

POLITECNICO DI TORINO

**Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Civile Strutture**

Tesi di Laurea Magistrale

Studio statico e sismico del ponte sulla s.p. 178 km 0+300 del Comune di Alpignano



Relatore

Prof. Ing. Chiaia Bernardino

Correlatore

Ing. Masala Domenico

Candidato
Annalisa Lia

Ottobre 2019

INTRODUZIONE.....	6
1. GENERALITÀ SULLE PATOLOGIE DEI PONTI ESISTENTI	7
1.1 DURABILITÀ E FATTORI DI RISCHIO	7
1.2 ERRORI DI PROGETTAZIONE	7
1.3 ERRORI DI COSTRUZIONE	9
1.4 FATTORI AMBIENTALI.....	10
2. SORVEGLIANZA DEI PONTI STRADALI E CATALOGAZIONE DEI DIFETTI	15
2.1 IL SISTEMA ISPETTIVO.....	15
2.2 MODALITÀ DI ESECUZIONE DELLE ISPEZIONI ORDINARIE E PRINCIPALI.....	16
2.3 IL RILIEVO DEI DIFETTI.....	17
2.4 I METODI PER RILEVARE L'EVOLUZIONE DEI DIFETTI.....	18
2.5 IL RAPPORTO DI ISPEZIONE STRAORDINARIA	18
2.6 I CONTROLLI STRUMENTALI	18
2.7 DENOMINAZIONE PROVA E NORMA DI RIFERIMENTO	21
2.8 I DIFETTI NELLE STRUTTURE IN C.A.....	25
2.9 ATTIVITÀ SVOLTE DALLA CITTÀ METROPOLITANA DI TORINO.....	33
3.PROVE DIAGNOSTICHE PER OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO	38
3.1 CALCESTRUZZO.....	38
3.1.1 <i>Ultrasuoni con trasmissione diretta, semidiretto, indiretta (ND) - calcestruzzo</i>	38
3.1.2 <i>Indagine di tipo Pull-out (MD) - calcestruzzo</i>	40
3.1.3 <i>Indagine con sclerometro (ND) - calcestruzzo</i>	40
3.1.4 <i>Indagine con metodo Windsor (ND) - calcestruzzo</i>	41
3.1.5 <i>Valutazione della profondità della carbonatazione - calcestruzzo</i>	41
3.1.6 <i>Carotaggio (D) - calcestruzzo</i>	43
3.1.7 <i>Misura delle deformazioni (ND) - calcestruzzo</i>	43
3.1.8 <i>Indagini con metodo SonReb- calcestruzzo</i>	44
3.1.9 <i>Indagini tramite endoscopia (MD) - calcestruzzo</i>	44
3.1.10 <i>Verifica del profilo di penetrazione dello ione cloruro (MD) - calcestruzzo</i>	45
3.1.11 <i>Indagini con pacometro – ferri d'armatura</i>	45
3.2 ACCIAIO.....	46
3.2.1 <i>Prelievo di armature – ferri d'armatura</i>	46
3.2.2 <i>Misura del potenziale di corrosione – ferri d'armatura</i>	46
3.2.3 <i>Misura dello stato di tensione tramite estensimetri – ferri d'armatura</i>	47
4.INDAGINI ED ANALISI CONNESSE ALLA PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI PER LA S.P. 178 DI ALPIGNANO (GIUGNO 2012).....	48
4.1 CAROTAGGI E PROVE DI COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO	50
4.1.1 <i>Metodologia e strumentazione impiegata per le indagini</i>	50
4.1.2 <i>Risultato delle indagini</i>	50

4.2	INDAGINI ULTRASONICHE	67
4.2.1	<i>Metodologia e strumentazione impiegata nell'indagine</i>	68
4.2.2	<i>Risultato delle indagini</i>	68
4.3	MISURE DI POTENZIALE DI CORROSIONE DELLE ARMATURE C.A.	80
4.3.1	<i>Metodologia e strumentazione impiegata per le indagini</i>	80
4.3.2	<i>Risultato delle indagini</i>	80
5.	ANOMALIE RICONTRATE NELLA CONSERVAZIONE DELLA STRUTTURA.....	87
6.	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA DEL PONTE DI ALPIGNANO.....	89
6.1	VIADOTTO DESTRO	89
6.2	GIUNTO DESTRO	100
6.3	ARCONI	108
6.4	IMPALCATO SOPRA AGLI ARCONI	120
6.5	VIADOTTO E GIUNTO DI SINISTRA.....	128
6.6	MARCIAPIEDI DI MONTE E VALLE	132
7.	ANALISI DELLA RELAZIONE ORIGINALE DEL PONTE DI ALPIGNANO.....	140
	PREMESSA.....	140
7.1	MATERIALI DA IMPIEGARSI.....	142
7.2	IMPALCATO IN CORRISPONDENZA DEI VIADOTTI LATERALI	145
7.2.1	<i>Soletta</i>	145
7.2.2	<i>Travi secondarie (trasversali)</i>	149
7.2.3	<i>Travi longitudinali sull'asse (centrale)</i>	151
7.2.4	<i>Travi longitudinali frontali (esterne)</i>	152
7.2.5	<i>Marcia piede a sbalzo</i>	152
7.2.6	<i>Soletta sotto massiciata</i>	152
7.2.7	<i>Trave d'orlo</i>	152
7.2.8	<i>Trave contro carreggiata</i>	153
7.2.9	<i>Mensole</i>	153
7.2.10	<i>Pilastrini dei viadotti</i>	154
7.2.11	<i>Controventi longitudinali</i>	155
7.2.12	<i>Controventi trasversali</i>	155
7.2.13	<i>Fondazione pilastrini viadotti</i>	156
7.3	IMPALCATO IN CORRISPONDENZA DELL'ARCATA.....	158
7.3.1	<i>Soletta</i>	158
7.3.2	<i>Travi secondarie (trasversali)</i>	158
7.3.3	<i>Travi longitudinali sull'asse (centrale)</i>	159
7.3.4	<i>Travi longitudinali frontali</i>	160
7.3.5	<i>Trave d'orlo</i>	160
7.3.6	<i>Travi contro carreggiata</i>	160
7.3.7	<i>Mensole</i>	160
7.3.8	<i>Pilastrini sulle arcate</i>	161
7.3.9	<i>Pilastrini sulle fronti (esterni)</i>	162
7.3.10	<i>Pilastrini doppi sulle spalle dell' arcata</i>	164
7.3.11	<i>Arco</i>	165
7.4	CONSIDERAZIONI SULLO STATO TENSIONALE DA RELAZIONE DI CALCOLO ORIGINALE	165

7.5 TABELLA RIASSUNTIVA STATO TENSIONALE	167
8. TAVOLE DEL PONTE DI ALPIGNANO.....	169
9. MODELLO AD ELEMENTI FINITI DEL PONTE DI ALPIGNANO	195
9.1 FASE DI ANALISI DEL PONTE DI ALPIGNANO: STATO TENSIONALE NEI DIVERSI ELEMENTI STRUTTURALI.....	195
9.1.1 <i>Modello del ponte con carichi da Prescrizioni 21 ottobre 1933 (da relazione di calcolo)</i>	<i>195</i>
TA- Schema di carico a). Due treni tipo (schema 1) indefiniti di autocarri del peso di 12 t affiancati, e contemporaneamente folla compatta (400 kg/m ²) sui marciapiedi.....	198
TA- Schema di carico b) Un treno tipo (schema 1) indefinito del peso di 12 t ed un treno tipo (schema 2) con veicoli dal peso massa di 40 t affiancati (IN CHIAVE), e contemporaneamente folla compatta (400 kg/m ²) sui marciapiedi.....	211
TA- Schema di carico b) Un treno tipo (schema 1) indefinito del peso di 12 t ed un treno tipo (schema 2) con veicoli dal peso massa di 40 t affiancati (RENI), e contemporaneamente folla compatta (400 kg/m ²) sui marciapiedi.....	226
TA- Schema di carico b) Un treno tipo (schema 1) indefinito del peso di 12 t ed un treno tipo (schema 2) con veicoli dal peso massa di 40 t affiancati (VIADOTTO), e contemporaneamente folla compatta (400 kg/m ²) sui marciapiedi.....	240
TA- Schema di carico c) Folla compatta (400 kg/m ²) su tutta la larghezza del ponte	255
9.1.2 <i>Modello del ponte carichi da NTC 2018.....</i>	<i>266</i>
9.1.3 <i>Modello del ponte con Carichi Reali circolanti</i>	<i>285</i>
Modello no sisma, no vento, temperatura e carichi reali ripartiti su tutto l'impalcato.....	285
Modello no sisma, no vento, temperatura e carichi reali ripartiti sull'impalcato per metà arco	299
Modello no sisma, no vento, temperatura e carichi tandem di una betoniera in corrispondenza dei pilastri centrali dei due viadotti.....	310
9.2 FASE DI VERIFICA DEL PONTE DI ALPIGNANO	323
9.2.1 <i>Verifica Ntc 2018</i>	<i>323</i>
9.2.2 <i>Verifica carichi reali circolanti ed azione del vento</i>	<i>361</i>
9.2.3 <i>Verifica carichi reali circolanti e 100 % di sisma</i>	<i>393</i>
9.2.4 <i>Verifica carichi reali circolanti e 60 % di sisma</i>	<i>428</i>
9.3 MODELLO CON RINFORZO: INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO	457
9.3.1 <i>Generalità sulle opere esistenti ed indicazioni relative ai ponti</i>	<i>457</i>
9.3.2 <i>Classificazione degli interventi</i>	<i>459</i>
9.3.3 <i>Riparazione o intervento locale</i>	<i>459</i>
9.3.4 <i>Intervento di miglioramento e di adeguamento</i>	<i>460</i>
9.3.5 <i>Tipologie di intervento di rinforzo dei ponti esistenti</i>	<i>460</i>
9.3.6 <i>Miglioramento sismico del ponte per il 60% del sisma e carichi reali circolanti</i>	<i>469</i>
9.3.7 <i>Miglioramento sismico del ponte per l' 80% del sisma e carichi reali circolanti</i>	<i>476</i>
10. CONSIDERAZIONI SULLO STUDIO DEL PONTE DI ALPIGNANO	479
CONCLUSIONI	488
BIBLIOGRAFIA.....	489
SITOGRAFIA	489

INTRODUZIONE

L'Italia ha un cospicuo patrimonio di opere d'arte che hanno più di 25-30 anni di età, essendo state costruite nell'immediato dopoguerra o nel periodo di costituzione della rete autostradale, avvenuta negli anni '60. Per l'appunto il ponte di Alpignano, su cui ci concentreremo, è un ponte in calcestruzzo armato, ad arco, risalente agli anni '30, dunque un manufatto progettato quando ancora non si tenevano in debita considerazione i problemi di durabilità. Questo ponte venne concepito con la convinzione che il calcestruzzo fosse eterno ed è stato lasciato in servizio non tenendo conto di una adeguata e periodica manutenzione. La conseguenza diretta di ciò è la domanda di interventi di ripristino e di riparazioni per riportare la sicurezza dell'opera a livelli accettabili.

Più in generale, in alcuni casi, gli interventi sono resi necessari dalle maggiori conoscenze acquisite in questi anni sulla effettiva sismicità delle varie regioni e sul reale comportamento delle opere in fase di sisma: si tratta dunque di adeguamento sismico. Per l'opera in questione si provvede ad effettuare anche una verifica di vulnerabilità sismica, per zona a bassa sismicità.

Vi sono infine casi di ponti che devono essere adeguati geometricamente per soddisfare nuove esigenze di traffico, quali ad esempio l'allargamento della carreggiata. Nel caso in esame sappiamo che tale fase di allargamento è stata già realizzata nella prima fase della progettazione, con un aumento della larghezza dell'impalcato.

Per poter progettare tutti questi interventi straordinari è indispensabile avere precise informazioni sullo stato effettivo dell'opera su cui intervenire: da qui la grande importanza delle tecniche diagnostiche che si stanno sempre più affinando ed estendendo.

Proviamo ora a fornire un quadro sintetico delle prove più utilizzate per la diagnostica dei ponti in calcestruzzo, particolarizzando poi al caso in esame scelto, osservando quali sono state le prove di analisi svolte al fine di ottenere indicazioni sulle capacità statiche residue dell'opera.

Poiché comunque gli strumenti di indagine presuppongono la conoscenza degli scenari di danno più frequenti, si procede dapprima ad una breve rassegna delle patologie più comuni dei ponti in calcestruzzo.

In questa trattazione si affronterà lo studio del Ponte di Alpignano, ad arco in calcestruzzo armato, risalente al 1933. Il ponte in questione è sito lungo la SP n° 178 (km 3+300), strada provinciale che collega Collegno-Pianezza-Alpignano-Rivoli ed attraversa il fiume Dora Riparia.

Nella prima parte più generale ripercorreremo le patologie e modalità di diagnostica relative ai ponti in calcestruzzo armato, dopodiché il capitolo 7 prevede una breve trattazione sulla relazione di calcolo del 1933. Si effettuerà successivamente un primo studio dello stato tensionale con la scelta di differenti condizioni di carico, per poi affrontare le verifiche vere e proprie. Nell'ultima parte della trattazione si parlerà invece delle modalità di rinforzo per effettuare un miglioramento sismico dell'opera.

1. GENERALITÀ SULLE PATOLOGIE DEI PONTI ESISTENTI

1.1 Durabilità e fattori di rischio

Un ponte, come tutti i manufatti dell'uomo, è destinato a degradarsi in tempi più o meno brevi a seconda della sua durabilità, la quale può essere definita come la capacità di un'opera di mantenere inalterate nel tempo le prestazioni originarie. Questa capacità è garantita inizialmente da una corretta progettazione e da una buona costruzione; viene poi assicurata nel tempo da una manutenzione costante ed efficiente, tanto più necessaria quanto più è a rischio l'ambiente in cui si trova il ponte.

Per tali opere viene in genere richiesto di assicurare l'utilizzabilità in sicurezza per tempi molto lunghi, fino a 100 anni ed oltre. Per garantire questa longevità i codici di calcolo stabiliscono delle regole di tipo deterministico imponendo ad esempio, per le strutture in cemento armato, limiti sul ricoprimento delle armature o sull'apertura delle fessure. Queste regole sicuramente avvicinano il concetto di durabilità alla struttura ma, se ad esse non vengono affiancate analisi di deterioramento dei materiali (perlopiù in termini di velocità), e quindi adeguati programmi di controllo e manutenzione, possono risultare inefficaci o addirittura inutili.

La scarsa manutenzione porta, in tempi più o meno lunghi, a danni strutturali secondo la progressione illustrata in Figura 1.1.1, ove sono indicati anche i principali fattori di rischio per il degrado strutturale, quali

- errori di progettazione e di costruzione;
- degrado ambientale;
- eventi eccezionali disastrosi.

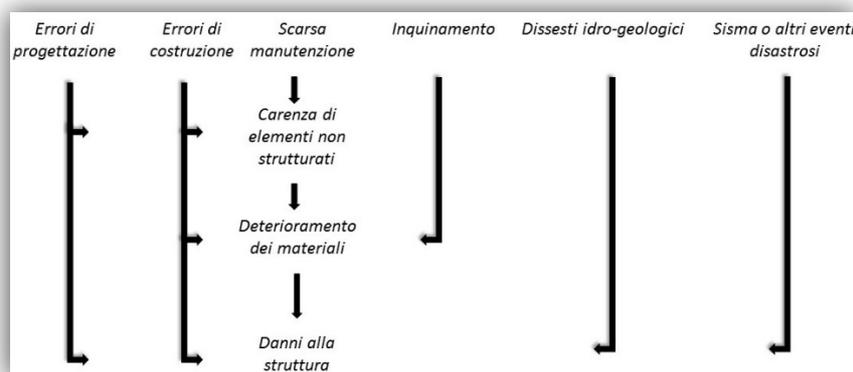


Figura 1.1.1 Principali cause e la progressione dei dissesti nei ponti

1.2 Errori di progettazione

I più frequenti errori di progettazione sono da imputare allo scarso rilievo dato da alcuni progettisti agli effetti prodotti da:

- a) forze concentrate;
- b) effetti locali dei carichi accidentali (in particolare per ciò che riguarda gli effetti dinamici e la fatica);
- c) variazioni termiche e ritiro differenziali;
- d) viscosità;
- e) scarsa cura dei particolari costruttivi, strutturali e non;
- f) eventi di natura idraulica (erosione degli alvei, spinte idrodinamiche ecc.);

g) insufficiente caratterizzazione dei terreni di fondazione.

La diffusione delle forze concentrate dovute alla precompressione o alle reazioni vincolari nelle zone ad esse adiacenti ("D regions") danno sempre origine a tensioni di trazione nel calcestruzzo che, se non adeguatamente assorbite da armature ordinarie, possono portare a tipici quadri fessurativi indicati in Figura 1.2.1

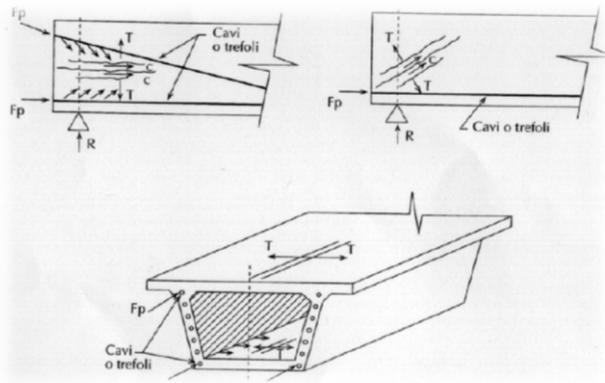


Figura 1.2.1 Quadri fessurativi in prossimità di una testata di trave in cemento armato precompresso

La Figura 1.2.2 invece mostra le fessure che si rilevano in alcune pile cave, in cui si sia sottostimato il Δt tra interno ed esterno o la differenza di ritiro tra l'elevazione e la fondazione, in genere costruite in tempi diversi e diversamente esposte al sole e al vento. In particolare la sottostima degli effetti dovuti alle azioni di tipo indiretto (effetto termico e ritiro differenziale) possono generare fessurazioni che, sebbene non abbiano incidenza immediata sulla capacità portante della struttura, innescano fenomeni di deterioramento del calcestruzzo e di corrosione delle armature.

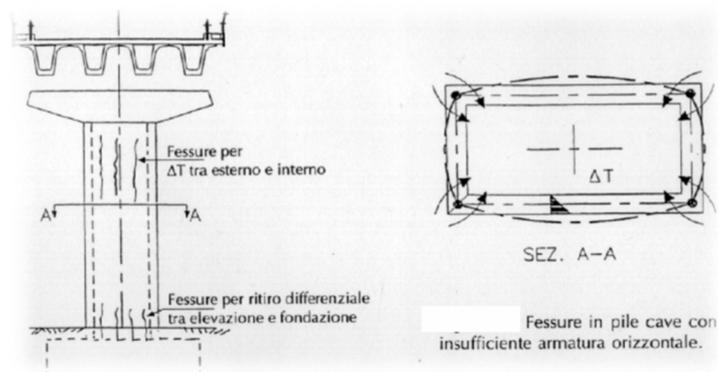


Figura 1.2.2 Fessure in pile cave.

La scarsa attenzione ad alcuni dettagli costruttivi, apparentemente secondari può invece portare alla formazione di fessure quali, pur se prive di rilevanza statica, possono essere causa di un rapido degrado del calcestruzzo e quindi incidere, alla lunga, anche sulla sicurezza dell'opera. In Figura 1.2.3 si riportano alcuni esempi.

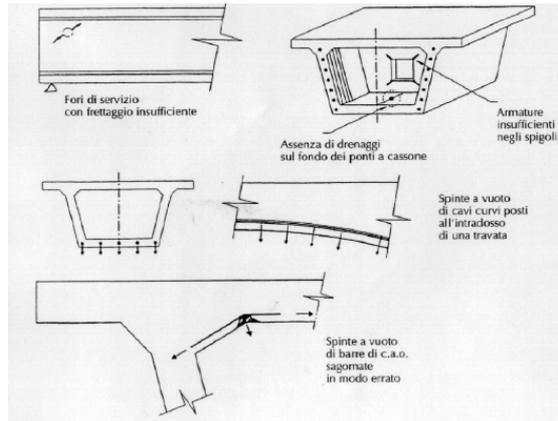


Figura 1.2.3 Danni dovuti a scarsa cura nella progettazione dei particolari costruttivi.

La Figura 1.2.4 infine mostra come anche la corretta progettazione degli elementi non strutturali, quali ad esempio i pluviali, può risultare importante per la durabilità.

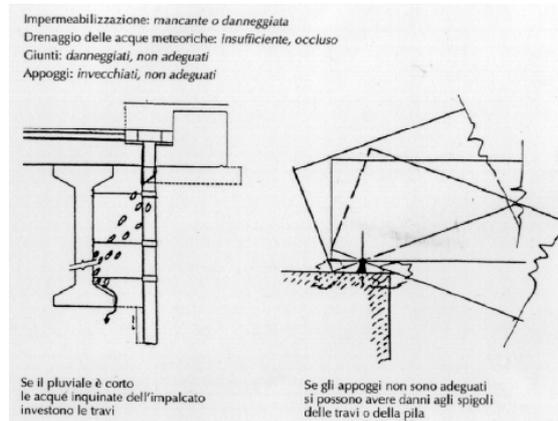


Figura 1.2.4 Danni dovuti a carenze degli elementi non strutturali.

Sono la causa principale del degrado dei ponti. Il cattivo funzionamento di elementi non strutturali, quali pluviali o i giunti, porta al degrado del calcestruzzo in tempi tanto più brevi quanto più le acque meteoriche sono inquinate dai sali antigelo o dallo zolfo presente nei gas di scarico delle auto. In particolare i giunti non a tenuta fanno sì che queste acque vengano a contatto con parti del ponte molto delicate quali le testate delle travi o gli apparecchi di appoggio.

1.3 Errori di costruzione

Gli errori di costruzione possibili sono molto numerosi, ma i principali sono riconducibili ad una delle operazioni seguenti:

- tracciamento;
- confezione, getto e maturazione del calcestruzzo;
- posizionamento delle armature;
- impiego delle casseforme;
- tempistica delle fasi costruttive.

Gli errori plano-altimetrici nella geometria del ponte sono dannosi nella misura in cui portano ad una riduzione dei franchi per gli apparecchi di appoggio o ad eccentricità dei carichi non previste; in concreto però non sono particolarmente pericolosi poiché risultano evidenti già in fase di costruzione ed è quindi possibile porvi rimedio. Più frequenti e pericolosi sono gli errori nel confezionamento del calcestruzzo che danno origine ad una serie di patologie che si possono manifestare anche a distanza di anni dalla costruzione.

Nella fase di getto è importante evitare la segregazione degli inerti e garantire un perfetto riempimento di tutti gli spazi delle casseforme, evitando zone con calcestruzzo poroso o poco compatto. Attualmente tali rischi sono ridotti dall'impiego di additivi superfluidificanti che conferiscono una lavorabilità molto elevata al calcestruzzo pur con un basso rapporto acqua/cemento.

Particolarmente delicata, nel caso delle solette dei ponti, è la fase di stagionatura che avviene spesso in presenza di vento e con una forte insolazione. Ciò esalta la disuniformità delle ϵ di ritiro: se il fenomeno si esplica in tempi brevi, per cui il calcestruzzo non ha ancora raggiunto una adeguata resistenza a trazione, si può formare un reticolo di fessure di forma irregolare del tipo "a ragnatela"; altre volte le fessure possono localizzarsi in corrispondenza delle armature, nel qual caso appaiono parallele e regolarmente spaziate. Queste fessure, in genere, penetrano fino all'altezza del primo strato di armatura e non pongono problemi immediati di perdita di resistenza. Nel tempo però, se la superficie non viene impermeabilizzata, esse costituiscono una via preferenziale per l'attacco delle armature, tanto più pericolosa quanto più l'ambiente esterno è aggressivo.

Per evitare queste fessure da ritiro il calcestruzzo deve essere tenuto umido e coperto.

Gravi problemi, anche questi differiti nel tempo, derivano da un errato posizionamento delle armature che spesso, per effetto del peso del getto e della vibrazione, finiscono con il trovarsi troppo vicine alla superficie esterna del calcestruzzo (Figura): le armature si ossidano e si innesca il meccanismo rovinoso illustrato nel seguito. Anche la qualità delle casseforme ha una influenza rilevante sulla durabilità del calcestruzzo.

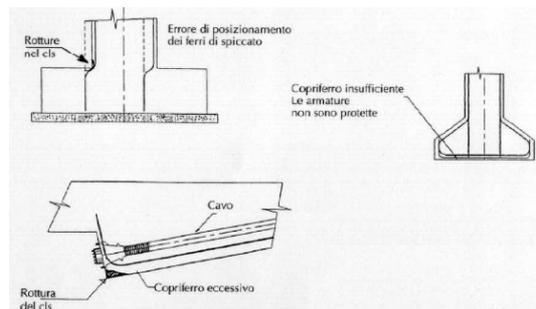


Figura 1.3.1 Errori nel posizionamento delle armature.

1.4 Fattori ambientali

I principali fattori che incidono sulla durabilità di un ponte possono essere idrologici, geologici-geotecnici e chimici.

I dissesti provocati dai primi due fattori sono in genere molto gravi in quanto riguardano la stabilità globale dell'opera e risultano molto pericolosi soprattutto in concomitanza di eventi eccezionali quali il sisma e fenomeni alluvionali. La Figura 1.4.1 mostra l'instabilità di una pila da ponte in presenza di erosione in fondazione e di scivolamento dei pendii. Questi fenomeni dipendono fortemente dalle condizioni al contorno e da modificazioni territoriali (prelievo di materiali, variazione del regime idraulico di un fiume e dei livelli di falda) e possono produrre situazione di collasso strutturale improvvise e senza alcun segno premonitore evidente.

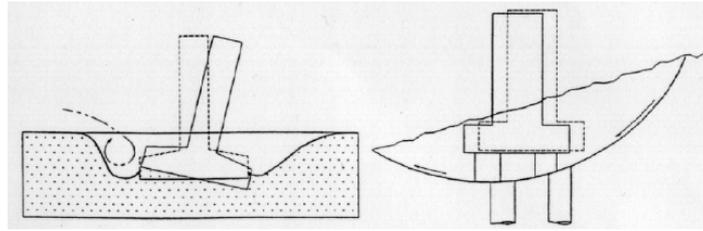


Figura 1.4.1 Danneggiamento per erosione del fondo degli alvei e instabilità dei pendii.

L'aggressione chimica, purtroppo, riguarda ormai tutti i ponti, o perché interessati dai sali antigelo o perché collocati in atmosfera inquinata. Essa è una concausa che accelera il danneggiamento di opere che già hanno deficienze proprie e quindi va in qualche modo quantificata per capire il reale pericolo che deriva da un dato quadro fessurativo rilevato dalle indagini. Le classi di esposizione riportate nell' eurocodice 2 possono essere utili anche in fase di controllo dell'esistente, oltre che in fase progettuale.

L'aggressione chimico-fisica è dovuta agli agenti presenti nell'atmosfera e produce un deterioramento continuo ed inesorabile dei materiali.

In generale la riduzione della durabilità del calcestruzzo ed il conseguente deterioramento di esso è associato a meccanismi fisico-chimici di varia natura, quali ad esempio gelo e disgelo, reazione alcali-aggregati, attacco dei solfati e cloruri, carbonatazione, attacchi acidi, ritiro ed abrasione. D'altra parte, lato acciaio, si può avere il fenomeno di corrosione delle armature.

I cicli termici attorno a 0° sono dannosi per le strutture. In tali condizioni, infatti, l'acqua contenuta nel calcestruzzo può trasformarsi in ghiaccio, con un incremento di volume di circa il 9%.

Un calcestruzzo può essere "gelivo" poiché sono tali gli inerti utilizzati per confezionarlo, ovvero nei casi più frequenti, dato che la pasta di cemento che lega gli inerti è porosa. La conseguenza di tale attacco fisico è lo sgretolamento progressivo del calcestruzzo, la cui superficie appare ruvida e con gli inerti in vista. Si ha dunque una progressiva riduzione della sezione e, qualora siano presenti armature, l'esposizione delle stesse con le ovvie conseguenze. Con l'uso di additivi aeranti, si possono ridurre i rischi legati a tale fenomeno. Tale fenomeno dipende essenzialmente dalla dimensione dei pori, età del calcestruzzo, dalla velocità di raffreddamento e frequenza dei cicli di gelo-disgelo.

La reazione alcali-aggregato è molto dannosa; si verifica quando si utilizzano inerti reattivi, che reagiscono con gli alcali sempre presenti nella pasta di cemento. Si ha formazione di un gel che tende ad espandersi e la conseguenza principale è la creazione di fessure "a ragnatela" con successiva disgregazione dell'elemento.

In genere, questo fenomeno si presenta entro un anno dal getto, ma può essere osservato anche in tempi più lunghi. In ogni caso si può verificare solamente nelle seguenti condizioni:

- umidità ambientale rilevante;
- quantità di alcali presente nel cemento sufficientemente alta;
- presenza di una quantità significativa di aggregati chimicamente reattivi.

L'attacco di solfati avviene in seguito al contatto del calcestruzzo con acque o terreni ricchi di ioni solfato. Il materiale si rigonfia e la superficie diviene biancastra e morbida. Si ha formazione di ettringite con conseguente aumento di volume e l'effetto finale è lo sgretolamento della matrice di calcestruzzo con perdita completa di resistenza meccanica.

La severità di tale fenomeno è legata fortemente alla permeabilità del calcestruzzo; contrariamente a quanto avviene con gli usuali fenomeni di corrosione che aumentano al crescere della temperatura, l'attacco solfatico diminuisce per temperature che crescono in un intervallo compreso tra 0° e 80° C.

La penetrazione degli ioni cloro (attacco di cloruri) nel cemento armato ha una azione depassivante sulle barre di armatura. Questo fenomeno è causato da ioni cloro che vengono a contatto del calcestruzzo attraverso l'

acqua interstiziale presente nelle porosità di esso, mentre gli ioni chimicamente legati non prendono parte al processo.

La carbonatazione, di cui parleremo nel seguito, amplifica tale fenomeno. Sono particolarmente esposti a tale agente degradante i manufatti realizzati in ambiente marino e le strutture dei ponti stradali ubicati in zone dal clima freddo (necessità di usare sali disgelanti).

Particolare attenzione deve essere rivolta alla carbonatazione, reazione chimica che avviene sempre e che si esplica in tempi molto lunghi, minando la resistenza di strutture in esercizio da decenni. Tale fenomeno comporta la formazione di carbonato di calcio su uno strato superficiale di spessore via via crescente nel tempo in funzione della porosità. In questo strato si ha una forte riduzione della basicità del calcestruzzo (del suo pH) che scende dal valore ordinario di circa 12 a circa 7. Cessa la protezione delle eventuali armature presenti nello strato carbonatato le quali possono corrodersi. Va comunque sottolineato che le caratteristiche meccaniche di questo strato non decadono ma anzi si ha un aumento della durezza superficiale.

Il fenomeno è riportato nello schema di Figura 1.4.2

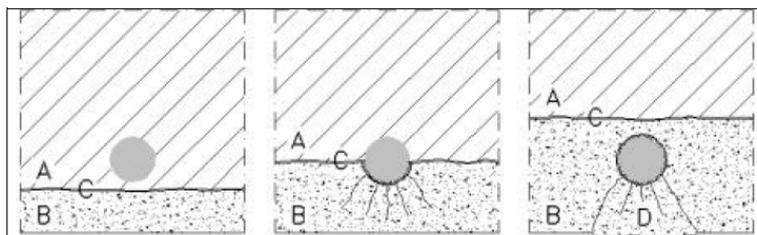


Figura 1.4.2 A: calcestruzzo non ancora carbonatato (pH > 12); B: calcestruzzo già carbonatato (pH < 8); C: precursori in fase acquosa saturata di KOH ed NaOH, non appena il fronte dei precursori tocca la superficie dei tondi si innescano le azioni elettrochimiche di corrosione; D: Fenomeno dello "spalling" del calcestruzzo di copriferro.

Le condizioni ambientali che favoriscono maggiormente la velocità di avanzamento del fronte di carbonatazione sono state individuate in temperature superiori a 15°-20° C e umidità relative dell'aria intorno al 60%, tali cioè da permettere il verificarsi delle reazioni ma sufficientemente basse da impedire l'intasamento da parte dell'acqua liquida dei pori del calcestruzzo.

La reazione di carbonatazione inizia dalla superficie esterna e penetra verso le regioni più interne con una legge del tipo:

$$s = K\sqrt{t}$$

dove s è lo spessore dello strato carbonatato, t è il tempo e K è una costante che dipende in modo marcato dalle caratteristiche del calcestruzzo e dalle condizioni ambientali.

Vediamo dunque come la carbonatazione procede nel tempo, secondo una progressione media, riportata in Figura 1.4.3.

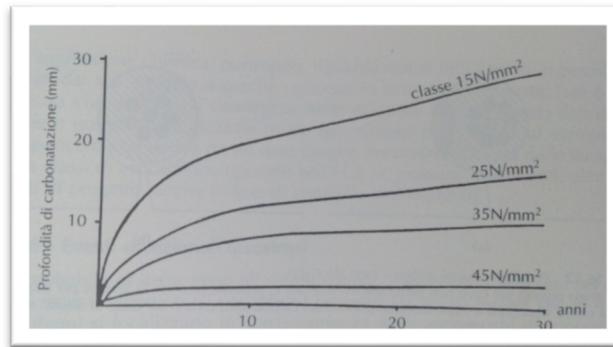


Figura 1.4.3 Influenza della classe del calcestruzzo sulla profondità di carbonatazione

Quando un acido (HCl , H_2SO_4 ; HNO_3 , etc.) penetra all'interno del calcestruzzo indurito attraverso le porosità presenti può reagire con i materiali contenenti calcio, portando alla formazione di sali molto solubili, che possono essere dilavati dall'acqua. La resistenza agli attacchi acidi è indipendente dalla permeabilità del calcestruzzo e dipende dalla quantità di acidi che possono attaccare il calcestruzzo.

Il fenomeno di ritiro avviene nella fase di presa del calcestruzzo gettato per effetto dell'evaporazione dell'acqua in esso contenuta. Nel caso in cui l'umidità relativa ambientale al momento della gettata e della successiva presa sia inferiore al 95%, in fase di progetto, si può tenere conto del ritiro equiparandolo ad una variazione termica. In caso contrario si hanno fenomeni di aumento del volume della massa di calcestruzzo ai quali seguono, con la diminuzione dell'umidità, deformazioni dovute al ritiro.

L'abrasione del materiale è l'erosione meccanica del calcestruzzo, che può verificarsi in pile o fondazioni collocate in torrenti con forte trasporto solido.

Per ciò che riguarda l'acciaio si può avere la corrosione delle armature.

Una barra di armatura inglobata nel calcestruzzo può corrodersi o no a seconda di dove si colloca nel diagramma di Pourbaix riportato in Figura 1.4.4:

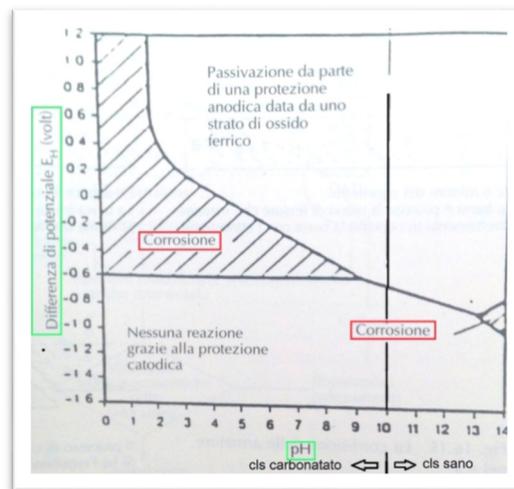


Figura 1.4.4 Diagramma di Pourbaix

La differenza di potenziale tra l'armatura ed il cls circostante, riportata in ordinata del diagramma, è legata alla presenza di umidità e di eventuali sostanze inquinanti, quali ad esempio gli ioni cloro dei sali antigelo.

Come si vede dal diagramma una barra immersa in un calcestruzzo non carbonatato, cioè con pH superiore a 10, è naturalmente protetta e non può corrodersi. Viceversa un'armatura posta in uno strato carbonatato con pH di 6÷8 può (non necessariamente deve) corrodersi se ΔV è di 200÷400 mV.

Se ciò accade si ha la formazione di uno strato di ossido con forte aumento di volume della barra che dapprima forma una lesione nel calcestruzzo e poi lo espelle completamente. Sappiamo che la corrosione delle armature si verifica per un fenomeno elettrochimico che si sviluppa attraverso un processo anodico ed uno catodico e, come visto, è un fenomeno influenzato dal potenziale e dal pH dell'ambiente in cui si trovano le barre di armatura. Si conferma quindi l'importanza della carbonatazione e della penetrazione di cloruri che influenzano sia il pH che il potenziale.

L'innesco dei fenomeni di corrosione può anche avvenire perché la barra viene direttamente a contatto con l'atmosfera esterna attraverso fessure dovute al ritiro o ad altre cause, a prescindere quindi dalla carbonatazione del calcestruzzo. Il diagramma di Pourbaix mostra anche come, creando artificialmente un ΔV superiore a 600 mV e cioè operando la protezione catodica delle armature, si inibisce comunque qualsiasi processo di corrosione.

2. SORVEGLIANZA DEI PONTI STRADALI E CATALOGAZIONE DEI DIFETTI

Per gestione di una rete o di uno stock di opere si intende un insieme di attività quali:

- la sorveglianza,
- la valutazione delle condizioni presenti e future delle parti componenti il bene,
- la definizione delle possibili strategie di manutenzione con identificazione degli interventi con i costi ed i tempi associati.

I manufatti sono soggetti ad un invecchiamento dovuto in parte all'utilizzazione stessa per la quale sono destinati, in parte all'aggressione dei fattori ambientali.

I due elementi insieme rivestono particolare rilievo sulle opere d'arte stradali; si pone quindi, nel quadro dell'impegno manutentorio, la necessità di controllare che in tali opere non siano insorti fenomeni di degrado, tali da compromettere la bontà delle condizioni generali, la durata nel tempo e la sicurezza per l'utente.

La sorveglianza delle opere pertanto costituisce un primo step fondamentale nel processo di gestione ed è un input necessario per la attività di manutenzione programmata in quanto consente di seguire l'andamento dello stato di conservazione dei manufatti.

Proprio per conseguire questo obiettivo, è necessario che l'analisi che si effettua su tutte le strutture sia di Rapida e semplice esecuzione (rilevamento dei difetti visibili) consentendo una selezione che permetta di classificare i manufatti esaminati dividendoli in tre gruppi:

1. il primo gruppo è quello delle opere in buono stato (e che si presume rimangano in questa situazione per un lasso di tempo accettabile) che non necessitano di interventi nel prossimo futuro;
2. il secondo gruppo è quello delle opere che per le loro condizioni (o per la velocità con la quale si stanno degradando) necessitano sicuramente di interventi;
3. il terzo gruppo è costituito da opere per le quali è difficile definire l'appartenenza al primo o al secondo gruppo sulla base della semplice osservazione visiva e sui quali si devono quindi effettuare dei controlli strumentali (in generale prove non distruttive).

Il controllo dei ponti è regolato in Italia dalla seguente normativa vigente: *la Circolare Ministeriale del 25/02/91 "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali"*.

2.1 Il sistema ispettivo

La gestione delle opere prevede l'esecuzione di differenti tipi d'ispezione, che riportiamo brevemente:

1. Prima ispezione

Viene generalmente effettuata una sola volta nella vita di una struttura o quando questa viene aperta al traffico o quando viene inserita nel sistema di sorveglianza; ha anche lo scopo di definire o i dati morfologici inseriti nella cosiddetta scheda anagrafica dell'opera o di verificare la correttezza.

Può essere necessario eseguire successive ulteriori ispezioni dello stesso tipo quando interventi di ristrutturazione od ampliamento, se non di ricostruzione, comportino variazioni della struttura stessa.

2. Ispezione ordinaria

Sono le ispezioni, compiute periodicamente, effettuate da personale qualificato

3. Ispezione principale

viene svolta da un ingegnere; in quanto è nello spirito di questa ispezione un maggior approfondimento ed un dettaglio di rilievo superiore alle ispezioni ordinarie.

L'ispezione principale è quindi una ispezione più particolareggiata che viene compiuta da un tecnico più qualificato, e che permette una valutazione dei difetti.

Proprio per l'aspetto didattico che questa ispezione può avere, sia per la correzione di eventuali errori, sia per lo sforzo interpretativo delle cause dei difetti che in essa si compie, è opportuno che l'ispezione si effettui insieme al tecnico, che svolge l'ispezione ordinaria, il quale al tempo stesso, fornendo la sua collaborazione, può offrire una maggiore accuratezza dell'ispezione.

4. Ispezione straordinaria

A differenza delle precedenti, le ispezioni straordinarie vengono eseguite, al di fuori della cadenza stabilita, ogni qualvolta sia da segnalazioni o notizie esterne, sia dalle informazioni raccolte dal personale addetto alle ispezioni ordinarie (sviluppo anomalo o eccessivo di particolari difetti) si venga a conoscenza di qualche anomalia che potrebbe compromettere la stabilità delle strutture o la sicurezza dell'utenza oppure a seguito di eventi eccezionali (urti accidentali che abbiano in qualche modo coinvolto le strutture, sisma, inondazioni, piene di fiumi, incendi, ecc.).

L'ispezione straordinaria è un'ispezione di estremo dettaglio, mirata all'individuazione di particolari difetti, delle eventuali cause e di prevedibili sviluppi, ed è quindi necessariamente svolta da un ingegnere, anche con l'ausilio di particolari strumentazioni.

2.2 Modalità di esecuzione delle ispezioni ordinarie e principali

Dette modalità di ispezione si adattano anche all'esecuzione della prima ispezione, differenziandosi generalmente solo per la diversa registrazione degli esiti della ispezione, in quanto nella prima ispezione non si dispone generalmente di una scheda già strutturata.

Mentre la differenza tra l'ispezione ordinaria e la principale è essenzialmente basata sulla diversa qualifica di chi la compie e dal fatto che la principale si svolge molto spesso con la compresenza del tecnico incaricato per permettere l'omogeneizzazione dei giudizi all'interno del team di lavoro.

Da terra si effettua il controllo di pile, fondazioni (quando visibili), spalle, intradosso dell'impalcato, apparecchiature per lo smaltimento acque.

Dal piano viabile si controllano i giunti (parte continuità) e la pavimentazione; molto spesso da sopra si possono individuare segni che indicano movimenti anomali in fondazione (ad esempio non allineamento dei cordoli e delle barriere).

Il sistema per l'ispezione risulta comunque soggettivo in quanto ogni ispettore ha un suo modo di operare: c'è chi opera per singola parte strutturale e chi per campata, chi cerca di riportare tutto effettuando una sola "passata" e chi effettua più passaggi; chi riporta tutti i difetti uno per uno riservandosi poi di assemblarli e chi usa scrivere tutto quando ha terminato l'ispezione.

Ci si può limitare a consigliare il metodo seguente che consiste in due "passate" da sotto: la prima per individuare i difetti (indipendentemente dalla parte strutturale in cui compaiono), la seconda per riassumerne le estensioni; ed una da sopra.

Durante questa visita può essere utile l'approfondimento della valutazione dello stato di conservazione del manufatto mediante l'utilizzo di alcuni metodi di controlli non distruttivi "elementari" che richiedono delle semplici attrezzature; le valutazioni possono essere le seguenti:

a. la misura della profondità di carbonatazione, che richiede

- ▶ martello e scalpelli
- ▶ soffiETTO

- ▶ spruzzatore
- ▶ soluzione acquosa di fenolftaleina
- ▶ calibro con asta per la misurazione;

b. la valutazione indiretta della resistenza del calcestruzzo e della sua omogeneità, mediante metodo sclerometrico, che richiede:

- ▶ lo sclerometro
- ▶ pietra smeriglio;

c. il rilievo della posizione dei ferri di armatura, tramite pacometro, per valutare se l'origine delle lesioni è connessa con la presenza dei ferri stessi; inoltre tale strumentazione consente di evitare di effettuare le precedenti prove a) e b) in prossimità dei ferri, dove il risultato risulterebbe falsato.

Le ispezioni con mezzi speciali sono utilizzati particolari automezzi che permettono di accedere a parti dell'opera difficilmente raggiungibili.

Questi automezzi sono essenzialmente il by-bridge, l'autopiattaforma e lo sky-walker; ognuno di questi risponde a delle precise esigenze.

2.3 Il rilievo dei difetti

Ai fini del rilievo i difetti vengono individuati separatamente per ciascuna parte strutturale; queste sono state così raggruppate:

- fondazioni
- spalle
- pile (separate in elevazione e pulvini)
- archi
- impalcati (separati in travi, trasversi, solette, sbalzi, solettoni, cassoni)
- attrezzature per lo smaltimento delle acque
- appoggi (separati in apparecchi e baggioli)
- giunti (separati in parte continuità e parte tenuta)
- pavimentazioni.

Per ogni difetto (o gruppo di difetti nello stesso punto) devono essere fornite le seguenti informazioni:

- descrizione del difetto, cercando di utilizzare le terminologie riportate nell'apposito catalogo dei difetti;
- ubicazione all'interno della parte strutturale in esame;
- estensione, relativamente alla zona precisata nell'ubicazione;
- voto esprimente la gravità della situazione

Per ogni difetto è buona regola predisporre una scheda di identificazione in cui sono riportate le seguenti informazioni:

- numero d'ordine del difetto;
- parti strutturali nelle quali è rilevabile il difetto (Fondazioni Pile elevazione e pulvini Spalle Archi Impalcati travi, trasversi, solette, sbalzi Impalcati solettoni Impalcati cassoni Appoggi apparecchi e baggioli Giunti);
- descrizione del difetto: vale a dire tutte quelle informazioni di base per permettere il suo riconoscimento, quali: come si presenta alla vista, i materiali in cui si manifesta, le parti strutturali di cui è tipico, ecc.;
- cause che lo hanno prodotto, intese sia come cause dirette che come concause. (Va tenuto presente che un medesimo difetto può avere più cause generatrici e molte concause, specie se può comparire su più parti strutturali);
- correlazioni con altri difetti;

- voto del difetto, esprime la gravità dello stesso qualora compaia isolatamente nella porzione di struttura considerata; questo dato è utilizzato nelle elaborazioni per determinare lo stato generale di conservazione e la sua evoluzione nel tempo;
- fotografia o disegno esplicativo del difetto.

2.4 I metodi per rilevare l'evoluzione dei difetti

Uno dei parametri più importanti da stabilire è la velocità di evoluzione dei difetti; questa velocità è valutabile rilevando le variazioni subite dai difetti nell'intervallo di tempo che intercorre tra una visita e la successiva. L'evoluzione risulta facilmente valutabile quando tra due visite successive cambia radicalmente l'aspetto della parte ammalorata, come ad esempio lo spigolo lesionato che successivamente appare distaccato; il compito risulta più problematico nel caso in cui la variazione sia meno appariscente o consista nell'espandersi della zona interessata dal difetto.

Occorre quindi memorizzare le condizioni riscontrate in modo da renderle confrontabili con quanto si vedrà nella visita successiva; una possibilità è quella di descrivere con dettaglio non solo il difetto, ma anche le parti dell'opera dove compare e quanta parte delle stesse è interessata dal difetto.

Il primo metodo, valido per un gran numero di difetti, è quello fotografico; in particolare, quando le variazioni da apprezzare riguardano la superficie, o in generale l'estensione del difetto, è sempre possibile confrontare la situazione attuale con quella fotografata in precedenza; spesso la foto è più efficace di pagine di descrizione, ma non bisogna pensare di poter trascurare la parte descrittiva che rimane in ogni caso indispensabile.

In pratica, questo metodo non viene applicato a tappeto, in quanto se si volesse estendere a tutti i difetti occorrerebbe un impegno non trascurabile per l'esecuzione delle foto e per la catalogazione delle stesse (pensiamo alle centinaia di lesioni o di macchie di umidità che compaiono in un viadotto) ed un inutile appesantimento delle banche dati, inoltre si perderebbe la capacità di sintesi delle foto che pur in numero limitato restituiscono lo stato delle opere.

2.5 Il rapporto di ispezione straordinaria

Il Rapporto di ispezione straordinaria deve contenere i seguenti dati:

- dati anagrafici dell'opera;
- concise indicazioni morfologiche;
- descrizione dei difetti riscontrati e loro valutazione.

Se la situazione lo richiede devono essere inserite anche le seguenti indicazioni:

- proposta di limitazioni al traffico;
- proposta di ulteriori indagini;
- proposta di interventi di ripristino.

Risulta sempre utile una documentazione fotografica; talvolta si producono anche degli elaborati grafici per schematizzare quanto rilevato.

È buona norma allegare anche il precedente rapporto di ispezione ordinaria eventualmente aggiornato con quanto è stato rilevato durante l'ispezione straordinaria.

2.6 I controlli strumentali

Le metodologie di prova sono basate essenzialmente sui controlli di tipo non distruttivo o parzialmente

distruttivo; in particolare vengono richiamate nel seguito le metodologie più utilizzate, raggruppandole, per quanto possibile, in base alla loro tipologia e al campo di applicazione.

Per le strutture in c.a. le prove locali possono essere suddivise in più gruppi in base allo scopo che si prefiggono:

a. Valutazione del modulo elastico

Si può ricavare il modulo elastico dinamico dal valore della velocità delle onde ultrasoniche misurata in sito; alternativamente si può operare in laboratorio su un campione prelevato mediante carotaggio e sottoposto a prova di compressione strumentata con estensimetri, ricavando il diagramma sforzo-deformazione.

b. Valutazione della resistenza a compressione

Può essere eseguita mediante diversi sistemi, tenendo presente che l'integrazione di più metodi risulta spesso fondamentale per una corretta stima:

- metodo sclerometrico

È il metodo non distruttivo più tradizionale che, però, ha il limite, se utilizzato da sola, di dare informazioni sulla resistenza a compressione (correlata all'indice di rimbalzo) estremamente legate allo strato "corticale"; per questo motivo esso viene di regola utilizzato in forma combinata con gli ultrasuoni;

- metodo combinato ultrasuoni - sclerometro

Mediante formule sperimentali tratte dalla letteratura specializzata è possibile stimare un valore della resistenza del calcestruzzo combinando la velocità apparente dell'onda ultrasonica con l'indice sclerometrico. Tale integrazione si rivela ottimale per "depurare" i risultati dall'influenza di numerose variabili (granulometria, umidità, dosaggio del legante, tipo di inerti) che in molti casi è di segno opposto tra i due metodi;

- metodo di estrazione (pull-out)

Viene utilizzato prevalentemente dove non è possibile eseguire prove ad ultrasuoni per trasparenza (su elementi "tozzi") o dove si ritiene utile ottenere dei valori della resistenza a compressione di riscontro rispetto a quelli ricavabili con altre prove non distruttive; viene sempre preceduto da rilevazioni della posizione delle armature superficiali con pacometro, per assicurarsi dell'inserimento del tassello in posizione adeguata affinché la sua estrazione non venga contrastata da eventuali tondini o maglie elettrosaldate.

Mediante martinetto si effettua l'estrazione di tasselli ad espansione preventivamente alloggiati in opportuni fori praticati all'atto della prova. Servendosi di grafici sperimentali si risale alla resistenza a compressione del calcestruzzo in base alla pressione necessaria all'estrazione del tassello. Ogni prova prevede l'estrazione di tre tasselli;

- metodo di penetrazione (Windsor Probe Test)

Per l'utilizzo della prova di penetrazione (normalmente chiamata Pistola Windsor) vale quanto specificato per il pull-out; l'integrazione di tale prova e della precedente è sempre auspicabile soprattutto in carenza di informazioni su pezzatura e caratteristiche degli inerti.

Consiste nell'infissione nel conglomerato di una sonda calibrata per mezzo dell'apposita pistola che utilizza cariche opportunamente dosate. Misurando la parte di sonda non penetrata si può risalire alla resistenza del calcestruzzo;

- prelievo di campioni cilindrici di calcestruzzo

I campioni cilindrici (carote) da sottoporre a prove di compressione in laboratorio vengono prelevati con carotiere generalmente Ø 100 mm da pile, pulvini, anima delle travi, traversi e solette; il carotaggio viene sempre preceduto dal rilievo della posizione delle armature superficiali con pacometro.

Tali prelievi risultando parzialmente distruttivi devono essere limitati al minimo e opportunamente ubicati, sono inoltre utilizzati per la taratura dei precedenti metodi non distruttivi.

c. Individuazione di vespai e misura di lesioni

- Tali anomalie possono essere stimate mediante l'impiego di misure ultrasoniche.

In particolare misurando la velocità dell'onda in diverse condizioni (in assenza e in presenza del difetto) è possibile risalire alla profondità delle lesioni.

d. Valutazione dell'aggressività ambientale

- misure della profondità di carbonatazione

La determinazione in sito della profondità della carbonatazione del calcestruzzo è un ottimo indice dello stato di "invecchiamento" del materiale e dei rischi di ossidazione delle armature.

Viene spesso effettuata perché costituisce un indice significativo della aggressività ambientale, consentendo di capire se intorno alle armature si può ancora ipotizzare una passivazione o meno.

Viene eseguita spruzzando una soluzione di fenolftaleina sulle carote, oppure dopo una prova di pull out, o in fori ottenuti scalpellando il cls; la soluzione vira al rosso quando il pH del calcestruzzo è superiore a 9.

- misura della penetrazione dei cloruri

Viene utilizzata prevalentemente su parti "esposte" quali pulvini, testate di travi, trasversi di testata, solette non impermeabilizzate. L'analisi chimica si esegue in laboratorio su campioni prelevati in situ.

Effettuando l'analisi a diverse profondità dalla superficie esterna è possibile ricavare la curva di penetrazione.

e. Valutazione della corrosione delle armature

È basata su misure puntuali del potenziale elettrochimico eseguite sulle superfici accessibili delle opere e collegate fra loro mediante curve isopotenziali (mappature). I risultati permettono di effettuare delle ipotesi sulla probabilità di corrosione delle armature, individuando le zone potenzialmente più esposte.

f. Rilievo posizione armature e misura copriferro

Si esegue mediante strumento elettromagnetico (pacometro) in modo completamente non distruttivo.

h. Valutazione sullo stato tensionale dell'elemento strutturale

- Il martinetto piatto

Le prove con i martinetti piatti sono prevalentemente impiegate nella diagnostica di strutture in calcestruzzo non armato (o in muratura) per questo è spesso usato nelle gallerie.

La tecnica si basa sulla variazione dello stato tensionale di una piccola area della struttura; in una prima fase si annulla lo stato tensionale, effettuando un taglio orizzontale perpendicolare alla superficie; l'annullamento dello stato tensionale permette l'avvicinarsi delle due parti di muratura divise dal taglio e, questa deformazione, è rilevata da estensimetri; quindi all'interno del taglio è collocato il martinetto piatto e ne è gradualmente incrementata la pressione fino a quando si annulla la chiusura dovuta al taglio effettuato nella muratura. A questo punto la tensione scambiata dal martinetto sulla struttura è identica a quella esistente prima del taglio, corretta da alcuni fattori.

2.7 Denominazione Prova e Norma di riferimento

Le prove illustrate sono effettuate utilizzando delle norme tecniche specifiche, che riportiamo.

Metodo sclerometrico *UNI EN 12504-2:2001*

Misura della velocità ultrasonica *UNI EN 12504-4:2005*

Metodo combinato ultrasuoni-sclerometro (metodo Sonreb) *UNI EN 12504-2:2001, UNI EN 12504-4:2005*

Metodo di penetrazione (Windsor Probe System o prova Windsor) *ASTM C803-75*

Metodo di estrazione (Pull-out) *UNI EN 12504-3*

Ubicazione dell'armatura metallica e misura del copriferro *BSI 1881-204:1988*

Esecuzione di carotaggi *UNI 6131:2002-1, UNI EN 12504-1:2002*

Misura della profondità di carbonatazione *UNI 9944:1992*

Misura dello spessore del calcestruzzo di rivestimento con Acoustic Concrete Tester *ASTM C 1383-04*

Oltre ai controlli precedenti, che possiamo definire di tipo locale, in quanto forniscono risultati “puntuali” sullo stato di un manufatto o di un suo elemento strutturale, vengono utilizzati sistemi di tipo globale, che danno informazioni sulle caratteristiche d'insieme di un'opera, come ad esempio la rigidità complessiva di un impalcato, stimata attraverso prove di carico statico o misure sotto eccitazione dinamica.

Prove di carico statico

Determinano le caratteristiche globali degli impalcati, quali la rigidità complessiva, il grado di collaborazione delle membrature, variazioni delle condizioni di vincolo. Durante il loro svolgimento si possono misurare deformazioni, rotazioni, dilatazioni, mediante comparatori, clinometri, estensimetri, livellazione di precisione.



Figura 2.7.1 Prova di carico statico

Prove dinamiche

Consentono la valutazione del comportamento globale della struttura mediante il rilievo con accelerometri delle vibrazioni prodotte da apparecchiature specifiche (vibroдина o impattometro) o dal traffico.

Da tali prove è possibile ottenere le frequenze proprie di vibrazione dell'opera, la valutazione dell'indice di smorzamento e l'andamento per punti delle deformate modali.

Monitoraggio strutturale

Il monitoraggio si basa sul rilievo di alcuni parametri ad intervalli di tempo prestabiliti, dalla frazione di secondo ad un certo numero di giorni. Il rilievo può essere effettuato in modo automatico, con centralina di raccolta e trasmissione dati, o in modo "manuale".

Riguarda il rilievo di grandezze proprie delle opere d'arte, ad esempio:

- misure estensimetriche

Permettono il controllo negli elementi strutturali dello stato tensionale conseguente sia a deformazioni sotto carico, sia a ritiro e viscosità, tanto a livello locale che globale.

Si effettuano tramite l'installazione di estensimetri (resistivi, a corda vibrante, a fibra ottica, ...) sulla superficie delle strutture o collegati con le armature metalliche o i cavi di precompressione.

- rilevamento dei movimenti di apparecchi di appoggio

Si determinano gli spostamenti degli impalcati in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio mobili (da correlare con le escursioni termiche) per controllare il funzionamento degli apparecchi stessi.

Si realizza con l'installazione di trasduttori di spostamento e l'eventuale collegamento ad una centralina di raccolta dati.

- livellazioni di precisione

L'obiettivo è la misurazione dello stato di deformazione delle parti strutturali e si realizza tramite l'installazione dei punti di controllo in corrispondenza delle pile, mezzera e quarti della luce degli impalcati su entrambi i lati della carreggiata.

- misure locali di temperatura

Per le opere di maggiore importanza può essere significativo valutare le inerzie termiche ed i gradienti, in modo da verificarne il comportamento in raffronto alle ipotesi di progetto.

- rilievi di traffico

La determinazione dei carichi cui sono soggette le opere durante la loro vita utile, è indispensabile per valutare lo stato di deterioramento a fatica.

In termini di volume di traffico, dalle analisi relative alla tratta autostradale, si hanno delle indicazioni sulle frequenze dei carichi; tramite pesa dinamica possono essere effettuati dei rilievi per conoscere le velocità ed i pesi degli assi dei veicoli, con particolare riferimento a quelli commerciali.

Monitoraggio ambientale

Riguarda il rilievo di grandezze relative all'ambiente nel quale è inserita la struttura e con il quale essa interagisce.

- misure climatiche

Consistono nella raccolta di dati di carattere generale, a livello di tratta autostradale, su temperature, umidità, piovosità, vento, ecc., presso stazioni metereologiche locali o tramite l'installazione di specifiche centraline.

- rilevamento fenomeni sismici

L'obiettivo è la registrazione di eventuali azioni sismiche che superino una prefissata soglia.

Consiste nell'installazione sugli impalcati, sulle fondazioni e sul fusto delle pile scelti a campione e sul terreno, di accelerometri e relativo collegamento con centralina fissa, da installare in apposita cassetta sigillabile.

- rilevamenti planimetrici di precisione

Consistono nel rilievo di movimenti geomorfologici mediante osservazioni eseguite da vertici trigonometrici esterni alle opere su punti di controllo fissati su impalcati e su pile prescelte. Tali rilevamenti consentono valutazioni su eventuali movimenti relativi, conseguenti anche ad azioni sismiche.

- rilievi geotecnici

Consistono di regola nella raccolta di dati relativi al livello di falda, a movimenti del terreno, alla compressibilità del terreno

Parliamo ora della frequenza dei controlli strumentali. Per seguire la conservazione in maniera deterministica, è preferibile seguire una metodologia nell'effettuazione dei rilievi strumentali, definendo la frequenza in funzione del tipo di controllo svolto e del procedere del degrado; si possono individuare tre tipi di rilevamento:

- 1) Rilevamento continuo

Un rilevamento da effettuare generalmente tramite sistemi computerizzati di acquisizione dati che, per un periodo di tempo sufficientemente lungo, registrano in continuo, o con frequenza ravvicinata, i dati richiesti.

2) Rilevamento cadenzato

Trattasi di un rilievo da effettuarsi a cadenze prefissate e che adotta basi permanenti predisposte sulla struttura.

3) Rilevamento saltuario

Viene effettuato in maniera non programmata in relazione a necessità di ulteriori approfondimenti o in coincidenza di eventi eccezionali.

Le prove strumentali descritte nel precedente paragrafo possono corrispondere sempre ad uno dei tipi definiti (ad esempio il rilevamento dei fenomeni sismici è ovviamente un rilievo in continuo, e la prova di carico statico è un rilievo a carattere saltuario), oppure variare secondo situazioni locali o scelte operative (la misura della carbonatazione può essere un controllo saltuario o cadenzato).

A tale proposito ci si limita ad accennare che la maniera più proficua per utilizzare i rilievi strumentali, nell'ottica della manutenzione programmata, è quella di intervenire già in sede di realizzazione della nuova struttura, svolgendo una campagna di prove per stabilire una sorta di "punto zero" delle condizioni dell'opera nel momento di entrata in servizio e, quando è possibile, di eseguire modesti interventi durante la costruzione atti a facilitare alcuni controlli da svolgersi durante l'esercizio (piccoli getti aggiuntivi non strutturali su pile e spalle, l'inserimento sugli impalcati di piastrine per letture ottiche, ecc.) o l'installazione nei getti di apparecchiature per il monitoraggio.

Si introduce ora il concetto di previsione del degrado e di durabilità di una struttura.

Per *durabilità* si intende la capacità, delle strutture e dei materiali, di durare nel tempo, resistendo agli attacchi di tipo chimico, fisico e meccanico ed a qualsiasi processo di deterioramento o azione aggressiva dell'ambiente circostante. Mentre nel passato si pensava che le strutture, e in particolare quelle di cls, non potessero avere problemi di degrado, in realtà si è visto che si ha un lento, ma progressivo danneggiamento, prodotto dalla interazione dell'ambiente con gli effetti dovuti al traffico ed al suo continuo aumento.

I fattori che influenzano e favoriscono il deterioramento delle opere d'arte possono essere attribuiti principalmente a:

1) il tempo:

con il suo scorrere si producono nel cls, delle modificazioni dipendenti sia dalle condizioni ambientali, come il ritiro, sia dallo stato di sollecitazione dei materiali stessi, quali il fluage nel cls, o il rilassamento negli acciai. Il ritiro, per esempio, può causare la formazione di fessure nel cls., se non adeguatamente valutato in fase di progetto. A seguito della loro apertura si possono innescare più facilmente altri fenomeni:

- la corrosione delle armature con distacco del cls;
- la carbonatazione del cls. fino in profondità;
- l'aggravamento dei fenomeni di gelo-disgelo;
- la perdita di frazioni di precompressione.

2) l'ambiente:

le sue azioni più importanti come le variazioni termiche, il vento ed il sisma, vengono valutate in fase progettuale. Esiste tuttavia anche una serie di fenomeni legati all'azione dell'atmosfera o delle sostanze nocive (per es. i sali antigelo) con le quali la struttura può entrare in contatto e che alterano la struttura fisica dei materiali. Il grado e la velocità di propagazione dei danni provocati dagli agenti aggressivi dipendono dalla loro natura, dalla loro concentrazione, dalle condizioni ambientali, dalla permeabilità del conglomerato.

L'applicazione di raccomandazioni e suggerimenti da prevedere in fase progettuale (spessore del copriferro, dimensioni minime degli elementi strutturali) o da attuare successivamente alla costruzione, anche in fase di manutenzione (trattamenti protettivi, impermeabilizzazioni) permette di inibire o almeno di rallentare l'attacco ambientale.

L'aggressione chimico-fisica dei materiali è principalmente legata all'azione:

- dei cicli di gelo-disgelo e all'uso dei sali antigelo che causano il distacco del cls (aumento del volume di acqua nei pori) e accelerano i fenomeni di corrosione delle armature;
- delle acque solfatiche o acide che, a contatto con il cls., ne causano la dissoluzione favorendo l'innescarsi della corrosione delle armature. La concentrazione degli acidi nelle acque che vengono a contatto con le opere d'arte è in parte dovuta ai gas di scarico delle automobili.

3) il traffico:

i veicoli che transitano sui ponti producono effetti globali su tutto l'impalcato ed effetti localizzati come quelli indotti sulla soletta. In seguito al passaggio ripetuto dei carichi, i materiali non presentano più un comportamento elastico lineare, ma mostrano una lenta, ma progressiva perdita di capacità portante che potrebbe portare al collasso della struttura anche per sollecitazioni di molto inferiori a quelle massime ammissibili per le quali è stata calcolata l'opera.

Al concetto di degrado è strettamente connesso quello di *vita utile* di una struttura. Secondo il rapporto dell'OCSE 1992, la vita utile è quel periodo di tempo, che intercorre fra la messa in servizio (per es. apertura al traffico) e la messa fuori servizio, *durante il quale un'opera, un elemento strutturale o un materiale soddisfa le norme vigenti e/o certi standard specificati, che possono essere dettati da esigenze tecniche, funzionali o economiche.*

Di fondamentale importanza e valutazione è la velocità del degrado.

Ponti e viadotti possono essere visti come sistemi complessi, composti da molti e differenti elementi che si degradano con velocità diverse. Alcuni di essi sono sostituibili senza alcuna perdita di sicurezza ed hanno quindi vita relativamente breve (per es. giunti, guard-rails), la frequenza della loro sostituzione essendo condizionata dal fattore economico e dell'interferenza con il traffico. Gli elementi strutturali, hanno invece una vita attesa molto più lunga che però può ridursi, anche di molto, considerando tutte le possibili forme di degrado.

Per prevedere il degrado delle strutture è quindi necessario conoscere quello dei suoi elementi componenti.

L'ipotesi fondamentale che si fa è che la conoscenza dell'evoluzione passata consenta previsioni per il futuro.

Per costruire un modello teorico di degrado è necessario partire dall'esame di tutti i documenti di ispezione che riportano le condizioni dei singoli elementi.

Lo strumento prescelto per prevedere e seguire lo sviluppo del degrado è quello del *processo markoviano*: esso consente la descrizione di un fenomeno evolutivo attraverso l'insieme di tutti i possibili eventisuccessivi.

Ogni evento possibile, dato da un insieme di osservazioni, rappresenta uno stato del sistema: nel nostro caso il rapporto di ispezione in un certo anno. Ogni stato può essere quindi interpretato come un punto discreto del processo continuo di degrado.

Sulla base delle ispezioni passate è possibile ricostruire una serie di stati e passaggi a stati via via più deteriorati ed associare ad ognuno di questi passaggi la sua probabilità (o velocità) di transizione.

L'enunciato fondamentale dei processi markoviani, secondo il quale la probabilità di trovarsi in un certo stato dipende solo da quella di essersi trovati in uno stato precedente, si traduce nel dire che la probabilità di trovare un certo numero di difetti (o un certo voto) in un dato anno dipende solo dai difetti (o voto) dell'anno precedente.

Il processo markoviano può essere rappresentato con una connotazione vettoriale: altro non è che la traiettoria del vettore a n dimensioni contenete n osservazioni di danno.

Ogni stato del sistema, osservato o previsto, è quindi rappresentato dalla posizione di un vettore, chiamato *vettore di stato* in uno spazio a n dimensioni (tanti quanti sono i difetti o i voti osservati).

L'insieme di tutti i passaggi da ogni stato ai possibili stati successivi è raccolto in una matrice, detta appunto *matrice di transizione*, dove sono riportate le corrispondenti probabilità di passare da uno stato ad un altro. Moltiplicando un vettore di stato per la matrice di transizione si aggiorna la posizione del vettore ottenendo lo stato all'istante immediatamente successivo. Per una previsione estesa ad un intervallo di tempo lungo n volte quello elementare, basta elevare all' n -esima potenza la matrice di transizione. In questo modo è possibile seguire l'evoluzione del degrado dei ponti e viadotti. Rimane comunque aperto il problema di come superare il carattere qualitativo dei dati delle ispezioni visuali. Esso, infatti, consente di descrivere il fenomeno del degrado solo come una successione di manifestazioni sempre più gravi, ma senza risalire alle variazioni di proprietà geometriche e meccaniche dei materiali e quindi in ultima analisi alla sicurezza strutturale.

2.8 I difetti nelle strutture in c.a.

1 - MACCHIE DI UMIDITA'

Descrizione: la presenza di umidità penetrata attraverso il cls, è tipica degli elementi orizzontali (ad es. le solette) anche se talvolta è presente sulle pareti verticali per particolari percorsi trovati dall'acqua (ad es. per la presenza di sacche di acqua a tergo delle spalle o di pile cave).

Cause: oltre la porosità del materiale, sono concause la mancata od imperfetta impermeabilizzazione, le irregolarità dello smaltimento delle acque, la imperfetta tenuta dei giunti.

2 - CLS AMMALORATO

Descrizione: tale definizione indica diversi fenomeni di deterioramento che compaiono insieme o singolarmente sulla superficie del cls. Genericamente, con il termine "ammaloramento" vengono indicati fenomeni come scagliamento, porosità, perdita di coesione, rigonfiamento reale o apparente, ecc. Si accompagna talvolta a stati fessurativi e quasi sempre ai difetti delle armature (sia lenta che di precompressione).

Cause: il degrado del cls, spesso esaltato dalla presenza di ambiente umido, è dovuto a fenomeni di carattere chimico (carbonatazione o attacco dei cloruri) o fisico (cicli di gelo e disgelo) che sono legati anche alle caratteristiche climatiche del sito. L'entità di tali fenomeni è inversamente proporzionale alla buona esecuzione del cls.

3 - VESPAI

Descrizione: difetto del cls caratterizzato da zone non omogenee, ad alta percentuale di vuoti, con inerti grossi in vista, non cementati, che talvolta sono asportabili manualmente.

Cause: è un difetto dovuto a problemi in fase di esecuzione: separazione di inerti, cattiva vibrazione, riprese di getto o curva granulometrica (mix design) non corretta.

4 - ARMATURA ORDINARIA SCOPERTA/OSSIDATA

Descrizione: in questo difetto lo "scoprimento" dell'armatura indica la mancanza del cls di ricopertura e quindi spesso compare abbinato ai difetti del cls; l'ossidazione dell'armatura è una diretta conseguenza dello scoprimento essendo inusuale l'uso dell'acciaio inossidabile.

Cause: la mancanza di ricopertura è causata dal deterioramento del cls (distacco o dilavamento) oppure da errori in fase esecutiva (vespai o mancanza di copriferro) o da cause accidentali (urti di automezzi); l'ossidazione è causata dal contatto con l'aria e facilitata dalla presenza di acqua; è da notare che nel caso di cls porosi in ambienti aggressivi (carbonatazione) è l'ossidazione dell'armatura che rigonfiando genera il distacco del cls e quindi lo scoprimento.

5 - LESIONI IN CORRISPONDENZA STAFFE

Descrizione: il difetto si riferisce ad un gruppo di lesioni, generalmente ripetute ad intervalli regolari, che riproducono la disposizione degli elementi di armatura denominati "staffe"; queste sono presenti in quelle parti strutturali che hanno una dimensione prevalente rispetto alle altre (travi, pilastri, pulvini, ecc.).

Cause: la cattiva qualità o il deterioramento del cls di ricoprimento delle barre, l'esiguo spessore del copriferro oppure gli effetti del ritiro possono far sì che l'aria, penetrando all'interno del conglomerato, in presenza di umidità e di ambiente aggressivo, ossidi lo strato superficiale della staffa, producendo un aumento di volume, che a sua volta genera la fessurazione.

6- LESIONI MODESTE E DIFFUSE

Descrizione: il difetto si presenta come un insieme di lesioni di ampiezza e profondità modeste, con andamento vario ed irregolare.

È tipico di tutte le strutture in cls.; la sua presenza è messa in evidenza dalla contemporanea presenza di acqua o anche soltanto di umidità.

Cause: è dovuto generalmente a ritiro del cls conseguente ad una miscela non corretta o mal eseguita (in particolare per eccessiva acqua d'impasto), ad una non accurata stagionatura dei getti, ad una carenza di armatura.

7 - LESIONI VERTICALI

Descrizione: il difetto si riferisce alle lesioni sul cls il cui andamento è prevalentemente verticale. È possibile rilevarlo in quasi tutte le parti strutturali in c.a., in particolare sulle pareti verticali di fondazioni, pile, pulvini, spalle, travi, trasversi, solettoni e cassoni.

Generalmente si presentano isolate e con ampiezza variabile.

Cause: in elementi quali fondazioni, spalle, pile massicce possono avere due origini: ritiro del cls, nel qual caso sono ad intervalli piuttosto regolari e di ampiezza molto contenuta; oppure assestamenti delle fondazioni o spinte differenziali dei terreni, risultando isolate, di ampiezza anche consistente ed eventualmente non costante lungo la fessura. In elementi quali travi o pulvini in c.a., se presenti nella mezzeria, sono di origine strutturale (sollecitazione di flessione superiore a quella di progetto o carenza di armatura).

8 - LESIONI DIAGONALI

Descrizione: il difetto si riferisce alle lesioni sul cls il cui andamento è obliquo, sia su pareti orizzontali che verticali.

È possibile rinvenirle in particolare: sulle pareti verticali di fondazioni, pile, pulvini, spalle, travi, cassoni e sulle superfici orizzontali di intradosso di solette, controsolette e solettoni.

Cause: in elementi quali fondazioni, spalle o pile derivano prevalentemente da assestamenti delle fondazioni o spinte differenziali del terreno e si presentano isolate, di ampiezza anche consistente e spesso non costante lungo la fessura. In elementi quali travi, se presenti verso le zone di appoggio, o pulvini in c.a. sono di origine strutturale (sollecitazioni di flessione e taglio superiori a quelle di progetto o carenze di armatura).

Cause analoghe generano tali fessurazioni nelle solette, dove solitamente hanno origine nelle zone d'angolo.

9 - DISTACCO TRAVI-TRASVERSI

Descrizione: negli impalcati a travata, alla sezione d'incastro tra le travi ed i trasversi, è talvolta possibile rilevare una lesione verticale, generalmente a tutt'altezza; la lesione può essere capillare, come invece raggiungere qualche millimetro, fino a configurarsi come un vero e proprio distacco quando si trova su entrambe le facce del trasverso.

Cause: le cause più probabili, oltre la carenza di armatura di collegamento, possono essere il ritiro del cls dei trasversi, la mancata preparazione delle superfici delle travi prima del getto dei trasversi stessi, o l'insufficiente vibrazione dei getti.

Nei casi più gravi può essere generato da azioni anomale o non previste che hanno portato tensioni eccessive nei punti di trasmissione dei carichi tra le membrature.

10 - EFFLORESCENZE

Descrizione: il difetto si presenta come delle macchie o come dei cordoni bianchi sulla superficie del cls, generalmente all'intradosso delle strutture.

La colorazione bianca è dovuta al fatto che le efflorescenze sono costituite dalla sedimentazione di carbonato di calcio.

Cause: il difetto è generato dal passaggio di acqua aggressiva o attraverso il cls (per porosità o lesioni) o, più raramente, sulla sua superficie ed è dovuto a fenomeni locali di carbonatazione.

Sono concause la mancata od imperfetta impermeabilizzazione, le irregolarità dello smaltimento delle acque, la imperfetta tenuta dei giunti.

11 - LESIONI RAMIFICATE E CLS DEGRADATO

Descrizione: è tipico delle strutture in cls. Il difetto si presenta come un insieme di lesioni di varia ampiezza dal tipico aspetto irregolare "a carta geografica" (o "a ragnatela"), solitamente non è in corrispondenza delle sottostanti armature. La superficie dell'elemento strutturale interessato da tale stato fessurativo non risuona alla battitura mediante martello. Talvolta, sui lembi delle lesioni è presente una sorta di gel. In uno stato avanzato di degrado, la superficie del calcestruzzo si presenta ammalorata, con rigonfiamenti ed espulsione/scollamento degli inerti.

Cause: è dovuto generalmente alla reazione chimica tra gli alcali (sodio e potassio) ed alcuni tipi di inerti reattivi (es. la silice amorfa) presenti nel cemento. Tale reazione produce una sostanza gelatinosa capace di aumentare di volume in ambiente umido, provocando rigonfiamenti localizzati, fenomeni fessurativi tipici e distacchi del calcestruzzo.

12 - LESIONI LONGITUDINALI

Descrizione: il difetto si riferisce a lesioni che compaiono su impalcati ed archi e sui portali, sulle solette intermedie e sulle mensole in corrispondenza dei giunti; per ciascun elemento può essere fissato un asse longitudinale: per travi, solette, archi e le parti strutturali in prossimità dei giunti l'asse longitudinale coincide con quello dell'opera; per i trasversi coincide con quello longitudinale dei trasversi stessi, come anche per i controventi trasversali e diaframmi.

Vengono quindi dette longitudinali le lesioni parallele agli assi longitudinali così definiti.

Cause: per tutti gli elementi si possono citare carenze di armatura, interasse tra i ferri troppo ampio, non buona qualità del cls; altre cause specifiche sono: il ritiro per solettoni ed archi, i movimenti delle fondazioni per gli archi a timpani pieni, l'esiguo spessore di cls al di sotto dei tubi di alleggerimento per i solettoni alleggeriti.

13 - TRACCE DI SCOLO

Descrizione: difetto generato dal ripetuto passaggio dell'acqua sulla superficie dell'elemento interessato, reso visibile, quando l'acqua non è presente, dagli effetti della azione chimica dei Sali in essa disciolti.

È un difetto che è possibile trovare in tutte le strutture e su tutti i materiali; è tipico delle pareti verticali, ma è rilevabile anche in strutture orizzontali, come ad esempio gli sbalzi di soletta, quando l'acqua proveniente dal coronamento ristagna al loro intradosso.

Cause: sono tutte quelle che permettono il passaggio dell'acqua come la mancata od imperfetta impermeabilizzazione, le irregolarità dello smaltimento delle acque, la imperfetta tenuta dei giunti, ed altre legate a particolari esecutivi come l'assenza di gocciolatoi.

14 - LESIONI AGLI SPIGOLI

Descrizione: il difetto si riferisce a lesioni parallele agli spigoli, a distanza da questi non superiore a qualche centimetro; è rilevabile in tutte le strutture in cls e può comparire in tutte le parti strutturali.

Cause: il difetto è dovuto all'ossidazione delle armature metalliche sottostanti (per carbonatazione del cls e infiltrazioni di umidità), il cui rigonfiamento produce le lesioni; una concausa è la scarsità di copriferro. La probabilità di presenza del difetto è inversamente proporzionale all'ampiezza dell'angolo formato dalle due superfici.

Le zone degli spigoli, infatti, per il loro alto rapporto superficie/volume, risultano maggiormente esposte e quindi più soggette a lesioni, e successivamente a distacchi, rispetto alle superfici piane.

15 - STAFFE SCOPERTE/OSSIDATE

Descrizione: si riferisce alla vista di quegli elementi di armatura denominati "staffe" presenti nelle parti strutturali con una dimensione prevalente (travi, pilastri ecc.); in questo difetto lo "scoprimento" indica la mancanza del copriferro e quindi spesso compare abbinato ai difetti del cls; l'ossidazione delle staffe è una diretta conseguenza dello scoprimento essendo inusuale l'uso dell'acciaio inossidabile.

