioni nell'acciaio che nel calcestruzzo sono in ottimo accordo con le tensioni misurate dagli strain gage installati durante le operazioni di collaudo eseguite nel 1983 (vedasi immagine seguente estratta dalla rivista *Costruzioni Metalliche* n° 2 del 1984).

te di sicurezza a rottura (inteso come rapporto tra il momento ultimo in campata, calcolato considerando per l'acciaio la tensione di snervamento e per il da una tensione pari al 75% di quella caratteristica cubica, e il massimo momento in esercizio) è risultato pari a 1,95.

Operando invece con riferimento alla proposta di Normativa Europea per le strutture composte (ved. «Costruzioni Metalliche» n. 5/1981) il momento ultimo viene calcolato attraverso le «tensioni di progetto» che per acciaio e calcestruzzo vanno prese rispettivamente pari alla tensione di snervamento e al 53% della resistenza caratteristica cilindrica.

In questo caso si è ottenuto un rapporto tra momento ultimo di progetto e momento flettente di progetto (calcolato con carichi ponderati) pari a 1,23, ed un rapporto tra momento ultimo di progetto e momento flettente massimo in esercizio, ossia il «coefficiente di sicurezza» a rottura, pari a 1,87.

Tale coefficiente, per sezioni del tipo di quella in esame, è indipendente dalle modalità di carico e dall'evolversi degli

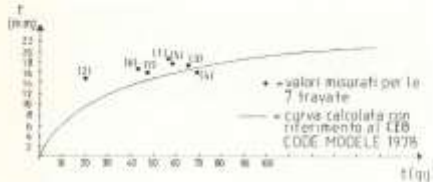


Fig. 18 - Valori misurati degli abbassamenti della sezione in mezzo della T travata dopo la rimozione della soletta provvisoria e confronto con le curve degli abbassamenti teorici.

Fig. 19 - Measured values of vertical deflections of the T girders after removing the provisional supports and comparison with the theoretical values.

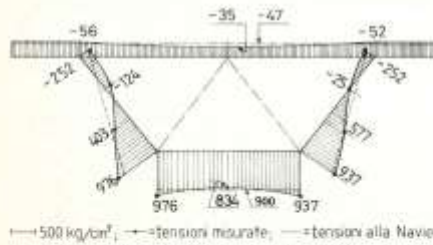


Fig. 12 - Diagramma delle tensioni normali longitudinali lungo il sezion della sezione il mezzo della prima travata per il test statico durante il collasso.

Fig. 13 - Diagram of longitudinal normal stresses along the cross section of the first girder during the load test.

schemi statici, per cui un calcolo allo stato limite ultimo avrebbe, in teoria, consentito lo stesso dimensionamento anche senza effettuare la puntellazione preventiva della struttura. In pratica, procedendo in tale ottica si sarebbero ottenute nella sezione metallica tensioni max in esercizio di circa +2700 kg/cm<sup>2</sup> al lembo inferiore, mentre per le ali superiori si sarebbe raggiunta la tensione di snervamento (preceduta in realtà da fenomeni di instabilità) già per i carichi afferenti al solo peso proprio strutturale, e in particolare durante le fasi di getto della soletta.

Ciò dimostra che il sistema del puntellamento provvisorio ha in questo caso permesso di sfruttare la sezione metallica

state calculation would have allowed, in theory, the same dimensioning without the provisional supports.

In practice, this approach would furnish maximum working stresses of about 2700 kg/cm<sup>2</sup> at the lower edge of the steel cross-section, while in the upper flanges the yield stresses (in reality preceded by instability phenomena) would already be reached for the dead load alone, particularly when the concrete slab is actually being cast.

All this shows that the system of provisional supports made

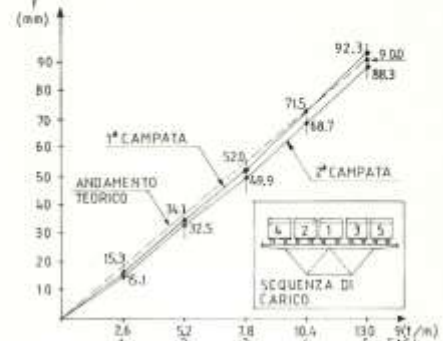


Fig. 15 - Andamento degli abbassamenti della sezione in mezzo della prima due travate durante il collaudo statico.

Fig. 16 - Measured values of vertical deflections of the first two girders during the load test.

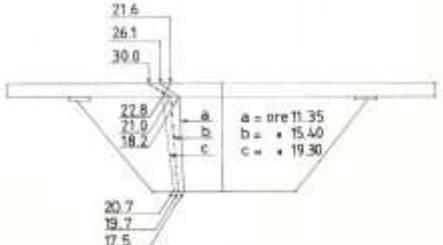


Fig. 14 - Variazione della temperatura (°C) lungo l'altezza della sezione trasversale durante il collasso.

Fig. 15 - Diagram of temperature (°C) along the height of the cross section during the load test.

is possible to exploit the steel cross-section to the full as it satisfied both the ultimate limit state and the local instability limit states as well as requirements of elastic behaviour during service and construction. This would not have been possible an economically without the use of temporary shoring.

### 5. Tests

During the construction of the viaduct and, later, during the static test on the first two bays, deformative and tensile tests were made in order to check whether structural behaviour corresponded to the calculations.

## 07.6 Tensioni in mezzeria agli SLU - Sezione indebolita dalla corrosione

Si riporta qui di seguito il calcolo delle tensioni nella sezione di mezzeria indebolita dalla corrosione, ovvero con lo spessore della lamiera di fondo pari a mm 27 anziché i mm 30 originari.

Anche i ribs di fondo, ormai pesantemente attaccati dalla ruggine, vengono conteggiati al 50%.

$$t_s = 2,4 \text{ cm}$$

$$t_i = 2,7 \text{ cm} \text{ spessore ridotto dalla corrosione}$$

$$t_{wi} = 1,0 \text{ cm}$$

$$t_{we} = 1,2 \text{ cm}$$

$$A_{\text{sup}} = 408 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{sup}} = 196 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{sup}} \cong 408,8 \text{ cm}$$

$$A_{\text{inf}} = 600 \cdot 2,7 = 1.620 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{inf}} = \frac{600 \cdot 2,7^3}{12} \cong 984 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{inf}} = 1,35 \text{ cm}$$

$$A_w = \frac{1}{\sin 53,8} \cdot 404,6 \cdot 2,2 = 1.103 \text{ cm}^2$$

$$J_w = \frac{1}{\sin 53,8} \cdot \frac{404,6^3}{12} \cdot 2,2 = 15.047.588 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,w} = 205 \text{ cm}$$

$$A_{\text{ribs}} = 198 \cdot 50 / 100 \cong 99 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{conteggiati al 50\%}}$$

$$J_{\text{ribs}} = 8.880 \cdot 50 / 100 \cong 4.440 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{ribs}} = 17 + 2,7 = 19,7 \text{ cm}$$

$$A_L = 118 \text{ cm}^2$$

$$J_L = 14.919 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,L} = 397$$

**Riepilogo parametri statici in mezzeria (x = 36.48 m) – Sezione indebolita dalla corrosione**

	$A_{\text{tot}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_{x-x} \text{ (cm}^3\text{)}$	$y_g \text{ (cm)}$	$J_{x-x} \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{x,\text{sup}} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_{x,\text{inf}} \text{ (cm}^3\text{)}$
n = 6	11.699	3.992.817	341,3	294.462.704	2.983.392	862.770
n = 18	6.132	1.626.984	265,3	219.611.488	1.257.207	827.729

$$\sigma_g \cong \frac{19.375 \cdot 10^5}{827.729} \cong 2.341 \text{ Kg/cm}^2 \quad (n = 18)$$

$$\sigma_q \cong \frac{9.199 \cdot 10^5}{862.770} \cong 1.066 \text{ Kg/cm}^2 \quad (n = 6)$$

$$\sigma_{\text{tot}} \cong 2.341 + 1.066 \cong 3.407 \text{ Kg/cm}^2 > \frac{3.550}{1,05} = 3.381$$

La verifica non risulta soddisfatta (anche se di poco) per cui nella sezione di mezzeria si prevede cautelativamente un intervento di rinforzo della lamiera di fondo (si aumenta così anche la resistenza a fatica e la robustezza in generale).

### 07.7 Tensioni in mezzeria agli SLU - Sezione rinforzata

Poiché le tensioni in mezzeria della sezione indebolita dalla corrosione superano di poco quelle di progetto  $f_{yd}$  si prevede qui un intervento di rinforzo mediante l'aggiunta di n° 5 nuovi ribs con sezione a T ( $\neq 15$ ); i nuovi ribs, della lunghezza di 13.100 mm sono collocati a cavallo della mezzeria intervallati a quelli vecchi (vedasi tavola T1).

Si riporta qui di seguito il calcolo della tensione in mezzeria supponendo i vecchi ribs ormai inefficaci e sostituiti dai nuovi; ovviamente i nuovi ribs agiranno solo per i carichi mobili ( $n = 6$ ).

Nuovi ribs (5  $\neq$  15 a T)

$$A_{\text{ribs}} = 5 \cdot (19 \cdot 1,5 + 20 \cdot 1,5) \cong 293 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{ribs}} = 5 \cdot 2.694 \cong 13.470 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{ribs}} \cong 15,2 + 2,7 = 17,9 \text{ cm}$$

Riepilogo parametri statici in mezzeria (x = 36.48 m) – Sezione rinforzata

	$A_{\text{tot}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_{x-x} \text{ (cm}^3\text{)}$	$y_g \text{ (cm)}$	$J_{x-x} \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{x,\text{sup}} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_{x,\text{inf}} \text{ (cm}^3\text{)}$
n = 6	11.892	3.996.112	336,0	314.543.723	3.024.721	936.117

$$\sigma_g \cong 2.341 \text{ Kg/cm}^2 \quad (n = 18)$$

$$\sigma_q \cong \frac{9.199 \cdot 10^5}{936.117} \cong 983 \text{ Kg/cm}^2 \quad (n = 6)$$

$$\sigma_{\text{tot}} \cong 2.341 + 983 \cong 3.324 \text{ Kg/cm}^2 < \frac{3.550}{1,05} = 3.381$$

La verifica risulta ora soddisfatta.

