

**PROVINCIA DI BRESCIA**

**SPBS 19 CONCESIO - OSPITALETTO -  
CAPRIANO D/C  
MANUTENZIONE STRAORDINARIA  
DEL PONTE AL KM 0+215 IN COMUNE DI  
CONCESIO**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**CUP: H47H20000340003**

**ELABORATO: STATO ATTUALE - VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

**DATA: Giugno 2021**

**FILE: 994**

**SCALA: ---**

**01.6**

**AGGIORNAMENTI:**

**RICHIEDENTE:**



Provincia di Brescia

Provincia di Brescia  
**AREA TECNICA E DELL'AMBIENTE**  
SERVIZIO DELLE STRADE - EDILIZIA - SCOLASTICO E  
DIREZIONALE

**RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Enrica Savoldi**

● **Ing. LORENZO AURI** ●

**STUDIO D'INGEGNERIA**

via Guido Da Suzzara, 18 - 46029 SUZZARA (MN)  
Telfax 0376.525175 - @mail: studioauri@tin.it

Ing. Lorenzo AURI



## **Indice**

Indice .....	3
Valutazione della sicurezza .....	5
1. Premessa .....	5
2. Descrizione generale dell'opera .....	5
Analisi storico critica.....	6
Esito del rilievo geometrico-strutturale .....	6
Caratteristiche geometriche del manufatto .....	6
Prove ed indagini in sito .....	7
Descrizione delle criticità e dello stato di danno rilevati.....	9
Caratterizzazione meccanica dei materiali esistenti .....	9
Calcestruzzo .....	9
Acciaio di armatura .....	11
Livello di conoscenza .....	11
3. Inquadramento normativo.....	11
4. Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento .....	11
Progetto simulato.....	12
1. Caratteristiche meccaniche dei materiali .....	12
2. Azioni agenti sulle strutture.....	12
Azioni permanenti .....	12
Peso proprio degli elementi strutturali $g_1$ .....	12
Carichi permanenti portati $g_2$ .....	13
Azioni variabili da traffico .....	13
3. Modellazione della struttura .....	17
Informazioni sul codice di calcolo adottato.....	18
Risultati delle analisi e progetto simulato delle strutture.....	18
Solette d'impalcato .....	18
Travi pulvino delle pile.....	21
Travi pulvino delle spalle .....	22
Pilastri di pile e spalle.....	23
Valutazione della sicurezza dell'opera .....	26
1. Azioni agenti sulle strutture.....	26
Azioni permanenti .....	26
Peso proprio degli elementi strutturali $g_1$ .....	26

Carichi permanenti portati $g_2$ .....	26
Azioni variabili da traffico .....	26
Carichi verticali $q_1$ .....	26
Incremento dinamico addizionale $q_2$ .....	28
Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione $q_3$ .....	28
Azione centrifuga $q_4$ .....	28
Azione di neve e di vento $q_5$ .....	28
Azioni idrodinamiche $q_6$ .....	28
Azioni della temperatura $q_7$ .....	28
Azioni sui parapetti e urto di veicoli in svio $q_8$ .....	28
Resistenze passive dei vincoli $q_9$ .....	29
2. Campata laterale .....	29
Modellazione della struttura .....	29
Informazioni sul codice di calcolo adottato.....	30
Modellazione delle azioni.....	30
Casi e combinazioni di carico adottati.....	30
Risultati delle analisi e valutazione della sicurezza.....	33
3. Campata centrale .....	34
Modellazione della struttura .....	34
Informazioni sul codice di calcolo adottato.....	35
Modellazione delle azioni.....	35
Casi e combinazioni di carico adottati.....	35
Risultati delle analisi e valutazione della sicurezza.....	38
4. Pile e spalle.....	39
Modellazione della struttura .....	39
Informazioni sul codice di calcolo adottato.....	39
Modellazione delle azioni.....	40
Risultati delle analisi – Pile .....	43
Valutazione della sicurezza – Pile .....	45
Risultati delle analisi – Spalle .....	48
Valutazione della sicurezza – Spalle .....	50
Conclusioni e considerazioni.....	54

---

## ***Valutazione della sicurezza***

### ***1. Premessa***

La presente relazione sulla valutazione della sicurezza è parte del progetto per la manutenzione straordinaria del ponte posto al km 0+215 della SPBS 19 in Comune di Concesio (BS); si procederà con la presente alla conduzione delle necessarie analisi statiche della struttura in oggetto, al fine di determinarne gli attuali livelli di sicurezza ed individuare eventuali criticità che possano comportare una limitazione al suo utilizzo.

### ***2. Descrizione generale dell'opera***

L'opera d'arte in oggetto è un ponte posto sull'attuale SPBS 19 che collega i comuni di Concesio e di Capriano del Colle, circumnavigando ad ovest la città di Brescia; il manufatto è posto al km 0+215 dell'arteria, in comune di Concesio, e funge da sovrappasso per la sottostante via Giuseppe Mazzini.



Il manufatto è posto su terreno pianeggiante, in zona urbana periferica.





### ***Analisi storico critica***

A seguito delle indagini effettuate non è stato possibile risalire ad alcun elaborato progettuale originale dell'opera d'arte in oggetto. Stando alla tipologia costruttiva adottata ed al confronto con manufatti simili, è possibile identificare il periodo di realizzazione dell'opera come risalente agli anni '70.

### ***Esito del rilievo geometrico-strutturale***

Vista la mancanza della documentazione progettuale originaria dell'opera d'arte, si è proceduto con l'esecuzione di un rilievo geometrico-strutturale maggiormente approfondito, al fine di definire nel modo più preciso possibile le caratteristiche del manufatto e di consentire il raggiungimento di un livello di conoscenza il più accurato possibile.

Come richiesto dalla normativa vigente, le indagini hanno riguardato:

- definizione delle geometrie di tutti gli elementi strutturali in elevazione;
- definizione dei principali particolari costruttivi;
- definizione delle proprietà meccaniche dei materiali adottati;
- individuazione dei carichi permanenti agenti.

### **Caratteristiche geometriche del manufatto**

L'opera in oggetto è un ponte a travata in c.a. su 3 campate per uno sviluppo complessivo dell'impalcato di circa 22,9 m, suddiviso in due campate laterali di luce 6,9 m ed una campata centrale di luce 9,1 m; tali lunghezze sono misurate lungo l'asse longitudinale dell'impalcato, il quale presenta un'angolazione di circa 71° rispetto all'asse della strada sottostante e, quindi, rispetto all'asse delle strutture di sostegno verticali.

L'impalcato è costituito da una serie di travetti precompressi in c.a.p. con sezione a T rovescia di base 17,5 cm e di altezza 18 cm, posti affiancati a formare un cassero a perdere per il sovrastante getto di completamento in c.a.; l'impalcato presenta quindi una sezione trasversale complessiva di forma rettangolare

(base 880 cm e altezza 65 cm) a cui si aggiungono due ali di estremità, di larghezza 100 cm circa ed altezza che si rastrema da circa 45 cm (nella sezione di attacco) a circa 15 cm (nella sezione di estremità); l'impalcato presenta quindi una larghezza complessiva di circa 11,0 m. La pavimentazione stradale prevede un tappeto di usura di spessore 3 cm, uno strato di collegamento binder di spessore 5,5 cm ed uno strato di terreno stabilizzato di spessore 5,5 cm, per uno spessore complessivo di circa 14 cm.

Le strutture verticali che sorreggono l'impalcato (2 spalle e 2 pile intermedie) presentano la medesima tipologia e conformazione geometrica e strutturale; sono infatti composte da una serie di 4 pilastri in c.a. di sezione 60 x 40 cm, posti ad interasse di 2,15 m; tali pilastri sorreggono una trave pulvino in c.a. con caratteristiche leggermente differenti tra quella presente sulle pile e quella presente sulle spalle:

- nel caso delle pile la trave pulvino riporta una sezione di 65 x 80 cm ed una lunghezza complessiva di circa 9,5 m; le mensole di estremità sono rastremate in altezza mantenendo costante il filo di estradosso, fino ad un'altezza di estremità pari a 40 cm;
- nel caso delle spalle la trave pulvino presenta invece una sezione costante di 65 x 90 cm ed una lunghezza complessiva di circa 9,7 m; alle estremità sono presenti dei piccoli ritegni di spessore 15 cm ed altezza 20 cm con lo scopo di contenere la sezione l'impalcato, motivo per cui le estremità di tali travi sono conformate planimetricamente al fine di seguire l'andamento dell'impalcato.

La quota d'imposta delle travi pulvino è pari a circa 3,5 m rispetto al piano viario della sottostante via Mazzini, mentre l'impalcato lascia una luce libera di circa 4,3 m. La sottostante via Mazzini presenta una carreggiata di larghezza 7,5 m, posta in corrispondenza della campata centrale del ponte; lateralmente alla carreggiata sono posti marciapiedi di larghezza 3,7 m che si innalzano ad una quota di 50 cm più elevata; in tale ambito ricadono i pilastri delle pile intermedie del ponte; i pilastri delle spalle risultano invece quasi completamente immersi nel terrapieno che realizza le rampe di accesso al ponte.

Si ipotizza la presenza di fondazioni costituite da una trave in c.a. di sezione trapezia.

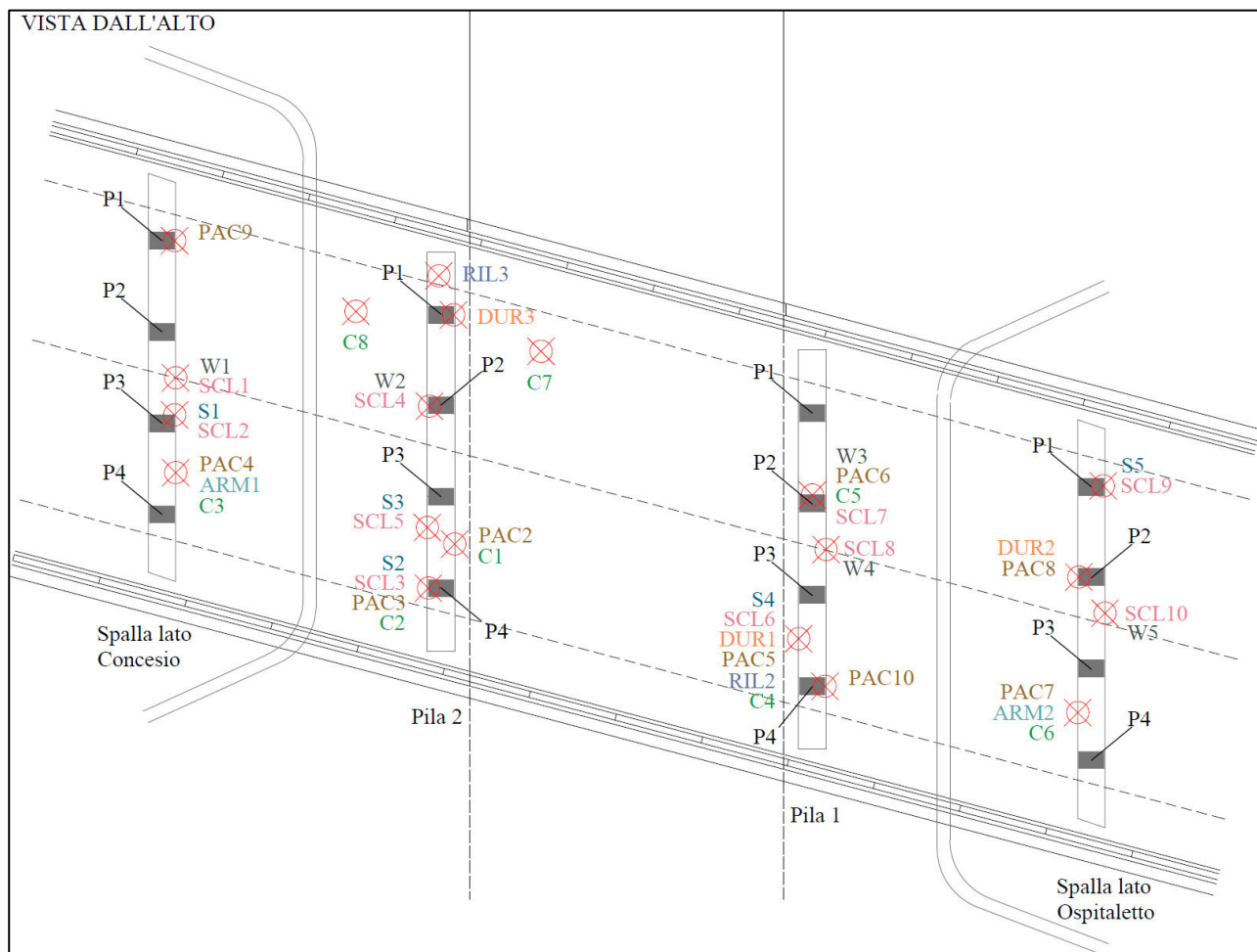
### **Prove ed indagini in sito**

Come anticipato, data la mancanza di elaborati progettuali originali del manufatto si è proceduto ad un'accurata campagna di indagini per la determinazione dei principali dettagli costruttivi e delle caratteristiche dei materiali presenti. Tale campagna è stata in particolare articolata sulla base delle seguenti metodologie d'indagine e relative quantità:

- n. 8 esecuzioni di carotaggi in elementi in c.a., condotti sulle travi pulvino e sui pilastri delle pile e delle spalle, oltre che sulla soletta dell'impalcato;
- n. 2 prelievi di barre di armatura, eseguite nei confronti delle travi pulvino delle spalle;
- n. 3 misurazioni della durezza dell'acciaio delle armature metalliche, condotti sulle travi pulvino e sui pilastri delle pile e delle spalle;
- n. 10 sondaggi pacometrici delle armature metalliche, condotti sulle travi pulvino e sui pilastri delle pile e delle spalle;
- n. 3 rilievi diretti delle armature metalliche, condotti sulle travi pulvino delle pile e sui travetti in c.a.p. dell'impalcato;
- n. 5 indagini combinate con metodo SonReb (combinazione di prova ultrasonica e prova sclerometrica sulla medesima porzione di calcestruzzo), condotti sulle travi pulvino e sui pilastri delle pile e delle spalle;

- n. 10 valutazioni della resistenza a compressione del calcestruzzo mediante prova sclerometrica, condotti sulle travi pulvino e sui pilastri delle pile e delle spalle;
- n. 5 valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo mediante prova con pistola Windsor, condotti sulle travi pulvino e sui pilastri delle pile e delle spalle.

Si riporta di seguito un'immagine con l'indicazione dell'ubicazione e della tipologia delle prove condotte.



Prelievo di carota

C

Indagine pacometrica

PAC

Prelievo di spezzone di barra d'armatura

ARM2

Rileivo diretto delle armature

RIL2

Indagine sclerometrica su cls

SCL3

Indagine con pistola Windsor

W2

Prova di durezza con Durometro

DUR7

Indagine sonica su cls

S3

Si procederà in seguito a definire le caratteristiche meccaniche dei materiali ed esporre i dettagli costruttivi rilevati in sito.

Si è proceduto inoltre, mediante la realizzazione di un pozzetto, alla determinazione della stratigrafia della pavimentazione stradale presente ed all'individuazione dell'armatura della soletta della campata centrale dell'impalcato.



## Descrizione delle criticità e dello stato di danno rilevati

Le indagini ed i rilievi condotti hanno consentito anche l'individuazione delle principali criticità del manufatto e dell'eventuale stato di danno presente. Il manufatto presenta, in particolare, alcuni danneggiamenti tipici della tipologia strutturale adottata e della vetustà dell'opera, avente ormai una vita stimata di almeno 50 anni:

- evidenti segni di infiltrazioni e percolazioni derivanti dall'impalcato, visibili all'intradosso di questo e sulle travi pulvino di pile e spalle;
- evidenti fenomeni di distacco ed espulsione del copriferro, soprattutto nei confronti dei pulvini e dei pilastri delle pile; provocati dall'ossidazione delle barre di armatura ed aggravati dai fenomeni di infiltrazione suddetti;
- danneggiamenti nei confronti dei travetti in c.a.p. di estremità della campata centrale, probabilmente provocati a seguito del passaggio di mezzi aventi altezza eccessiva, rilevati sia sul lato nord che sul lato sud dell'impalcato.

Al di là delle suddette evidenze, l'opera d'arte non presenta particolari lesioni, cedimenti o dissesti.

Si ritiene inoltre opportuno evidenziare le seguenti criticità rilevate:

- mancanza di un adeguato sistema di allontanamento delle acque meteoriche dall'impalcato, congiunta alla non impermeabilità dell'impalcato stesso;
- inadeguatezza delle barriere di sicurezza stradali e delle relative connessioni alla soletta dell'impalcato.

Infine, si rileva la totale mancanza di ritegni o accorgimenti particolari che possano inibire l'eventuale collasso per perdita di appoggio degli impalcati nei confronti delle travi pulvino.

## Caratterizzazione meccanica dei materiali esistenti

Si procede nel seguito a determinare le caratteristiche meccaniche dei materiali presenti in sito, sulla base dei risultati ottenuti dalle indagini e dalle prove condotte.

Tale procedura sarà ovviamente fondamentale per le successive fasi di valutazione della sicurezza e di progettazione dei nuovi interventi di consolidamento.

## Calcestruzzo

Per quanto riguarda le strutture in conglomerato si può ricorrere ai risultati forniti dalle prove di schiacciamento su provini cilindrici prelevati in opera. Le carote prelevate presentano un rapporto  $h/d$  pari a 1 e pertanto la resistenza misurata può essere correlata con la resistenza cubica  $R_{ck}$ . Il paragrafo C11.2.6 della Circolare alle NTC2018, in accordo con le "Nuove linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera", fornisce inoltre un fattore di correzione delle resistenze misurate, col fine di considerare il disturbo prodotto nel provino a seguito delle operazioni di prelievo.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dalle prove condotte, corrette mediante i suddetti fattori di disturbo; si ritiene opportuno, in seguito ai risultati ottenuti e per motivi prettamente operativi, distinguere i risultati riscontrati relativamente ai pulvini da quelli ottenuti relativamente alle strutture verticali di pile e spalle e a quelli riferiti alla soletta dell'impalcato.

TRAVI PULVINO			
n. carota	Resistenza $R_{carota}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Fattore di disturbo $F_d$	Resistenza $R_{c,is}$ (N/mm <sup>2</sup> )
C1	52,5	1,00	52,5
C3	28,5	1,07	30,5
C4	36,9	1,02	37,6
C6	39,5	1,00	39,5

PILE E SPALLE			
n. carota	Resistenza $R_{carota}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Fattore di disturbo $F_d$	Resistenza $R_{c,is}$ (N/mm <sup>2</sup> )
C2	23,1	1,08	24,9
C5	26,0	1,08	28,1

SOLETTA IMPALCATO			
n. carota	Resistenza $R_{carota}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Fattore di disturbo $F_d$	Resistenza $R_{c,is}$ (N/mm <sup>2</sup> )
C7	58,8	1,00	58,8
C8	39,4	1,00	39,4

Per quanto riguarda le travi pulvino, si calcola la resistenza media in sito:

$$R_{m,is} = \frac{52,5+30,5+37,6+39,5}{4} = 40,0 \text{ N/mm}^2$$

A questo punto la resistenza del calcestruzzo in sito è data da:

$$R_{c,is} = \min\{R_{m,is} - k; R_{c,is,min} + 4\} = 33,0 \text{ N/mm}^2$$

con  $k$  pari a 7 in quanto si è adottato un numero di campioni pari a 4.

Alla luce dei risultati medi ottenuti dalle prove sclerometriche e con pistola Windsor (pari rispettivamente a 36,7 N/mm<sup>2</sup> e 40,7 N/mm<sup>2</sup>) si ritiene di poter adottare un calcestruzzo di cui all'odierna classe di resistenza C28/35. Tali valori di resistenze, trattandosi di materiali esistenti, sono ovviamente da intendersi come resistenze medie e non resistenze caratteristiche.

Per quanto riguarda i pilastri di pile e spalle e la soletta, il numero di carotaggi eseguiti non consente l'adozione del metodo sopra applicato. Nei confronti dei pilastri di pile e spalle, i risultati medi forniti dalle diverse prove condotte possono essere così riassunti:

- prove di schiacciamento 24,6 N/mm<sup>2</sup>;
- prove sclerometriche 34,2 N/mm<sup>2</sup>;
- prove SonReb 28,0 N/mm<sup>2</sup>;
- prove con pistola Windsor 30,6 N/mm<sup>2</sup>.

Sulla base di tali risultati, si ritiene opportuno adottare cautelativamente un calcestruzzo di cui all'odierna classe C20/25.

Per quanto riguarda la soletta dell'impalcato, data la sola disponibilità di prove di schiacciamento su soli 2 provini, si ritiene opportuno adottare cautelativamente un calcestruzzo di cui all'odierna classe C28/35.

### **Acciaio di armatura**

Relativamente all'acciaio di armatura, si può ricorrere ai risultati forniti dalle prove di trazione condotte su spezzoni prelevati dai pulvini; tali prove hanno condotto ad un valore medio della tensione di snervamento pari a  $463,4 \text{ N/mm}^2$ , valore che può ricondurre all'adozione di un acciaio di cui alla classe FeB44k adottata all'epoca (pari all'odierna B450C).

I valori ottenuti con l'ulteriore prova di durezza condotta sulle barre confermano quanto sopra ipotizzato.

### **Livello di conoscenza**

Data l'elevata ripetizione delle caratteristiche geometriche, strutturali e funzionali degli elementi presenti, si ritiene che le prove e le indagini visive condotte siano sufficienti al raggiungimento di un livello di conoscenza *LC3 – Conoscenza accurata*, a cui corrisponde un fattore di confidenza *FC* pari ad 1,0.

## **3. Inquadramento normativo**

Nel presente documento si farà principalmente riferimento alle seguenti normative:

- Decreto del Ministero Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 e allegato "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" (di seguito nominato NTC2018);
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7/C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17/01/2018.

Eventuali ulteriori normative adottate saranno richiamate successivamente.