Cause: la mancanza di ricopertura è causata dal deterioramento del cls (distacco o dilavamento) oppure da errori in fase esecutiva (vespai o mancanza di copriferro) o da cause accidentali (urti di automezzi); l'ossidazione è causata dal contatto con l'aria e facilitata dalla presenza d'acqua; è da notare che nel caso di cls porosi in ambienti aggressivi (carbonatazione) è l'ossidazione delle staffe che rigonfiando genera il distacco del cls e quindi lo scoprimento.

16 - FUORI PIOMBO

Descrizione: il difetto riguarda gli elementi strutturali in elevazione quali pile e spalle, qualunque sia il materiale costituente; si presenta come la mancanza di verticalità, generalmente per tutta l'altezza.

Cause: può dipendere da due cause principali: una si sviluppa in fase di esercizio (coazione dovuta a mancato funzionamento degli appoggi, movimenti a livello delle fondazioni, casi eccezionali di urti); l'altra dipende dalla costruzione (disposizione non corretta delle casseforme, per le strutture in c.a.; assemblaggio non preciso degli elementi costituenti, per le strutture in acciaio).

17 - LESIONI ATTACCO PILASTRI

Descrizione: il difetto si presenta come una lesione che corre lungo il perimetro della sezione di incastro delle interconnessioni o dei pulvini con i pilastri delle pile e spalle a telaio. La lesione può essere capillare, come invece raggiungere qualche millimetro, fino a configurarsi come un vero e proprio distacco.

Cause: le cause più probabili sono: la carenza di armature di collegamento, il ritiro del cls, la mancata preparazione prima dei getti delle superfici d'incastro, l'insufficiente vibrazione dei getti stessi. Nei casi più gravi può essere generato da azioni anomale o non previste (urti, movimenti delle fondazioni) che hanno portato tensioni eccessive nei punti di trasmissione dei carichi tra le membrature.

18 - LESIONI ORIZZONTALI

Descrizione: il difetto si riferisce a lesioni sul cls il cui andamento è prevalentemente orizzontale; in questo difetto sono comprese solo quelle lesioni che compaiono sulle seguenti parti strutturali in c.a.: fondazioni, pile, spalle, pulvini, portali e baggioli.

Generalmente si presentano isolate e su superfici verticali.

Cause: derivano in genere da sollecitazioni anomale o non previste che hanno portato localmente alla rottura del cls. Spesso si registrano in corrispondenza di riprese di getto, potendo essere queste sezioni più deboli rispetto alle altre.

Carenze di armatura, interasse tra i ferri della stessa troppo ampio o non buona qualità del cls, favoriscono tali fessurazioni.

19 - SCALZAMENTO FONDAZIONI

Descrizione: questo difetto descrive l'abbassamento della quota del terreno che circonda la fondazione e quindi lo scoprimento della stessa.

Cause: è generato da cedimenti superficiali del terreno, dovuti a cause naturali imprevedibili, o dalla erosione dello stesso, causata dal trasporto solido dei corsi d'acqua, o anche da semplici fenomeni atmosferici (dilavamento del terreno per precipitazioni).

20 - ROTAZIONE LONGITUDINALE

Descrizione: questo difetto descrive una rotazione della fondazione su un piano verticale passante per l'asse autostradale; gli spostamenti delle fondazioni sono difficilmente rilevabili, occorre perciò dedurre la presenza di questo difetto da altri rilevamenti come il fuori piombo dell'elemento sostenuto, la formazione di un gradino in corrispondenza del giunto trasversale o la presenza di particolari lesioni se la struttura è iperstatica.

Cause: è generato sia da cedimenti differenziali del terreno, dovuti a cause naturali imprevedibili o al sottodimensionamento della fondazione per indagini poco approfondite, sia da cedimenti nelle strutture di fondazione, causati da imperfetta esecuzione o errata valutazione dei carichi. Talvolta il cedimento di fondazioni dirette è provocato dal mancato funzionamento degli appoggi che trasmettono uno stato di coazione alle pile e quindi alle fondazioni.

21 - ROTAZIONE TRASVERSALE

Descrizione: questo difetto descrive una rotazione della fondazione su un piano verticale perpendicolare all'asse autostradale; gli spostamenti delle fondazioni sono difficilmente rilevabili, occorre perciò dedurre la presenza di questo difetto da altri rilevamenti come il fuori piombo dell'elemento sostenuto o la presenza di particolari lesioni se la struttura è iperstatica o tramite apposite centraline.

Cause: è generato sia da cedimenti differenziali del terreno, dovuti a cause naturali imprevedibili o al sottodimensionamento della fondazione per indagini poco approfondite, sia da cedimenti nelle strutture di fondazione, causati da imperfetta esecuzione o errata valutazione dei carichi.

22 - TRASLAZIONE

Descrizione: questo difetto descrive un movimento della fondazione su un piano orizzontale; gli spostamenti delle fondazioni sono difficilmente rilevabili, occorre perciò dedurre la presenza di questo difetto da altri rilevamenti come la formazione di aperture in corrispondenza del giunto trasversale o la presenza di particolari lesioni se la struttura è iperstatica.

Cause: è generato sia da spinte del terreno dovute a cause naturali imprevedibili, sia da cedimenti nelle strutture di fondazione, causati da imperfetta esecuzione o errata valutazione delle spinte.

23 - ABBASSAMENTO

Descrizione: questo difetto descrive l'abbassamento della fondazione; gli spostamenti delle fondazioni sono difficilmente rilevabili occorre perciò dedurre la presenza di questo difetto da altri rilevamenti come la rottura o la deformazione del giunto trasversale o la presenza di particolari lesioni se la struttura è iperstatica.

Cause: è generato sia da cedimenti del terreno, dovuti a cause naturali imprevedibili o al sottodimensionamento della fondazione per indagini poco approfondite, sia da cedimenti nelle strutture di fondazione, causati da imperfetta esecuzione o errata valutazione dei carichi.

24 - DISASSAMENTO DEI CORDOLI

Descrizione: questo difetto appartiene alla ristretta famiglia dei "rilevamenti indiretti", quei difetti cioè che sono un indice di anomalie della fondazione e non della parte esplicitamente citata, in questo caso i cordoli di coronamento dell'impalcato. Il difetto consiste nel mancato allineamento di tali cordoli derivante da movimenti delle fondazioni; con esso si possono indicare anche altri segni rilevatori come i movimenti delle canalette passacavi (interne od esterne) o dei grigliati posti tra le due carreggiate.

Cause: è generato sia dai cedimenti o dalle spinte del terreno, dovuti a cause naturali imprevedibili o al sottodimensionamento della fondazione per indagini poco approfondite, sia dal cedimento delle strutture di fondazione, causato da imperfetta esecuzione o errata valutazione dei carichi.

25 - MOVIMENTI ANOMALI DEI GIUNTI

Descrizione: questo difetto appartiene alla ristretta famiglia dei "rilevamenti indiretti", quei difetti cioè che sono un indice di anomalie della fondazione e non della parte esplicitamente citata, in questo caso i giunti.

Il difetto consiste nella posizione anomala assunta dalle solette contrapposte del giunto quando questa deriva da movimenti delle fondazioni; le solette possono essere eccessivamente o non uniformemente distanziate oppure sfalsate di quota.

Cause: è generato sia dai cedimenti o dalle spinte del terreno, dovuti a cause naturali imprevedibili o al sottodimensionamento della fondazione per indagini poco approfondite, sia dal cedimento delle strutture di fondazione, causato da imperfetta esecuzione o errata valutazione dei carichi.

26 - LESIONI DA SCHIACCIAMENTO

Descrizione: sono così definite le lesioni su elementi in cls inclinate all'incirca a 45° ed accoppiate in modo tale da individuare il distacco di un cuneo di materiale. Per la loro natura potrebbero riguardare tutti gli elementi in cls compressi, ma il difetto in esame fa riferimento soltanto alle sedi di appoggio degli impalcati (in particolare i baggioli).

Cause: il difetto è generato da una sollecitazione eccessiva di compressione, tale da provocare la rottura dell'elemento interessato. Le cause possono essere di tipo progettuale (dimensionamento non corretto) oppure connesse con l'esecuzione (cls scadente o carenze di armatura di ripartizione). Sono talvolta concause il degrado del cls per acqua aggressiva proveniente da giunti permeabili o spostamenti anomali dei pendoli durante l'esercizio.

27 - LESIONI IN CORRISPONDENZA FERRI D'ARMATURA

Descrizione: il difetto si riferisce ad un gruppo di lesioni, spesso ripetute ad intervalli regolari, che sembrano riprodurre la disposizione dei ferri di armatura; si può rilevare in tutte le strutture in c.a. e c.a.p., in corrispondenza di tutte le armature, escludendo, per definizione, le staffe e le guaine dei precompressi. Spesso lesioni e ferri già scoperti compaiono insieme in un concio.

Cause: la cattiva qualità o il deterioramento del cls di ricoprimento delle barre, l'esiguo spessore del copriferro oppure gli effetti del ritiro possono far sì che l'aria, penetrando all'interno del conglomerato, in presenza di umidità e di ambiente aggressivo, ossidi lo strato superficiale della staffa, producendo un aumento di volume, che a sua volta genera la fessurazione.

28 - LESIONI CARATTERISTICHE IN ZONA APPOGGIO

Descrizione: il difetto riguarda singole o più lesioni nei pressi degli appoggi, da ricondurre al funzionamento degli appoggi stessi. Sono rilevabili sia sulla parte che appoggia (impalcato), sia sul supporto (pulvino, baggiolo, mensola) degli elementi strutturali in cls. Il suo campo di rilievo è ristretto per definizione alle immediate vicinanze degli appoggi (circa 50 cm). Non riguarda gli apparecchi di appoggio.

Cause: dipende in generale da sforzi di trazione che si generano in corrispondenza degli appoggi per il mancato scorrimento degli apparecchi mobili, causato dal deterioramento dei materiali, dal bloccaggio, o dal non corretto dimensionamento degli apparecchi. Concausa è il non adeguato irrobustimento locale delle armature della struttura che poggia e del supporto.

29 - LESIONI TRASVERSALI

Descrizione: il difetto si riferisce a lesioni che compaiono su impalcati ed archi e sui portali, sulle solette intermedie e sulle mensole in corrispondenza dei giunti; per ciascun elemento può essere fissato un asse trasversale: per travi, solette, archi e le parti strutturali in prossimità dei giunti questo asse coincide con quello trasversale dell'opera; per i trasversi coincide con quello trasversale dei trasversi stessi, come anche per controventi trasversali e diaframmi. Vengono quindi dette trasversali le lesioni parallele agli assi trasversali così definiti.

Cause: in generale tra le cause per tutti gli elementi si possono citare carenze di armatura, interesse tra i ferri troppo ampio, non buona qualità del cls. Nella mezzera delle travi e dei solettoni in c.a. o al centro dei campi delle solette, possono essere di origine strutturale (sollecitazioni di flessione e taglio). Movimenti differenziali delle fondazioni possono creare lesioni trasversali negli archi a timpani pieni o in strutture iperstatiche.

30 - RIPRESE SUCCESSIVE DETERIORATE

Descrizione: si intendono per "ripresе successive" le riparazioni localizzate effettuate sul cls; di solito si tratta di riempimento di vuoti, di intasamento di vespai o della ricostruzione del copriferro o degli spigoli distaccati; su queste zone possono rilevarsi tutte le anomalie tipiche del cls quali dilavamento, ammaloramento e lesioni varie ed in più il distacco o le lesioni tra il materiale vecchio ed il nuovo. Tutte queste anomalie sono sinteticamente ed esclusivamente descritte dal difetto in esame.

Cause: sono tre le principali cause che generano queste anomalie:

- l'utilizzo di materiali non appropriati;

- la cattiva esecuzione della riparazione (ad es. cavità riempite solo superficialmente o inadeguata preparazione delle superfici di attacco);
- l'insieme degli agenti esterni che comunemente aggrediscono le strutture (ad es. gelo/disgelo, carbonatazione ecc.).

31 - ELEMENTO TENUTA ASSENTE O PERMEABILE

Descrizione: si definisce così la presenza di una percolazione dal giunto dovuta o alla rottura di un elemento di tenuta, che non sia la scossalina, o alla mancanza di un elemento che assolva tale funzione.

Cause: l'elemento di tenuta può mancare dall'origine o a seguito della caduta dello stesso, specie se del tipo incollato o spinto a pressione tra le solette; la caduta o la rottura sono dovute al logorio del materiale costituente o alle spinte di detriti non trattiene dall'elemento di continuità. E' quindi importante anche il buono stato di quest'ultimo che, peraltro, in alcuni giunti non è distinguibile dall'elemento di tenuta. Altra causa sono i movimenti anomali dei giunti.

32 - DISLIVELLO GIUNTO-PAVIMENTAZIONE

Descrizione: il difetto segnala la differenza di quota tra l'estradosso della pavimentazione e quello dell'elemento di continuità del giunto, quando il suo valore diviene apprezzabile (qualche millimetro). Spesso è accompagnato dai difetti tipici degli elementi di continuità ed in particolare dei massetti.

Cause: il dislivello ha origine o quando il giunto non è stato posto in opera in maniera corretta, o quando le ricariche della pavimentazione risultano eccessive, oppure quando la pavimentazione subisce un costipamento eccessivo dopo la posa in opera del giunto.

33 - DISLIVELLO TRA ELEMENTI CONTIGUI

Descrizione: il difetto segnala la differenza di quota tra l'estradosso delle due parti contrapposte che il giunto separa, quando il suo valore diviene apprezzabile (qualche millimetro). Per parti contrapposte del giunto si intendono la parte collegata con la soletta dell'elemento lato origine e quella collegata all'elemento lato destinazione.

Spesso è accompagnato dai difetti tipici degli elementi di continuità ed in particolare dei massetti.

Cause: il dislivello ha origine da una imperfetta posa in opera del giunto, talvolta causata da preesistenti dislivelli tra le solette, oppure, nei casi più gravi, da cedimenti differenziali degli appoggi o da movimenti delle fondazioni.

34 - MASSETTI LESIONATI

Descrizione: il difetto interessa quei massetti solitamente in resina o in malta di cemento che sono il supporto degli elementi di continuità del giunto e costituiscono il collegamento tra la soletta pavimentata e l'elemento di continuità vero e proprio. Si presenta con lesioni trasversali rispetto all'asse del giunto, isolate o ripetute, che compaiono indifferentemente sul primo o sul secondo o in entrambi i massetti che delimitano il giunto.

Cause: sono generalmente dovuti ai ripetuti urti causati dal passaggio dei mezzi pesanti (compaiono di solito prima nella corsia di marcia); la cattiva scelta dei materiali o l'impropria messa in opera possono provocare i fenomeni di ritiro che generano le lesioni e sono in ogni caso concause insieme a tutto quello che amplifica l'urto, quali: sovraccarichi imprevisti, dislivelli tra pavimentazione e massetti stessi, ecc.

35 - DISTACCHI MASSETTI

Descrizione: il difetto interessa quei massetti solitamente in resina o in malta di cemento che sono il supporto degli elementi di continuità del giunto e costituiscono il collegamento tra la soletta pavimentata e l'elemento di continuità vero e proprio. Si presenta con sgretolamenti, rotture o distacchi che compaiono indifferentemente sul primo o sul secondo o in entrambi i massetti che delimitano il giunto.

Cause: sono generalmente dovuti ai ripetuti urti causati dal passaggio dei mezzi pesanti (compaiono di solito prima nella corsia di marcia); la cattiva scelta dei materiali o l'impropria messa in opera possono provocare fenomeni di ritiro che generano dapprima le lesioni e poi le rotture e sono in ogni caso concause insieme a tutto quello che amplifica l'urto, quali sovraccarichi imprevisti, dislivelli tra pavimentazione e massetti stessi, ecc. La mancanza di manutenzione costituisce inoltre una importante concausa.

36 - ROTTURA ELEMENTI DI CONTINUITÀ

Descrizione: il difetto riguarda gli elementi che garantiscono la continuità dei giunti, quali: profilati di neoprene, mattonelle di neoprene armato o non, pettini metallici, ecc. Vanno escluse le rotture dei tamponi in asfalto colato (o in materiale di analoghe caratteristiche), dei massetti e dei profilati metallici. Si presenta con lesioni, rotture, distacchi o porzioni mancanti, ecc.

Cause: dipende dalla non corretta posa in opera o dal deterioramento dei materiali per usura del traffico e comunque da un ritardato intervento di manutenzione

37 - DEFORMAZIONE ELEMENTI DI CONTINUITÀ

Descrizione: il difetto riguarda gli elementi che garantiscono la continuità dei giunti, quali: profilati di neoprene, mattonelle di neoprene armato o non, pettini metallici, ecc. Vanno esclusi i tamponi in asfalto colato (o in materiale di analoghe caratteristiche), i massetti ed i profilati metallici. Si presenta come una irregolarità della superficie di continuità: avvallamenti, gradini, pendenze non previste, imbozzamenti, ecc.

Cause: dipende o dalla non corretta posa in opera o dal deterioramento dei materiali per usura del traffico. Talvolta può essere connesso a movimenti delle fondazioni o a dimensionamento non corretto in relazione alle luci degli impalcati.

38 - RIDUZIONE SEZIONE ARMATURA

Descrizione: quando l'ossidazione dei ferri di armatura delle strutture in c.a. supera lo strato superficiale, si parla di una riduzione di sezione delle barre. Va ovviamente riportata in questo difetto anche la rottura dei ferri, rappresentando lo stadio ultimo di riduzione di sezione. Il difetto è sempre accompagnato dal degrado del cls.

Cause: i processi di degrado delle armature sono legati a carenze progettuali (nei riguardi dei sistemi di impermeabilizzazione, raccolta e smaltimento delle acque) ed esecutive (mancanza di copriferri, vespai, ecc.); tali processi hanno come estreme conseguenze nel tempo, successivamente allo scoprimento dei ferri ed in presenza di costante umidità, la riduzione del diametro delle barre. In altri casi la rottura delle armature è causata da urti accidentali.

39- ARMATURA VERTICALE DEFORMATA

Descrizione: il difetto consiste in una deformazione dei ferri verticali degli elementi strutturali in elevazione, quali pile e spalle in c.a.

Cause: il difetto può aversi su elementi snelli, quando i ferri vengono ad avere un carico tale che ne genera lo svergolamento, con conseguente distacco del copriferro; il fenomeno è poi reso più evidente quando si ha una carenza/deterioramento delle staffe (azione di confinamento ridotta).

Il distacco del cls, per sua cattiva qualità, può produrre analoghe concentrazioni di tensione sui ferri.

40 - DISTACCO SPIGOLI

Descrizione: è un difetto rilevabile su tutte le strutture in cls; la zona dello spigolo risulta infatti per il suo alto rapporto superficie/volume maggiormente esposta e quindi più soggetta a distacchi.

Solitamente è accompagnato dai difetti dell'armatura, sia quella lenta che quella di precompressione, che la caduta dello spigolo espone.

Cause: le cause del distacco derivano dalla combinazione di fenomeni chimici e fisici quali la carbonatazione, l'ossidazione delle armature metalliche e la spinta generata dal conseguente rigonfiamento delle stesse, oppure sono di tipo meccanico, come nel caso degli urti.

41 - UMIDITA' DALL'INTERNO

Descrizione: si indica con questo difetto la presenza di umidità che fuoriesce all'esterno dopo lo scorrimento lungo le guaine di precompressione; è quindi specifico ed esclusivo delle strutture in c.a.p. a cavi scorrevoli. Talvolta è accompagnato da stalattiti, la cui sola presenza, in assenza temporanea di umidità, è sintomo sufficiente del difetto.

Cause: il difetto è riconducibile alla penetrazione di acqua nel cls, che può avvenire dalle testate di ancoraggio non sigillate oppure lungo le travi per mancanza di impermeabilizzazione e cls poroso o per lesioni nella parte

superiore del bulbo, e all'iniezione mancante o inefficiente delle guaine. Generalmente soggetti a questo difetto sono i cavi parabolici ed in particolare le travi con ancoraggi in soletta.

42 - RIDUZIONE SEZIONE RESISTENTE DEL CLS

Descrizione: la riduzione di sezione è un difetto rilevabile su tutte le strutture in cls, ma in questo caso si è voluto concentrare l'attenzione su quegli elementi quali : pilastri di pile e di spalle, archi in c.a. e c.a.p., travi in c.a.p. in cui la sezione è considerata interamente reagente. Solitamente è accompagnato dai difetti dell'armatura, sia lenta che di precompressione.

Cause: le cause della riduzione di sezione possono essere di tipo meccanico, come nel caso di sovraccarichi eccessivi o di urti; oppure possono derivare dalla combinazione di fenomeni chimici e fisici quali la carbonatazione, l'ossidazione delle armature metalliche e la spinta generata dal rigonfiamento delle stesse, quando comportino distacchi di cls non trascurabili.

43 - LESIONI ATTACCO TRAVE-SOLETTA

Descrizione: negli impalcati a travata, alla sezione d'incastro tra le travi e la soletta, è possibile rilevare una lesione longitudinale, generalmente capillare; quando le travi sono precomprese ad ala superiore larga, il difetto non compare nella sezione d'angolo, ma nella discontinuità tra trave e soletta.

Cause: sono riconducibili ad una carenza di armatura di collegamento, oppure a ritiro differenziale tra il getto delle travi e quello della soletta, oppure, quando sono precomprese, al fluage delle travi.

Nei casi più gravi azioni anomale o non previste possono creare tensioni eccessive nelle zone di trasmissione dei carichi tra le membrature.

44 - CLS DILAVATO

Descrizione: il dilavamento consiste nell'asportazione di materiale dalla superficie della struttura a seguito dell'azione meccanica svolta su di essa dall'acqua corrente. Tale difetto è tipico degli elementi quali spalle, pile, travi, sbalzi, solettoni, ecc. interessati in maniera diretta dal passaggio ripetuto di acqua (ad es. dai giunti).

Cause: tali fenomeni sono generati o esaltati dalla presenza di ambiente umido, e la loro entità è inversamente proporzionale alla buona progettazione ed esecuzione del cls.

Il degrado del cls è dovuto a fenomeni di carattere chimico (carbonatazione o attacco dei cloruri) o fisico (cicli di gelo e disgelo) che sono legati anche alle caratteristiche climatiche del sito.

2.9 Attività svolte dalla Città Metropolitana di Torino

Dalla redazione di una relazione di sintesi del 2004 sappiamo che la Città Metropolitana ha realizzato una attività di indagine sui ponti di attraversamento dei corsi d'acqua che interferiscono gli ambiti fluviali definiti dal Piano per l'Assetto Idrogeologico.

Tra i 38 viadotti rilevati e ricadenti nell'ambito delle fasce fluviali del PAI è presente il nostro ponte di interesse, sito ad Alpignano.

Durante le fasi di indagine si è proceduto al fine di dotarsi di strumenti operativi efficaci al rilevamento dei danneggiamenti apparenti e ad una prima indicazione della loro estensione. A valle dei rilievi eseguiti è stata approntata una scheda di acquisizione dei danneggiamenti.

Si sottolinea che la determinazione della vita residua è indispensabile per definire una strategia di gestione, in cui è fondamentale un'accurata definizione delle programmazioni economiche e delle priorità di intervento (pianificazione temporale degli interventi e dei flussi di cassa occorrenti).

A tal proposito uno strumento che può essere utilizzato per la programmazione degli interventi è rappresentato dalle *schede di rilievo del danneggiamento* e dal conseguente *indice del danno*, che se ne ottiene.

Accanto alle informazioni geometriche e strutturali dei viadotti sono state rilevate le tipologie e l'estensione dei danneggiamenti "apparenti" presenti.

Per ciascuna tipologia strutturale sono state predisposte delle schede di rilevamento; in particolare quella per i ponti in c.a., riporta i seguenti punti:

DANNEGGIAMENTO SU IMPALCATO		
FENOMENO	PRESENZA DANNO	ESTENSIONE
BARRE DI ARMATURA IN SUPERFICIE SU TRAVI E TRAVERSI	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
LESIONI SU TRAVI E TRAVERSI	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
BARRE DI ARMATURA IN SUPERFICIE SU SOLETTA	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
LESIONI SU SOLETTA O MARCIAPIEDE	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
BARRE DI ARMATURA IN SUPERFICIE SU MARCIAPIEDE	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
INFILTRAZIONI, PERCOLAZIONI E DILAVAMENTI ZONE PLUVIALI	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
DANNEGGIAMENTI A GUARD RAILS / PARAPETTI	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
DANNEGGIAMENTI GIUNTI	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
DANNEGGIAMENTO ASFALTO ZONA GIUNTI	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
DANNEGGIAMENTO ASFALTO	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato

DANNEGGIAMENTO SU PILE E SPALLE		
FENOMENO	PRESENZA DANNO	ESTENSIONE
BARRE DI ARMATURA IN SUPERFICIE SU PILE	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
BARRE DI ARMATURA IN SUPERFICIE SU SPALLE	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
LESIONI / FESSURAZIONI SU PILE	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
LESIONI / FESSURAZIONI SU SPALLE	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
INFILTRAZIONI, PERCOLAZIONI E DILAVAMENTI	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
APPOGGI BLOCCATI / DANNEGGIAMENTI APPOGGI	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
FENOMENI EROSIVI FONDAZIONI	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato
BARRE IN SUPERFICIE (FONDAZIONI)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Diffuso <input type="checkbox"/> Localizzato

Figura 2.9.1 Scheda di rilievo del danneggiamento in ponti in calcestruzzo armato per impalcato, spalle e pile

Ciascuna tipologia di danno è stata poi identificata da un codice alfanumerico. Sono stati introdotti due coefficienti: uno relativo alla gravità del danneggiamento (valore numerico da 1 o 5) riscontrato in sito. La scala di gravità elaborata è la seguente:

LIVELLO	TIPO DI DANNO	VALORE
Livello 1	Danno non strutturale ripristinabile con intervento di manutenzione ordinaria	1
Livello 2	Danno non strutturale ripristinabile con intervento di manutenzione straordinaria	2
Livello 3	Danno strutturale lieve	3
Livello 4	Danno strutturale medio	4
Livello 5	Danno strutturale grave	5

Figura 2.9.2 Scala di gravità del danneggiamento

Il secondo coefficiente è relativo all'estensione del danneggiamento sulla struttura (valore 1 per danno esteso e valore 0,25 per danno localizzato). I coefficienti elaborati sono i seguenti:

						
CODICE	DESCRIZIONE DANNO PONTI IN C.A. E C.A.P.	INDICE DI GRAVITÀ DANNO	MOLTIPLICATORE PER DANNO ESTESO	MOLTIPLICATORE PER DANNO LOCALIZZATO	TOTALE INDICE DI GRAVITÀ PER DANNO ESTESO	TOTALE INDICE DI GRAVITÀ PER DANNO LOCALIZZATO
A	BARRE DI ARMATURA IN SUPERFICIE SU TRAM E TRAVERSI	4	1	0,25	4	1
B	LESIONI SU TRAM E TRAVERSI	6	1	0,25	6	1,25
C	BARRE DI ARMATURA IN SUPERFICIE SU SOLETTA	3	1	0,25	3	0,75
D	LESIONI SU SOLETTA O MARCIAPIEDE	4	1	0,25	4	1
E	BARRE DI ARMATURA IN SUPERFICIE SU MARCIAPIEDE	1	1	0,25	1	0,25
F	INFILTRAZIONI, PERCOLAZIONI E DILAVAMENTI ZONE PULVILI	3	1	0,25	3	0,75
G	DANNEGGIAMENTI A GUARD RAILS / PARAPETTI	2	1	0,25	2	0,5
H	DANNEGGIAMENTI GIUNTI	2	1	0,25	2	0,5
I	DANNEGGIAMENTO ASFALTO ZONA GIUNTI	2	1	0,25	2	0,5
L	DANNEGGIAMENTO ASFALTO	1	1	0,25	1	0,25
M	BARRE DI ARMATURA IN SUPERFICIE SU PILE	4	1	0,25	4	1
N	BARRE DI ARMATURA IN SUPERFICIE SU SPALLE	4	1	0,25	4	1
O	LESIONI / FESSURAZIONI SU PILE	6	1	0,25	6	1,25
P	LESIONI / FESSURAZIONI SU SPALLE	6	1	0,25	6	1,25
Q	INFILTRAZIONI, PERCOLAZIONI E DILAVAMENTI	3	1	0,25	3	0,75
R	APPOGGI BLOCCATI / DANNEGGIAMENTI APPOGGI	6	1	0,25	6	1,25
S	FENOMENI EROSIONI FONDAZIONI	6	1	0,25	6	1,25
T	BARRE IN SUPERFICIE (FONDAZIONI)	4	1	0,25	4	1
VALORE MASSIMO TOTALE DANNEGGIAMENTO		82				

Figura 2.9.3 Valore massimo totale di danneggiamento

Per ogni tipologia di danno si ottiene quindi un valore numerico dato da:

$$DANNO_{i-esimo} = \text{indice di gravità del danno} \cdot \text{moltiplicatore estensione} \cdot DANNO_{totale,viadotto}$$

$$= \sum DANNO_{i-esimo}$$

Il valore numerico viene poi riportato su base percentuale. In tal modo è possibile arrivare ad una "classifica" per gravità di danneggiamento riscontrato:

$$DANNO_{totale,viadotto,\%} = (\sum DANNO_{i-esimo} / VALORE MASSIMO TOTALE DANNEGGIAMENTO) \cdot 100$$

I risultati ottenuti costituiscono quindi un utile strumento per indirizzare l'attività di manutenzione ordinaria / straordinaria nonché l'attività di indagine di secondo livello e di intervento urgente.

Per rendere ancora più efficace questo strumento operativo sono già stati separati gli interventi:

- di manutenzione ordinaria e straordinaria sui parapetti e guard rails;
- di ripristino degli appoggi con rimozione delle staffe di bloccaggio;
- di ripristino dei danneggiamenti riscontrati.

Sono stati inoltre evidenziati i viadotti su cui sono stati riscontrati quadri fessurativi in atto al fine di farli eventualmente rientrare in un programma di indagini strutturali più approfondite.

Per poter avere una visione di insieme dell'opera e poter svolgere una analisi sul degrado del Ponte di Alpignano, è possibile anche realizzare una campagna di indagini con strumentazione laser scanner o con droni. L'utilizzo di tali attrezzature consente di ottenere un rilievo 3d dell'opera, con la possibilità di ottenere anche le sezioni geometriche ed una visione di insieme delle zone più danneggiate. Tale tipologia di indagine può essere molto utile per le zone inaccessibili con by bridge ad esempio, o nel caso in cui si voglia monitorare la struttura ed il suo degrado nel tempo. La Città Metropolitana ha effettuato uno studio dell'opera con tale strumentazione. Per ciò che attiene l'utilizzo del laser scanner a seconda del modello che si intende usare è possibile avere diverse portate. Si ha una scansione molto rapida e precisa, con nuvole di punti di alta qualità ed un basso rumore. Il campo visivo è di 360°.

I droni sono configurabili per ispezioni o rilievi; i modelli più avanzati sono resistenti alle interferenze magnetiche e risultano operativi anche in zone ventose. Nei casi in cui sia utile una termografia dell'opera può essere montato un termografo di ridotte dimensioni sul drone, vicino alla fotocamera.

Si riportano di seguito alcune immagini rappresentative di un rilievo con drone effettuato dalla Città Metropolitana.

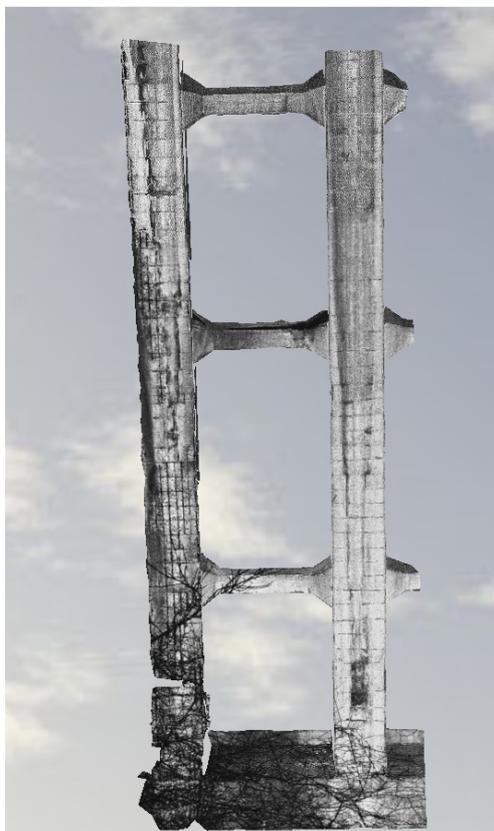
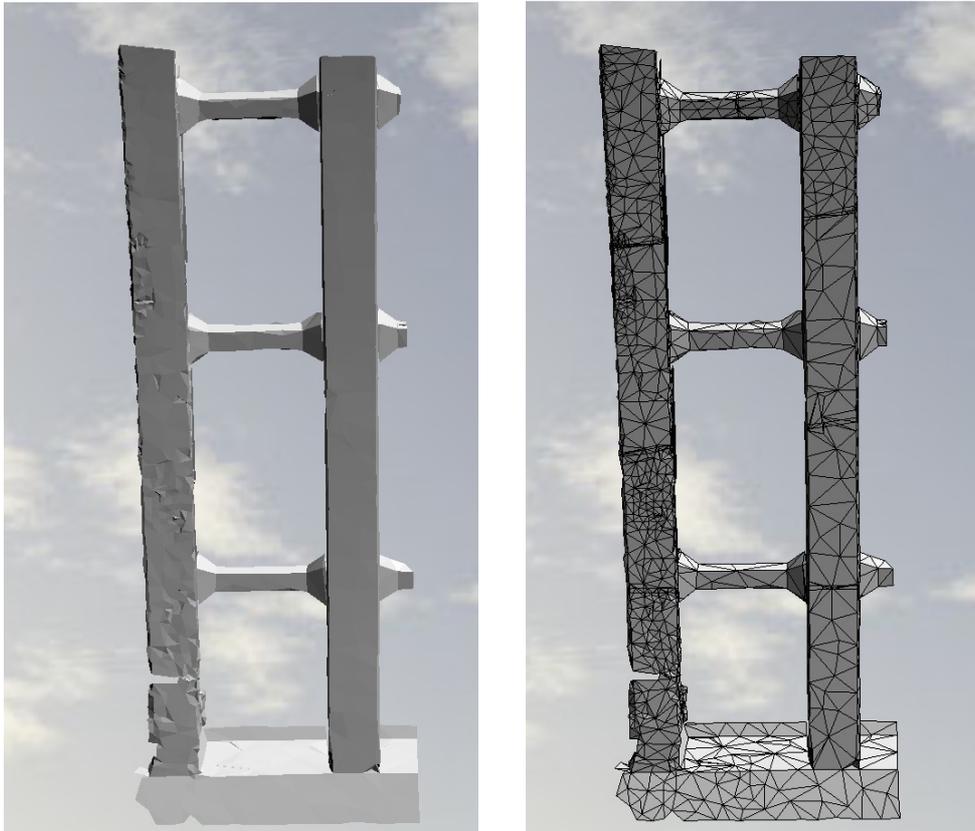


Figura 2.9.4 Rilievo con drone arconi lato sx lato monte



Figura 2.9.5 Rilievo zona parapetto con drone

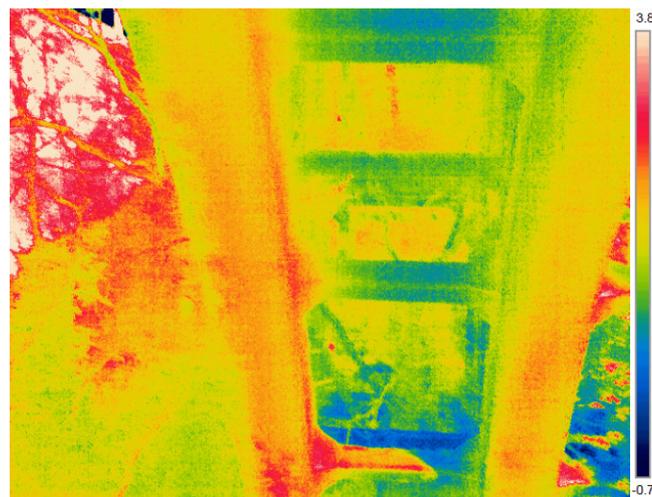
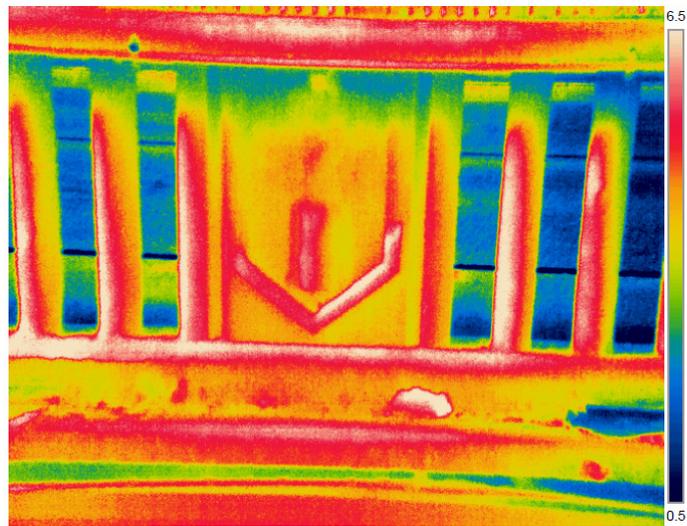


Figura 2.9.6 Termografia ponte di Alpignano

3.PROVE DIAGNOSTICHE PER OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO

La vita di un ponte dovrebbe essere seguita costantemente; importanza essenziale assume la banca dati che deve raccogliere tutta la “storia” del ponte, a partire dai disegni “as built” (come costruito), che spesso differiscono da quelli del progetto costruttivo per particolari importanti ai fini della manutenzione.

Le ispezioni ordinarie sono essenzialmente visive e quindi richiedono l’ addestramento del personale ad esse preposto, il quale dovrebbe disporre di manuali o di schede che lo aiutino a rendere le sue osservazioni le più obiettive possibili.

In questi casi è importante conoscere le patologie più frequenti delle opere che si ispezionano e le loro eventuali “parentele rischiose”, cioè il comportamento di opere simili per essere state costruite con la stessa tecnica, dalla stessa impresa ecc.

Le ispezioni sono anche di tipo strumentali e nel seguito si tratteranno le diverse prove di diagnostica per strutture in calcestruzzo armato. Ora passiamo brevemente in rassegna le diverse prove diagnostiche che possono essere svolte su una struttura in calcestruzzo armato.

Queste si dividono in:

- distruttive (D)
- moderatamente distruttive (MD)
- non distruttive (ND)

a seconda dell’entità del danno che la loro esecuzione provoca sulla struttura.

Un’altra classificazione si riferisce all’oggetto delle prove, che può riguardare:

- il materiale
- lo stato tensionale di un elemento
- lo stato generale del ponte

Tutti i controlli possono essere fatti in occasioni particolari su strutture esistenti (diagnostica) ovvero essere protratti nel tempo, eventualmente per tutta la vita del ponte, nel qual caso si parla di monitoraggio.

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Ultrasuoni con trasmissione diretta, semidiretta, indiretta (ND) - calcestruzzo

Attraverso una strumentazione a emissione di ultrasuoni si possono stimare le caratteristiche meccaniche del cls. Il metodo consente, quindi, di ottenere una serie di informazioni sulle caratteristiche elasto-meccaniche del materiale quali: omogeneità del materiale, eventuali vuoti, grado di deterioramento.

Per l'esecuzione della prova si utilizza una sonda ultrasonica emettitrice e una sonda ricevente poste a cavallo dell'elemento da indagare (o su facce perpendicolari o sulla stessa faccia nel caso non sia possibile fare l'indagine diretta). La sonda emettitrice produce onde elastiche longitudinali che, attraversano il materiale, sono captate dalla sonda ricevente e registrate dall'apparecchiatura. Si misura il tempo di transito delle onde dalla sonda emettitrice e quella ricevente e si calcola la velocità in base alla distanza delle sonde. La resistenza a compressione può essere stimata in base alla velocità di trasmissione ipotizzando la validità di una relazione con la resistenza a compressione e il modulo elastico. Si deve tener presente che le onde elastiche subiscono, all'interno dell'elemento esaminato, rifrazioni e riflessioni dovute alle dimensioni degli aggregati e alla presenza di fessure o vuoti.

Nella predisposizione della prova è necessario, preventivamente, individuare la presenza di ferri d'armatura con indagine pacometrica e liberare le zone scelte dall'intonaco o quant'altro non faccia parte del materiale in esame.

Il resoconto della prova fornirà:

- a. tabella dei risultati di prova relativamente ai tempi misurati e alla velocità calcolata;
- b. valore di correlazione della resistenza R_c del calcestruzzo indicando la formula utilizzata.

Nelle figure successive si riportano lo schema di prova generale e i tre diversi metodi per lo svolgimento di essa.

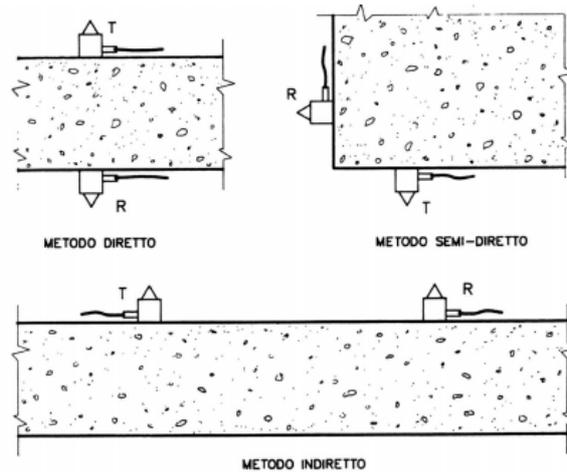


Figura 3.1.1 .1

Trasmissione diretta: trasduttori sulle due facce di un pilastro.

Trasmissione semi-diretta: trasduttori su due superfici che formano tra loro un certo angolo.

Trasmissione indiretta: trasduttori sulla medesima faccia dell'elemento da investigare.



Figura 3.1.1.2 Schema di prova generale secondo il metodo diretto

3.1.2 Indagine di tipo Pull-out (MD) - calcestruzzo

La tecnica di indagine denominata Pull-out è utilizzata per stimare la resistenza meccanica del calcestruzzo in opera. La metodologia consiste nell'inserire nel calcestruzzo un tassello metallico standardizzato e di estrarlo mediante idonea attrezzatura. Il valore della forza di rottura del cono di calcestruzzo attorno al tassello, attraverso una curva di correlazione sperimentale, permette di stimare la resistenza del calcestruzzo.

Nella predisposizione della prova è necessario, preventivamente, individuare la presenza dei ferri d'armatura con indagine magnetometrica (pacometro) e liberare le zone scelte dall'intonaco o quant'altro non faccia parte del materiale in esame.

I tasselli vanno inseriti a una distanza di circa 20 cm uno dall'altro. Lo spessore minimo del calcestruzzo deve essere almeno di 10 cm e la distanza minima dai bordi dei punti di prova di almeno 10 cm.

Il resoconto della prova deve includere:

- a. tabella dei risultati di prova relativamente alla forza misurata;
- b. valore di correlazione della resistenza R_c del calcestruzzo indicando la formula utilizzata.



Figura 3.1.2.1 Posizionamento dei tasselli metallici e strumentazione per l'estrazione



Figura 3.1.2.2 a) Tasselli di prova, b) forma del cono

3.1.3 Indagine con sclerometro (ND) - calcestruzzo

La prova sclerometrica è utilizzata per stimare la resistenza a compressione del calcestruzzo. La tipologia di prova porta a risultati attendibili solo per calcestruzzi di pochi anni dove la carbonatazione non è ancora

sviluppata. Per calcestruzzi datati, da 5 anni in su, la sua utilizzazione è preferita nella sola valutazione della omogeneità del materiale di un elemento strutturale caratterizzato attraverso l'estrazione di una carota. Lo sclerometro utilizza la misura del rimbalzo di un cilindro d'acciaio che colpisce la superficie del calcestruzzo con una forza costante prodotta da una molla.

Gli sclerometri utilizzati su elementi con dimensione maggiore di 120 mm di spessore producono una energia di impatto di 2,207 Nm e sono classificati come sclerometri di tipo "N", mentre quelli utilizzati su elementi con dimensione inferiore di 120 mm di spessore producono una energia di impatto di 0,705 Nm e sono classificati come sclerometri di tipo "L".

Come detto, anche qui, nella predisposizione della prova è necessario, preventivamente, individuare la presenza di ferri d'armatura con indagine pacometrica e liberare le zone scelte dall'intonaco o quant'altro non faccia parte del materiale in esame.

Devono essere prodotte non meno di 10 misure per singolo punto di analisi. Il risultato della prova risulta quello mediano ai valori rilevati, successivamente interpretati in resistenza stimata R_c in bas all'orientamento dello sclerometro ed alle curve di correlazione dello strumento.

Il resoconto di prova deve includere:

- a. tabella dei risultati di prova col risultato medio secondo la curva di correlazione dello strumento.

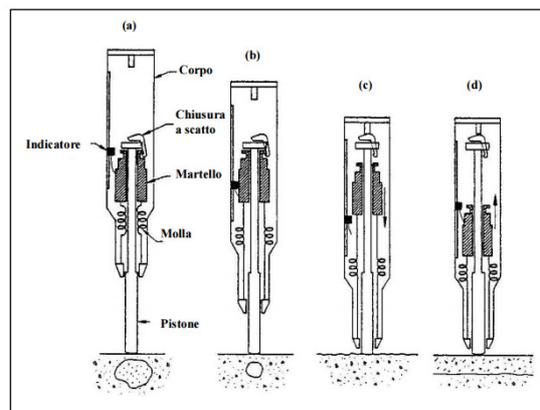


Figura 3.1.3.1 Prova sclerometrica (dalla fase (d) alla fase(a))

3.1.4 Indagine con metodo Windsor (ND) - calcestruzzo

Lo scopo della prova è di stimare la resistenza del calcestruzzo in funzione della resistenza alla penetrazione da parte di una sonda in acciaio sottoposta a spinta balistica ed infissa all'interno del materiale con energia prestabilita. Per stimare la Resistenza media a compressione R_c si utilizza una tabella di correlazione, scala di Mohs, dei valori relativi alla profondità media di penetrazione della sonda, tabella con risultati in funzione della durezza superficiale dell'aggregato.

Nella predisposizione della prova è necessario, preventivamente, individuare la presenza dei ferri d'armatura con indagine pacometrica e liberare le zone scelte dall'intonaco o quant'altro non faccia parte del materiale in esame.

Vanno eseguite almeno 3 prove per zona di controllo ottenendo un valore medio di riferimento.

Il resoconto di prova restituisce:

- a. tabella dei risultati di penetrazione con l'individuazione della resistenza stimata R_c .

3.1.5 Valutazione della profondità della carbonatazione - calcestruzzo

La prova ha lo scopo di determinare la profondità di carbonatazione dello strato superficiale del calcestruzzo. Il calcestruzzo possiede un valore di pH di circa 12,5, fatto che gli conferisce un carattere fortemente alcalino. Questa forte alcalinità costituisce una protezione naturale dell'armatura contro la corrosione. Il calcestruzzo carbonatato è fortemente permeabile e riduce la capacità protettiva; fornisce inoltre una durezza superiore che tende ad ingannare i metodi di determinazione della resistenza a compressione stimati con sclerometro, ultrasuoni e pull-out.

L'armatura, nel caso di copriferro completamente carbonatato, si trova a contatto con acqua praticamente pura, caratterizzata da un valore di pH ben al di sotto di 11,5, minimo valore necessario per assicurare, in assenza di cloruri, le condizioni di passività. La reazione di carbonatazione inizia alla superficie esterna del calcestruzzo per interessare via via le regioni più interne.

Il test va eseguito immediatamente dopo l'estrazione della carota per evitare che si formi un film carbonatato superficiale. Se il test è eseguito dopo alcune ore dall'esecuzione della carota, ad esempio in laboratorio, è necessario carteggiare vigorosamente la superficie prima di procedere all'applicazione della fenoftalina.

La parte reagente, non carbonatata, assumerà una colorazione rosso violetto.

Il resoconto di prova deve includere:

- a. tabella dei risultati di prova indicante lo spessore medio ed i valori massimi e minimi.

Nella schematizzazione posta di seguito si riporta il diagramma di propagazione della carbonatazione e la corrispondente immagine dell'avanzamento all'interno dell'elemento in calcestruzzo con il corrispondente colore caratteristico.



Figura 3.1.5.1 Calcestruzzo in cui la carbonatazione non è presente

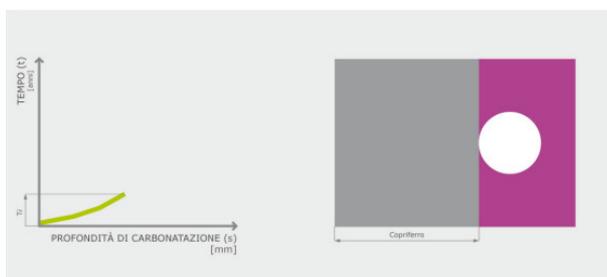


Figura 3.1.5.2 Calcestruzzo in cui la carbonatazione non giunge all'armatura

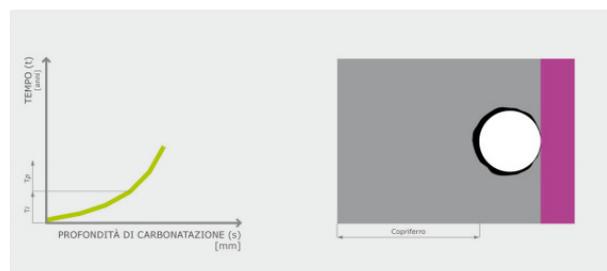


Figura 3.1.5.3 Calcestruzzo in cui la carbonatazione ha raggiunto l'armatura

Quando lo spessore di carbonatazione raggiunge lo spessore di copriferro s'innesca il fenomeno di corrosione dell'armatura. Il fenomeno si evidenzia, nella prima fase, con l'aumento di volume dell'armatura stessa, con la conseguente fessurazione del copriferro, con l'espulsione graduale della polvere di ossido e con la riduzione del diametro resistente fino al completo disfacimento dell'armatura.

La misura dello spessore di carbonatazione permette di stimare il tempo residuo, t_{res} , prima che il fenomeno degradante si inneschi.

3.1.6 Carotaggio (D) - calcestruzzo

Lo scopo di questa tipologia di indagine è di fornire al laboratorio il provino da sottoporre a prova di compressione per determinare la resistenza cilindrica. Dalle prove sulla carota si potrà ricavare anche il modulo elastico e lo spessore di carbonatazione.

Nell'individuazione del punto di estrazione della carota è necessario, preventivamente, individuare la presenza di ferri d'armatura con indagine pacometrica. Se, durante l'esecuzione di taglio della carota dovesse esser riscontrata la presenza di un elemento estraneo al calcestruzzo la prova va interrotta, spostandosi in altra zona dell'elemento strutturale. Procedere all'estrazione di carote con inseriti elementi di armatura produce delle vibrazioni che sono dannose e tendono ad alterare i risultati.

La carota deve avere (dopo la rettifica in laboratorio) una lunghezza almeno pari al diametro. Per il trasporto della carota al Laboratorio è necessario provvedere a una protezione agli urti attraverso materiale di protezione e inserendo la carota in apposite cassette.



Figura 3.1.6.1 Estrazione del campione da prova di carotaggio

3.1.7 Misura delle deformazioni (ND) - calcestruzzo

Scopo della prova è di misurare la deformazione relativa di un elemento strutturale sottoposto a un carico per determinarne, attraverso il modulo elastico, lo stato tensionale.

A tal fine possono essere sfruttate diverse tipologie di sensori, quali estensimetri elettrici (strain-gauges) o sensori a corda vibrante.

Gli estensimetri elettrici hanno lo scopo di rilevare le deformazioni relative delle superfici su cui sono applicati. Sono costituiti da un corpo elastico con annegata una resistenza elettrica il cui valore varia in maniera lineare con la sua deformazione.

La corda vibrante, di cui la frequenza di vibrazione varia con la deformazione, è predisposta su un apposito supporto che può essere fissato con gli estremi alla superficie o annegato nel calcestruzzo stesso.

La misura della deformazione relativa fornita dall'unità di acquisizione è trasformata in tensione attraverso la legge di Hooke. Il modulo elastico va valutato teoricamente o, preferibilmente, attraverso prove di compressione in laboratorio su campioni prelevati dalla struttura in esame.

Il resoconto di prova deve includere:

- a. andamento temporale dei valori rilevati sottoforma di tabella o grafico.

3.1.8 Indagini con metodo SonReb- calcestruzzo

Lo scopo del metodo SonReb è di stimare la resistenza del calcestruzzo combinando l'utilizzo di prove sclerometriche con le prove a ultrasuoni per ottenere una stima più attendibile. Va in ogni caso tenuto presente che, all'aumentare dell'età del calcestruzzo, l'indice sclerometrico aumenta mentre la velocità ultrasonica diminuisce e che il contenuto di umidità fa sottostimare l'indice sclerometrico e sovrastimare la velocità ultrasonica. Il combinato delle due prove consente di compensare in parte gli errori commessi utilizzando singolarmente le due metodologie.

Come per le prove sclerometriche e a ultrasuoni, è necessario, preventivamente, individuare la presenza di ferri d'armatura con indagine pacometrica e liberare le zone scelte dall'intonaco o quant'altro non faccia parte del materiale in esame.

Ottenuta la valutazione delle medie dei valori locali della velocità ultrasonica V e degli indici di rimbalzo IR , si stima la resistenza del calcestruzzo R_c mediante le correlazioni fornite dalla letteratura tecnica di cui si riportano quelle più utilizzate:

- I. formula fornita da A. Di Leo e G. Pascale

$$R_c = 1,2 \cdot 10^{-9} \cdot IR^{1,058} \cdot V^{2,446} \quad [\text{MPa, m/s}]$$

- II. formula fornita da R. Giacchetti e L. Lacquaniti

$$R_c = 7,695 \cdot 10^{-11} \cdot IR^{1,4} \cdot V^{2,6} \quad [\text{MPa, m/s}]$$

- III. formula fornita da E. Del Monte

$$R_c = 4,4 \cdot 10^{-7} \cdot (IR^2 \cdot V^3)^{0,5634} \quad [\text{MPa, m/s}]$$

Il resoconto di prova deve includere:

- a. tabella dei risultati delle due tipologie di prova relativamente ai tempi misurati dal metodo ultrasonico e relativa velocità calcolata, e agli indici di rimbalzo riscontrati;
- b. valore di correlazione della resistenza R_c del calcestruzzo indicando le formule utilizzate.

3.1.9 Indagini tramite endoscopio (MD) - calcestruzzo

L'indagine tramite endoscopio, mediante l'osservazione visiva, ha lo scopo di verificare visivamente la consistenza e la natura del materiale costituente evidenziando eventuali anomalie. La restituzione fotografica, o video dell'ispezione, permette di osservare in dettaglio le anomalie e cavità interne al calcestruzzo.

La sonda è dotata in punta di gruppo ottico con sorgente luminosa e testa snodabile telecomandata tramite joystick. Le immagini devono essere trasmesse a un monitor a colori dotato di memoria di registrazione. Lo

strumento deve essere dotato di un riferimento metrico indicante in maniera continua la posizione della porzione inquadrata.

Il resoconto di prova deve includere:

- a. fotogrammi e schema esplicativi della sezione dell'elemento con indicazione di eventuali anomalie e note dell'operatore.



Figura 3.1.9.1 Inserimento della sonda e rappresentazione della struttura interna tramite prova endoscopica

3.1.10 Verifica del profilo di penetrazione dello ione cloruro (MD) - calcestruzzo

Lo scopo della prova è di calcolare la quantità di ioni cloruro presente all'interno di un provino di calcestruzzo. Le linee guida del Servizio Tecnico del Ministero delle Infrastrutture indicano, come parametri di controllo per la durabilità delle strutture, la concentrazione degli ioni cloruro. La quale è espressa come percentuale in peso sul contenuto di cemento e deve essere inferiore alla soglia critica dello 0,4%, valori superiori innescano la reazione che porta alla corrosione delle armature.

Nella prova è necessario prelevare polveri di calcestruzzo mediante un trapano per murature, con punta non inferiore a 20 mm, a profondità crescenti, fermandosi di volta in volta a valori di profondità prefissati (per es. 1,0 cm, 2,0 cm, 3,0 cm, oppure 1,5 cm, 3,0 cm, 4,5 cm), e raccogliendo le polveri così generate.

La prova necessita di una quantità di polvere di almeno 5÷10 g per ognuno degli step predefiniti.

Successivamente si versa la polvere di calcestruzzo in un contenitore di plastica contenente 20 ml di liquido di estrazione. Si collega un elettrodo dotato di sensore di temperatura incorporato a un apparato dedicato che misura il voltaggio generato dalla concentrazione di ioni cloruro presenti in una soluzione. Inserire l'elettrodo nel liquido al fine di rilevare la reazione elettrochimica in atto.

Risulta necessario eseguire la prova su almeno 3 provini per ottenere risultati statisticamente attendibili e non soggetti a fenomeni puntuali.

La prova di laboratorio fornisce la percentuale di ioni cloro nel calcestruzzo mentre la normativa riporta i limiti imposti in percentuale al cemento.

Onde correlare i risultati sul calcestruzzo ottenuti con i limiti sul cemento, si può utilizzare la formula:

$$\% \text{ cloruri cemento} = \frac{\text{cloruri cls } [\%] \cdot \text{peso specifico cls } \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right]}{\text{dosaggio cemento } \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right]}$$

Il resoconto di prova deve includere:

- a. le percentuali di ioni cloruro per ogni campione di calcestruzzo.

3.1.11 Indagini con pacometro – ferri d'armatura

Lo scopo dell'indagine è di determinare la posizione delle armature, lo spessore del copriferro e il diametro dei ferri. Questo tipo di rilevazione è particolarmente utile preventivamente all'esecuzione di altre prove come carotaggi, pull-out, ultrasuoni o sclerometro che necessitano di evitare le armature. Di fondamentale

importanza risulta pulire la superficie e se necessario rimuovere le asperità in modo che si presenti la più possibile liscia al fine di non ostacolare lo scivolamento della sonda.

Si posiziona la sonda con l'asse longitudinale nella direzione ricercata dell'asse delle armature principali, facendola scorrere lungo la superficie dell'elemento da indagare in direzione perpendicolare alle armature ricercate (la strumentazione emette un segnale di diversa intensità secondo la vicinanza ai tondini); segnata la posizione delle armature principali si ricercano le staffe scorrendo la sonda parallelamente alla direzione delle stesse, tracciando, man mano che si scansiona la superficie, la mappatura dei ferri di armatura rilevati tramite matita o gesso colorato.

Si setta lo strumento per ripassare gli stessi punti segnati al fine determinare lo spessore del copriferro e il diametro delle armature.

L'apparecchiatura utilizzata è costituita da una sonda trasmittente/ricevente di campo elettromagnetico collegata a un'unità di elaborazione con display digitale e segnalatore acustico.

Il resoconto di prova deve includere:

- a. identificazione inequivocabile della zona indagata;
- b. schema delle armature rilevate con indicazione dello spessore di copriferro e del diametro con indicazione della precisione presunta.

3.2 Acciaio

3.2.1 Prelievo di armature – ferri d'armatura

L'obiettivo del prelievo di campioni di ferro d'armatura è l'esecuzione dei successivi test chimici, fisici e/o meccanici da eseguirsi in laboratorio.

Nell'individuazione del punto di estrazione del provino è necessario, preventivamente, individuare la presenza di ferri d'armatura con indagine pacometrica. Il prelievo deve essere eseguito in zone di scarsa sollecitazione e condotto in modo da creare il minor disturbo possibile al manufatto e ai suoi elementi costitutivi. La rimozione del copriferro deve avvenire in maniera da non scalfire la superficie del tondino al fine di non influenzare il risultato delle successive prove di trazione in laboratorio.

Si procede alla rimozione del copriferro per un tratto di almeno 60 cm e si va a tagliare il campione in due punti al fine di estrarre uno spezzone di almeno 50 cm; durante la fase di taglio è necessario raffreddare l'armatura con getti d'acqua per impedire alterazioni delle caratteristiche chimiche e meccaniche dell'acciaio; si rilevano poi il diametro e la lunghezza precisa.

3.2.2 Misura del potenziale di corrosione – ferri d'armatura

La prova ha lo scopo di valutare l'insorgenza di condizioni favorevoli all'innescò del fenomeno di corrosione delle armature, l'estensione e la localizzazione delle zone interessate, l'entità e il tipo di attacco ed in fine le cause che lo hanno innescato.

La differenza di potenziale riscontrata tra i due poli (elettrodo di riferimento e polo collegato all'armatura) permette di determinare un indice legato allo stato corrosivo dei ferri.

La tecnica prevede la misura del potenziale delle armature attraverso un elettrodo di riferimento (Cu/CuSO₄), appoggiato sulla superficie del calcestruzzo mediante una spugna umida per garantire il contatto elettrolitico.

Il controllo consiste nel preparare l'elettrodo con un'apposita soluzione e inumidirlo almeno 12 ore prima della prova. Preliminarmente, sulla zona scelta per le misure, deve essere asportato l'intonaco o quant'altro non faccia parte integrante del materiale in esame.

Il resoconto di prova deve includere:

- a. le mappature del potenziale.

3.2.3 Misura dello stato di tensione tramite estensimetri – ferri d'armatura

La prova consente di misurare la deformazione relativa e di calcolare lo stato tensione locale preesistente in un elemento strutturale a causa delle azioni dirette (forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili) e indirette (spostamenti impressi, variazioni termiche e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti vincolari) cui esso è sottoposto. A tal fine si utilizzano gli estensimetri (strain-gauges) opportunamente incollati sulla superficie.

L'individuazione della tensione preesistente avviene attraverso la misura della deformazione relativa e dell'elemento a seguito del taglio parziale praticato nella zona d'interesse. La successiva trasformazione in tensione si ottiene attraverso la legge di Hooke (E: modulo elastico dell'acciaio).

La metodologia prevede il montaggio di una coppia di estensimetri alla stessa altezza e in posizione diametralmente opposta in modo tale da potere rilevare l'eventuale stato tensionale combinato di sforzo assiale e di momento flettente.

4.INDAGINI ED ANALISI CONNESSE ALLA PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI PER LA S.P. 178 DI ALPIGNANO (GIUGNO 2012)

Il ponte di Alpignano, costruito circa nel 1933, è formato da una campata centrale di grossa luce, realizzata con tre archi in c.a. a sesto ribassato, su cui sono impostati i pilastri di sostegno dell'impalcato; le strutture sono collegate da traversi e da travi longitudinali.

Alla campata principale si accede tramite viadotti a 4 e 5 campate di luci minori, realizzati su una serie di sostegni a tre pilastri allineati, collegati trasversalmente e longitudinalmente da travi.

La tipologia d'impalcato è unica per tutto il ponte ed è costituita da tre travi continue in c.a. collegate da traversi; la soletta è suddivisa in riquadri di circa 10 mq e lo spessore è di 14 cm. Tra i viadotti e l'arcata centrale ci sono due giunti di separazione delle strutture. Questo ponte è infrastruttura di attraversamento del fiume Dora Riparia.

Su entrambi i lati del ponte ci sono marciapiedi rialzati a sbalzo, sostenuti da mensole realizzati sul proseguimento dei traversi.

Le indagini, realizzate per una migliore conoscenza dei materiali costituenti il ponte, e le cui le risultanze sono riportate nella documentazione allegata, sono servite anche per avere un quadro complessivo dello stato di conservazione dell'opera.

La natura del terreno di fondazione risulta in superficie di tipo alluvionale con ciottoli do medie dimensioni in abbondante matrice sabbioso- limosa.



Figura 4.1 Prospetto Ponte di Alpignano

Risalendo alla scheda base del Ponte di Alpignano possiamo riportare il seguente schema statico di quest'ultimo:

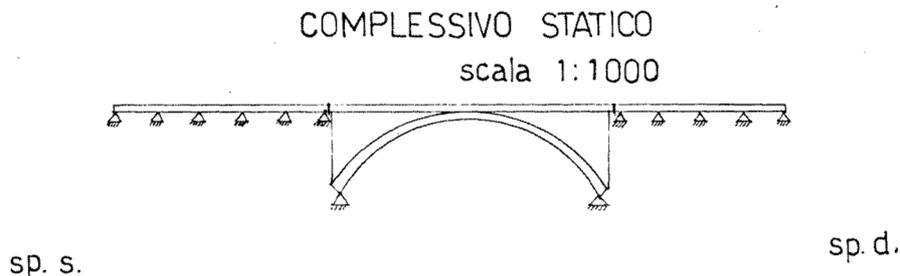


Figura 4.2 Schema statico del ponte da scheda di accertamento

Si riporta per completezza e per chiarezza la scheda base del Ponte di Alpignano:

CARATTERISTICHE DIMENSIONALI

7 - Lunghezza totale	ml.	148,95
8 - Lunghezza totale (filo int. spalle)	ml.	146,48 (inizio)
9 - Larghezza totale	ml.	12,40
10 - Larghezza carreggiata	ml.	9,00
11 - Marciapiedi	N° 2	ml. 1,72
12 - Altezza libera per il traffico		ml. -
13 - Dislivello max dall'alveo al piano stradale	ml.	24,60
14 - Numero pile	n°2 pilastri su bas. d'imp. arco - N°4 coppie pil. in ax e 3 in dx	
15 - Luci nette	57,70(arco centrale)	ml. 8,50(tra i pilastri laterali)
16 - Angolo asse ponte filo spalla		90°
17 - Pendenza longitudinale		0°
18 - Limitazione di peso		-

DATI IDRAULICI

19 - Luce netta di deflusso	ml. 134,20(totale)	ml. 57,70 (luce netta arco)
20 - Area netta di deflusso	mq.1565,00(totale)	mq. 791 (solo arco)
21 - Franco rispetto livello max piena		ml.
22 - Pendenza alveo (dopo la briglia)		1,19%
23 - Portata max		
24 - Difese spondali:	in Dx. il dado di fondazione dell'arco è protetto da massi naturali 11 posti alla rinfusa lungo il bordo fiume.	

SOVRASTRUTTURE

27 - Giunti di dilatazione: l'arco e la sovrastante soletta sono separati dalla restante struttura, vi sono quindi nella soletta 2 giunti di dilatazione.

28 - Impermeabilizzazione:

29 - Marciapiedi: n°2 marciapiedi a sbalzo in c.a. sorretti da una mensola anch'essa in c.a. I marciapiedi sono rialzati rispetto al piano stradale; sugli spigoli interni hanno un angolare metallico e il piano calpestio ha uno strato di pavimento bituminoso.

30 - Parapetti: parapetti completamente eseguiti in cls armato con cordolino con feritoie alla base e mancorrente continuo in sommità. In corrispondenza della mensolina del marciapiede vi sono pilastri inframezzati da colonne come montanti di piccolo diametro sempre in c.a.

31 - Pavimentazione: in conglomerato bituminoso.

32 - Scarichi: feritoie alla base dei parapetti e caditoie a bordo carreggiata per lo scarico dall'impalcato delle acque meteoriche.

33 - Ampliamenti, variazioni:

FONDAZIONI

34 - Accertamento eseguito: SONDAGGI DISEGNI VISIVO

35 - Caratteristiche: i 3 archi e i pilastri dove si innestano i giunti poggiano su 2 grossi plinti in c.a., i pilastri laterali hanno alla base un plinto di fondazione e sono collegati trasversalmente tra loro da un sottoplinto in c.a. Le quote di fondazione dei plinti sono diverse a seconda dell'andamento del terreno.

ELEVAZIONE

37 - Pile: ai lati dell'arco centrale 3 doppi pilastri per parte collegati tra loro da una parete in c.a. vincolata al pilastro da un lato e con possibilità di traslare dall'altra. Tra le spalle e l'arco vi sono ancora in Sin. 4 file di 3 pilastri e in Dx. 3 file di 3 pilastri con altezza decrescente dall'arco verso le spalle. I pilastri sono in c.a. con sezione di 55x50 cm. I pilastri sui giunti hanno invece sezione di 70x40x50 cm.

38 - Spalle: le spalle eseguite in prossimità dei caseggiati al di fuori dell'alveo, sono in c.a. con piccola risega di fondazione. La trave e l'impalcato sono ancorati alla spalla mediante incastro.

IMPALCATI

42 – Travi: in corrispondenza dell'arco e degli accessi 3 file di travi dell'impalcato collegano longitudinalmente tutti i pilastri. Sui nodo di unione le travi hanno una mensolina di ringrosso.

43 – Traversi: i pilastri sono uniti trasversalmente da traversi posti, uno all'altezza della soletta e altri 2 a quote intermedie. Inoltre sugli accessi le campate in vicinanza agli archi presentano anche traversi longitudinali alle quote intermedie.

44 – Soletta: in c.a. con sbalzi laterali sorretti da mensole poste in corrispondenza dei pilastri.

45 – Arco: n°3 archi paralleli in c.a. a sesto ribassato a sezione rettangolare spessore 1mt. e H variabile da mt.1,70 all'imposta a mt.1,25 in chiave collegati tra loro da traversi in c.a. posti in corrispondenza dei pilastri. Dall'estradosso arco si dipartono pilastri per il sostegno della soletta uniti tra loro da traversi.

Figura 4.3 Dati da scheda base

4.1 Carotaggi e prove di compressione del calcestruzzo

Lo scopo di questa tipologia di indagine è di fornire al laboratorio il provino da sottoporre a prova di compressione per determinare la resistenza cilindrica. Dalle prove sulla carota si potrà ricavare anche il modulo elastico e lo spessore di carbonatazione.

4.1.1 Metodologia e strumentazione impiegata per le indagini

I carotaggi sono eseguiti a rotazione in presenza d'acqua, con una carotatrice Hydrostress della Tyrolit munita di carotiere $\varnothing 60\div 70$ mm a parete sottile e corona diamantata.

Sui campioni estratti, del diametro di 54 e 64 mm, viene svolta la prova colorimetrica con fenoftaleina per verificare la profondità raggiunta dalla carbonatazione nel calcestruzzo.

I campioni di calcestruzzo estratti sono sezionati in più provini con altezza pari circa al diametro, dopo la rettifica delle superficie di taglio sono sottoposti a prova di compressione mediante pressa da laboratorio Controls di classe 1 da 1300 kN.

La conversione delle resistenze dei provini cilindrici in resistenza cubica in situ del calcestruzzo avviene secondo 4 differenti formule indicate da Enti di controllo ufficiali o da studiosi in materia; i risultati sono poi mediati per ottenere un unico valore rappresentativo.

La tecnica descritta è adottata dalla Regione Toscana per le indagini da realizzare nell'ambito degli interventi di prevenzione per la riduzione del rischio sismico sugli edifici; essa è riportata nelle "Istruzioni Tecniche del Programma Regionale vulnerabilità sismica edifici in c.a. (VSCA)" – luglio 2004.

4.1.2 Risultato delle indagini

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati delle prove di compressione sui campioni di calcestruzzo:

RESISTENZA CUBICA IN SITU DEI CALCESTRUZZI				
elemento struttura	n. campioni	n. provini	resistenza cubica in situ [N/mm ²]	resistenza cubica in situ [kg/cm ²]
pilastrini	3	10	18,07	184,3
archi c.a.	3	8	21,45	218,7
solette	2	2	38,22	389,7
travi, traversi	2	4	22,73	231,8

Tabella 4.1.2.1. Risultati del carotaggio per le diverse componenti strutturali

I valori di resistenza dei calcestruzzi sono complessivamente positivi, considerata anche l'epoca di costruzione del ponte (1933); anche lo strato di calcestruzzo carbonatato ($3 \div 6,5$ cm) è relativamente contenuto, vista l'età dell'opera.

Nella soletta dell'impalcato e dei marciapiedi è stato impiegato del calcestruzzo di migliore qualità e la carbonatazione all'intradosso delle strutture arriva fino ad una profondità di 1,2 cm.

I carotaggi sulla soletta e sul marciapiede (Figura 2,3) sono stati eseguiti a monte nella zona in corrispondenza dell'arcone in destra, avendo cura di effettuare i prelievi in punti dove all'intradosso non risultassero degradi di particolare rilevanza.



Figura 4.1.2.1 Posizione di carotaggio nella soletta dell'impalcato



Figura 4.1.2.2 Posizione di carotaggio nella soletta del marciapiede

Il carotaggio in soletta conferma lo spessore molto ridotto della struttura (14 cm) ed evidenzia la mancanza di impermeabilizzazione a protezione della stessa.

L'estradosso della struttura è molto degradato con un'alterazione completa del calcestruzzo per circa 5 cm. Allo stato attuale lo spessore della soletta nel punto carotaggio è di $9 \div 10$ cm, valore che si riduce probabilmente a

6÷8 cm nelle vaste aree dove i degradi e le infiltrazioni all'intradosso sono molto evidenti con ossidazioni delle armature, distacco del copriferro e locali erosioni del calcestruzzo tra le armature.



Figura 4.1.2.3 Schema del punto carotato



Figura 4.1.2.4 Provino carotato



Figura 4.1.2.5 Provino dal carotaggio 7

La soletta del marciapiede ha un spessore molto contenuto (7,5÷8 cm); nelle zone di maggiori infiltrazioni e degrado dell'intradosso la sezione resistente del calcestruzzo si riduce ulteriormente.



Figura 4.1.2.6 Provino dal carotaggio 6

Nelle pagine seguenti sono riportati:

- ubicazione dei prelievi di campioni di calcestruzzo;
- descrizione dei campioni di calcestruzzo e risultati delle prove di schiacciamento sui provini ottenuti;
- tabelle di elaborazione dati con valutazione delle resistenze cubiche in situ;
- documentazione fotografica con prove di carbonatazione.

UBICAZIONE CAROTAGGI

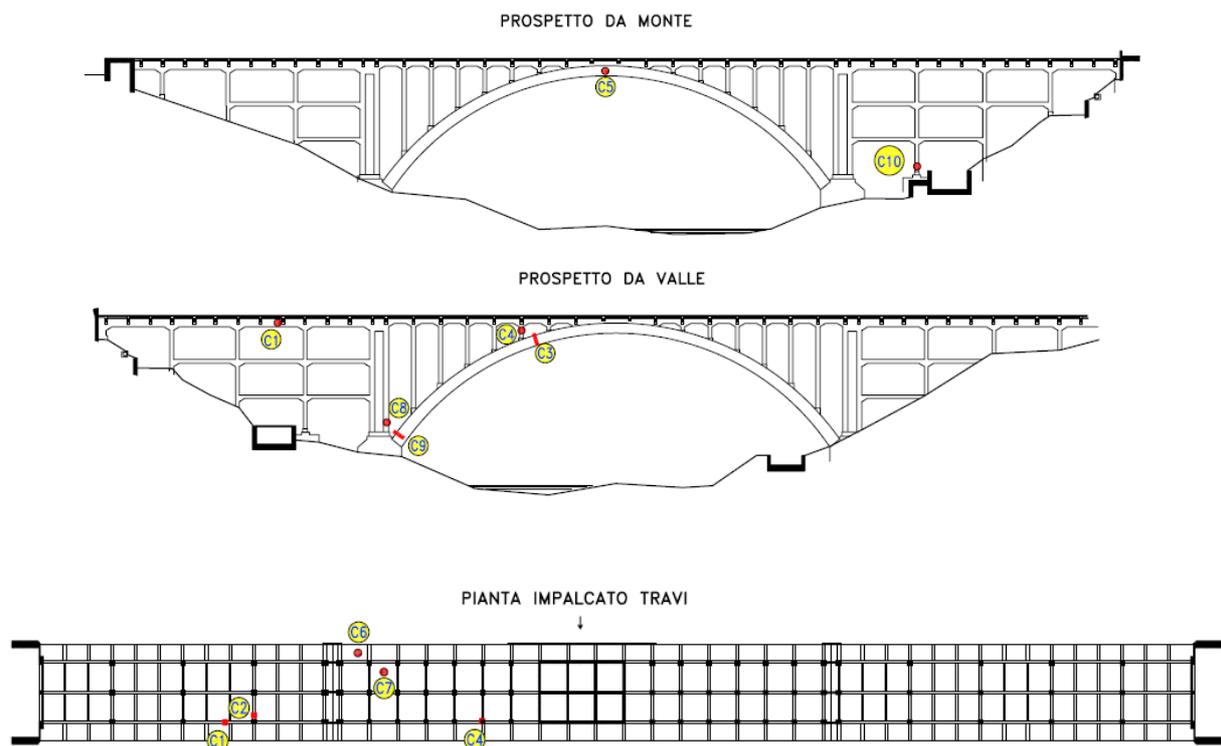


Figura 4.1.2.7 Posizione dei carotaggi secondo il prospetti da monte e valle e la pianta dell'impalcato

Sono stati realizzati, come possiamo vedere dagli schemi precedenti, 10 diversi carotaggi; è stata poi svolta per ognuno una prova a compressione, indicando anche la profondità di carbonatazione. Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

CAROTAGGIO 1

Ubicazione prelievo: viadotto di destra, 1ª trave da valle, tra 2ª e 3ª pilastratura
Diametro campione : 64 mm
Lunghezza campione: 210 mm



Figura 4.1.2.8 Esecuzione carotaggio n. 1 su viadotto d'accesso in destra a valle



Figura 4.1.2.9 Provino ottenuto dal carotaggio 1

Il cls ha inerti di dimensioni piuttosto elevate, con ghiaie prevalentemente arrotondate di dim. fino a 3~4 cm; l'assortimento granulometrico è piuttosto squilibrato, sono insufficienti le ghiaie fini e il ghiaietto mentre abbonda la sabbia. La carota è comunque sufficientemente compatta e con una porosità contenuta. La carbonatazione raggiunge una profondità di circa 5,5 cm



Figura 4.1.2.10 Profondità di carbonatazione provino da carotaggio 1

PROVA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE									
CARATTERISTICHE DEL PROVINO						RESISTENZA A COMPRESSIONE			
Provino	altezza mm	diametro mm	peso g	P/V kg/m ³	sezione compr. cm ²	TOTALE		UNITARIA	
						kN	kgf	N/mm ²	kgf/cm ²
1	70,0	64,0	532	2.362	32,17	72,3	7.373	22,5	229
2	64,5	64,0	489	2.357	32,17	58,8	5.996	18,3	186
3	66,5	64,0	503	2.351	32,17	53,2	5.425	16,5	169

Tabella 4.1.2.2 Risultati in termini di resistenza a compressione per 3 provini di prova

CAROTAGGIO 2

Ubicazione prelievo: viadotto d'accesso in destra, traverso impacato sulla 4^a pilastratura
 Diametro campione : 74 mm
 Lunghezza campione: 140 mm



Figura 4.1.2.11 Esecuzione carotaggio n. 2 su viadotto d'accesso in destra a valle



Figura 4.1.2.12 Provino ottenuto dal carotaggio 2

Il cls ha inerti arrotondati con ghiaie di dimensioni medio-grosse (\varnothing 3 cm max) sufficientemente bene assortite e miscelate, la pasta cementizia avvolge completamente gli inerti lasciando una microporosità molto contenuta; all'abrasione il cls appare compatto.

La carbonatazione della carota è profonda circa 3,5 cm.



Figura 4.1.2.13 Profondità di carbonatazione provino da carotaggio 2

PROVA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE									
CARATTERISTICHE DEL PROVINO					RESISTENZA A COMPRESSIONE				
Provino	altezza mm	diametro mm	peso g	P/V kg/m ³	sezione compr. cm ²	TOTALE		UNITARIA	
						kN	kgf	N/mm ²	kgf/cm ²
1	80,0	74,0	824	2.395	43,01	118,0	12.033	27,4	280

Tabella 4.1.2.3 Risultati in termini di resistenza a compressione per il 1 provino di prova

CAROTAGGIO 3

Ubicazione prelievo: arcane di valle a circa 11 m sulla destra dalla mezzeria

Diametro campione : 74 mm

Lunghezza campione:210 mm



Figura 4.1.2.14 Esecuzione carotaggio n. 3 su arcane di valle sulla destra della mezzeria



Figura 4.1.2.15 Provino ottenuto dal carotaggio 3

La curva granulometrica del calcestruzzo è inadeguata per la carenza degli inerti medio-fini (ghiaietto e ghiaia fine) mentre la sabbia è abbondante. Il conglomerato ha una miscelazione non omogenea, tuttavia la pasta cementizia avvolge bene gli inerti presentando anche una porosità relativamente moderata con vuoti Ø1÷2 mm. In questo caso raggiungiamo una profondità di carbonatazione pari a 4 cm.