## 08. Verifiche nelle sezioni sui giunti di forza G2 e G3 (x = 28.25 m)

### 08.1 Parametri statici per t = 0

$$n = 6$$

$$t_s = 2,4 \text{ cm}$$

$$t_i = 2,8 \text{ cm}$$

$$t_{wi} = 1,2 \text{ cm}$$

$$t_{we} = 1,4 \text{ cm}$$

$$A_{\text{sup}} = 408 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{sup}} = 196 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{sup}} \cong 409 \text{ cm}$$

$$A_{\text{inf}} = 600 \cdot 2,8 = 1.680 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{inf}} = \frac{600 \cdot 2,8^3}{12} \cong 1.098 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{inf}} = 1,4 \text{ cm}$$

$$A_w = \frac{1}{\sin 53,8} \cdot 404,8 \cdot 2,6 = 1.304 \text{ cm}^2$$

$$J_w = \frac{1}{\sin 53,8} \cdot \frac{404,8^3}{12} \cdot 2,6 = 17.809.898 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,w} = 205 \text{ cm}$$

$$A_{\text{ribs}} = 4 \cdot 49,5 \cong 198 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{ribs}} = 4 \cdot 2.220 \cong 8.880 \text{ cm}^4$$

$$y_{\text{g,ribs}} \cong 17 + 2,8 = 19,8 \text{ cm}$$

$$A_{\text{L}} = 118 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{L}} = 14.919 \text{ cm}^4$$

$$y_{\text{g,L}} = 397$$

$$A_{\text{tot}} = 408 + 1.680 + 1.304 + 198 + 118 + \frac{50.100}{6} = 12.058 \text{ cm}^2$$

$$y_{\text{G}} = \frac{4.036.031}{12.058} \cong 335 \text{ cm}$$

## 08.2 Parametri statici per $t = \infty$

$$\mathbf{n = 18}$$

$$t_{\text{s}} = 2,4 \text{ cm}$$

$$t_{\text{i}} = 2,8 \text{ cm}$$

$$t_{\text{wi}} = 1,2 \text{ cm}$$

$$t_{\text{we}} = 1,4 \text{ cm}$$

$$A_{\text{sup}} = 408 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{sup}} = 196 \text{ cm}^4$$

$$y_{\text{g,sup}} \cong 408,8 \text{ cm}$$

$$A_{\text{inf}} = 600 \cdot 2,8 = 1.680 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{inf}} = \frac{600 \cdot 2,8^3}{12} \cong 1.098 \text{ cm}^4$$

$$y_{\text{g,inf}} = 1,4 \text{ cm}$$

$$A_{\text{w}} = \frac{1}{\sin 53,8} \cdot 404,8 \cdot 2,6 = 1.304 \text{ cm}^2$$

$$J_w = \frac{1}{\sin 53,8} \cdot \frac{404,8^3}{12} \cdot 2,6 = 17.809.898 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,w} = 205 \text{ cm}$$

$$A_{\text{ribs}} = 4 \cdot 49,5 \cong 198 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{ribs}} = 4 \cdot 2.220 = 8.880 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{ribs}} \cong 17 + 2,8 = 19,8 \text{ cm}$$

$$A_L = 118 \text{ cm}^2$$

$$J_L = 14.919 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,L} = 397$$

$$A_{\text{tot}} = 408 + 1.680 + 1.304 + 198 + 118 + \frac{50.100}{18} = 6.491 \text{ cm}^2$$

$$y_G = \frac{1.670.197}{6.491} \cong 257 \text{ cm}$$

Riepilogo parametri statici sui giunti di forza G2 e G3 (x = 28.25 m)

	$A_{\text{tot}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_{x-x} \text{ (cm}^3\text{)}$	$y_g \text{ (cm)}$	$J_{x-x} \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{x,\text{sup}} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_{x,\text{inf}} \text{ (cm}^3\text{)}$
n = 6	12.058	4.036.031	335,0	317.498.550	3.015.497	948.575
n = 18	6.491	1.670.197	257,0	232.754.324	1.273.875	904.650

**08.3 Momenti flettenti sui giunti G2 e G3 (x = 28.25 m)**

Vedasi pag. 78 della Relazione di calcolo del 1981.

$$M_{g1} \cong 0 \text{ (il giunto è sopra il puntello provvisorio)}$$

$$M_{g2} \cong -724 \text{ tm}$$

$$M_{g3} \cong 68 \text{ tm}$$

$$M_{g4} \cong 11.296 \text{ tm}$$

$$M_{g5} \cong 2.717 \text{ tm}$$

Alle Tensioni ammissibili:

$$M_{\text{gtot}} \cong 0 - 724 + 68 + 11.296 + 2.717 = 13.357 \text{ tm}$$

$$M_q \cong 6.449 \text{ tm (massimo momento flettente)}$$

Agli SLU:

$$M_g \cong -724 \cdot 1,35 + 68 \cdot 1,35 + 11.296 \cdot 1,35 + 2.717 \cdot 1,50 \cong 18.440 \text{ tm}$$

$$M_q = 6.449 \cdot 1,35 \cong 9.674 \text{ tm}$$

#### **08.4 Tensioni sui giunti G2 e G3 agli SLU - Sezione originaria**

$$\sigma_g \cong \frac{18.440 \cdot 10^5}{904.650} \cong 2.038 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_q \cong \frac{9.674 \cdot 10^5}{948.575} \cong 1.020 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{tot}} \cong 2.038 + 1.020 \cong 3.058 \text{ Kg/cm}^2 < 3.381$$

#### **08.5 Verifiche bulloni dei giunti G2 e G3 (x = 28.25 m)**

Si è già visto che sui giunti G2 e G3 agiscono i seguenti momenti flettenti:

Alle Tensioni ammissibili:

$$M_g \cong 0 - 724 + 68 + 11.296 + 2.717 = 13.357 \text{ tm}$$

$$M_q \cong 6.449 \text{ tm (massimo momento flettente)}$$

Agli SLU:

$$M_g \cong -724 \cdot 1,35 + 68 \cdot 1,35 + 11.296 \cdot 1,35 + 2.717 \cdot 1,50 \cong 18.440 \text{ tm}$$

$$M_q = 6.449 \cdot 1,35 \cong 9.674 \text{ tm}$$

Con le rispettive tensioni:

Allo SLU:

$$\sigma_g \cong \frac{18.440 \cdot 10^5}{904.650} \cong 2.038 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_q \cong \frac{9.674 \cdot 10^5}{948.575} \cong 1.020 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{tot}} \cong 2.038 + 1.020 \cong 3.058 \text{ Kg/cm}^2 < 3.381$$

Allo SLE:

$$\sigma_g \cong \frac{13.357 \cdot 10^5}{904.650} \cong 1.476 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_q \cong \frac{6.449 \cdot 10^5}{948.575} \cong 680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{tot}} \cong 1.476 + 680 \cong 2.155 \text{ Kg/cm}^2$$

Sforzo di trazione sui giunti allo SLU:

$$S_G \cong 3,058 \cdot 600 \cdot 2,8 \cong 5.137 \text{ t}$$

Sforzo di trazione sui giunti allo SLE:

$$S_G \cong 2,155 \cdot 600 \cdot 2,8 \cong 3.620 \text{ t}$$

Verifica bulloni allo SLU (verifica a taglio)

$$F_{V,Rd} \cong \frac{\alpha \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 10 \cdot 0,75 \cdot 4,52}{1,25} \cong 13,6 \text{ t}$$

Sui giunti G2 e G3 sono presenti n° 320 bulloni 10.9 che allo SLU lavorano a taglio in doppia faccia:

$$F_{V,Ed} \cong \frac{5.137}{2 \cdot 320} \cong 8,0 \text{ t} < 13,6$$

### Verifica bulloni allo SLE (verifica ad attrito)

Forza di precarico (serraggio controllato):

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} = 0,7 \cdot \frac{10 \cdot 0,75 \cdot 4,52}{1,0} \cong 24 \text{ t}$$

Resistenza allo scorrimento del singolo bullone:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}} = \frac{2 \cdot 0,30 \cdot 24}{1,10} \cong 13 \text{ t}$$

Prudenzialmente si è assunto  $\mu = 0,30$  valido per superfici spazzolate.

Sui giunti G2 e G3 sono presenti n° 320 bulloni 10.9 che allo SLE lavorano per attrito:

$$F_{v,Ed} \cong \frac{3.620}{320} \cong 11 \text{ t} < 13 \text{ t}$$

Le verifiche risultano quindi soddisfatte.

N.B. Il soddisfacimento della verifica ad attrito è molto importante in quanto permette di affermare che sui giunti non vi è stato scorrimento, circostanza questa che dovrebbe facilitare la sostituzione dei bulloni in quanto non c'è contatto foro-bullone.

### **08.6 Tensioni sui giunti G2 e G3 agli SLU - Sezione indeb. dalla corr. e dai fori**

Le tensioni precedentemente ricavate valgono per la lamiera di fondo integra, ovvero in assenza dell'indebolimento causato dalla corrosione quando lo spessore minore sul giunto era pari a mm 28 anziché agli attuali mm 24,2.

E' inoltre da considerarsi anche la riduzione di superficie dovuta ai fori delle bullonature.

Area lorda coprigiunti (sp. ridotto = 13,4 mm):

$$A_l = 600 \cdot 1,34 + (109 \cdot 2 + 108 \cdot 3) \cdot 1,34 = 600 \cdot 1,34 + 542 \cdot 1,34 \cong 1.530 \text{ cm}^2$$

Area netta coprigiunti (fori  $\varnothing = 25,5$  mm):

$$A_n = 1.530 - (7 \cdot 2 + 6 \cdot 3) \cdot 2,55 \cdot 1,34 \cdot 2 = 1.530 - 32 \cdot 2,55 \cdot 1,34 \cdot 2 = 1.530 - 219 \cong 1.311 \text{ cm}^2$$

Area lorda lamiera (sp. = 24,2 mm):

$$A_1 = 610 \cdot 2,42 = 1.476 \text{ cm}^2$$

Area netta lamiera:

$$A_n = 1.476 - (7 \cdot 2 + 6 \cdot 3) \cdot 2,55 \cdot 2,42 = 1.476 - 32 \cdot 2,55 \cdot 2,42 = 1.476 - 197 \cong 1.279 \text{ cm}^2$$

Spessore equivalente:

$$s_{eq} = \frac{1.279}{600} = 2,13 \text{ cm}$$

$$t_s = 2,4 \text{ cm}$$

$$t_i = 2,13 \text{ cm} \quad \underline{\text{spessore equivalente al netto della corrosione e dei fori delle bullonature}}$$

$$t_{wi} = 1,2 \text{ cm}$$

$$t_{we} = 1,4 \text{ cm}$$

$$A_{sup} = 408 \text{ cm}^2$$

$$J_{sup} = 196 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,sup} \cong 408,8 \text{ cm}$$

$$A_{inf} = 600 \cdot 2,42 = 1.452 \text{ cm}^2$$

$$J_{inf} = \frac{600 \cdot 2,42^3}{12} \cong 709 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,inf} = 1,21 \text{ cm}$$

$$A_w = \frac{1}{\sin 53,8} \cdot 404,6 \cdot 2,6 = 1.304 \text{ cm}^2$$

$$J_w = \frac{1}{\sin 53,8} \cdot \frac{404,6^3}{12} \cdot 2,6 = 17.783,513 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,w} = 205 \text{ cm}$$

$$A_{ribs} = 198 \cdot 50 / 100 \cong 99 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{conteggiati al 50\%}}$$

$$J_{ribs} = 8.880 \cdot 50 / 100 \cong 4.440 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,ribs} = 17 + 2,13 = 19,1 \text{ cm}$$

$$A_L = 118 \text{ cm}^2$$

$$J_L = 14.919 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,L} = 397$$

Giunti di forza G2 e G3 (x = 28.25 m) – Sezione indebolita dalla corrosione e dai fori

	$A_{\text{tot}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_{x-x} \text{ (cm}^3\text{)}$	$y_g \text{ (cm)}$	$J_{x-x} \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{x,\text{sup}} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_{x,\text{inf}} \text{ (cm}^3\text{)}$
n = 6	11.559	4.033.456	349,0	261.131.370	2.867.444	748.372
n = 18	5.993	1.667.622	278,3	198.550.846	1.227.692	713.511

Tensioni nella lamiera di fondo (SLU):

$$\sigma_g \cong \frac{18.440 \cdot 10^5}{713.511} \cong 2.584 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_q \cong \frac{9.674 \cdot 10^5}{748.372} \cong 1.293 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{tot}} \cong 2.584 + 1.293 \cong 3.877 \text{ Kg/cm}^2 > 0,9 \cdot \frac{5.100}{1,25} = 3.672$$

Le tensioni nella lamiera di fondo superano il limite ammesso dalle Norme e la verifica non risulta pertanto soddisfatta: è quindi necessario procedere al rinforzo dei giunti G2 e G3.