## **4. Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento**

Vista la tipologia di manufatto, si ritiene opportuno far ricadere tale opera nella casistica delle *Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari*, secondo quanto indicato al punto 2.4.1 delle NTC2018. In funzione della destinazione d'uso, si ritiene inoltre opportuno attribuire ad esso una *Classe d'uso IV – Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti*, per la quale valgono le seguenti caratteristiche (paragrafi 2.4.2 e 2.4.3 delle NTC2018):

- |   |           |
|---|-----------|
| • vita nominale $V_N$                               | 50 anni;  |
| • coefficiente d'uso $C_u$                          | 2,0;      |
| • periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R$ | 100 anni. |

## ***Progetto simulato***

Come anticipato in premessa, non è stato possibile reperire alcun tipo di documento o elaborato progettuale originale del manufatto; si sono invece condotte indagini visive e prove su tutti gli elementi strutturali del manufatto, al fine di determinare le caratteristiche meccaniche dei materiali, i quantitativi di armatura ed i dettagli costruttivi presenti. Rimangono escluse da tali valutazioni, per ovvi motivi, le armature presenti all'estradosso delle travi pulvino di pile e spalle

Si ritiene ad ogni modo utile condurre una progettazione simulata dell'opera, al fine sia di verificare la corrispondenza di quanto rilevato con le prescrizioni normative dell'epoca, sia al fine di ipotizzare i dettagli costruttivi per i quali non è stato possibile condurre adeguate indagini.

### ***1. Caratteristiche meccaniche dei materiali***

In accordo con quanto indicato all'interno del D.M. del 30 maggio 1972 ed in riferimento ai risultati delle prove sopra richiamati, si considererà l'adozione di un calcestruzzo  $R_{bk}300$  relativamente alla soletta ed alle travi pulvino di pile e spalle (di classe leggermente inferiore a quella risultante dalle prove, in quanto le normative vigenti all'epoca non prevedevano una classe di resistenza riconducibile all'odierna C28/35), le cui tensioni ammissibili sono date da:

$$\sigma_b = 60 + \frac{300-150}{4} = 97,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{b1} = 14 + \frac{300-150}{35} = 18,3 \text{ daN/cm}^2$$

Nel caso invece dei soli pilastri si considererà un calcestruzzo di classe  $R_{bk}250$ , le cui tensioni ammissibili sono date da:

$$\sigma_b = 60 + \frac{250-150}{4} = 85 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{b1} = 14 + \frac{250-150}{35} = 16,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per le armature si considererà un acciaio ad aderenza migliorata tipo FeB44k, avente una tensione ammissibile:

$$\sigma_s = 2.600 \text{ daN/cm}^2$$

### ***2. Azioni agenti sulle strutture***

#### ***Azioni permanenti***

##### **Peso proprio degli elementi strutturali $g_1$**

Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato sulla base delle seguenti masse volumiche:

- calcestruzzo armato 2.500 kg/m<sup>3</sup>.

## Carichi permanenti portati $g_2$

Si introducono in tale categoria i carichi dovuti alla pavimentazione stradale, in particolare:

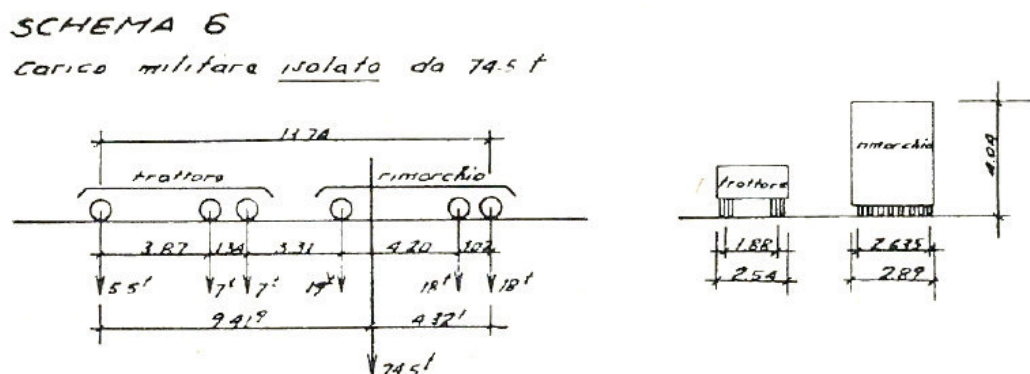
- |                        |                               |
|------------------------|-------------------------------|
| • tappeto d'usura      | 60 daN/m <sup>2</sup> ;       |
| • binder               | 110 daN/m <sup>2</sup> ;      |
| • terreno stabilizzato | 90 daN/m <sup>2</sup> ;       |
| • <b>totale</b>        | <b>260 daN/m<sup>2</sup>.</b> |

## Azioni variabili da traffico

Per la determinazione dei carichi variabili da traffico si farà riferimento alla Circolare del Min. dei LL.PP. del 14 febbraio 1962, n. 384.

Il ponte in oggetto è da considerarsi di I categoria secondo tale norma e, pertanto, si deve considerare uno schema di carico da traffico costituito da uno schema di carico militare ed una successione di più colonne di autocarri, oltre alla folla compatta sui marciapiedi.

Per quanto riguarda i carichi militari, lo schema maggiormente gravoso per la campata in oggetto è il numero 6, definito da un carico militare isolato da 74,5 t.

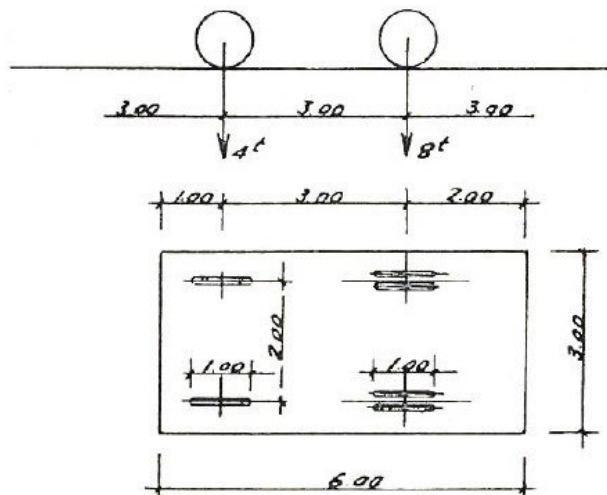


A tale schema di carico, avente una larghezza di competenza di 3,5 m, dovrà affiancarsi uno schema di carico 1 (civile), avente una larghezza di competenza di 3,11 m.



### SCHEMA

Colonna indefinita di autocarri da 12 t



Data la conformazione della carreggiata e delle banchine, si ritiene opportuno adottare uno schema di carico 6 in affiancamento ad uno schema di carico 1, con l'aggiunta del carico da folla in corrispondenza delle banchine laterali del ponte; tale carico da folla assume un valore di  $500 \text{ daN/m}^2$ , già comprensivo degli effetti dinamici.

Attraverso opportune tabelle riportate all'interno della stessa norma è poi possibile ricondurre tali carichi ad un carico uniforme distribuito lungo la corsia avente larghezza di competenza indicata sopra; i presenti carichi uniformi presentano intensità diverse a seconda che si voglia massimizzare il momento flettente in mezzzeria o le azioni taglianti alle estremità; nel caso in oggetto si farà riferimento alla massimizzazione del momento flettente in mezzzeria, per le verifiche da condurre nei confronti dell'impalcato, ed alla massimizzazione dello sforzo di taglio alle estremità, per le verifiche da condurre nei confronti delle sottostrutture. Si riportano i carichi uniformi adottati relativamente alle due tipologie di campata presenti, adottando un'interpolazione lineare tra i valori riportati in normativa:

#### massimizzazione momento flettente – campata laterale di luce 6,9 m:

- schema di carico 6 8.955 daN/m;
- schema di carico 1 2.620 daN/m;

#### massimizzazione momento flettente – campata centrale di luce 9,1 m:

- schema di carico 6 7.526 daN/m;
- schema di carico 1 2.357 daN/m;

#### massimizzazione sforzo di taglio – campata laterale di luce 6,9 m:

- schema di carico 6 11.005 daN/m;
- schema di carico 1 3.275 daN/m;

**massimizzazione sforzo di taglio – campata centrale di luce 9,1 m:**

- schema di carico 6 9.346 daN/m;
- schema di carico 1 2.955 daN/m.

I suddetti carichi dovranno inoltre essere amplificati per tenere in conto degli effetti dinamici, attraverso il seguente coefficiente:

$$\Phi = 1 + \frac{(100-L)^2}{100(250-L)} = \begin{matrix} 1,36 & \text{campata laterale} \\ 1,34 & \text{campata centrale} \end{matrix}$$

dove  $L$  è la luce della campata espressa in metri. Si ottiene quindi:

**massimizzazione momento flettente – campata laterale di luce 6,9 m:**

- schema di carico 6 12.179 daN/m;
- schema di carico 1 3.563 daN/m;

**massimizzazione momento flettente – campata centrale di luce 9,1 m:**

- schema di carico 6 10.085 daN/m;
- schema di carico 1 3.158 daN/m;

**massimizzazione sforzo di taglio – campata laterale di luce 6,9 m:**

- schema di carico 6 14.967 daN/m;
- schema di carico 1 4.454 daN/m;

**massimizzazione sforzo di taglio – campata centrale di luce 9,1 m:**

- schema di carico 6 12.524 daN/m;
- schema di carico 1 3.960 daN/m.

Applicando ora la larghezza d'influenza di ogni schema di carico si ottiene:

**massimizzazione momento flettente – campata laterale di luce 6,9 m:**

- schema di carico 6 3.480 daN/m<sup>2</sup>;
- schema di carico 1 1.146 daN/m<sup>2</sup>;

**massimizzazione momento flettente – campata centrale di luce 9,1 m:**

- schema di carico 6 2.881 daN/m<sup>2</sup>;
- schema di carico 1 1.015 daN/m<sup>2</sup>;

**massimizzazione sforzo di taglio – campata laterale di luce 6,9 m:**

- schema di carico 6 4.276 daN/m<sup>2</sup>;
- schema di carico 1 1.432 daN/m<sup>2</sup>;

**massimizzazione sforzo di taglio – campata centrale di luce 9,1 m:**

- schema di carico 6 3.578 daN/m<sup>2</sup>;
- schema di carico 1 1.273 daN/m<sup>2</sup>.

## CARICHI RIPARTITI EQUIVALENTI

Luce m	Carichi flettenti $p_1$ in t/ml					Luce m	Carichi taglianti $p_2$ in t/ml				
	Carichi civili		Carichi militari				Carichi civili		Carichi militari		
	Schema	Schema	Schema	Schema	Schema		Schema	Schema	Schema	Schema	Schema
	1	2	4	5	6		1	2	4	5	6
1	16,000	24,000	28,000	10,667	38,000	1	16,000	24,000	28,000	12,160	36,000
1,5	10,667	16,000	18,667	9,027	25,333	1,5	10,667	16,000	24,640	10,287	31,680
2	8,000	12,000	15,541	8,188	19,981	2	8,000	12,000	20,860	9,787	26,820
2,5	6,400	9,600	14,193	7,285	18,248	2,5	6,400	9,600	17,830	9,114	22,925
3	5,333	8,000	12,859	7,329	16,534	3	5,333	8,000	15,493	8,770	19,920
3,5	4,571	6,857	11,677	7,561	15,013	3,5	4,898	7,347	13,669	8,620	17,574
4	4,000	6,000	10,658	7,455	13,703	4	4,500	6,750	12,215	8,400	15,705
4,5	3,556	5,333	9,784	7,252	12,579	4,5	4,148	6,222	11,034	8,217	14,187
5	3,200	4,800	9,032	7,143	11,612	5	3,840	5,760	10,058	7,936	12,931
5,5	2,921	4,382	8,381	6,954	10,776	5,5	3,570	5,355	9,497	7,617	12,229
6	2,778	4,167	7,814	6,727	10,047	6	3,333	5,000	9,147	7,289	11,803
6,5	2,651	3,965	7,316	6,486	9,407	6,5	3,314	4,686	8,788	6,968	11,359
7	2,612	3,778	6,877	6,243	8,842	7	3,265	4,408	8,434	6,661	10,917
7,5	2,560	3,605	6,486	6,005	8,339	7,5	3,200	4,160	8,094	6,372	10,487
8	2,500	3,445	6,136	5,776	7,889	8	2,125	3,938	7,770	6,133	10,077
8,5	2,436	3,297	5,990	5,559	7,728	8,5	3,045	3,737	7,464	5,950	9,687
9	2,370	3,160	5,854	5,352	7,561	9	2,963	3,556	7,258	5,813	9,401
9,5	2,305	3,034	5,713	5,157	7,387	9,5	2,925	3,391	7,057	5,717	9,125
10	2,240	2,916	5,599	4,974	7,209	10	2,880	3,240	6,877	5,639	8,873
11	2,128	2,705	5,411	4,639	6,857	11	2,777	2,975	6,609	5,554	8,474
12	2,111	2,521	5,206	4,342	6,518	12	2,667	2,750	6,331	5,511	8,079
13	2,083	2,360	4,997	4,231	6,200	13	2,651	2,556	6,057	5,453	7,700
14	2,122	2,217	4,793	4,137	5,933	14	2,612	2,388	5,809	5,355	7,358
15	2,133	2,091	4,597	4,110	5,710	15	2,560	2,240	5,607	5,234	7,072
16	2,125	1,978	4,420	4,106	5,521	16	2,531	2,109	5,408	5,117	6,798
17	2,104	1,876	4,340	4,120	5,357	17	2,491	1,993	5,216	5,032	6,537
18	2,086	1,784	4,291	4,136	5,195	18	2,444	1,889	5,098	4,982	6,291
19	2,083	1,701	4,230	4,204	5,038	19	2,438	1,795	5,051	4,958	6,059
20	2,080	1,625	4,159	4,253	4,885	20	2,420	1,710	5,006	4,944	5,840
21	7,068	1,555	4,113	4,293	4,739	21	2,395	1,633	4,947	4,920	5,635
22	2,050	1,491	4,060	4,308	4,599	22	2,380	1,562	4,877	4,879	5,443

Ovviamente si sono considerate entrambe le distribuzioni dei casi di carico possibili, con lo schema di carico 6 posto alternativamente sulla corsia sinistra e sulla corsia destra dell'impalcato.

### 3. Modellazione della struttura

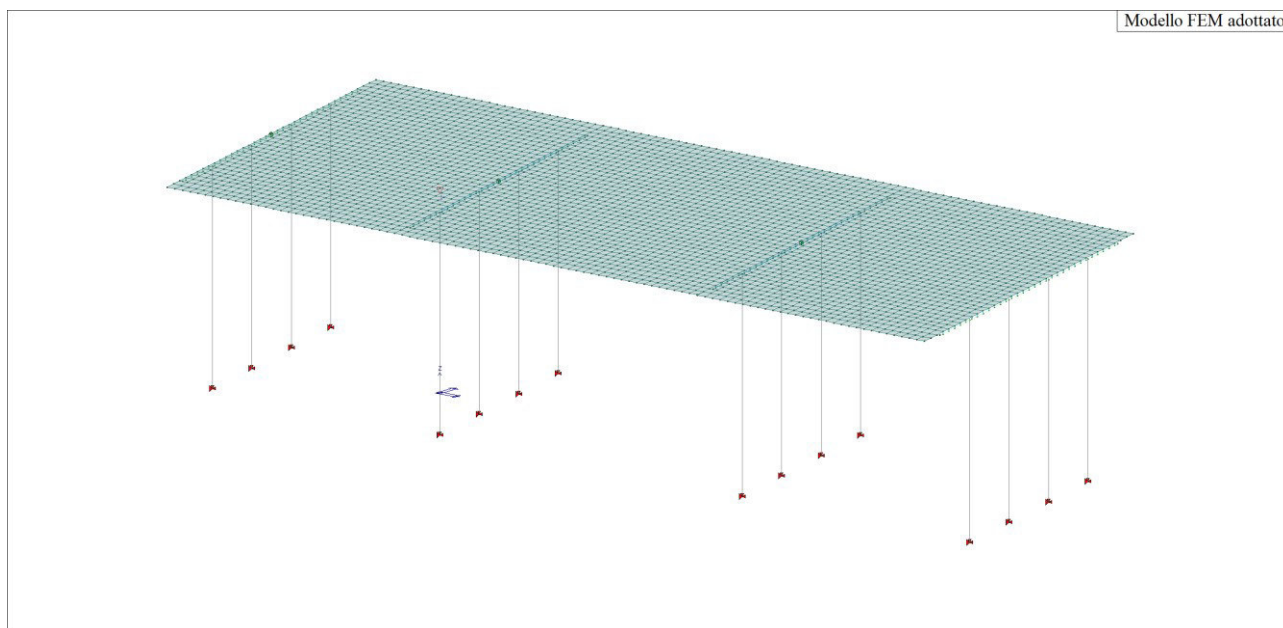
Il modello matematico con elaboratore elettronico è stato sviluppato considerando l'intero manufatto, completo dell'impalcato, delle pile e delle spalle.

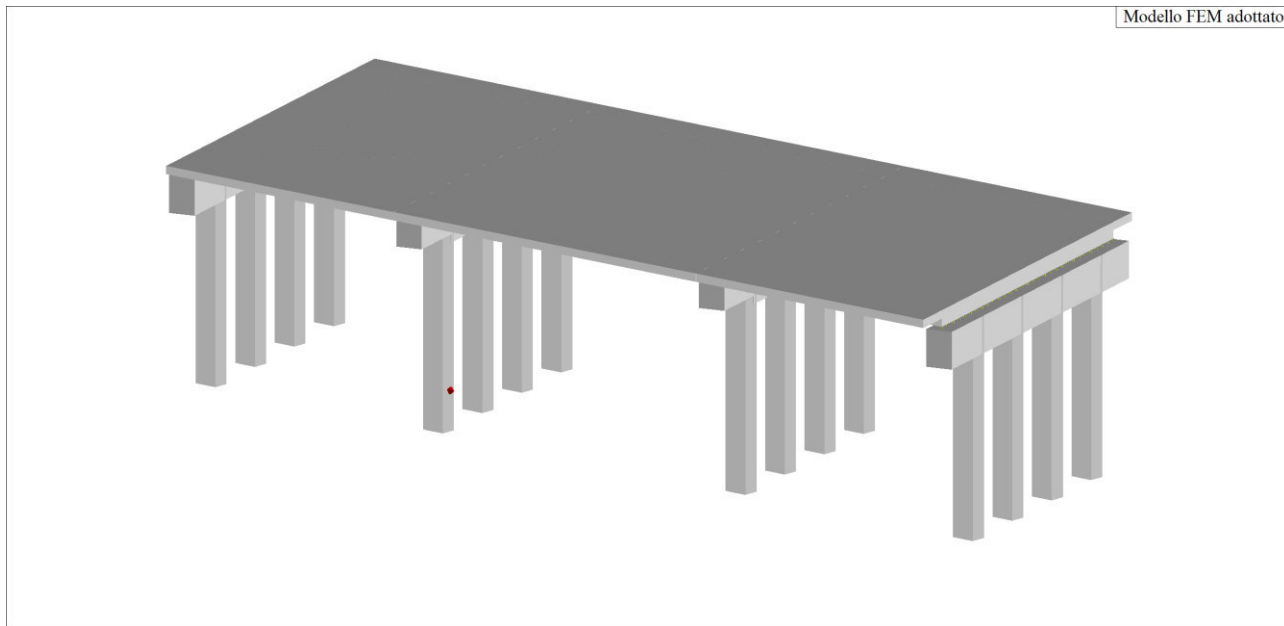
In particolare si sono adottati elementi *piastra* a 4 nodi per la modellazione degli impalcati ed elementi *trave* per la modellazione delle travi pulvino e dei pilastri; questi ultimi sono stati considerati incastrati alla base, in mancanza di adeguate informazioni relativamente alle strutture di fondazione. Gli elementi terminali dei pulvini delle pile sono stati modellati con elementi a sezione via via più rastremata.

Con opportuni *link rigidi* svincolati a momento flettente e resistenti a sola compressione si è proceduto a simulare il vincolo di semplice appoggio dell'impalcato sulla struttura del pulvino.

Si è considerato uno spessore resistente della piastra pari a 65 cm, ossia esteso per l'intero spessore della soletta, data la collaborazione dei travetti in c.a.p. alla resistenza a flessione dell'impalcato. Per le mensole è stato invece considerato uno spessore medio di 35 cm.

Si riportano di seguito alcune immagini relative al modello numerico adottato.





### **Informazioni sul codice di calcolo adottato**

Si riportano di seguito le caratteristiche del software di calcolo adottato ai fini delle analisi.

Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2021-05-192)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi4031

### **Risultati delle analisi e progetto simulato delle strutture**

Si sono condotte analisi di tipo statico lineare, con valutazione alle tensioni ammissibili. Tali analisi hanno permesso di valutare lo stato tensionale agente su ogni elemento strutturale e definirne i quantitativi di armatura necessari al fine di soddisfare le verifiche di sicurezza previste alla presunta epoca di realizzazione dell'opera; in tal modo si è potuta verificare la congruenza dei risultati delle analisi numeriche con quanto rilevato in opera.