Figura 4.1.2.16 Profondità di carbonatazione provino da carotaggio 3

PROVA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE									
Provino	CARATTERISTICHE DEL PROVINO					RESISTENZA A COMPRESSIONE			
	altezza mm	diametro mm	peso g	P/V kg/m ³	sezione compr. cm ²	TOTALE		UNITARIA	
						kN	kgf	N/mm ²	kgf/cm ²
1	87,5	74,0	842	2.237	43,01	92,3	9.412	21,5	219
2	73,0	74,0	691	2.201	43,01	97,7	9.963	22,7	232

Tabella 4.1.2.4 Risultati in termini di resistenza a compressione per 2 provini di prova

CAROTAGGIO 4

Ubicazione prelievo: 2° pilastro su arcone di valle, dalla mezzeria verso destra
 Diametro campione : 74 mm
 Lunghezza campione: 256 mm (carotaggio passante)



Figura 4.1.2.17 Esecuzione carotaggio n. 4 su pilastro arcone di valle in destra e successivo ripristino del foro di carotaggio



Figura 4.1.2.18 Provino ottenuto dal carotaggio 4

Il conglomerato contiene inerti di fiume che raggiungono anche dimensioni abbastanza elevate (\varnothing 6 cm max); il loro assortimento è tuttavia abbastanza equilibrato e la miscelazione appare omogenea. La pasta cementizia avvolge bene anche gli inerti più grossolani, si nota comunque una porosità medio-fine (fino a \varnothing 3mm) poco diffusa.

La carbonatazione del calcestruzzo raggiunge una profondità di cm 5,5.



Figura 4.1.2.19 Profondità di carbonatazione provino da carotaggio 4

PROVA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE									
CARATTERISTICHE DEL PROVINO					RESISTENZA A COMPRESSIONE				
Provino	altezza mm	diametro mm	peso g	P/V kg/m ³	sezione compr. cm ²	TOTALE		UNITARIA	
						kN	kgf	N/mm ²	kgf/cm ²
1	84,5	74,0	828	2.278	43,01	69,3	7.067	16,1	164
2	75,5	74,0	759	2.337	43,01	67,8	6.914	15,8	161
3	74,0	74,0	745	2.341	43,01	57,7	5.884	13,4	137

Tabella 4.1.2.5 Risultati in termini di resistenza a compressione per 3 provini di prova

CAROTAGGIO 5

Ubicazione prelievo: arco di monte in mezzeria

Diametro campione : 64 mm

Lunghezza campione: 245 mm



Figura 4.1.2.20 Esecuzione carotaggio n. 5 su arcane di monte in chiave



Figura 4.1.2.21 Provino ottenuto dal carotaggio 5

Il conglomerato è realizzato con ghiaia medio-grossa (\varnothing medio 2 cm), ma con alcuni aggregati che arrivano anche a \varnothing 4~5 cm. La curva granulometrica del cls è comunque equilibrata, la porosità grossolana della pasta cementizia è molto contenuta mentre la microporosità è più accentuata; la miscelazione dell'impasto è omogenea. Il calcestruzzo è carbonatato fino ad una profondità di 6,5 cm.



Figura 4.1.2.22 Profondità di carbonatazione provino da carotaggio 5

PROVA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE									
CARATTERISTICHE DEL PROVINO					RESISTENZA A COMPRESSIONE				
Provino	altezza mm	diametro mm	peso g	P/V kg/m ³	sezione compr. cm ²	TOTALE		UNITARIA	
						kN	kgf	N/mm ²	kgf/cm ²
1	77,0	64,0	575	2.321	32,17	48,2	4.915	15,0	153
2	67,0	64,0	511	2.371	32,17	78,4	7.995	24,4	249
3	66,5	64,0	500	2.337	32,17	62,7	6.394	19,5	199

Tabella 4.1.2.6 Risultati in termini di resistenza a compressione per 3 provini di prova

CAROTAGGIO 6

Ubicazione prelievo: soletta marciapiede di monte campata centrale verso giunto destro

Diametro campione : 64 mm

Lunghezza campione: ±90 mm (passante)



Figura 4.1.2.23 Esecuzione carotaggio n. 6 su marciapiede a sbalzo e particolare del foro di carotaggio



Figura 4.1.2.24 Provino ottenuto dal carotaggio 6

Il calcestruzzo è di buona qualità e di natura compatta, realizzato con aggregati di medie dimensioni bene assortiti. All'estradosso il cls è completamente degradato per ~2 cm e lo spessore utile della soletta si riduce a ~7,5 cm. Il carotaggio è stato eseguito in un'area con intradosso soletta ancora sana e senza carbonatazione. Nelle zone invece dove si manifestano infiltrazioni e distacchi del copriferro, lo spessore della soletta marciapiede si assottiglia ulteriormente.

Il marciapiede è senza impermeabilizzazione, a copertura della struttura è presente un tappetino bituminoso di buona qualità spesso 5 cm. All'intradosso della soletta del marciapiede la carbonatazione è assente.



Figura 4.1.2.25 Assenza di carbonatazione nel provino da carotaggio 6

PROVA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE									
Provino	CARATTERISTICHE DEL PROVINO				sezione compr. cm ²	RESISTENZA A COMPRESSIONE			
	altezza mm	diametro mm	peso g	P/V kg/m ³		TOTALE		UNITARIA	
						kN	kgf	N/mm ²	kgf/cm ²
1	67,0	64,0	498	2.310	32,17	92,4	9.422	28,7	293

Tabella 4.1.2.7 Risultati in termini di resistenza a compressione per 1 provino di prova

CAROTAGGIO 7

Ubicazione prelievo: soletta impalcato a monte campata centrale verso giunto destro

Diametro campione : 64 mm

Lunghezza campione: ±90 mm



Figura 4.1.2.26 Provino ottenuto dal carotaggio 7

La pavimentazione ha uno spessore di 15 cm circa, risulta compatta e di buona qualità. La soletta ha uno spessore teorico di 14 cm, ma per uno spessore di 4,5~5,0 cm all'estradosso è gravemente ammalorata e il calcestruzzo estratto appare completamente disgregato e dilavato.

A seguire ci sono altri 2 cm di calcestruzzo ammalorato più compatto, con presenza di fessurazione orizzontale e segni di deterioramento superficiale.

Il conglomerato ha una granulometria non molto equilibrata a causa della presenza eccessiva di ghiaia rispetto agli inerti più fini e al legante cementizio, la parte sana del cls è comunque molto compatta.

La soletta è priva di impermeabilizzazione.

Il carotaggio è stato eseguito in una zona d'impalcato in cui l'intradosso risultava integro. All'intradosso della soletta dell' impalcato la carbonatazione ha una profondità di 1,2 cm.



Figura 4.1.2.27 Profondità di carbonatazione provino da carotaggio 7

PROVA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE									
Provino	CARATTERISTICHE DEL PROVINO					RESISTENZA A COMPRESSIONE			
	altezza mm	diametro mm	peso g	P/V kg/m ³	sezione compr. cm ²	TOTALE		UNITARIA	
						kN	kgf	N/mm ²	kgf/cm ²
1	71,5	64,0	643	2.795	32,17	135,0	13.766	42,0	428

Tabella 4.1.2.8 Risultati in termini di resistenza a compressione per 1 provino di prova

CAROTAGGIO 8

Ubicazione prelievo: pilastro di valle in corrispondenza giunto destro

Diametro campione : 54 mm

Lunghezza campione: ±230 mm



Figura 4.1.2.28 esecuzione carotaggio n.8 alla base del pilastro in corrispondenza del giunto destro



Figura 4.1.2.29 Provino ottenuto dal carotaggio 8

Il conglomerato è realizzato con inerti abbastanza grossolani con diametri fino a 4÷5 cm, mentre è carente per i clasti di diametro inferiore e per il pietrischetto che contribuisce a formare l'impasto legante. La pasta cementizia non aderisce bene agli inerti più grossi presentando dei piccoli vuoti al contatto con gli stessi; il campione è leggermente friabile al tatto.

Lo strato di cls carbonatato raggiunge una profondità di 5,0 cm.



Figura 4.1.2.30 Profondità di carbonatazione provino da carotaggio 8

PROVA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE									
CARATTERISTICHE DEL PROVINO						RESISTENZA A COMPRESSIONE			
Provino	altezza mm	diametro mm	peso g	P/V kg/m ³	sezione compr. cm ²	TOTALE		UNITARIA	
						kN	kgf	N/mm ²	kgf/cm ²
1	55,5	54,0	306	2.407	22,90	33,6	3.426	14,7	150
2	55,0	54,0	297	2.358	22,90	48,8	4.976	21,3	217
3	78,5	54,0	423	2.353	22,90	32,7	3.334	14,3	146

Tabella 4.1.2.9 Risultati in termini di resistenza a compressione per 3 provini di prova

CAROTAGGIO 9

Ubicazione prelievo: arco di valle all'imposta destra

Diametro campione : 54 mm

Lunghezza campione: ±164 mm



Figura 4.1.2.31 Esecuzione carotaggio n.9 all'imposta destra dell'arcone di valle

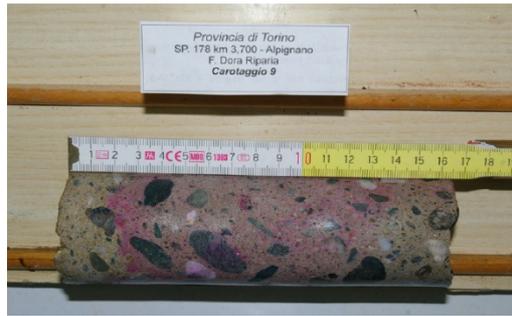


Figura 4.1.2.32 Provino ottenuto dal carotaggio 9

Il campione è composta da ghiaie di dimensioni abbastanza contenute ($l < 2,0$ cm) in quantità inferiori rispetto alle normali proporzioni con sabbia e ghiaietto; gli inerti più fini sono composti in prevalenza da sabbia mentre il pietrischetto è carente. La carota è leggermente friabile al tatto e la pasta cementizia presenta una microporosità leggera ma diffusa su tutta la superficie. La carbonatazione ha raggiunto una profondità di 2,5 cm.

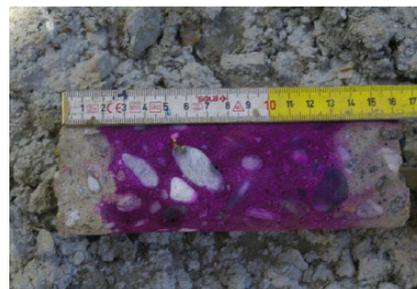


Figura 4.1.2.33 Profondità di carbonatazione provino da carotaggio 9

PROVA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE									
Provino	CARATTERISTICHE DEL PROVINO				sezione compr. cm ²	RESISTENZA A COMPRESSIONE			
	altezza mm	diametro mm	peso g	P/V kg/m ³		TOTALE		UNITARIA	
						kN	kgf	N/mm ²	kgf/cm ²
1	76,0	54,0	403	2.315	22,90	40,3	4.109	17,6	179
2	67,5	54,0	353	2.283	22,90	36,3	3.702	15,8	162
3	55,0	54,0	278	2.207	22,90	47,8	4.874	20,9	213

Tabella 4.1.2.10 Risultati in termini di resistenza a compressione per 3 provini di prova

CAROTAGGIO 10

Ubicazione prelievo: pilastro di monte in corrispondenza 3^a pilastratura

Diametro campione : 54 mm

Lunghezza campione: ±270 mm



Figura 4.1.2.34 Esecuzione carotaggio n.10 su pilastro del viadotto d'accesso destro



Figura 4.1.2.35 Provino ottenuto dal carotaggio 10

Il conglomerato è costituito da ghiaia grossolana ($l_{media}=3\div4$ cm, $l_{max\ sup.}$ ai 6 cm) e sovrabbondante rispetto alla norma. Gli inerti della pasta cementizia sono costituiti da sabbia mentre il ghiaino fine è quasi assente. La pasta legante tende a non avvolgere completamente gli inerti più grossi e lungo i bordi degli stessi si notano leggere carenze di materiale; l'adesione alla ghiaia non appare perfetta, la porosità della pasta cementizia è abbastanza contenuta. La carbonatazione del calcestruzzo raggiunge una profondità di 3 cm.



Figura 4.1.2.36 Profondità di carbonatazione provino da carotaggio 10

PROVA DI RESISTENZA A COMPRESIONE									
CARATTERISTICHE DEL PROVINO					RESISTENZA A COMPRESIONE				
Provino	altezza mm	diametro mm	peso g	P/V kg/m ³	sezione compr. cm ²	TOTALE		UNITARIA	
						kN	kgf	N/mm ²	kgf/cm ²
1	55,0	54,0	309	2.453	22,90	36,8	3.753	16,1	164
2	55,5	54,0	314	2.470	22,90	54,7	5.578	23,9	244
3	54,0	54,0	304	2.458	22,90	35,7	3.640	15,6	159
4	60,0	54,0	345	2.511	22,90	38,8	3.956	16,9	173

Tabella 4.1.2.11 Risultati in termini di resistenza a compressione per 4 provini di prova

Per maggiore chiarezza, si riportano in forma tabellare le resistenze dei provini per i diversi elementi strutturali, quali:

- ✓ trave e traverso dell' impalcato,
- ✓ solette del marciapiede e dell' impalcato del ponte,
- ✓ archi,
- ✓ pilastri.

SP 178 KM 3,700 - Alpignano												gennaio 2012	
RIEPILOGO RESISTENZE PROVINI CALCESTRUZZO TRAVE - TRAVERSO IMPALCATO													
PROVINO	UBICAZIONE CAROTAGGI	ALTEZZA [mm]	DIAMETRO [mm]	RESIST. A COMPRESIONE CAMPIONI CILINDRICI (1)	RESISTENZA CILINDRICA CORRETTA (2)			RESISTENZA CUBICA IN SITU (3)				RESISTENZA CUBICA CONVENZIONALE (4)	
					METODO British Standard (BS) 1881 part.120	METODO Concrete Society	METODO Prof. Cestelli Guidi	METODO British Standard (BS) 1881 part.120	METODO Concrete Society	METODO Prof.Cestelli Guidi	METODO Ministero Infrastrut. e Trasp. (Cap. Sp. App.Tipo)	METODO Concrete Society	METODO Prof.Cestelli Guidi
1.1	trave	70,0	64,0	22,5	20,85	18,62	26,06	23,27	22,34	25,69	30,25	33,51	
1.2	trave	64,5	64,0	18,3	16,85	14,69	21,06	18,36	17,62	20,27	23,86	26,43	
1.3	trave	66,5	64,0	16,5	15,27	13,43	19,08	16,79	16,12	18,54	21,83	24,18	
2.1	traverso	80,0	74,0	27,4	25,42	22,63	31,77	28,29	27,15	31,23	36,77	40,73	
MEDIA RESISTENZE [N/mm ²]					17,65	17,34	15,58	24,49	21,68	20,81	23,93	25,31	28,04
VALORE MEDIO RESISTENZE [N/mm ²]					16,86			22,73				26,68	

(1) Rcar Resistenza misurata della rottura della carota
(2) Rcil Resistenza cilindrica di un provino cilindrico standard depurato da fattori perturbativi
(3) Rreff.cub.in situ Resistenza cubica attuale del calcestruzzo
(4) Rreub. Conv. Resistenza convenzionale del cls a 28 gg. ottenuta da cubi standard confezionati al momento del getto e maturati in condizioni ottimali (resistenza depurata da valori perturbativi derivanti dalle operazioni di getto in opera, dalle condizioni climatiche al momento del getto ecc.).

Tabella 4.1.2.12 Risultati in termini di resistenza a compressione per l' elemento trave ed elemento traverso dell' impalcato

SP 178 KM 3,700 - Alpignano												gennaio 2012	
RIEPILOGO RESISTENZE PROVINI CALCESTRUZZO SOLETTE MARCIAPIEDE E IMPALCATO PONTE													
PROVINO	UBICAZIONE CAROTAGGI	ALTEZZA [mm]	DIAMETRO [mm]	RESIST. A COMPRESIONE CAMPIONI CILINDRICI (1)	RESISTENZA CILINDRICA CORRETTA (2)			RESISTENZA CUBICA IN SITU (3)				RESISTENZA CUBICA CONVENZIONALE (4)	
					METODO British Standard (BS) 1881 part.120	METODO Concrete Society	METODO Prof. Cestelli Guidi	METODO British Standard (BS) 1881 part.120	METODO Concrete Society	METODO Prof.Cestelli Guidi	METODO Ministero Infrastrut. e Trasp. (Cap. Sp. App.Tipo)	METODO Concrete Society	METODO Prof.Cestelli Guidi
6.1	soletta	67,0	64,0	28,7	26,53	23,40	33,17	29,25	28,08	32,29	38,02	42,11	
7.1	soletta	71,5	64,0	42,0	39,00	35,04	48,75	43,80	42,05	48,36	56,94	63,08	
MEDIA RESISTENZE [N/mm ²]					32,77	29,22	29,22	40,96	36,52	35,06	40,32	47,48	52,60
VALORE MEDIO RESISTENZE [N/mm ²]					30,40			38,22				50,04	

(1) Rcar Resistenza misurata della rottura della carota
(2) Rcil Resistenza cilindrica di un provino cilindrico standard depurato da fattori perturbativi
(3) Rreff.cub.in situ Resistenza cubica attuale del calcestruzzo
(4) Rreub. Conv. Resistenza convenzionale del cls a 28 gg. ottenuta da cubi standard confezionati al momento del getto e maturati in condizioni ottimali (resistenza depurata da valori perturbativi derivanti dalle operazioni di getto in opera, dalle condizioni climatiche al momento del getto ecc.).

Tabella 4.1.2.13 Risultati in termini di resistenza a compressione per l' elemento soletta del marciapiede e dell' impalcato del ponte

SP 178 KM 3,700 - Alpignano												gennaio 2012	
RIEPILOGO RESISTENZE PROVINI CALCESTRUZZO ARCHI													
PROVINO	UBICAZIONE CAROTAGGI	ALTEZZA	DIAMETRO	RESIST. A COMPRESIONE CAMPIONI CILINDRICI (1)	RESISTENZA CILINDRICA CORRETTA (2)			RESISTENZA CUBICA IN SITU (3)				RESISTENZA CUBICA CONVENZIONALE (4)	
					METODO British Standard (BS) 1881 part.120	METODO Concrete Society	METODO Prof. Cestelli Guidi	METODO British Standard (BS) 1881 part.120	METODO Concrete Society	METODO Prof. Cestelli Guidi	METODO Ministero Infrastrut. e Trasp. (Cap. Sp. App. Tipo)	METODO Concrete Society	METODO Prof. Cestelli Guidi
		[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
3.1	arco di valle	87.5	74.0	21.5	20.06	18.30	18.30	25.07	22.87	21.96	25.25	29.73	32.94
3.2	arco di valle	73.0	74.0	22.7	20.87	18.07	18.07	26.09	22.59	21.69	24.94	29.37	32.53
9.1	arco di valle	76.0	54.0	17.6	16.76	15.92	15.92	20.95	19.90	19.10	21.97	25.87	28.66
9.2	arco di valle	67.5	54.0	15.8	14.90	13.78	13.78	18.62	17.23	16.54	19.02	22.40	24.81
9.3	arco di valle	55.0	54.0	20.9	19.23	16.82	16.82	24.04	21.02	20.18	23.21	27.33	30.27
5.1	arco di monte	77.0	64.0	15.0	14.04	12.87	12.87	17.55	16.09	15.44	17.76	20.91	23.16
5.2	arco di monte	67.0	64.0	24.4	22.51	19.85	19.85	28.14	24.82	23.82	27.40	32.26	35.73
5.3	arco di monte	66.5	64.0	19.5	17.99	15.83	15.83	22.49	19.79	19.00	21.85	25.72	28.49
MEDIA RESISTENZE [N/mm ²]					18.30	16.43	16.43	22.87	20.54	19.72	22.67	26.70	29.58
VALORE MEDIO RESISTENZE [N/mm ²]					17,05			21,45				28,14	

(1) Rcar Resistenza misurata della rottura della carota
(2) Rcil Resistenza cilindrica di un provino cilindrico standard depurato da fattori perturbativi
(3) Rref.cub.in situ Resistenza cubica attuale del calcestruzzo
(4) Rrub. Conv. Resistenza convenzionale del cls a 28 gg. ottenuta da cubi standard confezionati al momento del getto e maturati in condizioni ottimali (resistenza depurata da valori perturbativi derivanti dalle operazioni di getto in opera, dalle condizioni climatiche al momento del getto ecc.)

Tabella 4.1.2.14 Risultati in termini di resistenza a compressione per l' elemento arco

SP 178 KM 3,700 - Alpignano												gennaio 2012	
RIEPILOGO RESISTENZE PROVINI CALCESTRUZZO PILASTRI													
PROVINO	UBICAZIONE CAROTAGGI	ALTEZZA	DIAMETRO	RESIST. A COMPRESIONE CAMPIONI CILINDRICI (1)	RESISTENZA CILINDRICA CORRETTA (2)			RESISTENZA CUBICA IN SITU (3)				RESISTENZA CUBICA CONVENZIONALE (4)	
					METODO British Standard (BS) 1881 part.120	METODO Concrete Society	METODO Prof. Cestelli Guidi	METODO British Standard (BS) 1881 part.120	METODO Concrete Society	METODO Prof. Cestelli Guidi	METODO Ministero Infrastrut. e Trasp. (Cap. Sp. App. Tipo)	METODO Concrete Society	METODO Prof. Cestelli Guidi
		[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
4.1	pilastro	84.5	74.0	16.1	15.01	13.56	13.56	18.76	16.96	16.28	18.72	22.04	24.42
4.2	pilastro	75.5	74.0	15.8	14.53	12.71	12.71	18.16	15.89	15.26	17.54	20.66	22.88
4.3	pilastro	74.0	74.0	13.4	12.33	10.72	10.72	15.41	13.40	12.86	14.79	17.42	19.30
8.1	pilastro	55.5	54.0	14.7	13.53	11.87	11.87	16.91	14.83	14.24	16.37	19.28	21.36
8.2	pilastro	55.0	54.0	21.3	19.63	17.17	17.17	24.54	21.46	20.61	23.70	27.90	30.91
8.3	pilastro	78.5	54.0	14.3	13.68	13.07	13.07	17.09	16.34	15.69	18.04	21.24	23.53
10.1	pilastro	55.0	54.0	16.1	14.81	12.95	12.95	18.51	16.19	15.54	17.87	21.04	23.51
10.2	pilastro	55.5	54.0	23.9	22.03	19.32	19.32	27.53	24.15	23.18	26.66	31.39	34.77
10.3	pilastro	54.0	54.0	15.6	14.35	12.48	12.48	17.94	15.60	14.98	17.22	20.28	22.46
10.4	pilastro	60.0	54.0	16.9	15.74	14.12	14.12	19.67	17.65	16.94	19.48	22.94	25.41
MEDIA RESISTENZE [N/mm ²]					15.56	13.80	13.80	19.45	17.25	16.56	19.04	22.42	24.83
VALORE MEDIO RESISTENZE [N/mm ²]					14,39			18,07				23,63	

(1) Rcar Resistenza misurata della rottura della carota
(2) Rcil Resistenza cilindrica di un provino cilindrico standard depurato da fattori perturbativi
(3) Rref.cub.in situ Resistenza cubica attuale del calcestruzzo
(4) Rrub. Conv. Resistenza convenzionale del cls a 28 gg. ottenuta da cubi standard confezionati al momento del getto e maturati in condizioni ottimali (resistenza depurata da valori perturbativi derivanti dalle operazioni di getto in opera, dalle condizioni climatiche al momento del getto ecc.)

Tabella 4.1.2.15 Risultati in termini di resistenza a compressione per l' elemento pilastro

4.2 Indagini ultrasoniche

Il metodo consente di ottenere una serie di informazioni sulle caratteristiche elasto-meccaniche del materiale quali: omogeneità del materiale, eventuali vuoti, grado di deterioramento
Si misura il tempo di transito delle onde dalla sonda emettitrice e quella ricevente e si calcola la velocità in base alla distanza delle sonde. La resistenza a compressione può essere stimata in base alla velocità di trasmissione ipotizzando la validità di una relazione con la resistenza a compressione e il modulo elastico.
Le velocità di riferimento sono riportate nella seguente tabella.

VELOCITA' DI RIFERIMENTO [m/s]	
> 4.570	ottimo
4.570÷3.660	buono
3.660÷3.050	discreto
3.050÷2.130	scadente
<2.130	molto scadente

Tabella 4.2.1 Velocità di riferimento nelle indagini ultrasoniche

4.2.1 Metodologia e strumentazione impiegata nell'indagine

Le indagini sono state eseguite con la strumentazione della M.A.E. A5000UM e sonde ultrasoniche \varnothing 40 mm frequenza 53 KHz; l'apparecchiatura è munita di display per la visione dell'onda sonora, con possibilità di amplificazione del segnale, verifica del picking di primo arrivo dell'onda, registrazione grafica e numerica del segnale.

Le misurazioni ultrasoniche per la verifica della qualità del calcestruzzo sono state effettuate per trasparenza, con le sonde posizionate sulle facce contrapposte dell'elemento da indagare; le misure per il controllo di lesioni sono avvenute con le sonde a cavallo della stesse ed eseguite per trasparenza o con le sonde sulla stessa superficie.

L'impulso ultrasonico viaggia nelle strutture in calcestruzzo a velocità variabili da 2500 a ~4700 m/sec, a seconda della composizione e qualità del conglomerato; in presenza di anomalie interne (lesioni, difetti nell'omogeneità dei getti, ecc.) le velocità di attraversamento dell'impulso ultrasonico subisce una marcata riduzione.

L'indagine ultrasonica consente di valutare approssimativamente la qualità dei calcestruzzi, valutare l'omogeneità dei getti e la presenza di anomalie interne.



Figura 4.2.1.1 Strumentazione ultrasonica

4.2.2 Risultato delle indagini

Le indagini soniche confermano la qualità discreta e buona omogeneità dei calcestruzzi dei pilastri e degli arconi; in alcuni punti delle travi soletta si sono verificati decadimenti nelle velocità forse dovuti all'ammaloramento delle strutture conseguenti alle infiltrazioni d'acqua.

Sono state effettuate anche una serie di misure su delle mensole di sostegno marciapiede senza gravi ammaloramenti: risulta un calcestruzzo di buona qualità, forse realizzato con lo stesso tipo di conglomerato impiegato nella soletta.

Per quanto riguarda le indagini eseguite su fessurazioni, anche non marcate, presenti sulle travi e traversi impalcato e sulle mensole, indicano che tutte le rotture sono passanti.

Il getto dell'impalcato ponte è stato eseguito dopo avere realizzato le strutture ponte fino a circa 50 cm sotto l'intradosso soletta, ne deriva che le travi longitudinali sono segnate per tutta la lunghezza da una linea di ripresa getto orizzontale situata a circa metà altezza.

Misure eseguite lungo la linea di discontinuità confermano la separazione dei getti che diventa più marcata, con presenza anche di fessurazione, nei tratti dove le travi sono ammalorate da diverse circostanze; in questi casi si nota anche la comparsa nella parte inferiore della trave più sollecitata (anche per la parzializzazione della sezione) di fessurazioni verticali, anch'esse caratterizzate dall'assenza di passaggio del segnale ultrasonico.

Nelle pagine seguenti sono riportati:

- ubicazione delle indagini;
- schede riepilogative delle prove soniche;
- documentazione fotografica sulle prove eseguite.

UBICAZIONE INDAGINI SONICHE

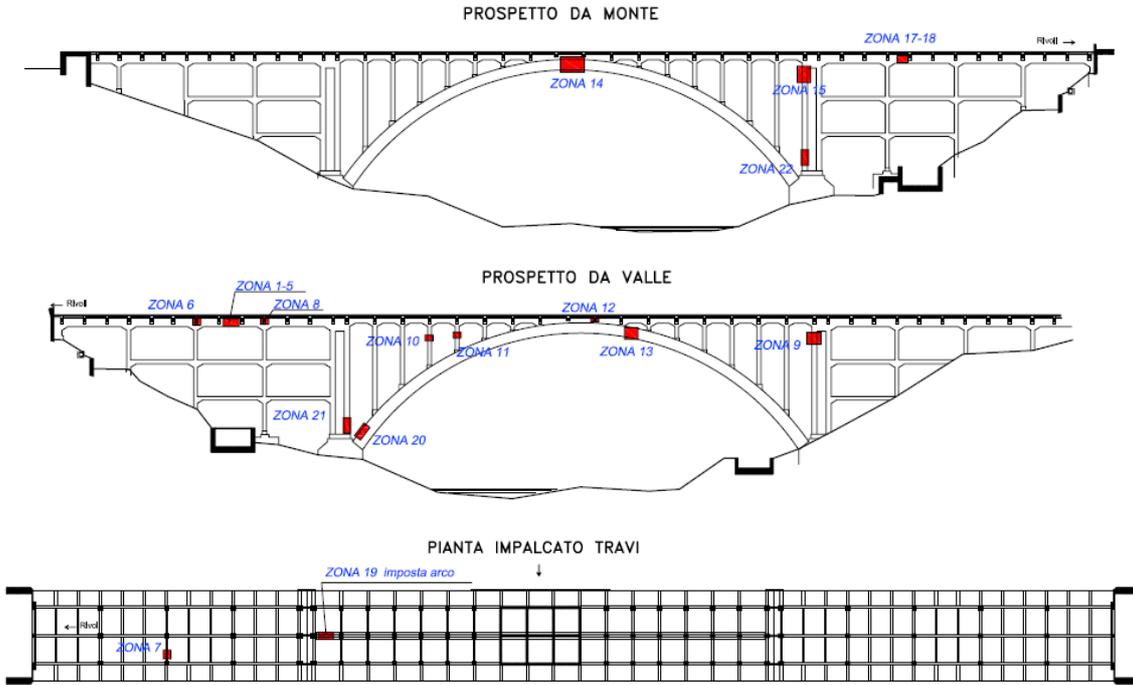


Figura 4.2.2.1 Posizioni indagini soniche nei prospetti da monte e valle e nella pianta dell'impalcato

ZONE 1-2-5

Ubicazione indagini: trave di valle tra 2^a e 3^a pilastratura.



Figura 4.2.2.2 Ripresa del getto orizzontale con lesione (prova sonica n°1-2)

ZONA 1					ZONA 2						
lesione su linea di ripresa getto					lesione su linea di ripresa getto						
n.	punti		dist.[cm]	T [µs]	V [m/s]	n.	punti		dist.[cm]	T [µs]	V [m/s]
1	A	B	10,0	0	-	1	A	B	10,0	86	1.163
2	C	D	20,0	0	-	2	C	D	20,0	156	1.282
3	E	F	30,0	0	-	3	E	F	30,0	325	923
4	G	H	40,0	0	-	4	G	H	40,0	446	897

ZONA 5					VELOCITA' DI RIFERIMENTO [m/s]		
su lesione verticale in mezzera trave							
n.	punti		dist.[cm]	T [µs]	V [m/s]		
1	A	B	10,0	0	-	> 4.570	ottimo
2	C	D	20,0	0	-	4.570÷3.660	buono
3	E	F	30,0	0	-	3.660÷3.050	discreto
4	G	H	40,0	0	-	3.050÷2.130	scadente
						<2.130	molto scadente

Tabella 4.2.2.1 Misure soniche zona 1-2-5

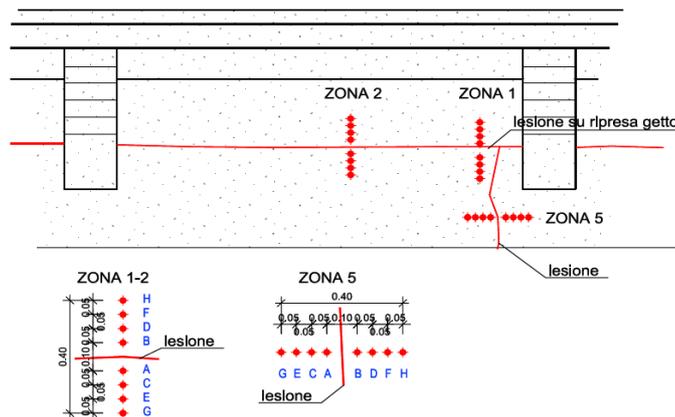


Figura 4.2.2.3 Schema di prova zona 1-2-5

La linea di ripresa getto posizionata sulla trave a circa 50 cm dalla soletta, nella zona di mezzera trave tende ad aprirsi per l'inflessione della stessa trave; la misura ultrasonica indica che il distacco è completo al centro mentre si riduce progressivamente verso gli appoggi.

La ripresa getto è presente su tutte le travi, per tutta la lunghezza del ponte; il distacco tra i getti in alcuni tratti è più evidente e in molti altri no. Sulla trave di monte, circa nella stessa zona, è presente un'analogia rottura. La lesione verticale è passante ed completamente aperta.

ZONA 3-4

Ubicazione indagini: trave di valle tra 2^a e 3^a pilastratura.



Figura 4.2.2.4 Particolare della fessura lungo la ripresa getto su trave di valle tra 2° e 3° pilastro (prova sonica n° 3)

ZONA 3						VELOCITA' DI RIFERIMENTO [m/s]	
n.		punti	dist.[cm]	T [µs]	V [m/s]	> 4.570	ottimo
1	A	B	40,0	163	2.454	4.570+3.660	buono
ZONA 4						3.660+3.050	discreto
n.		punti	dist.[cm]	T [µs]	V [m/s]	3.050+2.130	scadente
1	A	B	40,0	171	2.339	<2.130	molto scadente

Tabella 4.2.2.2 Misure soniche zona 3-4

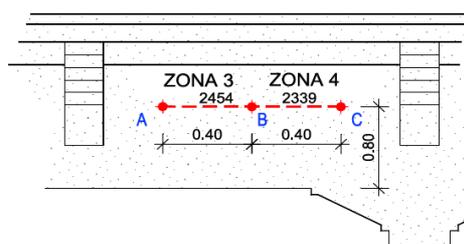


Figura 4.2.2.5 Schema di prova zona 3-4

Le misure sono eseguite sulla stessa trave delle precedenti prove, in zone prive di fessure o altre anomalie visibili. La velocità è decisamente bassa e indica la presenza di un calcestruzzo scadente.

ZONA 6

Ubicazione indagini: mensola di valle in corrispondenza della 2ª pilastratura da spalla destra.



Figura 4.2.2.6 Prova sonica n° 6 su mensola fessurata a valle in destra e particolare della mensola fessurata con segni di infiltrazioni d'acqua in corrispondenza della rottura.

ZONA 6					VELOCITA' DI RIFERIMENTO [m/s]	
n.	punti	dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]	> 4.570	ottimo
1	A	35,2	190	1.853	4.570+3.660	buono
2	B	35,2	276	1.275	3.660+3.050	discreto
					3.050+2.130	scadente
					<2.130	molto scadente

Tabella 4.2.2.3 Misure soniche zona 6

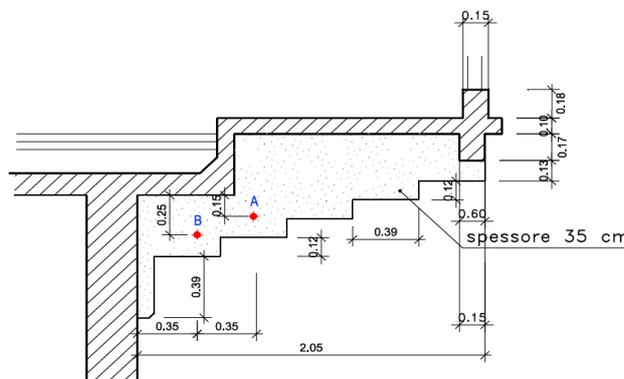


Figura 4.2.2.7 Schema di prova zona 6

Le basse velocità registrate indicano la presenza di una fessura verticale interna che taglia a metà la mensola e segna anche l'intradosso della stessa; la rottura interessa anche il parapetto del marciapiede (vedere foto).

ZONA 7

Ubicazione indagini: traverso di valle 2ª pilastratura.



Figura 4.2.2.8 Prova sonica n° 7 in corrispondenza del traverso.

ZONA 7					VELOCITA' DI RIFERIMENTO [m/s]	
n.	punti	dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]	> 4.570	ottimo
1	A	10,0	49	2.041	4.570+3.660	buono
2	B	20,0	149	1.342	3.660+3.050	discreto
3	C	30,0	195	1.538	3.050+2.130	scadente
					<2.130	molto scadente

Tabella 4.2.2.4 Misure soniche zona 7

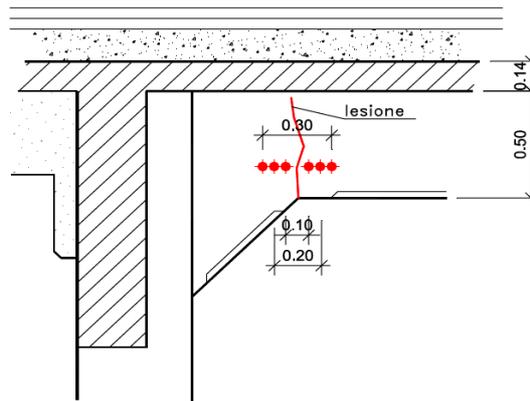


Figura 4.2.2.9 Schema di prova zona 7

La lesione è semiaperta e passante (vedere foto).

ZONA 8-12-16

Ubicazione indagini: mensole marciapiede in varie posizioni.

ZONA 8					ZONA 12				
mensole di valle 3ª pilastratura da spalla destra					mensole di valle mezzeria campata centrale				
n.	punti	dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]	n.	punti	dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]
1	A	35,0	89	3.933	1	A	35,0	92	3.804
2	B	35,0	85	4.118	2	B	35,0	87	4.023
3	C	35,0	86	4.070	3	C	35,0	90	3.889
4	D	35,0	89	3.933	4	D	35,0	91	3.846
ZONA 16					VELOCITA' DI RIFERIMENTO [m/s]				
mensole di monte 3ª pilastratura da spalla destra					> 4.570	ottimo			
n.	punti	dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]	4.570+3.660	buono			
1	A	35,0	91	3.846	3.660+3.050	discreto			
2	B	35,0	87	4.023	3.050+2.130	scadente			
3	C	35,0	85	4.118	<2.130	molto scadente			
4	D	35,0	90	3.889					

Tabella 4.2.2.5 Misure soniche zona 8-12-16

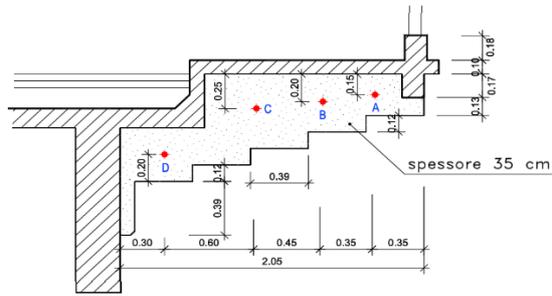


Figura 4.2.2.10 Schema di prova zona 8-12-16

Complessivamente si rilevano buone velocità dell'ultrasuono corrispondenti ad un calcestruzzo di buona qualità. La granulometria del conglomerato è un po' grossolana e rende più veloce il passaggio dell'onda sonora e quindi tendenzialmente la resistenza del calcestruzzo è leggermente sovrastimata.

ZONA 9

Ubicazione indagini: pilastro destro su giunto sinistro a valle.



Figura 4.2.2.11 Giunto di valle in sinistra (prova sonica n° 9)

n.	punti	dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]	VELOCITA' DI RIFERIMENTO [m/s]	
1	A	47,0	123	3.821	> 4.570	ottimo
2	B	47,0	122	3.852	4.570+3.660	buono
3	C	47,0	128	3.672	3.660+3.050	discreto
4	D	47,0	125	3.760	3.050+2.130	scadente
5	E	47,0	130	3.615	<2.130	molto scadente
6	F	47,0	131	3.588		

Tabella 4.2.2.6 Misure soniche zona 9

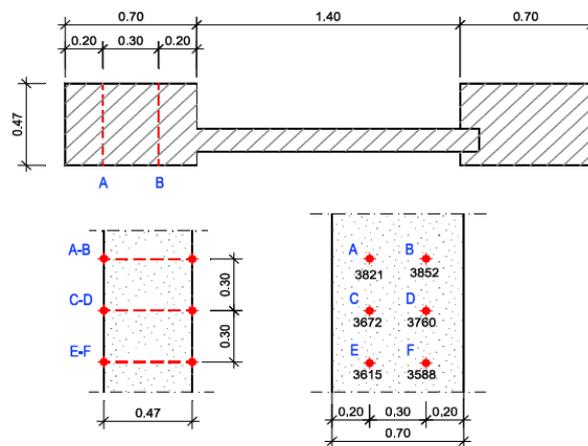


Figura 4.2.2.12 Schema di prova zona 9

Le velocità ultrasoniche sono molto omogenee, corrispondenti ad una resistenza di 15÷25 N/mm² di un calcestruzzo con inerti abbastanza grossolani.

ZONA 10-11

Ubicazione indagini: 3°- 4° pilastro su arco di valle da giunto destro.



Figura 4.2.2.13 Prova sonica n° 10 su pilastro sopra arcane di valle

ZONA 10					ZONA 11				
n.	punti	dist.[cm]	T [µs]	V [m/s]	n.	punti	dist.[cm]	T [µs]	V [m/s]
1	A	45,6	141	3.234	1	C	45,5	136	3.346
2	B	45,6	138	3.304	2	D	45,5	132	3.447

VELOCITA' DI RIFERIMENTO [m/s]	
> 4.570	ottimo
4.570÷3.660	buono
3.660÷3.050	discreto
3.050÷2.130	scadente
<2.130	molto scadente

Tabella 4.2.2.7 Misure soniche zona 10-11

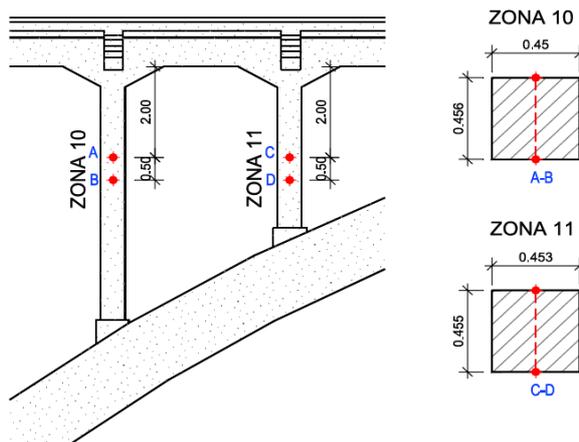


Figura 4.2.2.14 Schema di prova zona 10-11

Per entrambe le zone di prova le velocità ultrasoniche sono basse e omogenee, corrispondenti ad un calcestruzzo di qualità discreto (15÷20 N/mm²).

ZONA 13-14

Ubicazione indagini: arconi in chiave.



Figura 4.2.2.15 Arcone di valle circa in mezzeria (prova sonica n° 13)



Figura 4.2.2.16 Arcone di valle in chiave (prova sonica n° 14)

ZONA 13 arcone di valle					ZONA 14 arcone di monte				
n.	punti	dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]	n.	punti	dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]
1	A	99,8	1830	545	1	A	100,0	1190	840
2	B	99,8	1845	541	2	B	100,0	1150	870
3	C	99,8	1815	550	3	C	100,0	1200	833
4	D	99,8	1900	525	4	D	100,0	1170	855

VELOCITA' DI RIFERIMENTO [m/s]	
> 4.570	ottimo
4.570+3.660	buono
3.660+3.050	discreto
3.050+2.130	scadente
<2.130	molto scadente

Tabella 4.2.2.8 Misure soniche zona 13-14

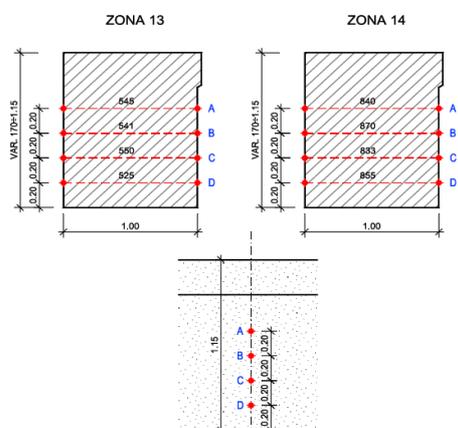


Figura 4.2.2.17 Schema di prova zona 13-14

Le velocità ultrasoniche misurate sono molto basse, anche a fronte di analoghe misurazioni eseguite verso le imposte che davano risultati nettamente differenti.
 Si può ipotizzare la presenza di vuoti interni, forse camere da mina eventualmente da utilizzare in caso di conflitto.

ZONA 15

Ubicazione indagini: pilastro destro su giunto destro a monte.



Figura 4.2.2.18 Prova sonica n°15 su pilastro lesionato in corrispondenza giunto impalcato destro a monte

n.	punti	dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]	VELOCITA' DI RIFERIMENTO [m/s]	
1	A	46,7	123	3.797	> 4.570	ottimo
2	B	46,5	124	3.750	4.570+3.660	buono
					3.660+3.050	discreto
3	C	46,6	126	3.698	3.050+2.130	scadente
					<2.130	molto scadente

Tabella 4.2.2.9 Misure soniche zona 15

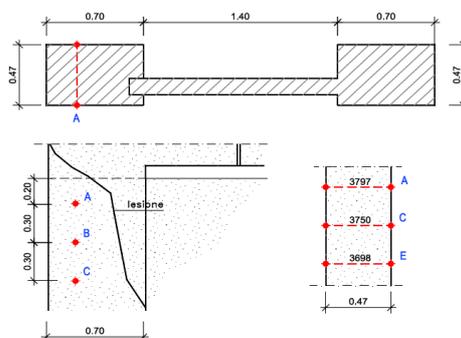


Figura 4.2.2.18 Schema di prova zona 15

Le velocità ultrasoniche sono molto omogenee e abbastanza buone, corrispondenti ad una resistenza di 20÷25 N/mm² di un calcestruzzo con inerti abbastanza grossolani.
 L'indagine è eseguita in vicinanza della grave rottura del pilastro, al collegamento con la trave dell'impalcato.

ZONA 17

Ubicazione indagini: trave di monte su 3^a campata da spalla destra.



Figura 4.2.2.19 Lesione verticale controllata con prova sonica n° 17

n.	punti		dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]
fessura verticale a +20 cm dall'intradosso trave					
1	E	N	31,6	460	687
2	F	M	31,6	-	-
3	E	M	30,0	84	3.571
4	F	N	30,0	85	3.529

n.	punti		dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]
fessura verticale a +40 cm dall'intradosso trave					
1	A	H	31,6	0	-
2	B	G	31,6	0	-
3	A	G	30,0	81	3.704
4	B	H	30,0	90	3.333

n.	punti		dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]
fessura verticale a +30 cm dall'intradosso trave					
1	C	L	31,6	304	1.039
2	D	I	31,6	355	890
3	C	I	30,0	89	3.371
4	D	L	30,0	86	3.488

VELOCITA' DI RIFERIMENTO [m/s]	
> 4.570	ottimo
4.570+3.660	buono
3.660+3.050	discreto
3.050+2.130	scadente
<2.130	molto scadente

Tabella 4.2.2.10 Misure soniche zona 17

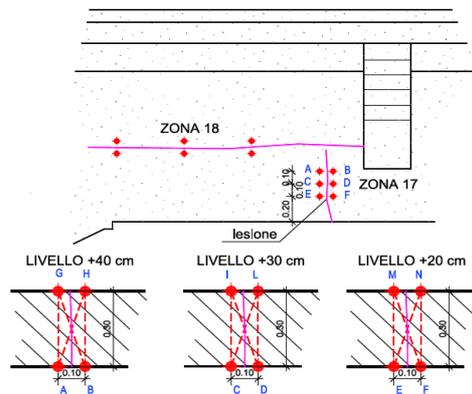


Figura 4.2.2.20 Schema di prova zona 17

Le letture dirette non incrocianti la lesione sono caratteristiche di un calcestruzzo di discreta qualità (18÷25 N/mm²).

Le misure incrociate sulla lesione indicano che la fessura è passante e con un'apertura tale da non consentire (o quasi) il passaggio del segnale ultrasonico.

ZONA 18

Ubicazione indagini: trave di monte su 3^a campata da spalla destra.



Figura 4.2.2.21 Ubicazione indagini soniche zona 17-18

n.	punti		dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]
fessura su linea di ripresa getto orizzontale					
1	A	H	31,6	110	2873
2	B	G	31,6	1880	168
3	A	G	30,0	95	3158
4	B	H	30,0	96	3125

n.	punti		dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]
fessura su linea di ripresa getto orizzontale					
1	E	N	31,6	170	1859
2	F	M	31,6	175	1806
3	E	M	30,0	80	3750
4	F	N	30,0	78	3846

n.	punti		dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]
fessura su linea di ripresa getto orizzontale					
1	C	L	31,6	171	1848
2	D	I	31,6	156	2026
3	C	I	30,0	86	3488
4	D	L	30,0	81	3704

VELOCITA' DI RIFERIMENTO [m/s]	
> 4.570	ottimo
4.570+3.660	buono
3.660+3.050	discreto
3.050+2.130	scadente
<2.130	molto scadente

Tabella 4.2.2.11 Misure soniche zona 18

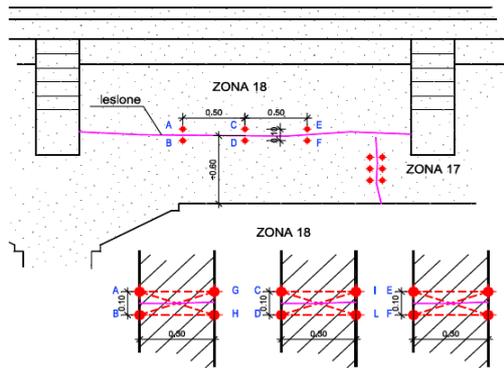


Figura 4.2.2.22 Schema di prova zona 18

Le letture dirette non incrociate sulla ripresa di getto indicano la presenza di un calcestruzzo di discreta qualità (15÷25 N/mm²).

Gli impulsi ultrasonici che attraversano la ripresa getto sono smorzati solo in parte rilevando una accettabile continuità tra i differenti getti.

ZONA 19-20

Ubicazione indagini: all'imposta destra dell'arco centrale e dell'arco di valle

ZONA 19				
n.	punti	dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]
1	A	99,0	262	3779
2	B	99,0	274	3613
3	C	99,0	266	3722

ZONA 20				
n.	punti	dist.[cm]	T [μs]	V [m/s]
1	A	102,0	273	3736
2	B	102,0	283	3604
3	C	102,0	278	3669

VELOCITA' DI RIFERIMENTO [m/s]	
> 4.570	ottimo
4.570+3.660	buono
3.660+3.050	discreto
3.050+2.130	scadente
<2.130	molto scadente

Tabella 4.2.2.12 Misure soniche zona 19-20

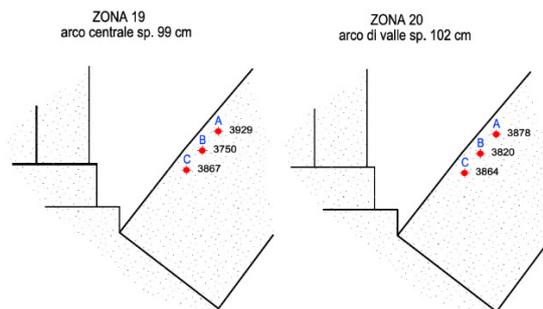


Figura 4.2.2.23 Schema di prova zona 19-20

Le velocità ultrasoniche sono molto omogenee, corrispondenti ad una calcestruzzo di discreta qualità (15÷25 N/mm²).

ZONE 21-22

Ubicazione indagini: pilastri all'imposta dell'arco a destra



Figura 4.2.2.24 Prova sonica n° 21 all'imposta pilastro su giunto destro



Figura 4.2.2.25 Prova sonica n° 22 all'imposta pilastro su giunto destro

ZONA 21					ZONA 22				
1° pilastro di valle in prossimità imposta arco in destra					1° pilastro di monte in prossimità imposta arco in destra				
n.	punti	dist.[cm]	T [µs]	V [m/s]	n.	punti	dist.[cm]	T [µs]	V [m/s]
1	A	46,4	119	3899	1	A	45,9	125	3672
2	B	46,4	118	3932	2	B	45,9	118	3890
3	C	46,4	119	3899	3	C	45,9	118	3890
4	D	46,4	118	3932	4	D	45,9	141	3255

VELOCITA' DI RIFERIMENTO [m/s]	
> 4.570	ottimo
4.570+3.660	buono
3.660+3.050	discreto
3.050+2.130	scadente
<2.130	molto scadente

Tabella 4.2.2.13 Misure soniche zona 21-22

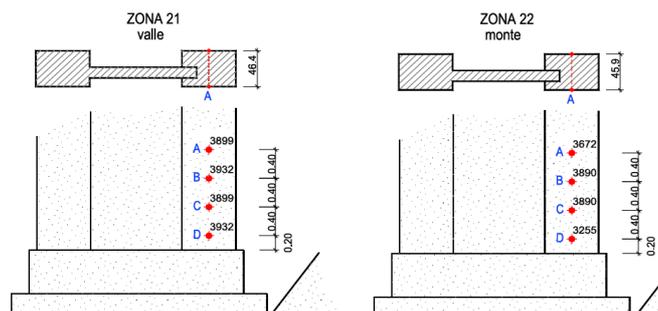


Figura 4.2.2.26 Schema di prova zona 21-22

Le velocità ultrasoniche sono abbastanza omogenee, salvo che in una lettura al piede del pilastro nella zona 22 dove è ipotizzabile l'attraversamento di una discontinuità interna (nido di ghiaia o altro).
Le velocità rilevate, riferite a un cls con inerti abbastanza grossolani, corrispondono ad un calcestruzzo di discreta-buona qualità con resistenza di $18 \div 25 \text{ N/mm}^2$.

4.3 Misure di potenziale di corrosione delle armature c.a.

La prova in questione, ha lo scopo di valutare l'insorgenza di condizioni favorevoli all'innescò del fenomeno di corrosione delle armature, l'estensione e la localizzazione delle zone interessate, l'entità e il tipo di attacco ed in fine le cause che lo hanno innescato. Dunque si tratta di indagini atte a valutare il grado di corrosione del nostro acciaio.

4.3.1 Metodologia e strumentazione impiegata per le indagini

Le armature delle strutture in c.a. normalmente sono protette dalla corrosione da un sottile film passivante di ossido di ferro idrato; con la riduzione dell'alcalinità del cls (carbonatazione) e la penetrazione di sostanze aggressive (in particolare modo i cloruri), l'ossido protettivo si decompone. Conseguentemente, in condizioni di calcestruzzo inumidito e in presenza di ossigeno a contatto con le armature, si innesca la corrosione del metallo con cessione di elettroni che crea una differenza di potenziale elettrochimico correlato al grado di ossidazione dell'armatura, questo valore è misurato con il metodo della semicella.

La misura viene acquisita come differenziale rispetto ad un sistema di riferimento a semicella che consente di ottenere un potenziale di riferimento costante e noto; la strumentazione è collegata tramite un voltmetro ad alta impedenza all'armatura in c.a. della struttura, la misurazione viene eseguita con un particolare elettrodo che è appoggiato sulle superfici da indagare secondo un'opportuna griglia di rilevamento. I valori sono memorizzati nello strumento e concorrono a formare le mappe di potenziale dell'area indagata.

A parità di ossidazione delle armature, il potenziale sulla superficie delle strutture varia in base al grado di umidità presente nel calcestruzzo, per tale motivo sono riportate due tabelle di correlazione: una da utilizzare con calcestruzzo a normale umidità e l'altra con calcestruzzo fortemente inumidito al momento della prova.

4.3.2 Risultato delle indagini

L'analisi della corrosione è stata realizzata su due aree dell'intradosso soletta, una nel viadotto di destra in 4ª campata e l'altra in corrispondenza della campata ad arco sul lato destro; altre tre prove sono state eseguite alla base dei pilastri in corrispondenza del giunto destro.

Non sono state eseguite prove all'intradosso degli arconi in quanto difficilmente raggiungibili e perché ormai le ossidazioni sono totalmente palesi e in più tratti molto accentuate.

Il grado di ossidazione delle armature è particolarmente marcato ed uniforme nella zona di soletta sul viadotto di destra, è complessivamente meno esteso su quello in corrispondenza dell'arcone, permanendo comunque aree più ristrette con elevati valori di potenziale elettrochimico legato alla ossidazione delle armature. Le misure rilevate

concordano pienamente con quanto verificato visivamente.

Due prove di potenziale eseguite al piede dei pilastri verso l'arcone sul giunto destro, segnano l'assenza di ossidazioni nelle parti superiori e una progressiva presenza di corrosione nella parte inferiore che comunque rimane in valori contenuti.

La terza prova, eseguita sul pilastro lato viadotto a monte, segnala un forte stato di corrosione delle armature su tutta l'area indagata; il degrado non si è ancora palesato.

Nelle pagine seguenti sono riportati:

- Ubicazione prove.
- Risultati delle singole prove di corrosione con tabella dei valori numerici, schema della prova, mappa di potenziale e grafico con le frequenze di potenziale.
- Fotografie delle prove.

UBICAZIONE DELLE INDAGINI (GRADO DI CORROSIONE)

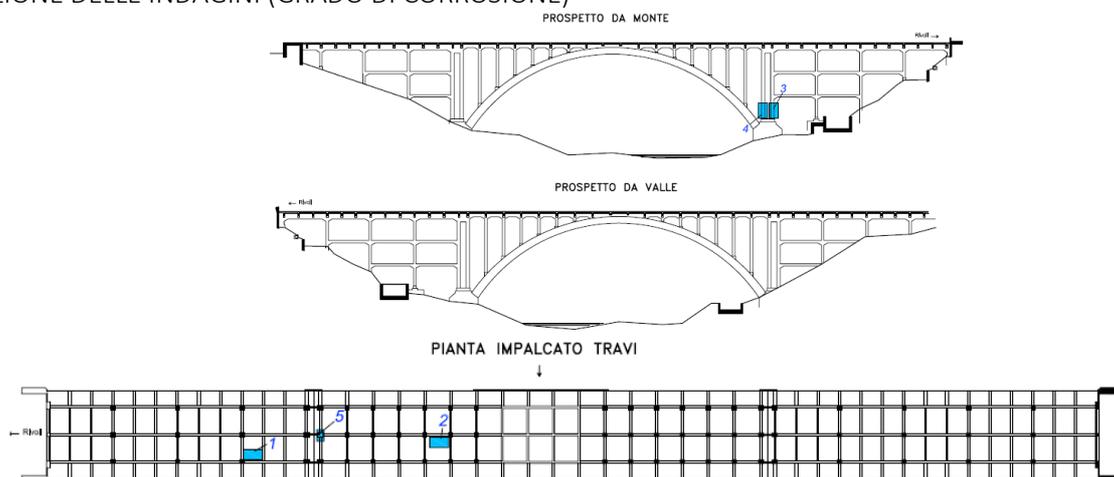


Figura 4.3.2.1 Posizioni indagini sul grado di corrosione nei prospetti da monte e valle e nella pianta dell'impalcato

PROVA CORROSIONE N° 1

Ubicazione indagine: intradosso soletta viadotto destro, 4ª campata dalla spalla, 1° riquadro a valle.

Griglia di misura : mm 300x300



Figura 4.3.2.2 Prova n° 1 su campo soletta nel viadotto di destra, 4ª campata prima dell'arcone, su campo lato valle presso 4ª pilastratura.

<i>righe/col.</i>	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	-360	-340	-350	-360	-340	-300	-350	-380	-420
2	-325	-345	-340	-345	-345	-320	-320	-360	-410
3	-300	-330	-320	-380	-360	-345	-370	-375	-430
4	-305	-310	-365	-380	-395	-380	-420	-405	-420
5	-305	-360	-340	-420	-420	-450	-435	-435	-415

Tabella 4.3.2.1 Valori di potenziale riferiti all'elettrodo rame-solfato di rame [mV]

Livello di corrosione ferri c.a. in cls a normale umidità		Livello di corrosione ferri c.a. in cls con forte umidità	
Potenziale	Giudizio	Potenziale	Giudizio
> 0 mV	assente	>-100 mV	assente
0--50 mV	basso	-100--150 mV	basso
-50--150 mV	moderato	-150--250 mV	moderato
-150--250 mV	medio	-250--350 mV	medio
-250--300 mV	alto	-350--400 mV	alto
<-300 mV	molto alto	<-400 mV	molto alto

Tabella 4.3.2.2 Valori di potenziale di riferimento per calcestruzzo a normale umidità e per calcestruzzo fortemente inumidito

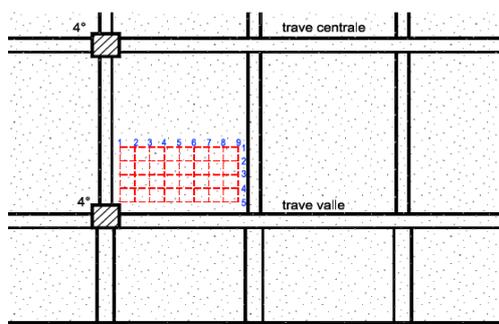


Figura 4.3.2.3 Schema di prova

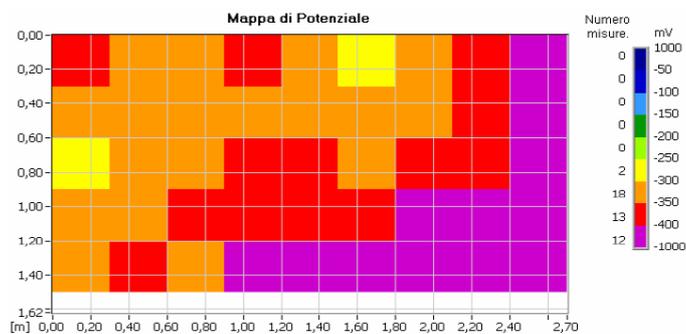


Figura 4.3.2.4 Mappa di potenziale [mV]

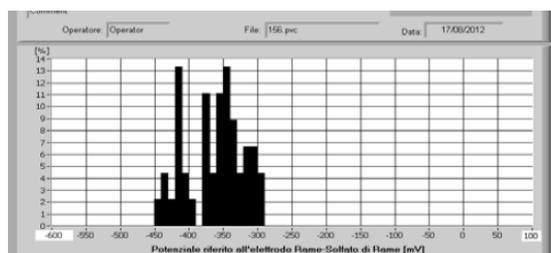


Figura 4.3.2.5 Frequenza di potenziale [%]

PROVA CORROSIONE N° 2

Ubicazione indagine: intradosso soletta tra la 4ª e 5ª pilastratura da destra su arco.
 Griglia di misura : mm 300x300



Figura 4.3.2.6 Prova n° 2 su campo soletta tra 4ª e 5ª pilastratura sull'arcone da destra, campo a valle.

righe/col.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	-335	-240	-265	-250	-275	-300	-350	-370	-395
2	-270	-255	-305	-325	-225	-290	-290	-390	-460
3	-265	-320	-420	-410	-310	-315	-370	-375	-480
4	-290	-220	-200	-300	-290	-315	-420	-380	-460
5	-280	-255	-285	-345	-395	-390	-410	-390	-415

Tabella 4.3.2.3 Valori di potenziale riferiti all'elettrodo rame-solfato di rame [mV]

Livello di corrosione ferri c.a. in cls a normale umidità		Livello di corrosione ferri c.a. in cls con forte umidità	
Potenziale	Giudizio	Potenziale	Giudizio
> 0 mV	assente	>-100 mV	assente
0~-50 mV	basso	-100~-150 mV	basso
-50~-150 mV	moderato	-150~-250 mV	moderato
-150~-250 mV	medio	-250~-350 mV	medio
-250~-300 mV	alto	-350~-400 mV	alto
<-300 mV	molto alto	<-400 mV	molto alto

Tabella 4.3.2.4 Valori di potenziale di riferimento per calcestruzzo a normale umidità e per calcestruzzo fortemente inumidito

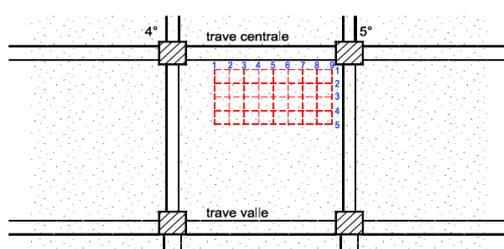


Figura 4.3.2.7 Schema di prova

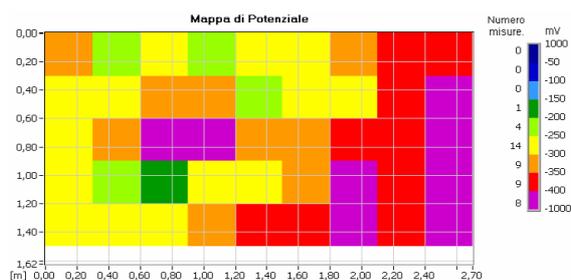


Figura 4.3.2.8 Mappa di potenziale [mV]

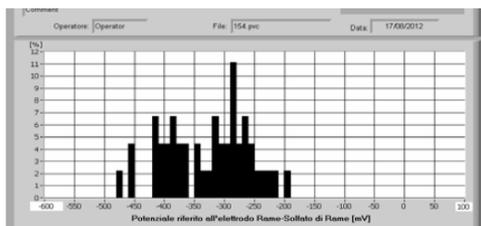


Figura 4.3.2.9 Frequenza di potenziale [%]

PROVA CORROSIONE N° 3

Ubicazione indagine: pilastro esterno di monte all'imposta arco in destra idrografica
 Griglia di misura : mm 300x300



Figura 4.3.2.10 Prova n° 3 pilastratura di monte su spalla destra

righe/col.	1	2	3
1	-290	-360	-435
2	-360	-420	-490
3	-455	-470	-500
4	-465	-460	-435
5	-485	-480	-405

Tabella 4.3.2.5 Valori di potenziale riferiti all'elettrodo rame-solfato di rame [mV]

Livello di corrosione ferri c.a. in cls a normale umidità		Livello di corrosione ferri c.a. in cls con forte umidità	
Potenziale	Giudizio	Potenziale	Giudizio
> 0 mV	assente	>-100 mV	assente
0~-50 mV	basso	-100~-150 mV	basso
-50~-150 mV	moderato	-150~-250 mV	moderato
-150~-250 mV	medio	-250~-350 mV	medio
-250~-300 mV	alto	-350~-400 mV	alto
<-300 mV	molto alto	<-400 mV	molto alto

Tabella 4.3.2.6 Valori di potenziale di riferimento per calcestruzzo a normale umidità e per calcestruzzo fortemente inumidito

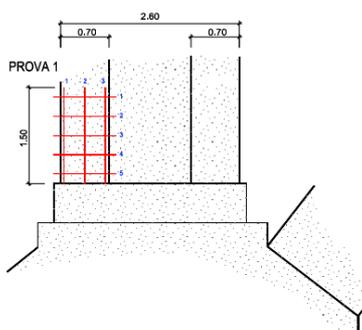


Figura 4.3.2.11 Schema di prova

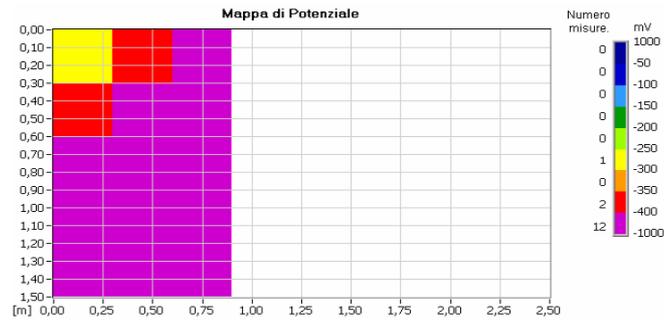


Figura 4.3.2.12 Mappa di potenziale [mV]

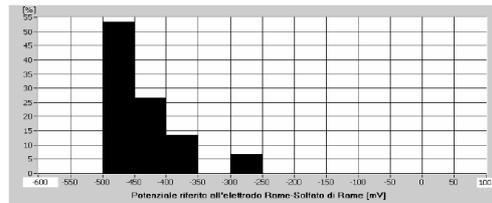


Figura 4.3.2.13 Frequenza di potenziale [%]

PROVA CORROSIONE N° 4

Ubicazione indagine: pilastro interno di monte all'imposta arco in destra idrografica
 Griglia di misura : mm 300x300



Figura 4.3.2.14 Bagnatura del calcestruzzo e prova di corrosione n° 4 della pilastatura di monte su spalla destra

righe/col.	1	2	3
1	-160	-145	-125
2	-145	-150	-140
3	-175	-190	-180
4	-220	-275	-265
5	-285	-275	-240

Tabella 4.3.2.7 Valori di potenziale riferiti all'elettrodo rame-solfato di rame [mV]

Livello di corrosione ferri c.a. in cls a normale umidità		Livello di corrosione ferri c.a. in cls con forte umidità	
Potenziale	Giudizio	Potenziale	Giudizio
> 0 mV	assente	>-100 mV	assente
0~-50 mV	basso	-100~-150 mV	basso
-50~-150 mV	moderato	-150~-250 mV	moderato
-150~-250 mV	medio	-250~-350 mV	medio
-250~-300 mV	alto	-350~-400 mV	alto
<-300 mV	molto alto	<-400 mV	molto alto

Tabella 4.3.2.8 Valori di potenziale di riferimento per calcestruzzo a normale umidità e per calcestruzzo fortemente inumidito

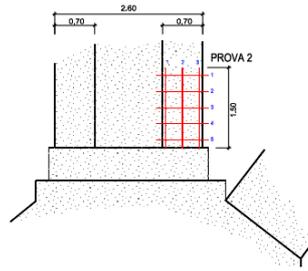


Figura 4.3.2.15 Schema di prova

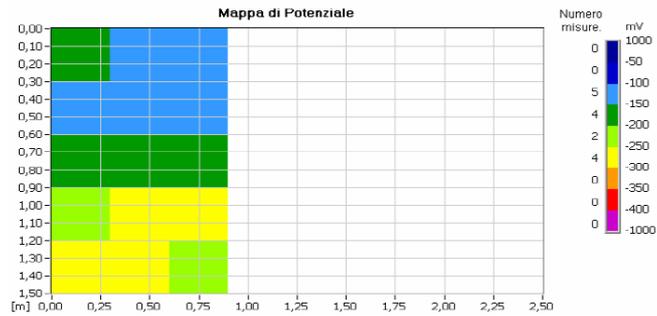


Figura 4.3.2.16 Mappa di potenziale [mV]

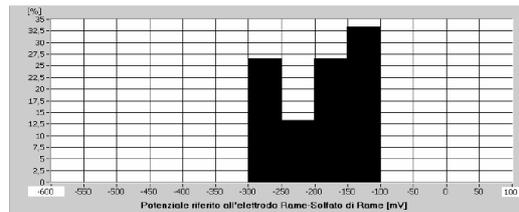


Figura 4.3.2.17 Frequenza di potenziale [%]

PROVA CORROSIONE N° 5

Ubicazione indagine: pilastro centrale interno all'imposta arco in destra idrografica
Griglia di misura : mm 300x300



Figura 4.3.2.18 Prova n. 5 su pilastratura centrale su spalla destra

righe/col.	1	2	3
1	-105	-110	-115
2	-130	-135	-135
3	-185	-170	-165
4	-290	-220	-200
5	-320	-295	-255

Tabella 4.3.2.9 Valori di potenziale riferiti all'elettrodo rame-solfato di rame [mV]

Livello di corrosione ferri c.a. in cls a normale umidità	
Potenziale	Giudizio
> 0 mV	assente
0+-50 mV	basso
-50+-150 mV	moderato
-150+-250 mV	medio
-250+-300 mV	alto
<-300 mV	molto alto

Livello di corrosione ferri c.a. in cls con forte umidità	
Potenziale	Giudizio
>-100 mV	assente
-100+-150 mV	basso
-150+-250 mV	moderato
-250+-350 mV	medio
-350+-400 mV	alto
<-400 mV	molto alto

Tabella 4.3.2.10 Valori di potenziale di riferimento per calcestruzzo a normale umidità e per calcestruzzo fortemente inumidito

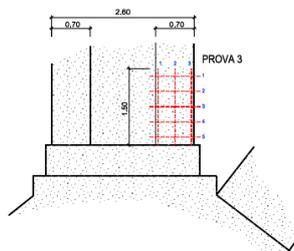


Figura 4.3.2.19 Schema di prova

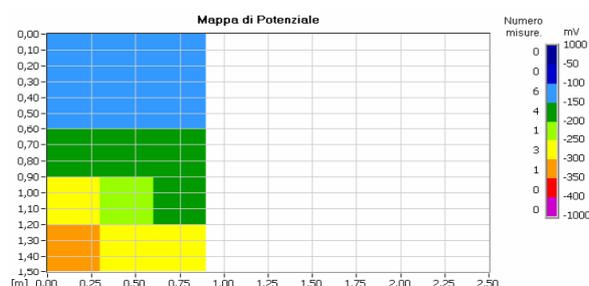


Figura 4.3.2.20 Mappa di potenziale [mV]

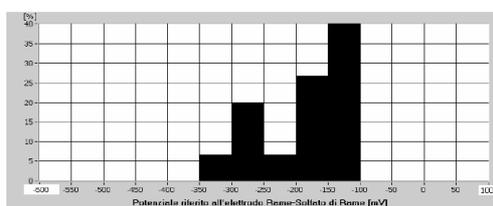


Figura 4.3.2.21 Frequenza di potenziale [%]

5. ANOMALIE RICONTRATE NELLA CONSERVAZIONE DELLA STRUTTURA

A seguito delle indagini svolte è possibile riportare le anomalie di maggiore rilevanza seguite da un'ampia documentazione fotografica che, forse più delle parole, dà un'idea più chiara dello stato di conservazione della struttura.

1. *inadeguato deflusso delle acque meteoriche dal viadotto*; le caditoie dall'impalcato, poste originariamente a bordo piano viabile ma ora, con l'ampliamento dei marciapiedi, parzialmente incassate sotto gli stessi, si intasano facilmente favorendo il ristagno d'acqua sul viadotto; tale situazione è particolarmente critica a monte in destra dove alla normale acqua piovana che cade sopra l'impalcato si somma anche acqua reflua proveniente dalla strada d'accesso al ponte.

2. *caditoie rotte e comunque totalmente inadeguate alla tipologia e dimensione dell'opera*; questa banale mancanza è la causa principale dei degradi molto marcati negli arconi di bordo.
3. *infiltrazioni dai giunti di impalcato*; le infiltrazioni dai giunti impalcato hanno causato deterioramenti abbastanza accentuati nelle strutture immediatamente sottostanti i giunti;
4. *assenza di impermeabilizzazione della soletta di impalcato*; le conseguenze per la struttura sono state molto gravi: lo spessore di progetto della soletta era di 14 cm (valore già molto ridotto), con il degrado dell'estradosso la sezione utile del calcestruzzo si è ridotto a 9÷10 cm (-35%), senza considerare la riduzione di sezione per la presenza di degradi all'intradosso, peraltro molto diffusi.
Si ricorda che nel 2006, nella terza campata del viadotto da destra, era già avvenuto un parziale sfondamento della soletta per il solo transito degli automezzi; la struttura si è salvata finora da più gravi incidenti grazie all'ottima qualità del calcestruzzo impiegato e alla fitta armatura della soletta. La situazione della soletta è critica e tale da consigliare l'immediata introduzione di un divieto di transito per i mezzi pesanti; si fa riferimento in particolare agli automezzi che trasportano n 1÷2 coils di lamiera (o anche 4 coils se con rimorchio) da 30÷35 ton ogni rotolo e bilici da 56÷60 t. per il trasporto di inerti che abitualmente transitano sul ponte. I passaggi di questi mezzi è chiaramente fuori dalla portata del ponte (anche se fosse sano) e determinano delle vibrazioni alle strutture e oscillazioni veramente impressionanti.
5. *assenza di impermeabilizzazione della soletta marciapiede*; lo spessore originale dei marciapiedi era di 9 cm; il degrado del cls di superficie ha ridotto la sezione utile della struttura a circa 7,5 cm; tale valore si riduce probabilmente a 5÷6 cm nelle zone dove ci sono forti infiltrazioni dalla soletta con ossidazione dei ferri all'intradosso e distacco del copriferro.
6. *gravi rotture dei pilastri lato arcata in corrispondenza del giunto destro del ponte, lesioni su travi di bordo*; le rotture sono favorite dal cattivo stato di conservazione dell'opera ma sono determinate principalmente dal peso eccessivo dei carichi transitanti oltre che dalle vibrazioni trasmesse.

In base alle osservazioni precedenti è fondamentale intervenire nel rinforzo dell'impalcato del ponte e nella protezione globale dell'opera dalle acque meteoriche. In genere i degradi sulle strutture sono più marcati e diffusi sul lato destro del ponte. I calcestruzzi impiegati nella costruzione dell'opera sono sostanzialmente di discreta/buona qualità, il loro ripristino dovrebbe risultare abbastanza agevole (salvo il problema dei ponteggi) e dare degli ottimi risultati.

Bisogna considerare infine che i pilastri e i collegamenti orizzontali nei viadotti e sull'arcata centrale hanno complessivamente degradi di limitata estensione e il loro ripristino non dovrebbe essere troppo impegnativo.

6.DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA DEL PONTE DI ALPIGNANO

Riassumiamo nel seguito gli schemi del ponte di Alpignano con particolare attenzione al degrado che lo caratterizza; riportando la documentazione fotografica propria di ogni elemento strutturale.