Da notare che sugli stessi giunti il Prof. Ing. De Miranda ricava una tensione nella lamiera di fondo circa uguale e pari a  $3.830 \text{ Kg/cm}^2$  (vedasi Relazione a pag. 63).

### **08.7 Tensioni sui giunti G2 e G3 agli SLU – Sezione rinforzata**

Per il rinforzo dei giunti G2 e G3 si procede così come previsto dal Progetto De Miranda, ovvero applicando a cavallo degli stessi dei piatti di rinforzo longitudinali.

Il Progetto De Miranda prevede in particolare l'applicazione di n° 30  $\neq 20 \times 165$ (h) portando l'area complessiva netta della lamiera a:

$$A_n = 1.279 + 30 \cdot 2 \cdot 16,5 \cong 2.269 \text{ cm}^2$$

che determina una riduzione della tensione pari al rapporto fra area netta senza rinforzi e area comprensiva dei rinforzi.

Il calcolo della riduzione delle tensioni riportato a pag. 63 della Relazione De Miranda indica una riduzione delle tensioni pari a 0,70; esso contiene tuttavia un banale errore di trascrizione in quanto confronta l'area lorda della lamiera con l'area netta dei coprighiunti.

Il calcolo corretto porterebbe altresì al seguente valore:

$$\rho = \frac{1.279}{2.269} \cong 0,56$$

che riduce la tensione di 383 MPa a circa la metà (con un sovradimensionamento dei rinforzi previsti).

Si è già sottolineato inoltre che la tensione  $\sigma_g = 2.584 \text{ Kg/cm}^2$  dovuta ai pesi propri + permanenti portati risulta ormai *congelata* nella lamiera di fondo. Gli interventi di rinforzo avranno quindi effetto solo per i carichi mobili.

Per quanto sopra risulta quindi conveniente (soprattutto in termine di lavorazioni e saldature) ridurre il numero di piatti di rinforzo da n° 30 a n° 15.

Nella nuova configurazione del rinforzo si ha:

Area netta dei n° 15  $\neq 20 \times 180(h)$  mm saldati a cavallo dei giunti di forza G2 e G3:

$$A = 15 \cdot (18 - 2,6) \cdot 2,0 = 462 \text{ cm}^2$$

Area netta lamiera:

$$A_n \cong 1.279 + 462 = 1.741 \text{ cm}^2$$

Spessore equivalente:

$$s_{eq} = \frac{1.741}{600} \cong 2,9 \text{ cm}$$

Area netta coprigiunti (fori  $\varnothing = 26$  mm):

$$A_n \cong 1.311 + 15 \cdot (13 - 2.6) \cdot 1,5 \cdot 2 \cong 1.311 + 468 \cong 1.779 \text{ cm}^2$$

Giunti di forza G2 e G3 (x = 28.25 m) – Sezione rinforzata

	$A_{\text{tot}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_{x-x} \text{ (cm}^3\text{)}$	$y_g \text{ (cm)}$	$J_{x-x} \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{x,\text{sup}} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_{x,\text{inf}} \text{ (cm}^3\text{)}$
n = 6	12.079	4.034.219	336,0	314.298.859	3.011.853	936.400

$$\sigma_q \cong \frac{9.674 \cdot 10^5}{936.400} \cong 1.033 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{tot}} \cong 2.584 + 1.033 \cong 3.617 \text{ Kg/cm}^2 < 0,9 \cdot \frac{5.100}{1,25} = 3.672$$

La verifica risulta ora soddisfatta.

Verifica giunto bullonato sui piatti  $\neq 20 \times 180$ (h)

La verifica viene effettuata allo SLE (verifica a scorrimento).

Resistenza di progetto allo scorrimento di n° 1 bullone:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}}$$

n = numero delle superfici di attrito (di solito n° 2)

$\mu$  = coefficiente di attrito = 0,3 per superfici spazzolate

$F_{p,Cd} = 0,7 f_{tbk} A_{res}$  in caso di serraggio controllato

$\gamma_{M3} = 1,10$

$$F_{p,Cd} = \frac{0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tbk}}{1,0} = \frac{0,7 \cdot 0,75 \cdot 4,52 \cdot 10}{1,0} \cong 24 \text{ t}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{2 \cdot 0,3 \cdot 24}{1,10} \cong 13 \text{ t}$$

Lo sforzo di trazione in ciascun piatto  $\neq 20 \times 180(h)$  allo SLE è pari a circa (pag. 23):

$$S \cong 680 \cdot 2,0 \cdot 18 \cong 24.480 \text{ Kg} \cong 25 \text{ t}$$

Su ciascun lato del giunto risultano quindi necessari:

$$n_b \geq \frac{25}{13} \cong 2 \text{ bulloni}$$

Si prevede di impiegare n° 4+4 bulloni su ogni collegamento.

$$\text{Area netta piatti } 1 \neq 20 \times 180 = 2,0 \times (18 - 2,6) = 31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area netta coprigiunti } 2 \neq 16 \times 130(h) = 2 \times 1,6 \times (13 - 2,6) = 33 \text{ cm}^2$$

### Verifica bulloni allo SLU (verifica a taglio)

Lo sforzo di trazione in ciascun piatto  $\neq 20 \times 180(h)$  allo SLU è pari a circa:

$$S \cong 1.020 \cdot 2,0 \cdot 18 \cong 36.720 \text{ Kg} \cong 37 \text{ t}$$

$$F_{V,Rd} \cong \frac{\alpha \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 10 \cdot 0,75 \cdot 4,52}{1,25} \cong 13,6 \text{ t}$$

Sui giunti delle costole sono presenti n° 4+4 bulloni 10.9 che allo SLU lavorano a taglio in doppia faccia:

$$F_{V,Ed} \cong \frac{37}{2 \cdot 4} \cong 4,6 \text{ t} < 13,6$$

## **09. Verifiche nelle sezioni sui giunti di forza G1 e G4 (x = 13.65 m)**

### **09.1 Parametri statici per t = 0**

$$n = 6$$

$$t_s = 2,4 \text{ cm}$$

$$t_i = 2,4 \text{ cm}$$

$$t_{wi} = 1,4 \text{ cm}$$

$$t_{we} = 1,6 \text{ cm}$$

$$A_{\text{sup}} = 408 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{sup}} = 196 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{sup}} \cong 409 \text{ cm}$$

$$A_{\text{inf}} = 600 \cdot 2,4 = 1.440 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{inf}} = \frac{600 \cdot 2,4^3}{12} \cong 691 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{inf}} = 1,2 \text{ cm}$$

$$A_{\text{w}} = \frac{1}{\sin 53,8} \cdot 405,2 \cdot 3,0 = 1.506 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{w}} = \frac{1}{\sin 53,8} \cdot \frac{405,2^3}{12} \cdot 3,0 = 20.610.861 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{w}} = 205 \text{ cm}$$

$$A_{\text{ribs}} = 4 \cdot 49,5 \cong 198 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{ribs}} = 4 \cdot 2.220 \cong 8.880 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{ribs}} \cong 17 + 2,4 = 19,4 \text{ cm}$$

$$A_{\text{L}} = 118 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{L}} = 14.919 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{L}} = 397$$

$$A_{\text{tot}} = 408 + 1.440 + 1.506 + 198 + 118 + \frac{50.100}{6} = 12.020 \text{ cm}^2$$

$$y_{\text{G}} = \frac{4.076.766}{12.020} \cong 339 \text{ cm}$$

## 09.2 Parametri statici per $t = \infty$

$$\mathbf{n} = 18$$

$$t_{\text{s}} = 2,4 \text{ cm}$$

$$t_i = 2,4 \text{ cm}$$

$$t_{wi} = 1,4 \text{ cm}$$

$$t_{we} = 1,6 \text{ cm}$$

$$A_{\text{sup}} = 408 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{sup}} = 196 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{sup}} \cong 408,8 \text{ cm}$$

$$A_{\text{inf}} = 600 \cdot 2,4 = 1.440 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{inf}} = \frac{600 \cdot 2,4^3}{12} \cong 691 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{inf}} = 1,2 \text{ cm}$$

$$A_w = \frac{1}{\sin 53,8} \cdot 405,2 \cdot 3,0 = 1.506 \text{ cm}^2$$

$$J_w = \frac{1}{\sin 53,8} \cdot \frac{405,2^3}{12} \cdot 3,0 = 20.610.861 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,w} = 205 \text{ cm}$$

$$A_{\text{ribs}} = 4 \cdot 49,5 \cong 198 \text{ cm}^2$$

$$J_{\text{ribs}} = 4 \cdot 2.220 = 8.880 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,\text{ribs}} \cong 17 + 2,4 = 19,4 \text{ cm}$$

$$A_L = 118 \text{ cm}^2$$

$$J_L = 14.919 \text{ cm}^4$$

$$y_{g,L} = 397$$

$$A_{\text{tot}} = 408 + 1.440 + 1.506 + 198 + 118 + \frac{50 \cdot 100}{18} = 6.453 \text{ cm}^2$$

$$y_G = \frac{1.710.933}{6.453} \cong 265 \text{ cm}$$

### Riepilogo parametri statici sui giunti di forza G2 e G3 (x = 28.25 m)

	$A_{tot} (cm^2)$	$S_{x-x} (cm^3)$	$y_g (cm)$	$J_{x-x} (cm^4)$	$W_{x,sup} (cm^3)$	$W_{x,inf} (cm^3)$
n = 6	12.020	4.076.766	339,0	297.041.687	2.945.502	875.831
n = 18	6.453	1.710.933	265,0	220.183.126	1.258.964	830.542

### **09.3 Momenti flettenti sui giunti G1 e G4 (x = 13.65 m)**

Vedasi pag. 72 della Relazione di calcolo del 1981.