### **Solette d'impalcato**

Si riportano alcune immagini relative alle verifiche condotte. A seguito di quanto rilevato in opera e durante le indagini, si è ritenuto opportuno inserire i seguenti quantitativi di armatura:

#### **parte centrale della soletta – armatura superiore:**

- direzione longitudinale: 1Ø8/30 cm;
- direzione trasversale: 1Ø10/20 cm;

#### **parte centrale della soletta – armatura inferiore:**

- direzione longitudinale: 1Ø12/3 cm;
- direzione trasversale: 1Ø12/20 cm;



**mensole della soletta – armatura superiore:**

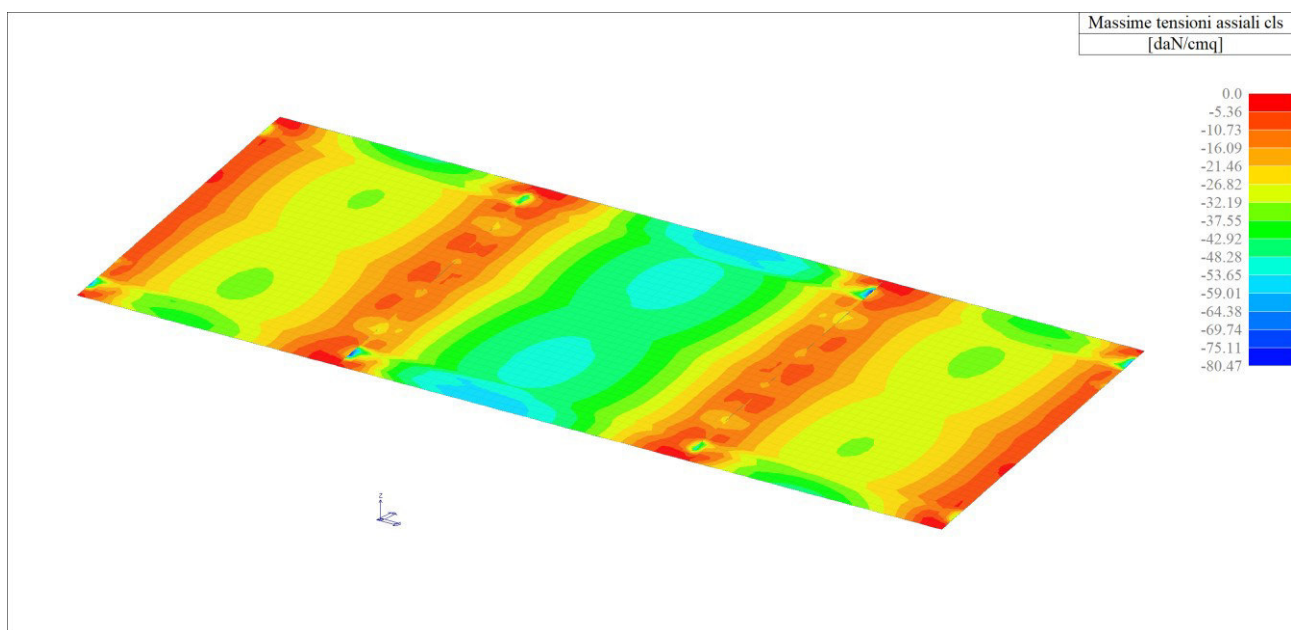
- direzione longitudinale: 1Ø8/30 cm;
- direzione trasversale: 1Ø10/20 cm;

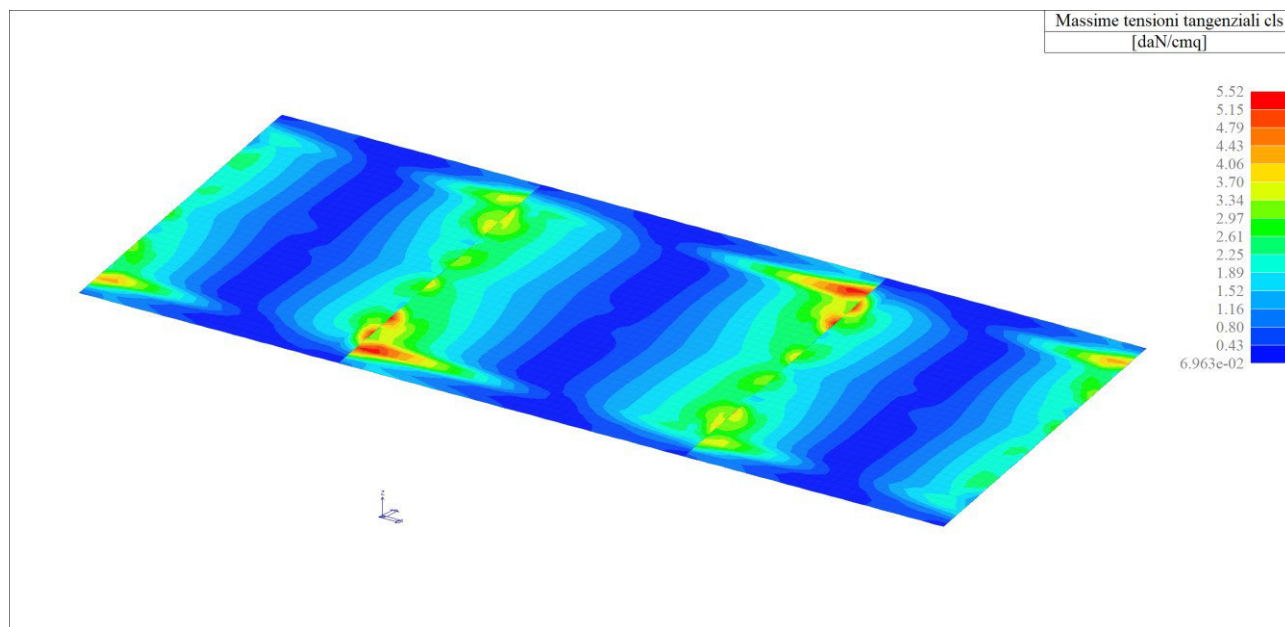
**mensole della soletta – armatura inferiore:**

- direzione longitudinale: 1Ø8/30 cm;
- direzione trasversale: 1Ø10/20 cm.

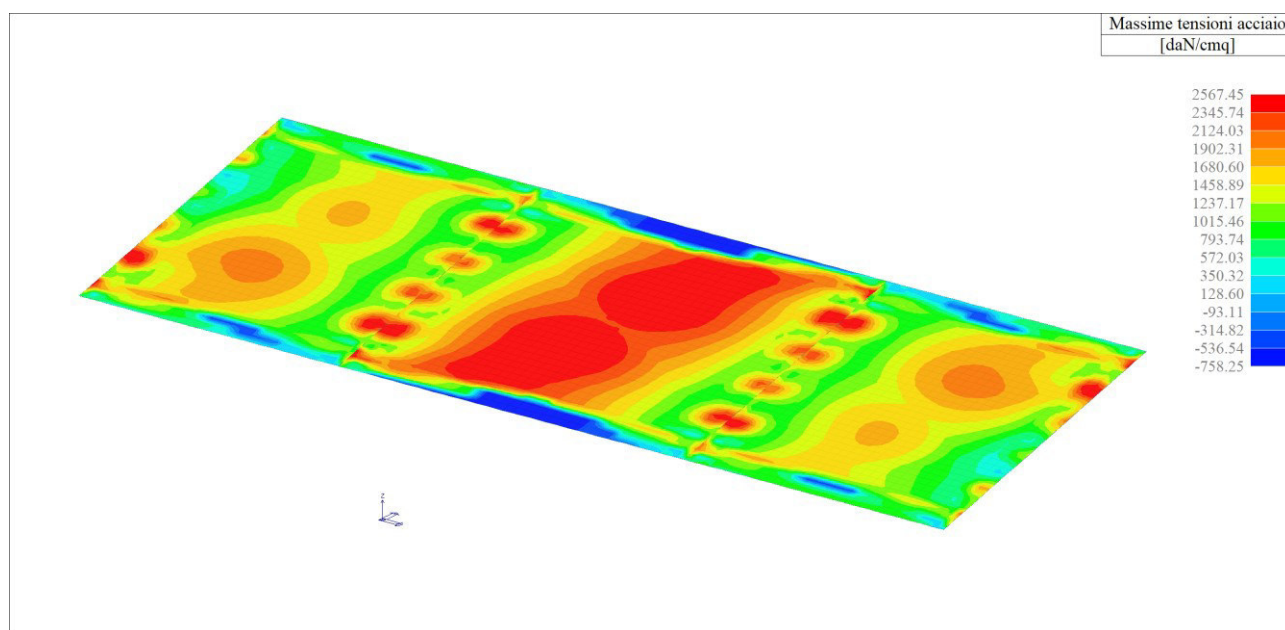
L'armatura d'intradosso della parte centrale della soletta è stata determinata in questo modo: per ogni travetto in c.a.p., della larghezza di 17,5 cm, sono presenti 3Ø12 (posti nella sezione di gola compresa tra due travetti adiacenti) e 5 trefoli Ø6; considerando per i trefoli precompressi una tensione di snervamento pari a circa il doppio di quella relativa alle armature lente, ne deriva che tali trefoli possono essere equiparati ad un'area di armatura lenta di 10Ø6. Si ottiene quindi un'area di armatura di circa 6,22 cm<sup>2</sup> per ogni travetto, ossia un'area di armatura di circa 35,5 cm<sup>2</sup> per ogni metro di larghezza della soletta; a tale area si aggiunge il contributo dato dal trefolo superiore del travetto, supposto di diametro Ø6 e riconducibile quindi a quello di 2Ø6; tale armatura corrisponde a circa 0,56 cm<sup>2</sup> per ogni travetto, ossia circa 3,2 cm<sup>2</sup> per ogni metro di soletta. Complessivamente si ottengono quindi circa 38,7 cm<sup>2</sup> di armatura per ogni metro di soletta, corrispondenti alla presenza di un ferro di diametro 12 mm ogni 3 cm.

Con tali presupposti, si riportano di seguito alcune immagini relative alle verifiche condotte; in tal caso si sono ovviamente adottati i carichi utili alla massimizzazione del momento flettente.





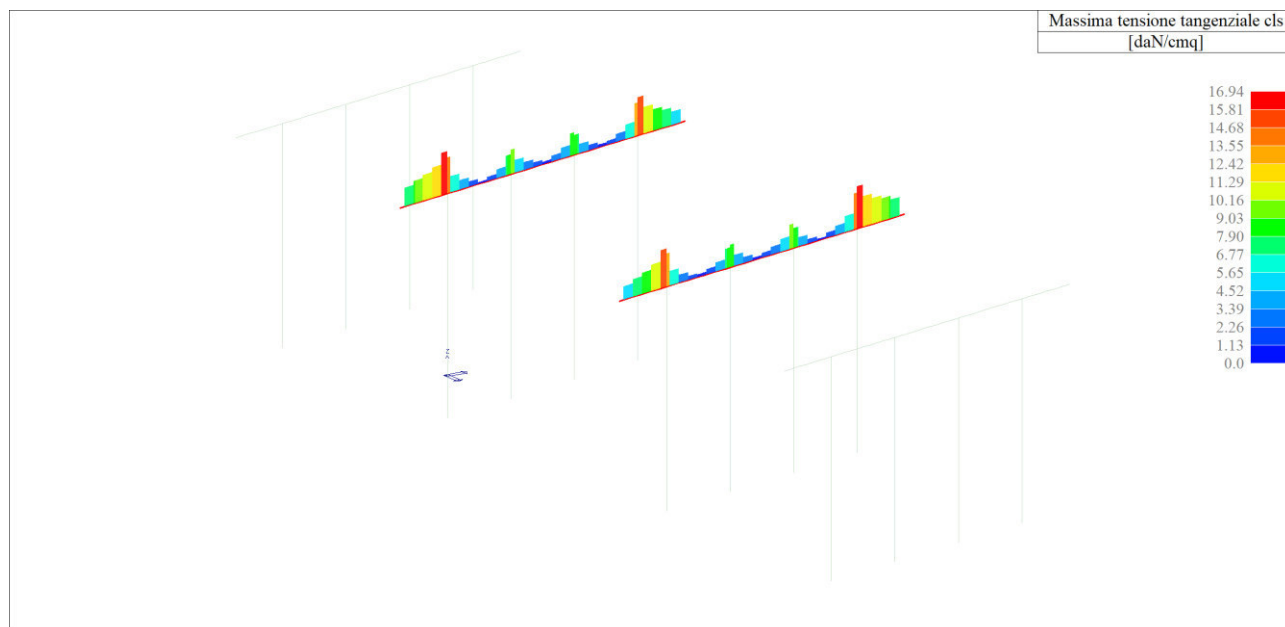
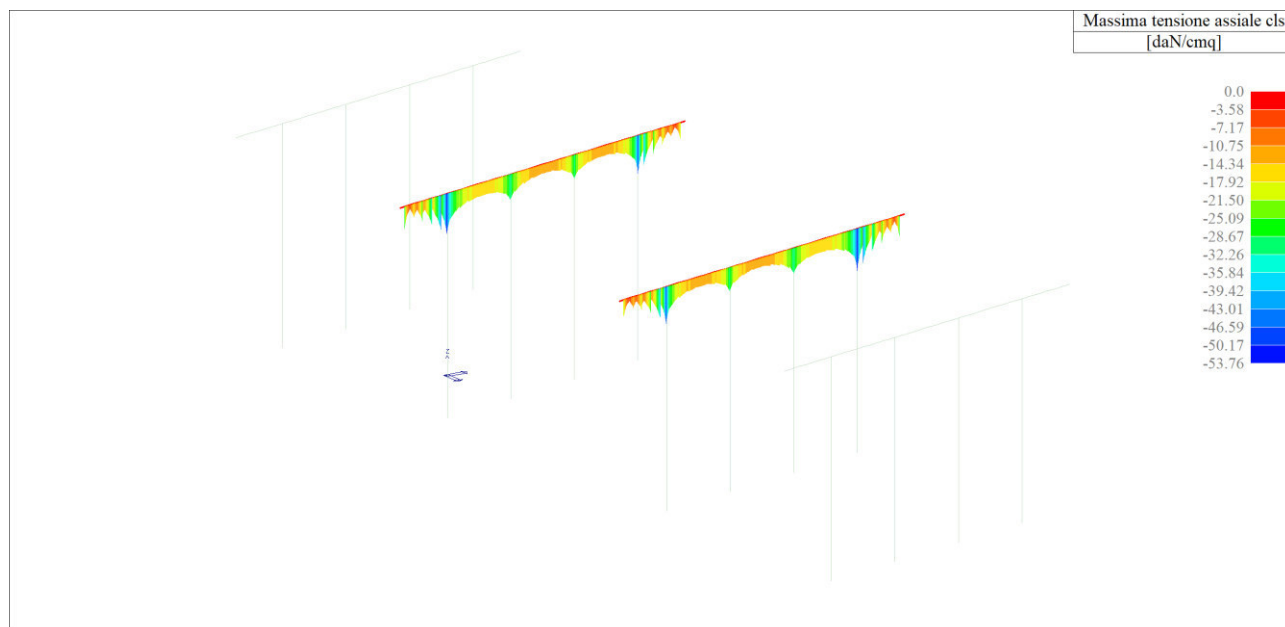
Si osserva innanzitutto come le verifiche lato calcestruzzo siano soddisfatte relativamente alle tensioni ammissibili riportate in precedenza; i risultati ottenuti si ritengono aderenti al comportamento reale delle struttura, soprattutto in virtù dell'obliquità degli appoggi; le difformità registrate in corrispondenza degli appoggi sono dovute alla modellazione effettuata, non in grado di simulare fedelmente il reale appoggio dell'impalcato senza provocare labilità del sistema strutturale. Per quanto riguarda invece le armature:



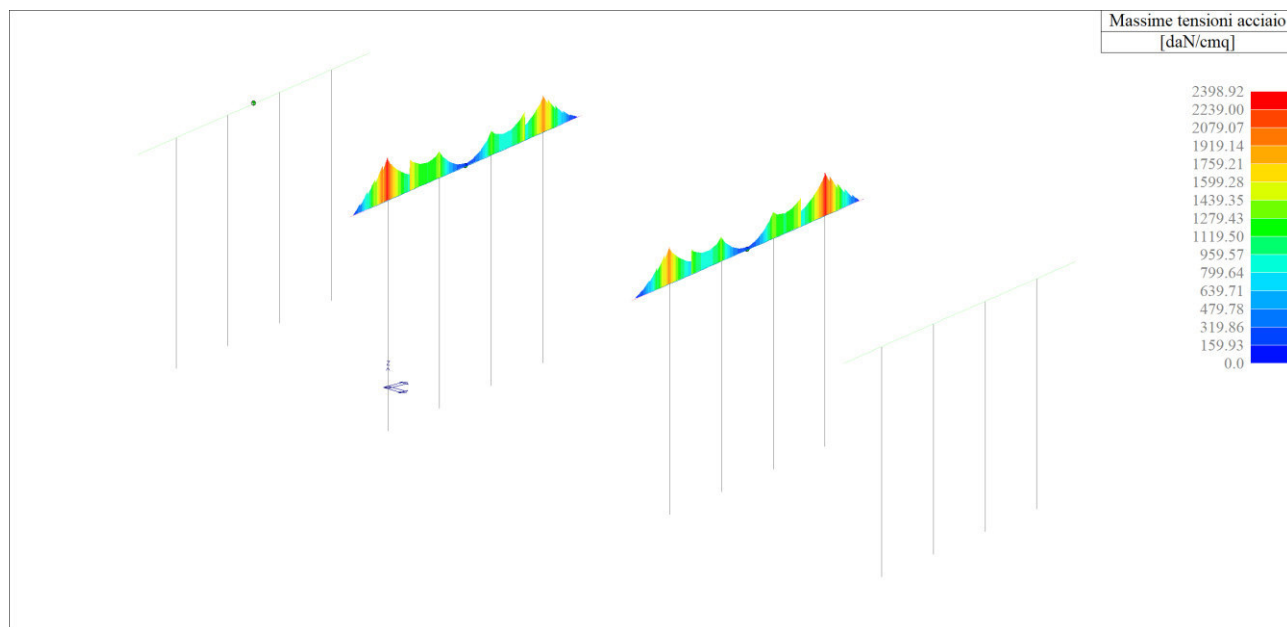
Le verifiche risultano quindi soddisfatte e, pertanto, i quantitativi di armatura rilevati e/o ipotizzati sono congruenti con le ipotesi effettuate e con i criteri di progettazione vigenti all'epoca di realizzazione dell'opera.

## Travi pulvino delle pile

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche condotte sulle travi pulvino delle sole pile intermedie. In tal caso si è considerata assodata l'armatura presente all'intradosso e l'armatura a taglio, in quanto sono state rilevate in sito; si è proceduto invece alla determinazione dell'armatura minima necessaria da posizionarsi all'estradosso, ipotizzata costituita da 4Ø12. Tali valutazioni sono state ovviamente condotte con l'adozione dei carichi distribuiti in grado di massimizzare lo sforzo di taglio alle estremità degli impalcati.



Per quanto riguarda il calcestruzzo le verifiche riportano risultati positivi, a conferma della congruenza delle ipotesi e della modellazione numerica condotta. Si osserva solo un leggero superamento della tensione tangenziale limite, pari a  $16,9 \text{ daN/cm}^2$ ; tale risultato è però riconducibile alla modellazione a gradini della mensola della trave che comporta, in corrispondenza dell'inizio di ogni gradino, la presenza di una sezione di cls sensibilmente inferiore a quella reale, variabile linearmente. Per quanto riguarda l'acciaio:

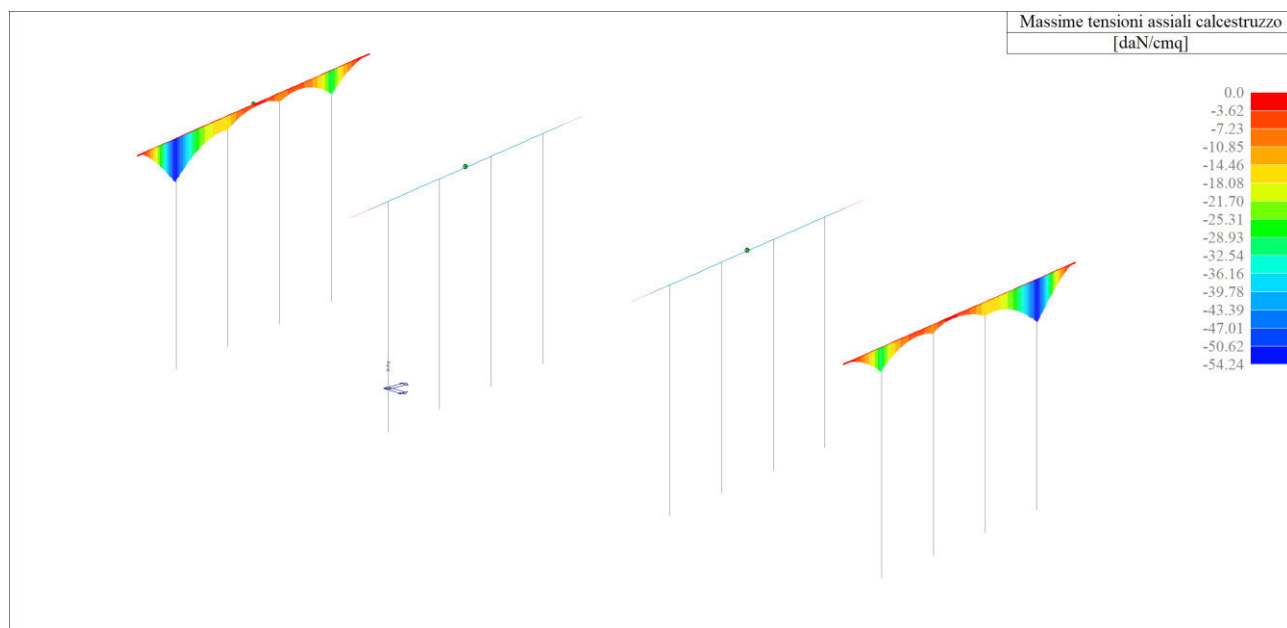


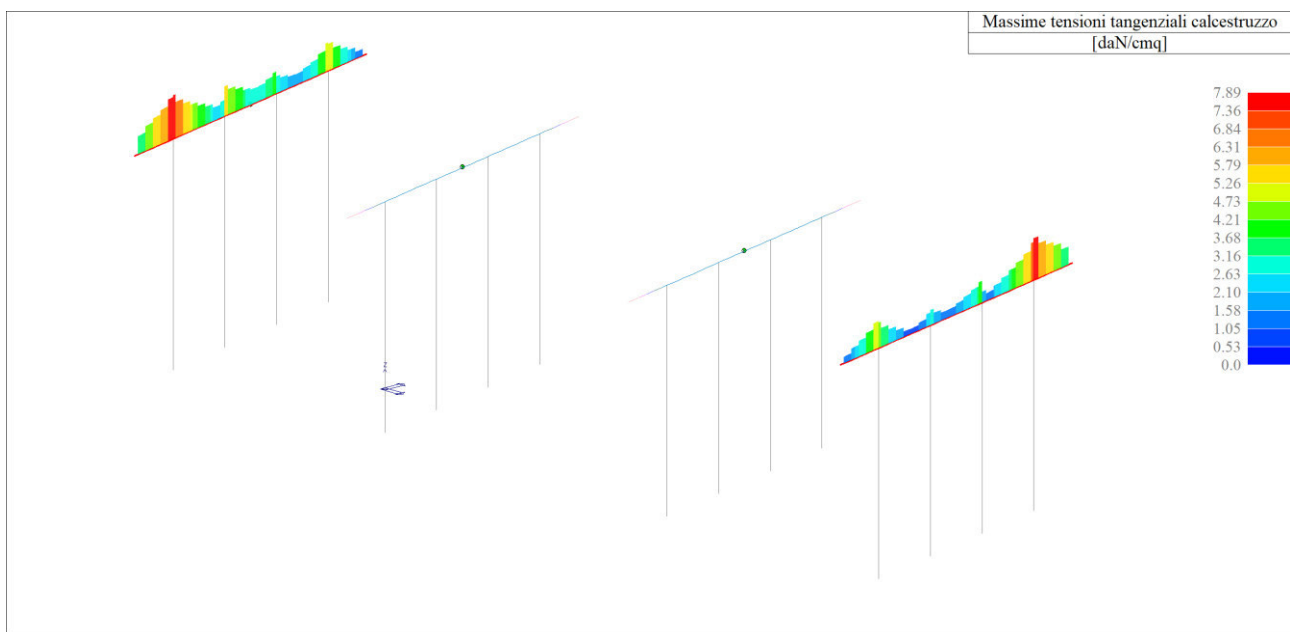
Le verifiche risultano quindi soddisfatte. Tali risultati sono stati ottenuti adottando le armature desunte dalle indagini e prove condotte, dando la priorità agli eventuali rilievi diretti compiuti sulle armature.