6.1 Viadotto destro

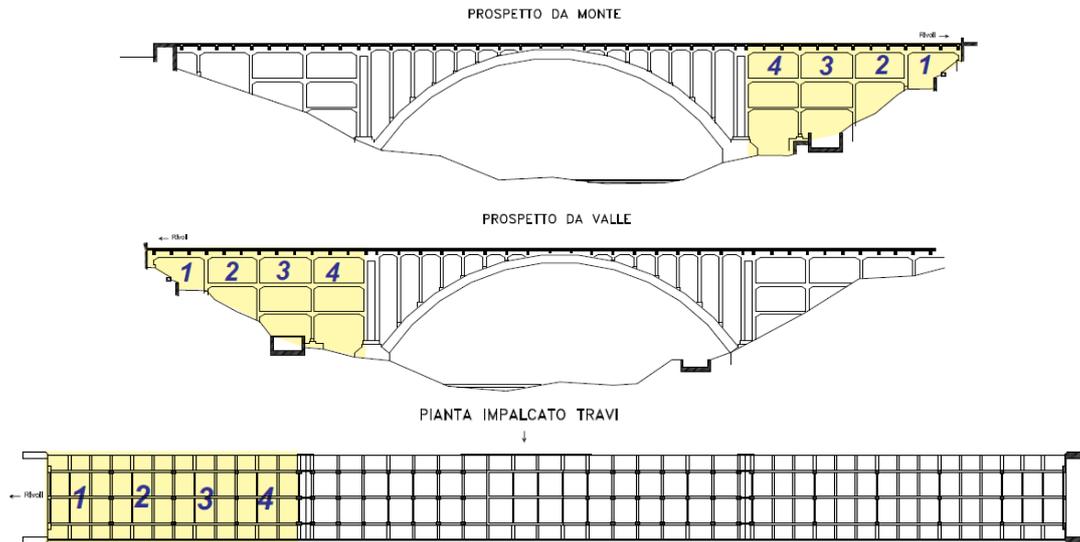
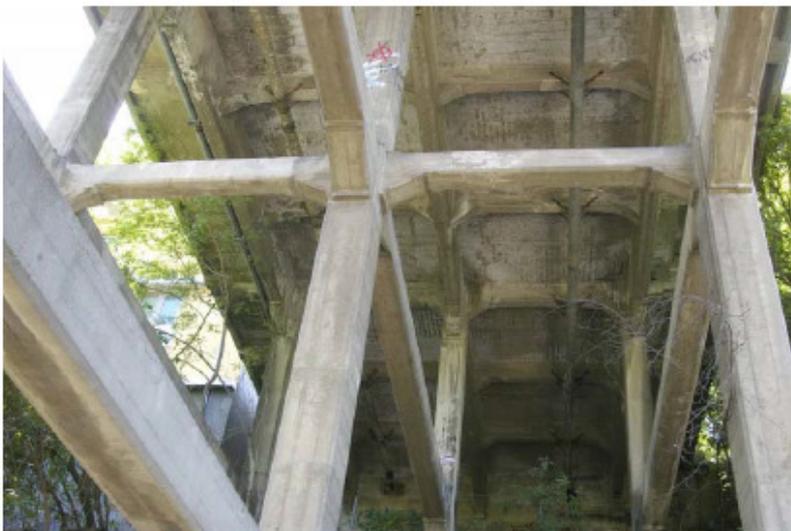


Figura 6.1.1 Individuazione del viadotto destro del ponte nei prospetti da monte e valle e nella pianta dell'impalcato



vista da monte

1ª e 2ª campata lato valle



1ª e 2ª campata lato monte



1ª e 2ª campata

3ª campata vista da monte



1ª, 2ª, 3ª campata vista da valle



1^a, 2^a, 3^a campata lato valle

2^a e 3^a campata lato monte



3^a e 2^a campata, vista da monte



estesi degradi all'intradosso



marcata fessurazione longitudinale del
traverso su 2^a pilastratura



particolare rottura di cui alla foto
precedente

2^a fila piedritti pilastro di valle, forte
ammalioramento anche della
struttura all'esterno e
interessamento della mensola
marciapiede





rottura anche del soprastante pilastro del parapetto



campo soletta gravemente danneggiato, situato a sinistra del traverso precedente; la zona ha avuto un intervento di ripristino provvisorio eseguito dall'estradosso

il campo di soletta aveva subito il parziale sfondamento





particolare dell'area danneggiata e provvisoriamente ripristinata



l'intradosso soletta è in pessimo stato e presenta un vistoso abbassamento

zona di ripristino pavimentazione dove era stato eseguito il ripristino provvisorio della soletta





terza campata vista da monte; il 1° campo da sinistra in altro è quello che ha subito il parziale sfondamento

terza e quarta campata da destra



4ª campata



quarta campata



quarta campata da destra



ammaloramenti nella 3ª e 4ª campata



gravi fessurazioni in un campo soletta a monte della 4^a campata

pilastrature e collegamenti orizzontali del viadotto di destra



pilastrature viadotto



INTERVENTO 2006 - avallamento nella
pavimentazione di 10 cm



INTERVENTO 2006 - avallamento
della soletta di circa 10 cm, si nota il
forte deterioramento dell'estradosso
soletta



INTERVENTO 2006 - area d'intervento



INTERVENTO 2006 - soletta dopo l'asportazione del calcestruzzo ammalorato

INTERVENTO 2006 - soletta dopo l'asportazione del calcestruzzo ammalorato; nella più degradata hanno lasciato solo il cls tra i ferri (anch'esso ammalorato - vedi foto dall'intradosso) con funzione di cassero per il getto di ripristino



6.2 Giunto destro

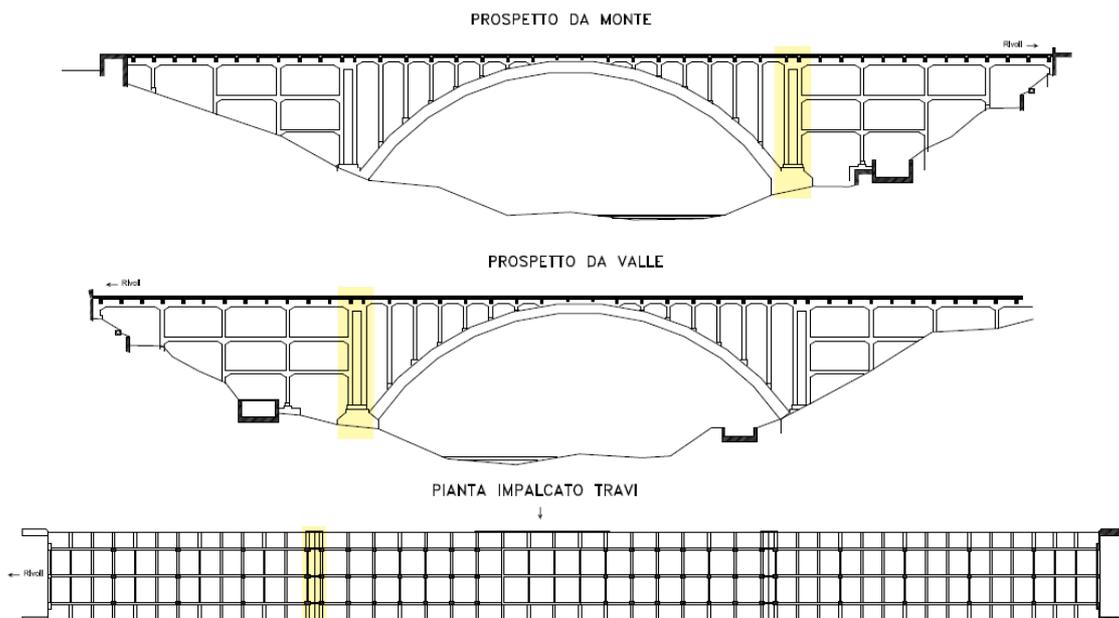


Figura 6.2.1 Individuazione del viadotto destro del ponte nei prospetti da monte e valle e nella pianta dell'impalcato



giunto su spalla destra arcone

vista da valle, particolare





vista dal basso



basamento destro arconi



strutture ponte in corrispondenza giunto





fessurazione pilastro interno (lato arcone) a valle, vista da valle

fessurazione pilastro interno a valle, vista dal lato opposto



fessurazione pilastro interno a valle, vista da monte



fessurazione pilastro interno (lato arco) centrale, vista da valle



fessurazione pilastro interno (lato arco) centrale, vista da monte, in secondo piano la fessurazione sul pilastro di valle



le rotture sui pilastri lato arco di monte e centrale



fessurazione pilastro interno (lato arco) di monte, vista da valle

fessurazione pilastro interno (lato arco) di monte, vista da valle; la fessurazione sale in soletta interessando anche il trasverso



fessurazione pilastro interno (lato arco) di monte, vista da monte



fessurazione pilastro interno (lato arcone) di monte, vista da monte



fessurazione pilastro interno (lato arcone) di monte, vista da valle; la fessurazione sale in soletta interessando anche il traverso

6.3 Arconi

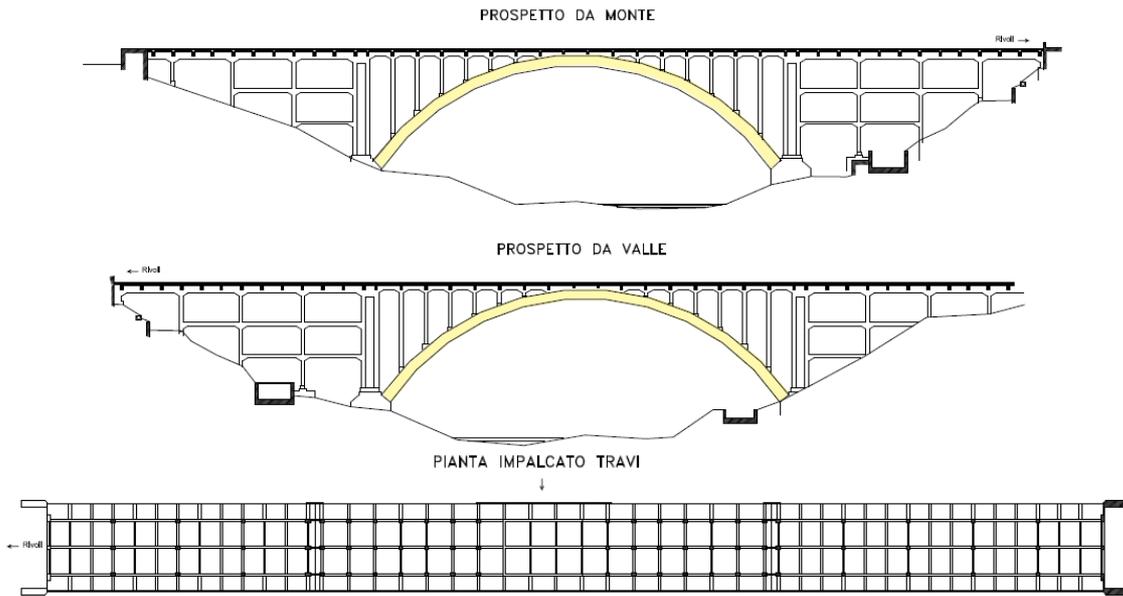


Figura 6.3.1 Individuazione degli arconi del ponte nei prospetti da monte e valle e nella pianta dell'impalcato



campata centrale ad arco vista da monte in destra

campata centrale ad arco vista da monte in destra





zona centrale arco



nervature ad arco viste da spalla destra



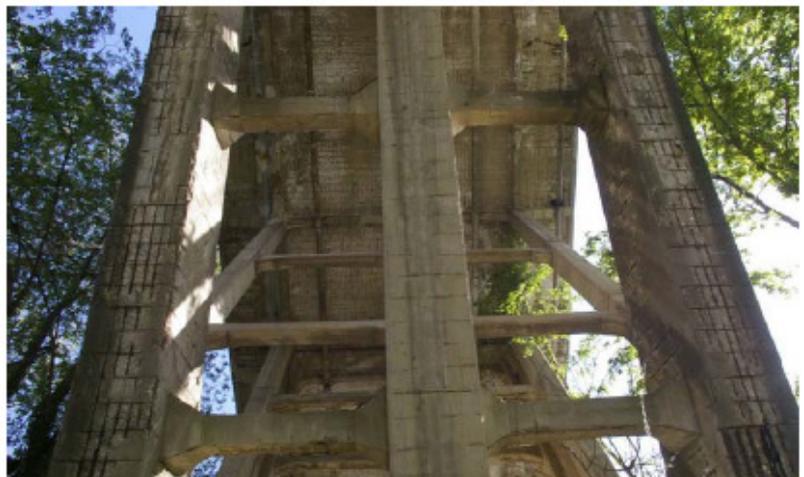


nervature ad arco viste da spalla destra



imposta destra nervature ad arco

imposta destra nervature ad arco



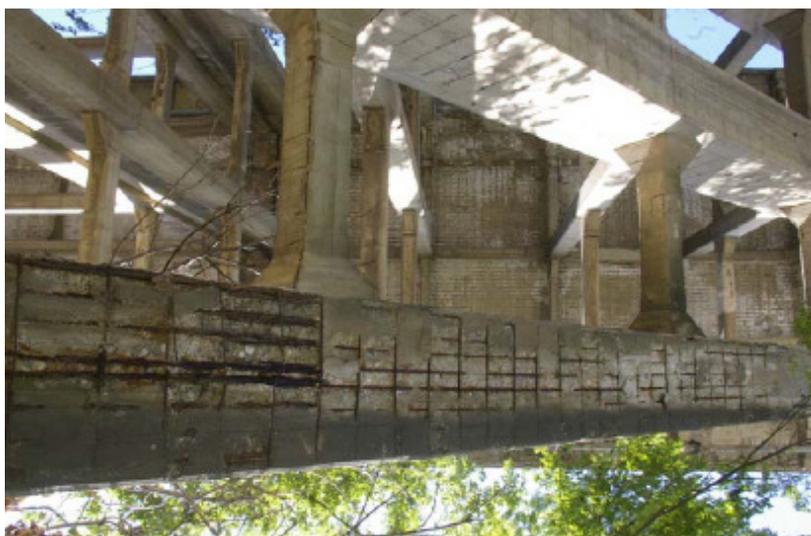


imposta destra e reni nervature ad arco, i marcati ammaloramenti sono causati dalle colature d'acqua lungo le strutture che provengono in buona parte dagli scarichi dell'impalcato

imposta arcone di monte su spalla destra - 1



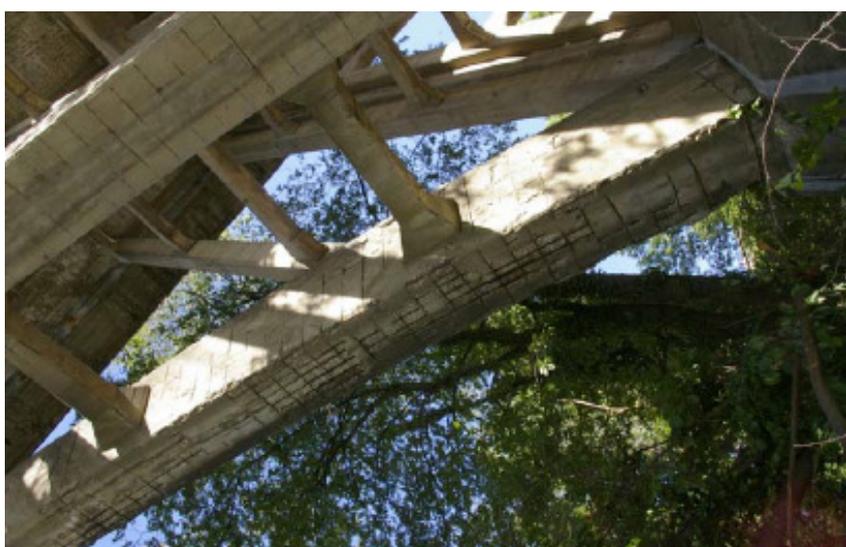
i ferri d'armatura nei punti di maggiore degrado sono completamente deteriorati dalle ossidazioni



imposta arcone di monte su spalla
destra - 2



arcone centrale, con ferri superficiali in fase di
iniziale ossidazioni e complessivamente in
migliore stato



imposta arcone di valle su spalla destra -
1

intradosso campata centrale verso
destra



intradosso campata centrale verso destra

imposta destra arconi



campata centrale vista da valle



pilastrini di sostegno impalcato e collegamenti trasversali



1° collegamento dalla spalla destra tra arco centrale e quello di valle



in destra gli altri collegamenti tra gli archi sono in condizioni relativamente migliori



degrado parte destra arcone di valle



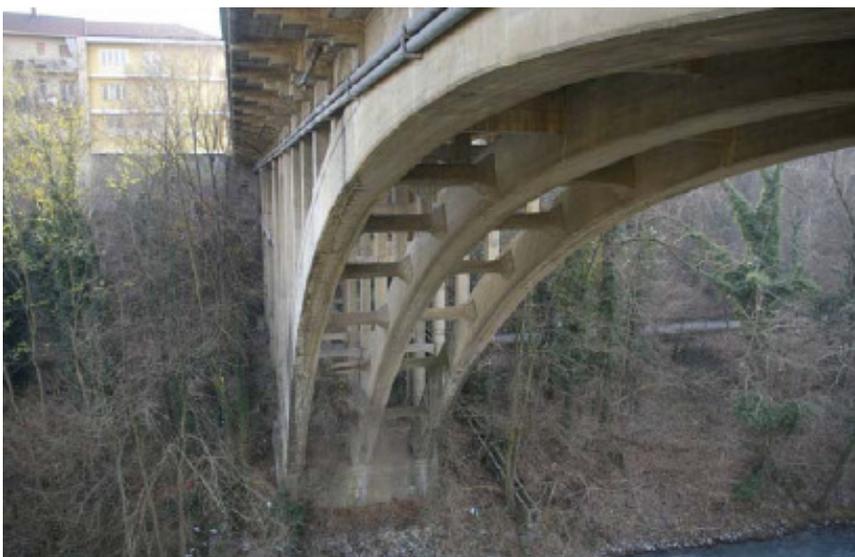
degrado parte destra arcone di valle



Zona in chiave



vista da valle da spalla sinistra verso destra

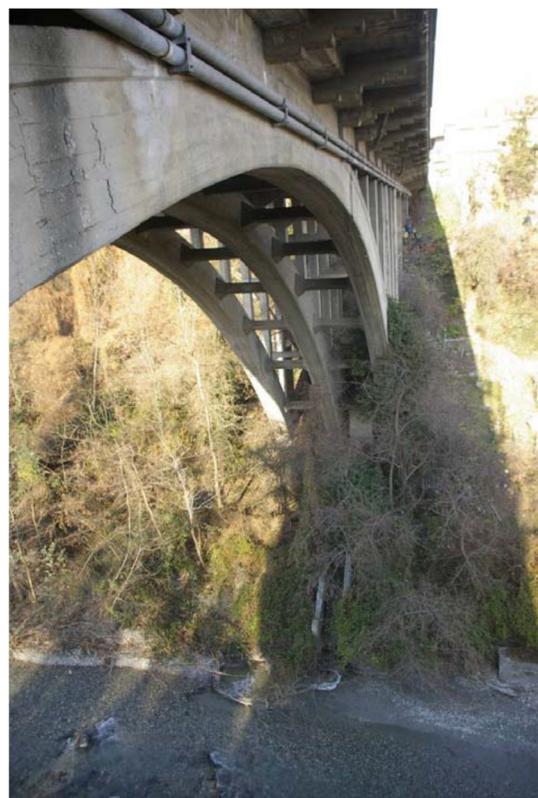
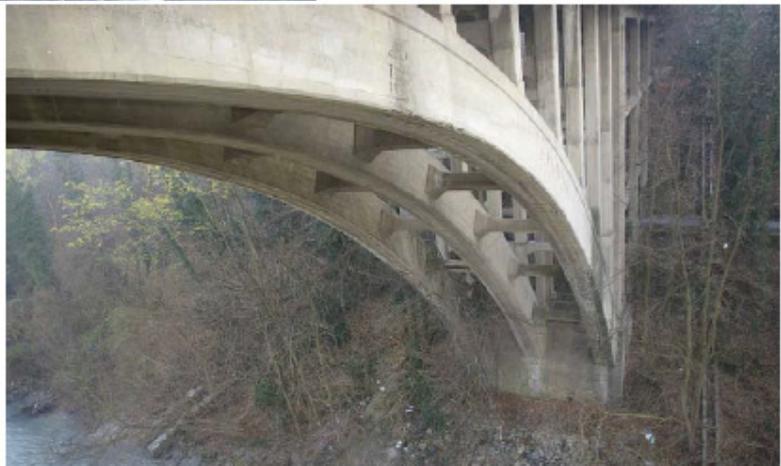


strutture di destra viste da chiave arcione
a valle



strutture di destra viste da chiave arcione

strutture di destra viste da chiave arcione a monte



strutture di sinistra viste da chiave arcione a valle



strutture di destra viste da chiave arcone a monte

imposta sinistra nervature ad arco



le nervature all'impsta sinistra hanno problemi simili a quelli presenti all'impsta destra; tuttavia, per quello che è possibile osservare, probabilmente sono meno estesi e gravi

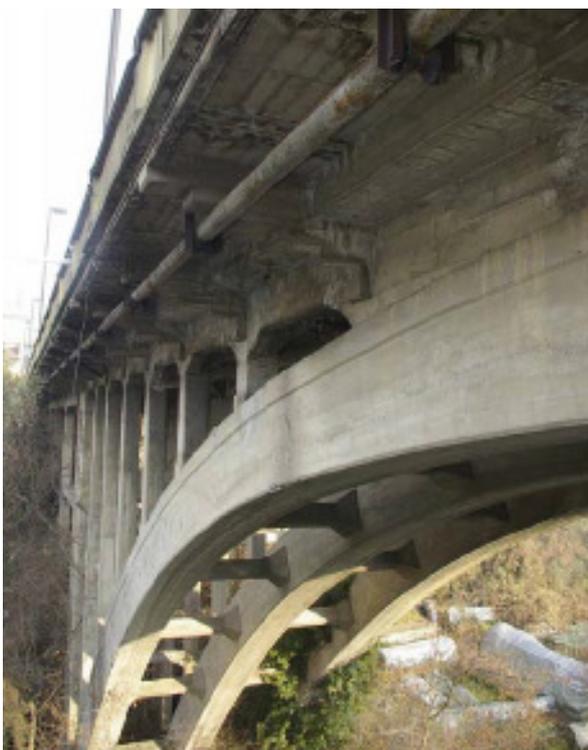
le nervature all'impsta sinistra hanno problemi simili a quelli presenti all'impsta destra; tuttavia, per quello che è possibile osservare, probabilmente sono meno estesi e gravi





pilastrini sulla metà sinistra della campata centrale

pilastrini e arconi nella metà sinistra della campata centrale



strutture di destra viste da chiave arco a valle

6.4 Impalcato sopra agli arconi

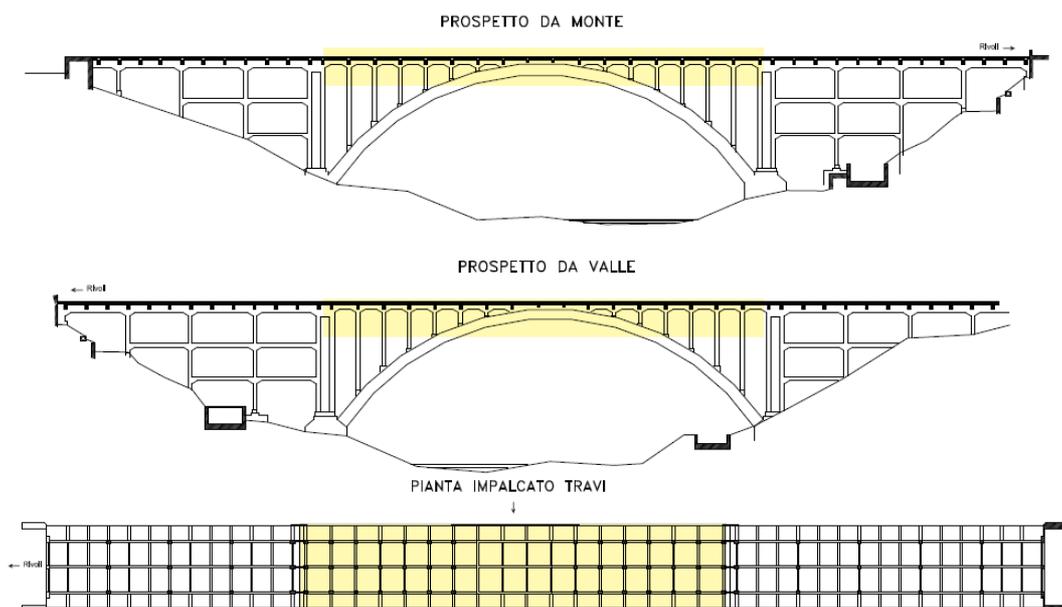


Figura 6.4.1 Individuazione dell' impalcato sopra agli arconi del ponte nei prospetti da monte e valle e nella pianta dell'impalcato



lo stato di conservazione della soletta sull'arco è mediocre, soprattutto nella zona centrale e destra

metà destra, vista dal basso





particolare campi soletta sulla metà
destra arcone a valle



particolare campi soletta sulla metà
destra arcone a valle



campi soletta nella zona destra verso la
chiave arconi



campi soletta nella zona destra verso la chiave arconi

campi soletta metà destra arcone



campi soletta metà destra arcone

campi soletta metà destra arcone





campi soletta metà destra arcone



campi soletta metà destra arcone
(vista da monte)



cerniera alla sommità pilastrini sulle
nervature ad arco



fessurazione trave di bordo a valle su 6° pilastro



fessurazione trave di bordo a valle su 6° e 7° pilastro



zona di forte degrado localizzato a monte vero la chiave arco, sul lato destro dell'arcata

zona di accentuate infiltrazioni dalla soletta



degradi accentuati soletta nei campi a monte
dalla chiave arco verso destra



degradi accentuati soletta nei campi a
monte dalla chiave arco verso destra

zona centrale soletta





infiltrazioni probabilmente dalla soletta, mi manifestano abbastanza copiosi dalle riprese getto dei traversi nella zona centrale dell'arcata



erosione del calcestruzzo soletta con ferri affioranti

l'erosione ha alterato completamente il cls per lo spessore del copriferro interessando anche lo strato di soletta più interno



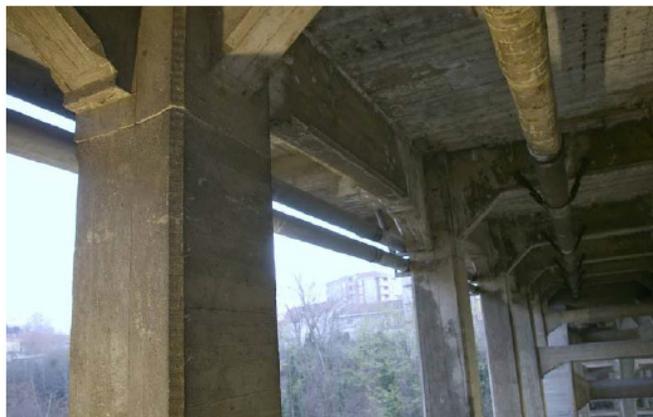


soletta lato sinistro arcone

soletta lato sinistro arcone



soletta lato sinistro arcone



cerniera si pilastri impostati sull'arcone



deterioramento diffuso trave di bordo
impalcato a monte

6.5 Viadotto e giunto di sinistra

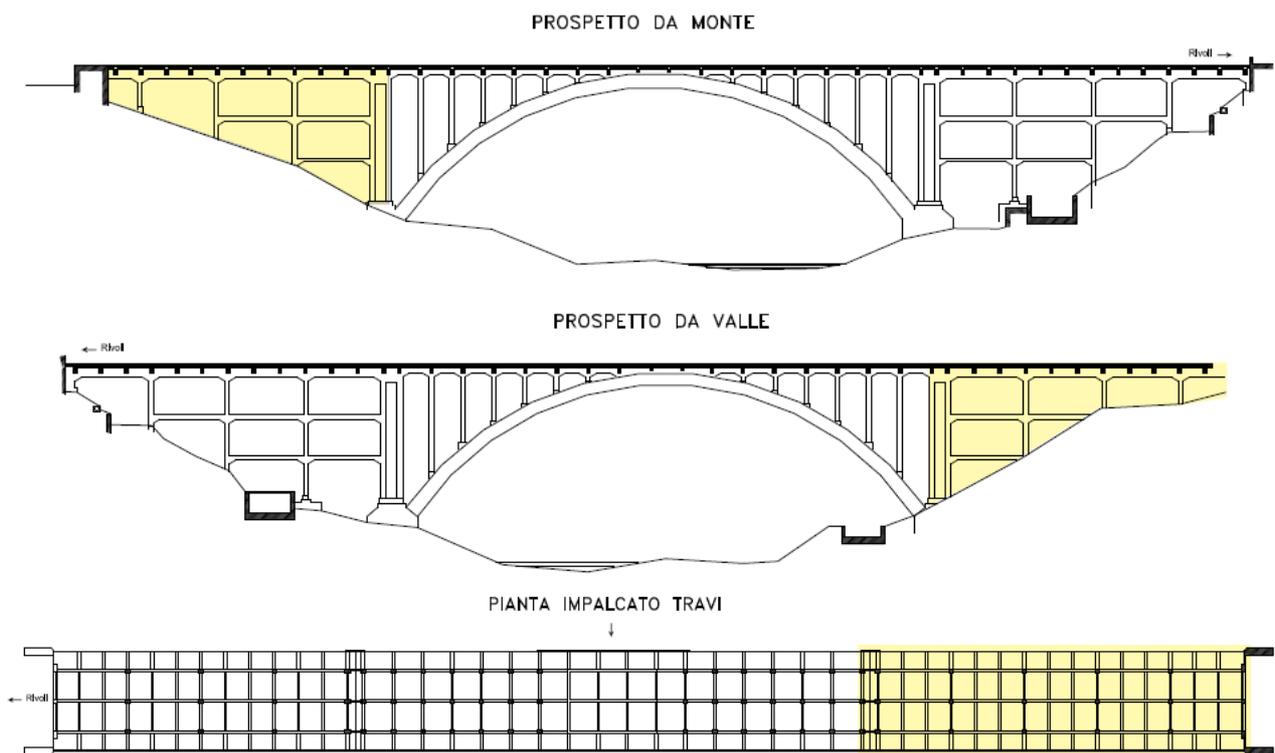


Figura 6.5.1 Individuazione del viadotto e giunto di sinistra del ponte nei prospetti da monte e valle e nella pianta dell'impalcato



giunto di sinistra, pilastri di valle
sui pilastri non si riscontrano le lesioni che
segnano le strutture del giunto di destra
lato interno



lato interno pilastri di valle



pilastri centrali



pilastri su giunto lato monte



particolare pilastro su giunto lato monte; non sono presenti lesioni nelle strutture



le strutture del viadotto di sinistra complessivamente sono in migliore stato rispetto a quelle del viadotto di destra

le strutture del viadotto di sinistra complessivamente sono in migliore stato rispetto a quelle del viadotto di destra





pilastri e travi del viadotto di sinistra

6.6 Marciapiedi di monte e valle

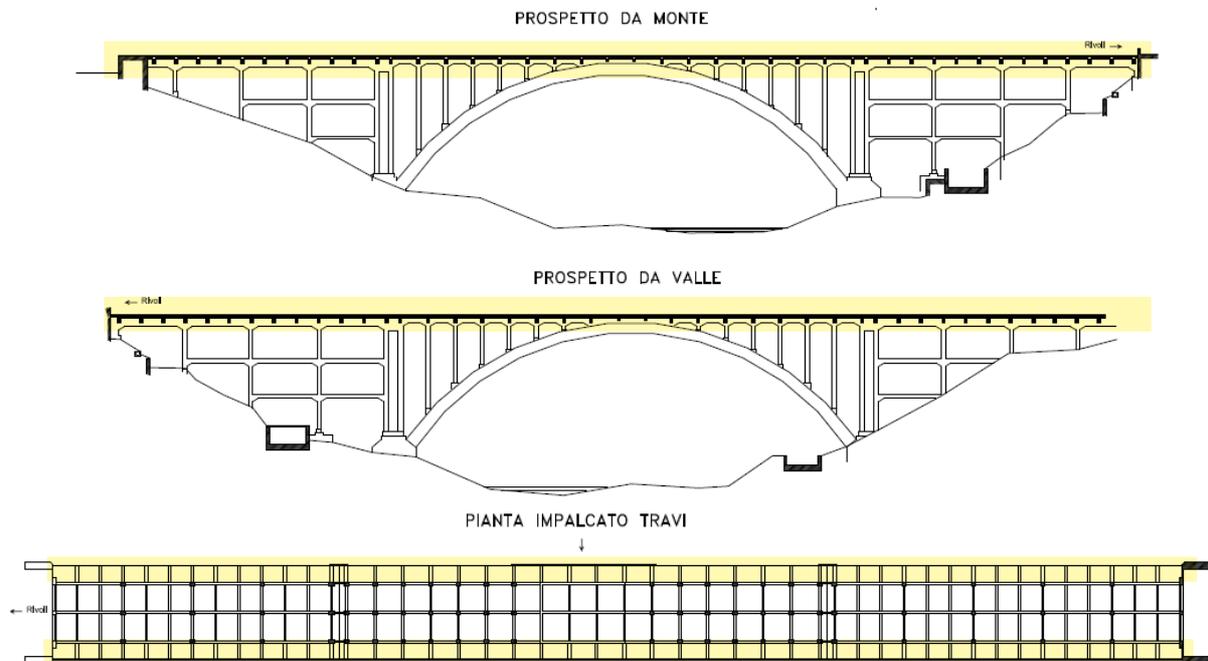
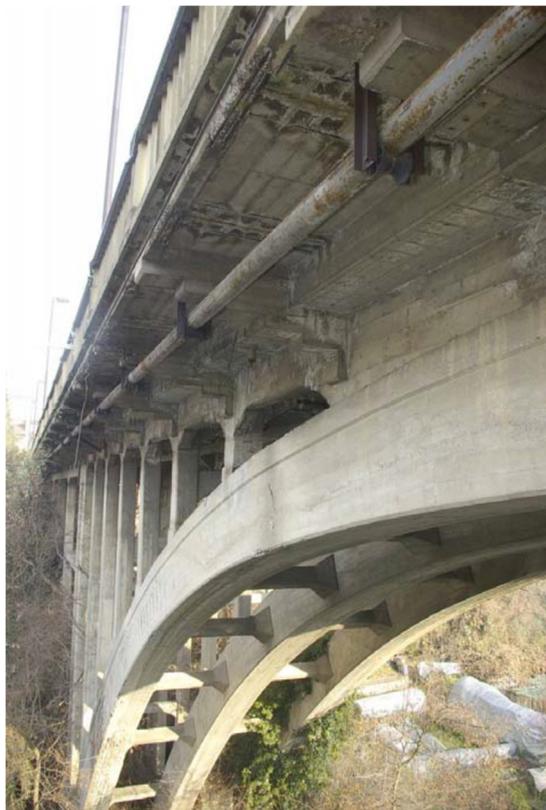


Figura 6.6.1 Individuazione dei marciapiedi (di monte e di valle) del ponte nei prospetti da monte e valle e nella pianta dell'impalcato



zona arcone verso giunto di sinistra



dalla mezzeria arcone verso spalla sinistra



zona arcone verso destra

zona arcone verso destra



zona arcone verso destra



zona destra arcone



zona viadotto destro



mensole all'inizio destro del marciapiede di valle

zona marciapiede in corrispondenza viadotto destro



zona marciapiede in corrispondenza viadotto destro



zona sbalzo marciapiede in corrispondenza viadotto destro a valle

zona giunto destro a valle



vista sbalzo marciapiede a valle da giunto destro verso campata centrale



sbalzo marciapiede a valle nella zona della campata centrale

particolare marciapiede a valle



sbalzo marciapiede a valle sul lato sinistro dell'arcata



particolare marciapiede sul giunto di sinistra

strutture marciapiede a valle sul lato sinistro dell'arcata



strutture marciapiede a valle sul lato sinistro dell'arcata

7. ANALISI DELLA RELAZIONE ORIGINALE DEL PONTE DI ALPIGNANO



Premessa

Si procede ad una analisi della relazione di calcolo, riportando per brevità, gli aspetti più salienti, e giungendo alla definizione dello stato tensionale nei diversi elementi, secondo la relazione originale del 1933. Svolgeremo per l'appunto uno studio dello stato tensionale, servendoci di un modello ad elementi finiti, considerando i carichi accidentali riportati nelle Prescrizioni del 1933 (schema a), b), c)), omettendo il calcolo di tipo "locale", svolto dal progettista per travi secondarie e solette (secondo quanto riporta la relazione originale). Si è deciso di procedere secondo tale strada per poter svolgere un rapido confronto in termini di stato tensionale tra i carichi da Prescrizioni 1933 e normativa tecnica Ntc, per quantificare l' aumento tensionale nei diversi elementi del ponte.

Si riporta una parte di relazione originale del Ponte di Alpignano:

"Il Ponte Viadotto in cemento armato, fu costruito nell'anno 1933, sul torrente Dora, con il progetto studiato e calcolato dal Dott. Ing. Carlo Searafia, il quale allegò una dettagliata Relazione dei Calcoli che ebbe l' approvazione dell' On. Commissione Tecnica, giudicatrice del Concorso. Poiché, in seguito ad intervenuti accordi, venne stabilito di allargare il Ponte Viadotto in modo che la carreggiata da m 6.00, fosse portata a 9.00, quel Progetto fu completamente trasformato e ristudiato, e se ne trasmette la relativa, nuova Relazione dei Calcoli. Per il notevole allargamento trasversale del ponte, m 3.00, si dovette abbandonare la soluzione del primo Progetto, il quale comprendeva due sole file di pilastri, e due archi, uno a valle ed uno a monte, ed introdurre nel nuovo Ponte una terza fila di pilastri ed un terzo arco sull' asse longitudinale, rimanendo però invariati, sia l' interasse longitudinale dei pilastri viadotto ed arco, come la corda e la monta dell' arco. La posizione, in senso trasversale dei pilastri ed archi, essendo obbligata dalle dimensioni trasversali delle spalle, già eseguite si dovette ricorrere a maggiori sbalzi, nei marciapiedi.

Inoltre dall' aprile ad oggi sono intervenute le nuove "Norme sulle opere in cemento armato" del regio Decreto Legge n° 1213 del 29 luglio 1933 (materiali) e le recenti "Prescrizioni" per i carichi da considerare nel calcolo dei ponti per strade ordinarie, stabilite dal Servizio Tecnico centrale del Ministero LL.PP. e pubblicati sul Bollettino Ufficiale n° 50 del 21 ottobre 1933 (sovraccarichi stradali).

Ci uniformeremo rigorosamente alle nuove Prescrizioni del 21 ottobre 1933. Riterremo che il Ponte Viadotto di Alpignano debba corrispondere ad una strada del tipo 1°, ossia strada di grande traffico, per le quali le citate prescrizioni stabiliscono le più gravose condizioni di carichi mobili.”

Nel seguito si riportano le Prescrizioni del 21 ottobre 1933.

“I carichi da adottare nel calcolo dei ponti, per le strade del tipo 1° (ossia di grande traffico):

- a) Due treni tipo (schema 1) indefiniti di autocarri del peso di 12 t affiancati, e contemporaneamente folla compatta (400 kg/m²) sui marciapiedi.
- b) Un treno tipo (schema 1) indefinito del peso di 12 t ed un treno tipo (schema 2) con veicoli dal peso massa di 40 t affiancati, e contemporaneamente folla compatta (400 kg/m²) sui marciapiedi.
- c) Folla compatta (400 kg/m²) su tutta la larghezza del ponte.

Sarà inoltre considerato, per il calcolo della soletta e delle nervature secondarie, il passaggio di un rullo compressore di 18 t (schema 3°) ove le sollecitazioni che ne derivano siano più gravose di quelle prodotte dai carichi precedenti.

Per tenere conto delle azioni dinamiche i carichi suddetti, qualunque sia il tipo di strada, dovranno essere aumentati del 25%.”

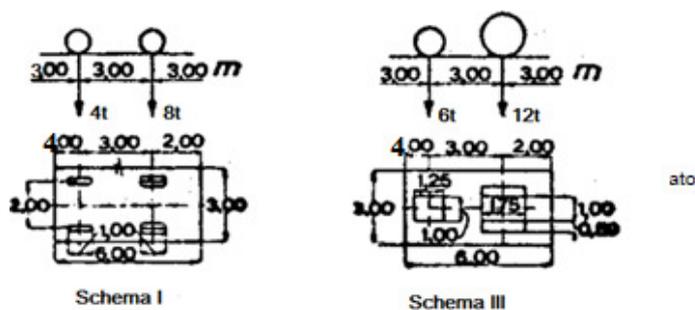


Figura 7.1 Schema I e III A sinistra ho lo schema di colonna indefinita di autocarri del peso di 12 t, a destra lo schema del rullo compressore da 18 t.

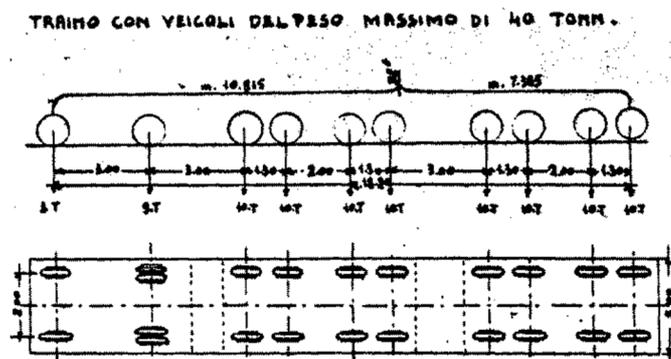


Figura 7.2 Schema II Traino con veicoli dal peso massimo pari a 40 t.

Nello studio e verifiche di calcoli ci atterremo ai più precisi e rigorosi metodi di calcolo, tenendo anche presenti i risultati e l'esperienza di una lunga pratica, più che trentennale del sottoscritto, in fatto di studi e di esecuzione di opere in cemento armato di ogni tipo ed importanza e specialmente di Ponte.

7.1 Materiali da impiegarsi

Prescrizioni per le costruzioni in conglomerato cementizio semplice od armato (1).

15. - L'armatura del conglomerato è normalmente costituita con ferro colato od omogeneo (acciaio extradolce) in barre prive di difetti, di screpolature, bruciature e di altre soluzioni di continuità.

Resistenza a tensione compresa fra 38 e 50 Kg. per mmq.;

Allungamento di rottura non inferiore rispettivamente a 27 e 21%.

“Cemento Portland a lenta presa, tipo Superportland o ad alta resistenza, conforme alle Norme del decreto 1933, cioè con minima resistenza a 28 giorni di kg 600 cm² a pressione per i provini di malta normale 1:3. Sabbia e ghiaia proveniente dal Torrente Sangone, dal quale, com'è noto si traggono i migliori materiali che si possono avere nella zona, e che sono sotto ogni riguardo ottimi”

P R E S C R I Z I O N I .

PARTE I.

Prescrizioni normali per i leganti idraulici.

4° Cemento pozzolanico. - Per cemento pozzolanico s'intende il prodotto ottenuto con la macinazione senza aggiunte di materie inerti, di una mescolanza intima ed omogenea di Klinker puro di cemento e di pozzolana a reazione acida. Il Klinker può essere prodotto anche con la cottura di calcare e pozzolana.

Il cemento Portland, quello d'alto forno e quello pozzolanico, quando raggiungono la resistenza a compressione di kg. 600 per cmq. su malta normale dopo 28 giorni di stagionatura, acquistano la qualifica di cementi ad alta resistenza.

Prescrizioni per le costruzioni in conglomerato cementizio semplice od armato (1).

5. - Il cemento da impiegarsi deve essere esclusivamente a lenta presa, convenientemente stagionato

“Il calcestruzzo di tutte le strutture armate sarà confezionato con kg 350 m³ di cemento Superportland, sabbia m³ 0.400, ghiaia m³ 0.800. Con tale beton si possono assumere, in conformità delle ricordate Norme i carichi di lavoro a pressione di kg 50 e 65 cm² rispettivamente per strutture soggette a pressione semplice ed inflesse”.

Prescrizioni per le costruzioni in conglomerato cementizio semplice od armato (1).

9. - La dosatura normale del conglomerato deve essere di kg. 300 di cemento, m³. 0,400 di sabbia e

m³. 0,800 di ghiaietta o di pietrisco,

14. - La resistenza del conglomerato a pressione viene determinata sperimentando 4 cubi aventi lo spigolo di 16 cm. Quando il calcestruzzo sia confezionato con ghiaia o pietrisco costituito da elementi aventi dimensioni superiori a 3 cm., lo spigolo dei cubi è di cm. 20.

La rottura dei provini ha luogo dopo 28 giorni, contati dal momento della preparazione dell'impasto. La compressione deve esercitarsi perpendicolarmente a due facce opposte che siano state a contatto delle pareti laterali della forma.

Si assume come resistenza definitiva la media dei 3 risultati maggiori su 4 prove.

Osservazione: Una volta, il calcestruzzo si comprava a dosaggio e il prezzo dipendeva dalla quantità di cemento contenuto nell'impasto.

Si diceva: muri a 250 e solette a 300 intendendo Kg di cemento per metro cubo di impasto.

Non di rado si equivocava il dosaggio con la resistenza ($R_{ck}=250 \text{ kg/cm}^2$ o $R_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$)

Qui dunque dirò che ho un $R_{ck} 300 \text{ kg/cm}^2$ dunque una resistenza a compressione caratteristica di 300 kg/cm^2 (anche se qui per Alpignano ne mette di più e arriverei a 350); ma a quei tempi non si teneva conto della durabilità, classe di esposizione ecc...occhio! Per questa trattazione dunque ci riferiamo ad un materiale con classe C25/30 di partenza. Dalle indagini svolte nel 2012 ovviamente non ritroviamo un C25/30 ma diversi valori di resistenza per ogni elemento strutturale.

La resistenza caratteristica, si indica come definito nel prospetto 7 della norma UNI EN 206; indicando i due valori di resistenza su prelievi cubici e cilindrici. Per esempio: C25/30, significa 25 N/mm^2 di resistenza caratteristica su provini cilindrici e 30 N/mm^2 di resistenza caratteristica su provini cubici, prelevati dal calcestruzzo allo scarico dell'autobetoniera.

“Per il Ponte di Alpignano è prescritta la dosatura di kg 350; sarebbe quindi legittimo e razionale di adottare per σ_c dei valori proporzionalmente più elevati, e che valutata al massimo, in base all' aumento del 16,6 % di cemento, sarebbe di almeno kg 56 e 72 cm^2 , ma ci atterremo a quelli prescritti della norma e l' opera avrà di conseguenza un più elevato grado di sicurezza” (considerassimo il dosaggio pari a 350 kg di cemento dovrei considerare un incremento del 16.6% per i valori di resistenza a compressione, dunque pari a $56,72 \text{ kg/cm}^2$)
Si usano 350 kg/m^3 come dosaggio di cemento. La resistenza a compressione cui si giunge è pari a 50 (pressione centrata) e 65 kg/cm^2 (pressoflessione), secondo le “Norme sulle opere in cemento armato” del regio Decreto Legge n° 1213 del 29 luglio 1933.

III. - CARICHI DI SICUREZZA.

17. - Il carico di sicurezza del conglomerato a pressione semplice non deve di norma superare un quarto (o quella minor frazione eventualmente stabilita dai capitoli speciali) del carico di rottura a 28 giorni dei cubi di prova di cui al numero 14. Per conglomerati di cemento Portland d'alto forno e pozzolanico, non deve inoltre esser superato il valore massimo di $\text{Kg/cmq. } 40$ per strutture soggette a pressione semplice e di $\text{Kg/cmq. } 50$ per strutture inflesse di spessore non inferiore a cm. 10. Per i conglomerati di agglomeranti cementizii tale valore massimo non deve superare i 25 Kg/cmq. Per conglomerati di cementi ad alta resistenza od alluminosi i valori massimi debbono essere rispettivamente di 50 e di 65 Kg/cmq.

Il carico di sicurezza al taglio non deve superare Kg/cmq. 2 per conglomerati di cemento Portland, d'alto forno e pozzolanico, e Kg/cmq. 4 per conglomerati di cemento ad alta resistenza od alluminosi. Quando la tensione tangenziale massima calcolata per il conglomerato supera i detti limiti, la resistenza al taglio deve essere integralmente affidata ad armature metalliche. In ogni caso la tensione massima tangenziale di cui sopra non deve superare Kg/cmq. 14.

18. - Il carico di sicurezza del ferro omogeneo, assoggettato a sforzo di trazione, può elevarsi al limite massimo di Kg. 1200/cmq.

Per quanto riguarda l' acciaio si utilizza ferro omogeneo con carico di sicurezza (tensione ammissibile) pari a 1200 kg/cm² (lavoro ad una tensione al di sotto di quella allo snervamento, non allo snervamento). Si considera dunque il caso di un acciaio FeB22 con tensione di snervamento pari a 2200 kg/cm² e a rottura di 3400. In ogni caso il carico di sicurezza del ferro omogeneo è assunto al limite massimo pari a 1200 kg/cm²

Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957				D.M.30/05/1972					D.M. 30/05/1974			
Tipologia	liscio			liscio			a.m.	liscio		aderenza migliorata (a.m)			liscio		a.m.	
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60		FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 41	≥ 44	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 44
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42 - 50	50 - 60	60-70	/	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 50	≥ 55	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 12

Tabella 7.1.1 Evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai da armatura

Il peso specifico del calcestruzzo è assunto pari a 2400 kg/m³

IV. - NORME PER I CALCOLI STATICI.

19. - Peso proprio. - Si valuta di norma il peso proprio del conglomerato armato, cioè compreso il peso dei ferri, in ragione di 2400 Kg/m³., salvo che da accertamenti speciali, eseguiti su determinate costruzioni, risulti una cifra diversa.

Nel peso proprio dei solai va computato anche il peso del pavimento e degli altri carichi permanenti.

20. - Carichi accidentali. - I carichi accidentali vengono fissati con le stesse norme valevoli per gli altri generi di costruzione.

Si tiene conto delle eventuali azioni dinamiche aumentando il sovraccarico in ragione del 25% o di quella maggiore percentuale che fosse richiesta dai capitolati speciali.

7.2 Impalcato in corrispondenza dei viadotti laterali

7.2.1 Soletta

23. – Nel caso di una soletta rinforzata da nervature si ammette che partecipi utilmente all'inflessione di una nervatura soltanto una zona di soletta la cui larghezza non superi la minore delle seguenti misure: l'interasse delle nervature, 16 volte lo spessore della soletta, 8 volte la larghezza della nervatura, 4 volte l'altezza della trave (incluso lo spessore della soletta). Se la soletta sporge a sbalzo da una nervatura, la larghezza della sporgenza da riguardarsi come partecipante all'inflessione della nervatura non si ritiene maggiore di tre volte la larghezza della nervatura, sei volte lo spessore della soletta e una volta e mezzo l'altezza della trave.

“Abbiamo adottato la disposizione con solette a lastra, ad armatura metallica resistente nelle due direzioni, poiché la pratica e le esperienze ci insegnano che con un tale tipo di solaio si crea più regolare distribuzione del carico sulle travi, ad un più largo margine di sicurezza per i carichi mobili concentrati, essendo interessati una più ampia zona di soletta, con intero campo di queste”.

Soletta di carreggiata (spessore 0.14 m): per il suo calcolo NON si è tenuto conto dell' incremento dinamico del 25% nei carichi mobili

24. – Lo spessore utile di una soletta soggetta a sovraccarico, formata esclusivamente con conglomerato armato, cioè la distanza fra il lembo compresso ed il baricentro dell'armatura metallica, non deve essere inferiore a un venticinquesimo della portata ed in ogni caso non minore di centimetri 7. Lo spessore delle solette dei solai speciali con laterizi non deve essere minore di centimetri 5.

La soletta di carreggiata non tiene conto, avendo uno spessore di 14 cm (tutto lo spessore), della durabilità: considerando 1/25 del valore di portata (luce di calcolo) 3.73 m ottengo 14.9 cm (distanza lembo compresso e baricentro armatura metallica)

Carichi Mobili:

20. – Carichi accidentali. – I carichi accidentali vengono fissati con le stesse norme valedoli per gli altri generi di costruzione.
Si tiene conto delle eventuali azioni dinamiche aumentando il sovraccarico in ragione del 25% o di quella maggiore percentuale che fosse richiesta dai capitolati speciali.

Abbiamo riportato a pagina 2-3 gli schemi dei carichi stabiliti nelle prescrizioni 21 ottobre 1933 ed in base ai quali si dovrebbero calcolare le solette, ma “per queste e per le travi secondarie trasversali riteniamo più prudente adottare dei carichi mobili di maggior intensità, poiché trattandosi di elementi di limitata estensione, non possono, nell' eventualità di maggiori carichi localizzati, avvantaggiarsi sia di una più estesa ripartizione sia della collaborazione degli altri elementi. Adotteremo quindi, anziché il compressore da normativa da 18 t, un compressore da 24 t (rullo teorico), che con aumento del 25%, porta a 30 t, secondo lo schema in seguito indicato”.

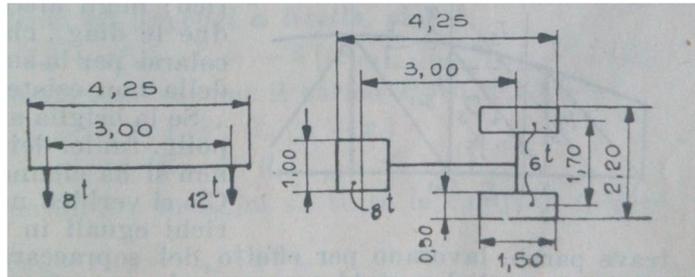


Figura 7.2.1.1 Rullo compressore 20t (norma del 1933- Manuale G. Colombo)

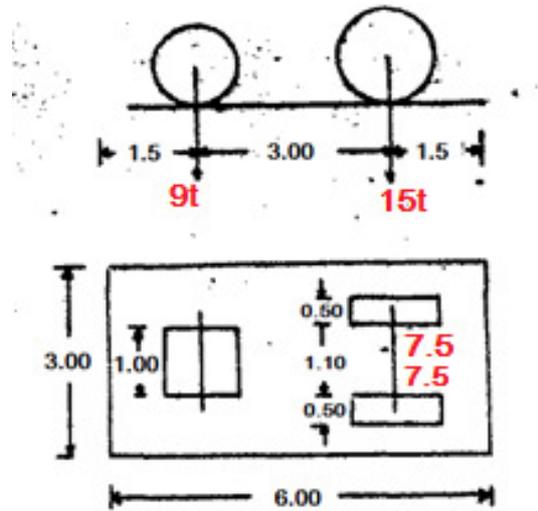


Figura 7.2.1.2 Rullo teorico da 24 t

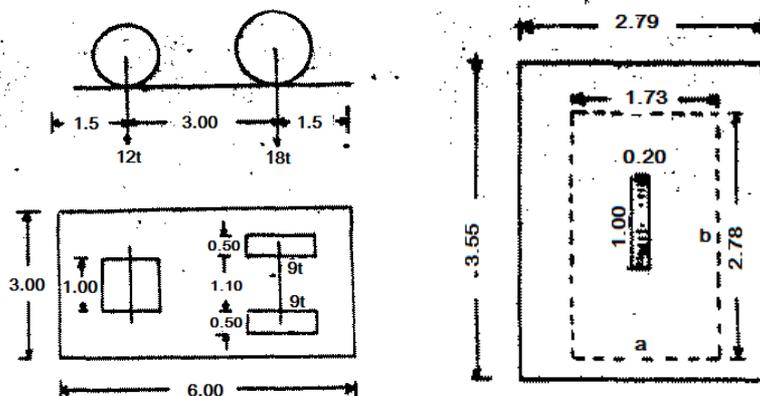


Figura 7.2.1.3 Azioni sul campo di soletta

Da calcoli preliminari, che per brevità non riportiamo, risulta che l'azione di un tal rullo sul campo della soletta è assai più gravosa di qualsiasi altra combinazione. (NON LO DICO per esempio fra una ruota da 5 t del rimorchio ed una da 4t dell' autocarro, poichè danno complessivamente $(5t+4t) \cdot 1.25 = 11.25t$ inferiori al rullo anteriore (12t), e non agiscono in centro soletta, essendo ciascun carico discosto di 0.50 che è molto relativamente alla luce di m 3.62 della soletta).

I valori di l_1 l_2 sono valori di luce netta, ma per considerare la luce effettiva sommo il 5% della luce netta e ottengo 3.73 e 2.93 m.

22. - Per la portata di una campata unica di soletta o nervatura si assume la luce libera aumentata del 5 per cento.

$$l_1 = 3.95$$

$$5\% = \frac{0.18}{3.73}$$

$$l_2 = 2.79$$

$$5\% = \frac{0.14}{2.93}$$

$$\frac{3.73}{2.93} = 1.273$$

Il Regolamento non dà prescrizioni particolari pel caso di soletta incrociata con armature metalliche resistenti nelle due direzioni e sollecitate da carichi concentrati, ma l'esperienza ed i calcoli insegnano che tutto il campo interviene nella resistenza e le frecce sotto carico sono sempre di molto a quelle di una soletta resistente in una sola direzione, e per la luce minore.

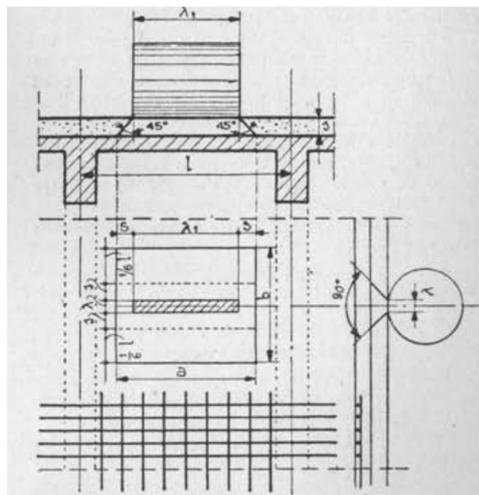
...Sono sempre di molto inferiori rispetto a quella di una soletta resistente in una...

Segue una importante considerazione per lo studio dei campi di soletta, che riportiamo qui in basso. Per la soletta e tutti gli altri elementi riportiamo soltanto le tensioni e si farà soltanto un breve cenno ai metodi utilizzati se questi presentano delle peculiarità

27. - Un carico isolato disposto nel mezzo di una soletta può essere equiparato ad un carico uniformemente ripartito su area rettangolare centrale a per b , orientata come la soletta, di cui il lato a , parallelo all'armatura portante, uguaglia la dimensione, in tal senso, della superficie effettiva di appoggio del carico più due volte lo spessore della massicciata (o della pavimentazione) ed il lato b parallelo all'armatura di ripartizione, uguaglia la dimensione, in tal senso, della superficie effettiva di appoggio del carico più

due volte lo spessore della massicciata (o della pavimentazione), più ancora un terzo della dimensione della soletta nel senso dell'armatura portante. Si considera in ogni caso come valore massimo di b il lato della soletta parallelo all'armatura portante.

Nella fig. 3 il carico isolato è costituito da un rullo compressore. La superficie effettiva di appoggio è quella tratteggiata.



Per il caso di soletta ad armatura metallica in una sola direzione, e supporta portante l'armatura secondo i 3.55, si avrebbe secondo a una lunghezza di ripartizione (essendo 30 cm. lo spessore medio della massciata):

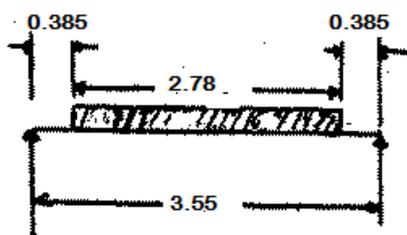
$$a = 20 + 60 + \frac{279}{3} = m. 1.73$$

poiché l'armatura metallica è portante anche nell'altra direzione, analoga ripartizione si può fare secondo i m. 3.55, e quindi

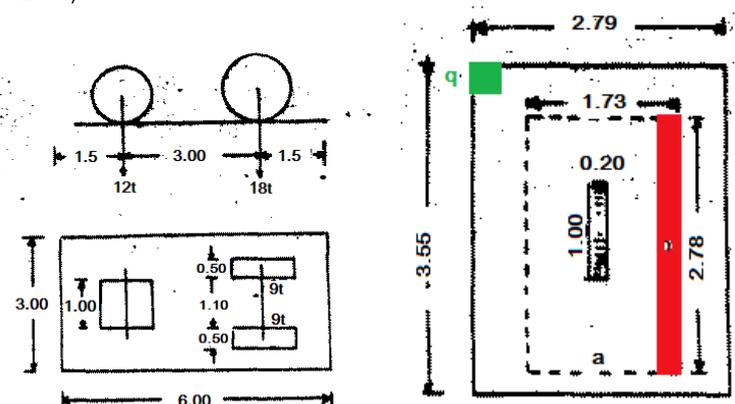
$$b = 100 + 600 + \frac{355}{3} = m. 2.78$$

Nella pratica farò questo: + un terzo della dimensione della soletta nel senso della armatura portante (per a uso come direzione della armatura portante 2.79, per b uso invece 3.55). Questa è una regola empirica vecchia che si usava.

Considerando una striscia di soletta del campo $a*b$ secondo la luce di 3.55 m, il carico per metro lineare corrente della striscia vale:



$q' = 12000 (12t) / 1.73 = 6930 \text{ kg/ml}$ (carico **ROSSO** a metro lineare..su una striscia larga un metro diretta lungo 3.55 m). Ho considerato 12 t che è il carico più alto che posso avere e che massimizza la sollecitazione al centro della soletta → quello da 18 tonnellate si ripartiva su una area maggiore con le ruote che sono distanziate e sarebbe 9t di carico concentrato contro quello da 12 concentrato davanti (il rullo da 30t è ottenuto da quello da 24t incrementando del 25%, quello che va sulla soletta è solo la parte anteriore del rullo da 12t, quota di carico già incrementata del 25%)



e per la striscia larga 1 m (STIAMO CONSIDERANDO LA SINGOLA TRAVE NON IL COMPORTAMENTO A SOLETTA COLLABORANTE IN DUE DIREZIONI E AVREI UN MOMENTO DI 3740, DOPO COL SANTARELLA TENENDO CONTO CHE HO LA PIASTRA OTTENGO M MOLTO MINORE):

$$- M' = \frac{6930}{2} * \left(0.385 + \frac{2.78}{4} \right) = 3740 \text{ kg} * m$$

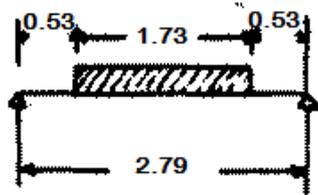
$$\frac{P}{2} * \left(0.385 + \frac{2.78}{2} \right) - \frac{P}{2} * \frac{2.78}{4} = M'(\text{ottengocosi} M')$$

P è 6930 ed è 12 t che è concentrato ed è sempre carico concentrato su 2.78 (faccio diviso 2 per il braccio diviso 4)

Momento che sarebbe dato da un carico uniformemente ripartito su tutta la luce di:

$$q'_1 = \frac{8 * 3740}{3.55^2} = 2370 \frac{kg}{m^2} = q \text{ (carico VERDE)}$$

Analogamente per l' altra direzione:



- $q'' = 12000/2.78 = 4300 \text{ kg}$

- $M'' = \frac{4300}{2} * \left(0.53 + \frac{1.73}{4}\right) = 2070 \text{ kg} * m$

$$q''_1 = \frac{8 * 2070}{2.79^2} = 2130 \text{ kg/m}^2$$

Il valore medio del carico sulla zona a*b è:

$$\frac{(q'_1 + q''_1)}{2} = 2250 \text{ kg/m}^2$$

che, abbondando a favore di stabilità, estendiamo a tutta la soletta e quindi con intensità totale di $2250 * 3.55 * 2.79 = 22400 \text{ kg}$ (CARICO TOTALE AGENTE SULLA SOLETTA DI AREA $3.55 * 2.79$)

cioè quasi il doppio del carico dato dal rullo (12000 kg=12 t). Il risultato trovato conferma l' esattezza del procedimento, poiché ritroviamo per la lastra incrociata quanto si verifica in una trave, nella quale il momento di un carico concentrato in mezzera corrisponde a quello di un carico uniformemente distribuito su tutta la lunghezza di intensità doppia.

Soletta viadotto e arcata: h=14 cm

Verificheremo quindi le solette per i seguenti carichi uniformi:

Pesi fissi (peso proprio soletta e massiciata) 736 kg/m^2 ($0.14 * 24 + 0.30 * 13.5$)

Sovraccarico corrispondente al rullo 2250 kg/m^2

Il carico accidentale assunto per il calcolo di tali elementi è pari a: 2.25 t/m^2 (SUL CAMPO DI SOLETTA A*B METTO TALE CARICO ho direttamente il rullo qui!! È carico concentrato in pratica, tipo tandem)

Brevemente le tensioni sono, per il cls e per l' acciaio, le seguenti:

$$\sigma_c = 53,6 \text{ kg/cm}^2$$

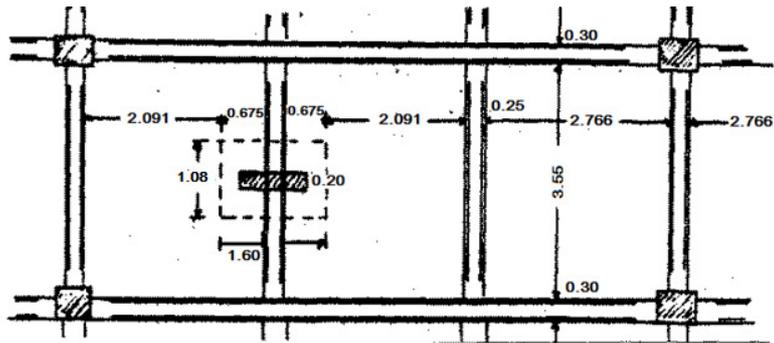
$$\sigma_m = 1118 \text{ kg/cm}^2$$

Per il calcolo delle travi (di momento flettente e taglio) si considera un parziale incastro per i pesi fissi ed il semplice appoggio per i carichi mobili.

7.2.2 Travi secondarie (trasversali)

Travi secondarie trasversali viadotto $h = 50 + 14 = 64 \text{ cm}$, $64 * 25 \text{ cm}^2$

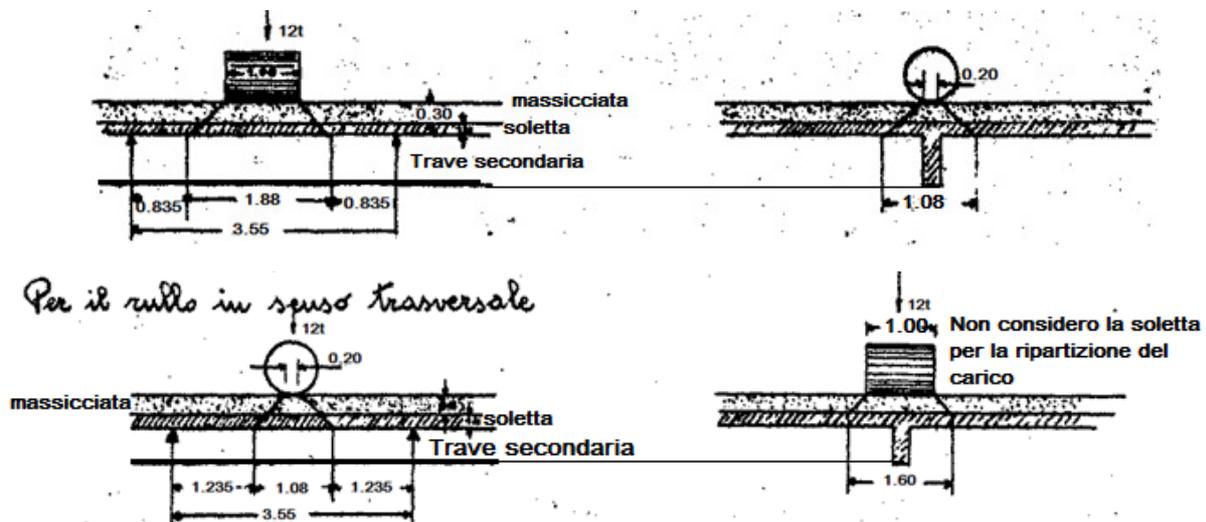
Travi secondarie trasversali arcata $h = 64 \text{ cm}$, $64 * 25 \text{ cm}^2$



Pesi Fissi

2520 kg/ml (di trave secondaria)

Abbiamo due possibili condizioni di carico: la seconda condizione (rullo in senso trasversale) è la più gravosa e considereremo quella.



L'azione della folla, che agisce ai lembi dei campi di soletta, è trascurabile. Per quanto riguarda il carico accidentale mobile che adottiamo per il calcolo di tali travi secondarie, questo può essere ottenuto a partire dal valore di momento flettente indicato nella relazione di calcolo

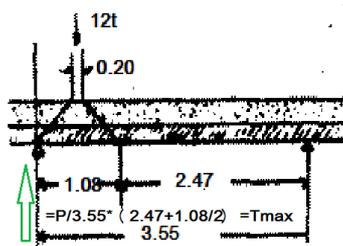
Il carico accidentale equivalente distribuito assunto per il calcolo di tali elementi è pari a 1950 kg/m^2 , dunque tale trave secondaria è stata calcolata con 1.95 t/m^2 . Tale valore è stato ottenuto in modo approssimato a partire dal valore di momento flettente per i carichi mobili, pari a 9500 kgm e considerando la luce della trave pari a 3.55 m con la formulazione classica della trave semplicemente appoggiata con carico uniformemente distribuito.

Le tensioni che nascono nel cls e nell'acciaio sono:

$$\sigma_c = 21.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 1165 \text{ kg/cm}^2$$

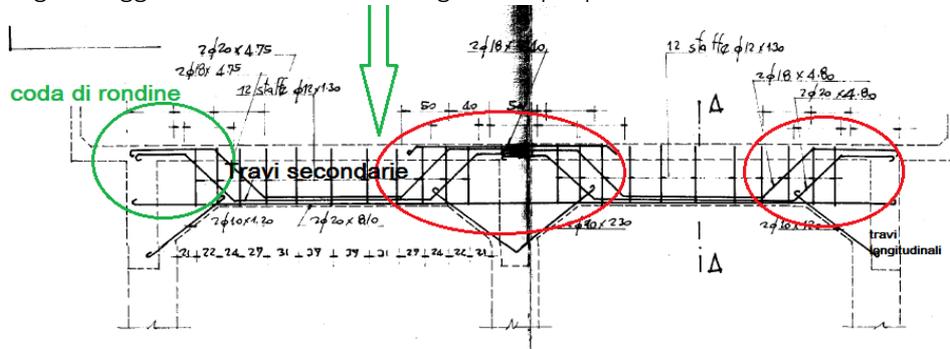
Per il taglio metto il carico anteriore dato dalla ruota dell'autocarro in corrispondenza di una estremità della trave secondaria così da massimizzarlo (massimo all'appoggio), e calcolo la reazione lì a sx come scritto nel disegno:



Considerando solo beton (resistenza dei campi di compressione d' anima,cls):

$$\sigma_{\tau} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$$

Apparentemente tale tensione tangenziale è grande per il calcestruzzo ma so che come area non sono state considerate le code di rondine. Queste darebbero un aumento della altezza della trave e dunque avrei un' area che si becca il taglio maggiore ed una tensione tangenziale più piccola.



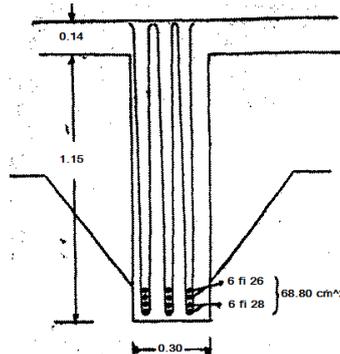
Abbiamo trascurato, come dice la relazione, i due ordini di barre piegate (barre che sono nei cerchi rossi del disegno qui sopra), affidando solo alle staffe la resistenza.

Abbiamo completamente trascurato i fortissimi raccordi a ciascuna estremità i quali apportano un contributo sensibile di resistenza sia a flessione come a taglio; essi furono disposti per irrigidire le maglie e le travi longitudinali la cui altezza era notevole in confronto colla loro spessa e coll' altezza.

7.2.3 Travi longitudinali sull'asse (centrale)

Travi longitudinali centrale viadotto: $h = 115 + 14 = 129 \text{ cm}$; $129 * 30 \text{ cm}^2$

Travi longitudinali centrale arcata: $h = 74 \text{ cm}$; $74 * 25 \text{ cm}^2$



Pesi fissi 2350 kg/ml (di trave longitudinale)

Si suppone che tutti i carichi mobili considerati sulla campata (56000 kg) agiscano come uniformemente ripartiti sulla trave.

Il carico accidentale equivalente distribuito assunto per il calcolo di tali elementi è pari a 1871 kg/m^2 , dunque tale trave è stata calcolata con 1.9 t/m^2 . Tale valore è stato ottenuto in modo approssimato a partire dal valore di momento flettente per i carichi mobili, pari a 60000 kgm e considerando la luce della trave pari ad 8.5 m con la formulazione classica della trave semplicemente appoggiata con carico uniformemente distribuito.

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\sigma_c = 30.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 1140 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando solo beton (resistenza dei campi di compressione d' anima,cls):

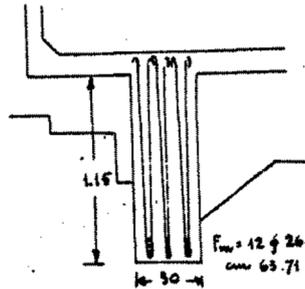
$$\sigma_\tau = 12.25 \text{ kg/cm}^2$$

che risulta di molto ridotto se si tengono in conto i raccordi di estremità.

7.2.4 Travi longitudinali frontali (esterne)

Travi frontali viadotto: $h = 129 \text{ cm}$; $129 * 30 \text{ cm}^2$

Travi frontali arcata: $h = 74 \text{ cm}$; $74 * 25 \text{ cm}^2$



Pesi fissi 3100 kg/ml (di trave longitudinale)

Per i carichi mobili la condizione più sfavorevole è la stessa della trave centrale.

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\sigma_c = 28.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 1110 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando solo beton (resistenza dei campi di compressione d' anima,cls):

$$\sigma_\tau = 11.2 \text{ kg/cm}^2$$

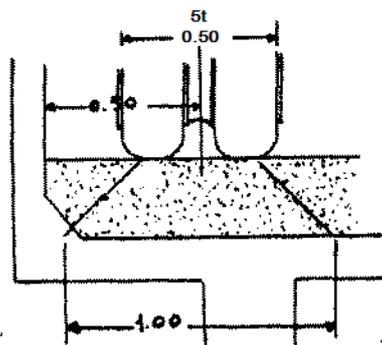
7.2.5 Marciapiede a sbalzo

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\sigma_c = 27.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 1095 \text{ kg/cm}^2$$

7.2.6 Soletta sotto massicciata



Volendo supporre che la ruota più pesante, da 5 t di un rimorchio possa capitare sulla soletta, otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\sigma_c = 18.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 845 \text{ kg/cm}^2$$

7.2.7 Trave d'orlo

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\sigma_c = 20.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 1155 \text{ kg/cm}^2$$

La tensione tangenziale vale:

$$\sigma_\tau = 3.00 \text{ kg/cm}^2$$

7.2.8 Trave contro carreggiata

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

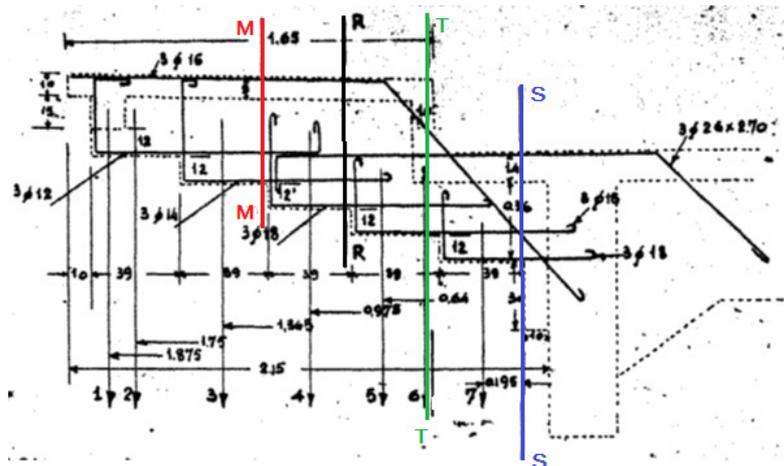
$$\sigma_c = 15.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 1055 \text{ kg/cm}^2$$

La tensione tangenziale vale:

$$\sigma_\tau = 6.2 \text{ kg/cm}^2$$

7.2.9 Mensole



SEZIONE S-S

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\sigma_c = 48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 990 \text{ kg/cm}^2$$

La tensione tangenziale vale:

$$\sigma_\tau = 4.56 \text{ kg/cm}^2$$

SEZIONE T-T

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\sigma_c = 55.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 1020 \text{ kg/cm}^2$$

La tensione tangenziale vale:

$$\sigma_\tau = 3.95 \text{ kg/cm}^2$$

SEZIONE R-R

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\sigma_c = 25.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 905 \text{ kg/cm}^2$$

La tensione tangenziale è trascurabile ma si dispongono ugualmente delle staffe.

SEZIONE M-M

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\sigma_c = 22.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 690 \text{ kg/cm}^2$$

La tensione tangenziale vale:

$$\sigma_\tau = 1.81 \text{ kg/cm}^2$$

7.2.10 Pilastri dei viadotti

Pilastri viadotti: 50*55 cm²

Eseguiamo la verifica per i più alti, quelli di altezza 15 m.

PILASTRI SULL' ASSE LONGITUDINALE

Peso proprio+ traversi longitudinali+ traversi trasversali 19000 kg

Pesi fissi trasmessi dall'impalcato (travi trasversali+travi longitudinali) 36080 kg

Carichi mobili - travi longitudinali 42920 kg

Per un totale di 98000 kg.

Il carico accidentale equivalente distribuito (nella rispettiva area di influenza dei carichi) comporta un carico a m² sul pilastro pari a 1425,02 kg (l' area di influenza del pilastro è di 3,55*8.50m), dunque di 1.425 t/m²

Sezione di conglomerato strettamente necessaria in relazione al carico di sicurezza $\sigma_c = 50 \text{ Kg/cm}^2$.

$$\Omega = \frac{98000}{50} = \text{cm}^2 \quad 1960$$

La tensione che nasce nel calcestruzzo, considerando la sezione di calcestruzzo omogeneizzata, è pari a:

$$\sigma_c = 33.2 \text{ kg/cm}^2$$

ATTENZIONE: ottengo 1960 cm² che è la sola area di cls; quando vado a considerare anche i ferri d'armatura ottengo una area maggiorata ed omogeneizzata pari a 1960+n(=10)*area dei ferri utilizzati, che mi restituisce una area pari a 2953,6 cm². Ma non posso considerare il ferro perfetto dopo tanti anni e dunque non si può fare tale assunzione che mi porta ad avere una tensione di 33,2. Non considero anche l' aiuto dato dall' armatura, ma tengo solo conto del calcestruzzo nel nucleo del pilastro, ottenendo una σ_c maggiore di 35 kg/cm², infatti:

$$\sigma_c = \frac{98000}{50 * 55} = 35.6 \text{ kg/cm}^2$$

A rigor di logica, dovrei dire che il pilastro è sollecitato con tale 35.6 kg/cm² ma in ogni caso siamo ben lontani dal carico di sicurezza pari a 50, e potrei avere un carico ben maggiore di 98000 kg.

Anche nella ipotesi massima di carico i valori σ_c sono sempre notevolmente inferiori ai limiti delle Norme, senza contare che il béton è confezionato con 350 di cemento per m³, anziché con 300.

PILASTRI FRONTALI

Peso proprio+ traversi longitudinali+ traversi trasversali 18180 kg

Pesi fissi trasmessi dall'impalcato (travi trasversali+travi longitudinali+mensola) 34320 kg

Carichi mobili (travi longitudinali, folla) 42640 kg

Per un totale di 95140 kg.

Il carico accidentale equivalente distribuito (nella rispettiva area di influenza dei carichi) comporta un carico a m² sul pilastro pari a 42640/33.4 kg, sapendo che l' area di influenza del pilastro è di:

$$\frac{3.55}{2} + 2.15 \text{ (mensola)} * 8.50 = 33.4 \text{ m}^2$$

dunque il carico accidentale equivalente per il calcolo di tale pilastro frontale è di 1.28 t/m²

La tensione che nasce nel calcestruzzo è assunta pari alla precedente:

$$\sigma_c = 33.2 \text{ kg/cm}^2$$

Risulta che nelle identiche condizioni di carico e sovraccarico i pilastri frontali e centrali hanno l'identico carico unitario di lavoro del Beton; ciò assicura identico comportamento e quindi maggior garanzia per l'integrità delle strutture.

7.2.11 Controventi longitudinali

Controventi longitudinali: $45 \times 40 \text{ cm}^2$ (più ringrosso di 40 cm)

Non devono avere altra funzione che quella di controventi e resistere al peso proprio.

Supporremo quindi che debbano resistere, oltre che al peso proprio ad un sovraccarico uniforme di 350 kg/ml o ad un carico concentrato di 1000 kg in mezzeria.

Considerando ciascuna campata come perfettamente incastrata si ha quindi: peso proprio $0.40 \times 0.45 \times 2.4$; Kg. 435 ml.

- MEZZERIA : più sfavorevole l' ipotesi di carico concentrato pari a 1000 kg

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 33.5 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_m &= 1135 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

La tensione tangenziale vale:

$$\sigma_t = 1.22 \text{ kg/cm}^2$$

- INCASTRI : più sfavorevole l' ipotesi di sovraccarico uniforme

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 19.1 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_m &= 645 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

La tensione tangenziale vale:

$$\sigma_t = 1.75 \text{ kg/cm}^2$$

7.2.12 Controventi trasversali

Controventi trasversali: $35 \times 30 \text{ cm}^2$ (più ringrosso di 30 cm)

Sovraccarico uniforme
 " concentrato in mezzeria
 peso proprio $0.30 \times 0.35 \times 2.4$

Kg. 800 ml.
 " 1000
 " 255 ml.