$$M_{g1} \cong 414,5 \text{ tm}$$

$$M_{g2} \cong 1.027,6 \text{ tm}$$

$$M_{g3} \cong -96,6 \text{ tm}$$

$$M_{g4} \cong 5.462 \text{ tm}$$

$$M_{g5} \cong 1.741 \text{ tm}$$

Alle Tensioni ammissibili:

$$M_{g_{tot}} \cong 414,5 + 1.027,6 - 96,6 + 5.462 + 1.741 = 8.549 \text{ tm}$$

$$M_q \cong 4.138 \text{ tm (massimo momento flettente)}$$

Agli SLU:

$$M_g \cong 414,5 \cdot 1,35 + 1.027,6 \cdot 1,35 - 96,6 \cdot 1,35 + 5.462 \cdot 1,35 + 1.741 \cdot 1,50 \cong 11.802 \text{ tm}$$

$$M_q = 4.138 \cdot 1,35 \cong 5.586 \text{ tm}$$

### **09.4 Verifiche bulloni dei giunti G1 e G4 (x = 13.65 m)**

Si è già visto che sui giunti G1 e G4 agiscono i seguenti momenti flettenti:

Alle Tensioni ammissibili:

$$M_g \cong 8.549 \text{ tm}$$

$$M_q \cong 4.138 \text{ tm (massimo momento flettente)}$$

Agli SLU:

$$M_g \cong 11.802 \text{ tm}$$

$$M_q \cong 5.586 \text{ tm}$$

Con le rispettive tensioni:

Allo SLU:

$$\sigma_g \cong \frac{11.802 \cdot 10^5}{830.542} \cong 1.421 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_q \cong \frac{5.586 \cdot 10^5}{875.831} \cong 638 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{tot}} \cong 1.412 + 638 \cong 2.050 \text{ Kg/cm}^2 < 3.381$$

Allo SLE:

$$\sigma_g \cong \frac{8.549 \cdot 10^5}{830.542} \cong 1.029 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_q \cong \frac{4.138 \cdot 10^5}{875.831} \cong 472 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{tot}} \cong 1.029 + 472 \cong 1.501 \text{ Kg/cm}^2$$

Sforzo di trazione sui giunti allo SLU:

$$S_G \cong 2,050 \cdot 600 \cdot 2,4 \cong 2.952 \text{ t}$$

Sforzo di trazione sui giunti allo SLE:

$$S_G \cong 1,501 \cdot 600 \cdot 2,4 \cong 2.161 \text{ t}$$

Verifica bulloni allo SLU (verifica a taglio)

$$F_{v,Rd} \cong \frac{\alpha \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 10 \cdot 0,75 \cdot 4,52}{1,25} \cong 13,6 \text{ t}$$

Sui giunti G1 e G4 sono presenti n° 224 bulloni 10.9 che allo SLU lavorano a taglio in doppia faccia:

$$F_{v,Ed} \cong \frac{2.952}{2 \cdot 224} \cong 6,6 \text{ t} < 13,6$$

### Verifica bulloni allo SLE (verifica ad attrito)

Forza di precarico (serraggio controllato):

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} = 0,7 \cdot \frac{10 \cdot 0,75 \cdot 4,52}{1,0} \cong 24 \text{ t}$$

Resistenza allo scorrimento del singolo bullone:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}} = \frac{2 \cdot 0,30 \cdot 24}{1,10} \cong 13 \text{ t}$$

Prudenzialmente si è assunto  $\mu = 0,30$  valido per superfici spazzolate.

Sui giunti G1 e G4 sono presenti n° 224 bulloni 10.9 che allo SLE lavorano per attrito:

$$F_{v,Ed} \cong \frac{2 \cdot 161}{224} \cong 9,6 \text{ t} < 13 \text{ t}$$

Le verifiche risultano quindi soddisfatte.

N.B. Il soddisfacimento della verifica ad attrito è molto importante in quanto permette di affermare che sui giunti non vi è stato scorrimento, circostanza questa che dovrebbe facilitare la sostituzione dei bulloni in quanto non c'è contatto foro-bullone.

### **09.5 Tensioni sui giunti G1 e G4 agli SLU**

$$t_s = 2,4 \text{ cm}$$

$$t_i = 2,1 \text{ cm} \text{ spessore ridotto dalla corrosione}$$

$$t_{wi} = 1,4 \text{ cm}$$

$$t_{we} = 1,6 \text{ cm}$$

Area lorda coprigiunti (spessore 11,3 mm):

$$A_1 = 600 \cdot 1,13 + (109 \cdot 2 + 108 \cdot 3) \cdot 1,13 = 600 \cdot 1,13 + 542 \cdot 1,13 \cong 1.290 \text{ cm}^2$$

Area netta coprigiunti:

$$A_n = 1.290 - (7 \cdot 2 + 6 \cdot 3) \cdot 2,55 \cdot 1,13 \cdot 2 = 1.290 - 32 \cdot 2,55 \cdot 1,13 \cdot 2 = 1.290 - 184 \cong 1.106 \text{ cm}^2$$

Area lorda lamiera (spessore lamiera 21 mm):

$$A_l = 610 \cdot 2,1 = 1.281 \text{ cm}^2$$

Area netta lamiera:

$$A_n = 1.281 - (7 \cdot 2 + 6 \cdot 3) \cdot 2,55 \cdot 2,1 = 1.275 - 32 \cdot 2,55 \cdot 2,1 = 1.281 - 171 \cong 1.110 \text{ cm}^2$$

Spessore equivalente:

$$s_{eq} = \frac{1.110}{600} \cong 1,85 \text{ cm}$$

$$t_s = 2,4 \text{ cm}$$

$$t_i = 1,85 \text{ cm} \text{ spessore ridotto dalla corrosione e dai fori delle bullonature}$$

$$t_{wi} = 1,4 \text{ cm}$$

$$t_{we} = 1,6 \text{ cm}$$

Giunti G1 e G4 (x = 13.65 m) – Sezione indebolita dalla corrosione e dai fori delle bullonature

	$A_{tot} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_{x-x} \text{ (cm}^3\text{)}$	$y_g \text{ (cm)}$	$J_{x-x} \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{x,sup} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_{x,inf} \text{ (cm}^3\text{)}$
n = 6	11.593	4.074.509	351,4	247.830.692	2.798.753	705.167
n = 18	6.027	1.708.675	283,5	189.452.104	1.210.667	668.228

$$\sigma_g \cong \frac{11.802 \cdot 10^5}{668.228} \cong 1.766 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_q \cong \frac{5.586 \cdot 10^5}{705.167} \cong 792 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{tot} \cong 1.766 + 792 \cong 2.558 \text{ Kg/cm}^2 < 0,9 \cdot \frac{5.100}{1,25} = 3.672$$

Le verifiche dei giunti di forza G1 e G4 risultano soddisfatte anche allo stato attuale e non necessitano quindi di interventi di rinforzo.

## 10. Altri interventi previsti sui giunti di forza della lamiera di fondo

I giunti di forza lavorano ad attrito e si teme che la trasmissione degli sforzi fra nuovi bulloni e vecchi coprigiunti possa risultare inferiore a quella richiesta a causa della estesa corrosione e della non uniformità delle superfici a contatto.

Si prevede quindi di raddoppiare le superfici dei coprigiunti, sia interni che esterni, mediante la sovrapposizione *a strisce* di nuove lamiere ( $\neq 15$ ). La posa dei nuovi coprigiunti dovrà essere eseguita contestualmente alla sostituzione dei bulloni; essa dovrà avvenire asportando n° 2 file di bulloni alla volta e applicando i nuovi coprigiunti a fasce longitudinali.

Nei punti di contatto longitudinali le fasce dovranno essere cianfrinate (a Y) e solo una volta completata la posa dei nuovi coprigiunti si potrà procedere alla saldatura/riempimento delle fasce procedendo a tratti e simmetricamente rispetto all'asse per evitare le deformazioni angolari da ritiro.

Il *raddoppio* dello spessore dei coprigiunti dovrebbe consentire alle rosette dei nuovi bulloni di agire su lamiere lisce, facilitando l'applicazione della prevista coppia di serraggio (minor attrito sottodado e miglior distribuzione delle pressioni di contatto).

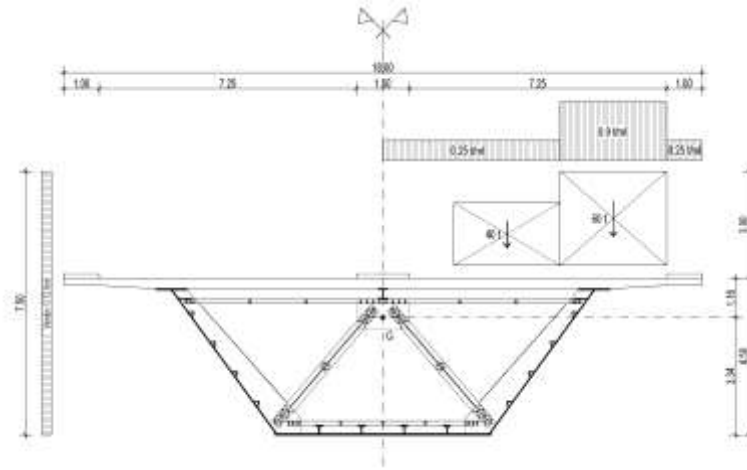
E' infine da sottolineare che i nuovi coprigiunti e i relativi rinforzi contribuiranno a ridurre le tensioni per fatica dei giunti, con un positivo incremento della *robustezza* del ponte. Anche sui giunti G1 e G4, contestualmente alla sostituzione dei bulloni, è previsto il *raddoppio* dei coprigiunti.

## 11. Diaframmi di torsione intermedi

La campata n° 1 è dotata di n° 9 diaframmi di torsione intermedi (reticolari) disposti ad interasse di m 7.31; i n° 2 diaframmi posti in corrispondenza dei puntelli provvisori impiegati durante le operazioni di montaggio risultano rinforzati.

Ai diaframmi intermedi è affidato il compito di trasferire la variazione di momento torcente  $\Delta M_t$  al cassone metallico, oltre a garantire il mantenimento di forma della sezione (incassano gli sforzi distorcenti).

Nelle travate rettilinee con sezione simmetrica la variazione di momento torcente per il calcolo dei diaframmi è dovuta solo ai carichi mobili (con i carichi tandem posizionati in corrispondenza del diaframma) e al vento.



Massimo momento torcente

Nel caso in esame si ha (combinazione rara):

$$M_q = 60 \text{ t} \cdot 6.50 + 40 \text{ t} \cdot 3.50 + 0,9 \text{ t/ml} \cdot 3.00 \cdot 6.50 + 0,25 \text{ t/ml} \cdot 1.00 \cdot 8.50 + 0,25 \text{ t/ml} \cdot 5.00 \cdot 2.50$$

$$M_q = 530 \text{ tm} + 22,8 \text{ tm/ml}$$

Il vento provoca una pressione orizzontale equivalente pari a 120 Kg/mq che agisce su una superficie verticale pari a  $m (4.50 + 3.00) = m 7.50$  circa.