Le verifiche sono quindi soddisfatte e si ritengono congruenti con quanto rilevato in opera.

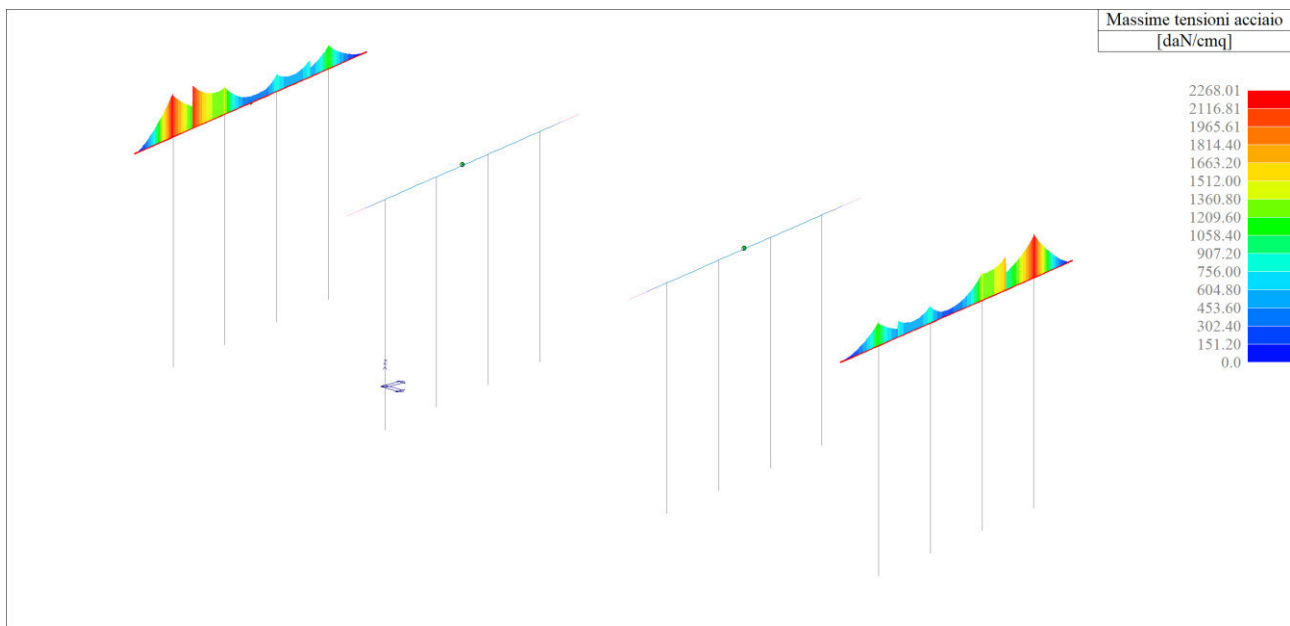
### Travi pulvino delle spalle

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche condotte sulle travi pulvino delle sole spalle. In tal caso si è considerata assodata l'armatura presente all'intradosso e l'armatura a taglio, in quanto sono state rilevate in sito; si è proceduto invece alla determinazione dell'armatura minima necessaria da posizionarsi all'estradosso, ipotizzata costituita da 4Ø12.





Per quanto riguarda il calcestruzzo le verifiche riportano risultati positivi, a conferma della congruenza delle ipotesi e della modellazione numerica condotta. Per quanto riguarda l'acciaio:



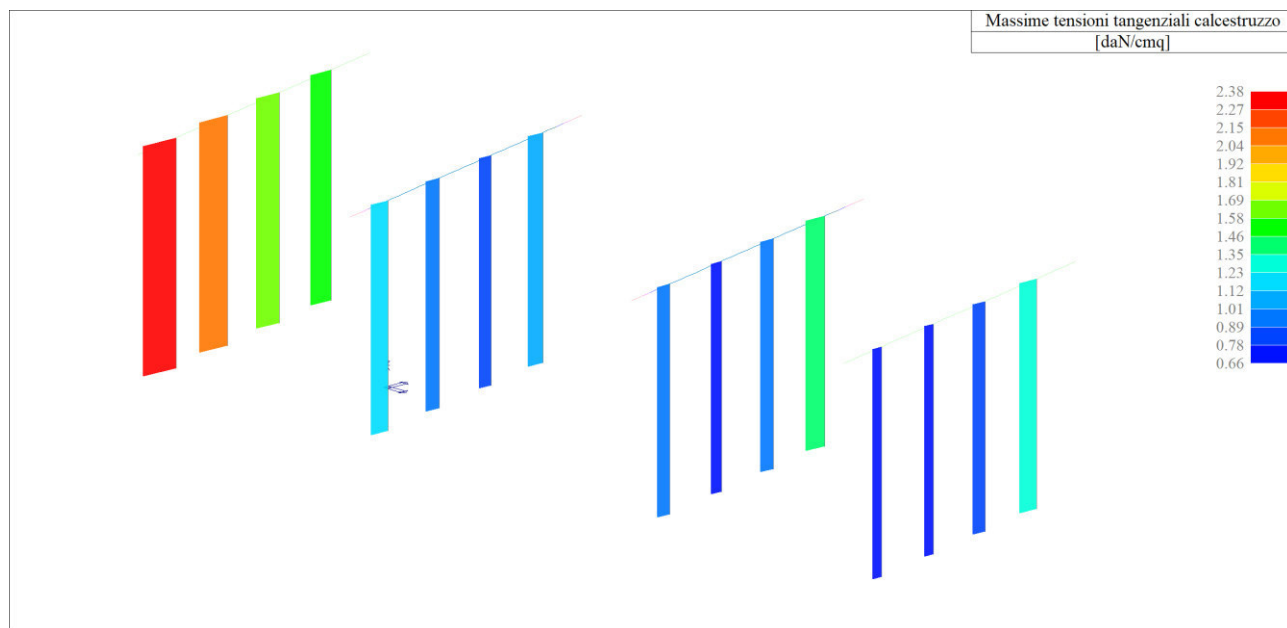
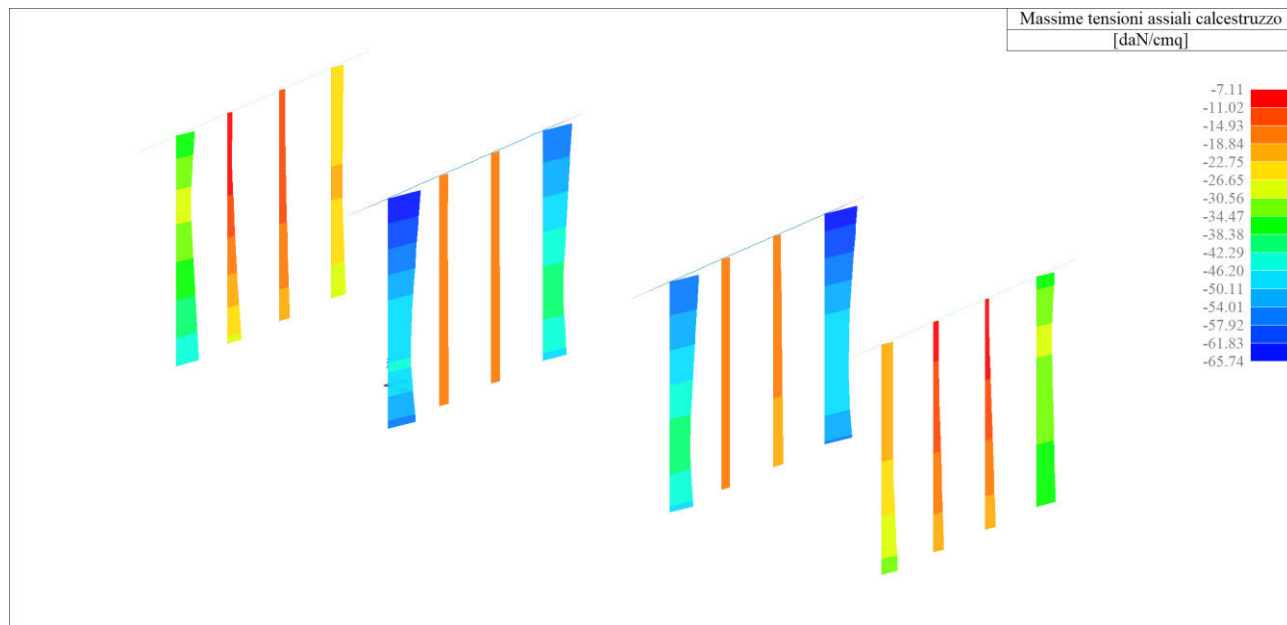
Le verifiche risultano quindi soddisfatte. Tali risultati sono stati ottenuti adottando le armature desunte dalle indagini e prove condotte, dando la priorità agli eventuali rilievi diretti compiuti sulle armature.

Le verifiche sono quindi soddisfatte e si ritengono congruenti con quanto rilevato in opera.

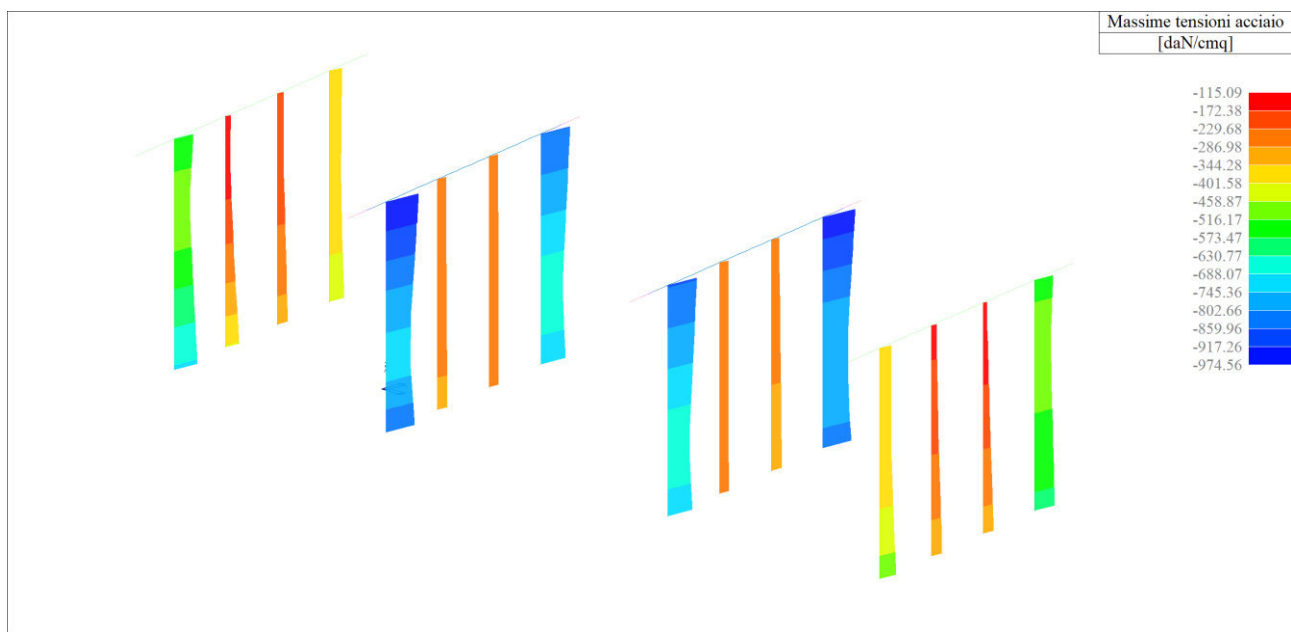
### Pilastri di pile e spalle

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche condotte sui pilastri delle pile e delle spalle. In tal caso i rilievi condotti in sito hanno permesso di individuare completamente l'armatura presente; per conferma di tutto il processo sino a qui condotto, si riportano i risultati ottenuti.





Per quanto riguarda il calcestruzzo le verifiche riportano risultati positivi, a conferma della congruenza delle ipotesi e della modellazione numerica condotta. Per quanto riguarda l'acciaio:



Le verifiche risultano quindi soddisfatte. Tali risultati sono stati ottenuti adottando le armature desunte dalle indagini e prove condotte, dando la priorità agli eventuali rilievi diretti compiuti sulle armature.

Le verifiche sono quindi soddisfatte e si ritengono congruenti con quanto rilevato in opera.

Risulta possibile a questo punto procedere alla valutazione della sicurezza, sulla base della reale armatura presente e/o calcolata grazie al progetto simulato appena concluso.

## ***Valutazione della sicurezza dell'opera***

Si procede nel seguito all'analisi e verifica del manufatto sulla base delle prescrizioni e dei carichi previsti dalle normative tecniche vigenti. Si condurranno tali valutazioni sia nei confronti dell'impalcato dell'opera, sia nei confronti delle strutture in elevazione di pile e spalle, considerando i carichi gravitazionali e da traffico previsti dalle vigenti normative. Si escluderanno in tale ambito le azioni sismiche agenti.

Per semplicità si è optato per valutare separatamente gli impalcati e le sottostrutture.

### ***1. Azioni agenti sulle strutture***

#### ***Azioni permanenti***

##### **Peso proprio degli elementi strutturali $g_1$**

Il peso proprio degli elementi strutturali è tenuto in conto automaticamente dal modello numerico adottato, sulla base del materiale impostato e delle caratteristiche geometriche di ogni elemento strutturale. Il peso proprio degli elementi è calcolato sulla base delle seguenti masse volumiche:

- calcestruzzo armato: 2.500 kg/m<sup>3</sup>.

##### **Carichi permanenti portati $g_2$**

Si introducono in tale categoria i carichi dovuti alla pavimentazione stradale, in particolare:

- tappeto d'usura 60 daN/m<sup>2</sup>;
- binder 110 daN/m<sup>2</sup>;
- terreno stabilizzato 90 daN/m<sup>2</sup>;
- **totale 260 daN/m<sup>2</sup>.**

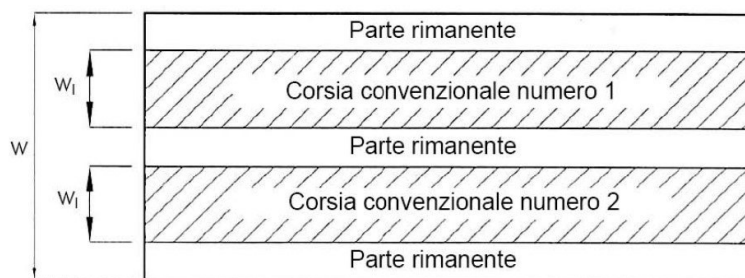
Vista la posa di nuove barriere metalliche e la relativa realizzazione di cordolo in c.a. per il loro ancoraggio, si considereranno inoltre i seguenti carichi:

- cordolo in c.a. 625 daN/m<sup>2</sup>;
- barriere di sicurezza 100 daN/m.

#### ***Azioni variabili da traffico***

##### **Carichi verticali $q_1$**

In riferimento a quanto indicato al paragrafo 5.1.3.3 delle NTC2018, si procede innanzitutto determinando il numero di corsie convenzionali da dover considerare in fase di calcolo. Data la larghezza complessiva della carreggiata  $w$  pari a 8,6 m (ottenuta a seguito della realizzazione dei nuovi cordoli di supporto della barriera di sicurezza), stando a quanto riportato dalla tabella 5.1.I si ottengono n. 2 corsie convenzionali di larghezza  $w_l$  pari a 3,0 m, circonscritte da “zone rimanenti” di estensione complessiva pari a 2,6 m.

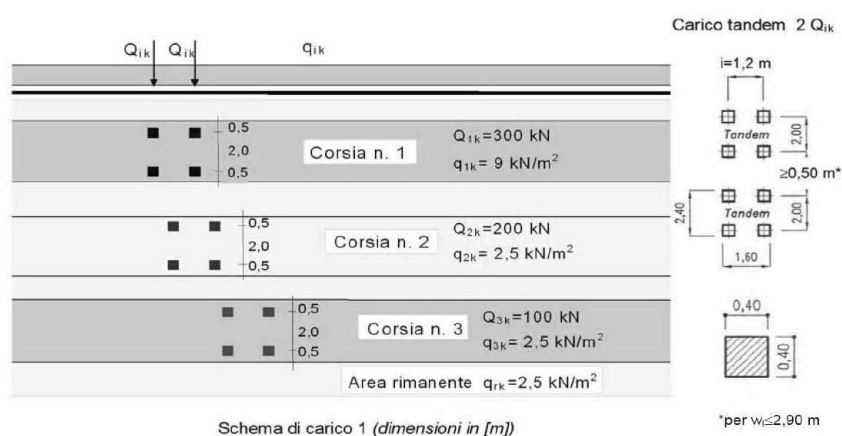


Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Vista la conformazione geometrica del manufatto, si adotteranno tre diverse condizioni di carico in base al posizionamento reciproco delle corsie convenzionali.

Per quanto riguarda gli schemi di carico da adottare, ai fini delle seguenti analisi si ritiene sufficiente adottare il cosiddetto *Schema di Carico 1*, che prevede l'azione contemporanea, su ogni corsia, di un serie di carichi tandem e di un carico uniformemente distribuito.

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Si considererà inoltre lo *Schema di Carico 5*, il quale si riferisce alla folla agente con una intensità caratteristica di  $500 \text{ daN/m}^2$ .

### **Incremento dinamico addizionale $q_2$**

I carichi verticali da traffico sopra definiti sono già comprensivi della componente dinamica dettata dalla mobilità del carico stesso; data la conformazione dal piano stradale e dei giunti presenti, non si ritiene necessario valutare e adottare ulteriori incrementi dinamici dei suddetti valori di carico.

### **Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione $q_3$**

La forza di frenamento o di accelerazione è stabilita in funzione dei carichi verticali agenti sulla corsia convenzionale 1, in base alla seguente formulazione:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Considerando una lunghezza della corsia  $L$  pari alla lunghezza dell'impalcato (22,9 m) si ottiene un valore di  $q_3$  pari a circa 422 kN; si procederà quindi all'adozione di un carico uniformemente distribuito su tutta l'area della corsia caricata pari a 615 daN/m<sup>2</sup>.

### **Azione centrifuga $q_4$**

L'impalcato in oggetto risulta perfettamente rettilineo e, pertanto, non si ritiene necessario procedere alla determinazione delle azioni centrifughe indotte dai carichi veicolari.

### **Azione di neve e di vento $q_5$**

Per quanto riguarda l'azione della neve, visti i carichi variabili da traffico coinvolti e la non contemporaneità tra questi ed il carico da neve, si ritiene opportuno trascurare l'azione della neve indotta sugli impalcati.

Per quanto riguarda invece l'azione del vento, la ridotta superficie di struttura esposta e la sua conformazione, consentono di escludere l'adozione di tale azione variabile.

### **Azioni idrodinamiche $q_6$**

Non si ritiene necessaria l'adozione di tali azioni variabili.

### **Azioni della temperatura $q_7$**

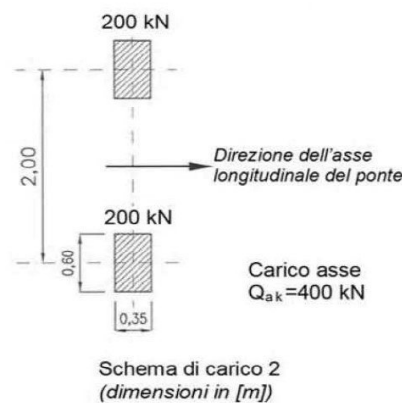
Si ritiene in tale ambito superfluo valutare le azioni dovute alle variazioni termiche agenti sulle strutture, vista inoltre la ridotta lunghezza delle campate e la loro configurazione isostatica.

### **Azioni sui parapetti e urto di veicoli in svio $q_8$**

Secondo quanto riportato al paragrafo 3.6.3.3.2 delle NTC2018, è possibile considerare un'azione agente sulle barriere di sicurezza pari a 100 kN, applicata trasversalmente ed orizzontalmente alla barriera stessa, ad un'altezza pari a 1,0 m dal piano viario o 0,1 m al di sotto della sommità della barriera stessa, a seconda di quale sia la distanza inferiore.