- MEZZERIA

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 13.3 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_m &= 315 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

- INCASTRI

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 9.4 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_m &= 309 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

La tensione tangenziale vale:

$$\sigma_t = 2 \text{ kg/cm}^2$$

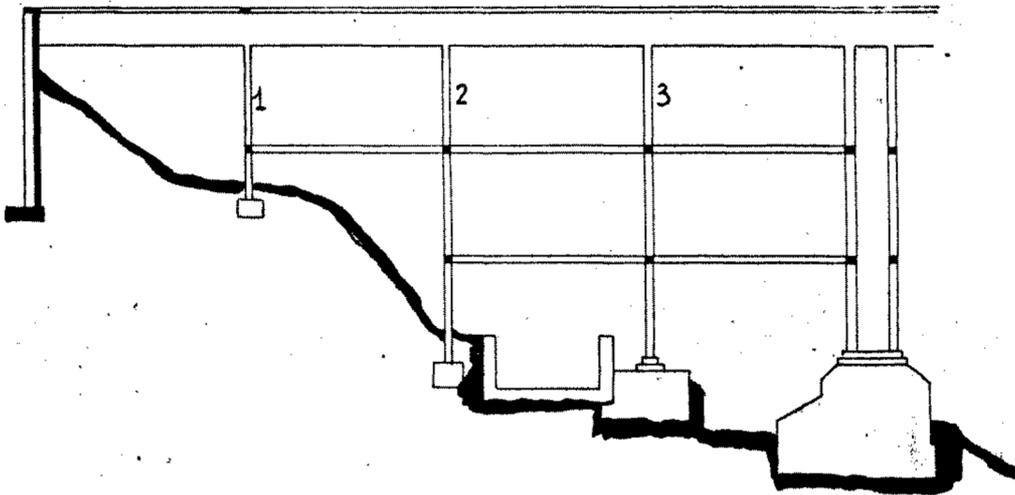
7.2.13 Fondazione pilastri viadotti

“Era stato considerato in un primo tempo, date le previsioni sulla natura del terreno, di eseguire fondazioni su pozzi, a scavi iniziati e a trivellazioni eseguite si riscontrò che il terreno, salvo un sottile strato di puddinga a poca profondità, risultava costantemente, anche a notevole profondità, di una massa argillosa-marnosa, molto compatta e che al di sopra del livello della Dora, rimane in equilibrio con pareti verticali senza alcuna scarpa, anche dopo anni dallo scavo.

In tali condizioni di terreno non era applicabile una fondazione a pozzi la cui limitata superficie avrebbe portato a pressioni unitarie eccessive sul terreno.

Si propose quindi, e fu accettata, la soluzione di fondazione a piastra continua, in conglomerato armato, con la quale si raggiungeva una notevole superficie di contatto con economia e con risultato di sicurezza.

E così furono progettate ed eseguite le fondazioni dei pilastri del Viadotto sulla sponda sinistra, per il tipo di Ponte appaltato, cioè con una lunghezza di 9.00 m tra i fili esterni marciapiedi, e con sole due file di pilastri a monte e a valle. Per il viadotto di sponda destra non si fecero nello stesso periodo le identiche fondazioni ma, per aderire alle richieste di non chiudere completamente il cantiere e di non licenziare tutti gli operai, si eseguirono le fondazioni di tutti i pilastri del Viadotto destro, non potendo a quell'epoca prevedere se si sarebbe in definitiva costruito il Ponte largo 9.00 o 12.30 m, con un tipo di fondazione che poteva egualmente servire in un caso o nell'altro”.



FONDAZIONI PILASTRI VIADOTTO DESTRO

1ª FONDAZIONE- Poggia direttamente sul terreno con l'intermediario di un limitato spessore di beton semplice che ha solamente la funzione di spianamento e di impedire che il getto armato venga eseguito a contatto con terra. Il carico è il minore, poiché il pilastro è alto solo circa 7.00 m, e ha un solo controvento longitudinale.

2ª FONDAZIONE- Trasmette il carico al terreno mediante un blocco in calcestruzzo di cemento non armato, alto circa 0.70 m; il carico dei pilastri non è il massimo, poiché non hanno la massima altezza e mancano di una campata di controventi orizzontali.

3ª FONDAZIONE- Massimo carico dei pilastri; questiperò poggiano su di un grosso blocco in beton di cemento eseguito a contenimento della sponda e fondazioni esistenti del canale dell' UNES.

FONDAZIONE N° 2

Carico complessivo sul terreno 294850 kg
Pressione media sul terreno 1.88 kg/cm²

SOLETTE (30 cm)

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell'acciaio pari a:

$$\sigma_c = 21.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 1100 \text{ kg/cm}^2$$

MENSOLE

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\sigma_c = 4.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 281 \text{ kg/cm}^2$$

I valori di σ_c e σ_m sono minimi poiché la mensola era stata calcolata in modo da resistere considerando il Ponte largo 9.00 m.

NERVATURE CENTRALI

Anche queste sono evidentemente sovrabbondanti poiché furono previste che potessero resistere per il Ponte largo 9.00 m e quindi con due soli pilastri a monte ed a valle.

Verifichiamo la sezione di incastro per la quale sono minime le sezioni di beton e di ferro.

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\sigma_c = 6.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 405 \text{ kg/cm}^2$$

FONDAZIONE N°1

Evidentemente siamo in condizioni di sicurezza ancor più larghe delle N°2 per il minor peso di strutture. Qui vale:

$$\text{Pressione media sul terreno} \quad 1.8 \text{ kg/cm}^2$$

Valori tutti inferiori ai corrispondenti della FONDAZIONE N°2.

FONDAZIONE N°3

Le pressioni massime sul terreno non arrivano a 1.8 kg/cm^2

Tuttavia abbondando, e sempre col concetto che le strutture dovessero servire sia per il ponte largo 9.00 come per quello largo 12.30 m sulla faccia superiore del blocco, si eseguì un piastrone largo 1.10 e lungo 9.00 m e dello spessore di 0.40 m, armato ad esuberanza con $4\phi 20$ longitudinali e trasversali

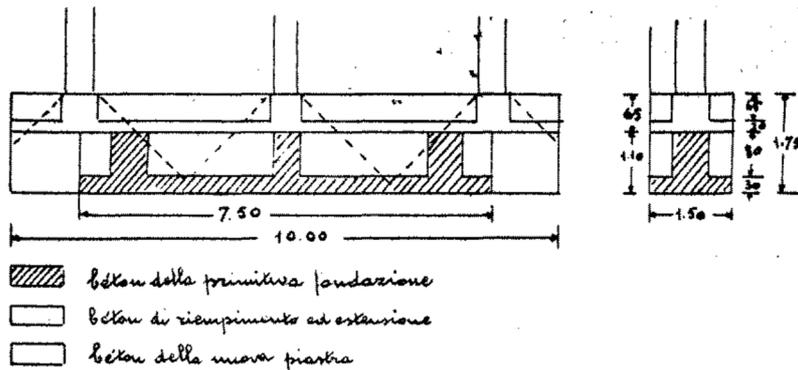
Otteniamo una tensione nel calcestruzzo pari a:

$$\sigma_c = 8.08 \text{ kg/cm}^2$$

FONDAZIONI PILASTRI VIADOTTO SINISTRO

La vecchia struttura di fondazione aveva una estensione di 11.25 m^2 ; la nuova diventò di $1.50 \cdot 10.00 = 15 \text{ m}^2$

Come si è già esposto a pag. 26 le fondazioni dei pilastri a sponda sinistra furono eseguite nel giugno 1933, con piastre armate e corrispondenti al tipo di Ponte dell' Appalto-concorso Aprile 1933, ossia per una larghezza di Ponte di m. 9.00, con due file longitudinali di pilastri, una a monte ed una a valle. Poiché l'interesse frontale dei pilastri non cambiò le nuove strutture di fondazione dovevano avere lo stesso asse trasversale delle precedenti, ma più estesa superficie di appoggio sul terreno causa il maggior carico dovuto al Ponte più largo.



Carico complessivo sul terreno 295550 kg
 Pressione media sul terreno 1.97 kg/cm²

SOLETTA INFERIORE

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:
 $\sigma_c = 18.1 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_m = 1110 \text{ kg/cm}^2$

MENSOLE

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:
 $\sigma_c = 35.5 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_m = 840 \text{ kg/cm}^2$

NERVATURE CENTRALI

Otteniamo una tensione agli incastri, nel calcestruzzo e nell' acciaio, pari a:
 $\sigma_c = 43 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_m = 1015 \text{ kg/cm}^2$

Otteniamo una tensione i mezzeria, nel calcestruzzo e nell' acciaio, pari a:
 $\sigma_c = 11.20 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_m = 870 \text{ kg/cm}^2$

7.3 Impalcato in corrispondenza dell'arcata

7.3.1 Soletta

Come per quelle dei viadotti laterali sono a lastra con armatura metallica nelle due direzioni, e si calcolano per il carico mobile del rullo da 24 t +25%= 30t che garantisce le maggiori sollecitazioni.

Carico totale esteso a tutta la soletta 24000 kg (doppio del carico concentrato da 12 t)

Considero, come già visto, condizioni di appoggi liberi per il sovraccarico accidentale e incastro per i carichi fissi. Nella direzione longitudinale di ottiene tale stato tensionale:

$$\sigma_c = 53.8 \text{ kg/cm}^2$$

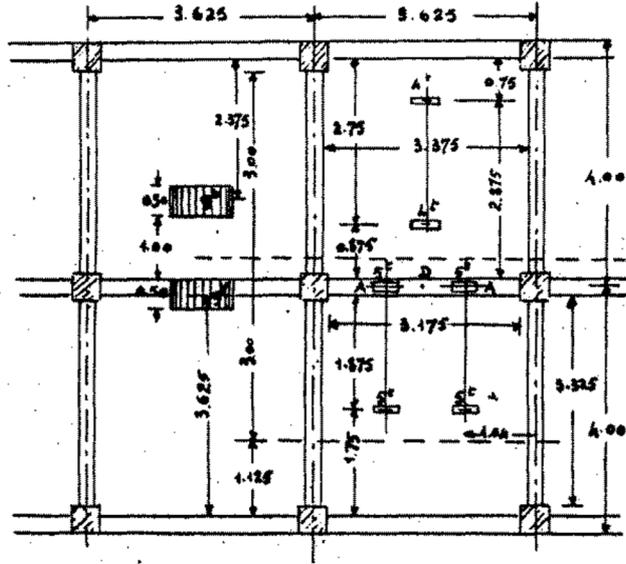
$$\sigma_m = 1135 \text{ kg/cm}^2$$

Nell' altra direzione:

$$\sigma_c = 54.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 1187 \text{ kg/cm}^2$$

7.3.2 Travi secondarie (trasversali)



Pesi fissi 1730 kg/ml

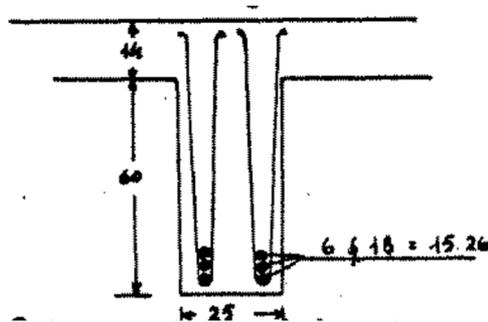
Per le stesse ragioni esposte per le analoghe travi dei Viadotti, assumiamo come carico mobile il compressore da 24 t+25%, collocato trasversalmente alla trave.

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\sigma_c = 20.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 1100 \text{ kg/cm}^2$$

7.3.3 Travi longitudinali sull'asse (centrale)



Pesi fissi 1870 kg/ml

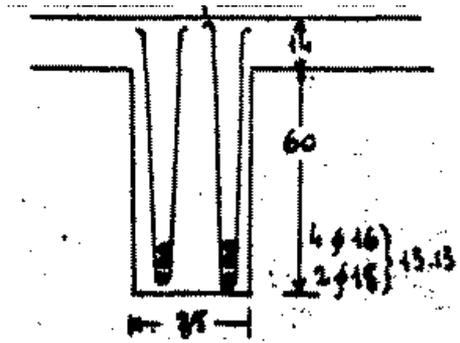
Per i carichi mobili, due ruote, da 5t ciascuna del rimorchio, sul trave, e, nella campata attigua, sulla mezzeria l'asse più pesante, 8t dell'autoveicolo. Le ruote che poggiano sulle solette riportano il loro carico nelle due direzioni sul contorno e poiché le lastre sono quasi quadrate, potremo ritenere che la ripartizione avvenga in egual parti in ciascuna direzione.

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell' acciaio pari a:

$$\sigma_c = 18.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 1165 \text{ kg/cm}^2$$

7.3.4 Travi longitudinali frontali



Pesi fissi 1400 kg/ml

Per i carichi mobili la condizione più sfavorevole è la stessa della trave centrale (le ruote di un rimorchio sulla trave) quindi tenendo presente che devo tenere conto solo del rimorchio.

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell'acciaio pari a:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 15.8 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_m &= 1065 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

7.3.5 Trave d'orlo

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell'acciaio pari a:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 26.2 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_m &= 1128 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

La tensione tangenziale vale:

$$\sigma_\tau = 3.97 \text{ kg/cm}^2$$

per cui non occorrebbero staffe ma noi le mettiamo.

7.3.6 Travi contro carreggiata

Carichi e sovraccarichi identici a quelli visti quando si è parlato dei viadotti.

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo e nell'acciaio pari a:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 19.7 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_m &= 945 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_\tau &= 6.23 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

7.3.7 Mensole

SEZIONE S-S

Si conservano le stesse armature metalliche dei viadotti e risulta:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 55.6 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_m &= 1145 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_\tau &= 5.10 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Sezione T-T

Si conservano le stesse armature metalliche dei viadotti e risulta:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 65 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_m &= 1192 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_\tau &= 4.66 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Sezione R-R

Si conservano le stesse armature metalliche dei viadotti e risulta:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 30.5 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_m &= 1065 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_\tau &= 1.88 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Pur non occorrendo staffe ne disponiamo 6 φ 6mm.

Sezione M -M

Si conservano le stesse armature metalliche dei viadotti e risulta:

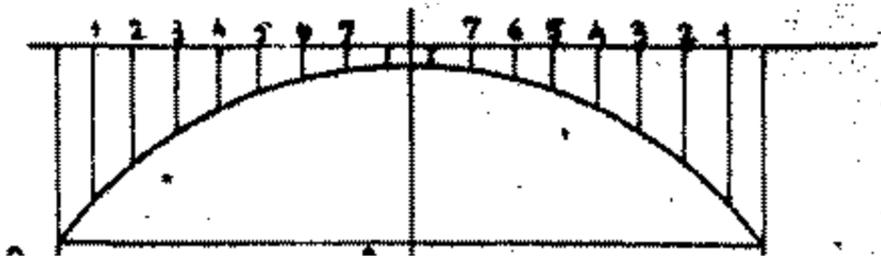
$$\sigma_c = 26.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 820 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = 2.14 \text{ kg/cm}^2$$

Pur non occorrendo staffe ne disponiamo 6 ϕ 6mm.

7.3.8 Pilastrini sulle arcate



PILASTRO 1 sezione: 55*45, h =13 m;

PILASTRO 2 sezione: 50*45, h= 9.60m;

PILASTRO 3 sezione 45*45, h= 6.80;

PILASTRO 4 sezione 45*45, h= 4.60 m;

PILASTRO 5 sezione 45*45, h=2.70m;

PILASTRO 6 sezione:45*45, h= 1.30 m.

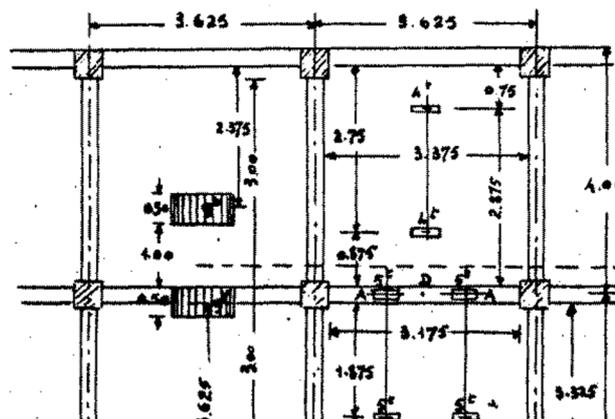
PILASTRI SULL' ASSE LONGITUDINALE

PILASTRO 1

Pesi fissi (controventi, peso proprio, due travi longitudinali, due travi trasversali) 21060 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale e dall'altra trave longitudinale) 16060 kg

Per un totale di 37120 kg



Il carico accidentale equivalente distribuito (nella rispettiva area di influenza dei carichi) comporta un carico a m^2 sul pilastro pari a $16060/14.5 \text{ kg}$, sapendo che l' area di influenza del pilastro è di:

$$3.63 * 4 = 14.5 \text{ m}^2$$

dunque il carico accidentale per il calcolo di tale pilastro frontale è di 1.1 t/m^2

Questo pilastro ha un' area di solo calcestruzzo pari a $45*55= 2475 \text{ cm}^2$ e consente di calcolare una tensione pari a:

$$\sigma_c = \frac{37120}{2475} = 15 \text{ kg/cm}^2 \text{ (risultato dato da relazione anomalo: possibile che considerando l' aiuto del ferro io ottenga un valore di tensione maggiore??)}$$

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo pari a:

$$\sigma_c = 22.5 \text{ kg/cm}^2$$

PILASTRO 2

Pesi fissi (controventi, peso proprio, due travi longitudinali, due travi trasversali) 17700 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale e dall'altra trave longitudinale) 16060 kg

Per un totale di 33760 kg

Il carico accidentale equivalente distribuito (nella rispettiva area di influenza dei carichi) per il calcolo di tale pilastro frontale è nuovamente di 1.1 t/m^2

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo pari a:

$$\sigma_c = 17.8 \text{ kg/cm}^2$$

PILASTRO 3

Pesi fissi (controventi, peso proprio, due travi longitudinali, due travi trasversali) 15820 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale e dall'altra trave longitudinale) 16060 kg

Per un totale di 31880 kg

Il carico accidentale equivalente distribuito (nella rispettiva area di influenza dei carichi) per il calcolo di tale pilastro frontale è di 1.1 t/m^2

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo pari a:

$$\sigma_c = 15.10 \text{ kg/cm}^2$$

PILASTRO 4

Pesi fissi (controventi, peso proprio, due travi longitudinali, due travi trasversali) 14760 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale e dall'altra trave longitudinale) 16060 kg

Per un totale di 30820 kg

Il carico accidentale equivalente distribuito (nella rispettiva area di influenza dei carichi) per il calcolo di tale pilastro frontale è di 1.1 t/m^2

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo pari a:

$$\sigma_c = 14.60 \text{ kg/cm}^2$$

PILASTRO 5

Pesi fissi (controventi, peso proprio, due travi longitudinali, due travi trasversali) 13000 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale e dall'altra trave longitudinale) 16060 kg

Per un totale di 29060 kg

Il carico accidentale equivalente distribuito (nella rispettiva area di influenza dei carichi) per il calcolo di tale pilastro frontale è di 1.1 t/m^2

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo pari a:

$$\sigma_c = 13.75 \text{ kg/cm}^2$$

PILASTRO 6

Pesi fissi (controventi, peso proprio, due travi longitudinali, due travi trasversali) 12310 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale e dall'altra trave longitudinale) 16060 kg

Per un totale di 28370 kg

Il carico accidentale equivalente distribuito (nella rispettiva area di influenza dei carichi) per il calcolo di tale pilastro frontale è di 1.1 t/m^2

Otteniamo una tensione nel calcestruzzo pari a:

$$\sigma_c = 13.45 \text{ kg/cm}^2$$

7.3.9 Pilastri sulle fronti (esterni)

Le dimensioni di questi pilastri sono uguali alle precedenti viste.

PILASTRO 1

Pesi fissi (controventi, peso proprio, due travi longitudinali, due travi trasversali) 19560 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale e dall'altra trave longitudinale) 16700 kg

Per un totale di 36260 kg.

So che, per i pilastri 1 sull'asse si trovano 37120 kg, dunque per quelli frontali si possono ritenere soddisfatte le verifiche di sicurezza.

Il carico accidentale equivalente distribuito (nella rispettiva area di influenza dei carichi) comporta un carico a m^2 sul pilastro pari a $16700/15.1$ kg, sapendo che l'area di influenza del pilastro è di:

$$\left(\frac{4}{2} + 2.15\right) * 3.62 = 15.1 m^2$$

dunque il carico accidentale equivalente per il calcolo di tale pilastro frontale è di circa $1.1 t/m^2$

PILASTRO 2

Pesi fissi (controventi, peso proprio, due travi longitudinali, due travi trasversali) 16620 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale e dall'altra trave longitudinale) 16700 kg

Per un totale di 33320 kg

Il carico accidentale equivalente distribuito (nella rispettiva area di influenza dei carichi) per il calcolo di tale pilastro frontale è di circa $1.1 t/m^2$

Tale caso si riconduce al pilastro 2 sull'asse.

PILASTRO 3

Pesi fissi (controventi, peso proprio, due travi longitudinali, due travi trasversali) 14740 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale e dall'altra trave longitudinale) 16700 kg

Per un totale di 31440 kg

Il carico accidentale equivalente distribuito (nella rispettiva area di influenza dei carichi) per il calcolo di tale pilastro frontale è di circa $1.1 t/m^2$

Tale caso si riconduce al pilastro 3 sull'asse.

PILASTRO 4

Pesi fissi (controventi, peso proprio, due travi longitudinali, due travi trasversali) 13680 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale e dall'altra trave longitudinale) 16700 kg

Per un totale di 30380 kg

Il carico accidentale equivalente distribuito (nella rispettiva area di influenza dei carichi) per il calcolo di tale pilastro frontale è di circa $1.1 t/m^2$

Tale caso si riconduce al pilastro 4 sull'asse.

PILASTRO 5

Pesi fissi (controventi, peso proprio, due travi longitudinali, due travi trasversali) 12340 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale e dall'altra trave longitudinale) 16700 kg

Per un totale di 29040 kg

Il carico accidentale equivalente distribuito (nella rispettiva area di influenza dei carichi) per il calcolo di tale pilastro frontale è di circa $1.1 t/m^2$

Tale caso si riconduce al pilastro 5 sull'asse.

PILASTRO 6

Pesi fissi (controventi, peso proprio, due travi longitudinali, due travi trasversali) 13680 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale e dall'altra trave longitudinale) 11620 kg

Per un totale di 25300 kg

Il carico accidentale equivalente distribuito (nella rispettiva area di influenza dei carichi) per il calcolo di tale pilastro frontale è di circa $1.1 t/m^2$

Tale caso si riconduce al pilastro 6 sull'asse.

Confrontando i carichi sopra computati risulta la quasi perfetta concordanza di intensità fra i pilastri sull' asse e quelli sulle fronti, sia per i pesi fissi come sui sovraccarichi accidentali: ciò assicura un identico comportamento per i tre arconi, centrale, a monte ed a valle, e quindi uniformità di comportamento per l' intero ponte per ciascuna sezione trasversale.

7.3.10 Pilastri doppi sulle spalle dell' arcata

Pilastri doppi sulle spalle delle arcate sull' asse verso l' arcata (in corrispondenza dei giunti): $70 \times 40 \text{ cm}^2$, $h=14.7 \text{ m}$

PILASTRO SULL' ASSE VERSO L' ARCATA

Pesi fissi (controventi, peso proprio, una trave longitudinale, due travi trasversali) 20350 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale e dall'altra trave longitudinale) 19500 kg

Per un totale di 39850 kg

Trascurando il ferro e dunque non omogeneizzando, ma tenendo conto della sola sezione di calcestruzzo si ottiene:

$$\sigma_c = 39850 / (70 * 40) = 14.25 \text{ kg/cm}^2$$

Come già detto, è preferibile non tenere in considerazione l' aiuto dei ferri d'armatura, ma considerare il solo nucleo di calcestruzzo.

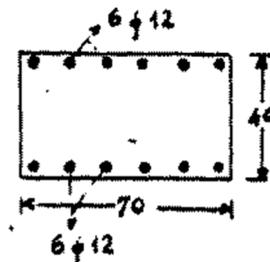
Si è valutato con larghezza il sovraccarico mobile, ma l' estatta precisa sua determinazione ha importanza secondaria, sia per la resistenza del pilastro che è sovrabbondante ($\sigma_c = 14 \text{ kg/cm}^2$), sia agli effetti della verifica della spalla, perché l' eventuale piccola differenza di carico non si fa sentire essendo una piccolissima percentuale del peso morto dell' arco centrale e di quello ancora maggiore della spalla dell' arcata.

Se tengo in considerazione il carico di punta, tale valore di 14.25 si eleva al valore di:

$$\sigma_c = 17.5 \text{ kg/cm}^2$$

Continuando a trascurare l' aiuto fornito dai ferri d'armatura.

PILASTRO SULL' ASSE VERSO I VIADOTTI



Pesi fissi (controventi, peso proprio, una trave longitudinale, due travi trasversali) 36030 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale e dall'altra trave longitudinale) 26800 kg

Per un totale di 62830 kg

Trascurando il ferro e dunque non omogeneizzando, ma tenendo conto della sola sezione di calcestruzzo si ottiene:

$$\sigma_c = 62830 / (70 * 40) = 22.5 \text{ kg/cm}^2$$

Come già detto, è preferibile non tenere in considerazione l' aiuto dei ferri d'armatura, ma considerare il solo nucleo di calcestruzzo. Se considerassi anche l' aiuto dei ferri di armatura avrei una tensione pari a:

$$\sigma_c = 62830 / (2935.9) = 21.3 \text{ kg/cm}^2$$

Dunque un valore leggermente inferiore ma comunque più piccolo.

In ogni caso siamo ben lontani dal valore del carico di sicurezza, pari a 50.

Non si verifica carico di punta perché esistono collegamenti longitudinali e trasversali. Per le eventuali piccole differenze nel sovraccarico accidentale, valgono le stesse considerazioni esposte per il pilastro verso l' arcata.

PILASTRI FRONTALI VERSO L' ARCATO

Pesi fissi (controventi, peso proprio, una trave longitudinale, una trave trasversale, una mensola sbalzo) 19540 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale e folla sullo sbalzo) 9800 kg

Per un totale di 29340 kg

Trascurando il ferro e dunque non omogeneizzando, ma tenendo conto della sola sezione di calcestruzzo si ottiene:

$$\sigma_c = 29340 / (70 * 40) = 10.5 \text{ kg/cm}^2$$

Tale valore con l' azione del carico di punta si porta a 13.00 kg/cm².

Valgono, per i sovraccarichi mobili le considerazioni esposte per il pilastro sull' asse.

PILASTRO FRONTALI, VERSO I VIADOTTI

Pesi fissi (controventi, peso proprio, una trave longitudinale, una trave trasversale, una mensola sbalzo) 34010 kg

Carichi mobili (da una trave longitudinale frontale e folla sullo sbalzo) 24810 kg

Per un totale di 58820 kg

Trascurando il ferro e dunque non omogeneizzando, ma tenendo conto della sola sezione di calcestruzzo si ottiene:

$$\sigma_c = 58820 / (70 * 40) = 21 \text{ kg/cm}^2$$

Se considerassi anche l' aiuto dei ferri di armatura avrei una tensione pari a:

$$\sigma_c = 58820 / (2935) = 20 \text{ kg/cm}^2$$

Non esiste carico di punta e valgono le considerazioni fatte per i sovraccarichi accidentali.

7.3.11 Arco

Per l' arco nella relazione non si ha alcuna indicazione sullo stato di tensione, per cui occorre procedere ad una prima verifica alle tensioni ammissibili. Peraltro gli archi sono a sezione variabile, per cui l' esatto stato di tensione richiede una analisi più rigorosa.

7.4 Considerazioni sullo stato tensionale da relazione di calcolo originale

Soletta

Soletta viadotto (peso proprio + sovraccarico): tensione massima calcestruzzo di 53 kg/cm²; acciaio 1100 kg/cm²

Soletta arcata (peso proprio + sovraccarico): tensione massima calcestruzzo di 53 kg/cm²; acciaio 1135 kg/cm²

Travi

Travi secondarie trasversali viadotto: tensione massima in mezzeria calcestruzzo di 21.8 kg/cm²; acciaio 1165 kg/cm²; taglio all' appoggio di 9.2 kg/cm². È stata adottata armatura a taglio (staffe e ferri piegati).

Travi longitudinali sull' asse viadotto (trave centrale): tensione massima calcestruzzo di 30.5 kg/cm²; acciaio 1140 kg/cm²; taglio di 12.25 kg/cm² che risulta alto, anche qui ho staffe e ferri piegati.

Trave longitudinale frontale viadotto (laterali): tensione massima calcestruzzo di 28 kg/cm²; acciaio 1100 kg/cm²; taglio di 11.2 kg/cm² che risulta alto, anche qui ho staffe e ferri piegati (uguale distribuzione delle travi centrali).

Travi secondarie trasversali arcata: tensione massima in mezzeria calcestruzzo di 20.6 kg/cm²; acciaio 1100 kg/cm²; taglio all' appoggio di 8.12 kg/cm². È stata adottata armatura a taglio (staffe e ferri piegati).

Travi longitudinali sull' asse arcata(trave centrale): tensione massima calcestruzzo di 18.9 kg/cm^2 ; acciaio 1165 kg/cm^2 ; taglio di 12.13 kg/cm^2 che risulta alto, anche qui ho staffe e ferri piegati.

Trave longitudinale frontale arcata (laterali): tensione massima calcestruzzo di 15.8 kg/cm^2 ; acciaio 1065 kg/cm^2 ; taglio di 5.4 kg/cm^2 che risulta alto, anche qui ho staffe e ferri piegati (uguale distribuzione delle travi centrali).

Mensole

Mensole: tensione massima calcestruzzo di 48 kg/cm^2 ; acciaio 990 kg/cm^2 ; taglio di 4.56 kg/cm^2 .

Pilastri

Pilastri sull' asse sui viadotti (centrali): (carico di sicurezza adottato 50 kg/cm^2) tensione massima calcestruzzo di 33.2 kg/cm^2 sulla sezione omogeneizzata; sulla sola sezione di cls (50×55) risulta tensione massima calcestruzzo di $9800 (N_{\text{tot}})/2750$ (area di solo cls non omogeneizzata, avessi omogeneizzato l' acciaio al cls avrei ottenuto 2953, ma non lo faccio, è un errore considerare un ottimo confinamento del cls dato dalle armature!!) = $35,6 \text{ kg/cm}^2$. Considerando un copriferro medio di 3 cm peraltro degradato da carbonatazione si può valutare una sezione residua di 49×44 equivalente alla sezione di cls confinato tra le staffe (utilizzo esclusivamente il cls interno alle staffe, quello effettivamente confinato, indipendentemente dai ripristini corticali (frp)). La tensione più corretta dunque sarà di $9800/2156 = 45.5 \text{ kg/cm}^2$

Pilastri viadotti frontali (laterali): uguale stato di tensione.

Nonostante i pilastri siano alti 15 m non sono stati verificati per gli effetti di instabilità in quanto i pilastri sono controventati longitudinalmente che trasversalmente; questo non è corretto dato che si dovrebbe valutare l' instabilità dell' insieme dei tre pilastri collegati a formare telai sull' altezza di 15 m, potrei avere uno sbandamento di tutto il telaio.

Tale affinamento del calcolo comporterà un ulteriore aumento di tensione valutabile in 5-10%.

Il coefficiente di sicurezza per i pilastri rimane maggiore di 3 ($180/45 \text{ kg/cm}^2$, senza valutazione effetti instabilità).

Pilastri sulle arcate (sull' asse longitudinale e frontali): non essendo presenti i controventi si prendono in esame gli effetti di instabilità.

Pilastri sulle arcate asse longitudinale: PILASTRO 1 tensione massima calcestruzzo di 22.5 kg/cm^2 ; PILASTRO 2 tensione massima calcestruzzo di 17.8 kg/cm^2 , PILASTRO 3 tensione massima calcestruzzo di 15.10 kg/cm^2 , PILASTRO 4 tensione massima calcestruzzo di 14.60 kg/cm^2 , PILASTRO 5 tensione massima calcestruzzo di 13.75 kg/cm^2 , PILASTRO 6 tensione massima calcestruzzo di 13.45 kg/cm^2 .

Pilastri sulle arcate frontali: stessi carichi dei pilastri centrali, dunque si realizzano uguali.

Pilastri doppi sulle spalle delle arcate (in corrispondenza dei giunti). Il carico di punta è tenuto in conto solo per i pilastri verso l' arcata, dato che quelli verso i viadotti risultano controventati longitudinalmente e trasversalmente; mentre i pilastri sull' arcata non risultano controventati longitudinalmente e trasversalmente.
Pilastri sull' asse verso l' arcata: tensione massima calcestruzzo 14.25 kg/cm^2 (con carico di punta), *Pilastri sull' asse verso i viadotti* (no carico di punta): tensione massima calcestruzzo 21.40 kg/cm^2 , *Pilastri frontali verso l' arcata*: tensione massima calcestruzzo 13 kg/cm^2 (con carico di punta), *Pilastri frontali verso i viadotti*: : tensione massima calcestruzzo 20.1 kg/cm^2 (no carico di punta).

I pilastri sulle arcate risultano meno sollecitati dato che hanno un interasse più piccolo di quelli sul viadotto.

Controventi

Controventi longitudinali: tensione massima in campata sul calcestruzzo 33.5 kg/cm^2 e per l' acciaio 1135 kg/cm^2 , tensione massima all' incastro sul calcestruzzo 19.1 kg/cm^2 e per l' acciaio 645 kg/cm^2 , il taglio vale 1.75 kg/cm^2 .

Controventi trasversali: tensione massima in campata sul calcestruzzo 13.3 kg/cm² e per l' acciaio 315 kg/cm², tensione massima all' incastro sul calcestruzzo 9.4 kg/cm² e per l' acciaio 307 kg/cm², il taglio vale 2 kg/cm².

7.5 Tabella riassuntiva stato tensionale

RIEPILOGO RESISTENZE PROVINI CALCESTRUZZO - INDAGINI GIUGNO 2012

Elemento strutturale	Resistenza media provini calcestruzzo (cubica in situ) kg/cm ²
Trave- Traverso impalcato	227,3
Solette marciapiede - Impalcato ponte	382,2
Archi	214,5
Pilastrì	180,7

Tabella 7.5.1 Resistenze medie provini calcestruzzo da indagini 2012

RIEPILOGO STATO TENSIONALE CALCESTRUZZO DA RELAZIONE DI CALCOLO

Elemento strutturale	Tensione calcestruzzo (kg/cm ²)
Travi longitudinali viadotto	30,5
Travi longitudinali arcata	18,9
Travi secondarie viadotto	21,8
Travi secondarie arcata	20,6
Soletta impalcato viadotto	53,6
Soletta marciapiede viadotto	27,9
Soletta impalcato arcata	54,7
Soletta marciapiede arcata	27,9
Pilastro viadotto	33,2
Pilastro arcata	22,5

Tabella 7.5.2 Stato tensionale nei diversi elementi del ponte di Alpignano

Per il Ponte di Alpignano, come detto inizialmente, è prescritta la dosatura di kg 350; sarebbe quindi legittimo e razionale adottare per σ_c dei valori proporzionalmente più elevati, e che valutata al massimo, in base all' aumento del 16,6 % di cemento, sarebbe di almeno kg 56 e 72 cm².

Per l' armatura utilizzata le prove svolte in fase di collaudo danno una resistenza a rottura di 4700 kg/cm².

Dalle indagini effettuate nel 2012 risulta:

Per le travi la resistenza a compressione media cubica di 220 kg/cm²

Per la soletta la resistenza a compressione media cubica di 380 kg/cm². Questo valore sarebbe da verificare nuovamente con certificato di collaudo (troppo alto), per pilastri e travi i valori sono congruenti con i valori di progetto.

I valori massimi ammissibili per le varie strutture del ponte risultano tuttora validi. Per le strutture esaminate in tabella lo stato di tensione degli elementi risulta avere rispetto al calcestruzzo coefficienti di sicurezza elevati, maggiori di 3. Dunque è pensabile, previa verifica rigorosa, un aumento dei carichi accidentali rispetto a quelli utilizzati nella relazione.

Per i pilastri la resistenza a compressione media cubica di 180 kg/cm² risulta in forte contrasto con i valori riscontrati dai provini in fase di collaudo. Tale valore di resistenza media a rottura consente di assumere ancora oggi il valore di tensione ammissibile di 50-60 kg/cm², come da progetto, risultando ancora un coefficiente di sicurezza pari a 3.

Il grado di corrosione per le armature sulla base delle prove svolte risulta alto.

Alla luce delle indagini svolte dalla Città Metropolitana di Torino, è possibile calcolare tutte le caratteristiche dei materiali costituenti i diversi elementi strutturali, a partire dal valore R_{cm} . Le formule che ci consentono di ottenere tali grandezze sono riportate nelle Ntc paragrafo 11.2.10.1; 11.2.10.2 e 11.2.10.3.

Calcestruzzo Arco		
R_{cm}	Mpa	21,45
f_{cm}	Mpa	17,80
f_{ck}	Mpa	9,80
f_{ctm}	Mpa	1,37
Modulo Elastico	E	26156
Modulo tangenziale	G	10898
Calcestruzzo Pilastro		
R_{cm}	Mpa	18,07
f_{cm}	Mpa	15,00
f_{ck}	Mpa	7,00
f_{ctm}	Mpa	1,10
Modulo Elastico	E	24845
Modulo tangenziale	G	10352
Calcestruzzo Travi		
R_{cm}	Mpa	22,73
f_{cm}	Mpa	18,87
f_{ck}	Mpa	10,87
f_{ctm}	Mpa	1,47
Modulo Elastico	E	26615
Modulo tangenziale	G	11090
Calcestruzzo Soletta- marciapiede		
R_{cm}	Mpa	38,22
f_{cm}	Mpa	31,72
f_{ck}	Mpa	23,72
f_{ctm}	Mpa	2,48
Modulo Elastico	E	31105
Modulo tangenziale	G	12961

11.2.10.1 RESISTENZA A COMPRESSIONE

In sede di progetto strutturale si farà riferimento alla resistenza caratteristica a compressione su cubi R_{ck} così come definita nel § 11.2.1.

Dalla resistenza cubica si passerà a quella cilindrica da utilizzare nelle verifiche mediante l'espressione:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} \quad [11.2.1]$$

Sempre in sede di previsioni progettuali, è possibile passare dal valore caratteristico al valor medio della resistenza cilindrica mediante l'espressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad [11.2.2]$$

11.2.10.2 RESISTENZA A TRAZIONE

La resistenza a trazione del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di diretta sperimentazione, condotta su provini appositamente confezionati, secondo la norma UNI EN 12390-2:2009, per mezzo delle prove di seguito indicate:

- prove di trazione diretta;
- prove di trazione indiretta: (secondo UNI EN 12390-6:2010 o metodo dimostrato equivalente);
- prove di trazione per flessione: (secondo UNI EN 12390-5:2009 o metodo dimostrato equivalente).

In sede di progettazione si può assumere come resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo il valore (in N/mm²):

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi} \leq C50/60 \quad [11.2.3a]$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln [1+f_{cm}/10] \quad \text{per classi} > C50/60 \quad [11.2.3b]$$

valori che dovranno essere ridotti del 10% in caso di utilizzo di aggregati grossi di riciclo nei limiti previsti dalla Tab. 11.2.III.

I valori caratteristici corrispondenti ai frattili 5% e 95% sono assunti, rispettivamente, pari a $0,7 f_{ctm}$ ed $1,3 f_{ctm}$.

Il valore medio della resistenza a trazione per flessione è assunto, in mancanza di sperimentazione diretta, pari a:

$$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} \quad [11.2.4]$$

11.2.10.3 MODULO ELASTICO

Per modulo elastico istantaneo del calcestruzzo va assunto quello secante tra la tensione nulla e $0,40 f_{cm}$, determinato sulla base di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI EN 12390-13:2013.

In sede di progettazione si può assumere il valore:

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad [11.2.5]$$

Tabella 7.5.1 Materiali e formule da Ntc

8. TAVOLE DEL PONTE DI ALPIGNANO

In questo capitolo riportiamo le tavole del Ponte di Alpiignano, ottenute consultando l' archivio ponti della Città Metropolitana di Torino.

FIGURA 8.1 PIANTE DELL' IMPLACATO

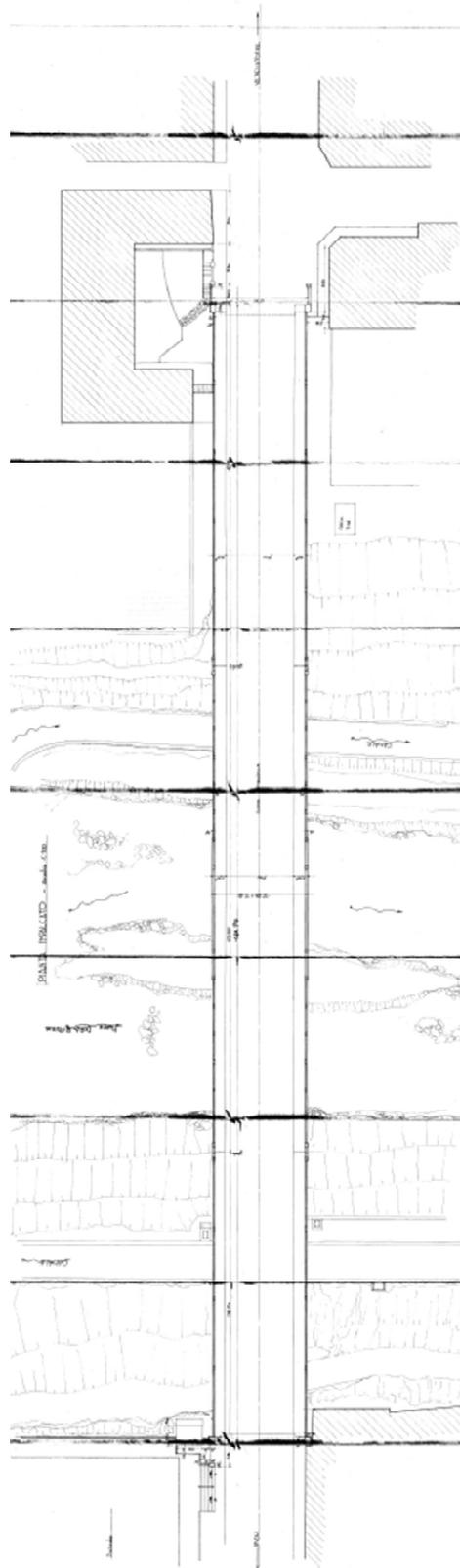
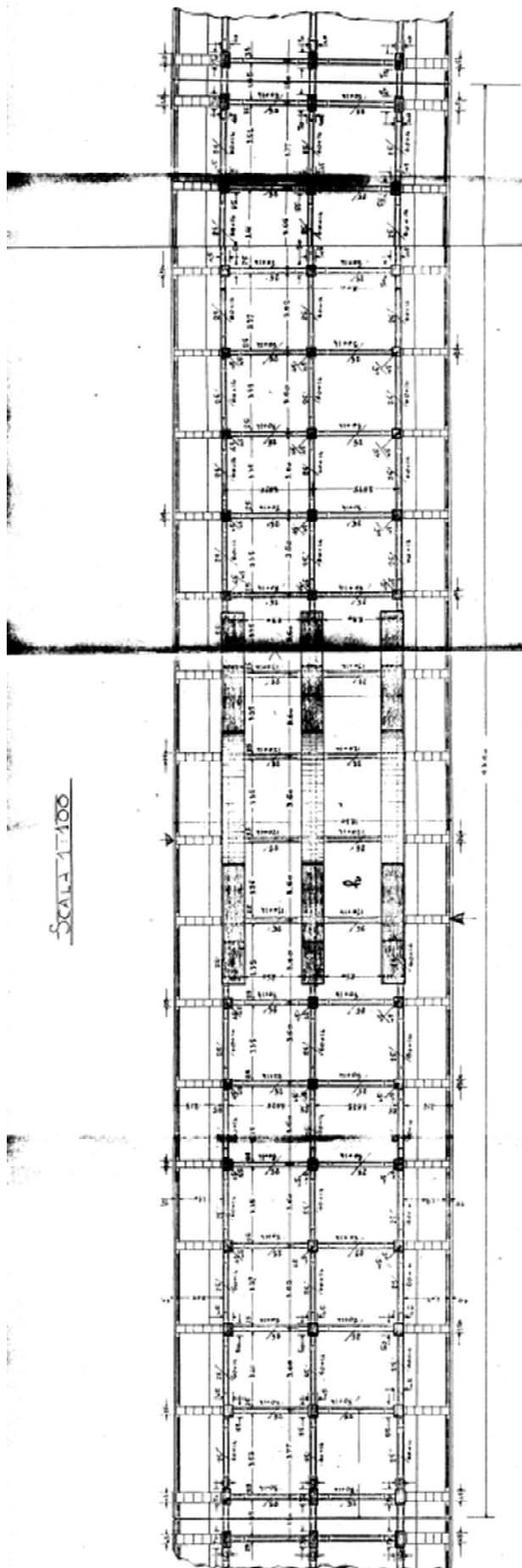


FIGURA 8.2 PIANTE IMPALCATO SUGLI ARCONI



ING. CARLO SCARAFIA
TORINO (112)
Via Mamertino 52
Tel. 44000



PONTE - VIADOTTO
SULLA DORA RIPARIA
IN ALPIGNANO

PIANTA IMPALCATO SU GLI ARCONI

Carlo Scarafia

FIGURA 8.3 PIANTE IMPALCATO TRAVI

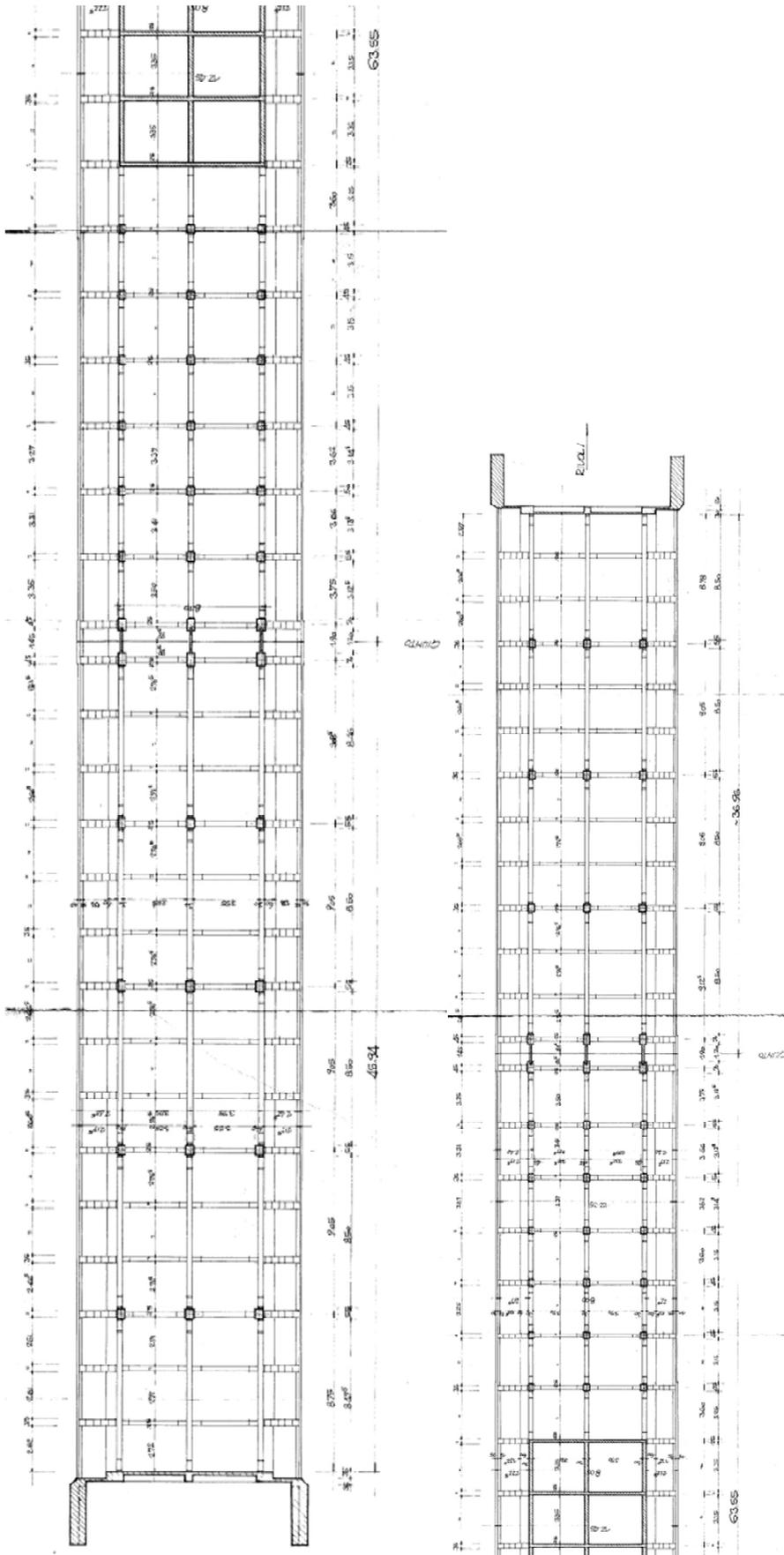


FIGURA 8.4 PIANTE DELLE FONDAZIONI

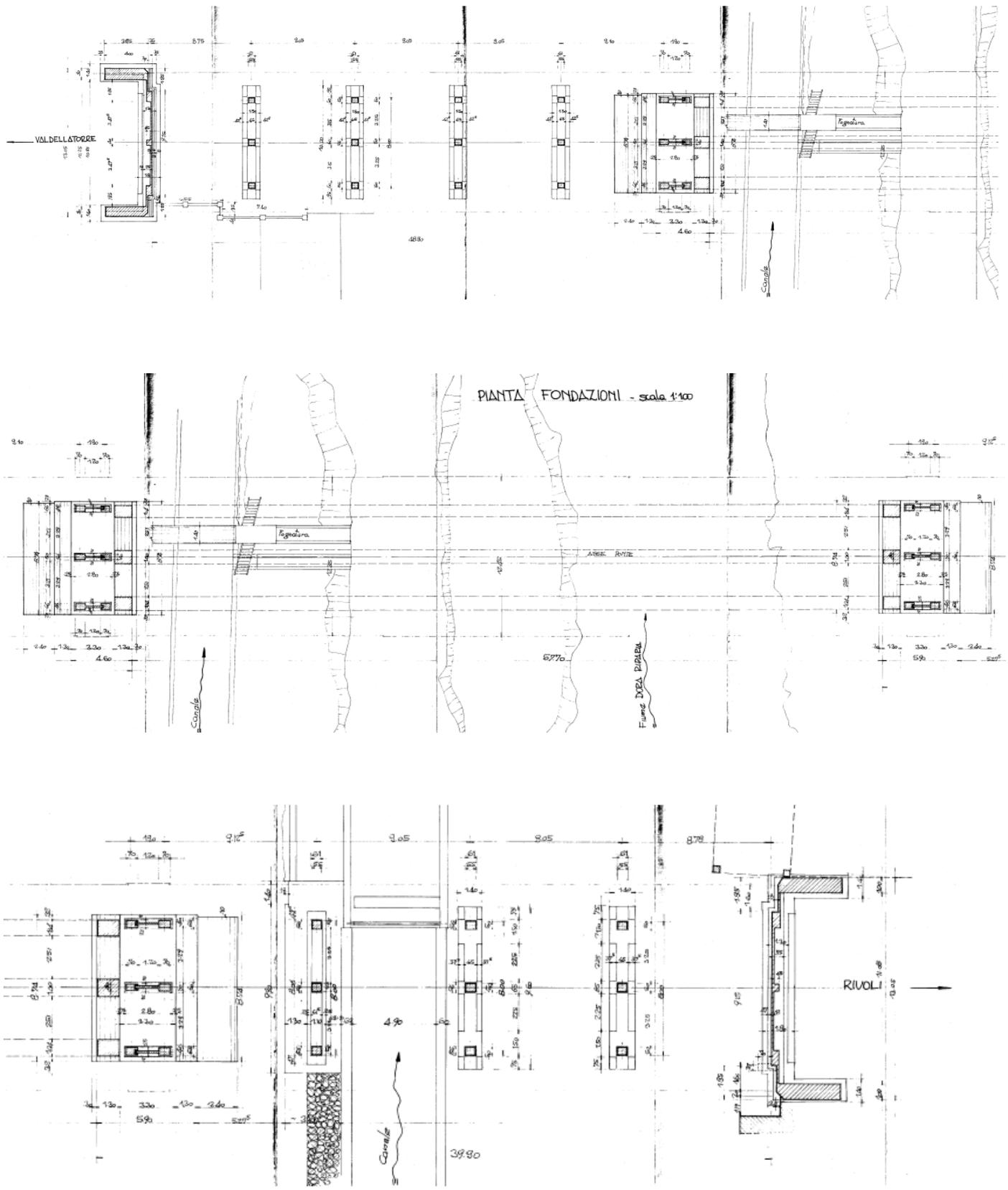


FIGURA 8.5 PLANIMETRIA E SEZIONE LONGITUDINALE ALVEO

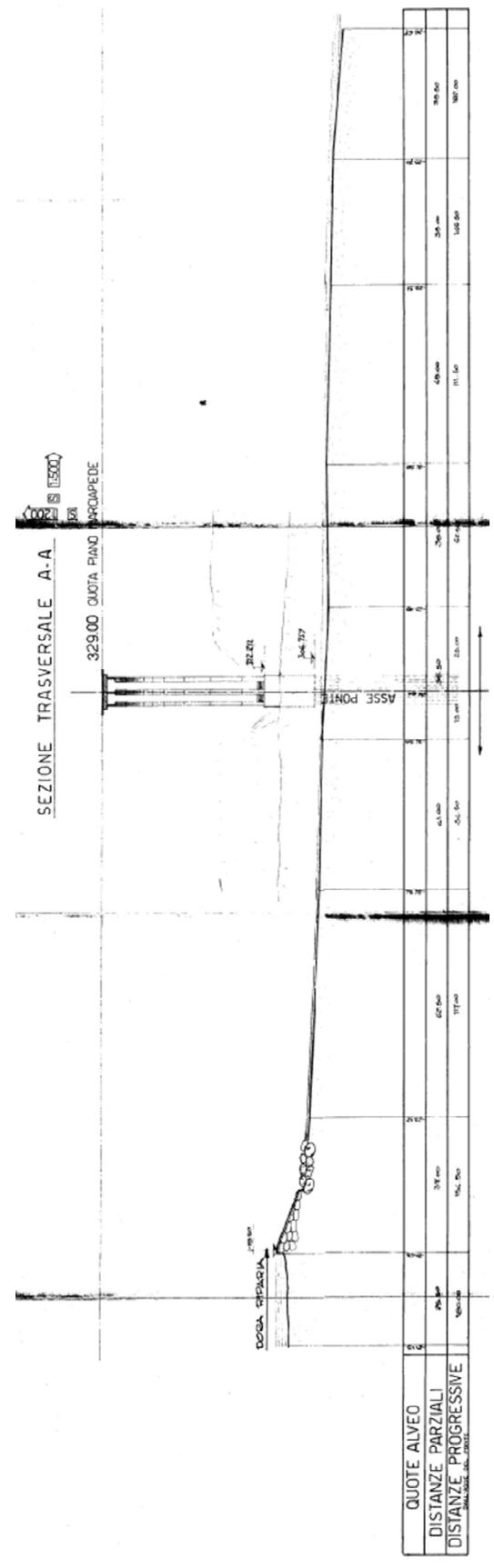
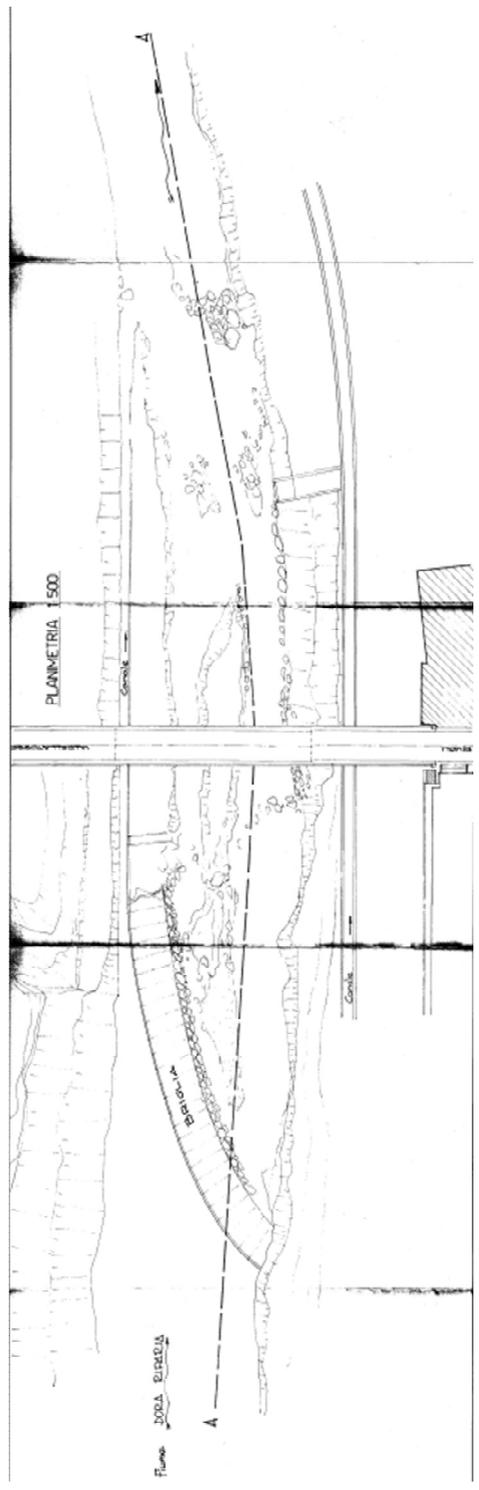


FIGURA 8.6 PROSPETTO DA MONTE

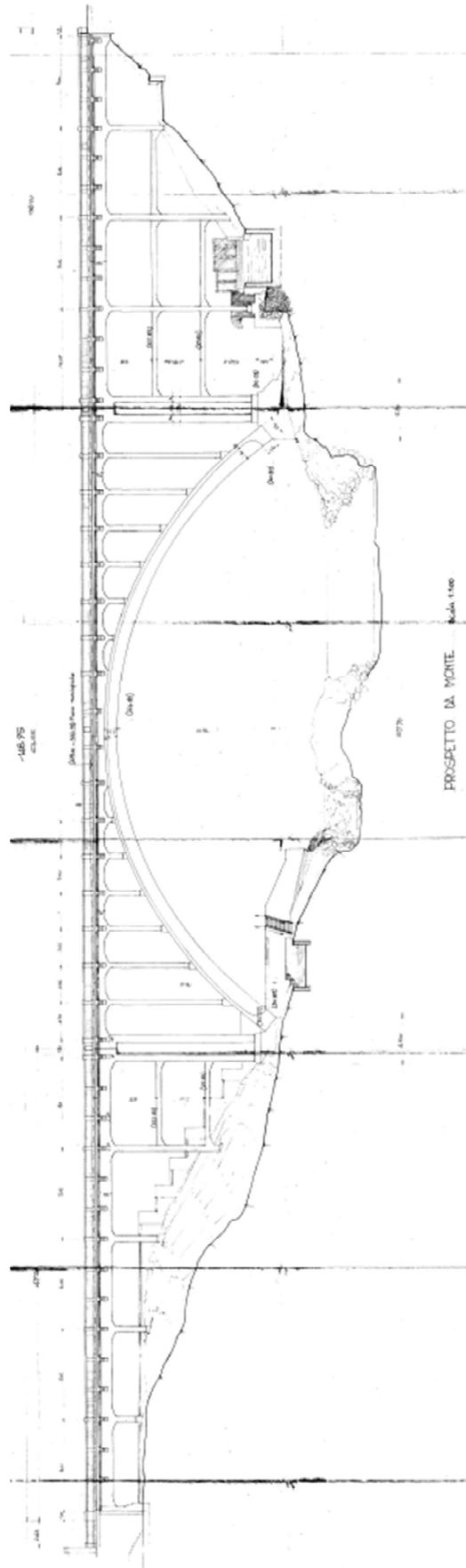


FIGURA 8.7 SEZIONE D' ALVEO DA MONTE E DA VALLE

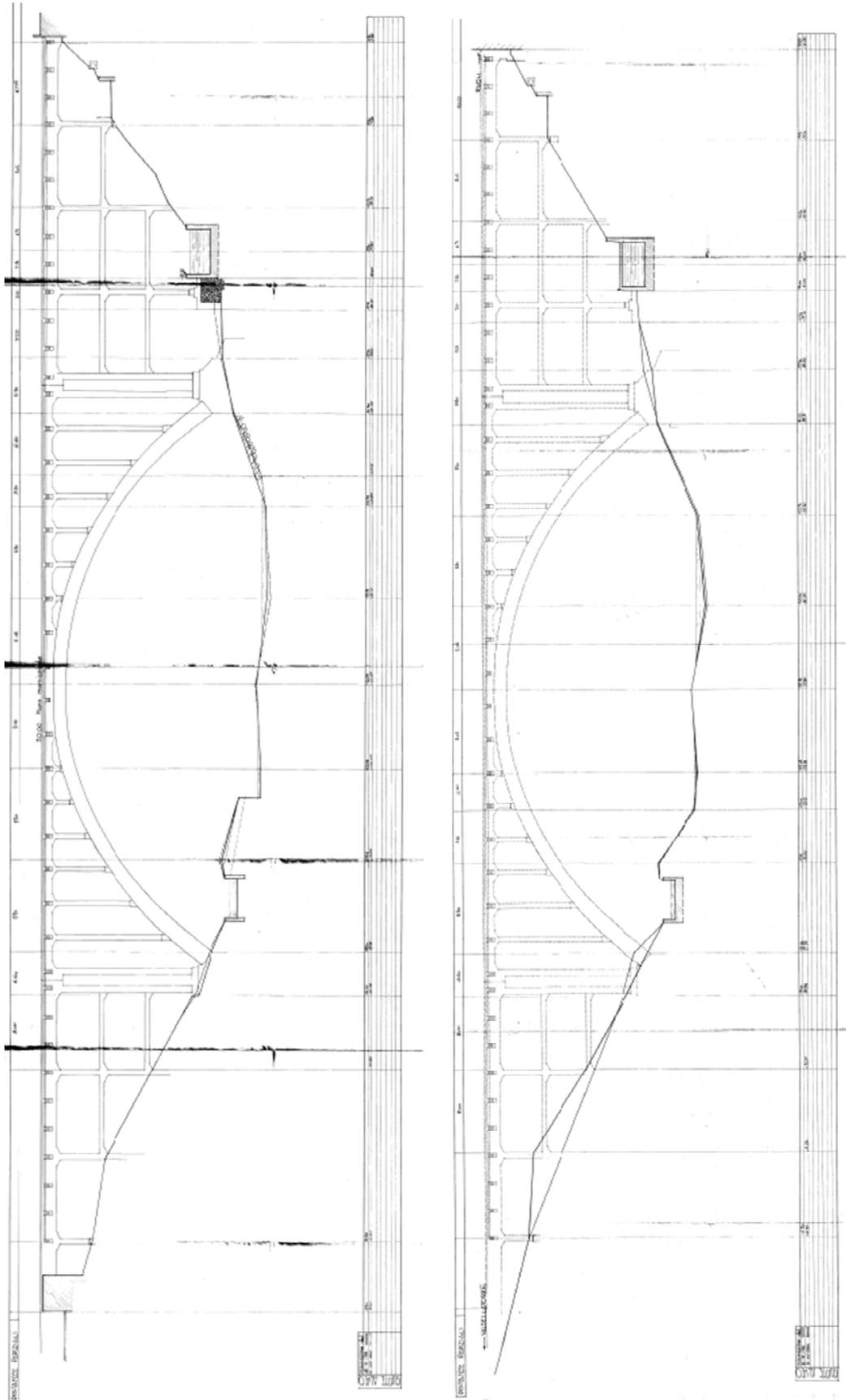


FIGURA 8.8 SEZIONE TRASVERSALE E DETTAGLI DEI VIADOTTI LATERALI

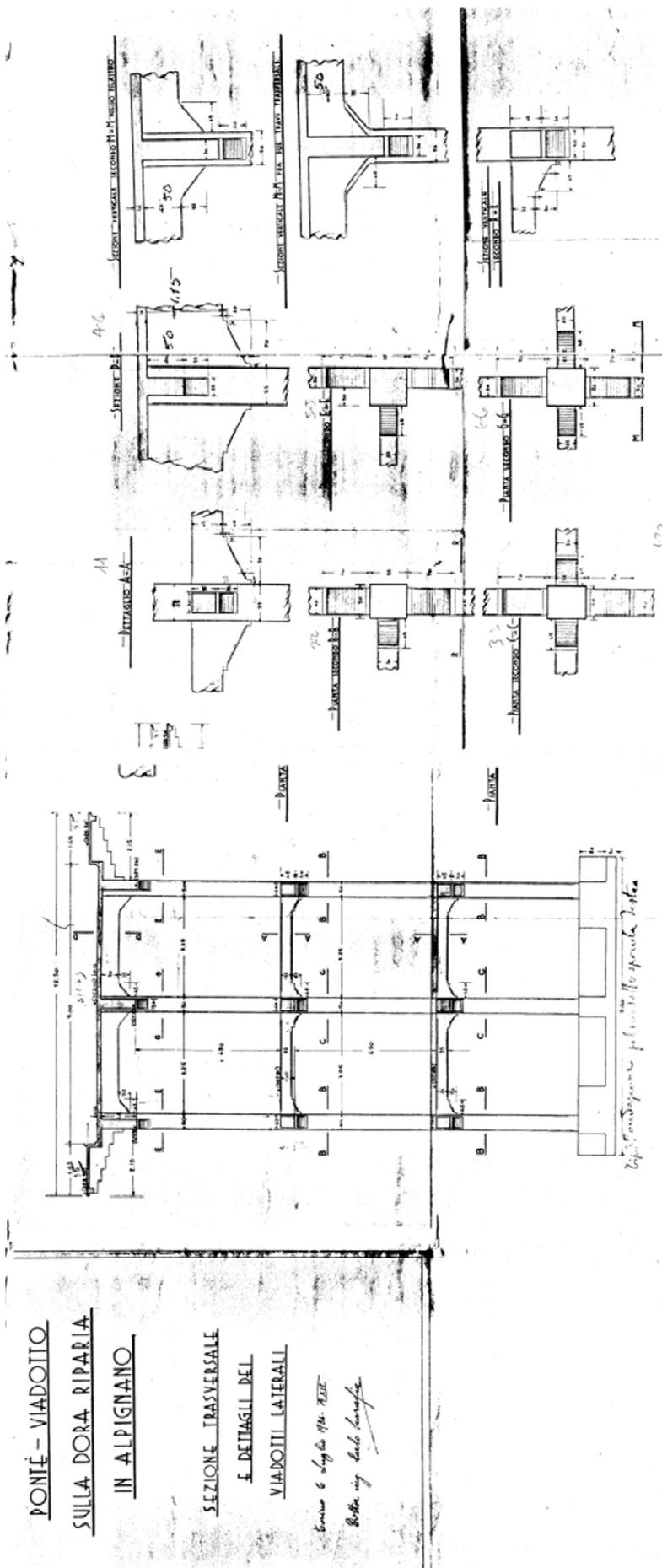


FIGURA 8.10 SPALLONI DELL' ARCATÀ

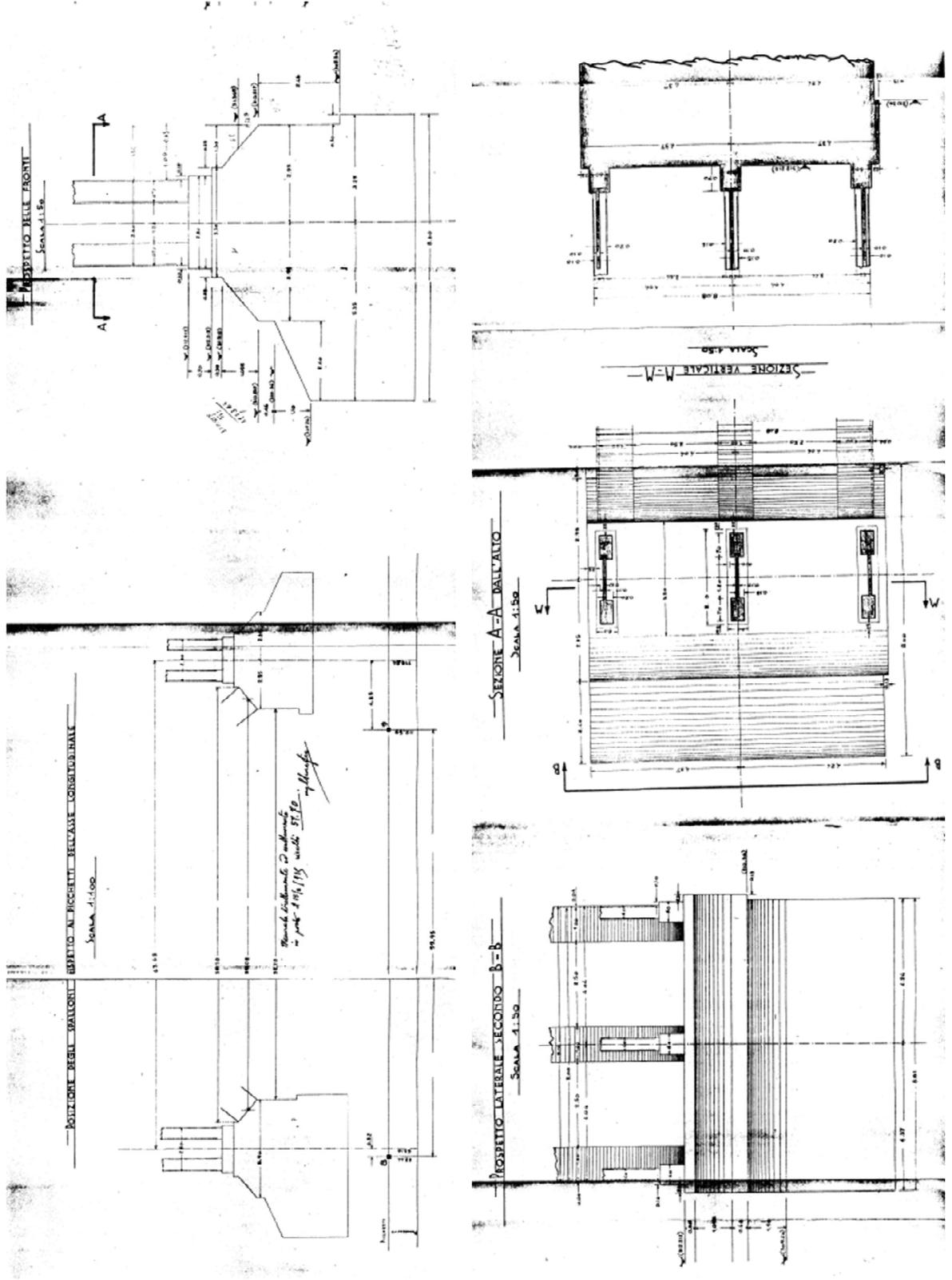


FIGURA 8.11 TRACCIAMENTO ARCATO

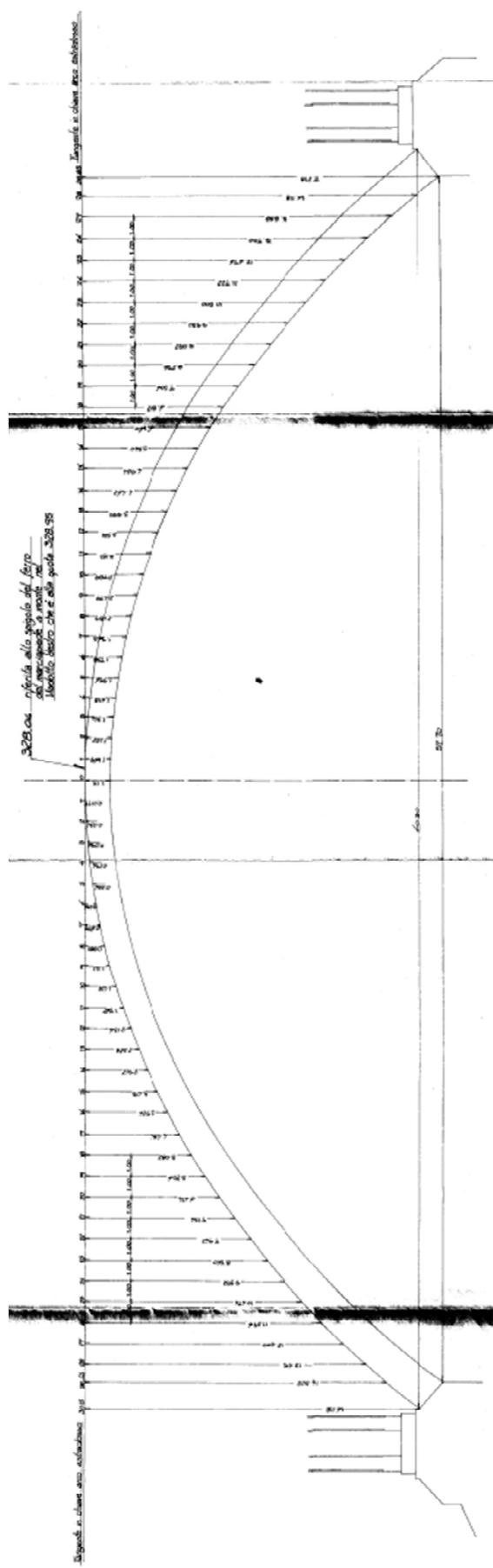
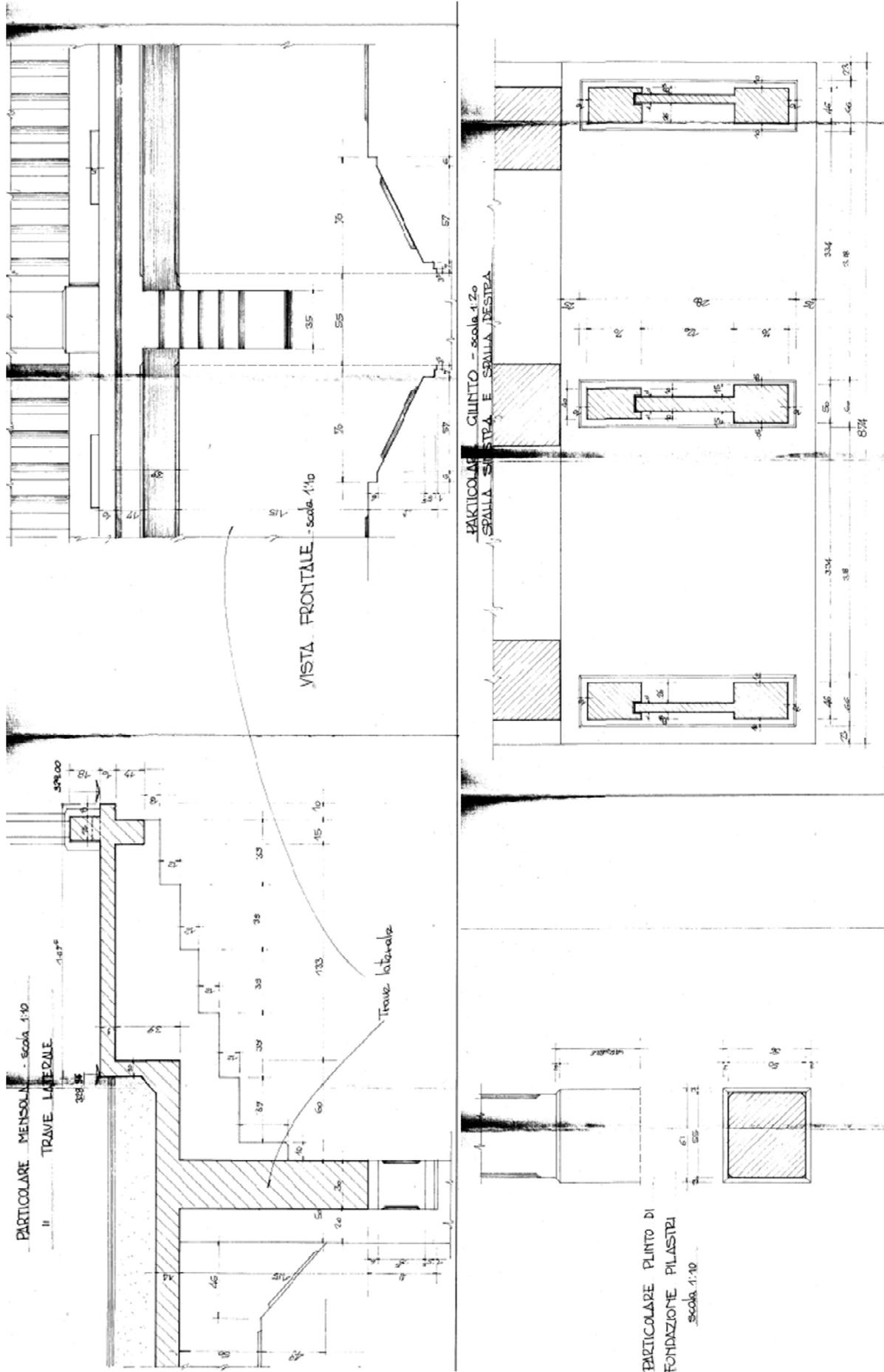
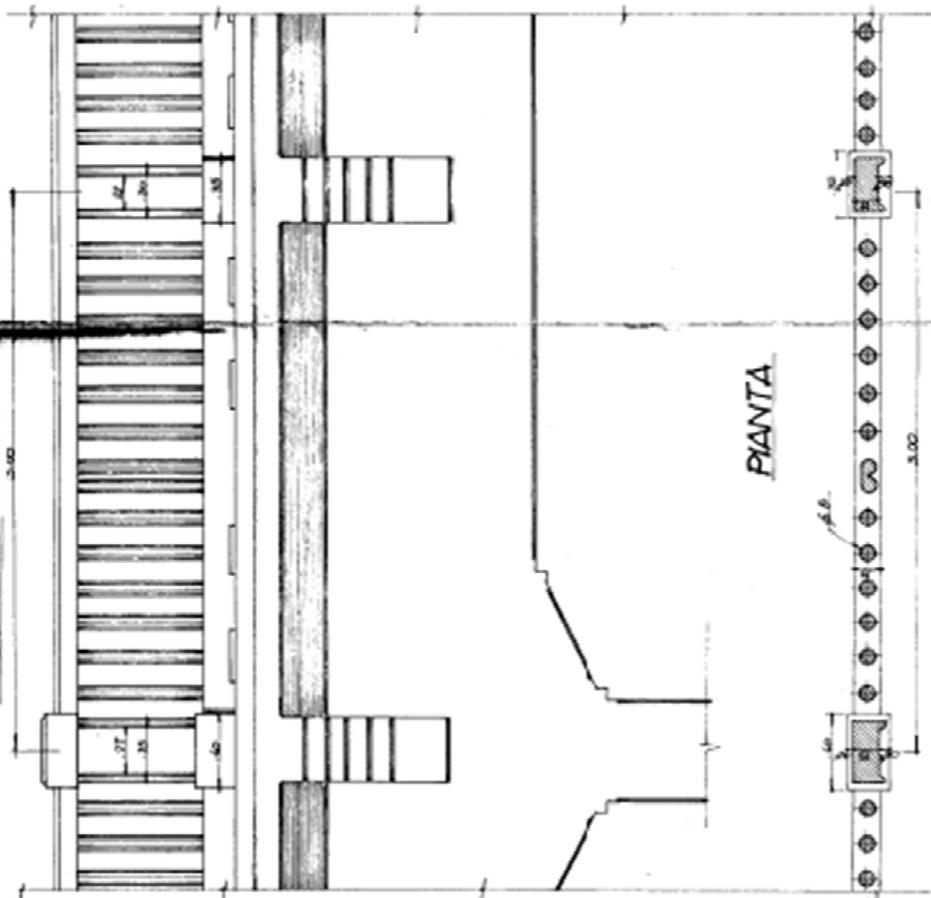