Il momento torcente dovuto al vento è quindi pari a:

$$M_w = 0,12 \text{ t/ml} \cdot 7.50 \cdot \left( \frac{7.50}{2} - y_g \right) = 0,12 \cdot 7.50 \cdot \left( \frac{7.50}{2} - 3.35 \right) \cong 0,36 \text{ tm/ml}$$

A quanto sopra si deve aggiungere anche la variazione di momento torcente causata dalla parziale curvatura planimetrica della campata n° 1, che è stata valutata pari a:

$$M_c = 550 \text{ tm}$$

La variazione di momento torcente totale agente su un diaframma intermedio è quindi data da:

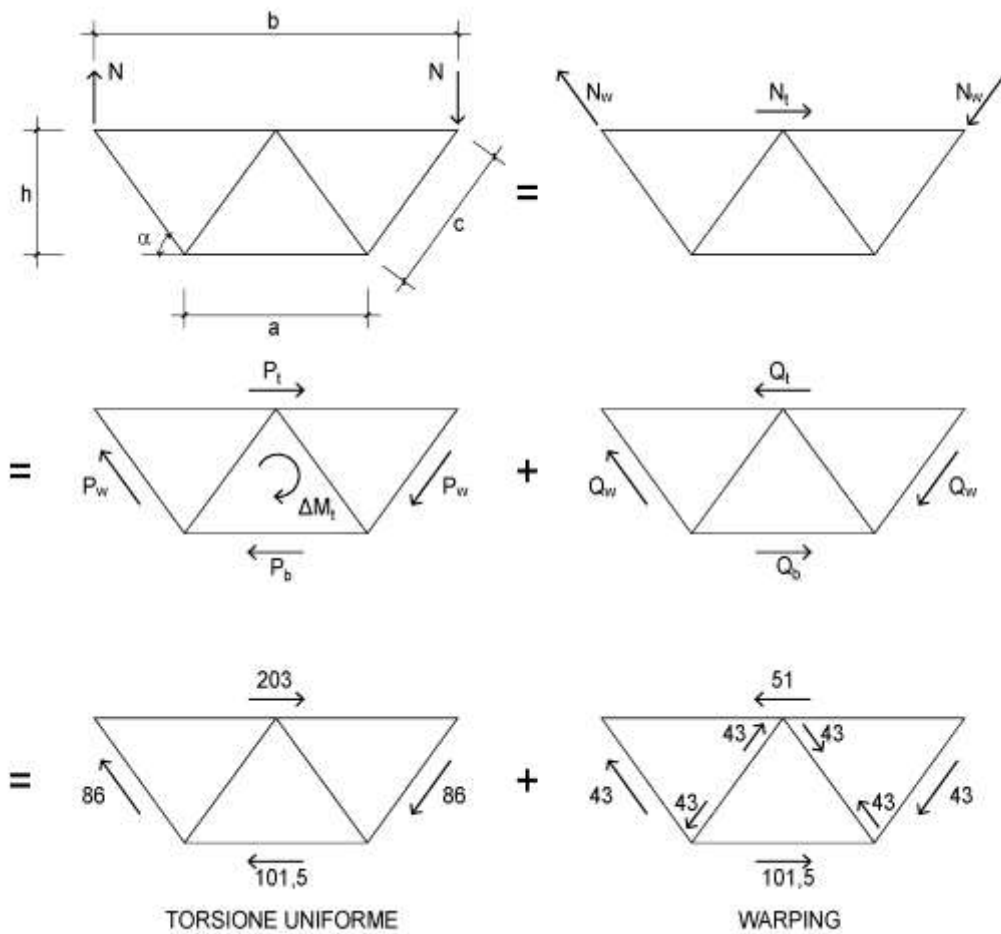
$$\Delta M_t = 530 \text{ tm} + 22,8 \text{ tm/ml} \cdot 7,31 + 0,36 \cdot 7,31 + 549 \cong 530 + 169 + 550 \cong 1.250 \text{ tm}$$

$$N = \frac{\Delta M_t}{b} = \frac{1.250}{12.00} \cong 104 \text{ t}$$

$$N_w = \frac{N}{\sin \alpha} = \frac{104}{\sin 53,8^\circ} \cong 129 \text{ t}$$

$$N_t = \frac{2 \cdot N}{\tan \alpha} = \frac{2 \cdot 104}{\tan 53,8^\circ} \cong 152 \text{ t}$$

Diaframmi intermedi – Sforzi distortenti (warping)



$$a = 6.00 \text{ m}$$

$$b = 12.00 \text{ m}$$

$$h = 4.10 \text{ m}$$

$$\alpha = \text{atn}\left(\frac{4.10}{3.00}\right) = 53,8^\circ$$

$$c = \frac{h}{\sin \alpha} = 5,08$$

$$\beta \cong \alpha \cong 53,8^\circ$$

$$b_m = \frac{b_s + b_i}{2} = 9.00 \text{ m}$$

$$2 \cdot A_0 = 2 \cdot 9.00 \cdot 4.10 = 73.80 \text{ m}^2$$

Torsione uniforme (Bredt) nel cassone:

$$P_t = \frac{\Delta M_t}{2 \cdot A_0} \cdot b = \frac{1.250}{73.80} \cdot 12.00 \cong 203 \text{ t}$$

$$P_b = \frac{\Delta M_t}{2 \cdot A_0} \cdot a = \frac{1.250}{73.80} \cdot 6.00 \cong 101,5 \text{ t}$$

$$P_w = \frac{\Delta M_t}{2 \cdot A_0} \cdot \frac{h}{\sin \alpha} = \frac{1.250}{73.80} \cdot \frac{4.10}{\sin 53.8^\circ} \cong 86 \text{ t}$$

Distorsione (warping) nei diaframmi:

$$N_t \cong P_t - Q_t$$

$$Q_t = P_t - N_t = 203 - 152 = 51 \text{ t}$$

$$Q_b = P_b = 101,5 \text{ t}$$

$$N_w \cong P_w + Q_w$$

$$Q_w \cong N_w - P_w = 129 - 86 = 43 \text{ t}$$

Sforzo nelle diagonali interne:

$$Q_d = \frac{Q_t}{2 \cdot \cos \beta} = \frac{51}{2 \cdot \cos 53,8^\circ} \cong 43 \text{ t}$$

Sforzi nei diaframmi intermedi normali in combinazione rara:

Elemento	Sforzi in combinaz. rara	Profilo
Asta superiore	$\pm 51 \text{ t}$	2 UPN 140
Asta inferiore	$\pm 101,5 \text{ t}$	2 UPN 140
Diagonali esterne	$\pm 43 \text{ t}$	Sez. composta
Diagonali interne	$\pm 43 \text{ t}$	2 L 150x150x14

La quota maggiore dello sforzo nell'asta superiore viene agevolmente assorbita dalla soletta in c.a.

Lo sforzo nelle diagonali esterne viene facilmente assorbito dalle nervature laterali del diaframma solidali con l'anima del cassone metallico.

Lo sforzo nell'asta inferiore viene assorbito dai 2 UPN 140 ( $A = 40,8 \text{ cm}^2$ ) che risultano vincolati ai ribs e alla lamiera di fondo ogni 120 cm circa; si suppone che la lamiera di fondo (sp. = 24 mm) collabori per una larghezza di cm 50 circa:

$$A \cong 40,8 + 50 \cdot 2,4 \cong 161 \text{ cm}^2$$

Verifica rapida alle T.A.

Sforzo assorbito dai 2 UPN 140:

$$S \cong \frac{40,8}{161} \cdot 101,5 \cong 26 \text{ t}$$

$$L_0 \cong 120 \text{ cm}$$

$$i \cong 1,75 \text{ cm}$$

$$\lambda \cong \frac{120}{1,75} \cong 69 \Rightarrow \omega = 1,70$$

$$\sigma \cong 1,70 \cdot \frac{26}{40,8} \cong 1,1 \text{ t/cm}^2$$

Verifica soddisfatta.

## 12. Resistenza al taglio della soletta in c.a.

Vedasi anche par. 4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018 *Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio*.

$$b_w = 1.000 \text{ mm}$$

$$d = 270 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 33,2 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \left( \frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}} = 1,86$$

Armatura tesa = 1+1 Ø 18 ogni 11 cm = 23,1 cm<sup>2</sup>/ml

$$\rho = \frac{2.310}{1.000 \cdot 270} = 0,0086$$

$$V_{Rd} = \left[ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd} = \left[ \frac{0,18 \cdot 1,86 \cdot (100 \cdot 0,0086 \cdot 33,2)^{\frac{1}{3}}}{1,5} \right] \cdot 1.000 \cdot 270 \cong 184.192 \text{ N}$$

$$V_{Rd} = 184 \text{ KN} \cong 18,4 \text{ t}$$

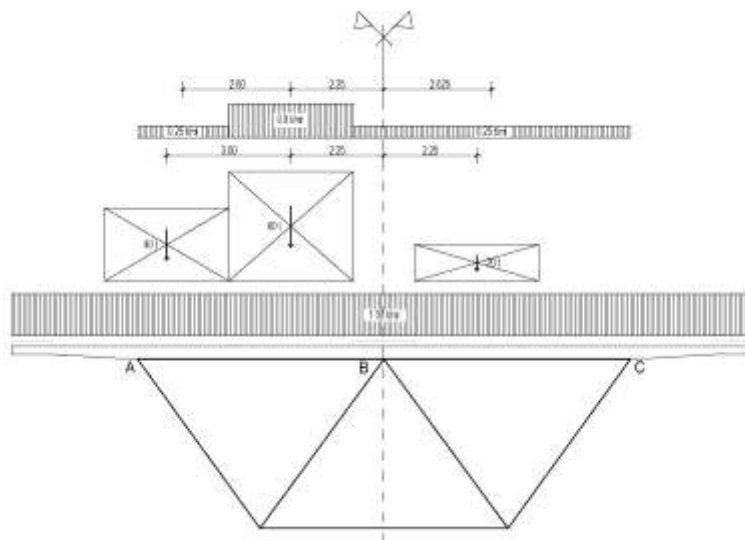
$$V_{Rd, \min} = \left[ 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot 1.000 \cdot 270 \cong 138.124 \text{ N}$$

$$V_{Rd, \min} = 138 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} > V_{Rd, \min}$$

In alternativa alle formule delle NTC le Linee Guida consentono l'uso della seguente formula:

$$V_{Rd} = \frac{0,3 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c \cdot (1 + 0,0022 \cdot d)} \cdot b_w \cdot d \cong 195.198 \text{ N} \cong 195 \text{ KN} \cong 19,5 \text{ t}$$



Massimo taglio sull'appoggio centrale (carichi non fattorizzati)

Le reazioni verticali dovute ai pesi propri + permanenti portati (1,00 t/ml) valgono:

$$R_{g,A} \cong 6,0 \text{ t/ml}$$

$$R_{g,B} \cong 6,0 \text{ t/ml}$$

$$R_{g,C} \cong 6,0 \text{ t/ml}$$

Le reazioni verticali dovute ai carichi mobili valgono:

$$R_{q,A} \cong 68,20 \text{ t}$$

$$R_{q,B} \cong 39,30 \text{ t}$$

$$R_{q,C} \cong 17,50 \text{ t}$$

Il taglio massimo nella soletta in c.a. dovuto ai carichi mobili (non fattorizzati) si ha in corrispondenza dell'appoggio centrale sopra la longherina e vale:

Tagli a sinistra di B:

$$T_{g,B} \cong 6,0 - 1,0 \cdot 9,00 \cong -3,0 \text{ t/ml}$$

$$T_{q,B} \cong 68,20 - 40 - 60 - 0,65 \cdot 3,00 - 0,25 \cdot 6,00 \cong -35,3 \text{ t}$$

La reazione sull'appoggio centrale  $R_q$  dovuta ai carichi mobili può essere ripartita su una lunghezza di m 4.00 circa per effetto piastra, quindi allo SLU:

$$V_{Ed} = T_{\max, B} \cong 3,0 \cdot 1,35 + \frac{35,3}{4,00} \cdot 1,5 \cong 17,3 \text{ t} < 19,5$$

La verifica locale a taglio risulta quindi soddisfatta.