Come previsto dal paragrafo 5.1.3.10 delle NTC2018, affiancato a tale carico orizzontale è necessario prevedere l'applicazione dello *Schema di Carico 2* in prossimità della barriera considerata, al fine di procedere alle dovute verifiche riguardanti la soletta dell'impalcato; tale schema di carico prevede l'adozione di un carico tandem di valore complessivo pari a 400 kN agente su due impronte di dimensioni 35x60 cm e distanti 2 m tra di loro.





Il manufatto funge da sovrappasso per la sottovia Giuseppe Mazzini; tale condizione rende generalmente necessario considerare anche il caso di urto di veicolo in svio sugli elementi che sorreggono l'impalcato. Nel caso in oggetto, via la presenza di un cordolo insormontabile di altezza 50 cm posto lateralmente al piano viario, si ritiene superfluo considerare tale eventualità.

### Resistenze passive dei vincoli $q_9$

Per condurre le verifiche nei confronti delle pile e delle spalle si considererà un'azione orizzontale pari al 5% del carico verticale agente, al fine di simulare le resistenze per attrito sviluppate sugli appoggi degli impalcati.

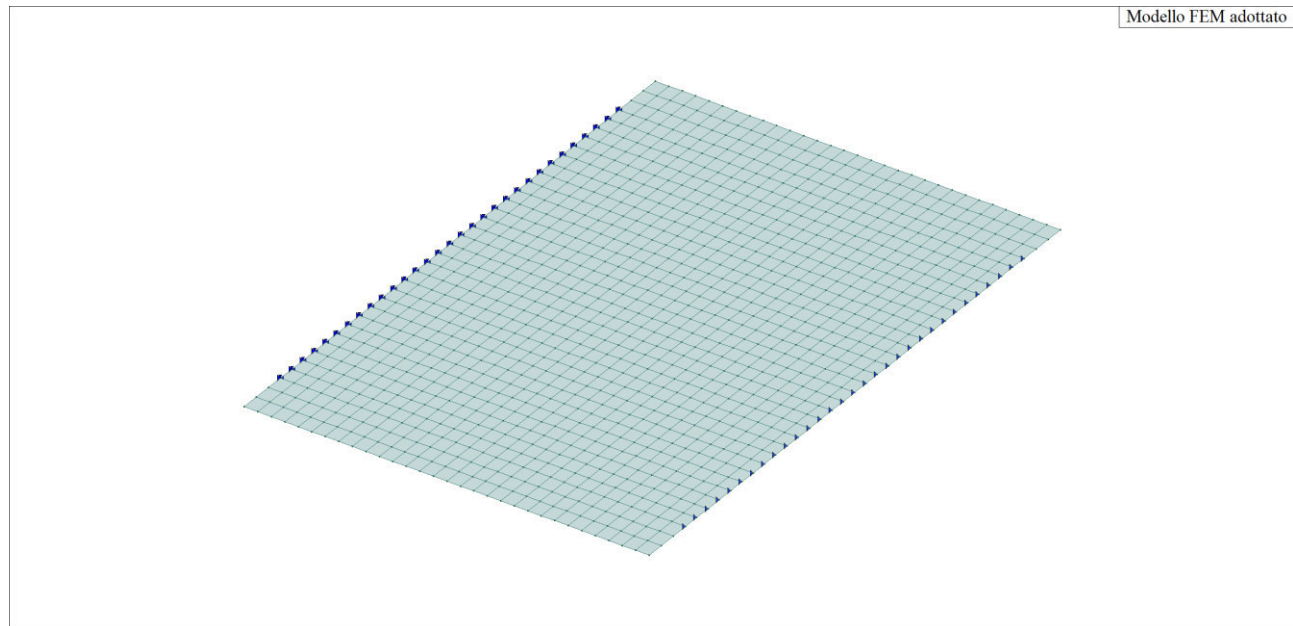
## 2. Campata laterale

### Modellazione della struttura

Il modello matematico con elaboratore elettronico è stato sviluppato considerando la sola campata in oggetto, adottando elementi *piastra* a 4 nodi. La struttura è stata considerata in semplice appoggio, con vincoli a cerniera da un lato e vincoli a carrello orizzontale sul lato opposto.

Si è considerato uno spessore resistente della piastra pari a 65 cm, ossia esteso per l'intero spessore della soletta, data la collaborazione dei travetti in c.a.p. alla resistenza a flessione dell'impalcato. Per le mensole è stato invece considerato uno spessore medio di 35 cm.

Si riportano di seguito alcune immagini relative al modello numerico adottato.



### Informazioni sul codice di calcolo adottato

Si riportano di seguito le caratteristiche del software di calcolo adottato ai fini delle analisi.

Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2021-05-192)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi4031

### Modellazione delle azioni

#### Casi e combinazioni di carico adottati

I casi di carico che saranno adottati verranno combinati secondo quanto riportato al paragrafo 2.5.3 e secondo le tabelle 5.1.IV, 5.1.V e 5.1.VI delle NTC2018.

Nel caso in oggetto si ritiene opportuno ricorrere ai gruppi di azioni 1 e 4.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
Vento	5	0,0	0,0	0,0
	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
Neve	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Si è proceduto implementando quindi i seguenti casi di carico:

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gk	CDC=G1k (permanente generico) pavimentazione
3	Qk	CDC=Qk (variabile generico) traffico gruppo 1
4	Qk	CDC=Qk (variabile generico) traffico gruppo 4

Data la simmetria del problema, non si è ritenuto necessario considerare le due differenti posizioni reciproche delle corsie convenzionali. Si sono quindi ottenute le combinazioni di carico di seguito riportate:

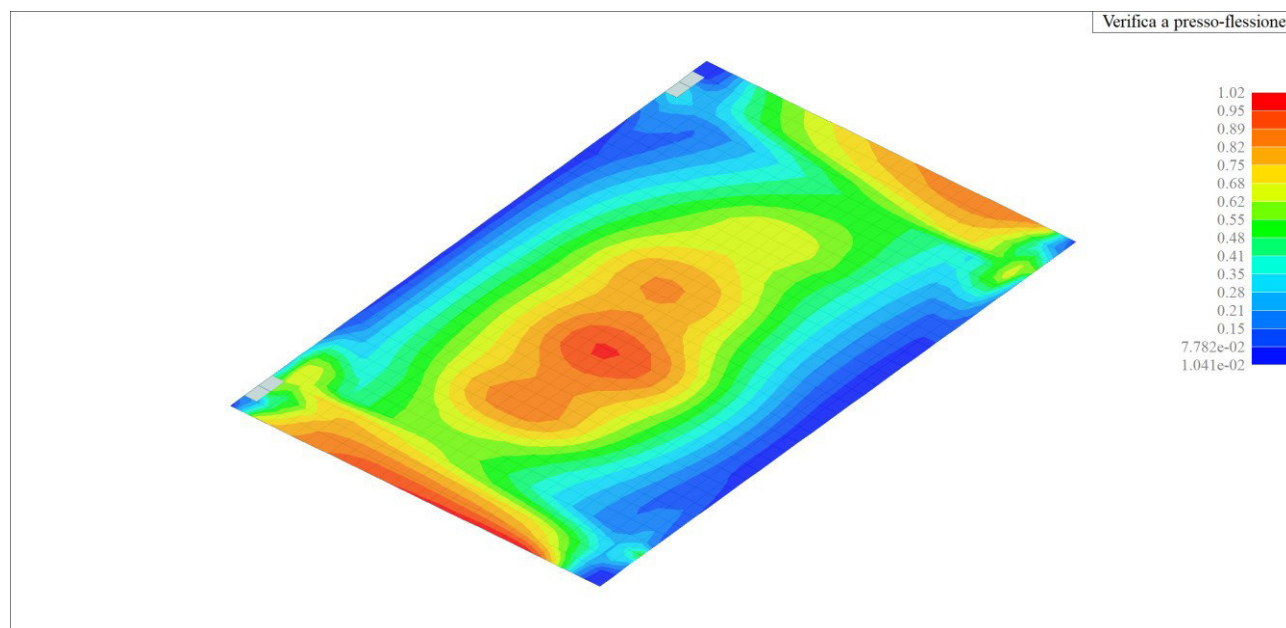
Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 1
2	SLU	Comb. SLU A1 2
3	SLU	Comb. SLU A1 3
4	SLU	Comb. SLU A1 4
5	SLU	Comb. SLU A1 5
6	SLU	Comb. SLU A1 6
7	SLU	Comb. SLU A1 7
8	SLU	Comb. SLU A1 8
9	SLU	Comb. SLU A1 9
10	SLU	Comb. SLU A1 10
11	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 11
12	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 12
13	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 13
14	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 14
15	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 15
16	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 16
17	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 17
18	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 18
19	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 19

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...
1	1.35	1.35	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...
2	1.00	1.00	0.0	0.0
3	1.35	1.35	1.35	0.0
4	1.00	1.00	1.35	0.0
5	1.35	1.35	1.01	0.0
6	1.00	1.00	1.01	0.0
7	1.35	1.35	0.0	1.01
8	1.00	1.00	0.0	1.01
9	1.35	1.35	0.0	1.35
10	1.00	1.00	0.0	1.35
11	1.00	1.00	0.0	0.0
12	1.00	1.00	1.00	0.0
13	1.00	1.00	0.75	0.0
14	1.00	1.00	0.0	0.75
15	1.00	1.00	0.0	1.00
16	1.00	1.00	0.0	0.0
17	1.00	1.00	0.75	0.0
18	1.00	1.00	0.0	0.75
19	1.00	1.00	0.0	0.0

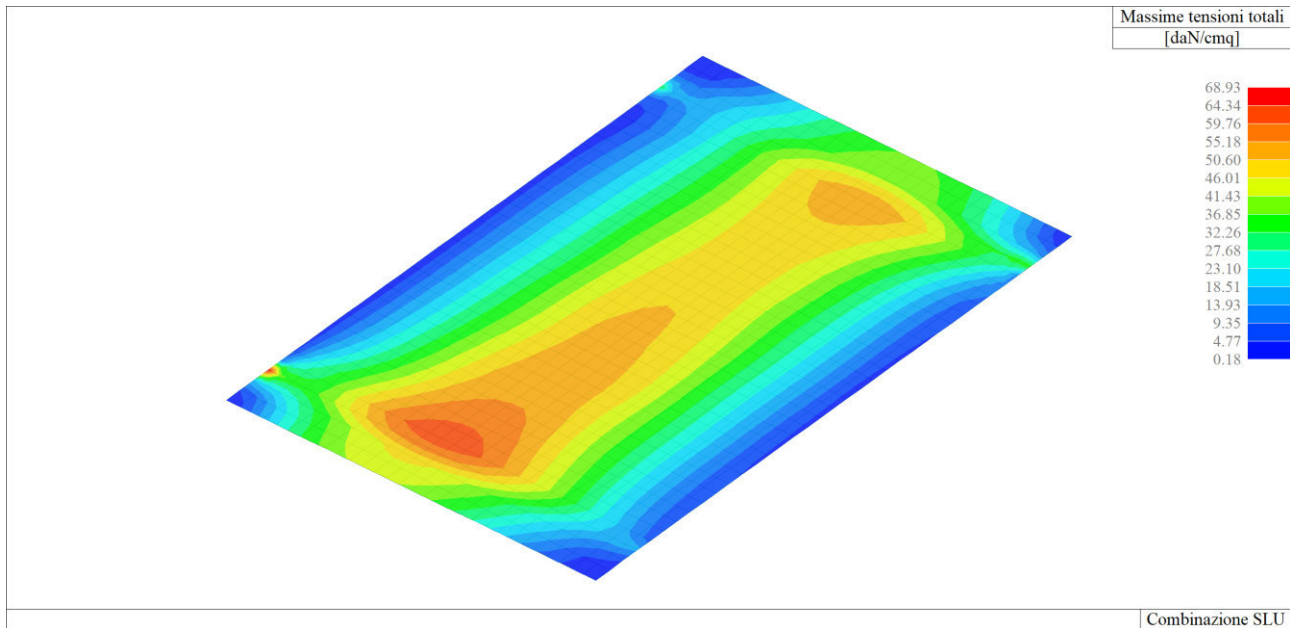
### ***Risultati delle analisi e valutazione della sicurezza***

Si sono condotte analisi di tipo statiche lineari. Le verifiche sono state condotte considerando i quantitativi di armatura metallica desunti dal progetto simulato condotto e/o dalle indagini effettuate. I risultati di tali verifiche sono riportati come mappe di colore, descrivendo il rapporto tra l'azione agente e la resistenza offerta dall'elemento. Ne deriva che valori minori o al massimo uguali all'unità indicano il soddisfacimento della relativa verifica.



Le verifiche risultano generalmente soddisfatte; sono stati rimossi dall'immagine sopra riportata due punti singolari in corrispondenza degli appoggi di estremità, i quali non fornivano risultati coerenti data l'obliquità degli appoggi e la necessità di realizzare un modello numerico non labile. Le verifiche non risultano soddisfatte solamente in una piccola porzione posta in mezzzeria della corsia convenzionale 1, per una quantità pari a circa il 2%.

Per quanto riguarda le tensioni totali agenti sulla soletta:



Le massime tensioni agenti sul calcestruzzo risultano inferiori alla resistenza di progetto, pari a:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c \cdot FC} = 15,87 \text{ N/mm}^2 = 158,7 \text{ daN/cm}^2$$

### 3. Campata centrale

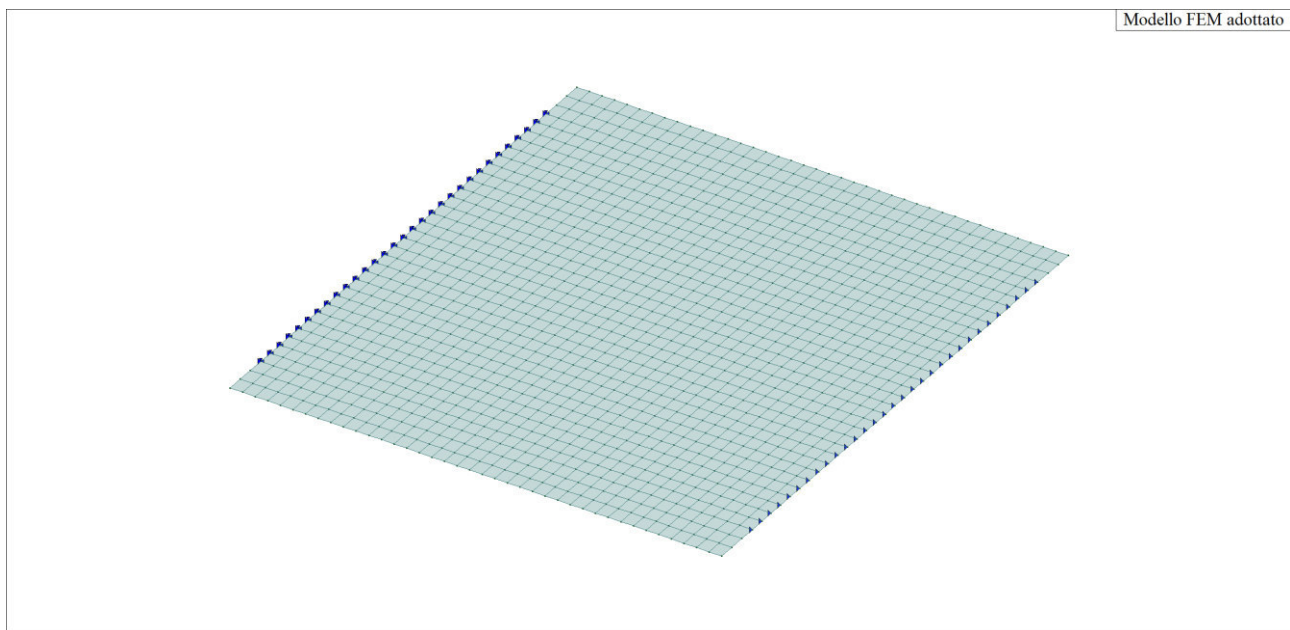
#### Modellazione della struttura

Il modello matematico con elaboratore elettronico è stato sviluppato considerando la sola campata in oggetto, adottando elementi *piastra* a 4 nodi. La struttura è stata considerata in semplice appoggio, con vincoli a cerniera da un lato e vincoli a carrello orizzontale sul lato opposto.

Si è considerato uno spessore resistente della piastra pari a 65 cm, ossia esteso per l'intero spessore della soletta, data la collaborazione dei travetti in c.a.p. alla resistenza a flessione dell'impalcato. Per le mensole è stato invece considerato uno spessore medio di 35 cm.

Si riportano di seguito alcune immagini relative al modello numerico adottato.





### Informazioni sul codice di calcolo adottato

Si riportano di seguito le caratteristiche del software di calcolo adottato ai fini delle analisi.

Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2021-05-192)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi4031

### Modellazione delle azioni

#### Casi e combinazioni di carico adottati

I casi di carico che saranno adottati verranno combinati secondo quanto riportato al paragrafo 2.5.3 e secondo le tabelle 5.1.IV, 5.1.V e 5.1.VI delle NTC2018.

Nel caso in oggetto si ritiene opportuno ricorrere ai gruppi di azioni 1 e 4.

**Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico**

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti g <sub>1</sub> e g <sub>3</sub>	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> g <sub>2</sub>	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Si è proceduto implementando quindi i seguenti casi di carico:

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gk	CDC=G1k (permanente generico) pavimentazione
3	Qk	CDC=Qk (variabile generico) traffico gruppo 1
4	Qk	CDC=Qk (variabile generico) traffico gruppo 4

Data la simmetria del problema, non si è ritenuto necessario considerare le due differenti posizioni reciproche delle corsie convenzionali. Si sono quindi ottenute le combinazioni di carico di seguito riportate:

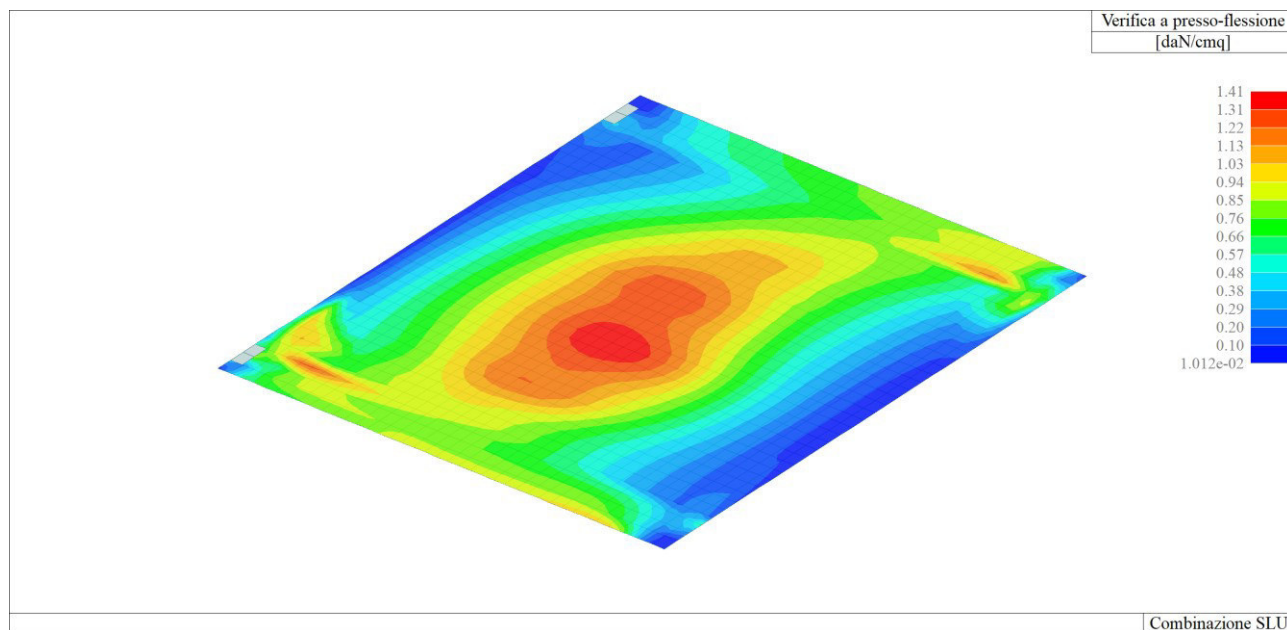
Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 1
2	SLU	Comb. SLU A1 2
3	SLU	Comb. SLU A1 3
4	SLU	Comb. SLU A1 4
5	SLU	Comb. SLU A1 5
6	SLU	Comb. SLU A1 6
7	SLU	Comb. SLU A1 7
8	SLU	Comb. SLU A1 8
9	SLU	Comb. SLU A1 9
10	SLU	Comb. SLU A1 10
11	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 11
12	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 12
13	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 13
14	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 14
15	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 15
16	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 16
17	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 17
18	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 18
19	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 19

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...
1	1.35	1.35	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...
2	1.00	1.00	0.0	0.0
3	1.35	1.35	1.35	0.0
4	1.00	1.00	1.35	0.0
5	1.35	1.35	1.01	0.0
6	1.00	1.00	1.01	0.0
7	1.35	1.35	0.0	1.01
8	1.00	1.00	0.0	1.01
9	1.35	1.35	0.0	1.35
10	1.00	1.00	0.0	1.35
11	1.00	1.00	0.0	0.0
12	1.00	1.00	1.00	0.0
13	1.00	1.00	0.75	0.0
14	1.00	1.00	0.0	0.75
15	1.00	1.00	0.0	1.00
16	1.00	1.00	0.0	0.0
17	1.00	1.00	0.75	0.0
18	1.00	1.00	0.0	0.75
19	1.00	1.00	0.0	0.0

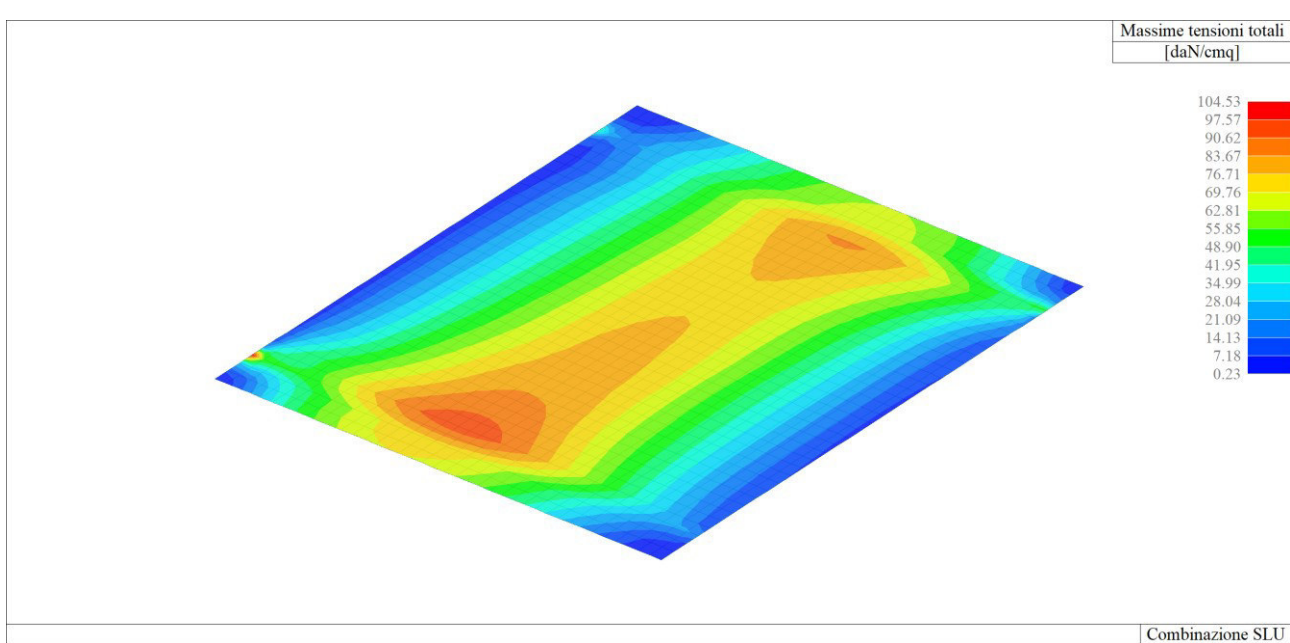
### Risultati delle analisi e valutazione della sicurezza

Si sono condotte analisi di tipo statiche lineari. Le verifiche sono state condotte considerando i quantitativi di armatura metallica desunti dal progetto simulato condotto e/o dalle indagini effettuate. I risultati di tali verifiche sono riportati come mappe di colore, descrivendo il rapporto tra l'azione agente e la resistenza offerta dall'elemento. Ne deriva che valori minori o al massimo uguali all'unità indicano il soddisfacimento della relativa verifica.