FIGURA 8.12 PARTICOLARI COSTRUTTIVI



PARTICOLARE PARAPETTO
 - sc. 1:20 -

PROSPETTO



SEZIONE

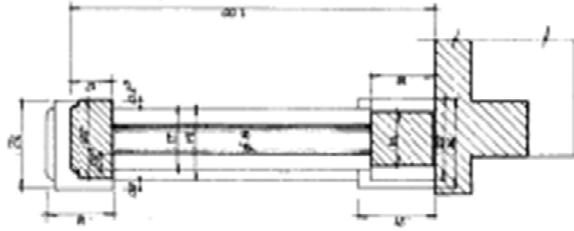


FIGURA 8.13 ARMATURA ARCHI

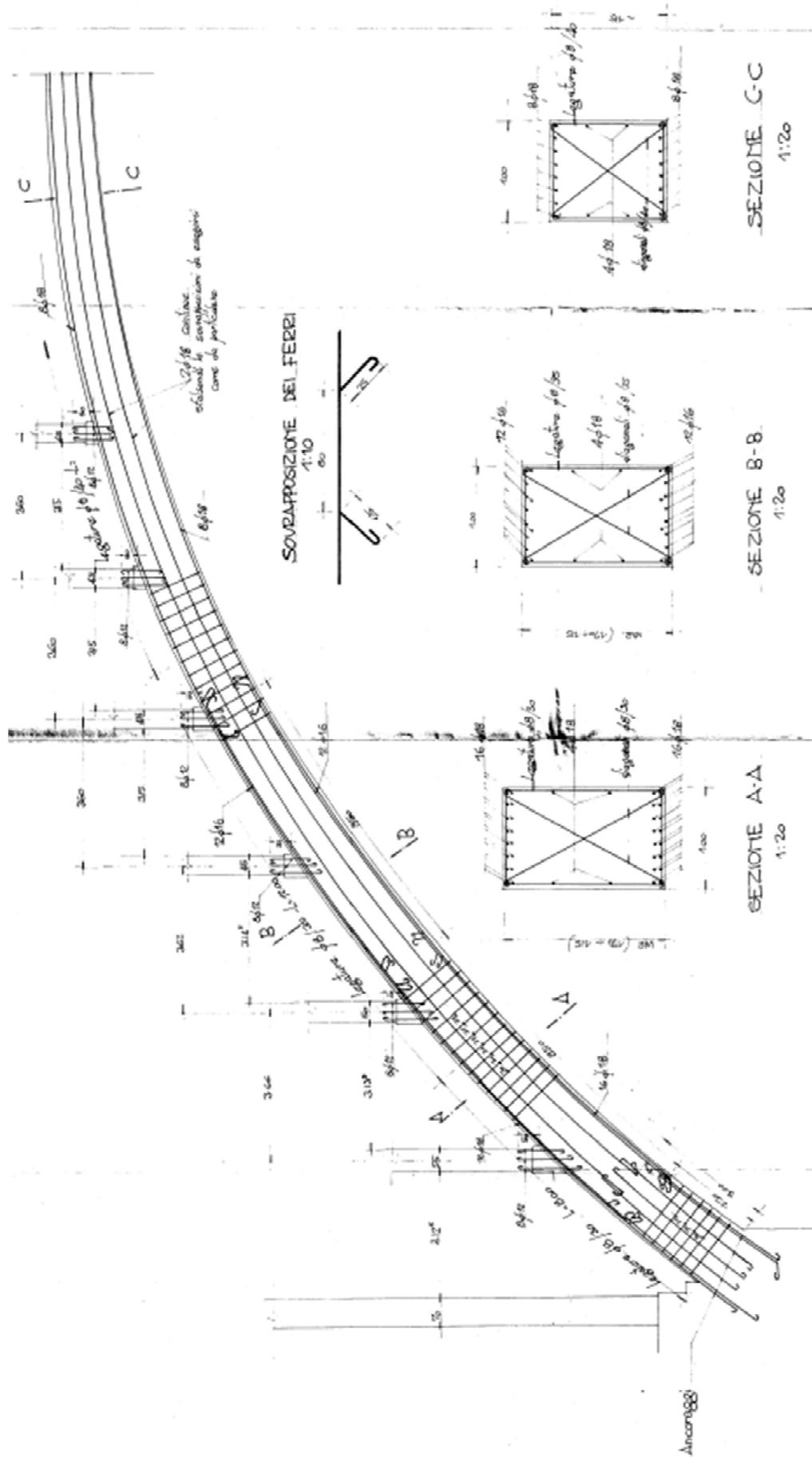


FIGURA 8.14 ARMATURA FONDAZIONI SPALLE VIADOTTI

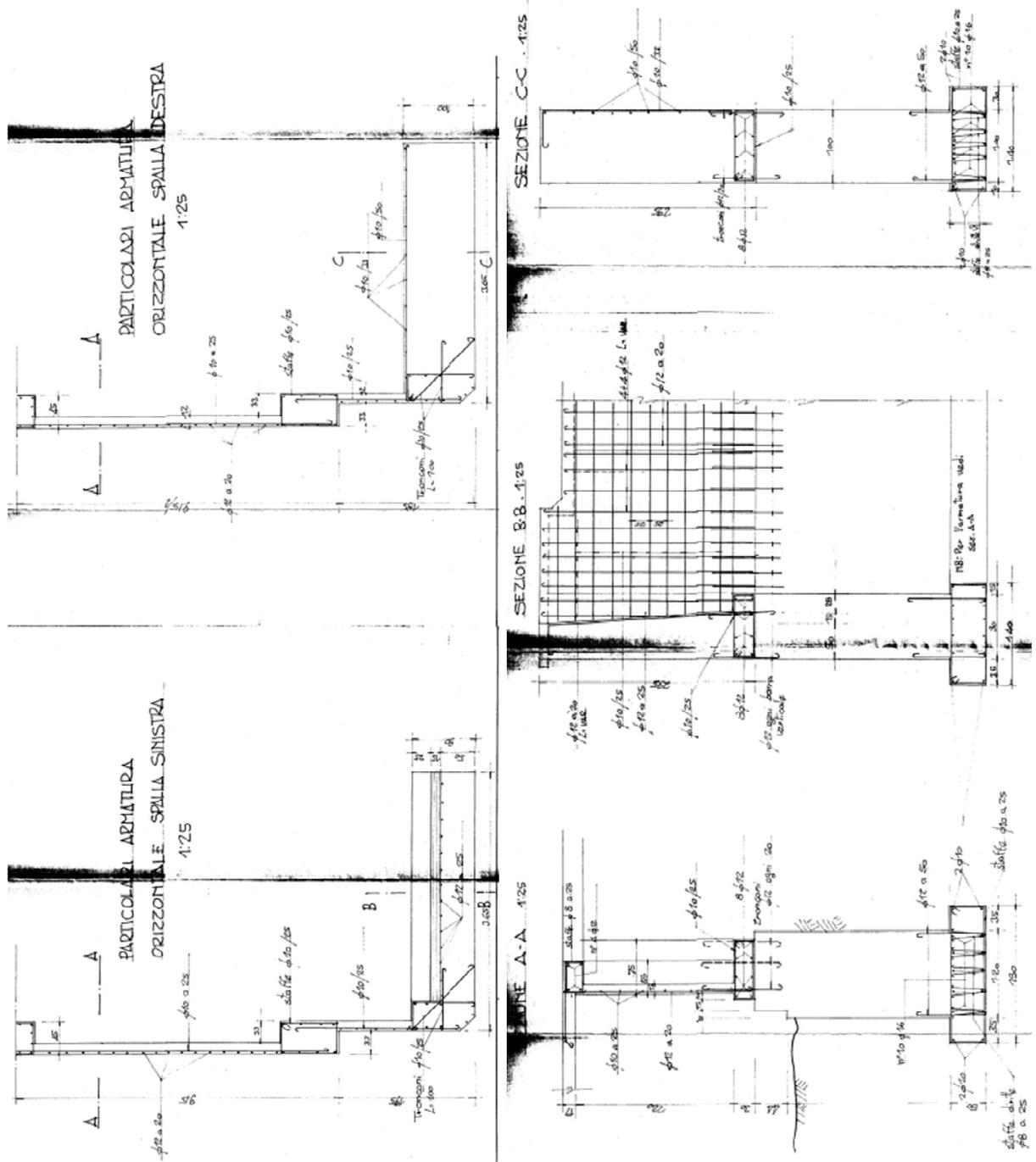
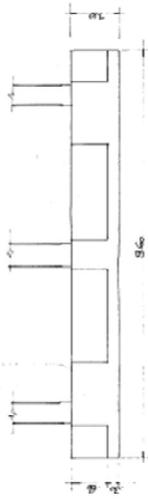


FIGURA 8.15 ARMATURA FONDAZIONI VIADOTTO DESTRO

FONDAZIONI VIADOTTO DESTRO

PROSPETTO - scala 1/50



PIANTA - scala 1/50

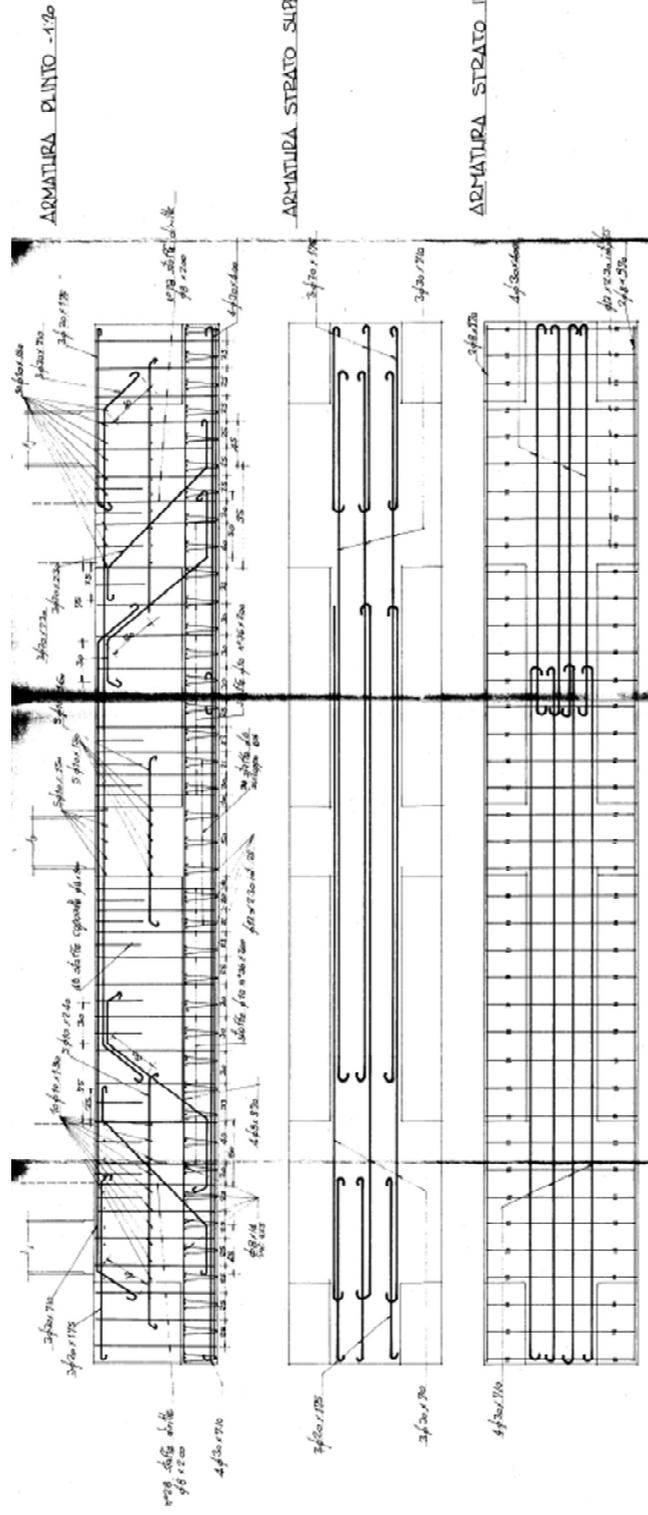
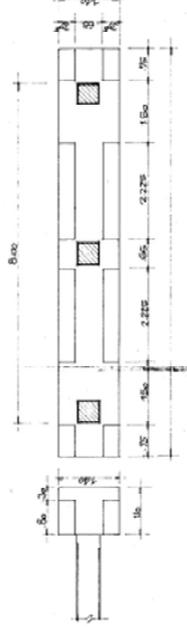


FIGURA 8.16 ARMATURA FONDAZIONI VIADOTTO SINISTRO

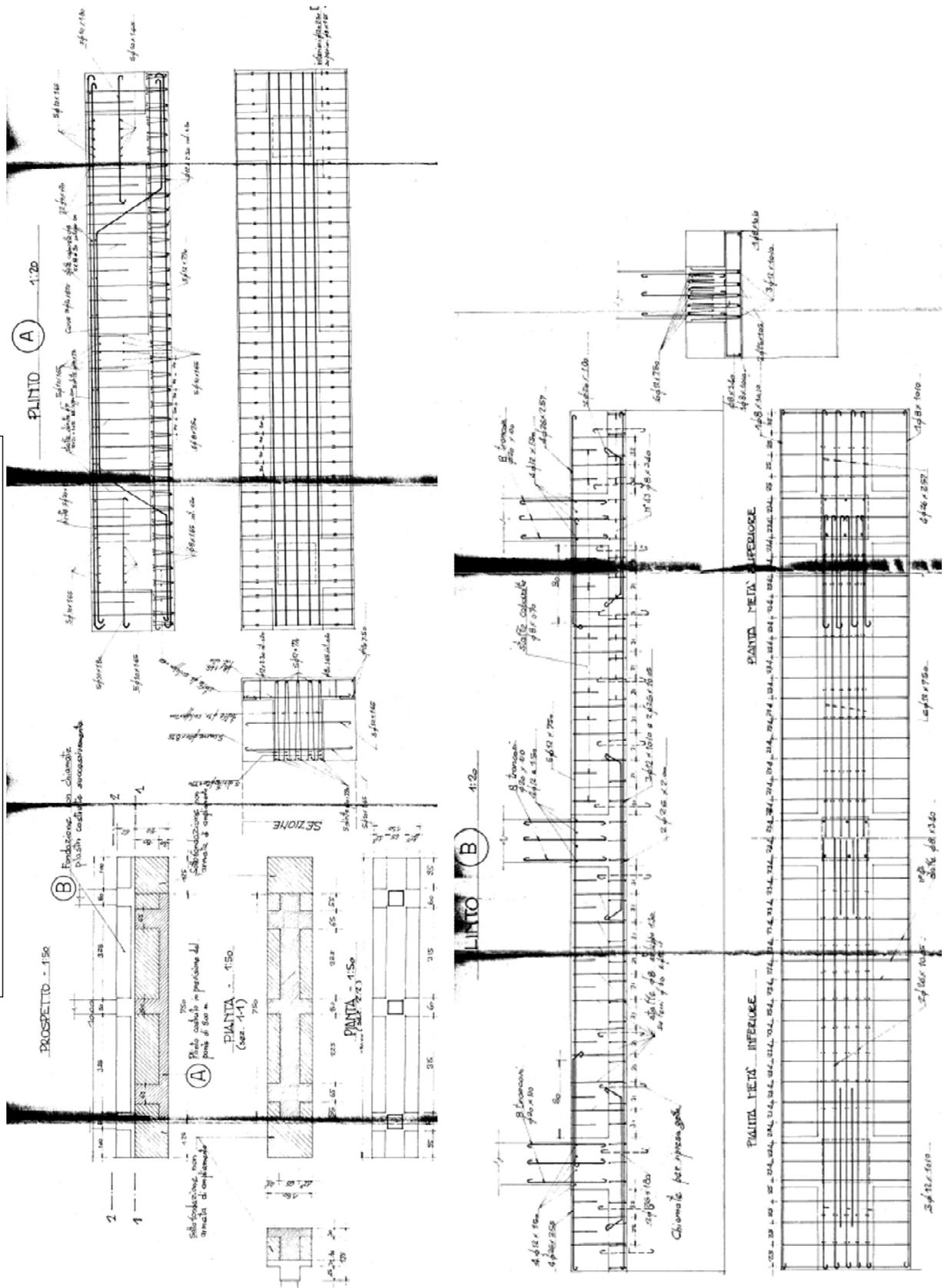
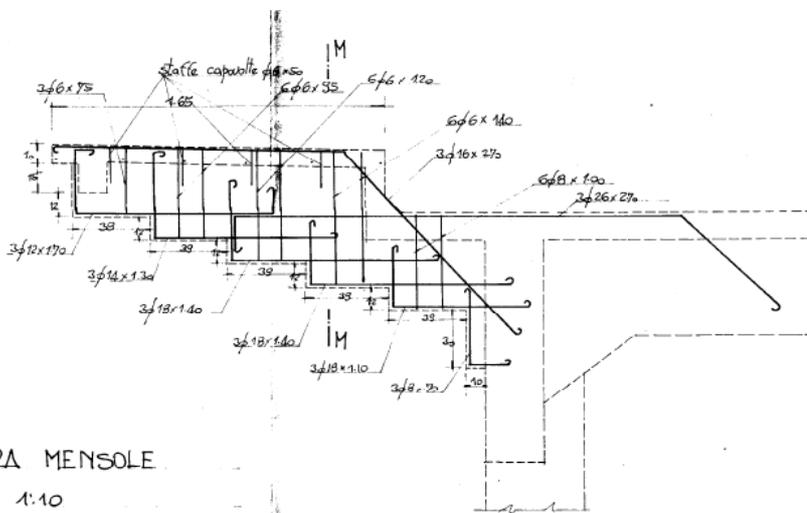
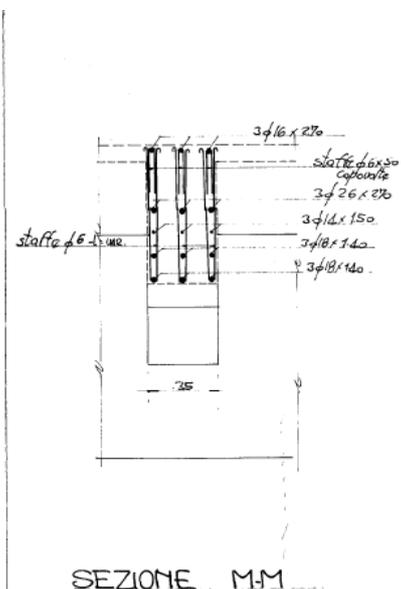


FIGURA 8.17 ARMATURA MENSOLE

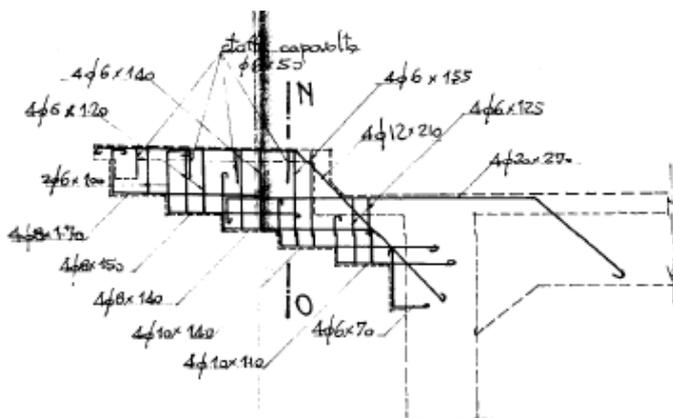


ARMATURA MENSOLE

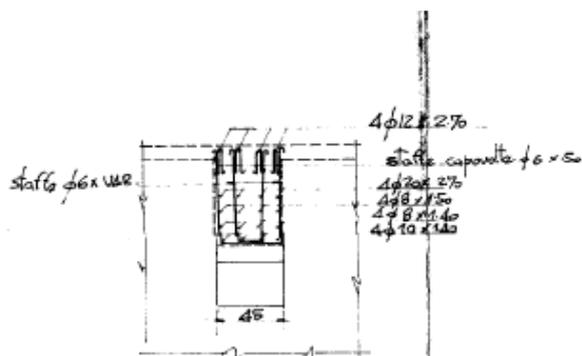
scala 1:10



SEZIONE M-M

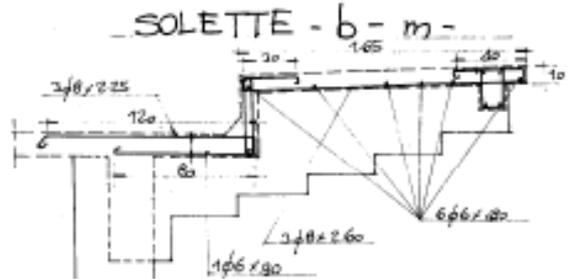
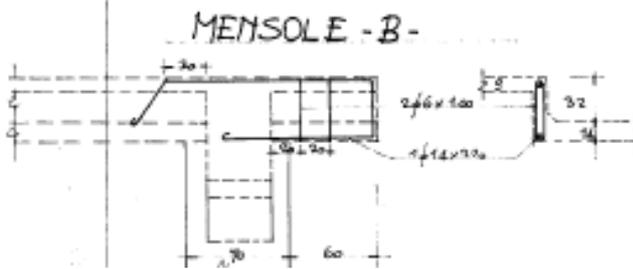
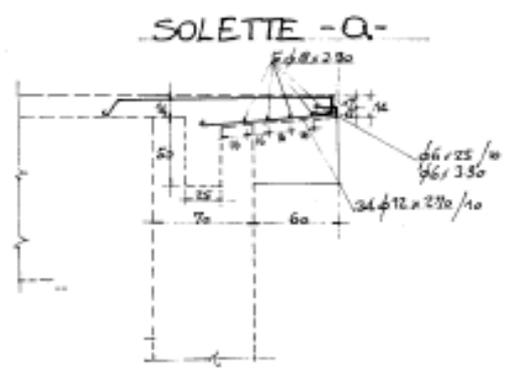
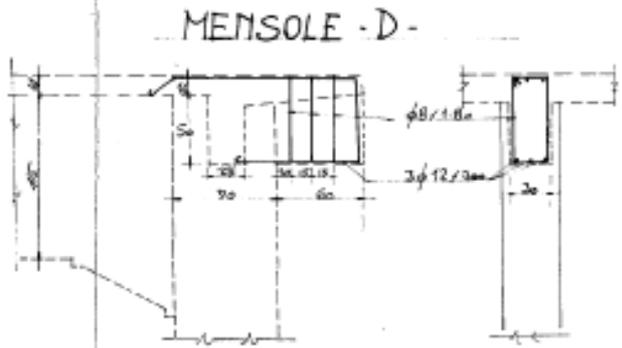
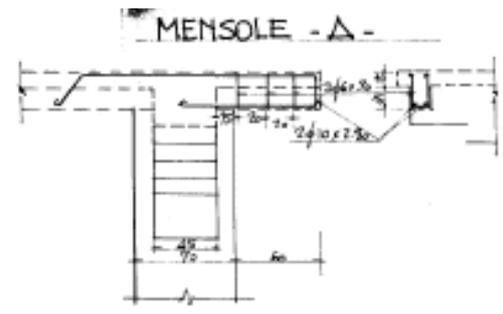
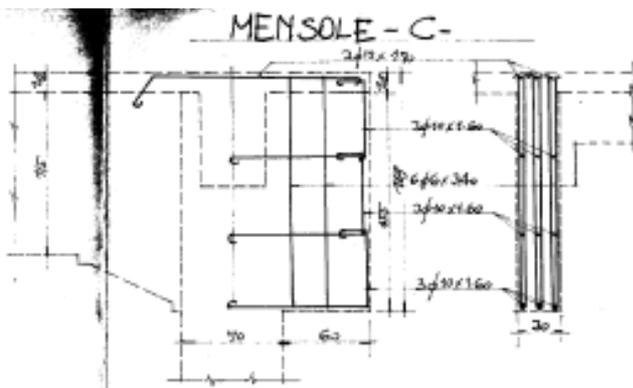
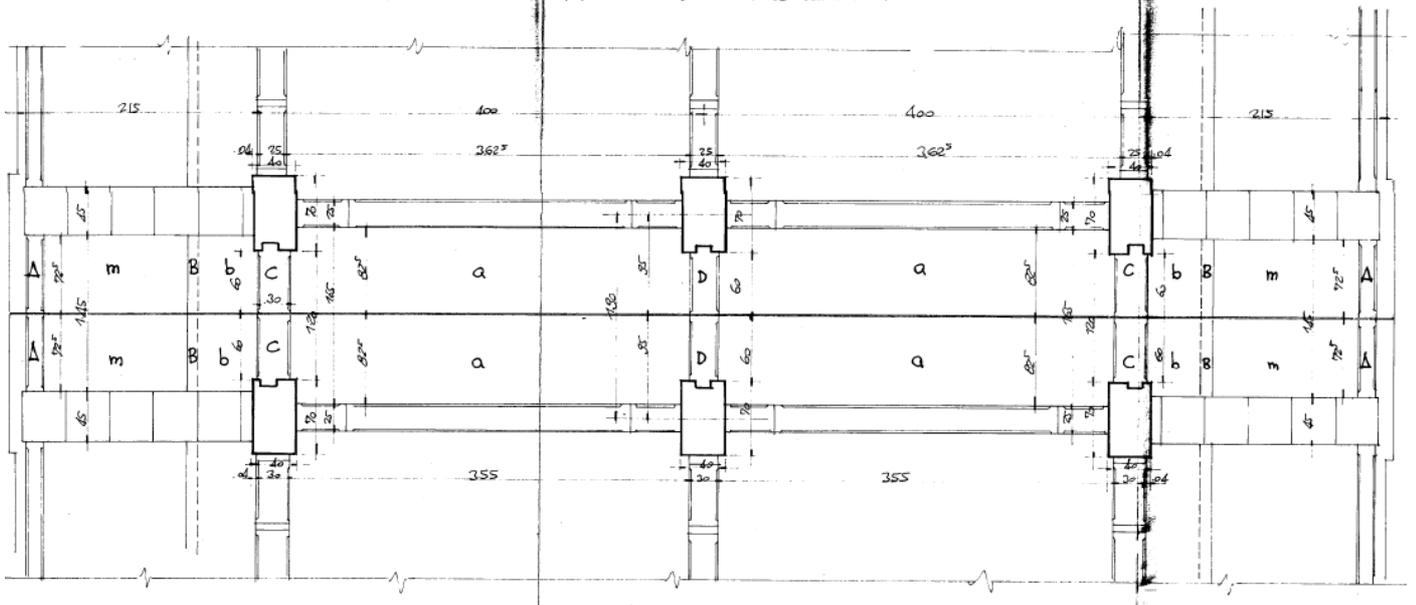


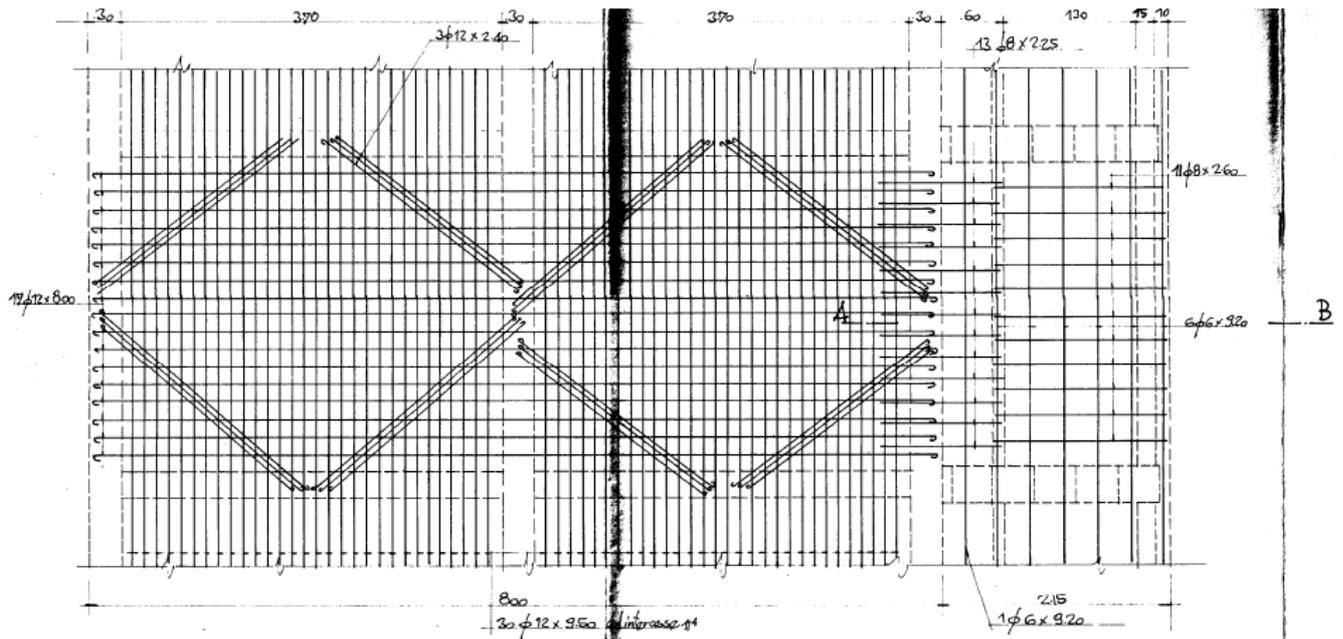
MENSOLE SUI PILASTRI
DI SPALLA - 1:20



SEZIONE N-N
1:20

ARMATURA MENSOLE IN CORRISPONDENZA DEL
CILINDRO DI DILATAZIONE.





ARMATURA SOLETTA IMPALCATO
SUI VIADOTTI

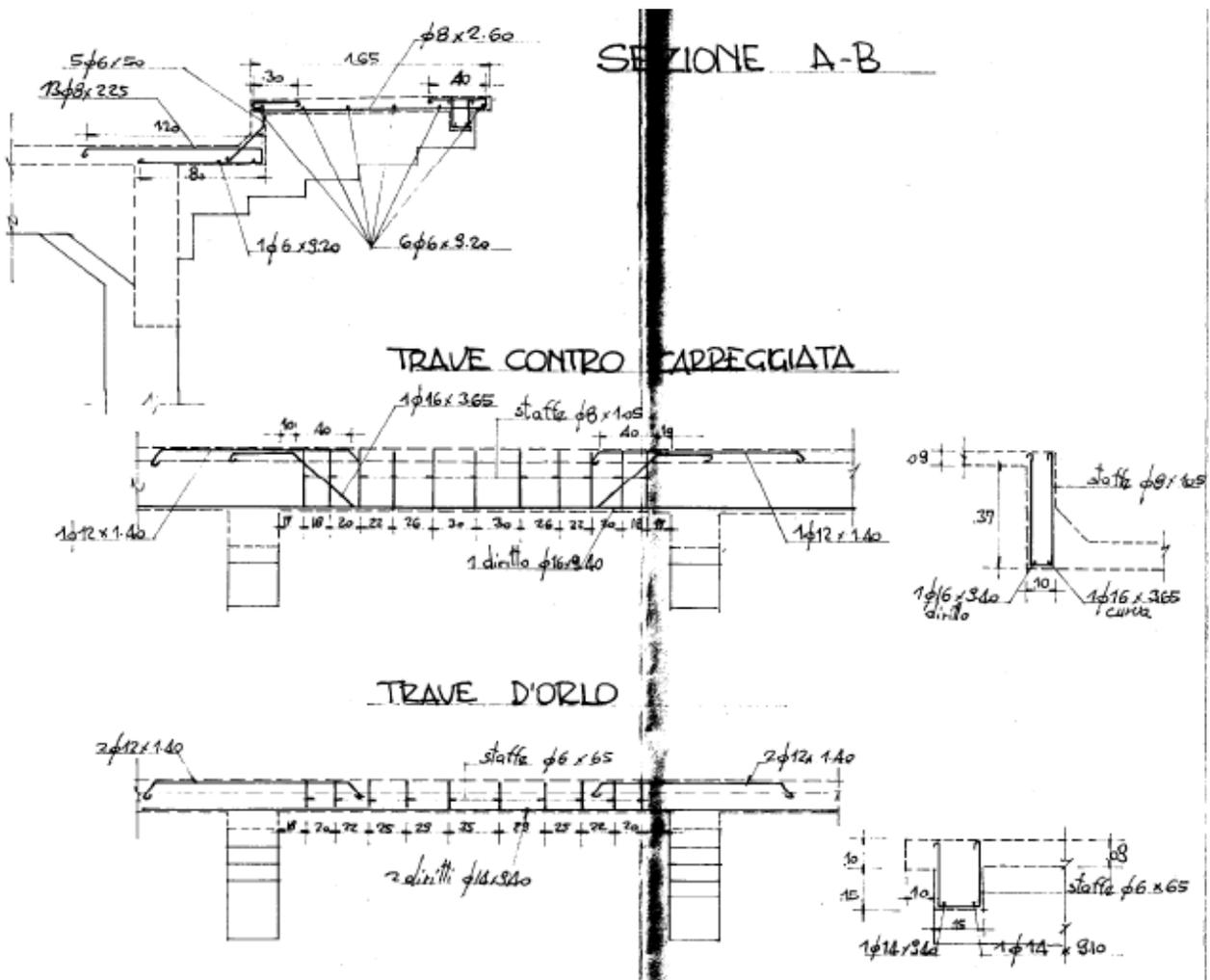
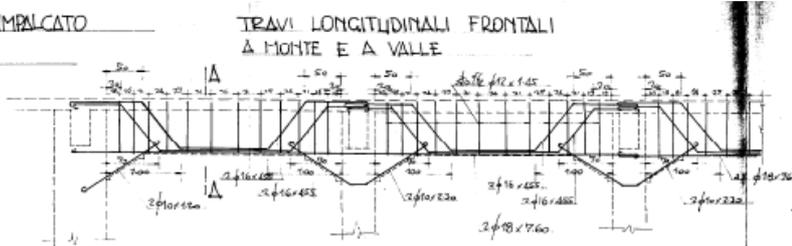
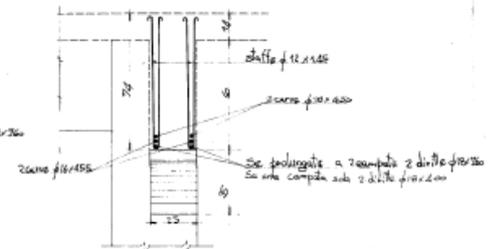


FIGURA 8.19 ARMATURA DELLE TRAVI

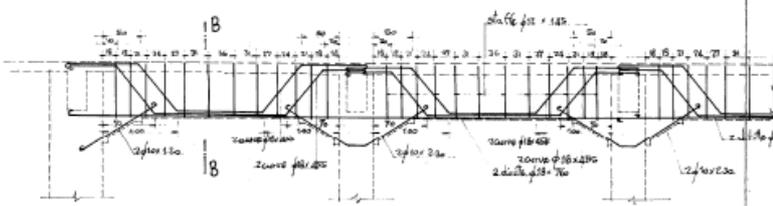
TRAVI DELL'IMPALCATO
SULL'ARCO



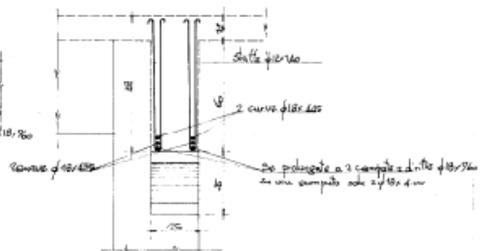
SEZIONE A-A



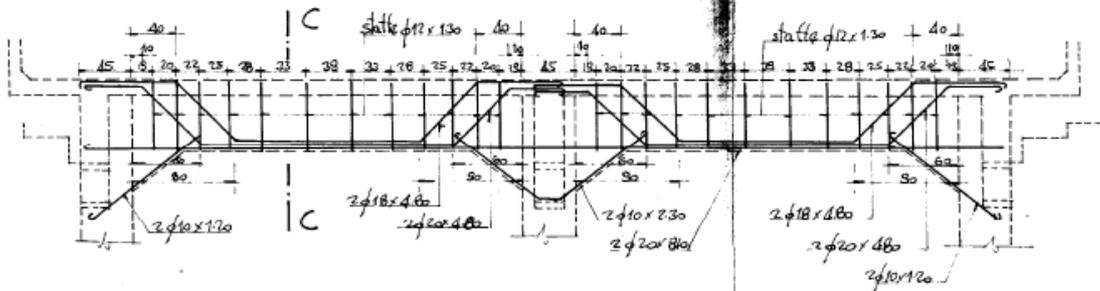
TRAVI LONGITUDINALI SULL'ASSE DEL PONTE



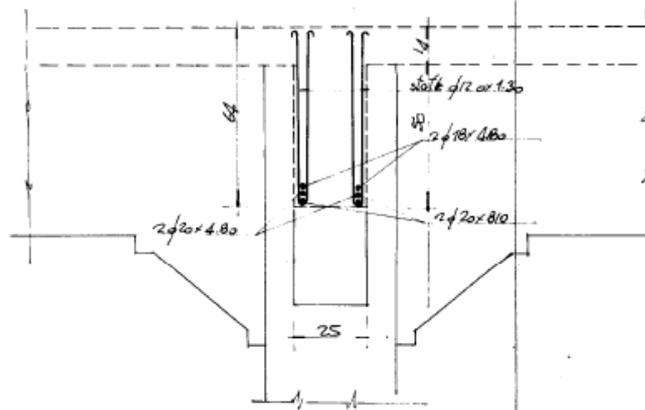
SEZIONE B-B



TRAVE TRASVERSALE FIORI DELLA CHIAVE

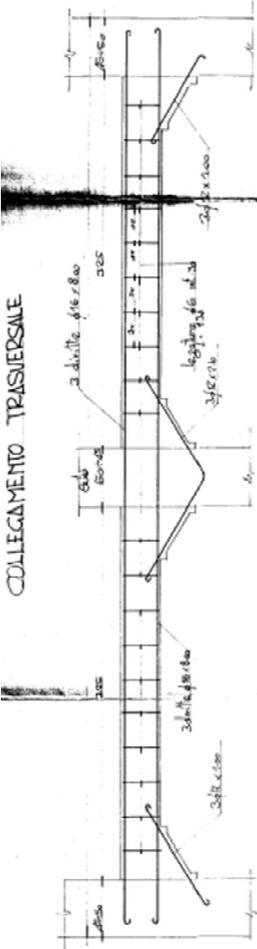
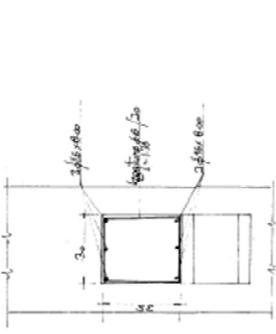


SEZIONE C-C

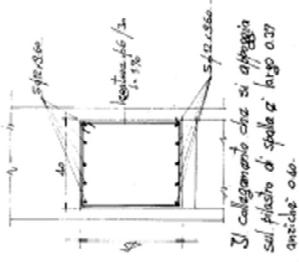
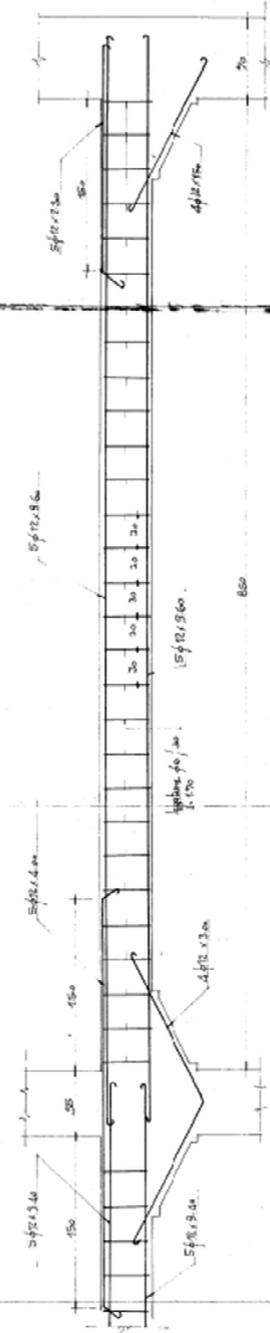


TRAVI DI COLLEGAMENTO
TRA I PIESTRI

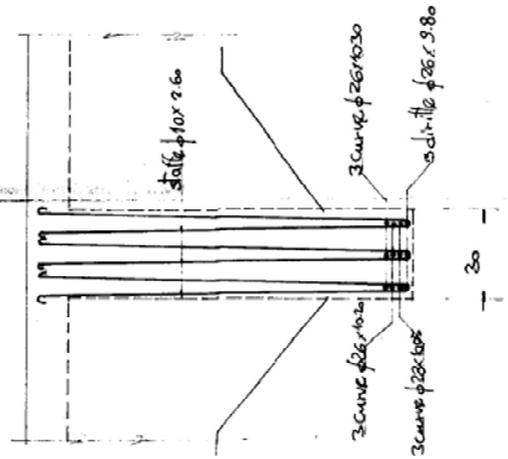
COLLEGAMENTO TRASVERSALE



COLLEGAMENTO LONGITUDINALE



SEZIONE TRAI LONGITUDINALI
SULL'ASSE



9. MODELLO AD ELEMENTI FINITI DEL PONTE DI ALPIGNANO

Punti da trattare:

- Come è stato realizzato il modello (geometria, materiali utilizzati);
- Materiale diverso usato per la verifica delle Prescrizioni della relazione di calcolo originario con TA (C25/30) e per le verifiche con carichi reali ed NTC, rispetto a quelli che uso per la fase di verifica (ogni materiale ha una propria resistenza derivante dalle indagini del 2012 eseguite dalla cmto). Tale informazione sul materiale da considerare sarà del tutto ininfluyente per la prima parte della trattazione, dal momento che indagheremo il solo stato tensionale agente nei diversi elementi strutturali al variare dei carichi agenti;
- Ipotesi di carico, dire quali sono tutti i carichi usati nei diversi modelli;
- Prendere come risultati i valori delle tensioni agenti nei diversi elementi strutturali (valori ottenuti dall'analisi della struttura) e poi anche i valori di sforzo normale, momento flettente, taglio, torcente con verifiche SLU ed SLE. Considerazione sul sisma e sul vento con modelli diversi + carichi reali
- Tabella di confronto con tutti i valori, negli stessi punti della struttura, per le diverse ipotesi di carico (IMPORTANTE → vedo i risultati chiaramente così).
- Considerazioni sulla tabella dei risultati
- Eventuali interventi di ristrutturazione per migliorare il comportamento alla luce delle sollecitazioni agenti e della risposta strutturale.
- Per fare un confronto di tensioni agenti nei pilastri considerando le Prescrizioni 1933 con TA, NTC e Carichi reali, ricordo che la relazione di calcolo non valutava la tensione data da M-N nei pilastri ma solo da N. Quindi per confrontare NTC con relazione di calcolo elimino i vincoli di incastro per i pilastri e metto cerniere sopra e sotto ad ogni pilastro. Così vedo solo N. Pur eliminando gli incastri, la mia struttura non diviene labile, grazie alla presenza dei controventi trasversali che collegano i tre ordini di pilastri.

9.1 Fase di analisi del ponte di Alpignano: stato tensionale nei diversi elementi strutturali

Nella modellazione ad elementi finiti sono stati considerati i seguenti elementi:

- Arconi, pilastri, controventi trasversali, controventi longitudinali, travi longitudinali, travi trasversali → modellati come elementi trave (elementi D2);
- Soletta → modellata con elementi D3;
- Collegamento impalcato-arconi → modellato con aste compresse (materiale infinitamente rigido).

Per questa prima fase di studio dello stato tensionale, con riferimento alle Prescrizioni del 1933, alle Ntc ed ai carichi reali circolanti, uso un MODELLO INCERNIERATO (per i pilastri: PILASTRI INCERNIERATI IN TESTA ED ALLA BASE DATO CHE NELLA RELAZIONE ORIGINALE I PILASTRI SONO STATI PROGETTATI CON N E BASTA, senza considerare un carico flettente agente)

Il sistema, pur incernierando in testa ed alla base i pilastri, è sempre in equilibrio e non mostra labilità, dato che i pilastri sono collegato trasversalmente da controventi incastrati. La struttura conserva sempre l'iperstaticità.

9.1.1 Modello del ponte con carichi da Prescrizioni 21 ottobre 1933 (da relazione di calcolo)

Nella relazione di calcolo originale ci si riferisce alle "Norme sulle opere in cemento armato" del regio Decreto Legge n° 1213 del 29 luglio 1933 (materiali) e alle recenti "Prescrizioni", stabilite dal Servizio Tecnico centrale del Ministero LL.PP. e pubblicate sul Bollettino Ufficiale n° 50 del 21 ottobre 1933 (sovraccarichi stradali).

PRESCRIZIONI REGOLAMENTARI ITALIANE

R. DECRETO-LEGGE 29 luglio 1933, n. 1213 (1)
 (pubblicato nella « Gazzetta Ufficiale » n. 224 del 26 settembre 1933-XI).

Norme per l'accettazione dei leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere
 in conglomerato cementizio.

VITTORIO EMANUELE III
 PER GRAZIA DI DIO E VOLONTÀ DELLA NAZIONE
 RE D'ITALIA

Legge n°1213 del 29 luglio 1933

Le Prescrizioni ci dicono quali sono i carichi da considerare nel calcolo dei ponti per strade ordinarie. Dunque ci uniformeremo rigorosamente alle Prescrizioni del 21 ottobre 1933. Riterremo che il Ponte Viadotto di Alpignano debba corrispondere ad una strada del tipo 1°, ossia strada di grande traffico, per le quali le citate prescrizioni stabiliscono le più gravose condizioni di carichi mobili.

Sulla base di tali Prescrizioni del 21 ottobre 1933. I carichi da adottare nel calcolo dei ponti, per le strade del tipo 1° (ossia di grande traffico):

- Due treni tipo (schema I) indefiniti di autocarri del peso di 12 t affiancati, e contemporaneamente folla compatta (400 kg/m²) sui marciapiedi.
- Un treno tipo (schema I) indefinito del peso di 12 t ed un treno tipo (schema II) con veicoli dal peso massa di 40 t affiancati, e contemporaneamente folla compatta (400 kg/m²) sui marciapiedi.
- Folla compatta (400 kg/m²) su tutta la larghezza del ponte.

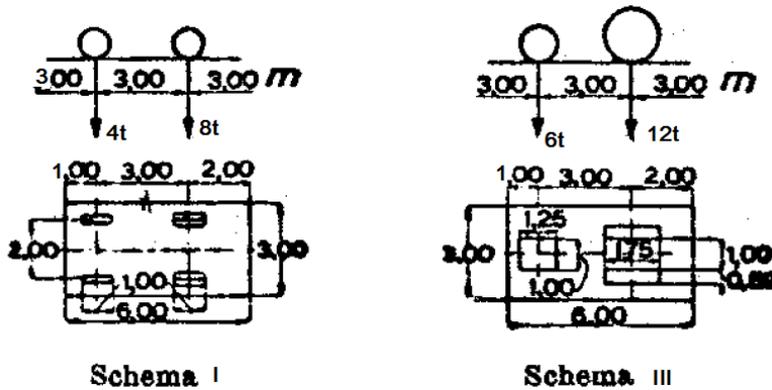


Figura 9.1.1.1 Schema I e III A sinistra ho lo schema di colonna indefinita di autocarri del peso di 12 t, a destra lo schema del rullo compressore da 18 t.

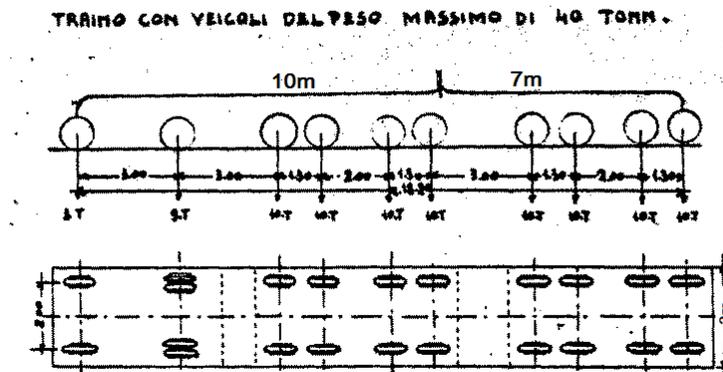


Figura 9.1.1.2 Schema II Traino con veicoli dal peso massimo pari a 40 t.

I carichi sono stati incrementati del 25 % per tenere conto di eventuali effetti dinamici. Si riportano dei paragrafi delle “Norme sulle opere in cemento armato”

Prescrizioni per le costruzioni in conglomerato cementizio semplice od armato (1).

III. - CARICHI DI SICUREZZA.

17. - Il carico di sicurezza del conglomerato a pressione semplice non deve di norma superare un quarto (o quella minor frazione eventualmente stabilita dai capitoli speciali) del carico di rottura a 28 giorni dei cubi di prova di cui al numero 14. Per conglomerati di cemento Portland d'alto forno e pozzolanico, non deve inoltre esser superato il valore massimo di Kg/cmq. 40 per strutture soggette a pressione semplice e di Kg/cmq. 50 per strutture inflesse di spessore non inferiore a cm. 10. Per i conglomerati di agglomeranti cementizii tale valore massimo non deve superare i 25 Kg/cmq. Per conglomerati di cementi ad alta resistenza od alluminosi i valori massimi debbono essere rispettivamente di 50 e di 65 Kg/cmq.

Dalla relazione di calcolo originale del ponte di Alpignano, si evince che per quest'ultimo è prescritta la dosatura di kg 350; sarebbe quindi legittimo e razionale adottare per σ_c dei valori proporzionalmente più elevati, e che valutata al massimo, in base all' aumento del 16,6 % di cemento, sarebbe di almeno kg 56 e 72 cm², ma ci atterremo a quelli prescritti della norma e l' opera avrà di conseguenza un più elevato grado di sicurezza (considerassimo il dosaggio pari a 350 kg di cemento dovrei considerare un incremento del 16.6% per i valori di resistenza a compressione, dunque pari a 56,72 kg/cm². Tale valore così come 72 sarebbero maggiori rispetto 50 e 65 presenti in norma)

Dunque si usano 350 kg/m³ come dosaggio di cemento. La resistenza a compressione cui si giunge è pari a 50 (pressione centrata) e 65 kg/cm² (presso flessione), secondo le “Norme sulle opere in cemento armato” del regio Decreto Legge n° 1213 del 29 luglio 1933.

Il carico di sicurezza al taglio non deve superare Kg/cmq. 2 per conglomerati di cemento Portland, d'alto forno e pozzolanico, e Kg/cmq. 4 per conglomerati di cemento ad alta resistenza od alluminosi. Quando la tensione tangenziale massima calcolata per il conglomerato supera i detti limiti, la resistenza al taglio deve essere integralmente affidata ad armature metalliche. In ogni caso la tensione massima tangenziale di cui sopra non deve superare Kg/cmq. 14.

18. - Il carico di sicurezza del ferro omogeneo, assoggettato a sforzo di trazione, può elevarsi al limite massimo di Kg. 1200/cmq.

Per quanto riguarda l' acciaio si utilizza ferro omogeneo con carico di sicurezza pari a 1200 kg/cm² (lavoro ad una tensione al di sotto di quella di snervamento, non allo snervamento). Si considera dunque il caso di un acciaio FeB22 con tensione di snervamento pari a 2200 kg/cm² e a rottura di 3400.

In ogni caso la tensione ammissibile del ferro omogeneo è assunto al limite massimo pari a 1200 kg/cm².

Tabella 1 - Evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai di armatura

Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957				D.M.30/05/1972					D.M. 30/05/1974			
	liscio			liscio			a.m.	liscio			aderenza migliorata (a.m)		liscio		a.m.	
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60	/	FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 41	≥ 44	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 44
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42-50	50-60	60-70	/	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 50	≥ 55	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 12

Tabella 9.1.1.1 Indicazioni normative relative agli acciai da armatura

Il peso specifico del calcestruzzo è assunto pari a 2400 kg/m^3

Per il materiale, lato calcestruzzo, utilizzeremo dunque un cls di Classe C25/30 per tutti gli elementi costituenti il ponte; lato acciaio considereremo le caratteristiche di un FeB22 con 1200 kg/cm^2 come tensione ammissibile. Il valore di tensione ammissibile nei confronti della pressoflessione è dunque pari a 65 kg/cm^2 , mentre per il taglio consideriamo 14 kg/cm^2 .

Ricordiamo che in questa prima fase non guarderemo alle verifiche ma al solo stato tensionale, dunque non ci interesserà il materiale costituente le parti strutturali del ponte.

TA- Schema di carico a). Due treni tipo (schema 1) indefiniti di autocarri del peso di 12 t affiancati, e contemporaneamente folla compatta (400 kg/m^2) sui marciapiedi.

In questo primo modello verrà dunque disposto:

- Carico folla pari a 400 kg/cm^2 , incrementato di un fattore di amplificazione dinamica pari ad 1,25 (25% di incremento) che porta a:

$$\text{Carico folla} = 400 \cdot 1.25 = 500 \text{ kg/cm}^2$$

- Carico indefinito da 12 t, disposto su tutta la larghezza dell' impalcato, ripartito su un'area pari allo schema I (18 m^2) ed incrementato del 25 % per effetto dell' amplificazione dinamica:

$$\text{Carico mobile} = \frac{12}{18} \cdot 1.25 = 833 \text{ kg/cm}^2$$

- Peso proprio, permanenti portati.

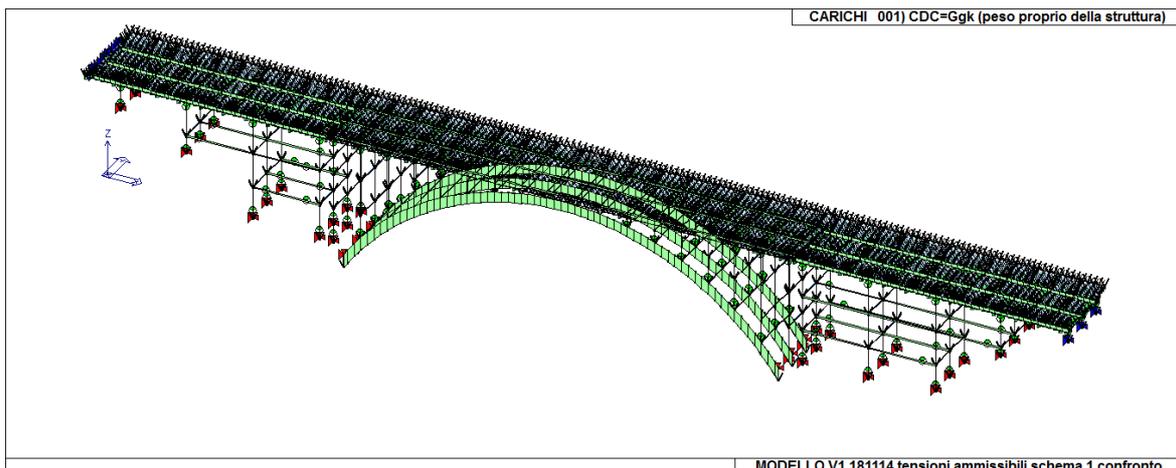


Figura 9.1.1.3 Peso proprio della struttura

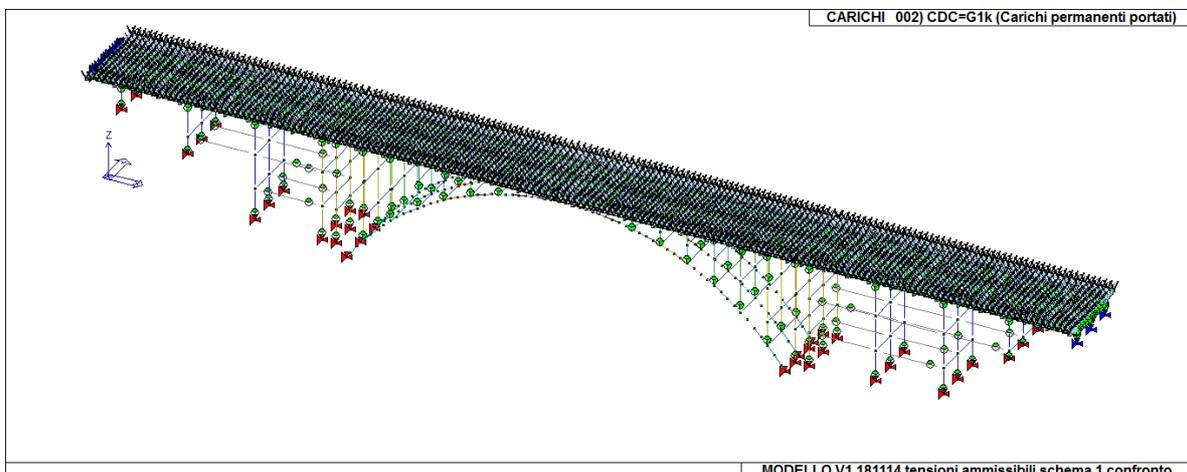


Figura 9.1.1.4 Carichi permanenti portati

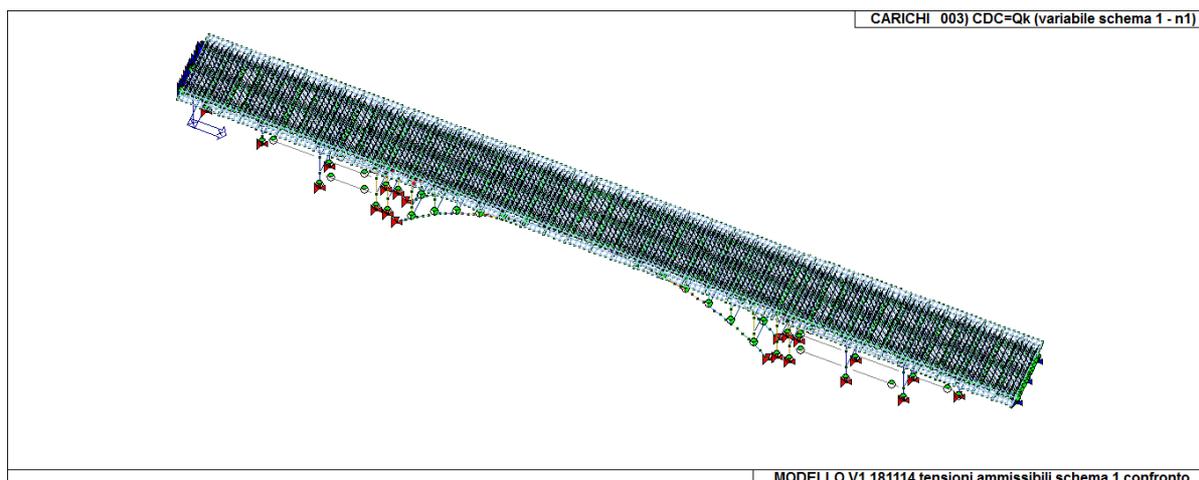


Figura 9.1.1.5 Due treni tipo (schema 1) indefiniti di autocarri del peso di 12 t affiancati

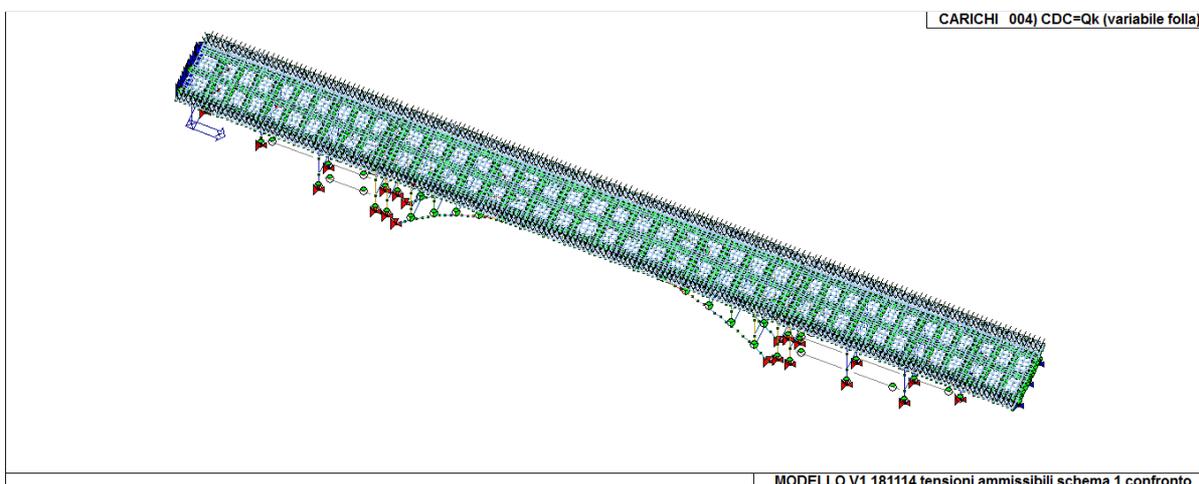
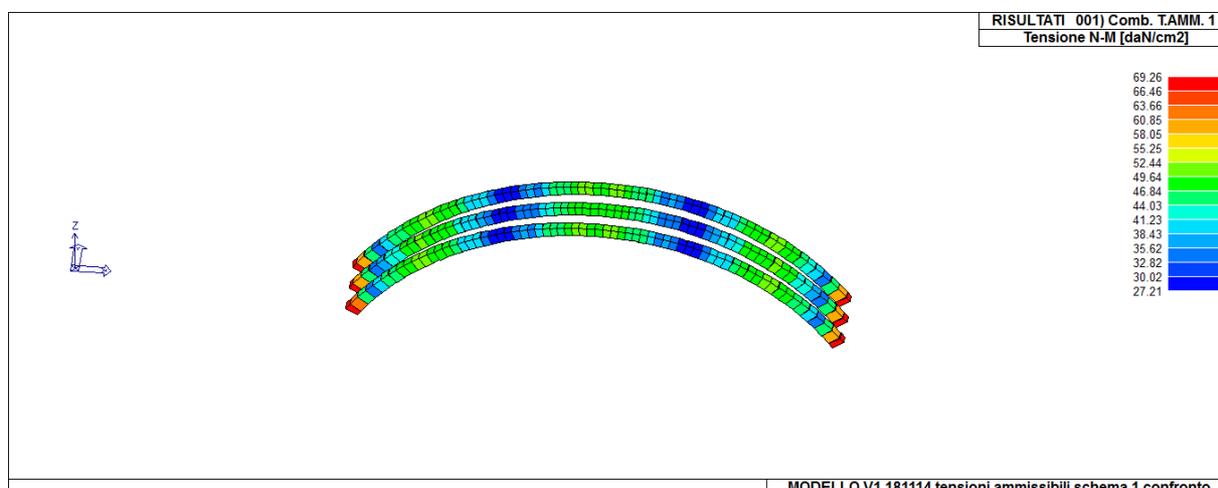
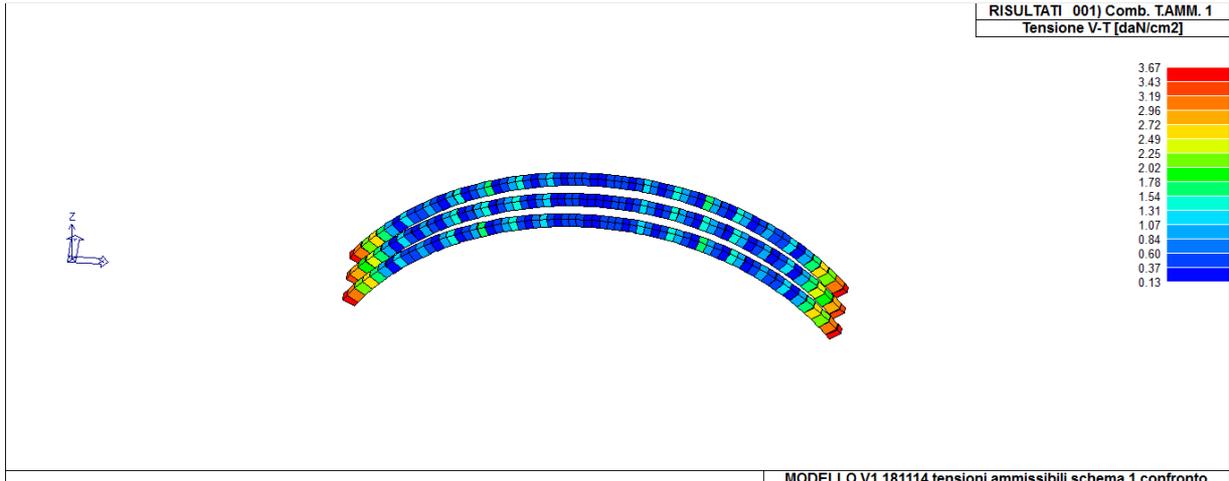


Figura 9.1.1.6 Carico dato dalla folla

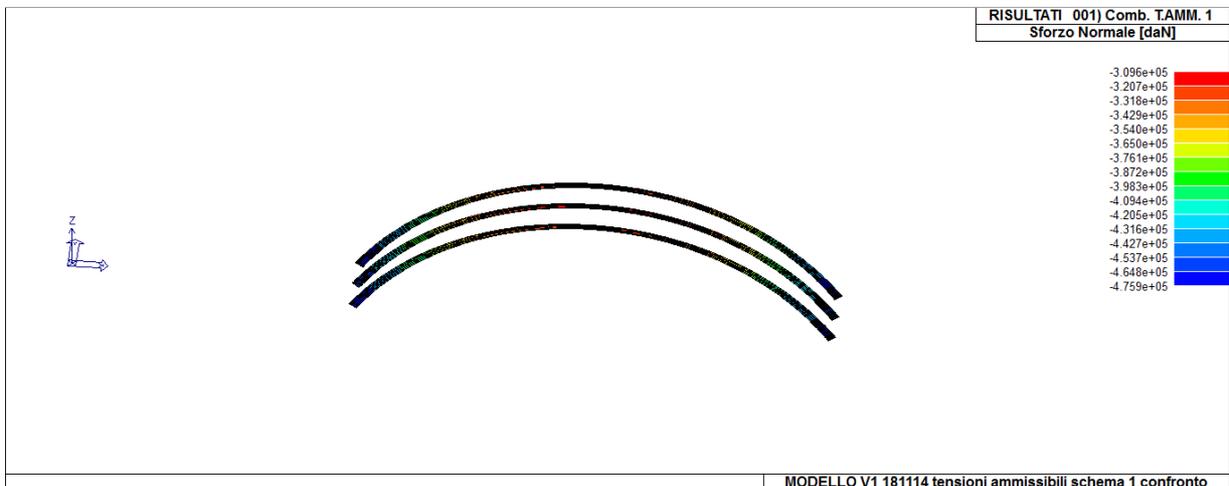
ARCO



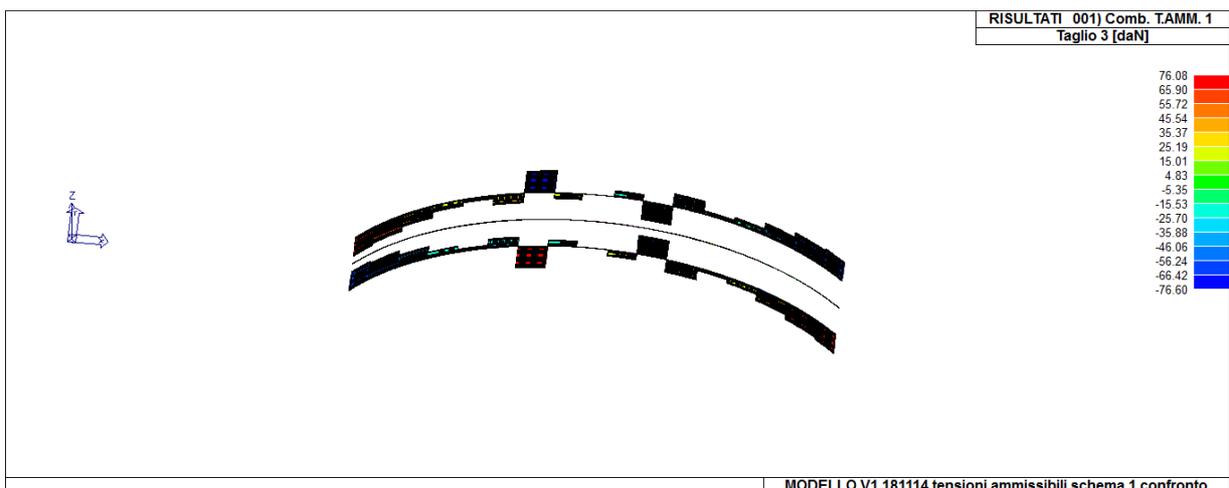
Max tensione max pressoflessione= 69 kg/cm²



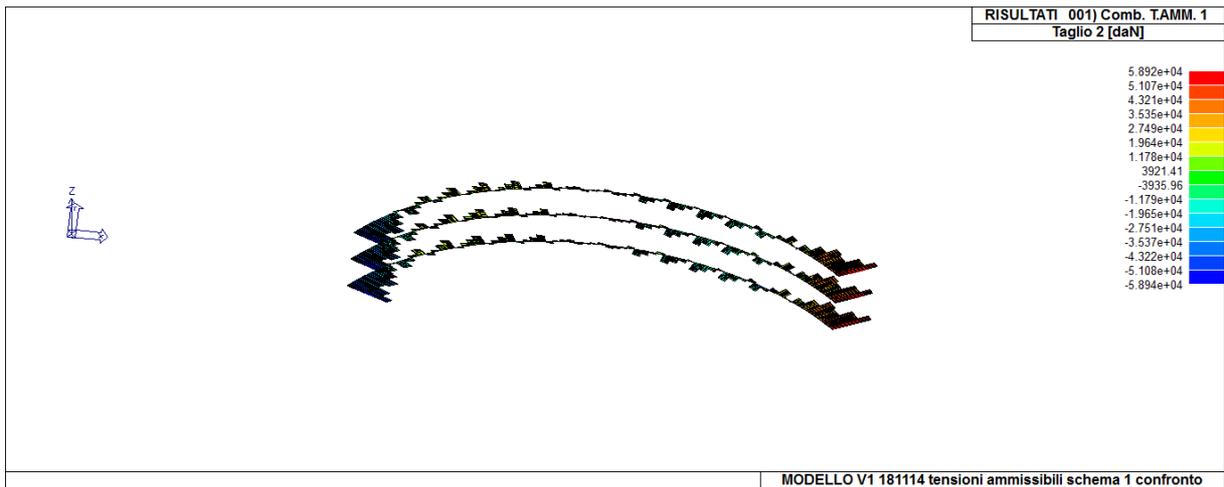
Max tensione tangenziale taglio- torsione= 3.6 kg/cm²



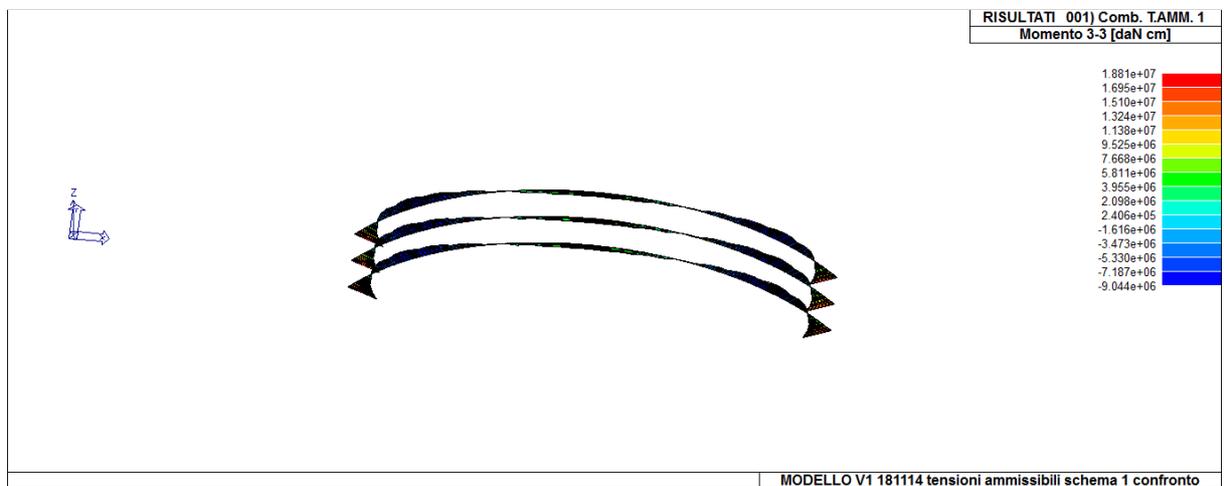
Max sforzo normale= -475900 kg



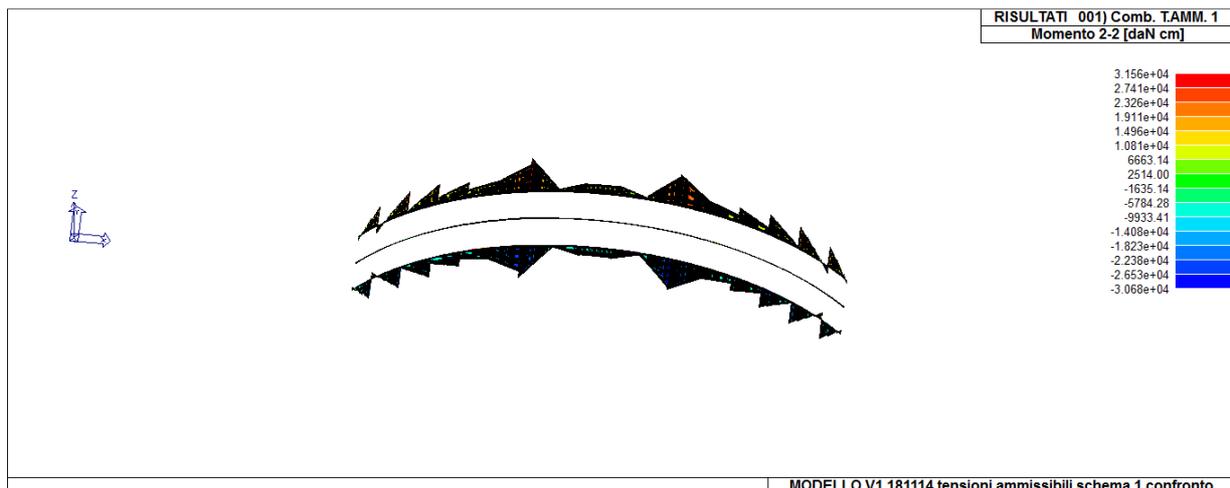
Max Taglio 3 positivo = +76 kg; negativo= -76 kg



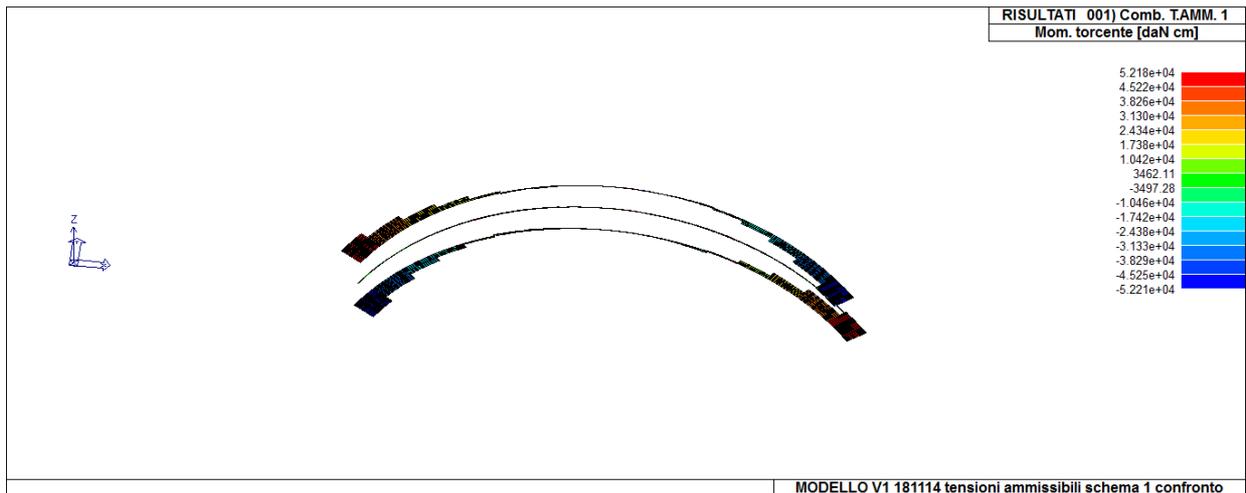
Max taglio 2 positivo= 58920 kg; negativo= -58940 kg



Momento flettente massimo positivo 3-3 = $+1,88 \cdot 10^7$ kgcm; negativo = $-9 \cdot 10^6$ kgcm