A titolo di confronto, la tensione tangenziale unitaria massima risulta pari a circa:

$$\tau_{Ed} \cong \frac{17.300}{100 \cdot 27} \cong 6,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{valore ampiamente accettabile}$$

Si riporta qui di seguito quanto contenuto nelle Linee Guida circa i problemi di verifica locale a taglio nelle solette in c.a.

### **6.3.5.2 Problemi di verifica locale**

Talune volte le formule previste dalle Norme Tecniche per le verifiche locali, ad esempio per la verifica a taglio delle solette di c.a., sembrano eccessivamente cautelative. Tale cautela è un problema marginale per la nuova progettazione, mentre diventa importantissima per le costruzioni esistenti in quanto può costringere ad interventi tecnicamente molto invasivi e economicamente molto costosi, senza in realtà essere davvero necessari. Inoltre metodi di calcolo più sofisticati e meno convenzionali sono suggeriti per studiare situazioni complesse in cui formule semplificate e convenzionali potrebbero portare a risultati impropri.

*Nelle verifiche occorre considerare le eventuali carenze dovute a problemi di durabilità, in particolare, l'eventuale riduzione della sezione dovuta a degrado o dilavamento del calcestruzzo superficiale che può comportare la riduzione della sezione utile, l'eventuale diminuzione di area di acciaio dovuta alla corrosione, l'eventuale assenza o carenza di staffe causate dalla corrosione delle stesse che in genere hanno copriferro ridotto o l'eventuale inefficacia delle staffe dovute alla corrosione degli spigoli d'armatura. Occorre porre attenzione agli sbalzi laterali dei ponti, particolarmente esposti agli effetti del degrado; è bene che essi siano verificati per gli effetti di urto, svio e azione delle barriere di sicurezza nelle condizioni più sfavorevoli di carichi previsti dalla verifica di sicurezza prescelta.*

### **6.3.5.3 Situazioni che richiedono lo svolgimento delle verifiche di esercizio**

*Le verifiche agli Stati Limite di Esercizio sono regolate dal punto 8.3 delle Norme Tecniche:*

*“La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.”*

*Si deve tuttavia rilevare che, per strutture di notevole età, ad esempio di vita superiore a 30 anni e cioè circa 10.000 giorni, tutti gli effetti di viscosità e ritiro del calcestruzzo nonché rilassamento dell'acciaio armonico si sono virtualmente manifestati; inoltre lo sviluppo di problemi di durabilità è facilmente verificabile (ad esempio, per le strutture di c.a., con prove di carbonatazione e verifica di presenza di solfati e cloruri nel calcestruzzo). Le verifiche dei valori delle tensioni, delle deformazioni e dell'ampiezza delle fessure sono in genere superflue, potendosi vedere e constatare direttamente gli effetti mediante misure ad hoc sulla struttura reale, a meno che le condizioni ambientali non siano significativamente variate (peggiorate) durante la vita (o perlomeno l'ultima parte della vita) della struttura.*

*Quando si proceda all'adeguamento del ponte, occorre evidentemente effettuare le verifiche agli SLE tenendo in conto come gli effetti reologici si siano, in parte o in maggioranza, già sviluppati nel corso della vita della struttura.*

*Si sottolinea, in ogni caso, che la disponibilità dell'opera dopo anni di utilizzo, è una grande fonte di informazioni sugli effetti nel tempo. Il tecnico può, in particolare, tenere conto nella costruzione del modello strutturale della valutazione dei reali valori delle frecce e delle deformate così come delle altre possibili valutazioni utili allo scopo. Si ricorda infine come sia sempre necessario assicurare un corretto smaltimento delle acque piovane che costituiscono una delle principali cause del degrado strutturale delle opere da ponte. A tal riguardo, può farsi utile riferimento alle istruzioni C.N.R. "Istruzioni sulla pianificazione della manutenzione stradale. Ponti e viadotti" (B.U. 165. 1993).*

### **13. Modellazione FEM**

Per controllo e verifica la campata n° 1 è stata analizzata anche mediante un modello FEM, utilizzando elementi finiti bidimensionali (tipo beam) e tridimensionali (tipo shell); per la modellazione è stato impiegato il software PRO\_SAP della 2 S.I. S.r.l. di Ferrara.

Nel modello implementato la campata n° 1 è considerata rettilinea, approssimazione ritenuta sufficiente in quanto solo la metà della stessa risulta curvilinea con  $R = m\ 350$ .

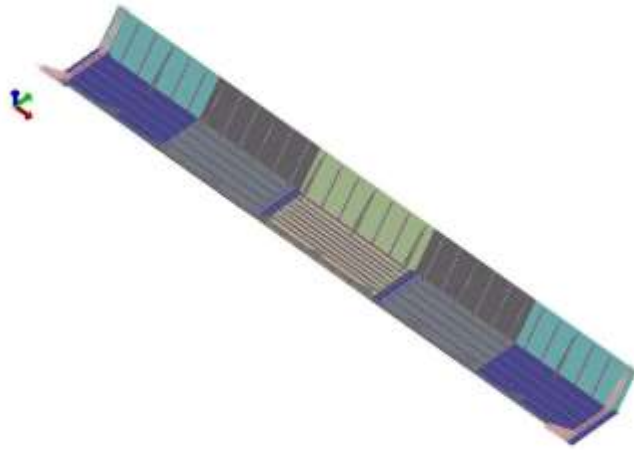
In una fase successiva l'analisi strutturale del viadotto sarà completata implementando anche le campate interamente curvilinee con  $R = m\ 350$  e con  $R = m\ 200$ .

Da notare che fra la campata rettilinea e la campata in curva con  $R = m\ 350$  variano solo gli spessori delle anime laterali esterne (mm 16-14-12) ; gli spessori delle anime interne (mm 14-12-10) e delle lamiere di fondo (mm 24-28-30) non variano.

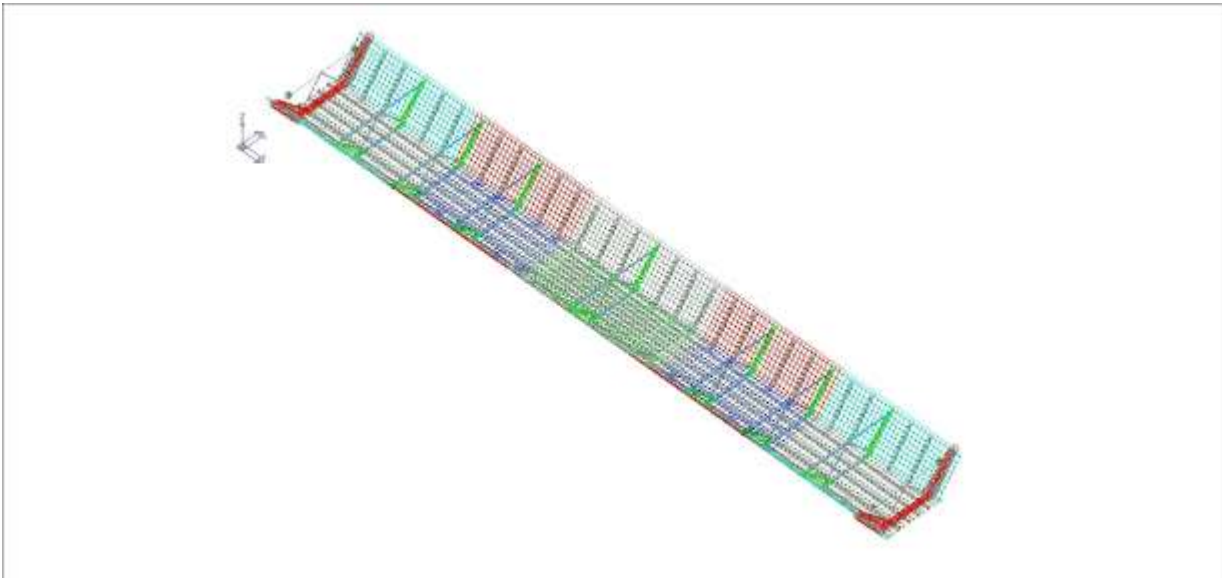
Sono state analizzate le fasi di costruzione basate sul metodo di costruzione e valutati gli stati tensionali in ciascuna fase, combinando gli effetti dei carichi permanenti con quelli dei carichi mobili, sia a tempo iniziale (a fine costruzione) che a tempo infinito (a fenomeni viscosi e di ritiro del cls esauriti).

Nel modello sono stati inseriti anche i ribs di rinforzo posti a cavallo della mezzeria della campata e i rinforzi dei giunti di forza simulati mediante uno spessore equivalente.

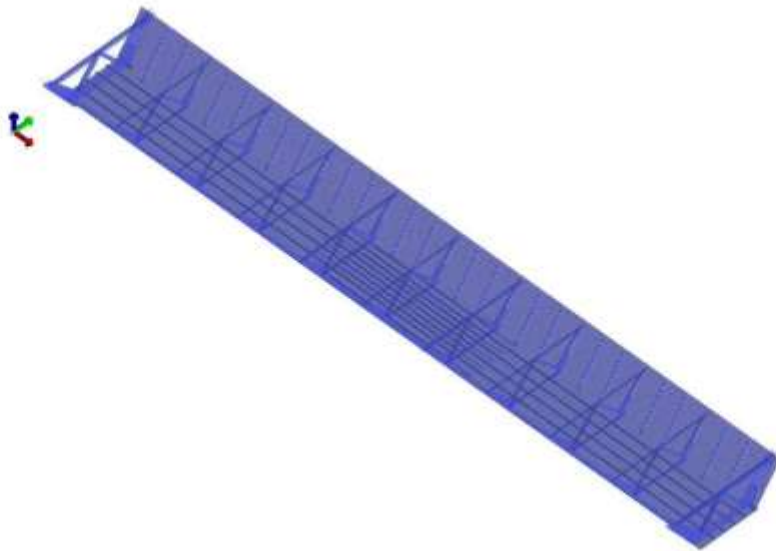
Qui di seguito si consegnano alcuni grafici forniti dalla modellazione FEM.