Sono stati rimossi dall'immagine sopra riportata due punti singolari in corrispondenza degli appoggi di estremità, i quali non fornivano risultati coerenti data l'obliquità degli appoggi e la necessità di realizzare un modello numerico non labile. Le verifiche non risultano soddisfatte per una buona porzione della parte centrale dell'impalcato, superando le prescrizioni di sicurezza di una quantità pari a circa il 40%.

Per quanto riguarda le tensioni totali agenti sulla soletta:



Le massime tensioni agenti sul calcestruzzo risultano inferiori alla resistenza di progetto, pari a:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c \cdot FC} = 15,87 \text{ N/mm}^2 = 158,7 \text{ daN/cm}^2$$

#### 4. Pile e spalle

##### Modellazione della struttura

Nel caso delle pile e delle spalle si ritiene opportuno procedere alla modellazione completa dell'opera d'arte.

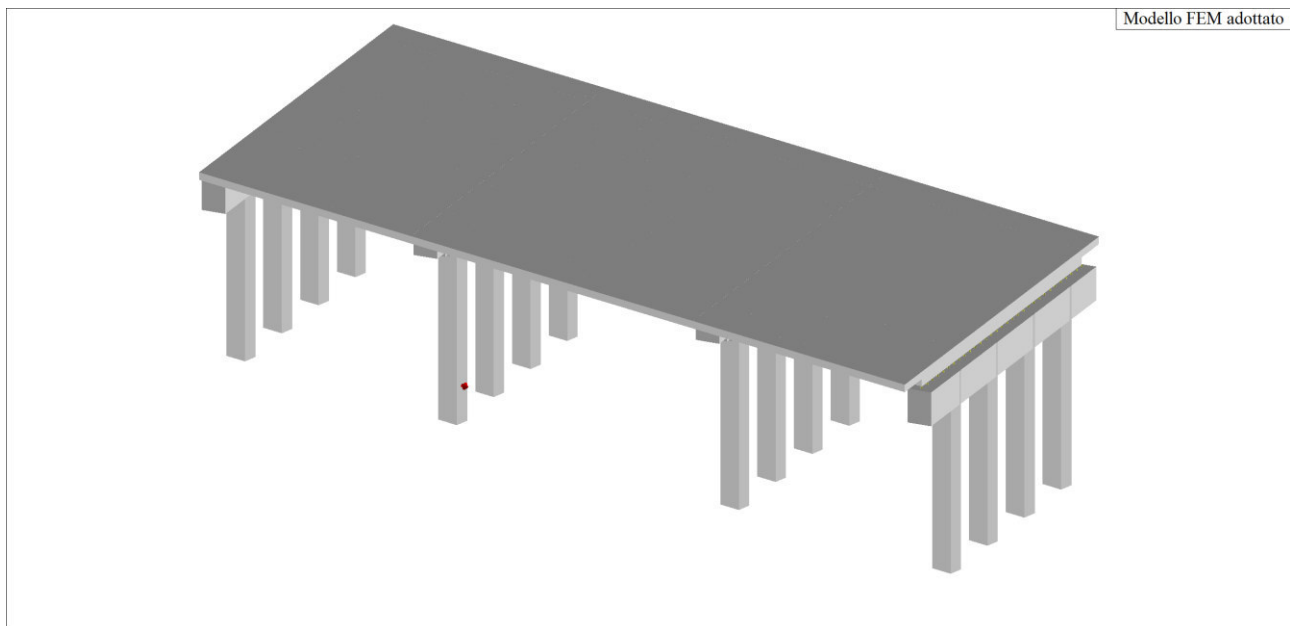
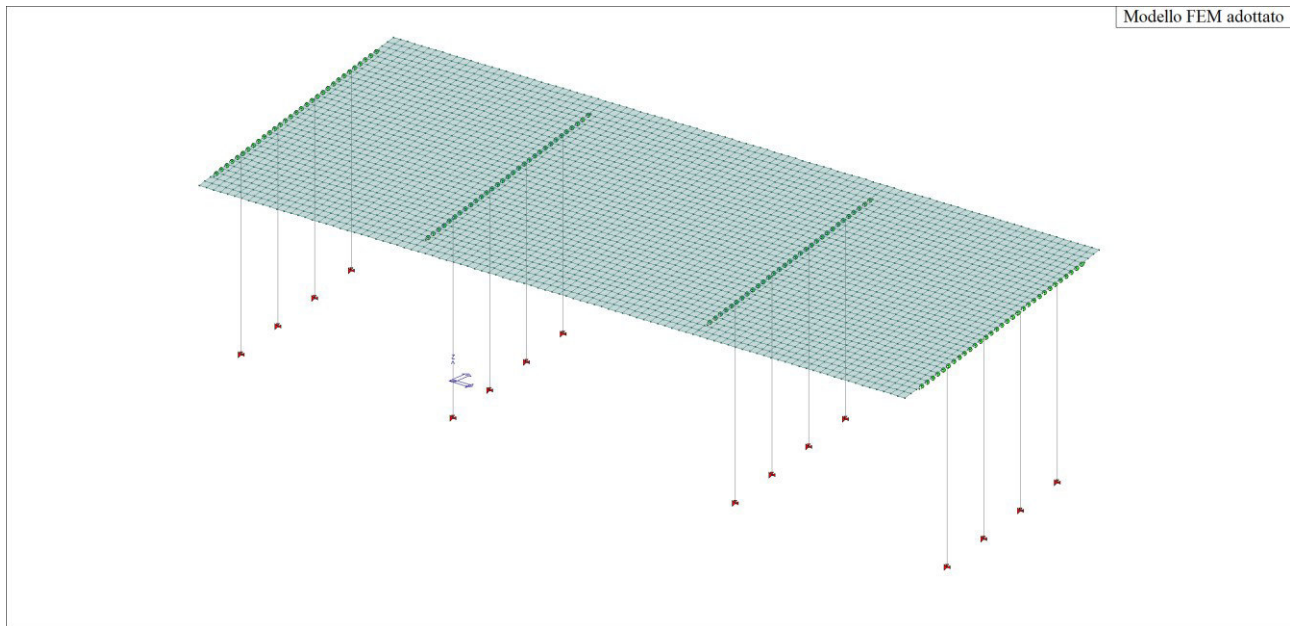
Nella modellazione si sono adottate, nel caso degli impalcati, le stesse caratteristiche espresse in precedenza; gli elementi verticali di pile e spalle sono invece stati modellati con elementi *trave*; i pilastri sono stati considerati incastrati alla base. L'appoggio degli impalcati sulle travi pulvino è stato modellato mediante una serie di *link rigidi* svincolati a momento flettente.

##### Informazioni sul codice di calcolo adottato

Si riportano di seguito le caratteristiche del software di calcolo adottato ai fini delle analisi.

Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2021-05-192)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi4031

Si riportano di seguito alcune immagini relative al modello numerico adottato.



### Modellazione delle azioni

I casi di carico che saranno adottati verranno combinati secondo quanto riportato al paragrafo 2.5.3 e secondo le tabelle 5.1.IV, 5.1.V e 5.1.VI delle NTC2018.

Nel caso in oggetto si ritiene opportuno ricorrere ai gruppi di azioni 1, 2a e 4.



Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanent)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Si è proceduto implementando quindi i seguenti casi di carico:

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gk	CDC=G1k (permanente generico) pavimentazione
3	Qk	CDC=Qk (variabile generico) traffico gruppo 1
4	Qk	CDC=Qk (variabile generico) traffico gruppo 2a
5	Qk	CDC=Qk (variabile generico) traffico gruppo 4

Si sono quindi ottenute le combinazioni di carico di seguito riportate:

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 1
2	SLU	Comb. SLU A1 2
3	SLU	Comb. SLU A1 3
4	SLU	Comb. SLU A1 4
5	SLU	Comb. SLU A1 5
6	SLU	Comb. SLU A1 6
7	SLU	Comb. SLU A1 7
8	SLU	Comb. SLU A1 8
9	SLU	Comb. SLU A1 9
10	SLU	Comb. SLU A1 10
11	SLU	Comb. SLU A1 11
12	SLU	Comb. SLU A1 12
13	SLU	Comb. SLU A1 13
14	SLU	Comb. SLU A1 14
15	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 15
16	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 16
17	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 17
18	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 18
19	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 19
20	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 20
21	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 21
22	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 22
23	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 23
24	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 24
25	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 25

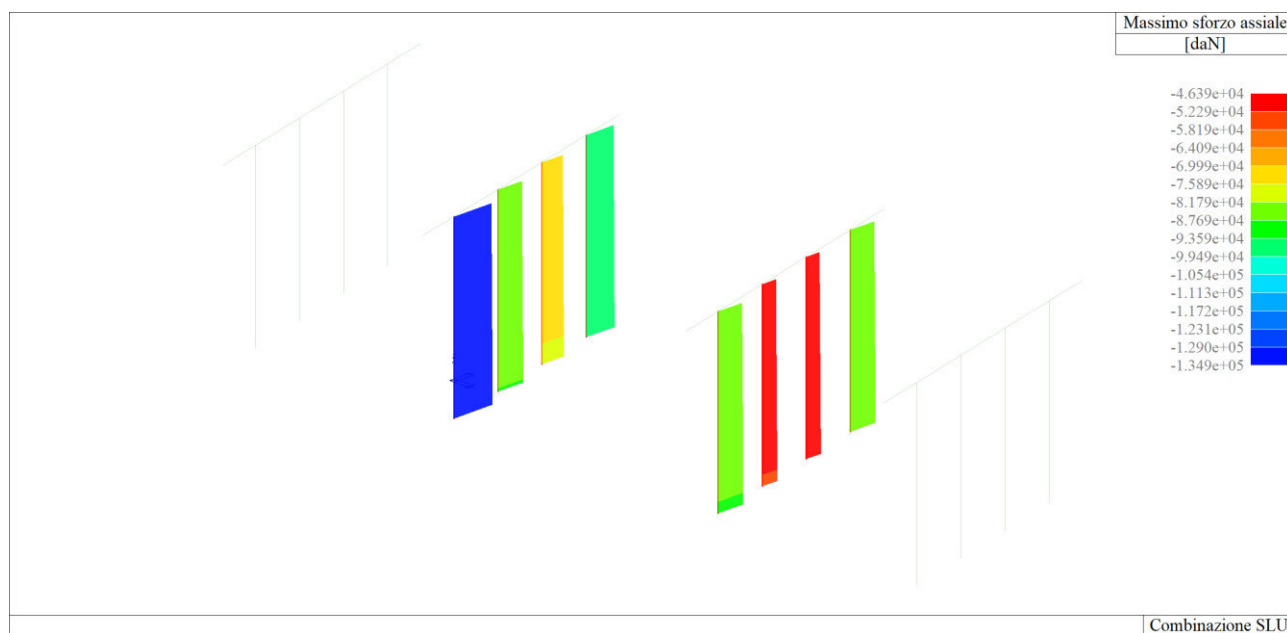
Cmb	Tipo	Sigla Id
26	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 26

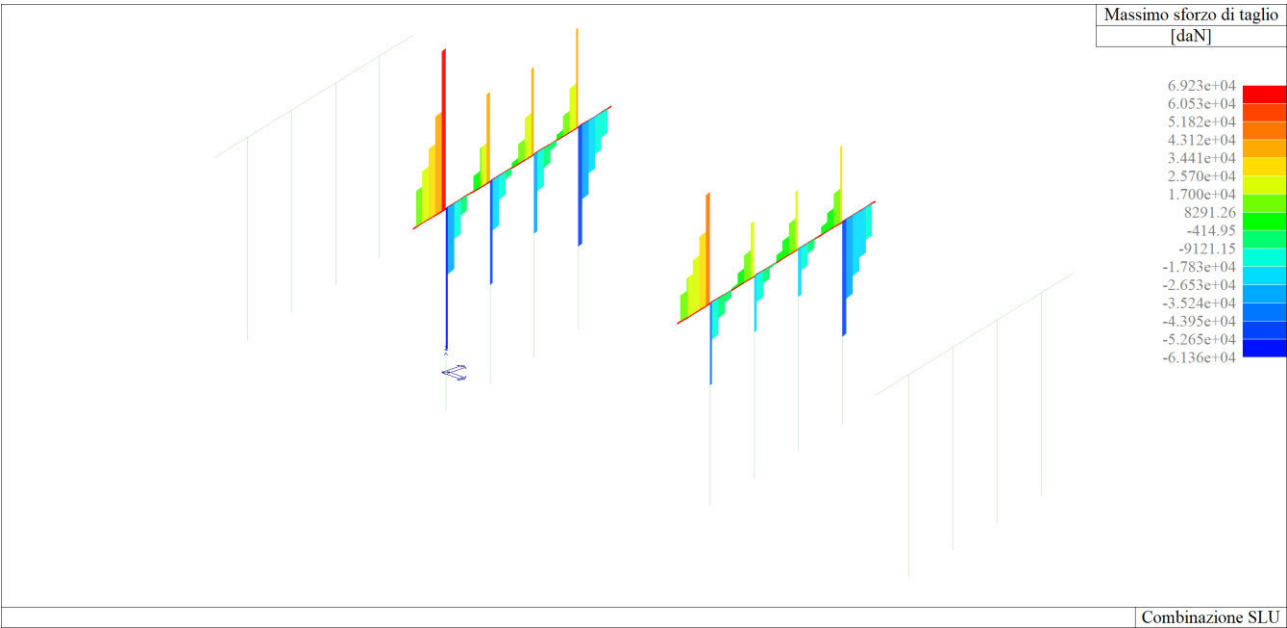
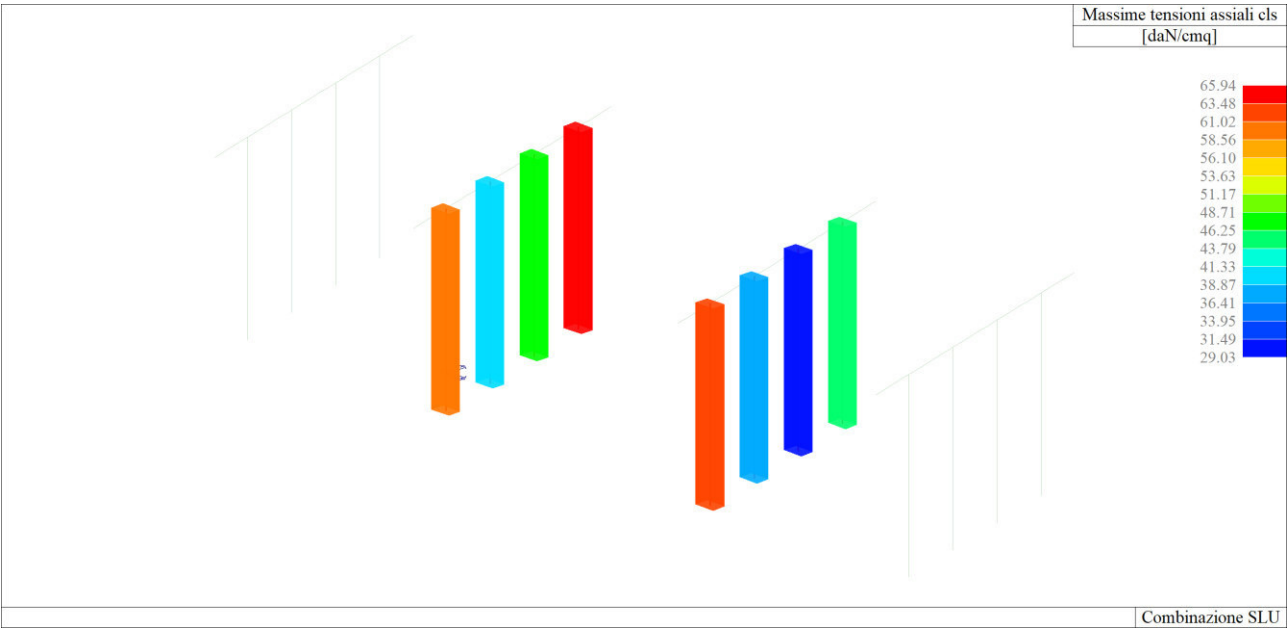
Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...
1	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0
2	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0
3	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0
4	1.00	1.00	1.35	0.0	0.0
5	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0
6	1.00	1.00	1.01	0.0	0.0
7	1.35	1.35	0.0	1.01	0.0
8	1.00	1.00	0.0	1.01	0.0
9	1.35	1.35	0.0	1.35	0.0
10	1.00	1.00	0.0	1.35	0.0
11	1.35	1.35	0.0	0.0	1.01
12	1.00	1.00	0.0	0.0	1.01
13	1.35	1.35	0.0	0.0	1.35
14	1.00	1.00	0.0	0.0	1.35
15	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0
16	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0
17	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0
18	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0
19	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0
20	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75
21	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00
22	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0
23	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0
24	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0
25	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75
26	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0

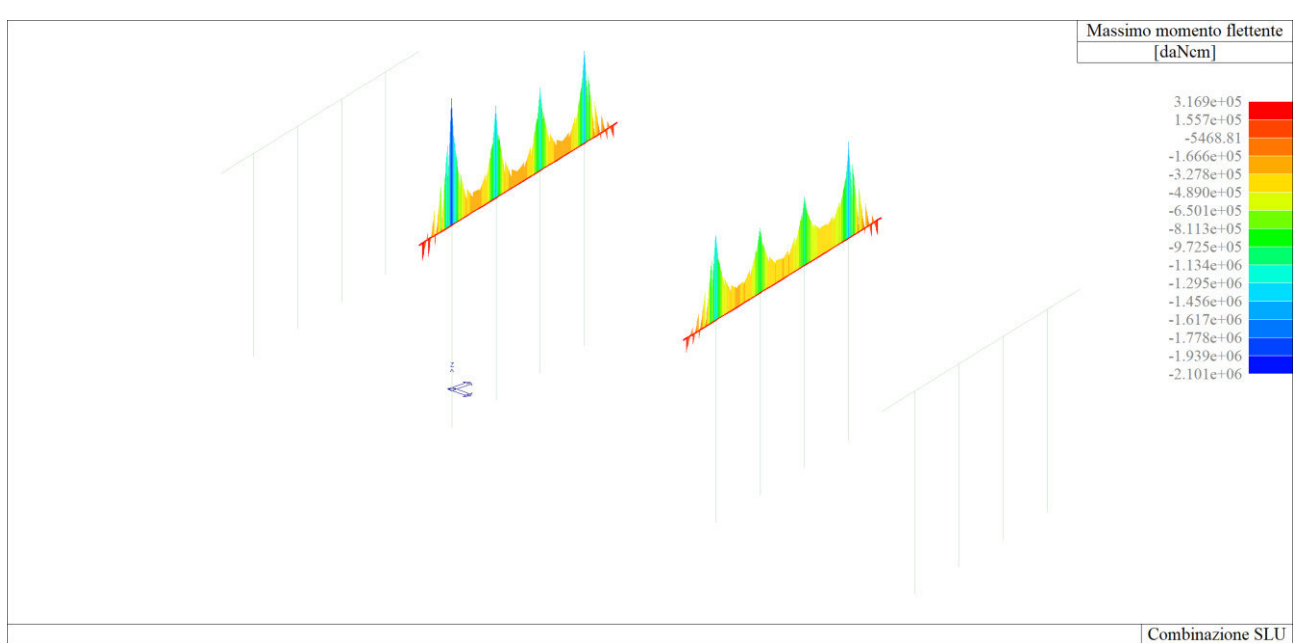
### Risultati delle analisi – Pile

Si sono condotte analisi di tipo statiche lineari. Per quanto riguarda le pile, le condizioni più gravose riguardano ovviamente la presenza dei carichi tandem in corrispondenza della pila stessa.