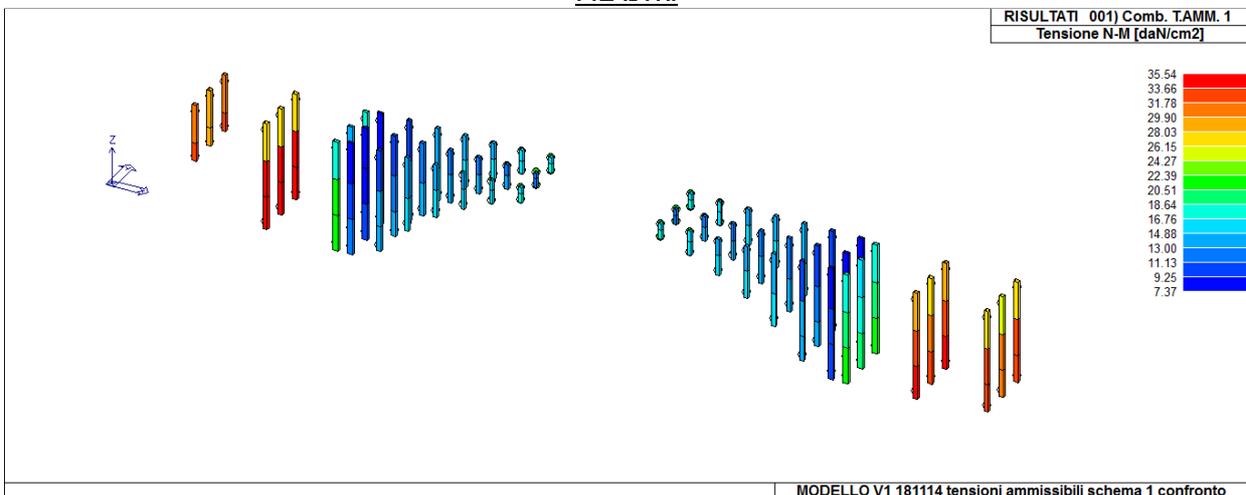


Momento flettente massimo positivo 2-2 = 31560 kgcm; negativo 2-2 = -30680 kgcm

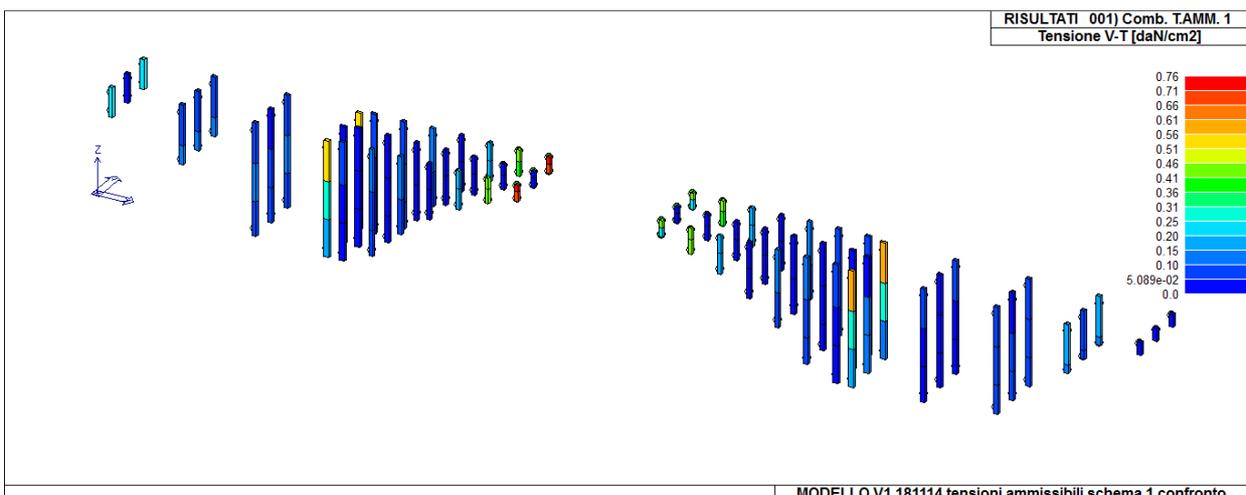


Max momento torcente positivo= 52180 kgcm ; negativo= -52210 kgcm

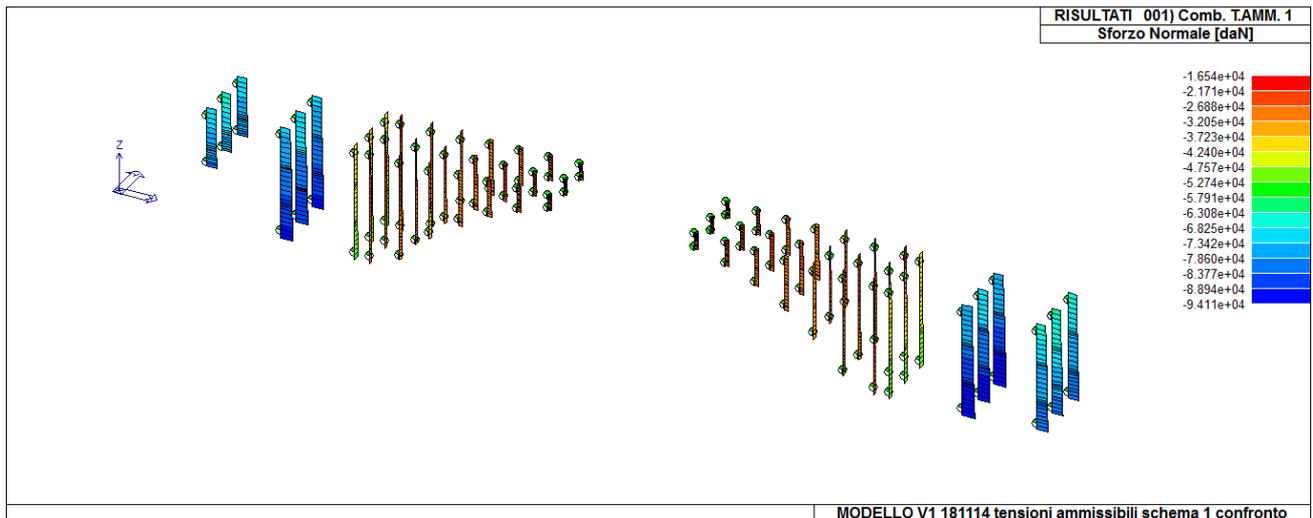
PILASTRI



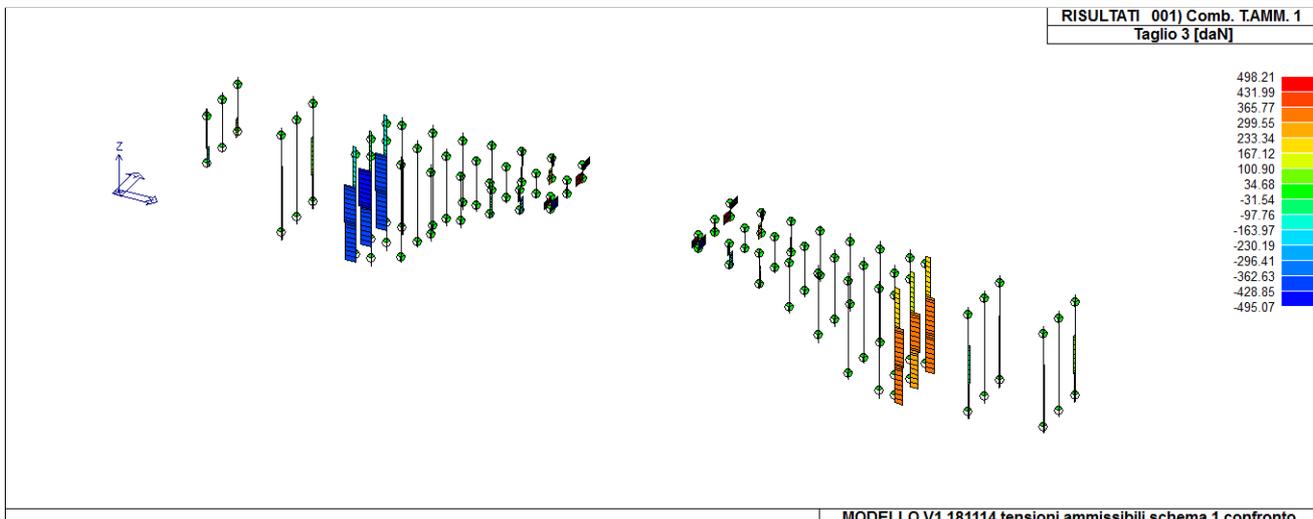
Max tensione pressoflessione= 35.5 kg/cm²



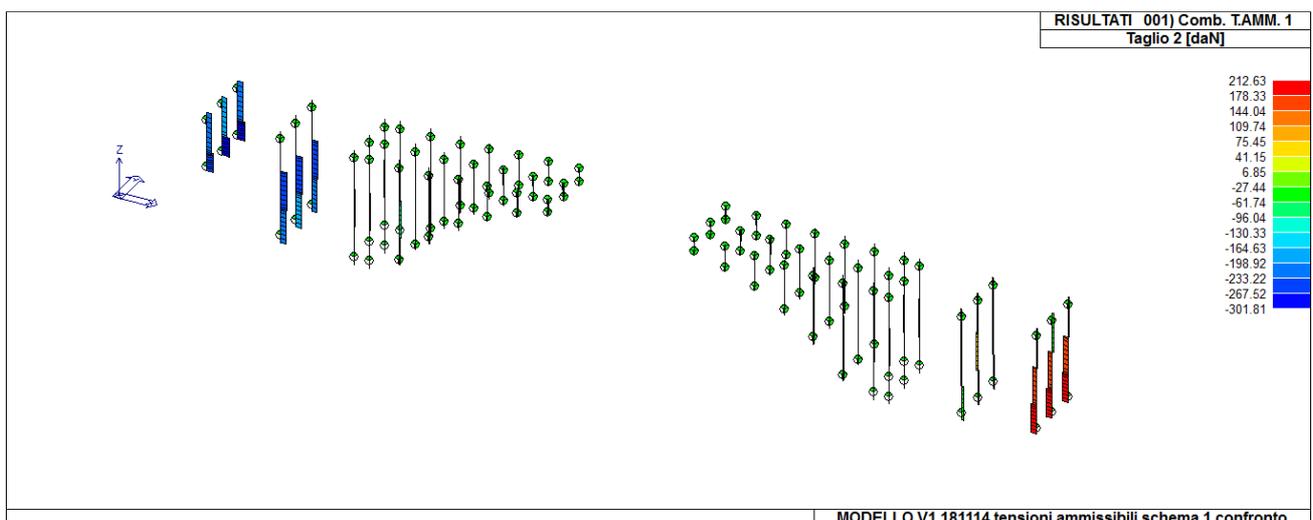
Max tensione tangenziale taglio-torsione= 0.76 kg/cm²



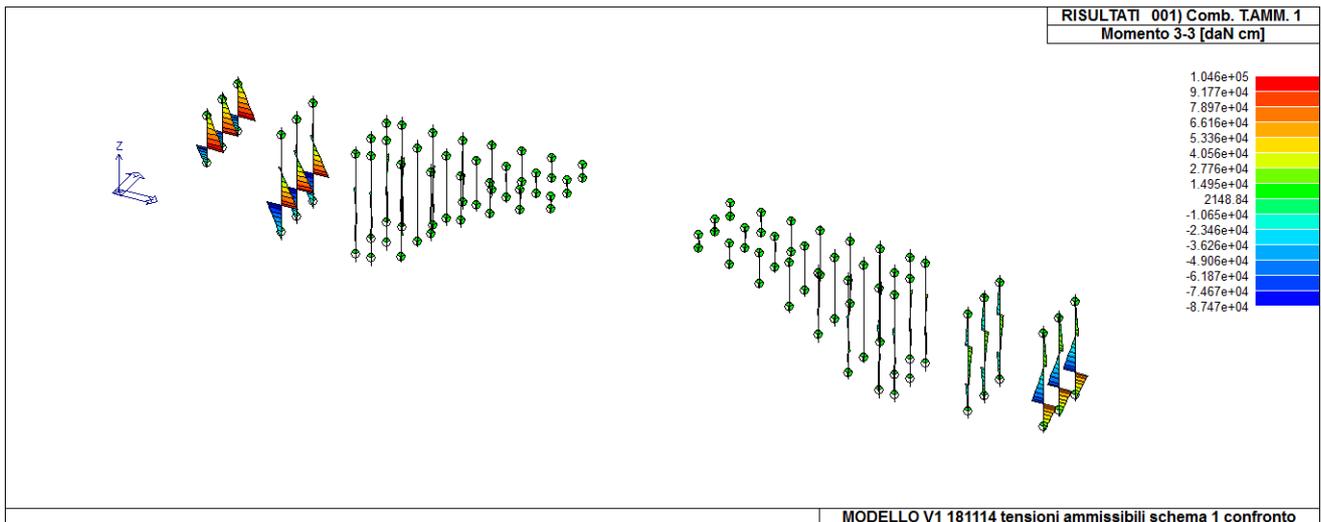
Max sforzo normale= -94110 kg



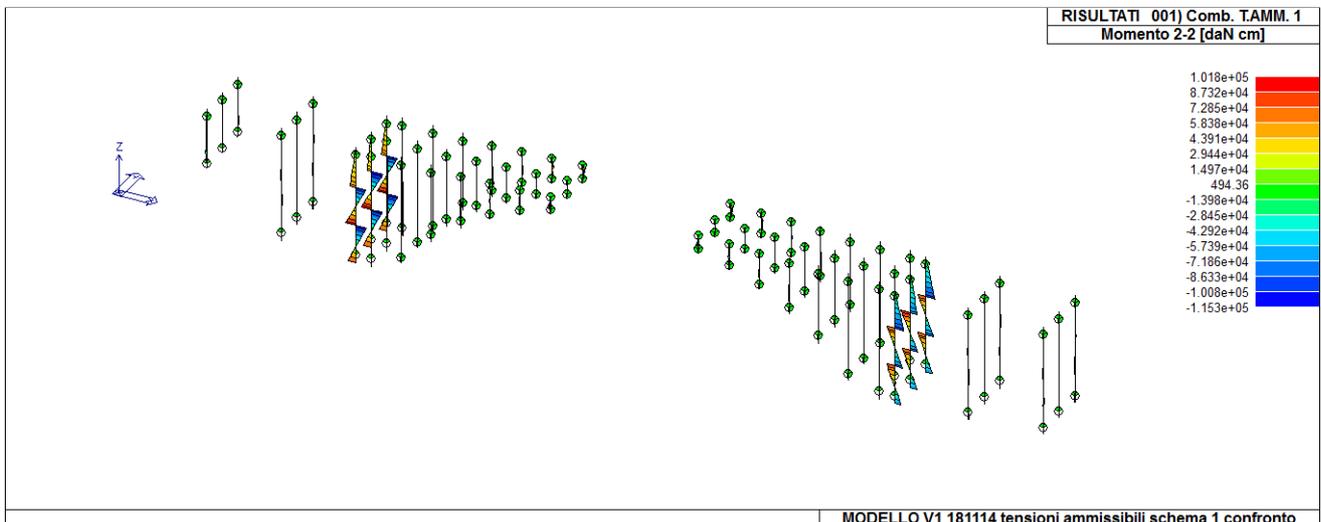
Max taglio 3 positivo= +498 kg, -495 kg



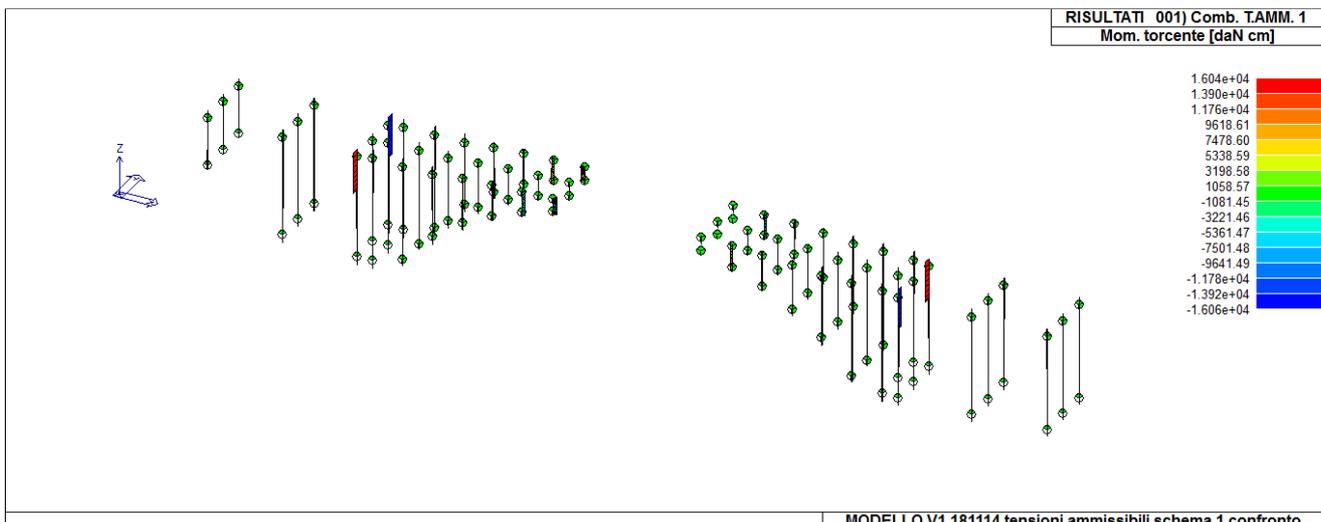
Taglio 2 max positivo= +212 kg ; negativo = -300 kg



Max momento flettente 3-3 positivo = $1 \cdot 10^5$ kgcm; negativo = $-8 \cdot 10^4$ kgcm

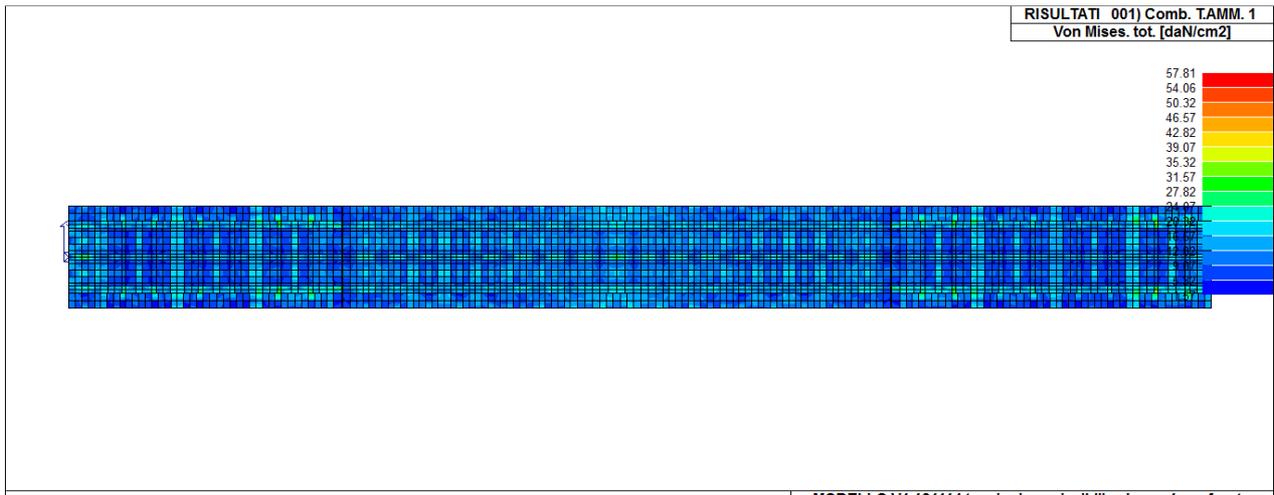


Max momento flettente 2-2 positivo = $1 \cdot 10^5$ kgcm; negativo = $-1 \cdot 10^5$ kgcm



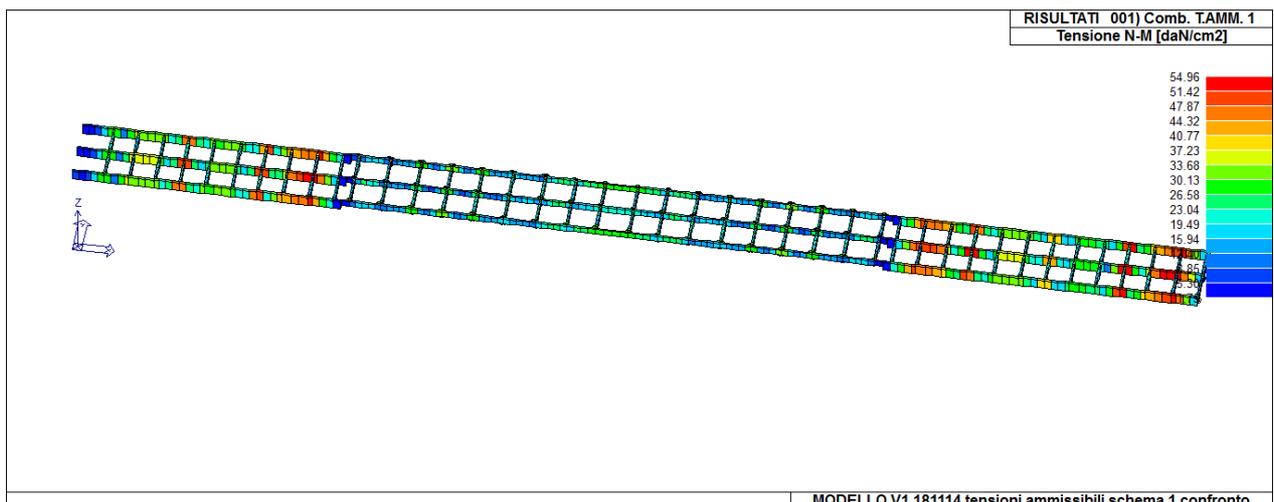
Max momento torcente = +16040; negativo = -16060 kgcm

SOLETTA

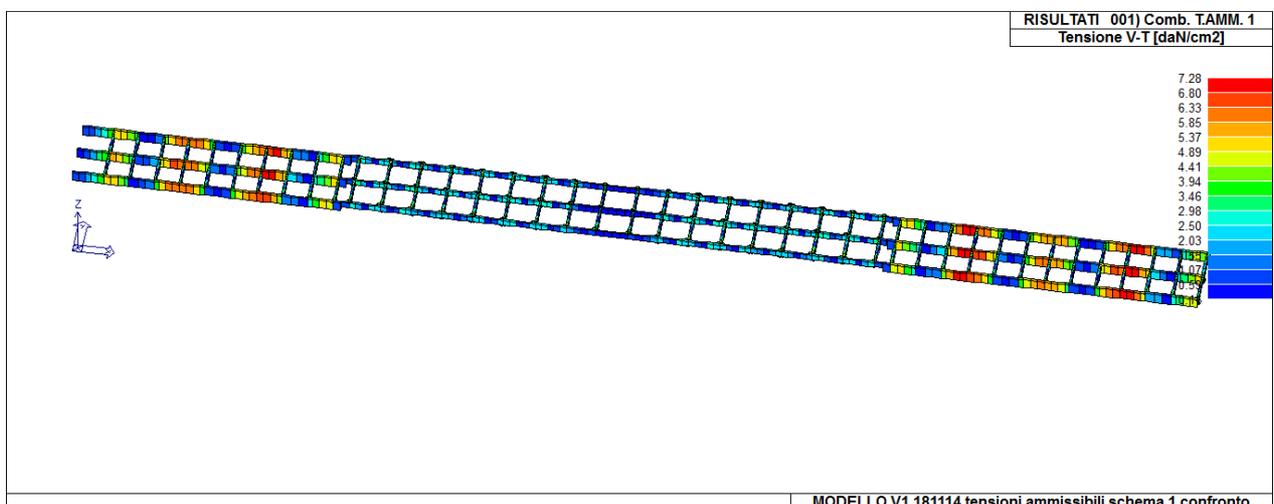


Max Tensioni Von Mises= 57.8 kg/cm²

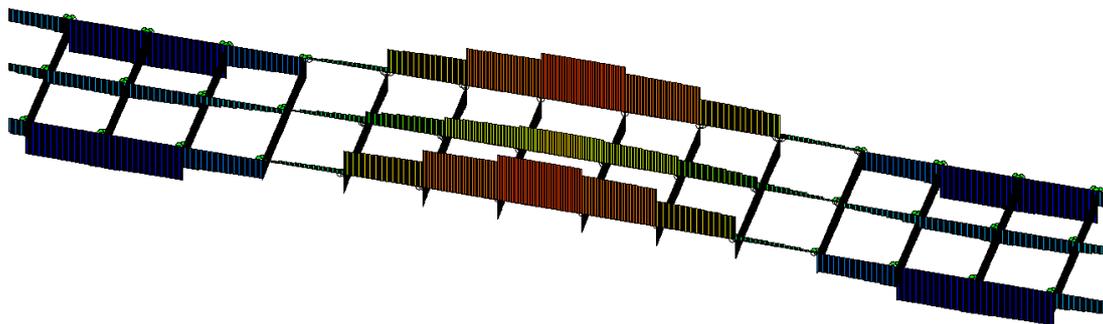
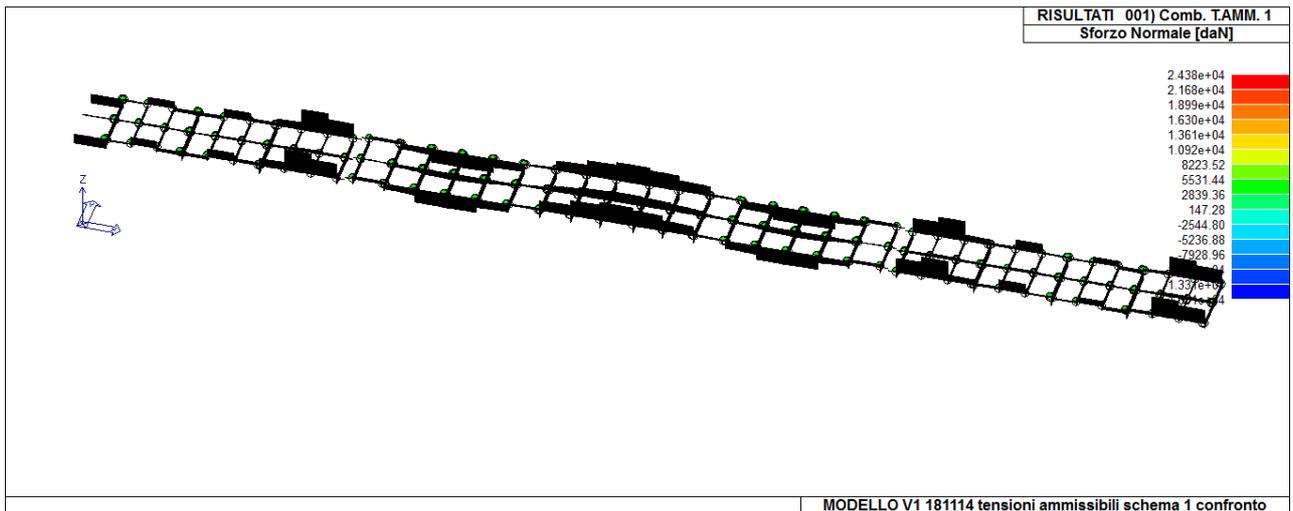
TRAVI



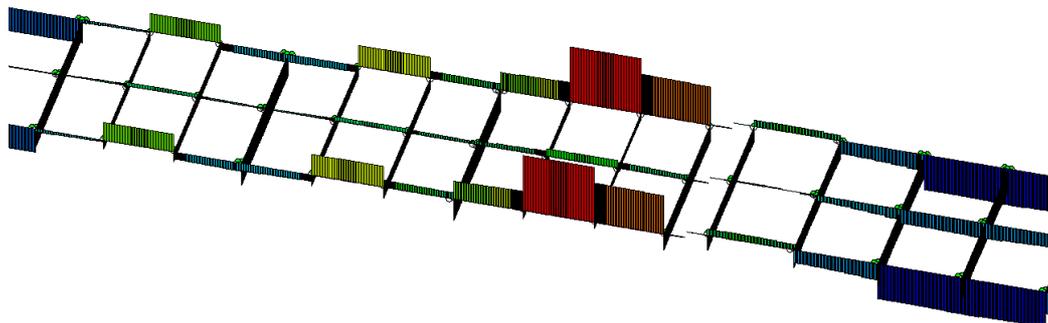
Tensione max di pressoflessione= 55 kg/cm²



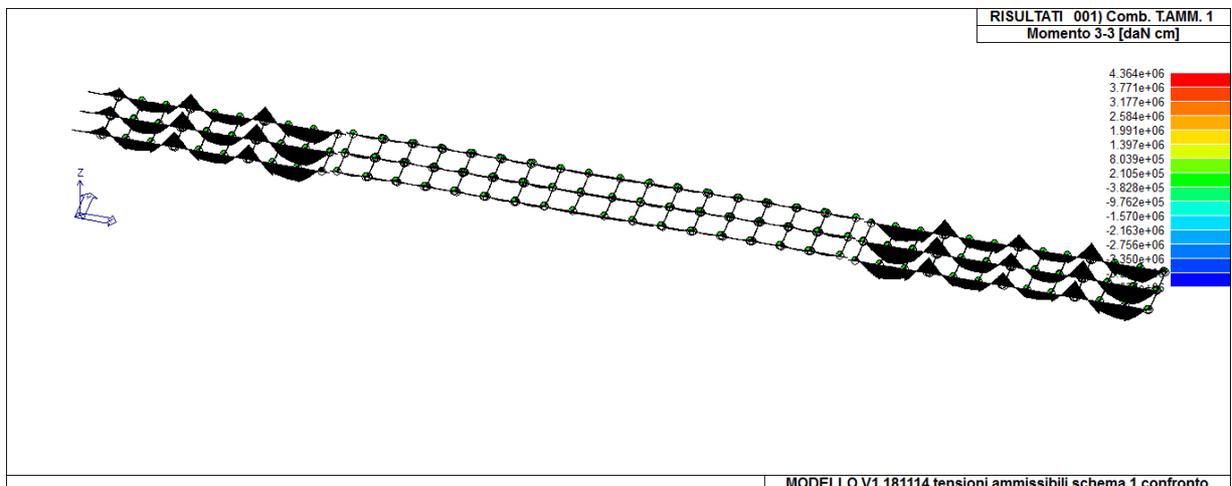
Tensioni max taglio-torsione= 7.3 kg/cm²

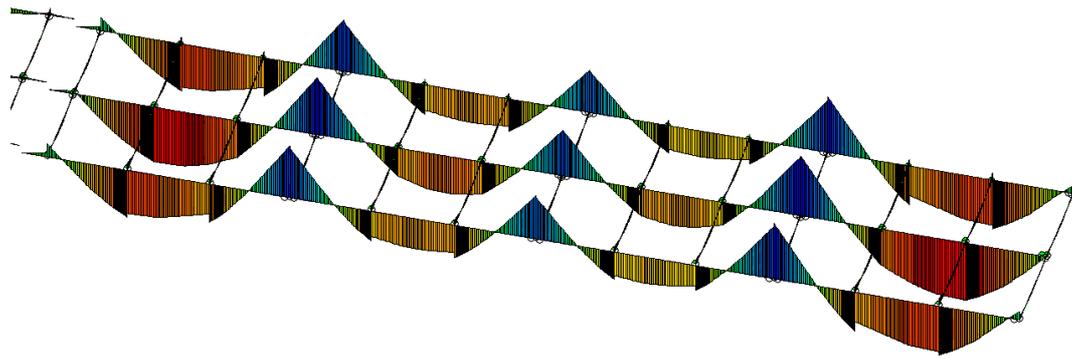


Impalcato su arcata

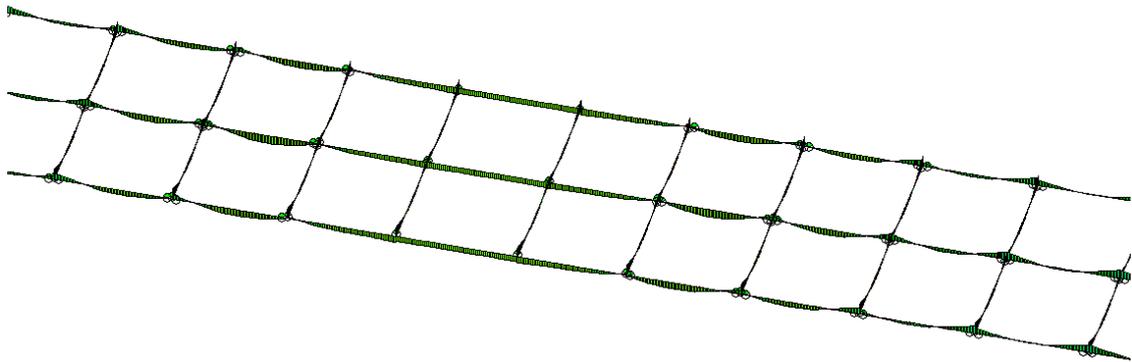


Impalcato su viadotto sx
Max sforzo normale -16010 kg



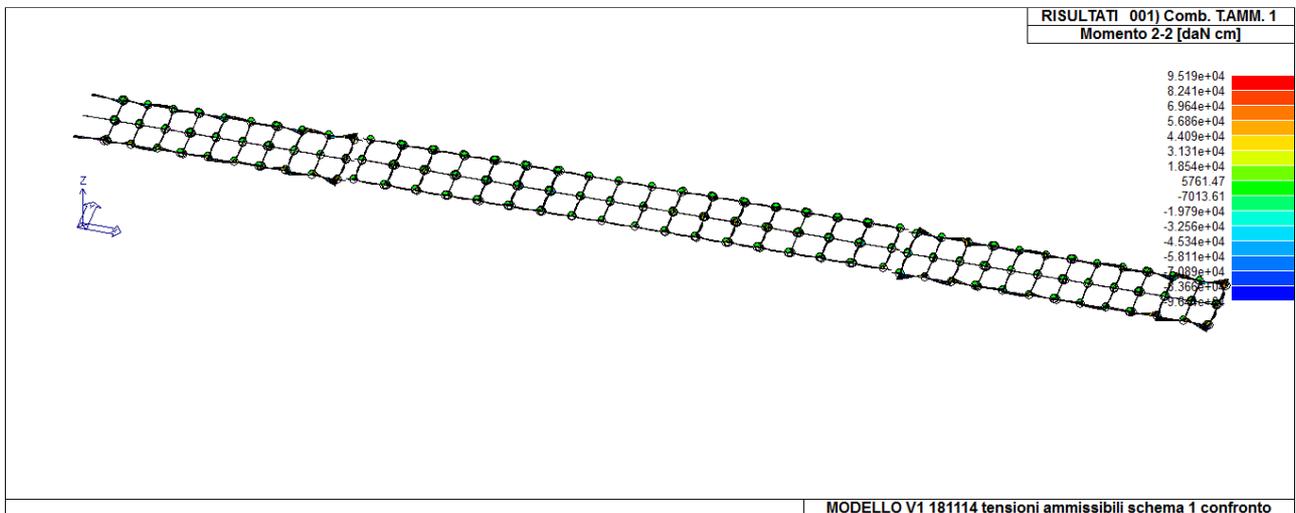


Impalcato sul Viadotto dx

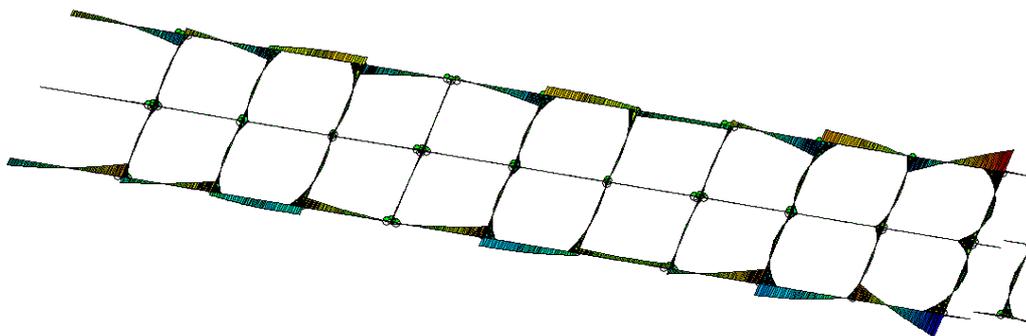


Impalcato sull'arcata

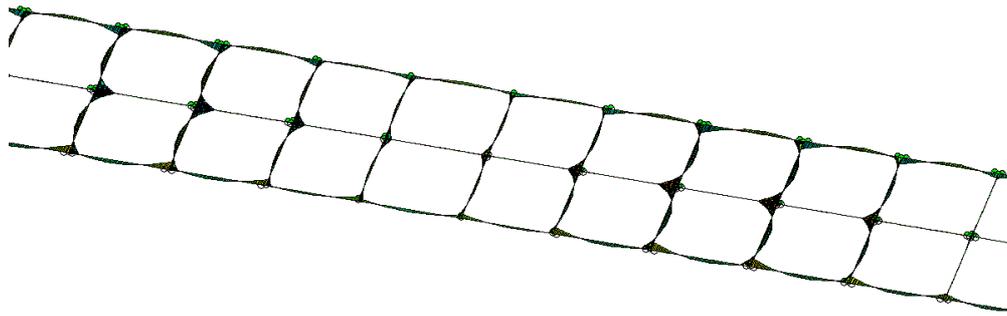
Max momento flettente 3-3momento positivo= $4.3 \cdot 10^6$; negativo= $-4.5 \cdot 10^6$



MODELLO V1 181114 tensioni ammissibili schema 1 confronto

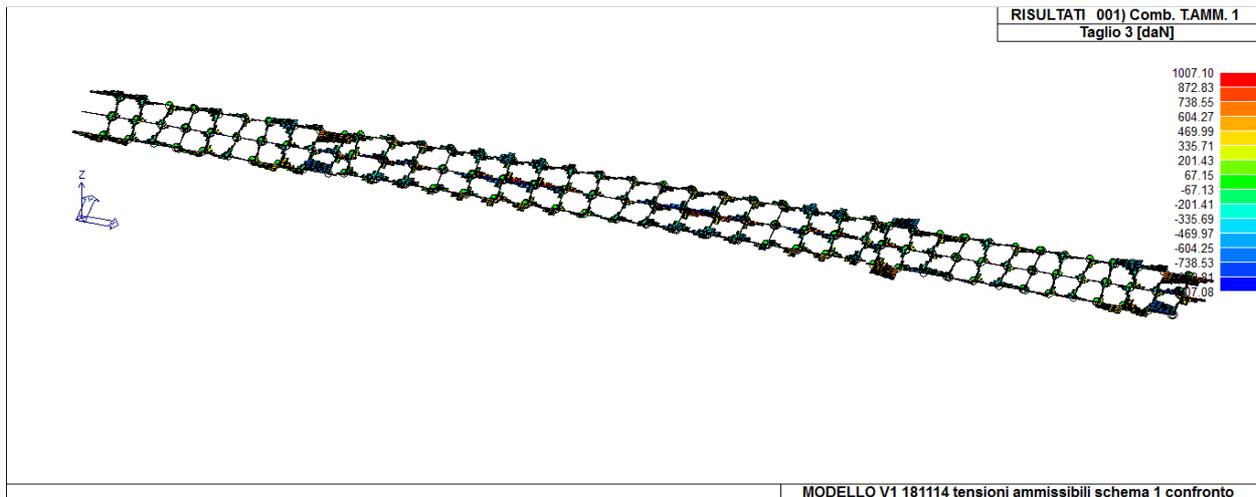


Impalcato viadotto sx

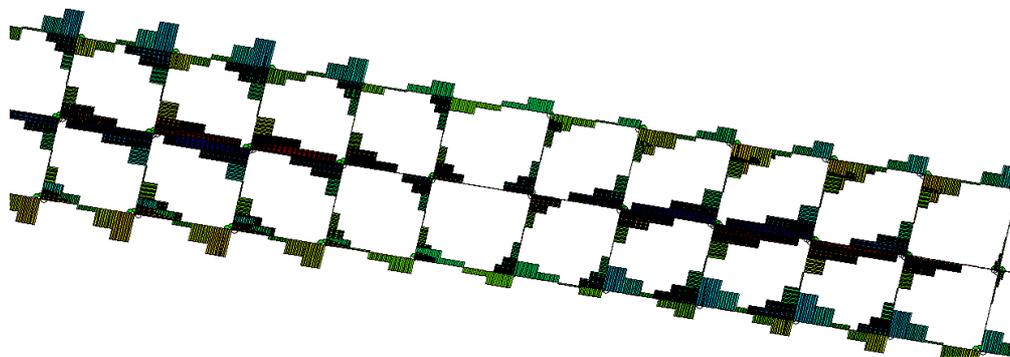


Impalcato sull'arcata

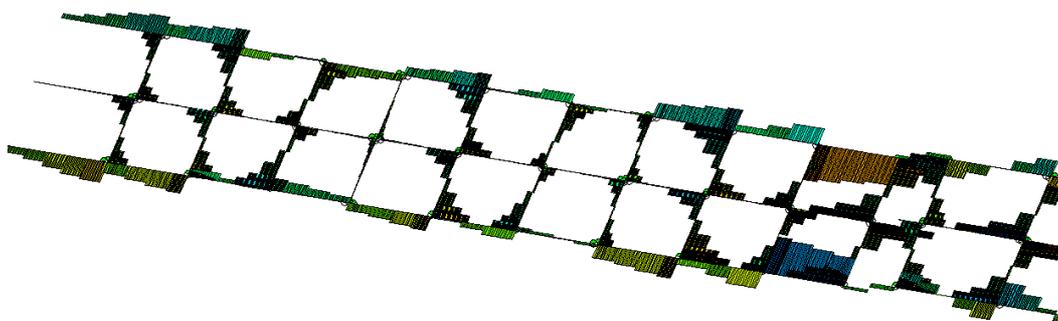
Max momento flettente 2-2 momento positivo= 95190 kgcm; negativo= -96440 kgcm



MODELLO V1 181114 tensioni ammissibili schema 1 confronto

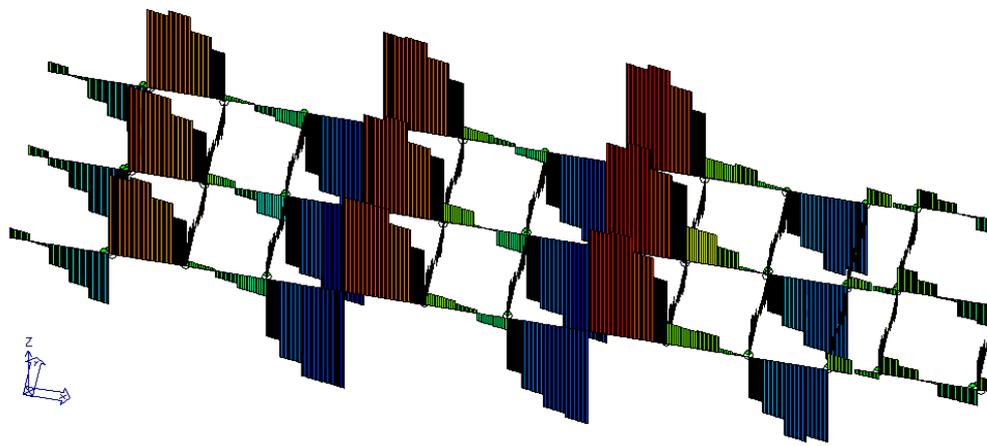
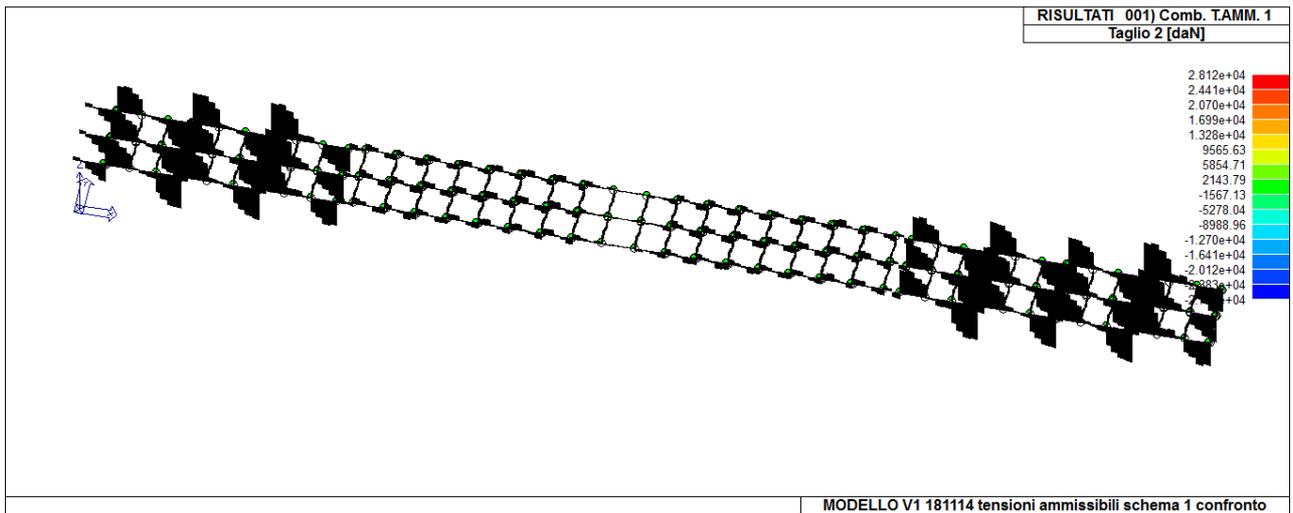


Impalcato arcata

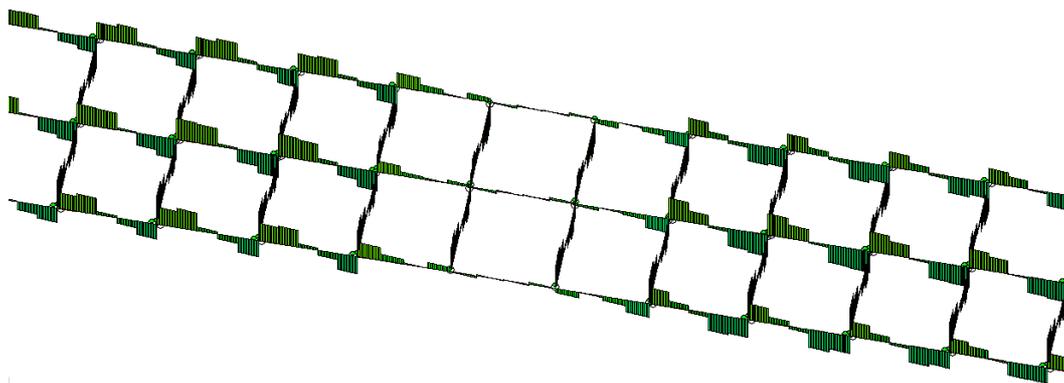


Impalcato su viadotto sx

Taglio 3 positivo= 1000 kg; negativo= -1000 kg

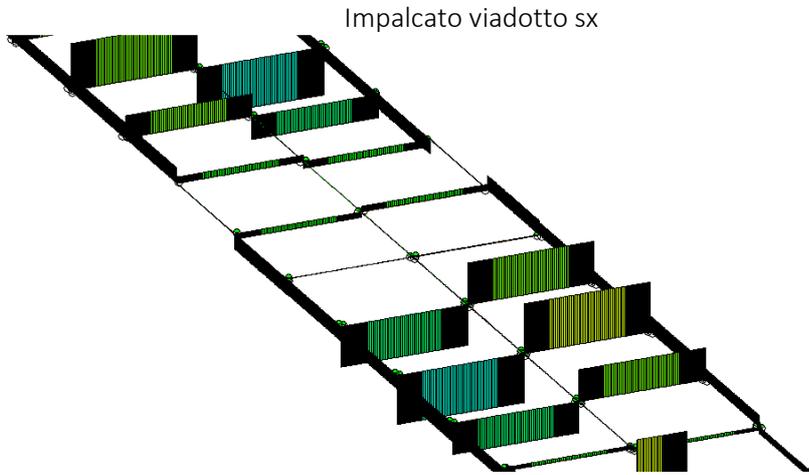
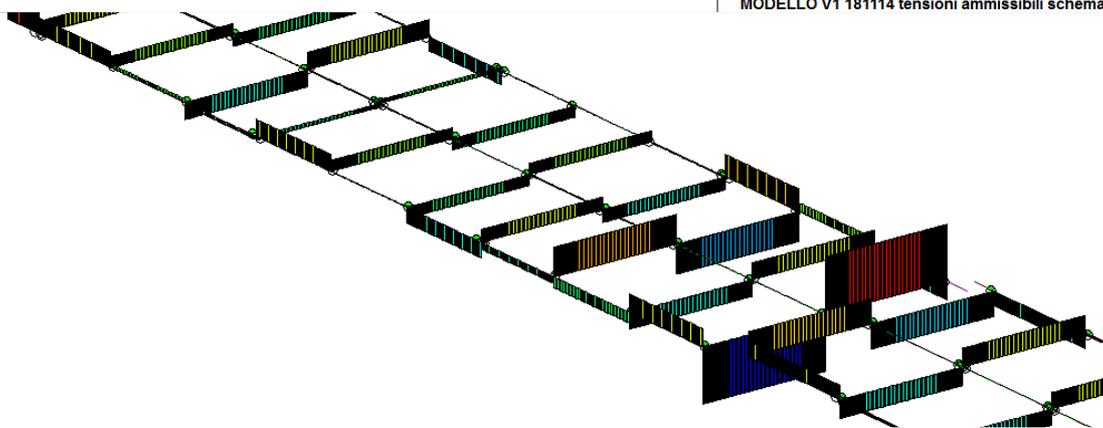
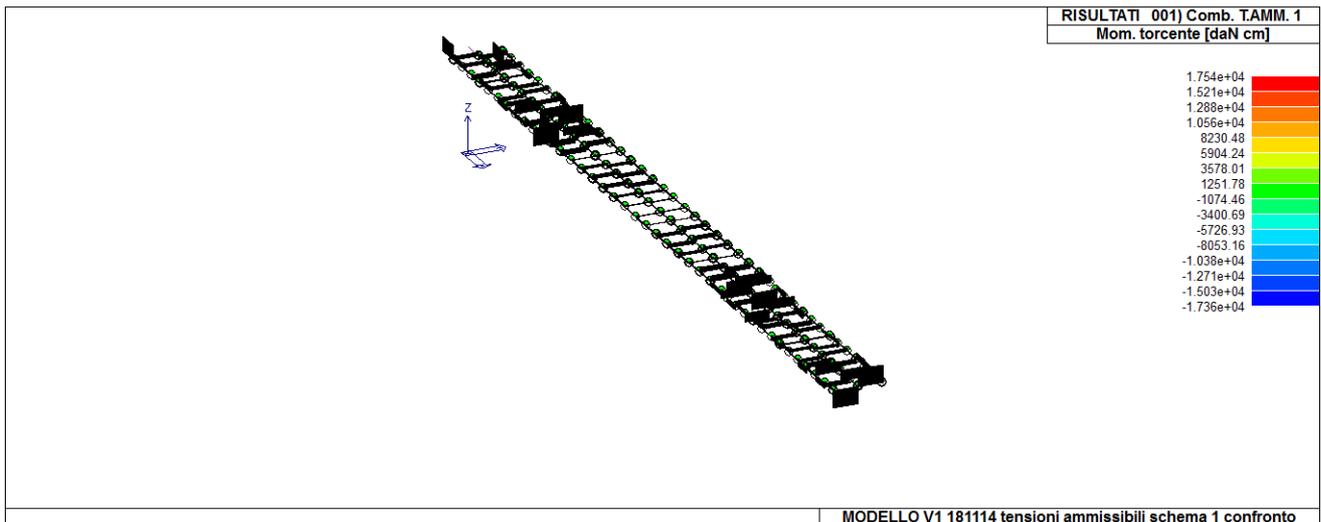


Impalcato sul viadotto sx



Impalcato sull' arcata

Max Taglio 2 positivo= +28120 kg, negativo= -27540 kg

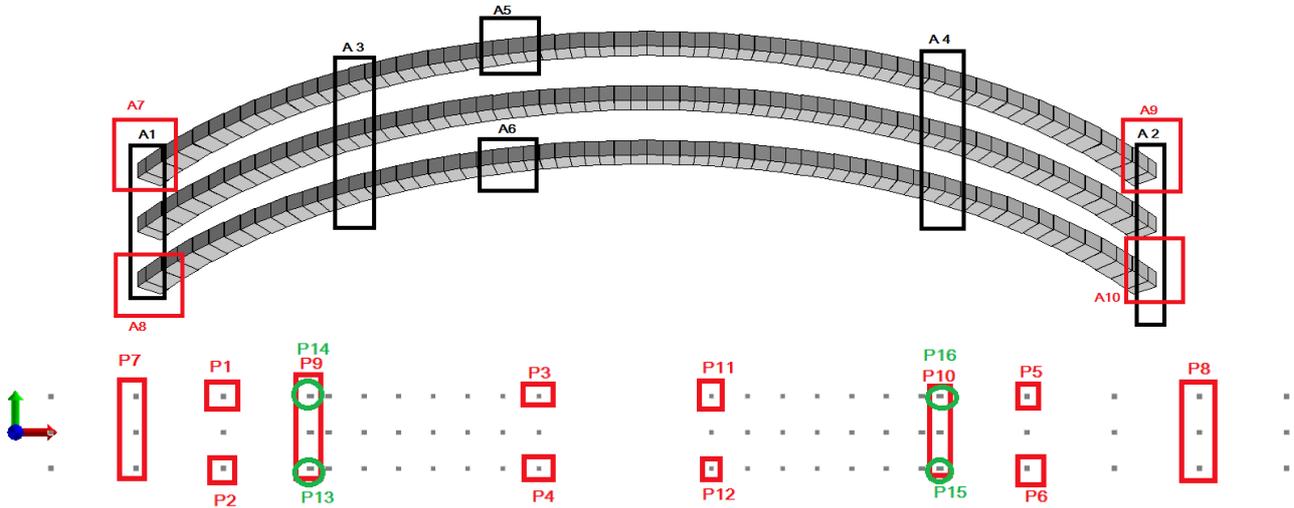


Max momento torcente positivo= +17540; negativo= -17360 kgcm

TABELLA RIASSUNTIVA - TA schema di carico a)

	Arco	Pilastri	Soletta	Travi
Tensioni totali (Von Mises) (kg/cm ²)			57.8	
Tensione N-M (kg/cm ²)	69 (A1, A2)	35.5 (P1,P2,P5,P6)		55
Tensione V-T (kg/cm ²)	3.6 (A1, A2)	0.76 (P3,P4)		7.3
N (kg)	-475900 (A1, A2)	-94110 (P1,P2,P5,P6)		-16010

M₃₋₃ (kgcm)	+1.88*10 ⁷ (A1, A2); -9*10 ⁶ (A3, A4)	+1*10 ⁵ (P7); -8*10 ⁴ (P8)	4.3*10 ⁶ ; -4.5*10 ⁶
M₂₋₂ (kgcm)	+31560 (A5); -30680 (A6)	1*10 ⁵ ; -1*10 ⁵ (P9,P10)	+95190; -96440
T₃ (kg)	±76 ~ (A5+, A6-)	+498 (P4,P12); -495 (P3,P11)	±1000
T₂ (kg)	+58920; -58940 (A2+; A1-)	+212 (P8); -300 (P7)	+28120; -27540
Mt (kgcm)	+52180 (A7, A10); -52210 (A8, A9)	+16040 (P13,P16); -16060 (P14,P15)	+17540; -17360



TA- Schema di carico b) Un treno tipo (schema 1) indefinito del peso di 12 t ed un treno tipo (schema 2) con veicoli dal peso massa di 40 t affiancati (IN CHIAVE), e contemporaneamente folla compatta (400 kg/m²) sui marciapiedi

In questo primo modello verrà dunque disposto:

- Carico folla pari a 400 kg/cm², incrementato di un fattore di amplificazione dinamica pari ad 1,25 (25% di incremento) che porta a:

$$\text{Carico folla} = 400 \cdot 1.25 = 500 \text{ kg/cm}^2$$

- Carico indefinito da 12 t, disposto su tutta la larghezza dell' impalcato, ripartito su un area pari allo schema I (18 m²) ed incrementato del 25 % per effetto dell' amplificazione dinamica:

$$\text{Carico mobile} = \frac{12}{18} \cdot 1.25 = 833 \text{ kg/cm}^2$$

- Carico pari a 40 t ripartiti su una area di 51 m²:

$$\text{Carico mobile} = \frac{40}{51} \cdot 1.25 = 980 \text{ kg/m}^2$$

- Peso proprio, permanenti portati.

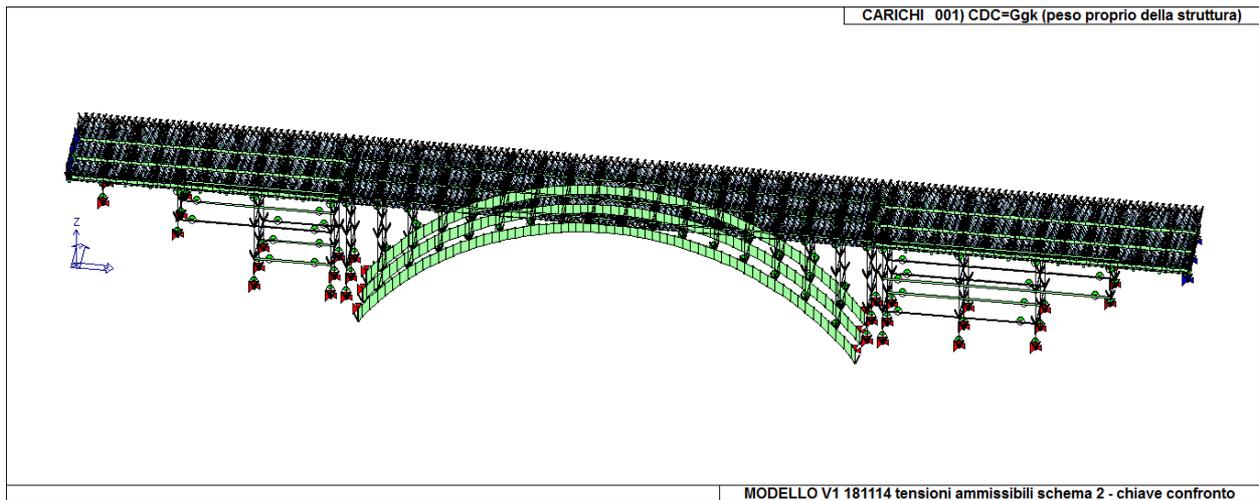


Figura 9.1.1.7 Peso proprio della struttura

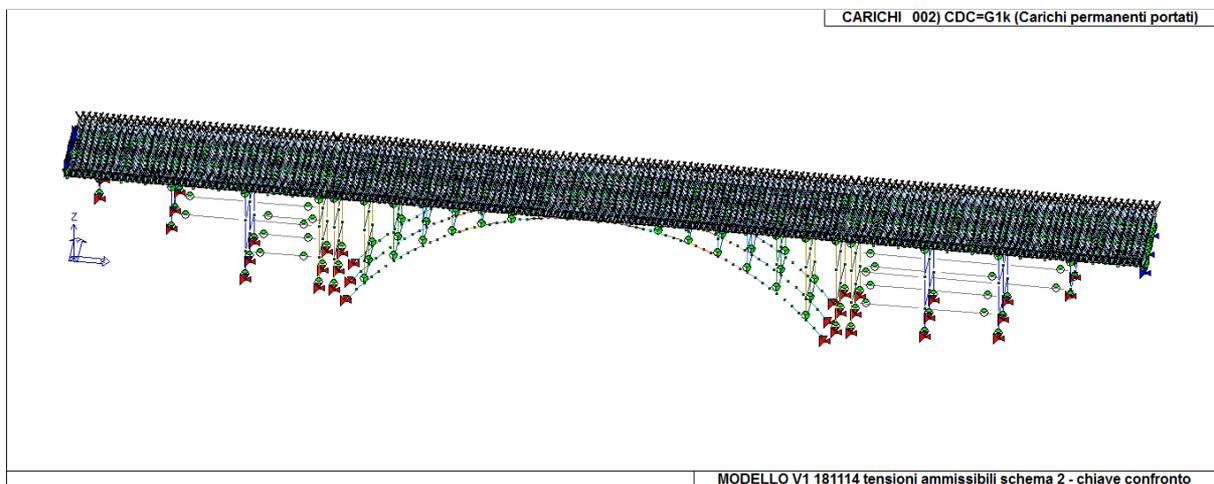


Figura 9.1.1.8 Carichi permanenti portati

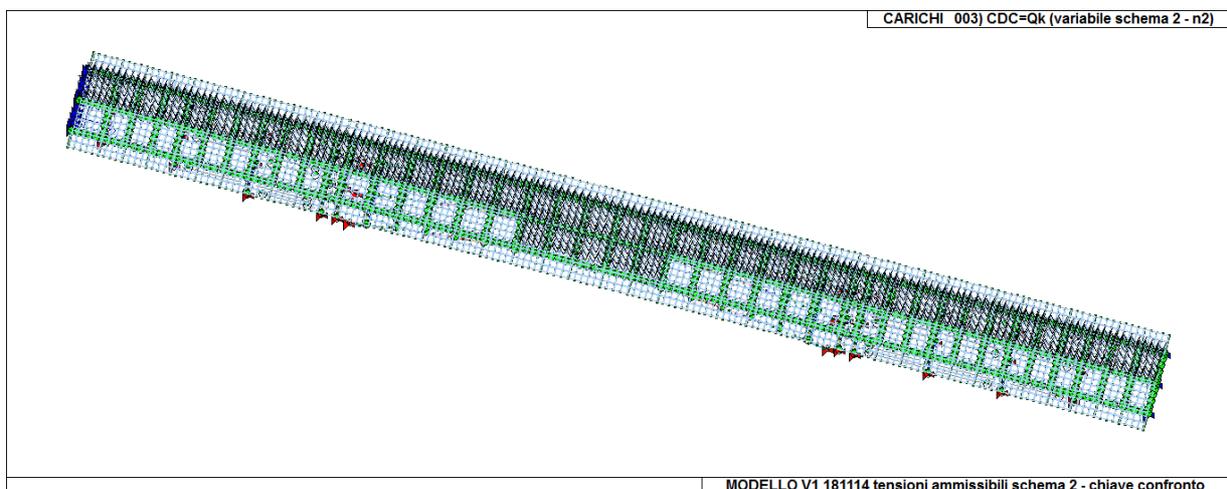


Figura 9.1.1.9 Un treno tipo (schema 1) indefinito del peso di 12 t ed un treno tipo (schema 2) con veicoli dal peso massa di 40 t affiancati (CHIAVE)

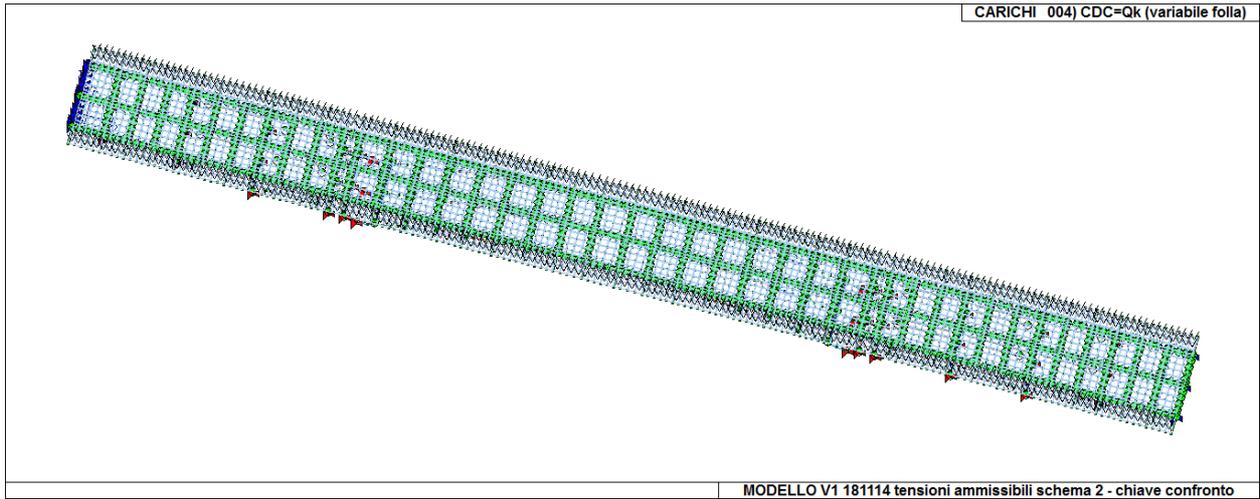
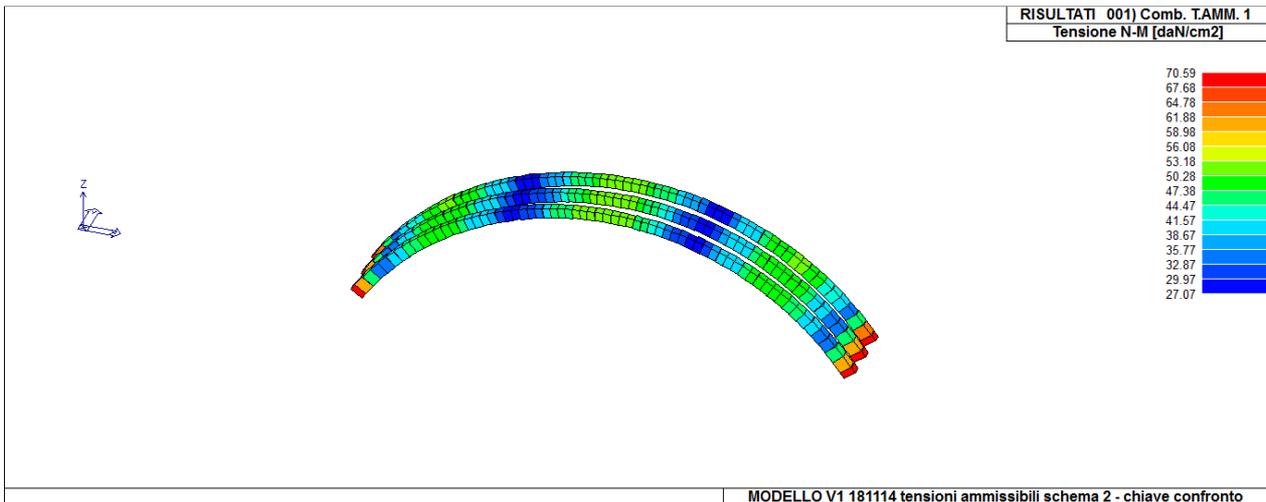
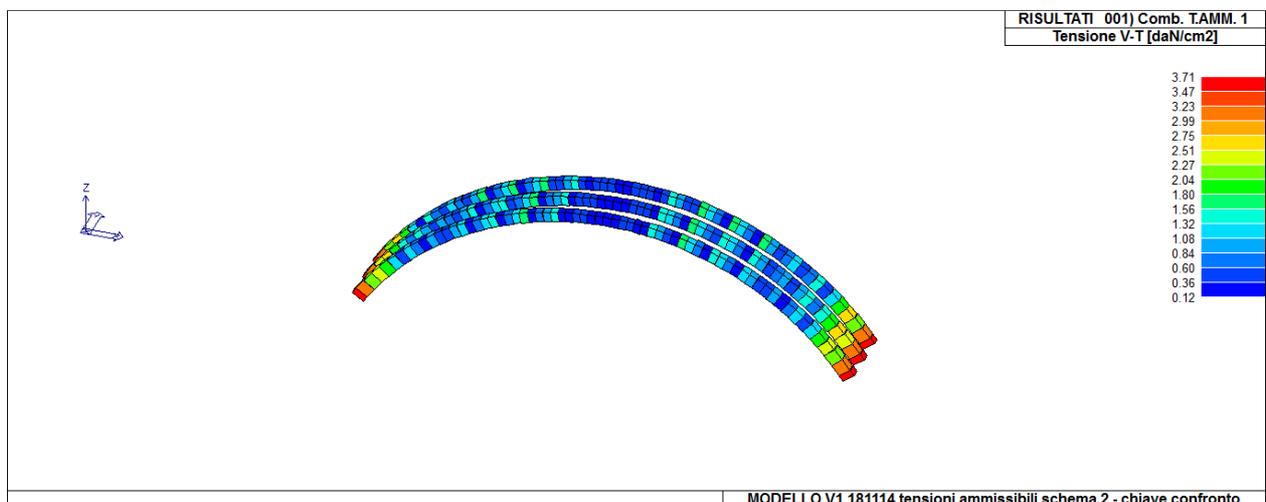


Figura 9.1.1.10 Carico dato dalla folla

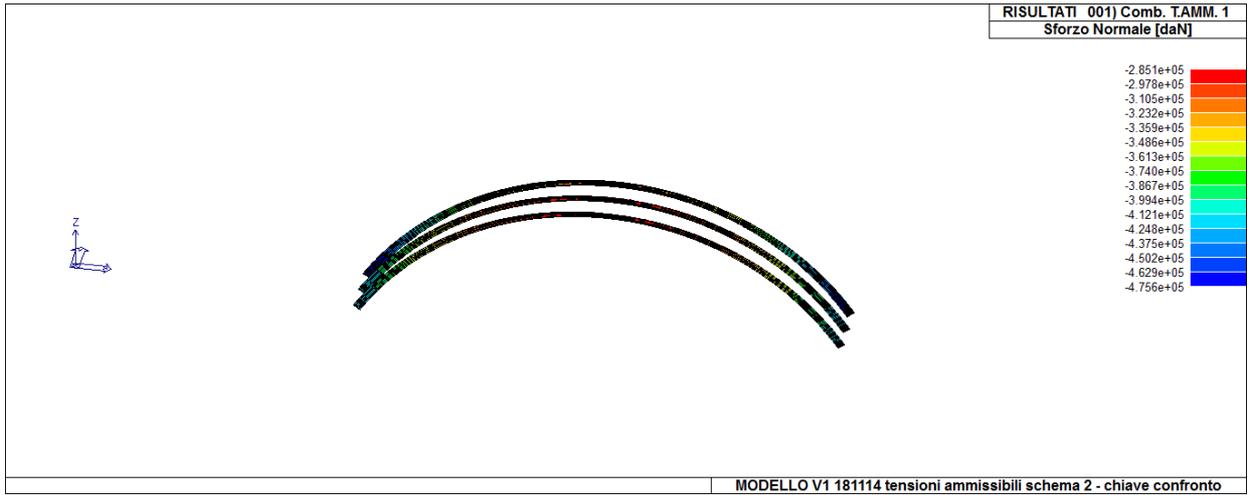
ARCO



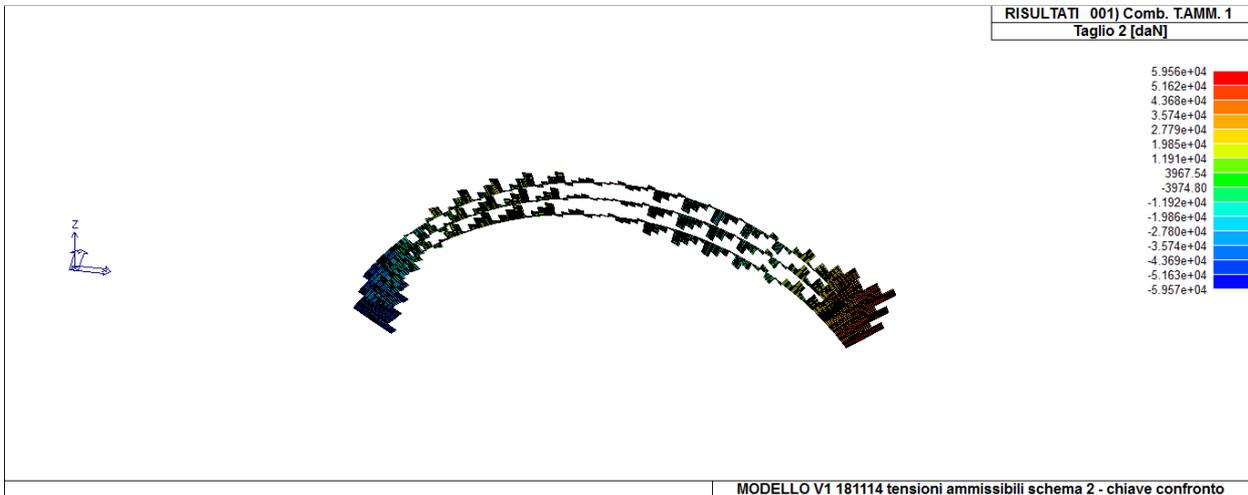
Max tensione max pressoflessione= 70.5 kg/cm²



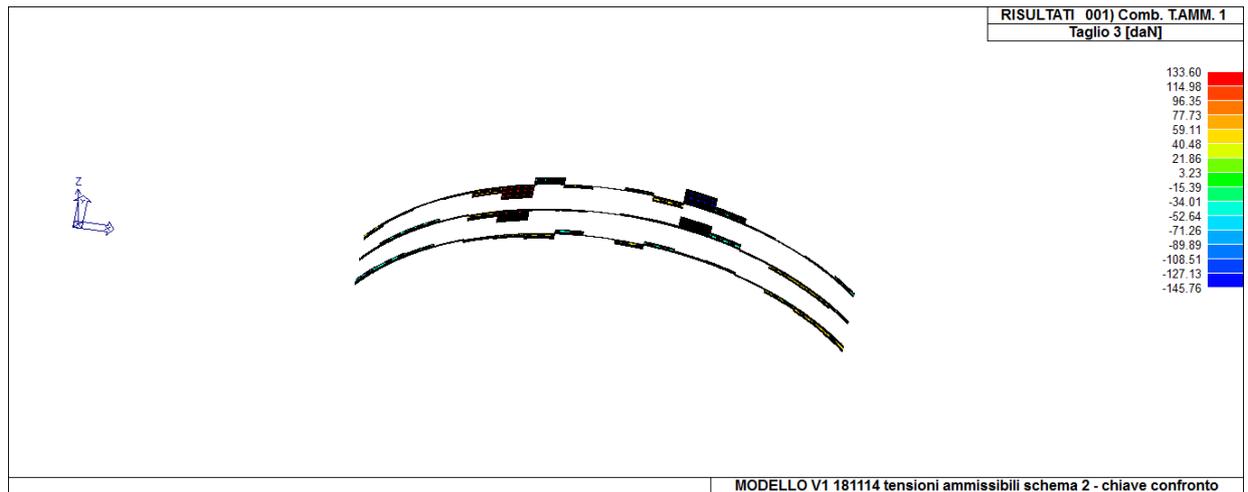
Max tensione tangenziale taglio- torsione= 3.7 kg/cm²



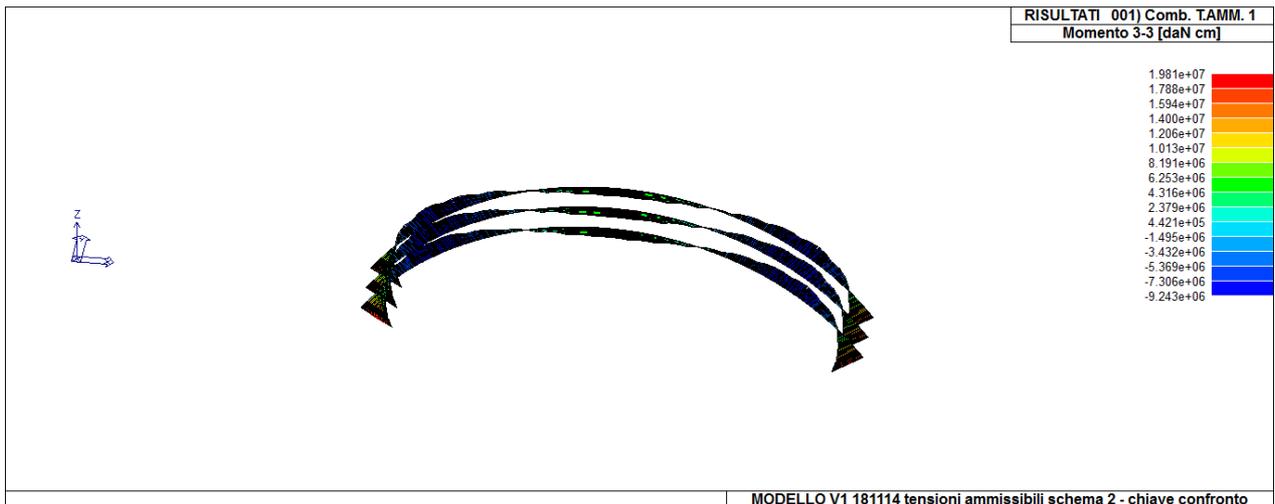
Max sforzo normale= -475600 kg



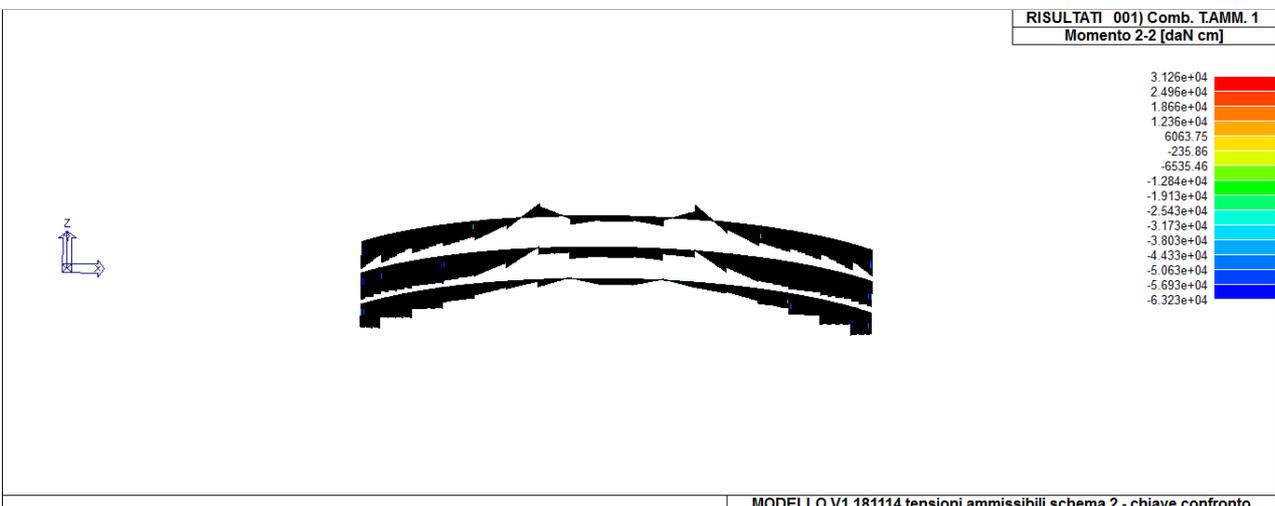
Max taglio 2= +59560 kg ; -59570 kg



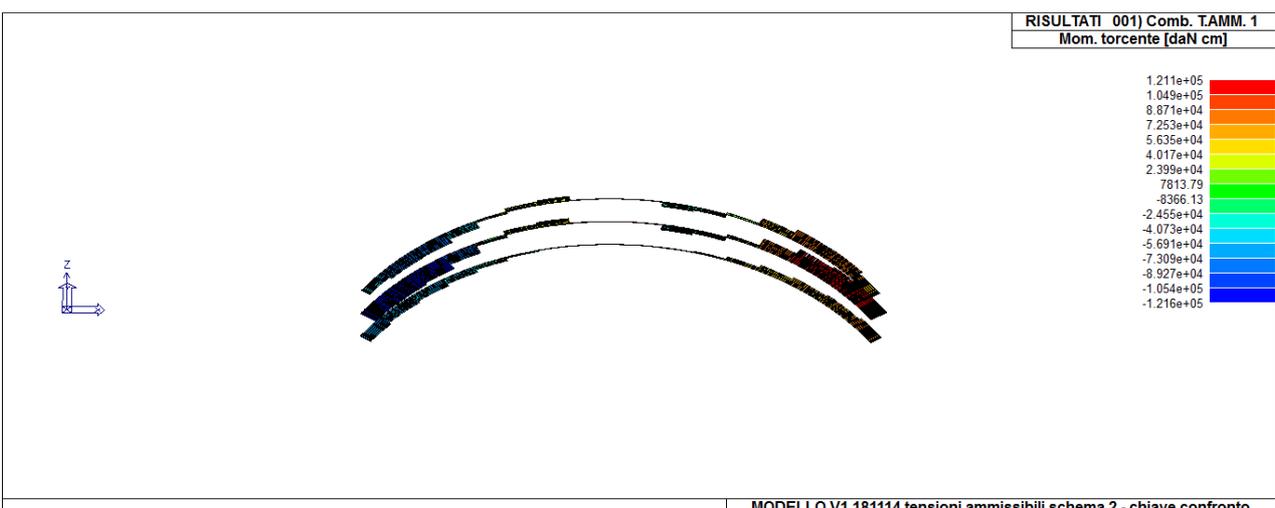
Max taglio 3= +133 kg ; -145.7 kg



Momento 3-3 max positivo= $1.98 \cdot 10^7$ kgcm ;negativo= $-9.2 \cdot 10^6$ kgcm