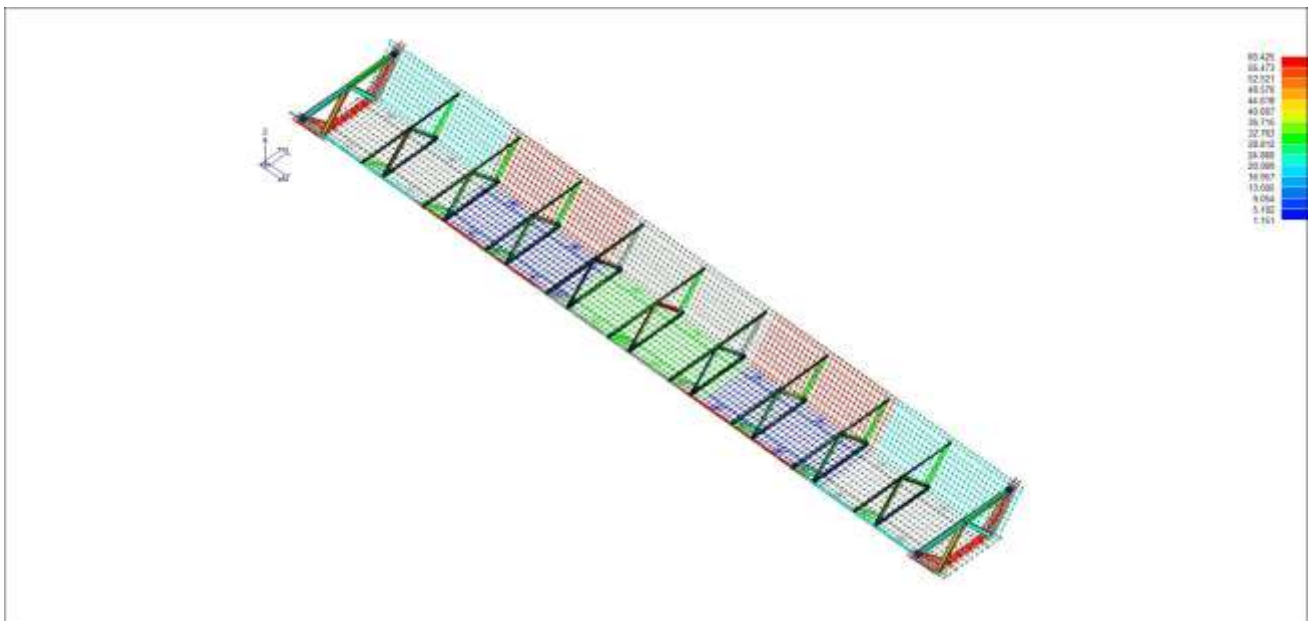
Modello solido (per spessore)



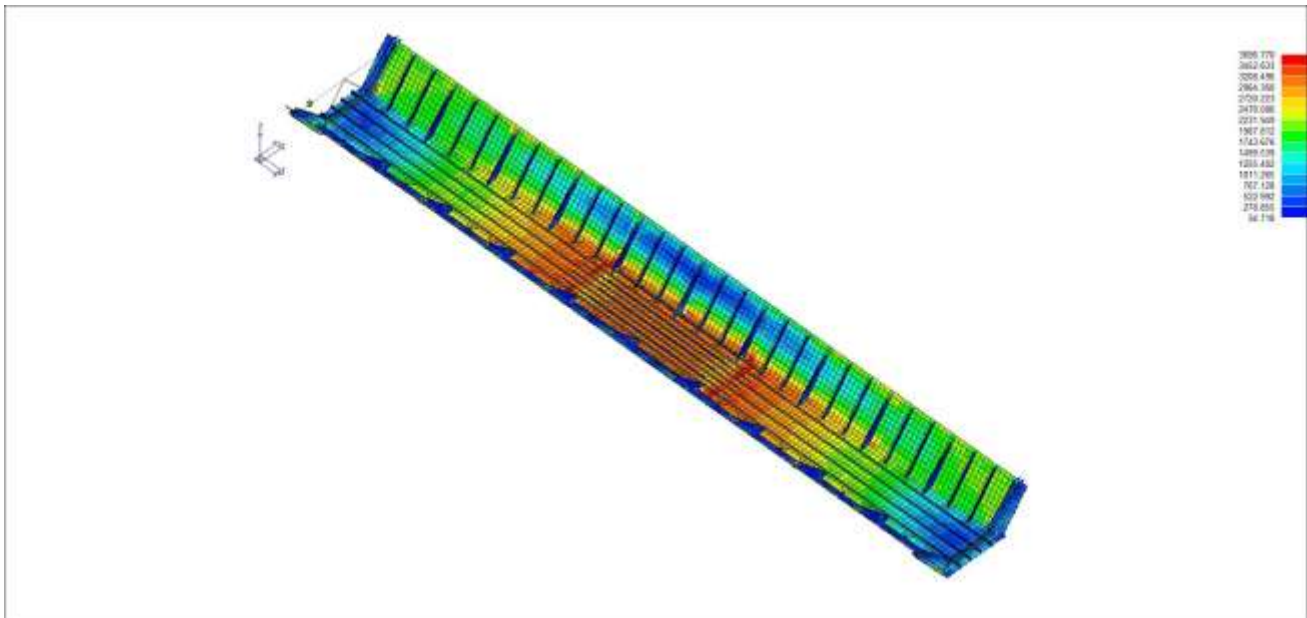
Modello 3D



Modello solido



Sfruttamento elementi beam (diaframmi)



Tensioni di Von Mises allo SLU (carico tandem in mezzeria)

Nel modello si notano i ribs aggiuntivi inseriti a cavallo della mezzeria e i rinforzi sui giunti.

Le tensioni nei ribs e nei rinforzi (colore blu) sono decisamente inferiori rispetto a quelle della lamiera di fondo in quanto agiscono solo per i carichi mobili.

Le tensioni massime si hanno in corrispondenza dei giunti di forza G2 e G3, ovvero nelle sezioni indebolite dai fori, dove raggiungono valori molto vicini al valore prescritto dalla normativa:

$$\sigma_{Rd} = 0,9 \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_{M2}} \cong 0,9 \cdot \frac{5.100}{1,25} \cong 3.672 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 14. Considerazioni sullo stato limite di fatica

Per il viadotto in esame è stato stimato un traffico giornaliero pari a:

Media veicoli giornalieri = 30.000 unità/g

Media veicoli pesanti = 5% = 30.000 x 0,05 = 1.500 unità/g (circa 63 unità/h)

Vita nominale del ponte = 100 anni

Vita attuale del ponte = 40 anni circa

Numero di cicli di carico subiti fino ad oggi:

$$N^{\circ} \text{ di cicli} = 1.500 \times 360 \times 40 = 2,16 \times 10^7$$

Numero di cicli di carico subiti a fine vita:

$$N^\circ \text{ di cicli} = 1.500 \times 360 \times 100 = 5,40 \times 10^7 < 10^8$$

N.B. Siamo nella zona più bassa delle curve S-N dove il delta di tensione  $\Delta\sigma$  si riduce notevolmente. Poiché il numero di cicli subiti fino ad oggi dal viadotto risulta abbastanza elevato, diventano molto importanti le verifiche allo stato limite di fatica dei vari dettagli costruttivi del cassone metallico.

Qui di seguito si riportano alcune considerazioni circa tale stato limite.

Si precisa che i calcoli qui consegnati sono da considerarsi approssimati e di *larga massima*; alcuni dati sono stati estrapolati dalla Relazione di calcolo dello Studio De Miranda.

Come noto le verifiche a fatica prescrivono:

$$\Delta_d \leq \frac{\Delta_R}{\gamma_{Mf}}$$

dove:

$\Delta_d$  = è l'escursione di tensione prodotta dalle azioni cicliche con coefficienti  $\gamma_{Ff} = 1$  (SLE)

$\Delta_R$  = resistenza a fatica del dettaglio dedotta dalle curve S-N

$\gamma_{Mf} = 1,35$  = coefficiente parziale per strutture sensibili alla rottura per fatica

### **Carichi mobili per verifica a fatica (schema 1 - combinazione frequente)**

$$q_f = 0,30 \times 0,90 \times 3,00 + 0,30 \times 0,25 \times (18,00 - 3,00) + 0,70 \times 60 + 0,70 \times 40 + 0,70 \times 20$$

$$q_f = 1,94 \text{ t/ml} + 84,00 \text{ t}$$

$$Q_f = 1,94 \times 73,10 + 84,00 = 142 + 84 = 226 \text{ t}$$

Momento massimo dovuto ai carichi mobili in combinazione frequente:

$$M_{\max} \cong \frac{1,94 \cdot 73,10^2}{8} + \frac{84 \cdot 73,10}{4} \cong 1.296 + 1.535 \cong 2.831 \text{ tm}$$

$$q_{\text{equiv}} \cong \frac{8 \cdot M_{\max}}{L^2} \cong \frac{8 \cdot 2.831}{73,10^2} \cong 4,24 \text{ t/ml}$$

## Verifiche a fatica per vita illimitata

Le verifiche a fatica per vita illimitata di ciascun dettaglio costruttivo possono essere condotte controllando che il massimo delta di tensione  $\Delta\sigma_{\max}$  indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico risulti minore del relativo limite di fatica. Nel nostro caso ( $N < 10^8$ ) deve essere:

$$\Delta\sigma_{\max} \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}} \leq \frac{\Delta\sigma_D}{1,35} \leq \frac{0,737 \cdot \Delta\sigma_C}{1,35}$$

Per  $N$  prossimo a  $10^8$  si ha:

$$\Delta\sigma_{\max} \leq \frac{\Delta\sigma_L}{\gamma_{Mf}} \leq \frac{\Delta\sigma_L}{1,35} \leq \frac{0,549 \cdot \Delta\sigma_C}{1,35}$$

Qui di seguito si esamina solo la lamiera di fondo del cassone metallico.

Dalla Relazione di calcolo dello Studio De Miranda emerge che la massima tensione nella lamiera di fondo del cassone allo SLU è pari a circa (pag. 63):

$$\sigma_{\inf \max} \cong 332 \text{ MPa} \cong 3,32 \text{ t/cm}^2$$

Agli SLE in combinazione frequente:

$$\sigma_{\inf \max} \cong \frac{\sigma_{\inf \max}}{\gamma_F} \cong \frac{3,32}{1,35} \cong 2,46 \text{ t/cm}^2$$

Sollecitazione dovuta ai carichi permanenti (tensione stazionaria):

$$\sigma_{\inf \min} \cong 2,46 \cdot \frac{21,7}{(21,7 + 4,24)} \cong 2,06 \text{ t/cm}^2$$

Sollecitazione per carichi mobili frequenti:

$$\sigma_{\inf} \cong 2,46 \cdot \frac{4,24}{(21,7 + 4,24)} \cong 0,40 \text{ t/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\max} \cong 0,40 \text{ t/cm}^2$$

Le lamiere di fondo del cassone risultano saldate longitudinalmente a piena penetrazione.