Si riportano di seguito alcune immagini relative alle sollecitazioni agenti sugli elementi di interesse.



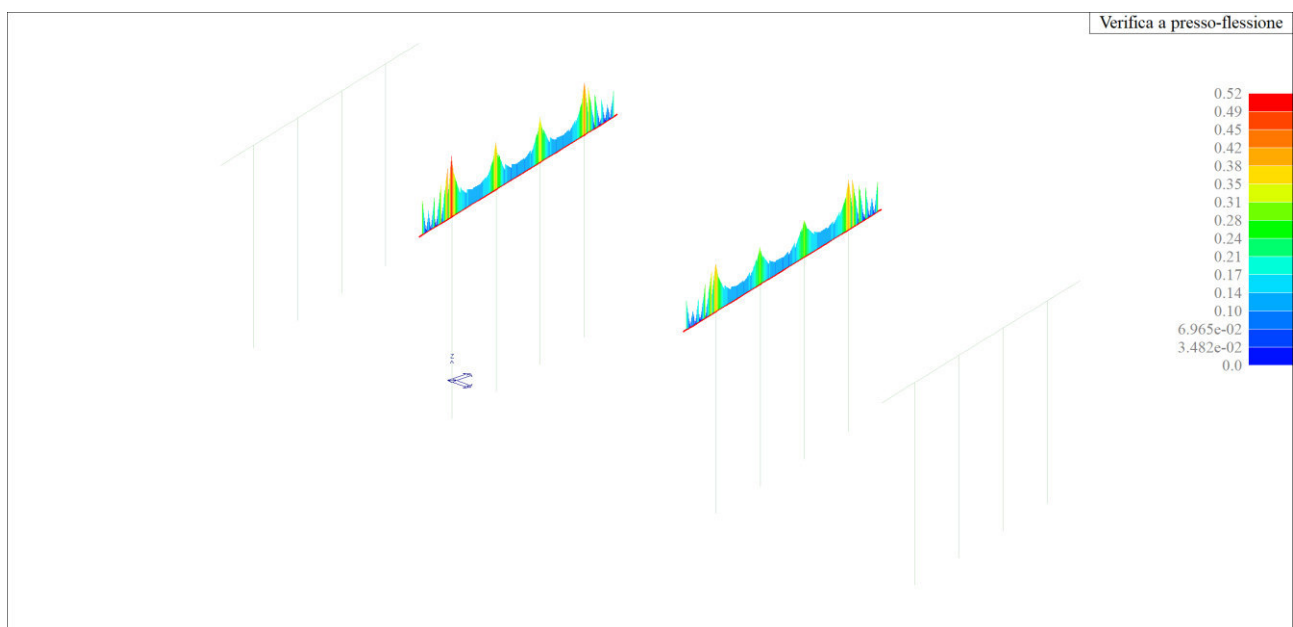


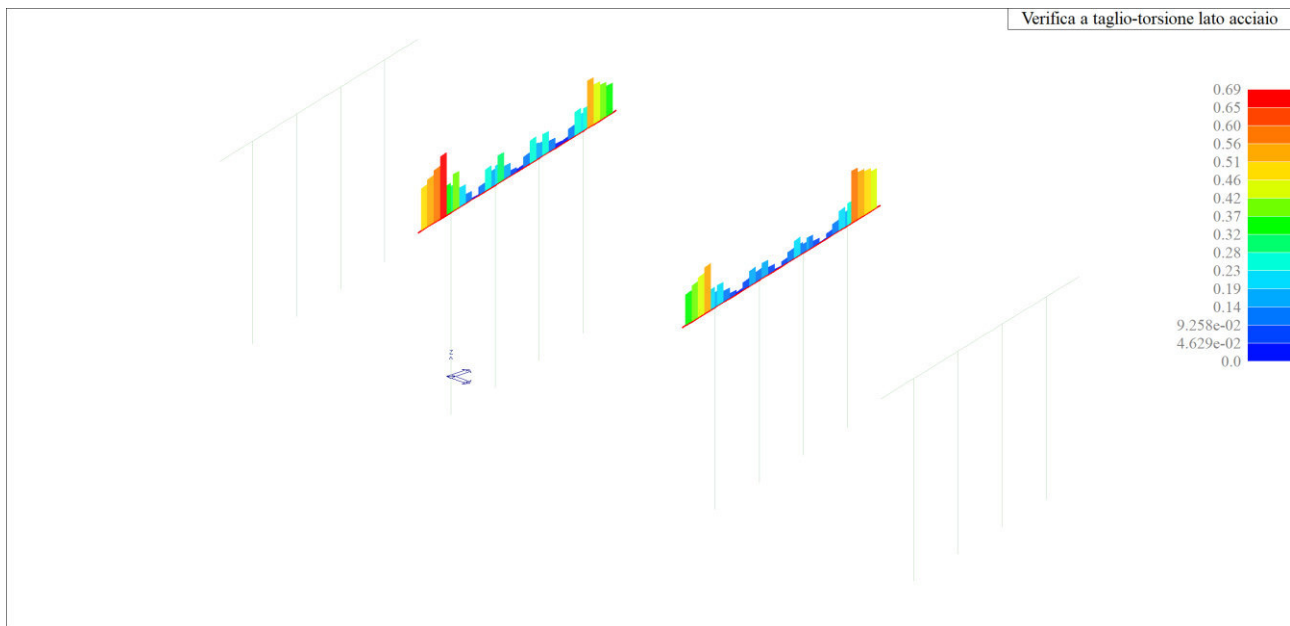
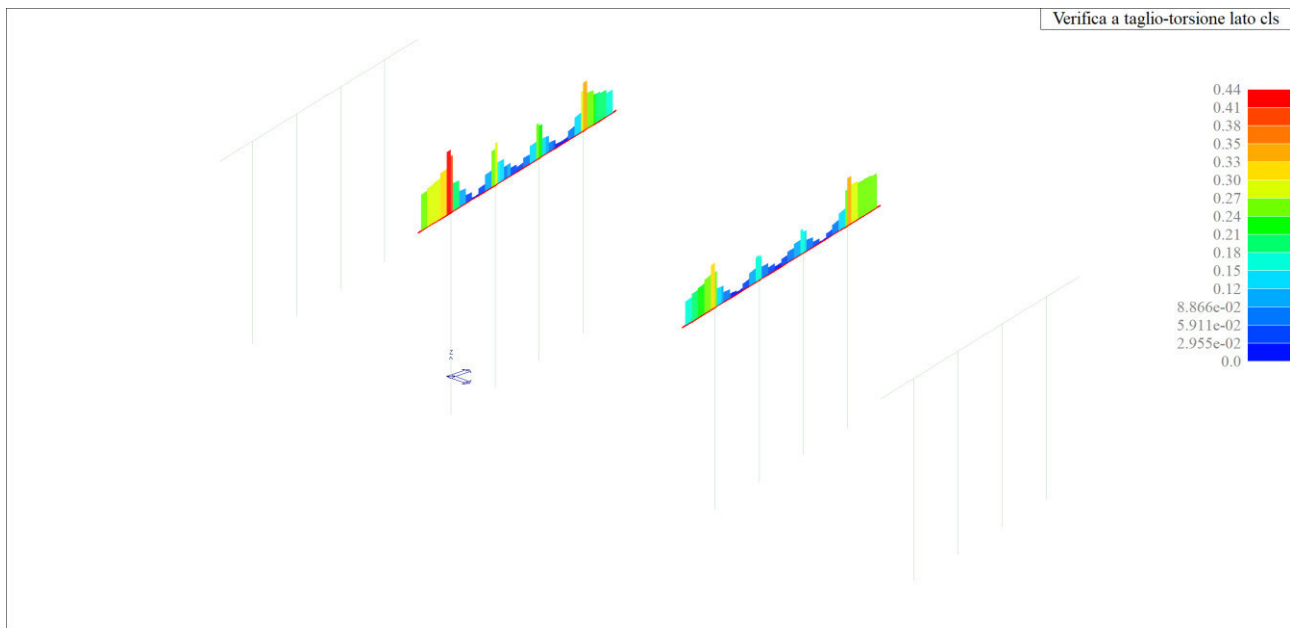


### Valutazione della sicurezza – Pile

Le verifiche sono state condotte considerando i quantitativi di armatura metallica desunti dai risultati dal progetto simulato o rilevate in sito. I risultati di tali verifiche sono riportati come mappe di colore, descrivendo il rapporto tra l'azione agente e la resistenza offerta dall'elemento. Ne deriva che valori minori o al massimo uguali all'unità indicano il soddisfacimento della relativa verifica.

Per quanto riguarda i pulvini delle pile:

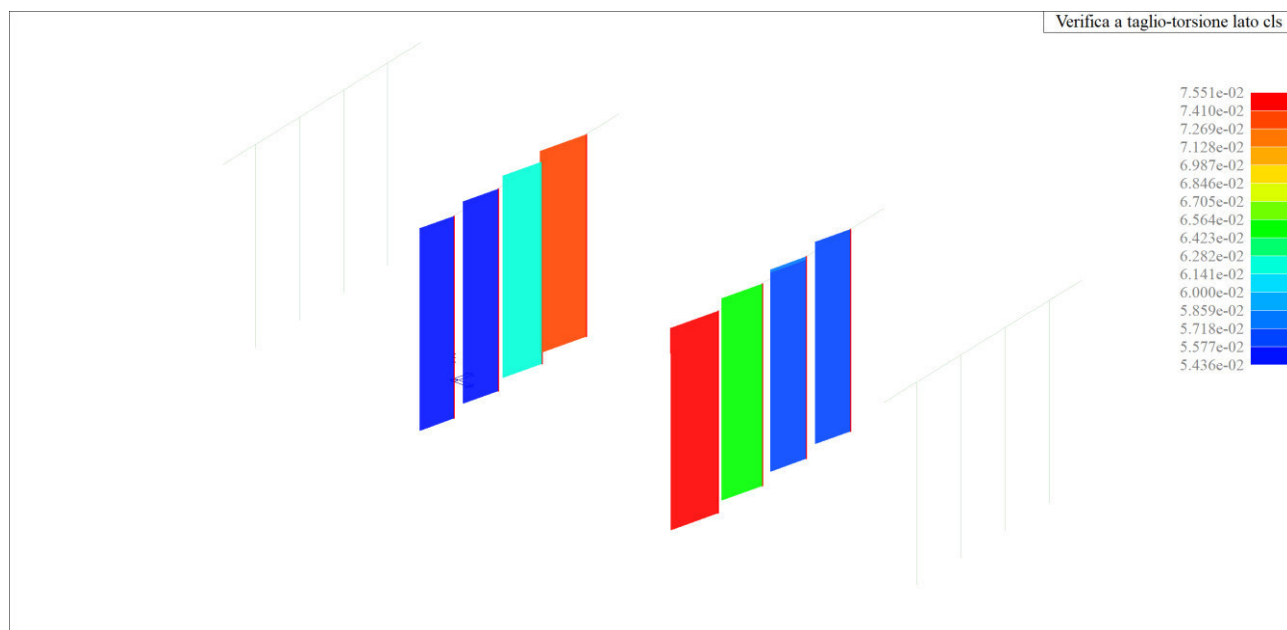
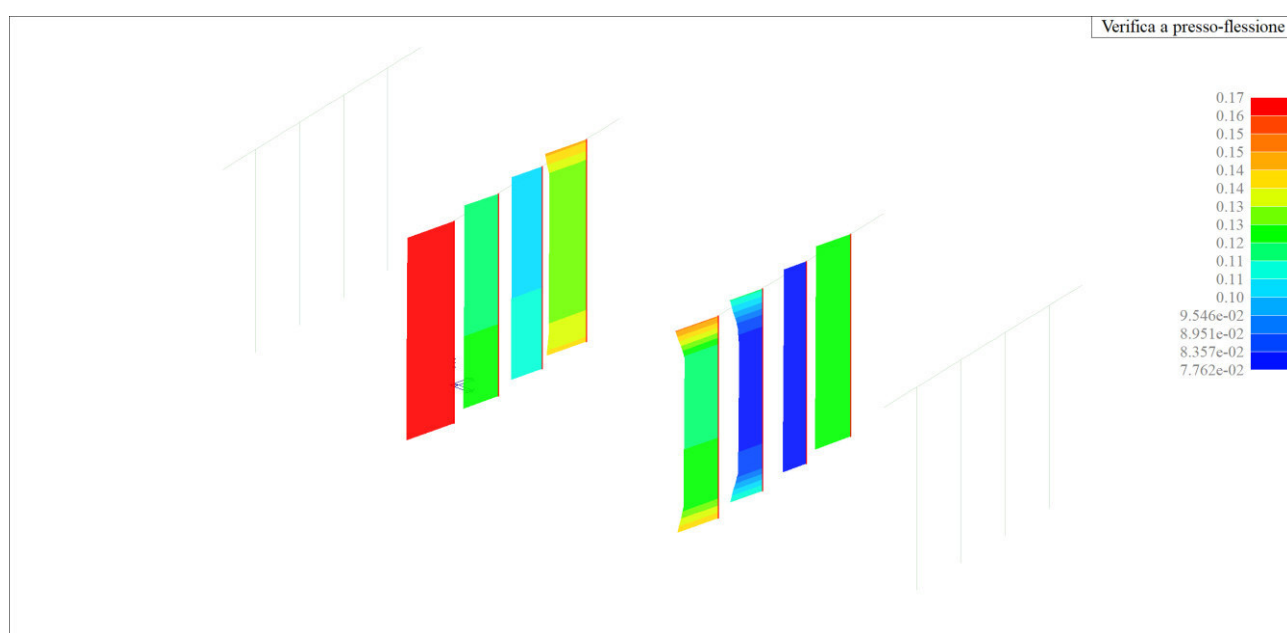


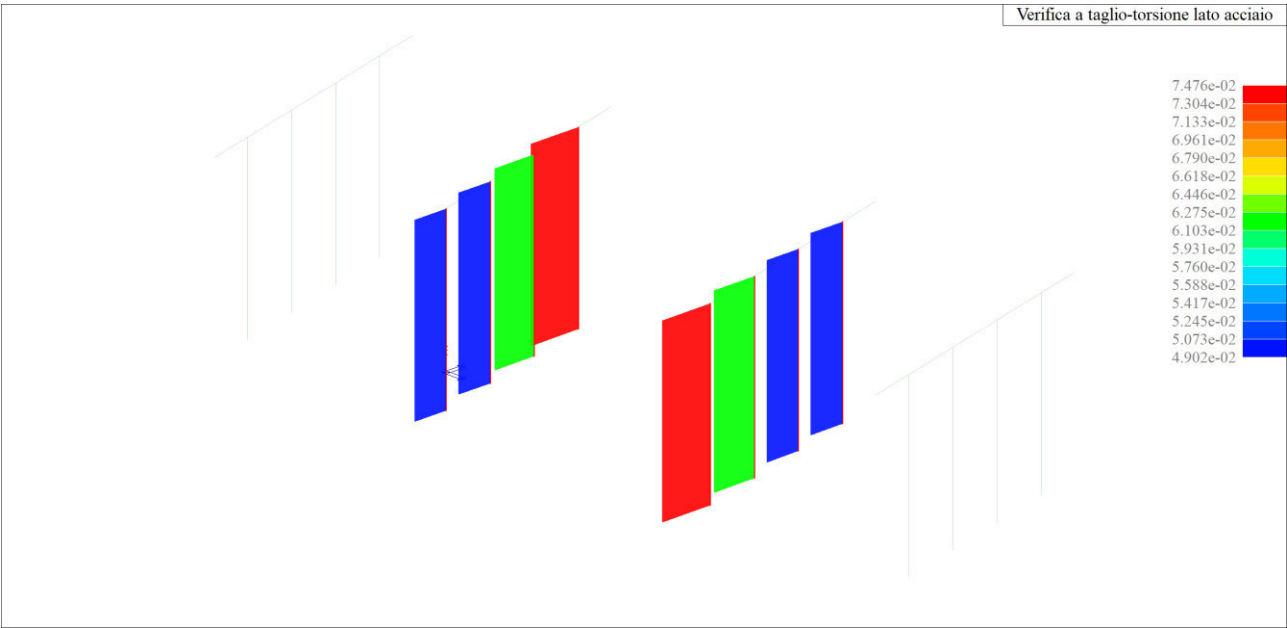


Le verifiche dei pulvini possono dirsi quindi completamente soddisfatte.

Per quanto riguarda i pilastri delle pile, si prevedono indici di sfruttamento piuttosto bassi, non avendo considerato per il momento azioni orizzontali al di fuori delle azioni di frenata dei veicoli:





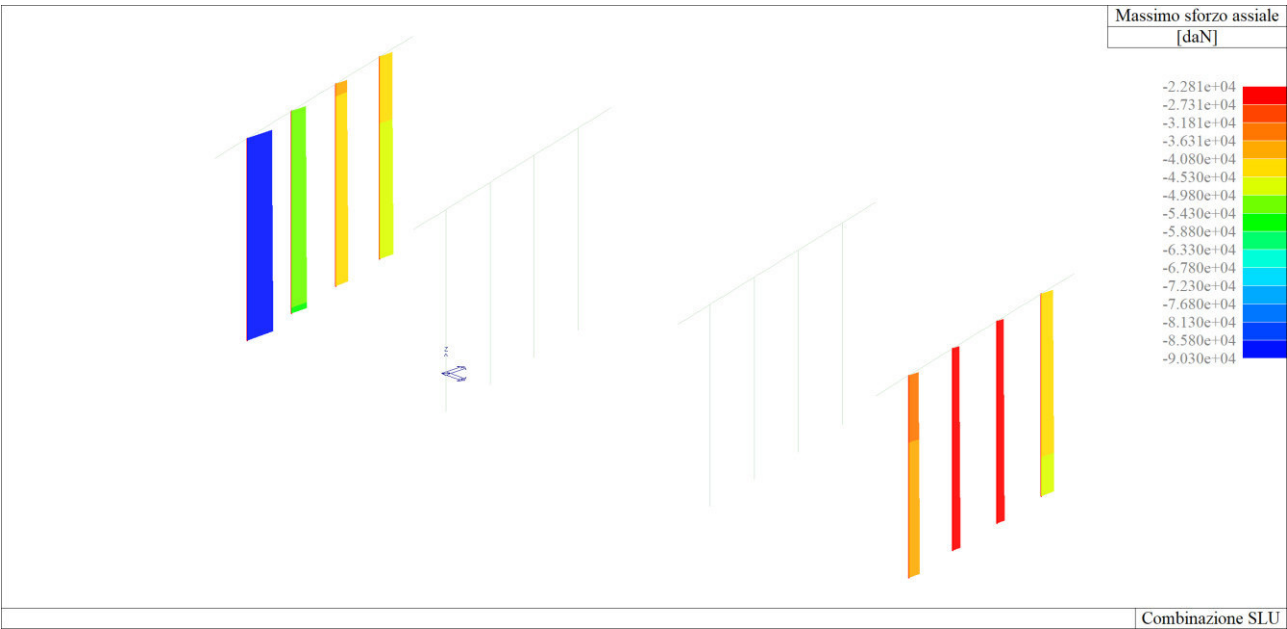


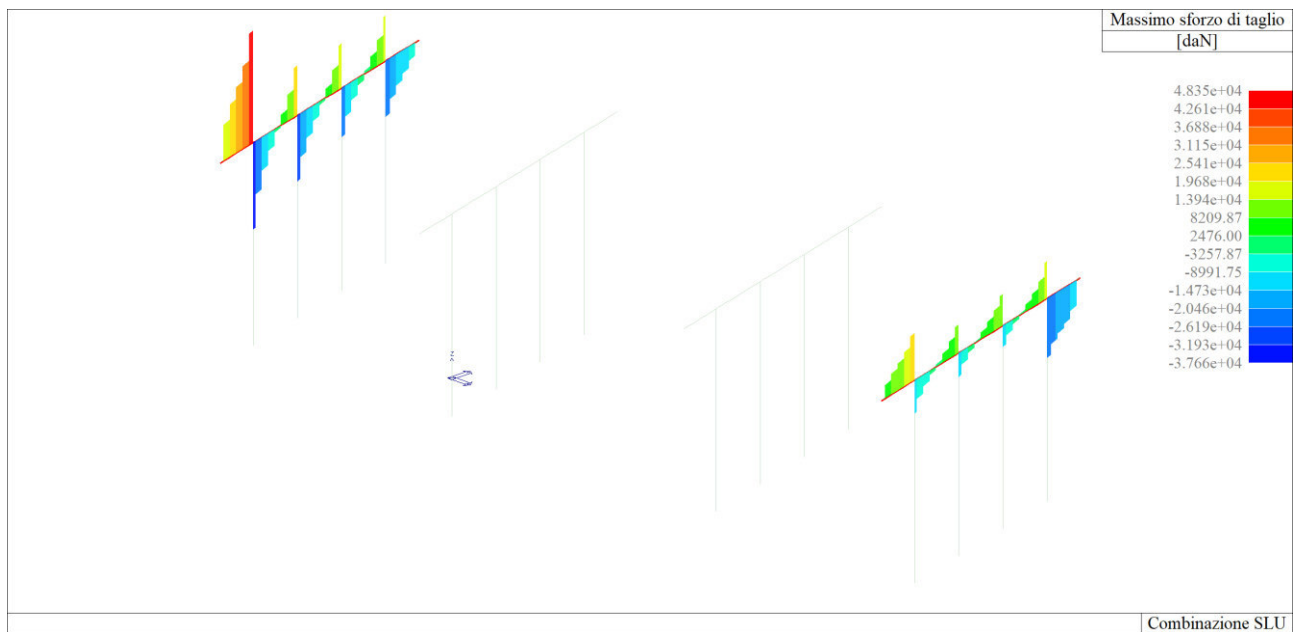
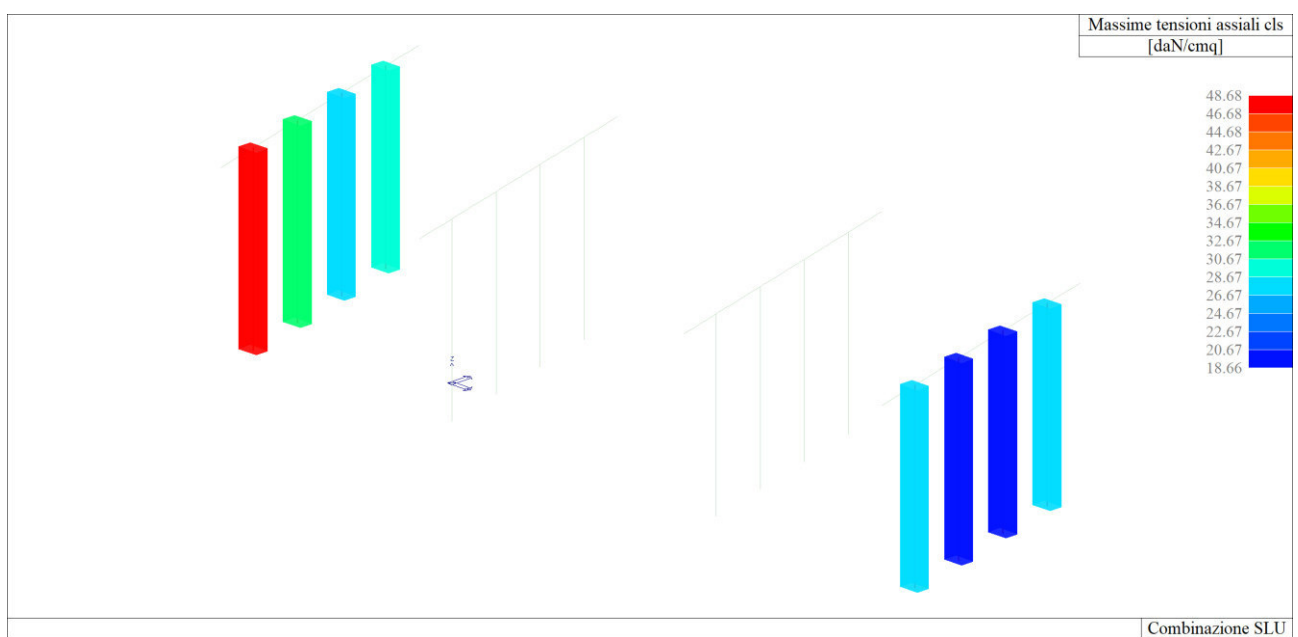
Le verifiche possono dirsi ampiamente soddisfatte.

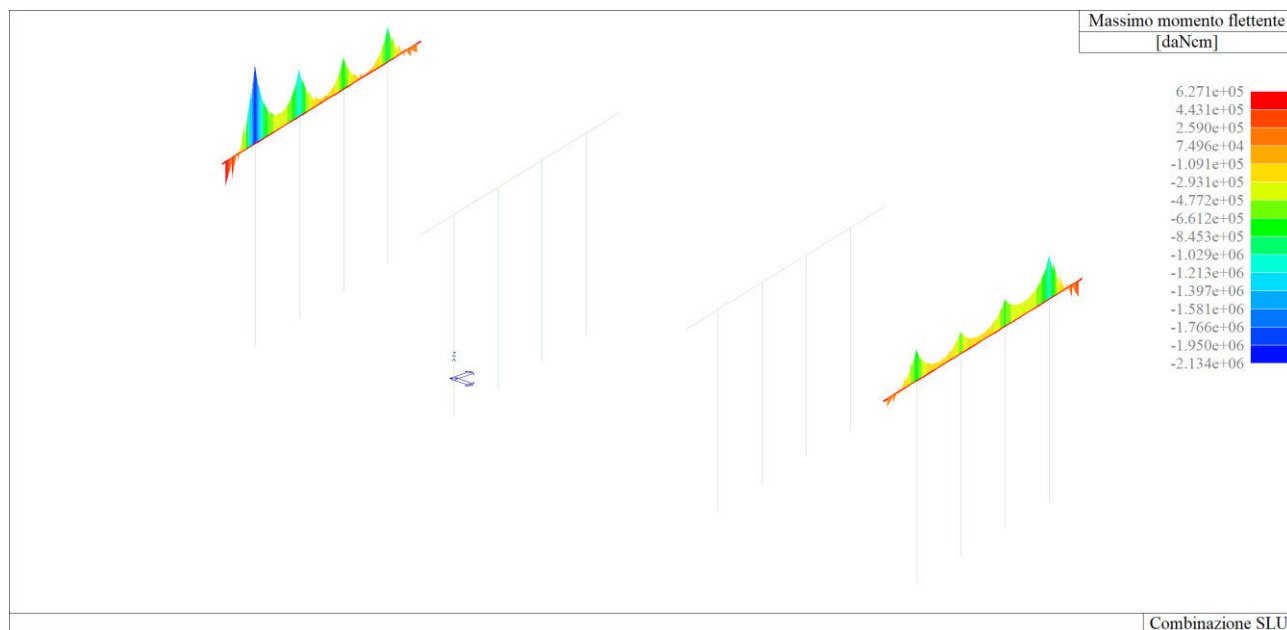
### ***Risultati delle analisi – Spalle***

Si sono condotte analisi di tipo statiche lineari. Per quanto riguarda le spalle, le condizioni più gravose riguardano ovviamente la presenza dei carichi tandem in prossimità della spalla stessa.

Si riportano di seguito alcune immagini relative alle sollecitazioni agenti sugli elementi di interesse.



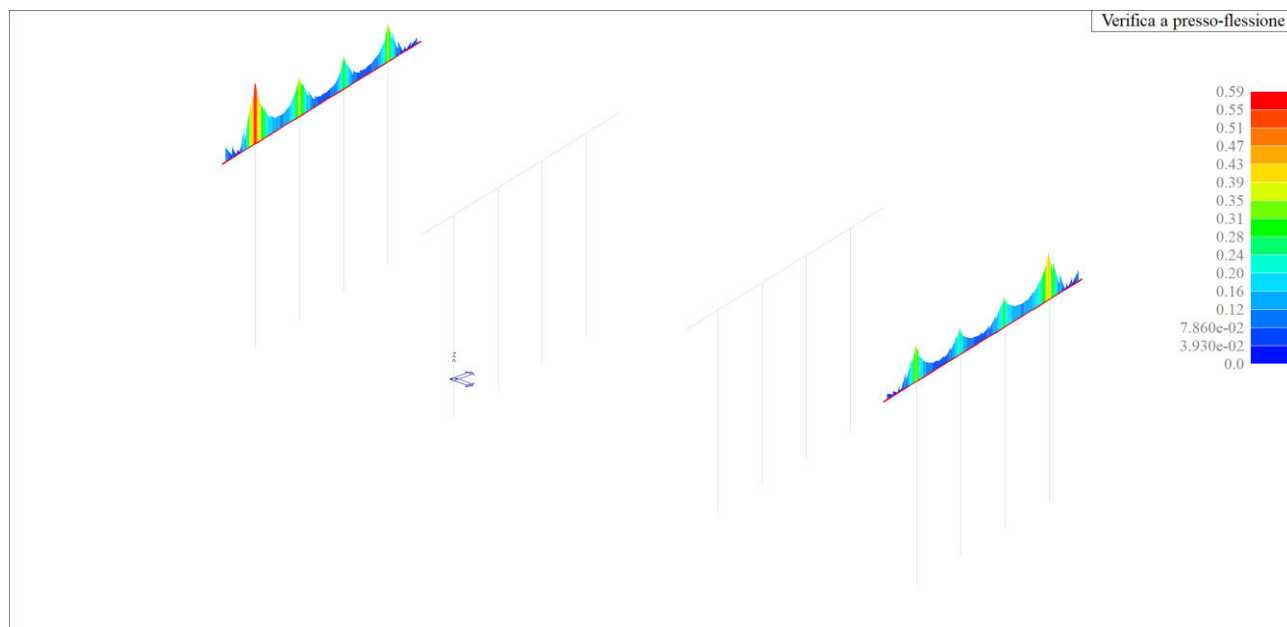


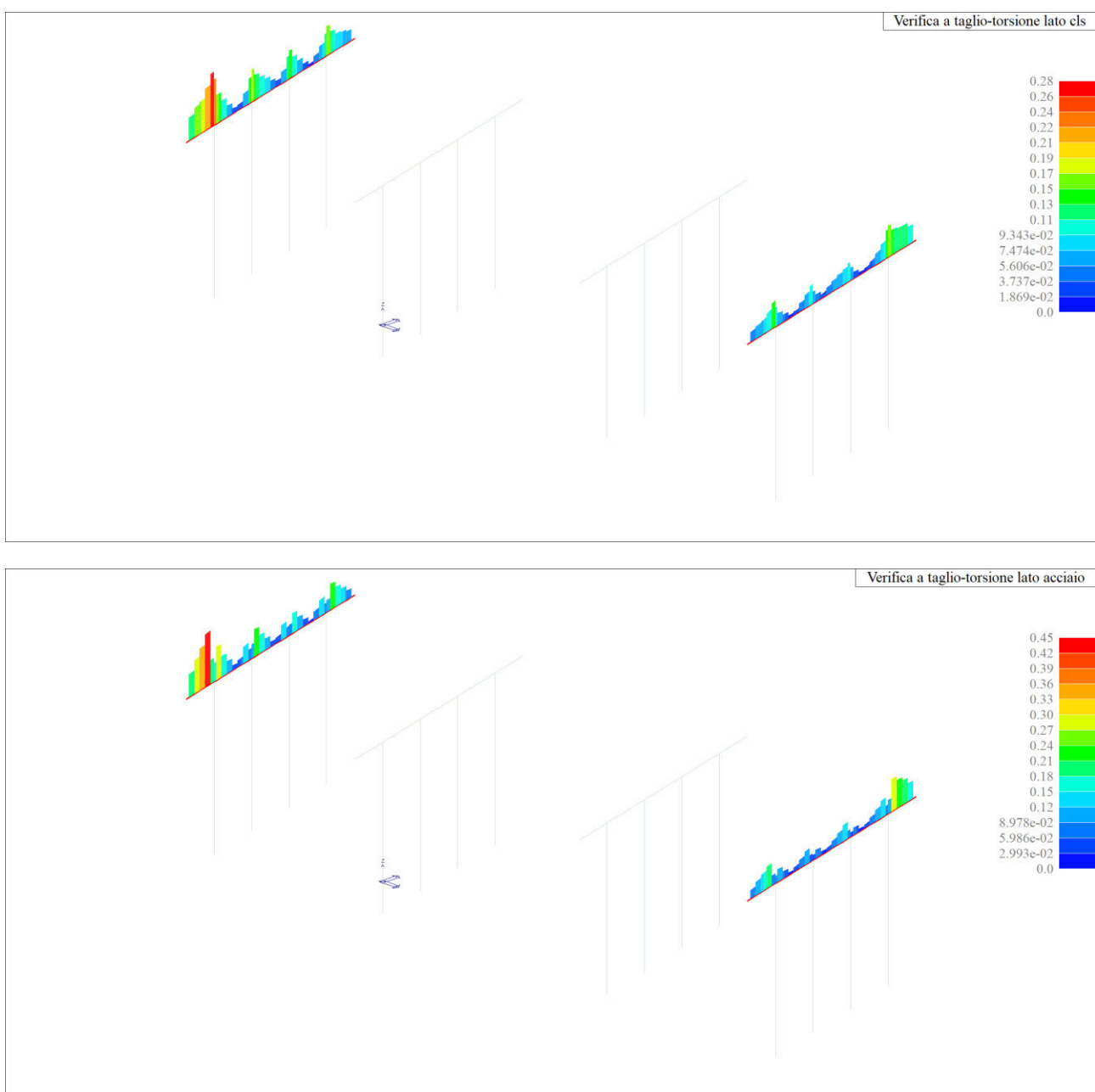


### Valutazione della sicurezza – Spalle

Le verifiche sono state condotte considerando i quantitativi di armatura metallica desunti dai risultati dal progetto simulato o rilevate in sito. I risultati di tali verifiche sono riportati come mappe di colore, descrivendo il rapporto tra l'azione agente e la resistenza offerta dall'elemento. Ne deriva che valori minori o al massimo uguali all'unità indicano il soddisfacimento della relativa verifica.

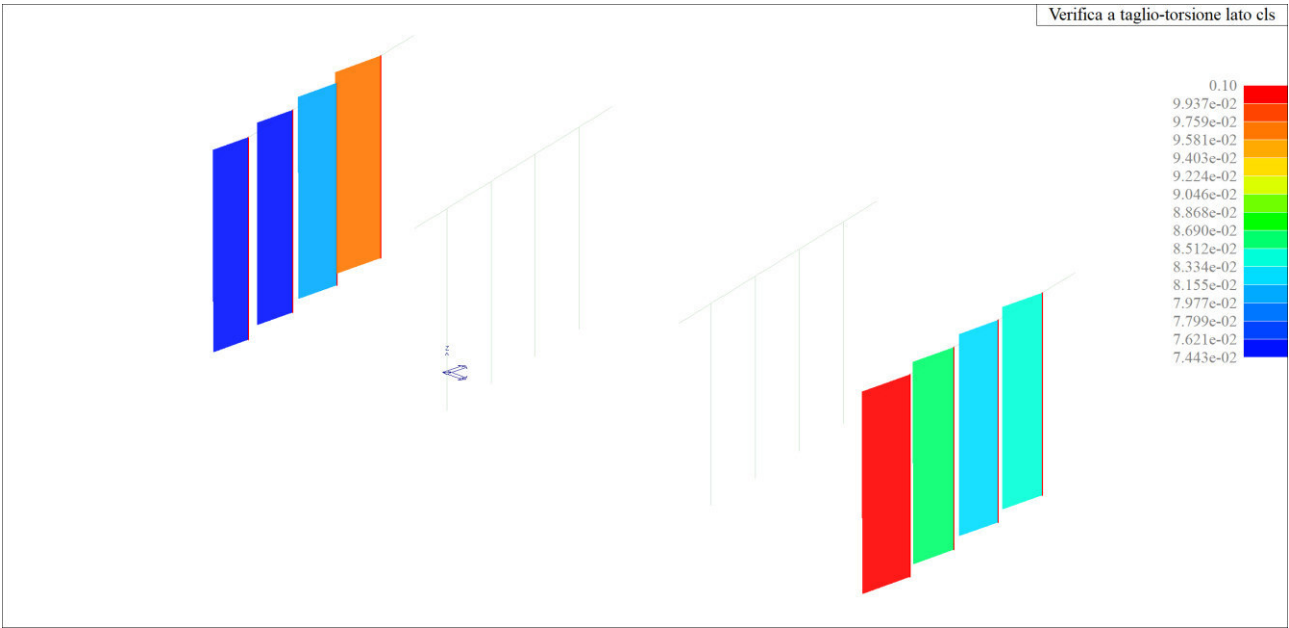
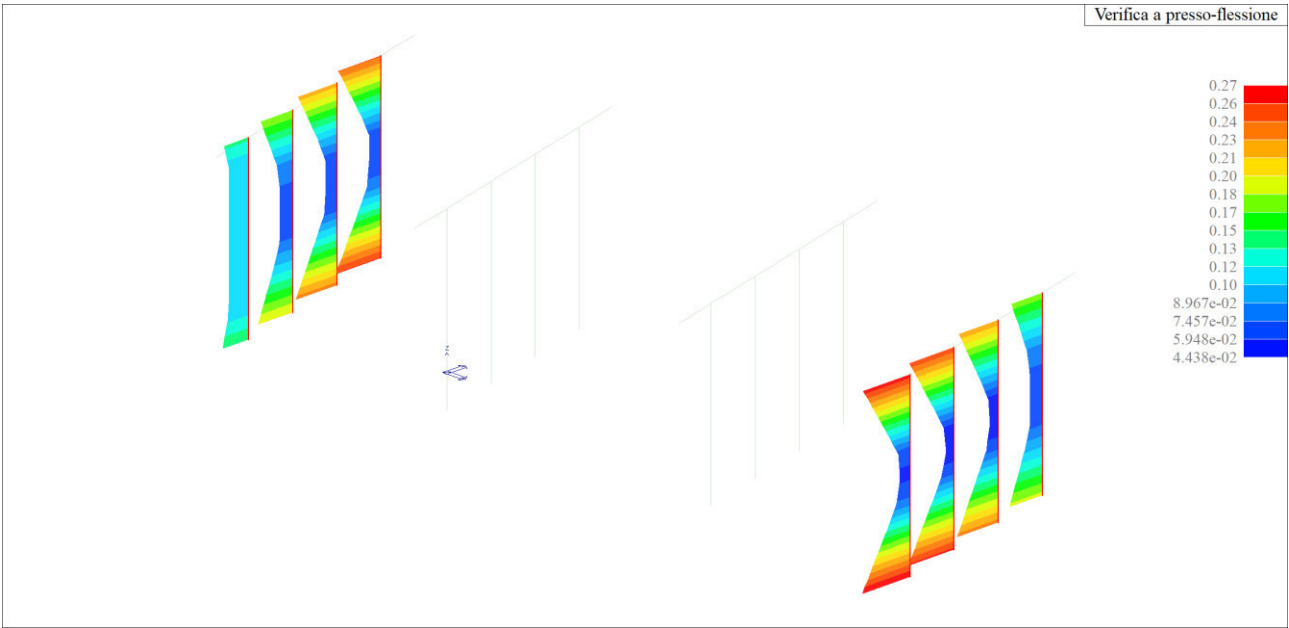
Per quanto riguarda i pulvini delle spalle:



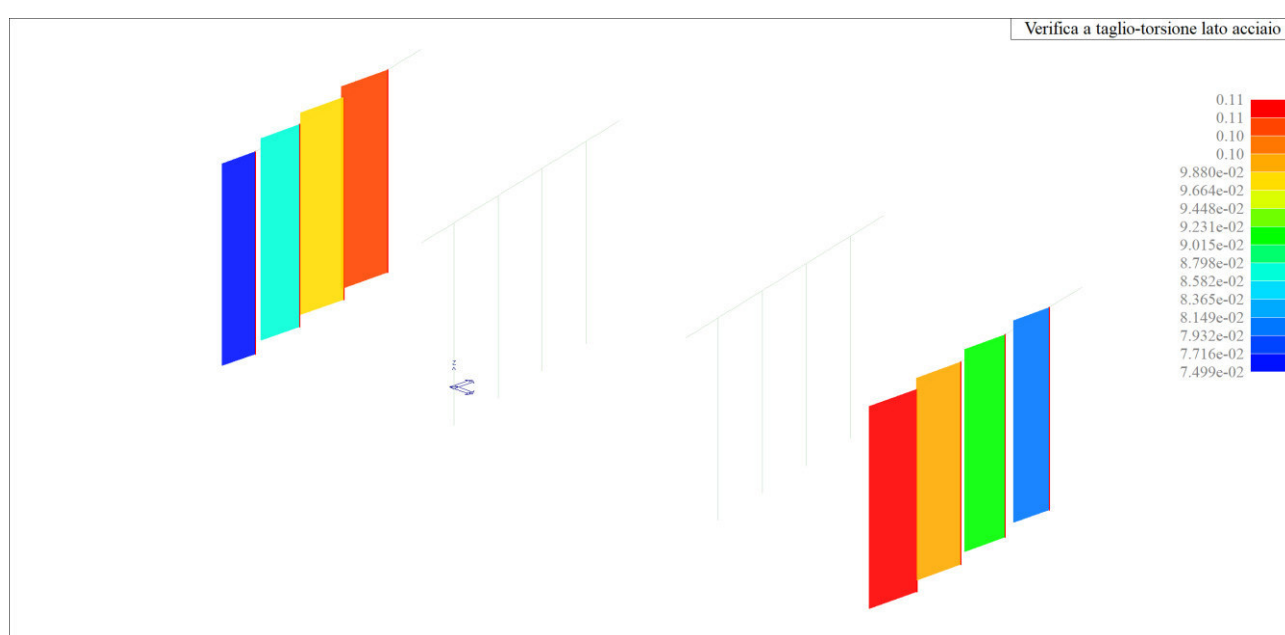


Le verifiche dei pulvini possono dirsi quindi completamente soddisfatte.

Per quanto riguarda i pilastri delle spalle, si prevedono indici di sfruttamento piuttosto bassi, non avendo considerato per il momento azioni orizzontali al di fuori delle azioni di frenata dei veicoli:







Le verifiche possono dirsi ampiamente soddisfatte.

## ***Conclusioni e considerazioni***

Le analisi condotte hanno consentito di valutare il comportamento dell'opera d'arte ed i livelli di sicurezza raggiunti dalla stessa nei confronti delle azioni gravitazionali e da traffico attualmente previste dalle normative tecniche vigenti.

Le indagini condotte, coadiuvate al progetto simulato effettuato, hanno permesso di determinare tutte le caratteristiche geometrico-strutturale e di dettaglio del manufatto, consentendo l'esecuzione delle necessarie analisi e verifiche.

Per quanto riguarda gli impalcati, si rileva il soddisfacimento delle verifiche di sicurezza relativamente alle campate laterali, mentre la campata centrale presenta alcune criticità in relazione alla resistenza a pressoflessione, da ritrovarsi ovviamente nella mezzeria della stessa.

Per quanto riguarda le pile e le spalle, non si riscontrano particolari problematiche in condizioni di carico statiche, risultando le strutture generalmente verificate nei confronti delle prescrizioni previste dalle vigenti normative tecniche.

Suzzara, luglio 2021

Ing. Lorenzo Auri

---