Si assume quindi la classe del dettaglio 90 (c) – Saldatura longitudinale a piena penetrazione con interruzioni/riprese (Tab. C.4.2 .XIII), per cui si ha:

$$\Delta\sigma_C = 90 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_D = 0,737 \cdot \Delta\sigma_C \cong 66 \text{ MPa} = 0,66 \text{ t/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\max} = 0,40 \text{ t/cm}^2 < \frac{\Delta\sigma_D}{1,35} < \frac{0,66}{1,35} \cong 0,49 \text{ t/cm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

Le verifiche a fatica sono state peraltro fornite anche dallo Studio De Miranda nel gennaio 2025 su esplicita richiesta del Servizio Gestione Strade della P.A.T.

## 15. Elementi di carpenteria metallica

Si è già detto che è previsto l'impiego di acciaio:

S 355 J 2 W (resilienza KV a  $-20^\circ \geq 27 \text{ J}$  – acciaio Weathering/COR-TEN)

### 15.1 Classe di esecuzione strutturale (UNI 1090-2)

- Rischio connesso all'esercizio : SC2 (ponti)
- Rischio connesso alla costruzione : PC2 (acciaio S355)
- Rischio connesso all'uso : CC3 (danni elevati)

Classe di esecuzione strutturale : EXC4

### 15.2 Controlli di accettazione in cantiere

Prima delle lavorazioni in officina l'appaltatore dovrà presentare al Direttore dei Lavori la certificazione della rintracciabilità di tutte le lamiere che intende utilizzare per la realizzazione della

struttura, l'identificazione del prelievo dei talloni in base alla singola lamiera, i Nesting con i piani di taglio.

Prima di procedere al taglio delle lamiere, l'appaltatore dovrà con congruo anticipo avvisare la D.L. che si recherà presso l'officina per il prelievo dei talloni in contraddittorio;

E' prevista l'esecuzione di almeno n° 3 prove ogni 90 t di acciaio impiegato.

## 16. Bulloni dei giunti di forza

E' previsto l'impiego di bulloni a serraggio controllato tipo HRC aventi le seguenti caratteristiche:

- Bulloni tipo HRC
- M 24
- Classe vite 10.9 con codolo
- Classe dado 10 (con faccia marchiata esterna visibile)
- Rondelle smussate sp. 4 mm (sottodado e sottotesta) durezza 300 HV (con smusso verso la testa)
- Impiego di avvitatore elettrico a coppie sovrapposte, dotato di due prese coassiali

$$d = 2,4$$

$$A_{res} = 3,53 \text{ cm}^2$$

$$f_{tbk} = 10.000 \text{ Kg/cm}^2$$

Precarico:

$$F_{p,c} = 0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tbk} = 0,7 \cdot 3,53 \cdot 10.000 = 24.710 \text{ Kg} \cong 25 \text{ t}$$

Coppia di serraggio:

$$M = k \cdot d \cdot F_{p,c} = k \cdot 2,4 \cdot 24.710 \cong k \cdot 59.304 \text{ Kgcm}$$

$$k_m = 0,123 \text{ - Classe di serraggio K2 (valore fornito dal produttore)}$$

$$M \cong 0,123 \cdot 59.304 \cong 7.300 \text{ Kgcm} \cong 73 \text{ Kgcm}$$

La coppia di serraggio deve essere applicata in n° 2 fasi:

- preserraggio : 75 % della coppia ( $M=0,75 \times 73=55 \text{ kgm}$ ) con chiave dinamometrica;

- serraggio finale : fino alla rottura del codolo con apposito avvitatore elettrico.

N.B.

Prima di passare alla 2° fase deve essere completata la 1° fase per tutte le viti della giunzione.

I bulloni vanno serrati procedendo dal centro verso i bordi.

La coppia può essere applicata con chiave dinamometrica manuale o elettrica.

Per il solo preserraggio può essere utilizzato l'avvitatore elettrico a percussione.

Resistenza di progetto allo scorrimento di n° 1 bullone:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}}$$

n = numero delle superfici di attrito (di solito n° 2)

$\mu$  = coefficiente di attrito = 0,3 per superfici spazzolate

$F_{p,Cd} = 0,7 f_{tbk} A_{res}$  in caso di serraggio controllato

$\gamma_{M3} = 1,10$  (SLE)

$$F_{s,Rd} = \frac{2 \cdot 0,3 \cdot 24}{1,10} \cong 13 \text{ t}$$

### **16.1 Controlli di accettazione in cantiere**

I controlli di accettazione in cantiere dei bulloni sono obbligatori e devono essere eseguiti presso un laboratorio ufficiale (art. 59 del DPR n° 380/2001).

Devono essere prelevati almeno n° 3 campioni ogni n° 1.500 bulloni impiegati (par. 11.3.4.11.3 NTC 2018).

Per la campata n° 1 del viadotto è previsto l'impiego di n° 2.200 bulloni circa per cui si dovranno prelevare almeno n° 6 bulloni.

### **16.2 Controllo del serraggio dei bulloni dei giunti di forza**

Per il controllo delle bullonature precaricate tipo HV si applica il *Metodo della coppia*: dopo la seconda fase di serraggio si effettua il controllo su un numero di bulloni pari al 10%.

Il controllo deve essere eseguito tra le 12 h e le 72 h dal serraggio con chiave dinamometrica.

Il dado deve iniziare ruotare con una coppia maggiore di  $M_2 = 1,10M$  e l'ulteriore rotazione non deve superare i  $15^\circ$ .

In caso di controllo negativo l'intero gruppo di bulloni è da considerarsi sottoserrato e deve riapplicarsi l'intera coppia di montaggio richiesta.

Per il controllo delle bullonature precaricate con bulloni HRC è sufficiente il controllo visivo della mancanza del codolo.

## **17. Saldature**

Salvo diversa indicazione si prevede l'esecuzione di saldature semiautomatiche in gas protettivo a filo pieno (MAG - Metal-arc Active Gas).

### Qualifica dei saldatori (patentini WPS/procedura e WPQR/qualifica)

Tutti i saldatori impiegati devono essere certificati e qualificati secondo la norma UNI EN ISO 9606-1.

A deroga parziale della norma UNI EN 9606-1, i saldatori che eseguono giunti a T con cordoni d'angolo dovranno essere specificamente qualificati e non potranno essere qualificati soltanto mediante l'esecuzione di giunti testa-testa.

In cantiere dovranno essere presenti almeno n° 2 termometri, uno all'esterno e uno all'interno del cassone.

Non si dovranno effettuare saldature in cantiere allorché la temperatura ambiente scenda a  $- 5^\circ C$ .

### Controlli non distruttivi

I controlli non distruttivi (CND) delle saldature devono essere eseguiti da personale qualificato secondo il livello 2 definito dalla UNI EN 473.

I controlli da eseguire sono in genere:

- controlli volumetrici: ultrasonici UT o radiografici RT (di massima solo per saldature a completa penetrazione);

- controlli superficiali: magnetoscopici MT o con liquidi penetranti PT (per saldature a completa penetrazione, parziale penetrazione e a cordoni d'angolo).

Il controllo visivo deve essere eseguito sul 100% delle saldature, con lo scopo di rilevare eventuali difetti di profilo e/o irregolarità superficiali. Se vengono trovati difetti, essi vanno investigati mediante successivi controlli MT o PT.

Per le strutture in classe di esecuzione EXC2, EXC3 ed EXC4, vanno comunque effettuati dei controlli sia superficiali (preferibilmente MT, o PT in alternativa) che volumetrici (UT).

Per le saldature a completa penetrazione effettuate in cantiere, l'estensione dei controlli da applicare è la seguente:

- Controlli MT/PT: 100%
- Controlli UT/RT: 100%

L'esecuzione di tali controlli va programmata in accordo con il Direttore dei Lavori.

Poiché l'interno del cassone metallico del viadotto è da considerarsi luogo confinato, si dovranno rispettare le indicazioni delle norme relative ai **requisiti della sorgente di corrente per saldatura ad arco**:

- tensione nominale a vuoto non superiore a 113 V c.c. di picco o 68 V c.a. di picco e 48 V c.a. in valore efficace;
- in caso di guasto del raddrizzatore (per esempio circuito aperto, cortocircuito o mancanza di fase), non possono essere superati i valori ammessi; la marcatura per queste sorgenti di energia è costituita dalla marcatura 'S' dentro al quadrato".

Infine le indicazioni per le **modalità d'uso**:

- durante la saldatura la saldatrice, deve essere fuori dalla normale portata dell'operatore;
- se la saldatrice è posta all'interno del luogo, l'alimentazione deve avvenire attraverso un trasformatore d'isolamento;
- devono essere presenti mezzi, facilmente accessibili, per scollegare elettricamente in modo rapido la saldatrice o il circuito di saldatura (comando di emergenza);
- devono essere utilizzati solo i telecomandi provvisti di una misura di protezione a 'bassissima tensione di sicurezza' (EN 60974-1);
- i porta-elettrodi devono essere di tipo A (EN 60974-11);
- l'operatore deve essere isolato dalle parti conduttrici mediante guanti, tappetini isolanti, elmetto, piattaforme isolanti, ecc.

## 18. Verifiche in corso d'opera (sostituzione bulloni)

### Giunti G2 e G3,81

Qui di seguito si esegue la verifica a scorrimento in corso d'opera per i giunti di forza.

Per il raddoppio dei coprigiunti e la contemporanea sostituzione dei bulloni sui giunti G2 e G3 è previsto di operare per fasce asportando n° 10 +10 bulloni per volta.

Forza di precarico (serraggio controllato):

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} = 0,7 \cdot \frac{10 \cdot 0,75 \cdot 4,52}{1,0} \cong 24 \text{ t}$$

Resistenza allo scorrimento del singolo bullone:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}} = \frac{2 \cdot 0,30 \cdot 24}{1,10} \cong 13 \text{ t}$$

Prudenzialmente si è assunto  $\mu = 0,30$  valido per superfici spazzolate.

Sforzo di trazione sui giunti G2 e G3 allo SLE:

$$S_G \cong 2,155 \cdot 600 \cdot 2,8 \cong 3.620 \text{ t}$$

Sui giunti G2 e G3 sono presenti n° 320 bulloni 10.9 che allo SLE lavorano per attrito:

$$F_{v,Ed} \cong \frac{3.620}{(320 - 10)} \cong 11,7 \text{ t} < 13 \text{ t}$$

### Giunti G1 e G4

Per il raddoppio dei coprigiunti e la contemporanea sostituzione dei bulloni sui giunti G1 e G4 è previsto di operare per fasce asportando n° 7 +7 bulloni per volta.

Sforzo di trazione sui giunti G1 e G4 allo SLE:

$$S_G \cong 1,501 \cdot 600 \cdot 2,4 \cong 2.161 \text{ t}$$

Sui giunti G1 e G4 sono presenti n° 224 bulloni 10.9 che allo SLE lavorano per attrito:

$$F_{v,Ed} \cong \frac{2.161}{(224 - 7)} \cong 10,0 \text{ t} < 13 \text{ t}$$

Quindi la resistenza a scorrimento è garantita anche durante la sostituzione dei bulloni.