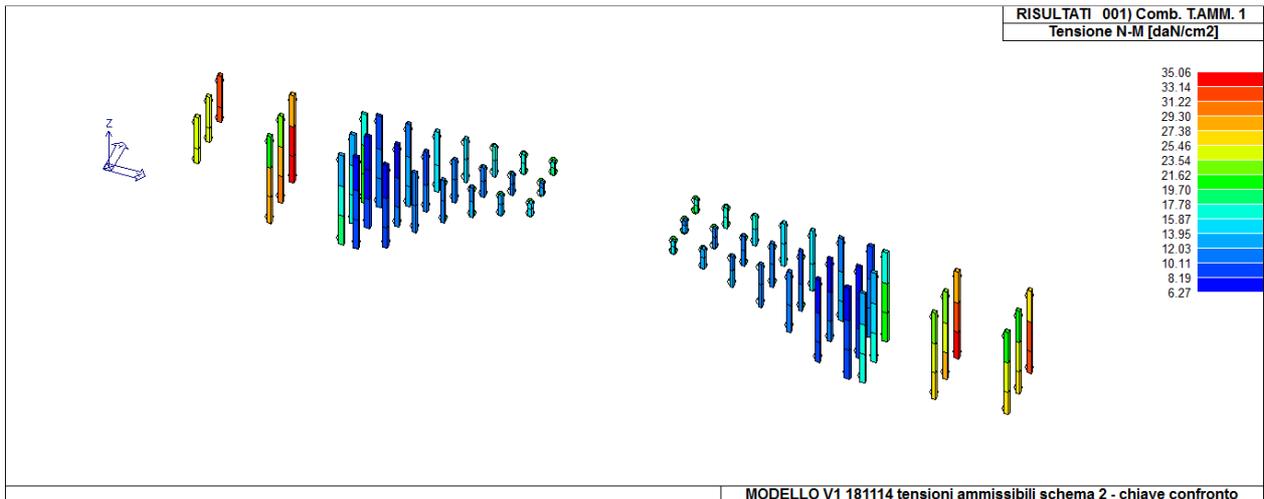


Momento 2-2 max positivo= 31260 kgcm; max negativo= -63230 kgcm

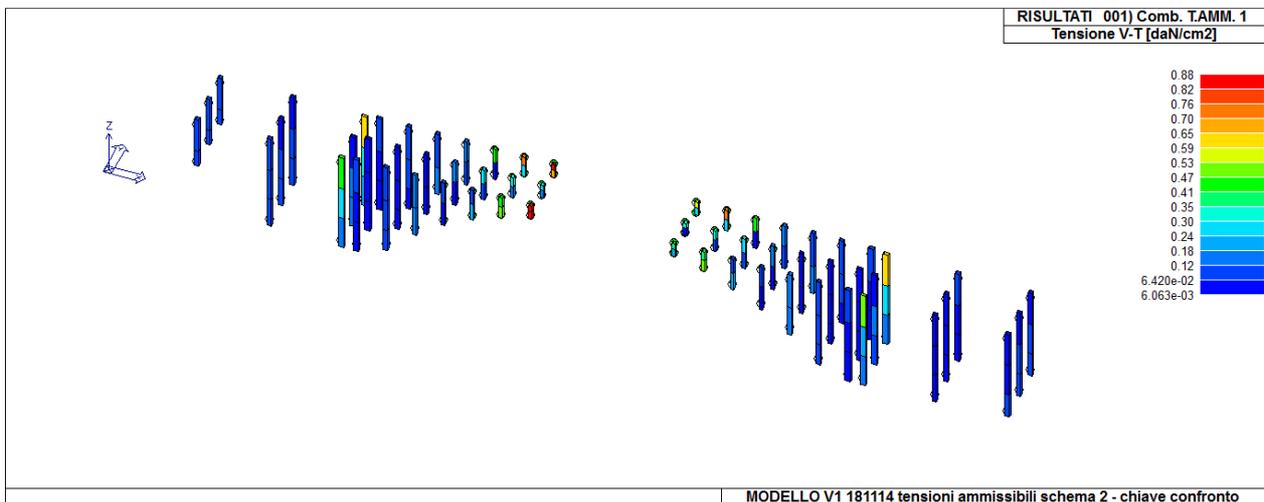


momento torcente= $\pm 1.2 \cdot 10^5$ kgcm

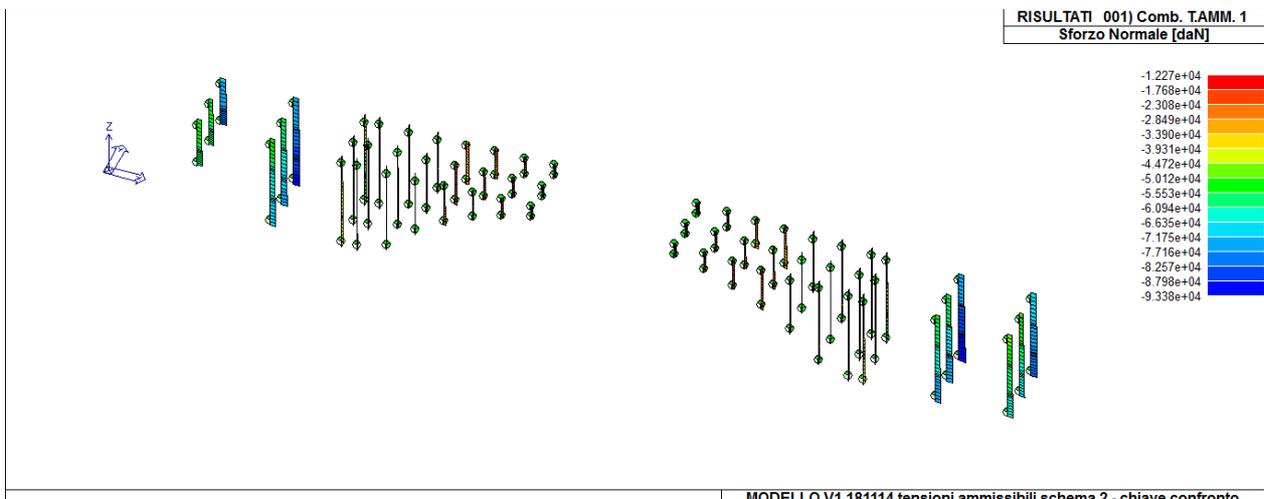
PILASTRI



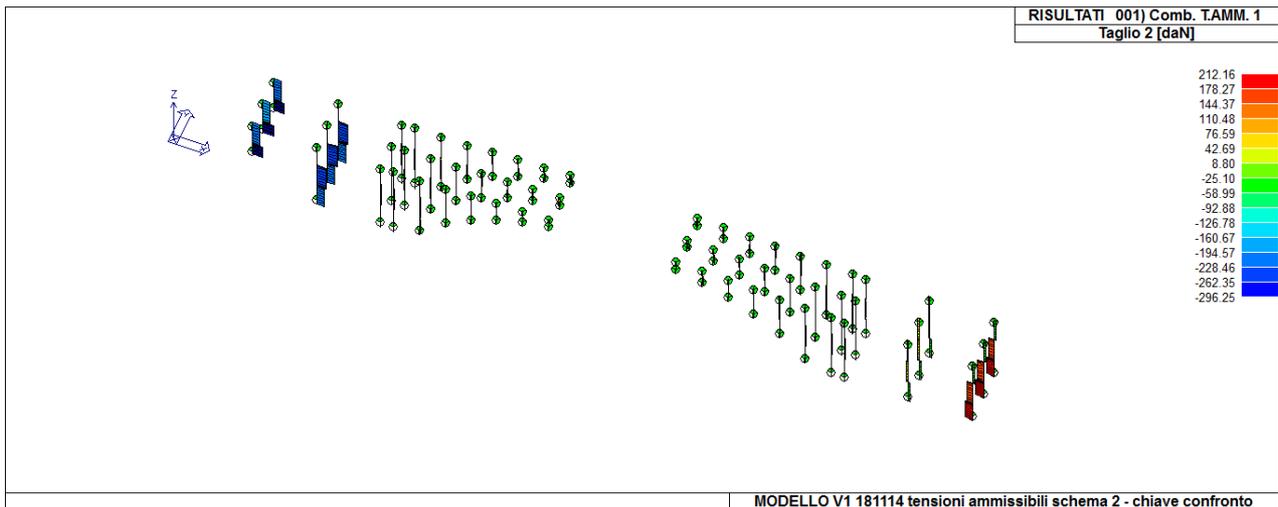
Max tensione pressoflessione= 35 kg/cm²



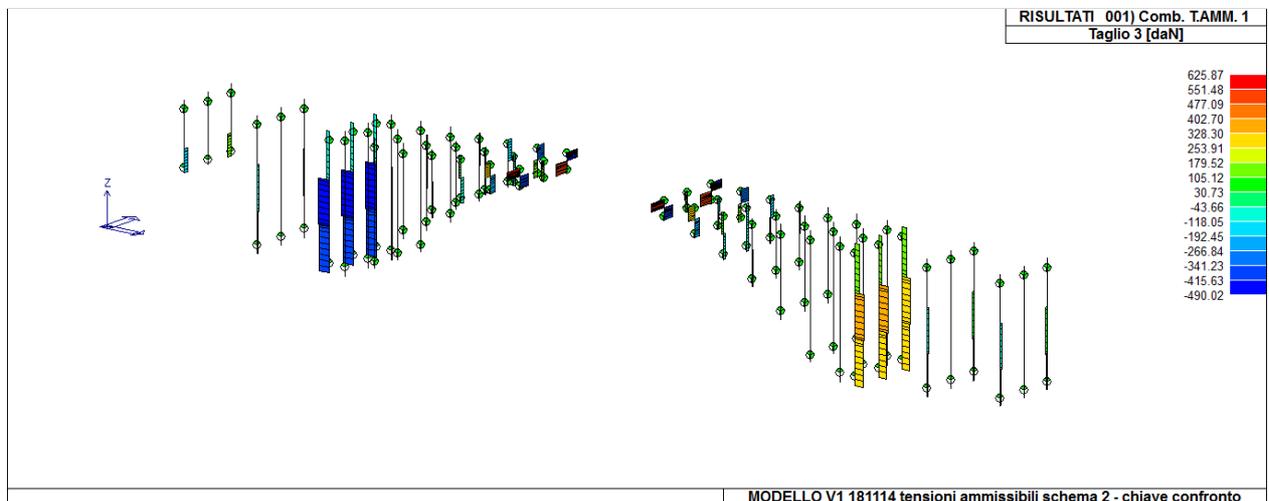
Max tensione tangenziale taglio-torsione= 0.88 kg/cm²



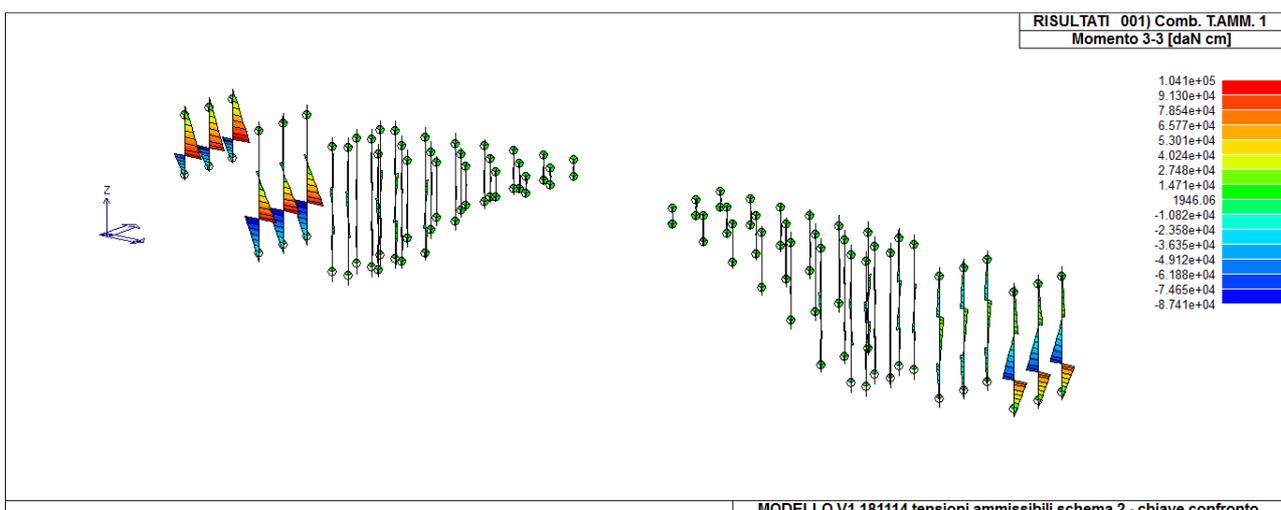
Max sforzo normale= -93380 kg



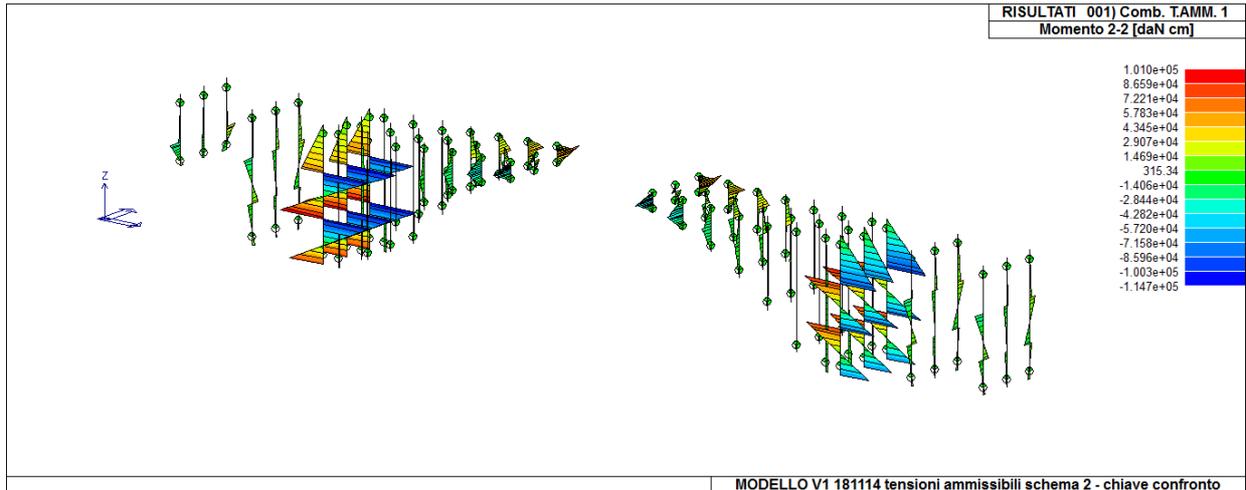
Max taglio 2 positivo= + 212 kg; negativo = -296 kg



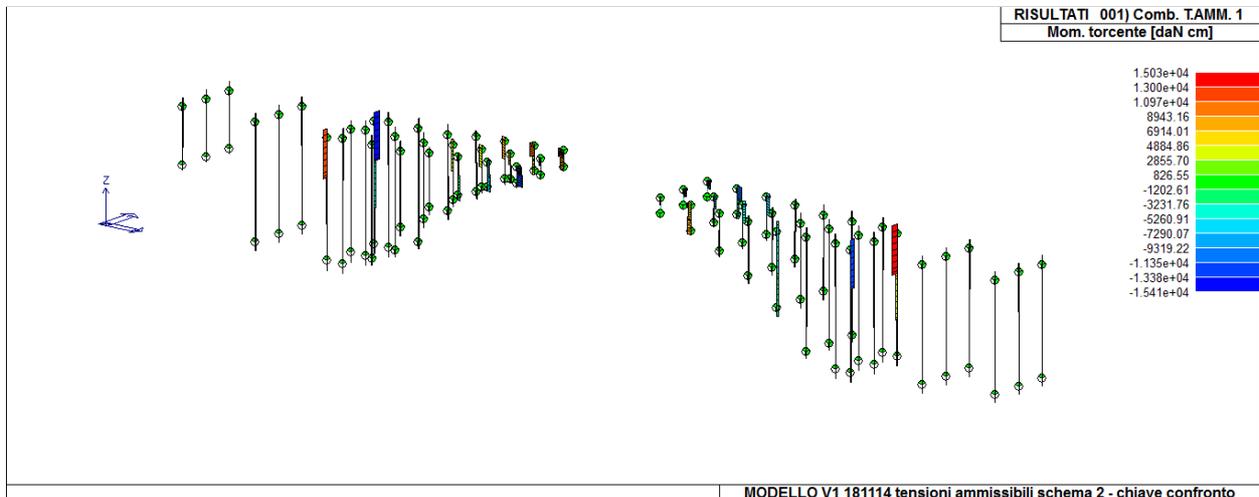
Max taglio 3= +625.8 kg; negativo= -490 kg



Max momento flettente 3-3 positivo= +1*10⁵ kgcm; negativo= -87410 kgcm

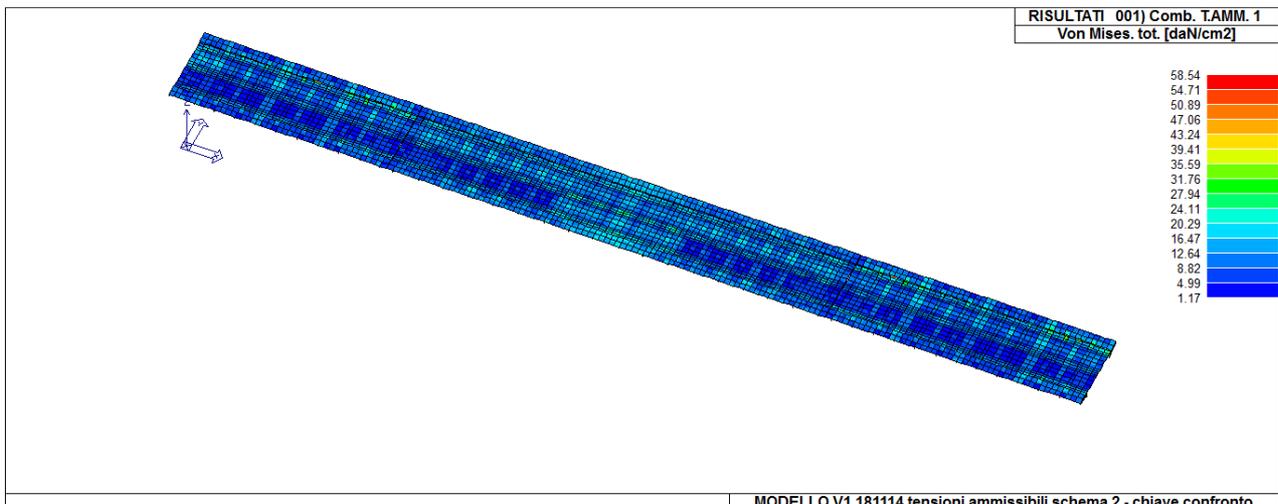


Max momento flettente 2-2 positivo= $+1 \cdot 10^5$ kgcm; negativo= $-1 \cdot 10^5$ kgcm



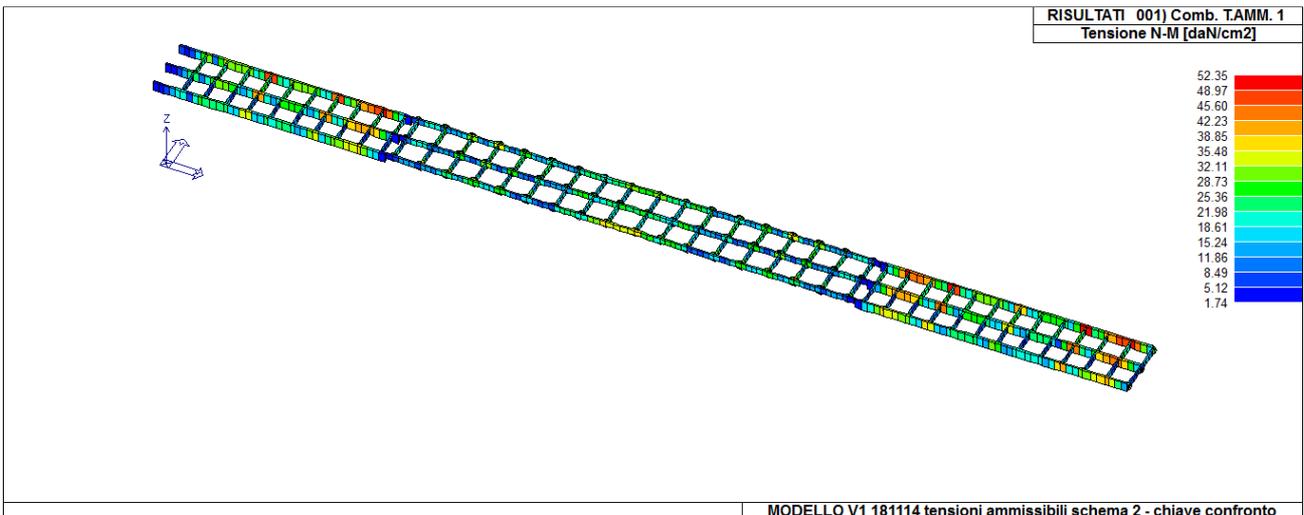
Max momento torcente positivo = $+15030$ kgcm; negativo= -15410 kgcm

SOLETTA

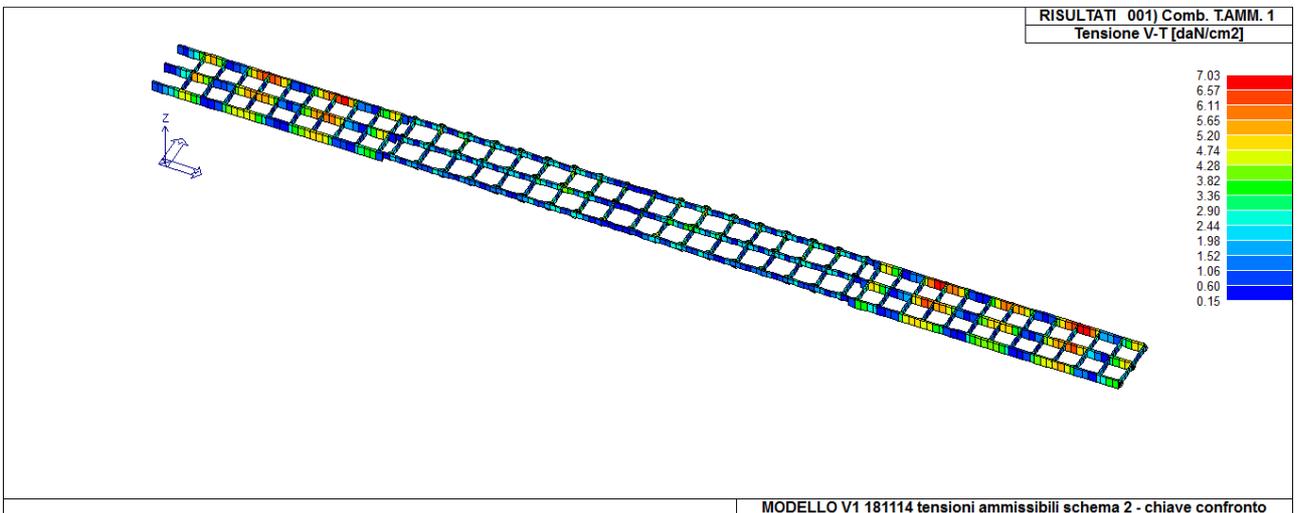


Max Tensioni Von Mises= 58.5 kg/cm²

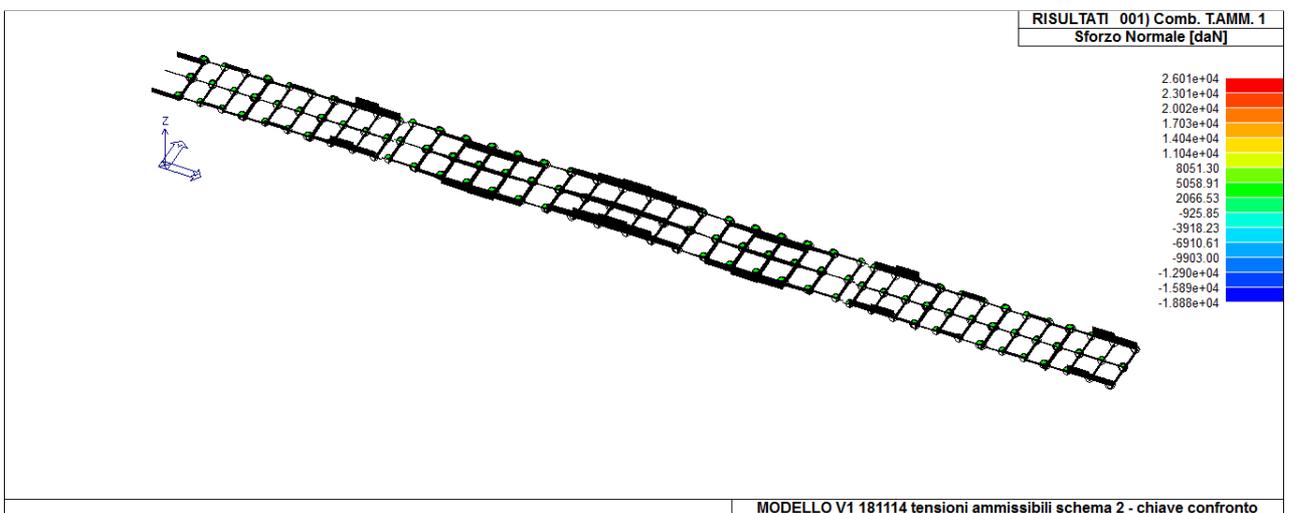
TRAVI

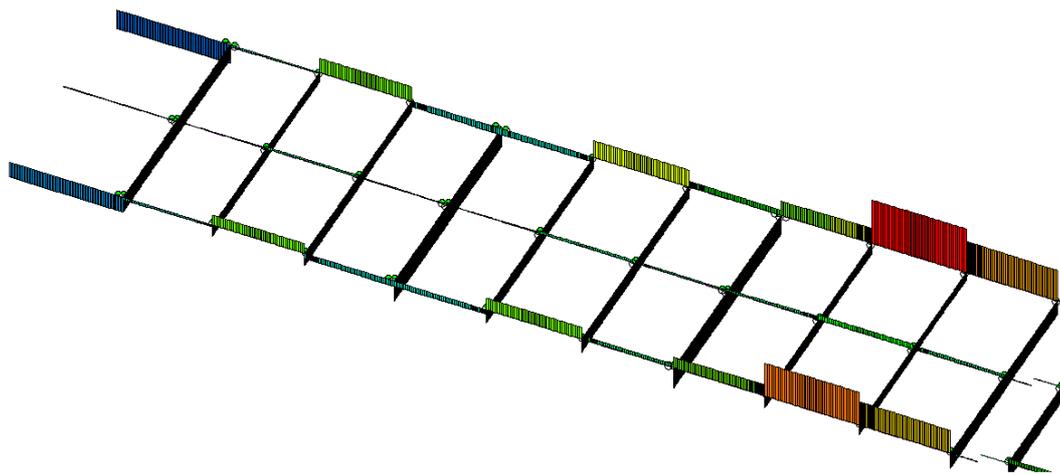


Tensione max di pressoflessione=52.3 kg/cm²

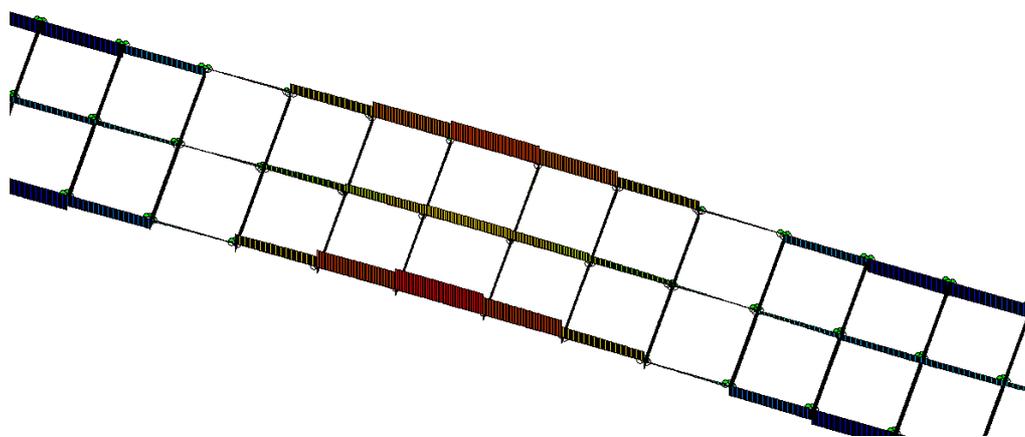


Tensioni max taglio-torsione= 7 kg/cm²

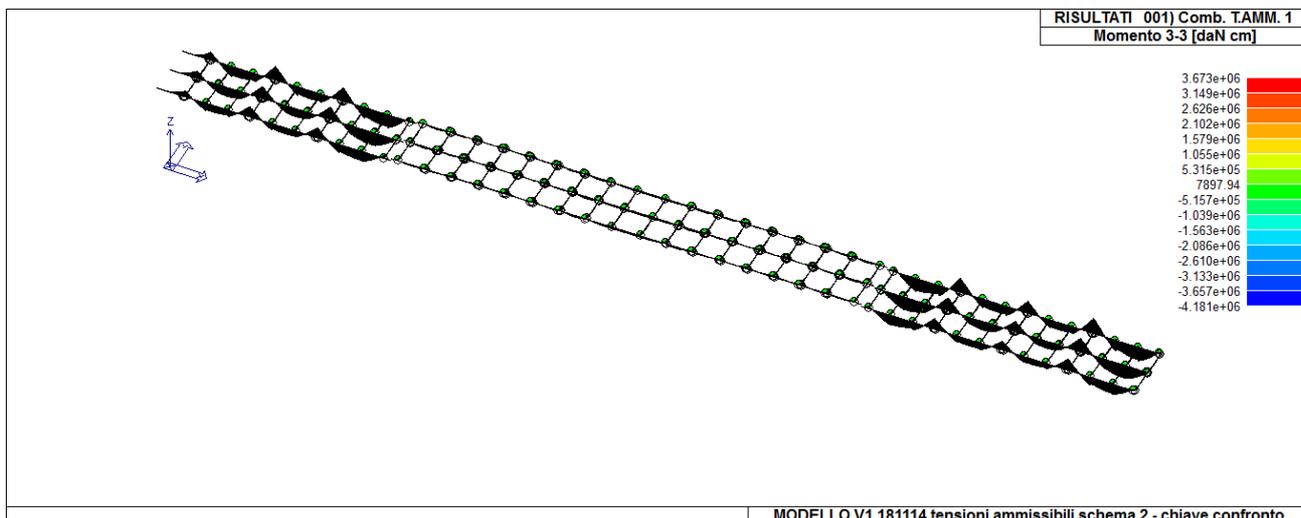




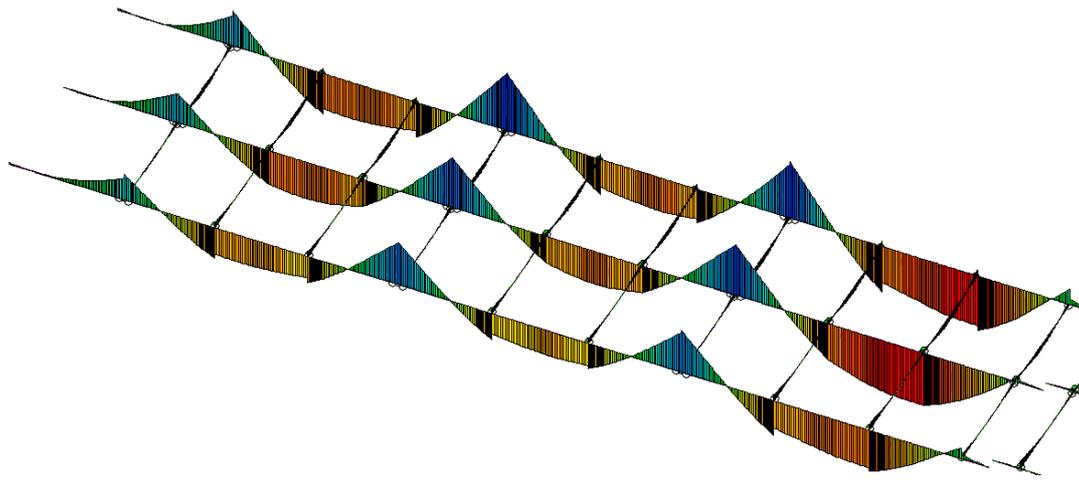
Impalcato viadotto sx



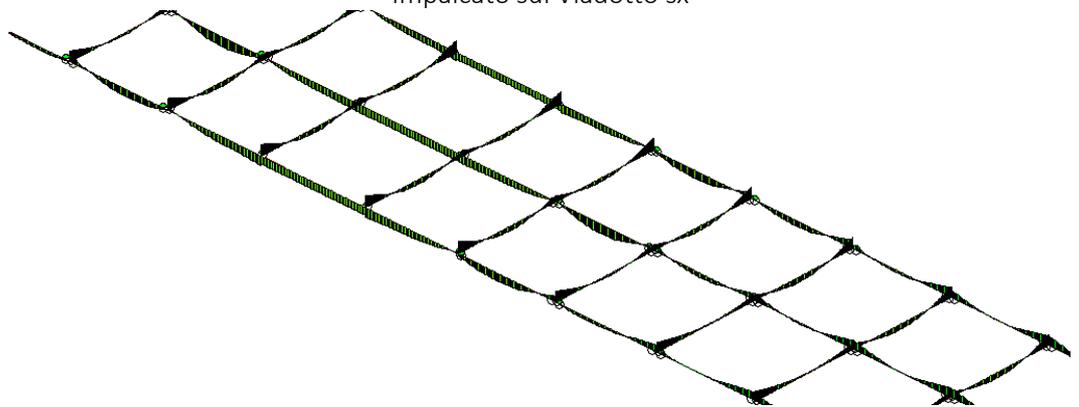
Impalcato sull'arcata
Max sforzo normale -18880 kg



MODELLO V1 181114 tensioni ammissibili schema 2 - chiave confronto

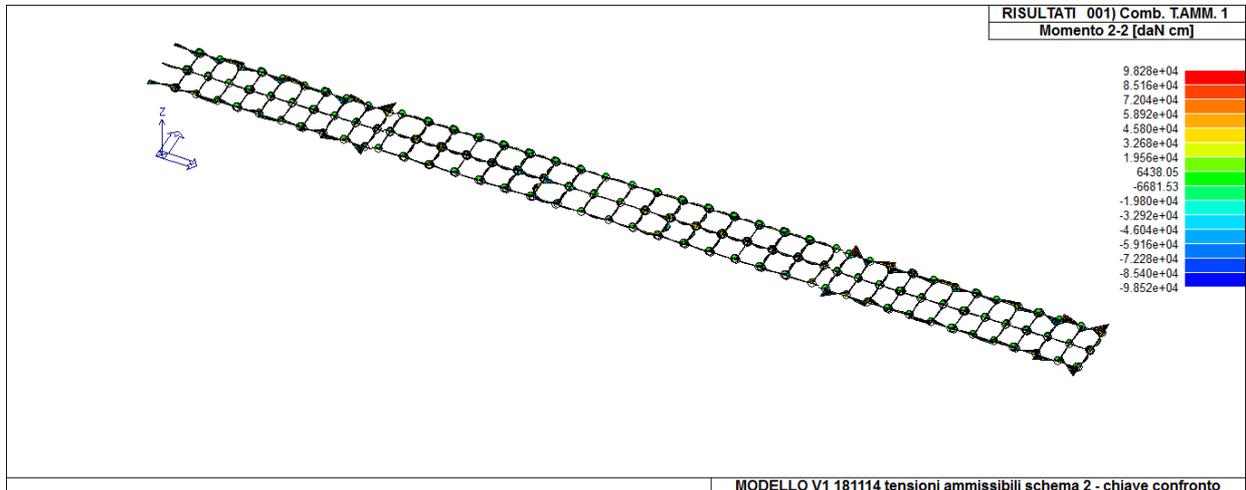


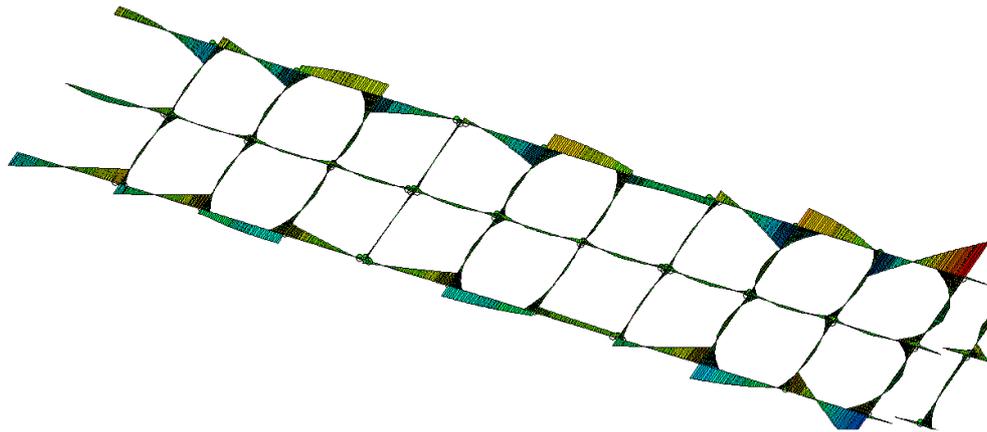
Impalcato sul Viadotto sx



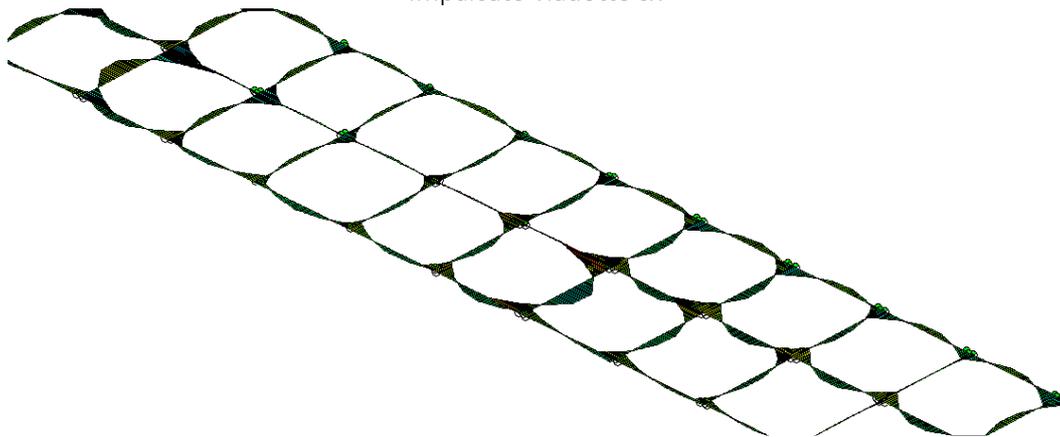
Impalcato sull'arcata

Max M positivo 3-3= $+3.7 \cdot 10^6$ kgcm; negativo= $-4 \cdot 10^6$ kgcm



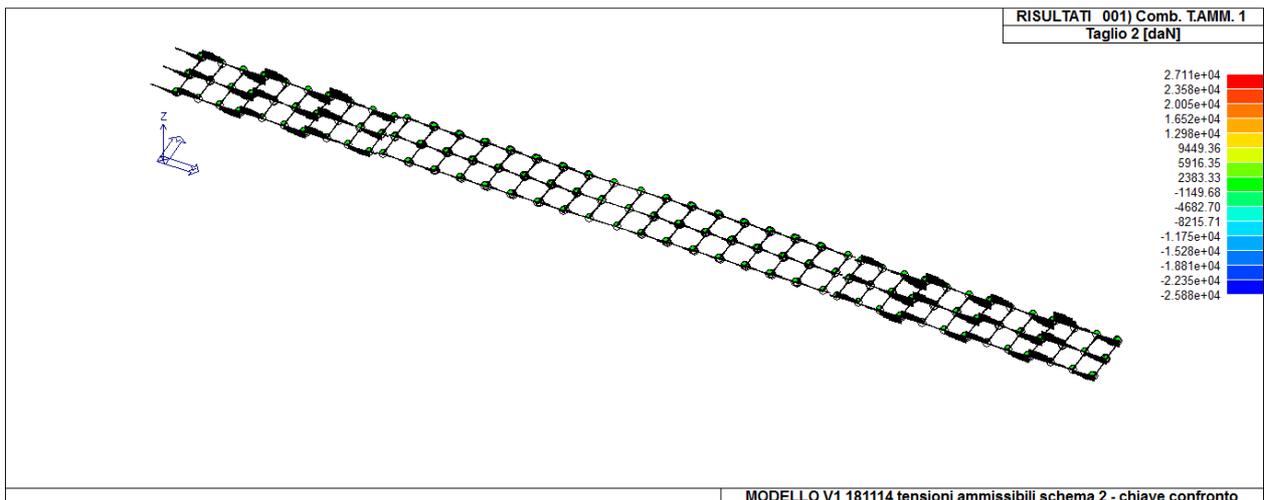


Impalcato viadotto sx

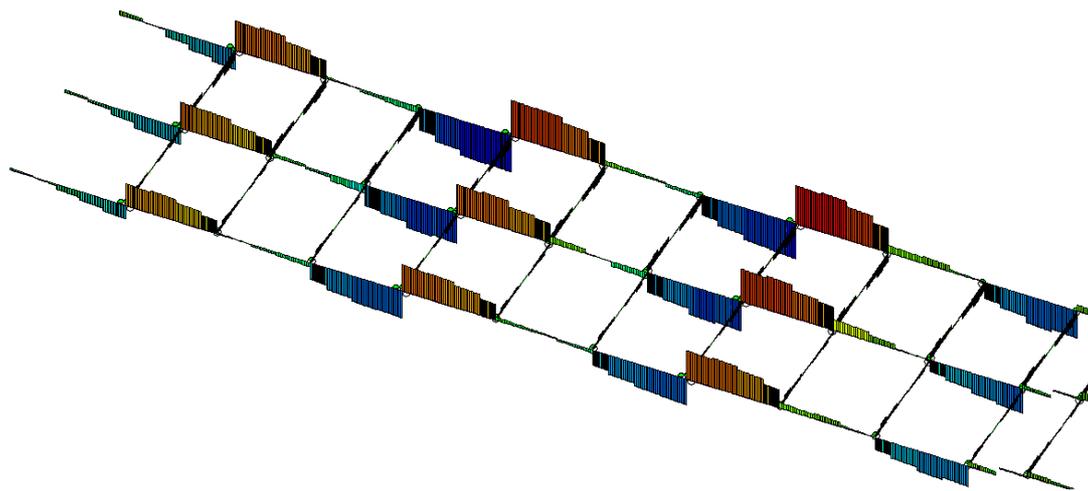


Impalcato sull'arcata

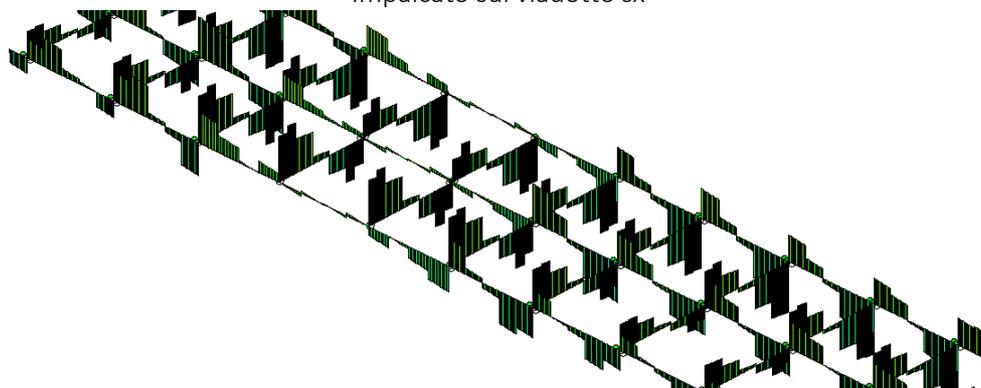
Max M positivo 2-2= +98280 kgcm; negativo= -98520 kgcm



MODELLO V1 181114 tensioni ammissibili schema 2 - chiave confronto

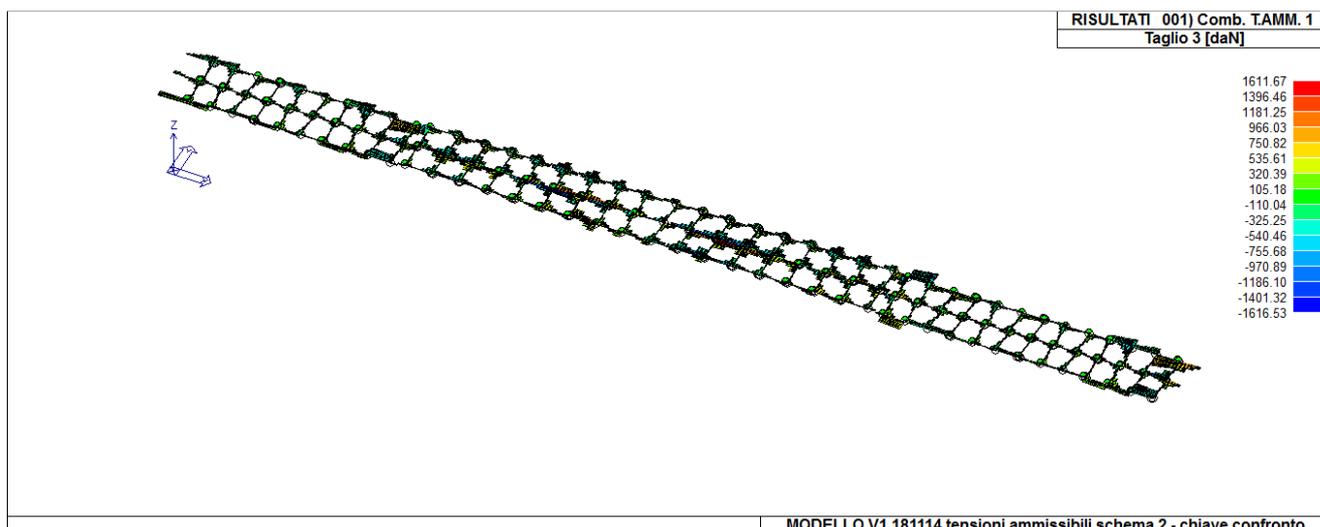


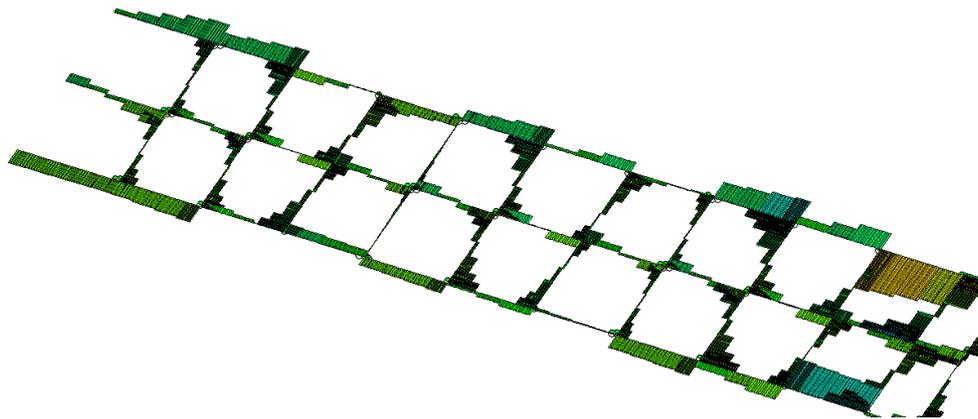
Impalcato sul viadotto sx



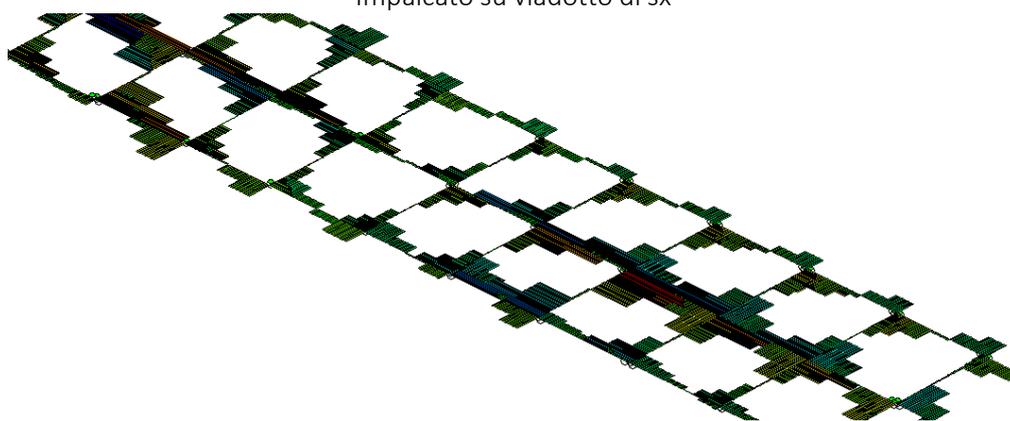
Impalcato sull' arcata

Max Taglio 2 positivo= 27110 kg; negativo= -25880 kg



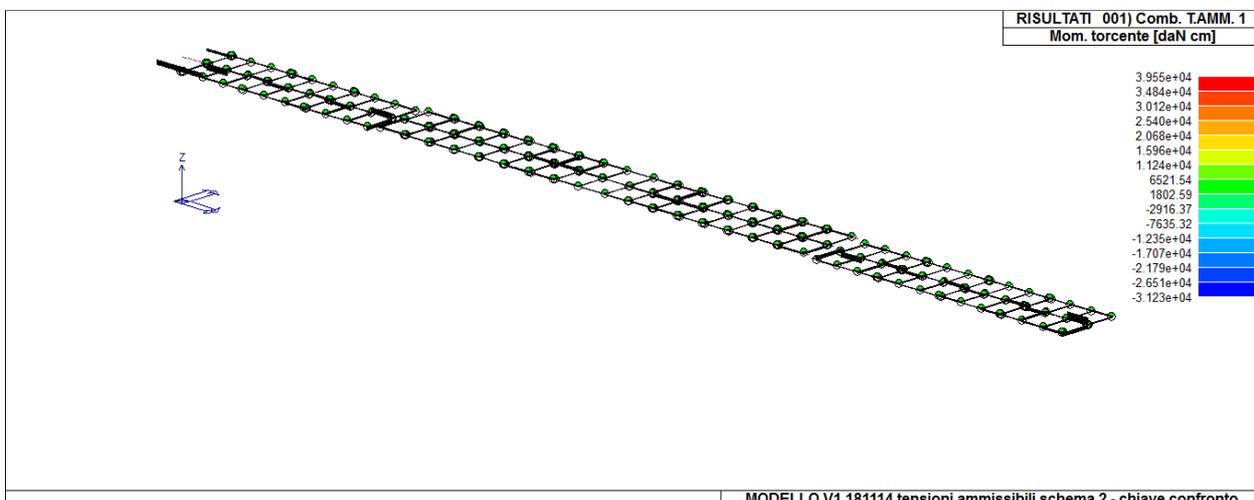


Impalcato su viadotto di sx

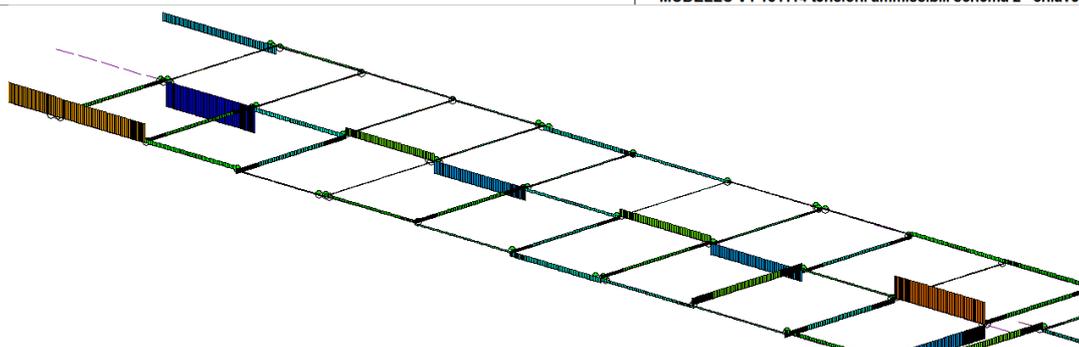


Impalcato su arcata

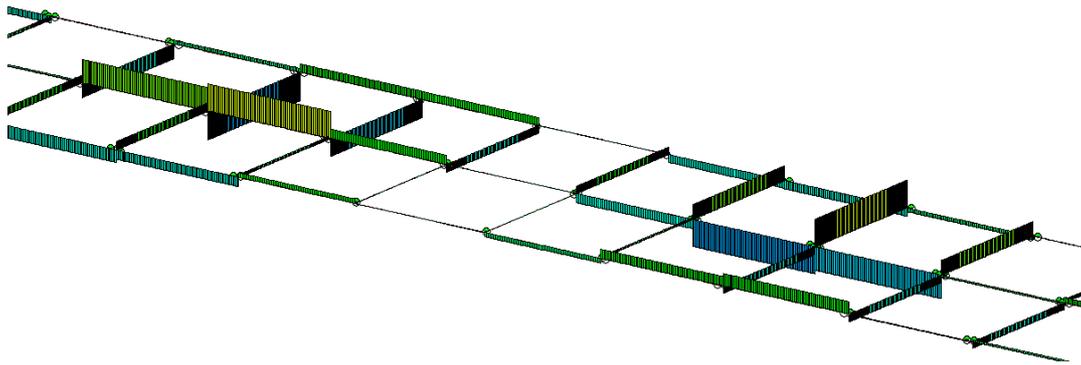
Max Taglio 3 positivo= +1611.6 kg; negativo= -1616.5 kg



MODELLO V1 181114 tensioni ammissibili schema 2 - chiave confronto



Impalcato viadotto sx

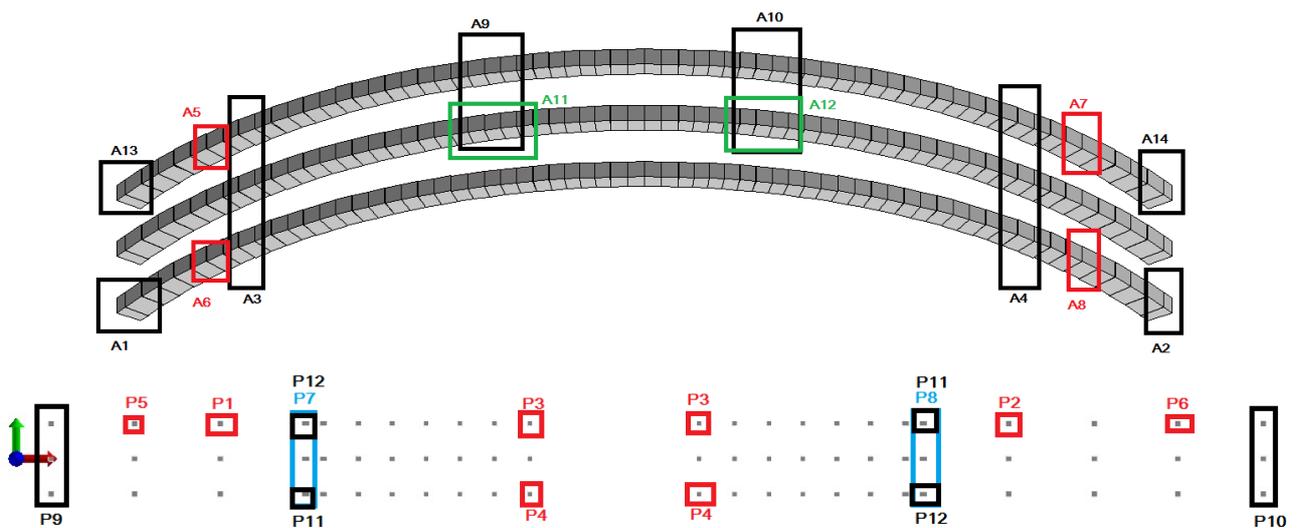


Impalcato sull'arcata

Max momento torcente positivo= 39550 kgcm; negativo= +31230 kgcm

TABELLA RIASSUNTIVA - TA - CHIAVE- schema di carico b)

	Arco	Pilastri	Soletta	Travi
Tensioni totali (Von Mises) (kg/cm ²)			58.5	
Tensione N-M (kg/cm ²)	70.5 (A1, A2, A13, A14)	35 (P1, P2)		52.3
Tensione V-T (kg/cm ²)	3.7 (A1, A2)	0.88 (P3, P4)		7
N (kg)	-475600 (A13, A14)	-93380 (P1, P2)		-18880
M ₃₋₃ (kgcm)	+1.9*10 ⁷ (A1, A2); -9.2*10 ⁶ (A3, A4)	+1*10 ⁵ ; -87410 (P5, P6)		3.7*10 ⁶ ; -4*10 ⁶
M ₂₋₂ (kgcm)	+31260 (A9, A10); -63230 (A5, A6, A7, A8)	1*10 ⁵ ; -1*10 ⁵ (P7, P8)		+98280; -98520
T ₃ (kg)	+133 (A9); -145.7 (A10)	+625.8 (P4); -490 (P3)		+1611.6; -1616.5
T ₂ (kg)	+59560 (A2); -59570 (A1)	+212; -296 (P9, P10)		+27110; -25880
Mt (kgcm)	±1.2*10 ⁵ (A11-, A12+)	+15030 (P11); -15410 (P12)		+39550; -31230



TA- Schema di carico b) Un treno tipo (schema 1) indefinito del peso di 12 t ed un treno tipo (schema 2) con veicoli dal peso massa di 40 t affiancati (RENI), e contemporaneamente folla compatta (400 kg/m²) sui marciapiedi.

In questo primo modello verrà dunque disposto:

- Carico folla pari a 400 kg/cm², incrementato di un fattore di amplificazione dinamica pari ad 1,25 (25% di incremento) che porta a:

$$\text{Carico folla} = 400 \cdot 1.25 = 500 \text{ kg/cm}^2$$

- Carico indefinito da 12 t, disposto su tutta la larghezza dell' impalcato, ripartito su un area pari allo schema I (18 m²) ed incrementato del 25 % per effetto dell' amplificazione dinamica:

$$\text{Carico mobile} = \frac{12}{18} \cdot 1.25 = 833 \text{ kg/cm}^2$$

- Carico pari a 40 t ripartiti su una area di 51 m²:

$$\text{Carico mobile} = \frac{40}{51} \cdot 1.25 = 980 \text{ kg/m}^2$$

- Peso proprio, permanenti portati.

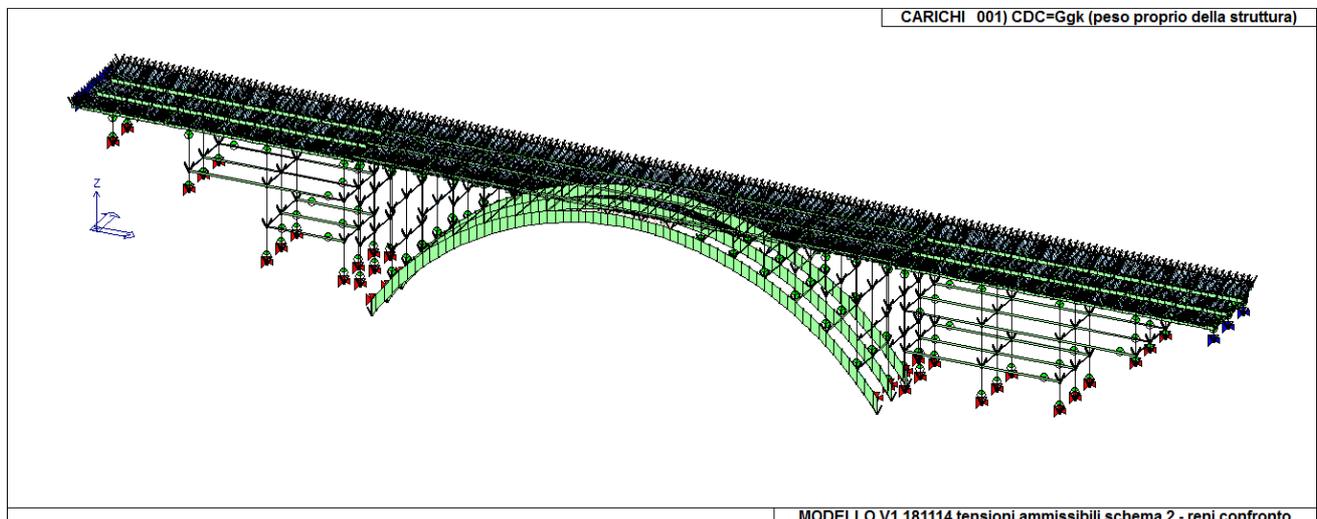


Figura 9.1.1.11 Peso proprio della struttura

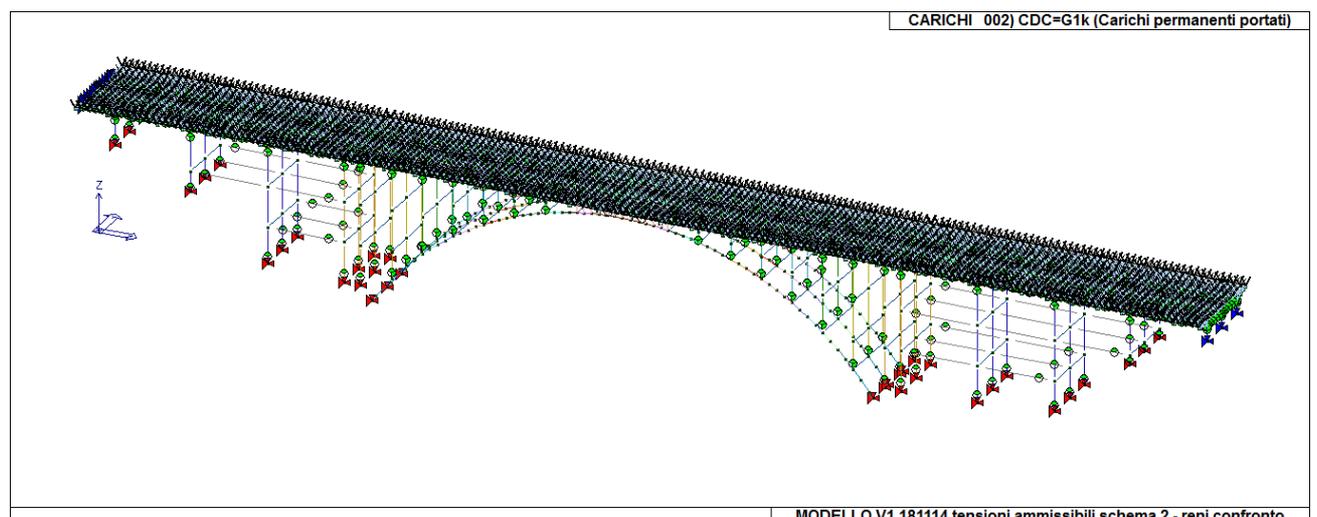


Figura 9.1.1.12 Carichi permanenti portati

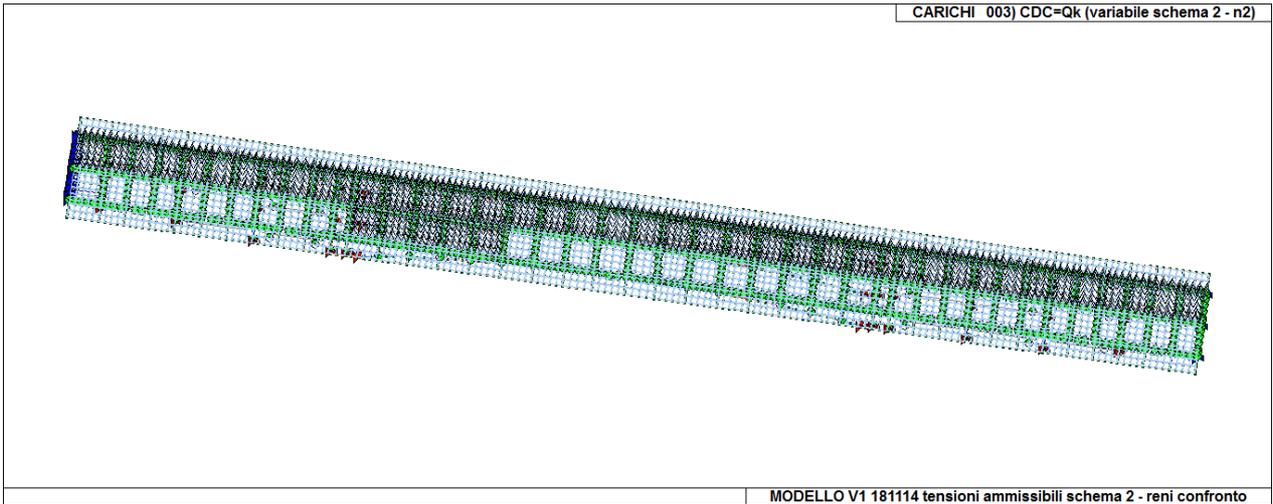


Figura 9.1.1.13 Un treno tipo (schema 1) indefinito del peso di 12 t ed un treno tipo (schema 2) con veicoli dal peso massa di 40 t affiancati (RENI)

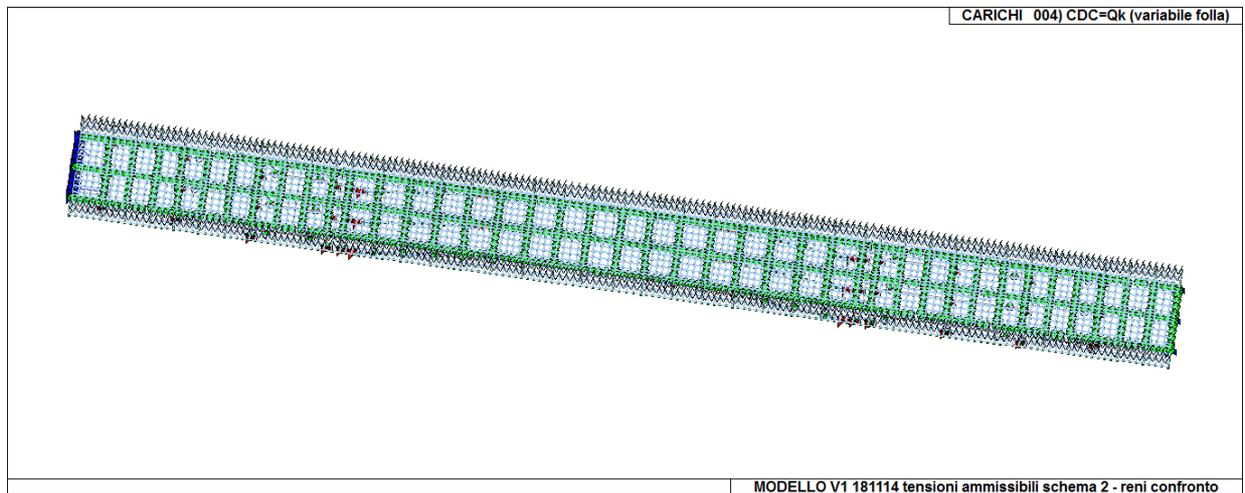
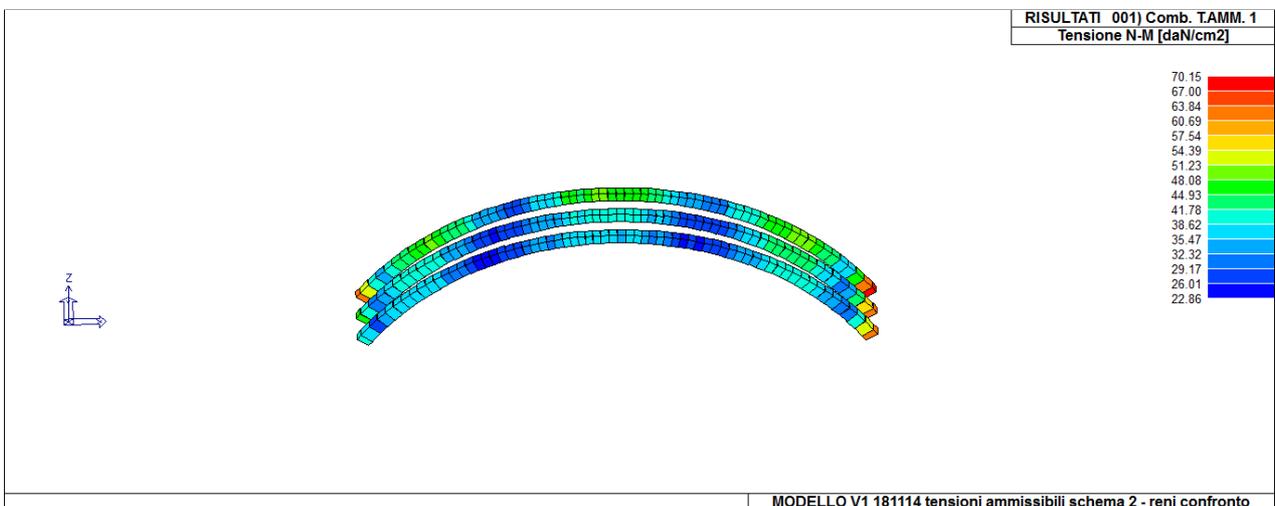
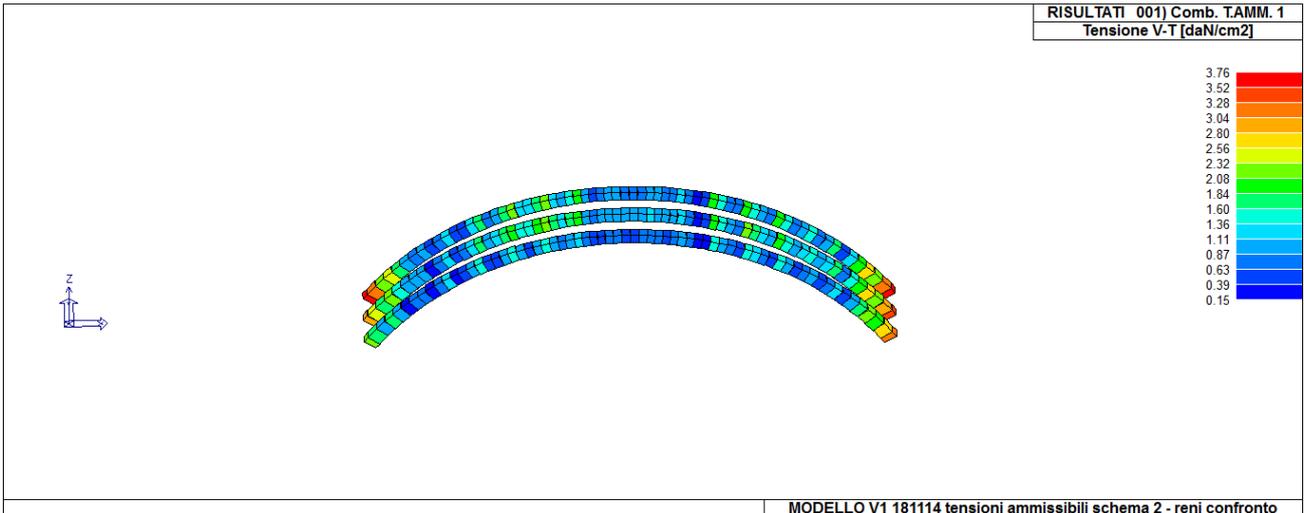


Figura 9.1.1.14 Folla

ARCO



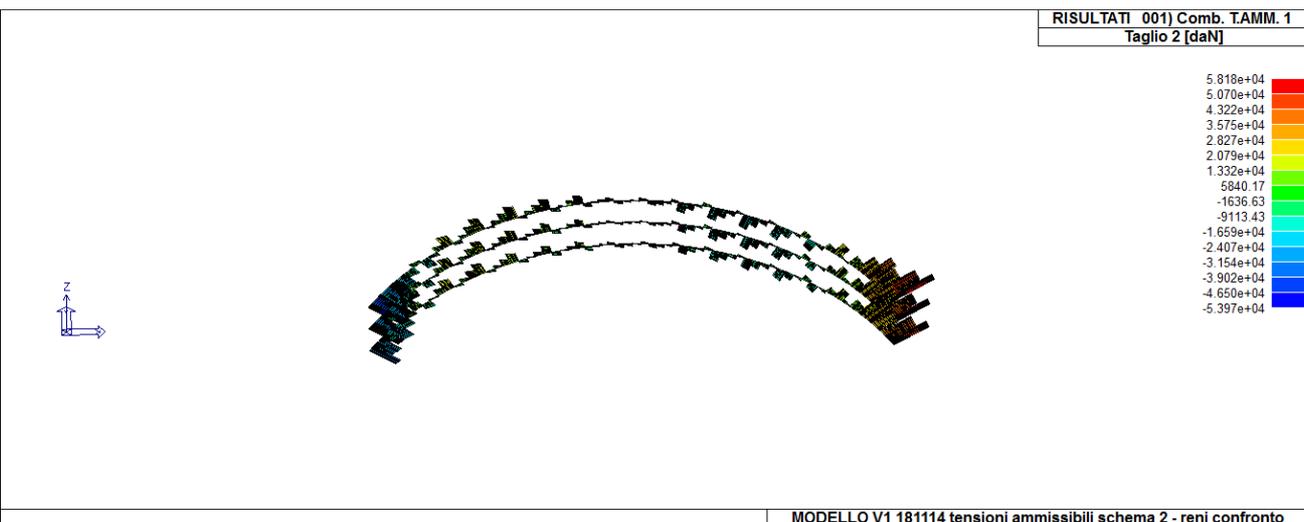
Max tensione max pressoflessione= 70.15 kg/cm²



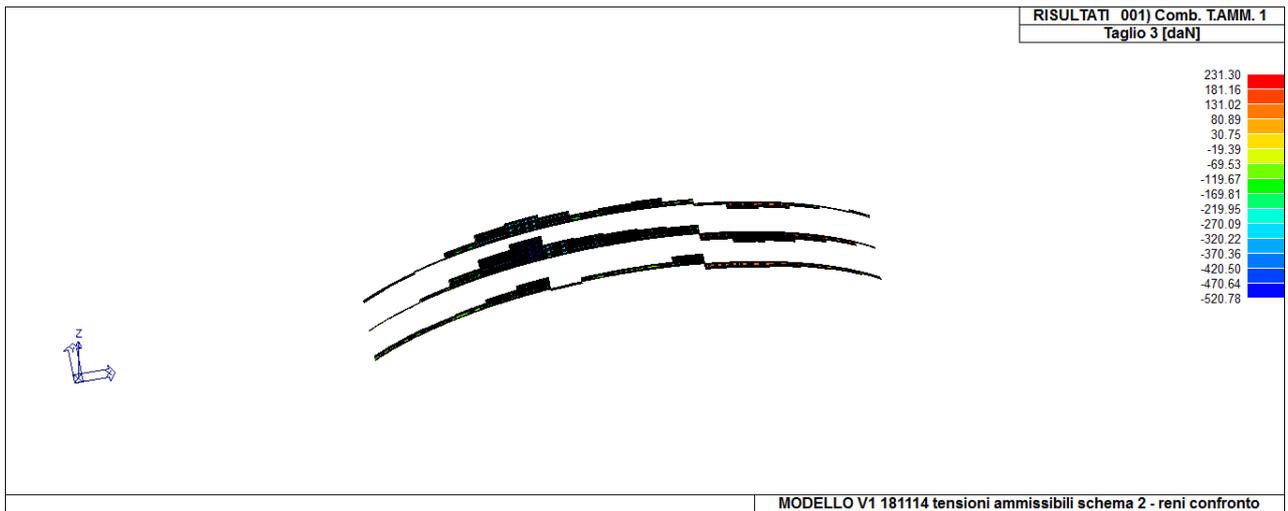
Max tensione tangenziale taglio-torsione= 3.8 kg/cm²



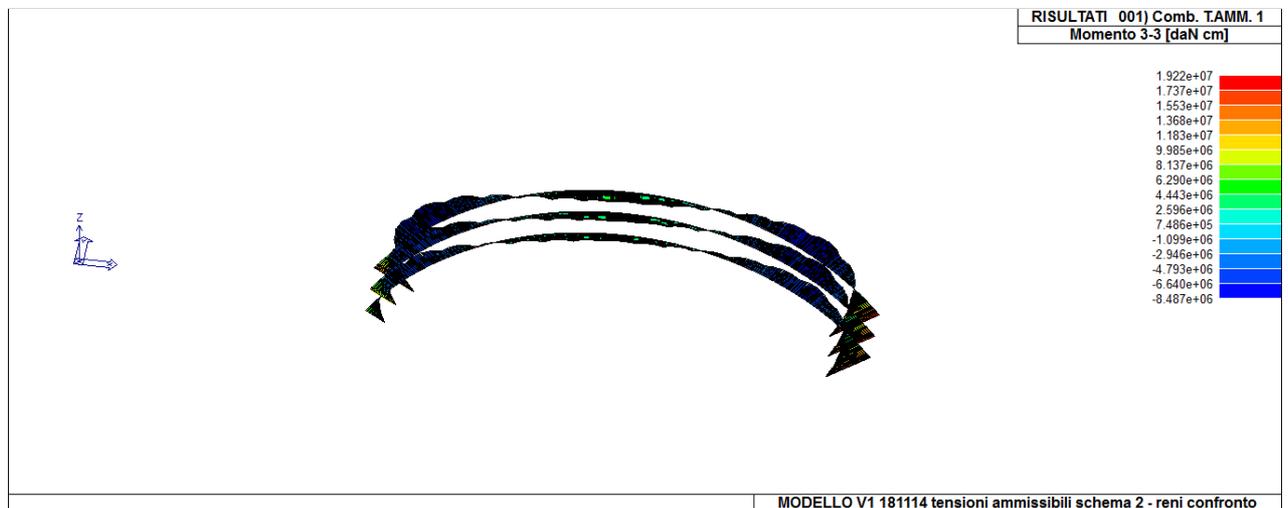
Max sforzo normale = -473400 kg



Max taglio 2 positivo= 58180 kg; negativo= 53970 kg



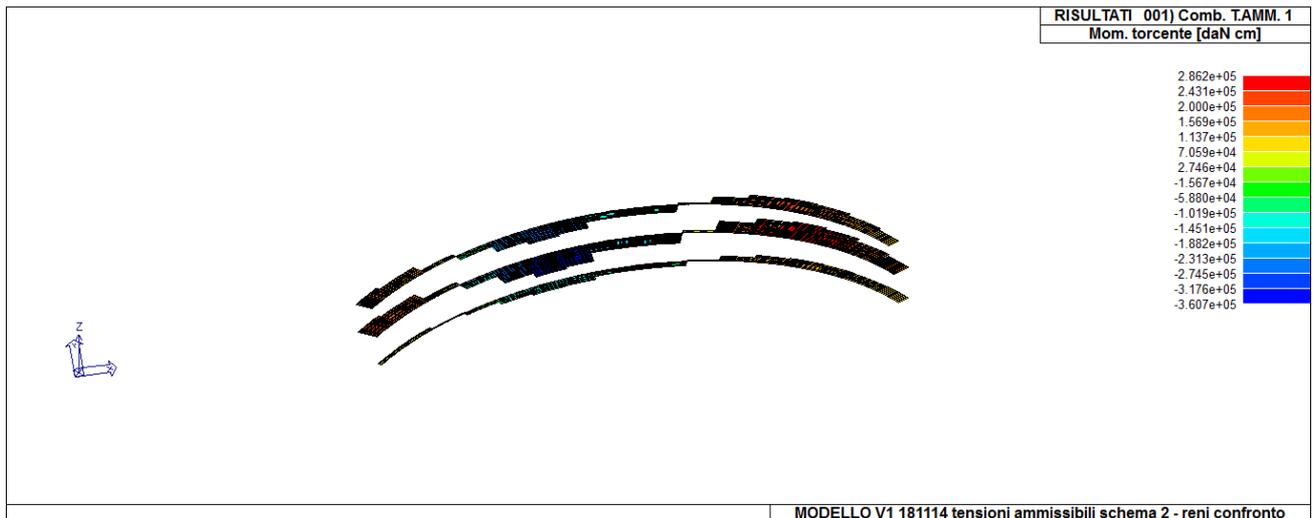
Taglio 3 positivo= +231 kg; negativo= -520 kg



Max momento flettente 3-3 pos = $+1.9 \cdot 10^7$ kgcm; neg = $-8.5 \cdot 10^6$ kgcm

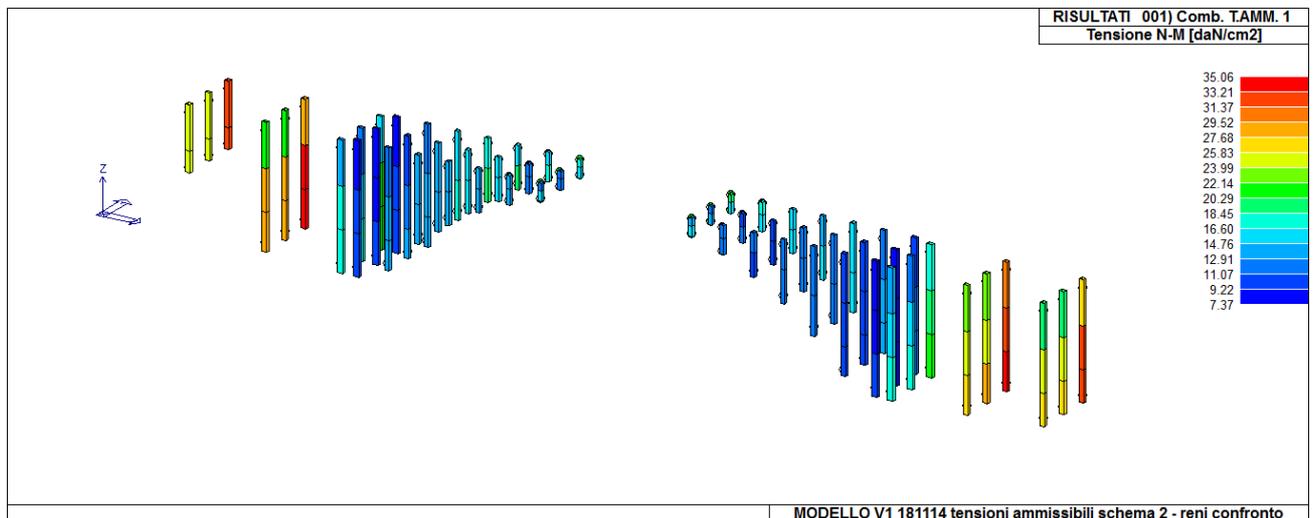


Max momento flettente 2-2 pos = +60320 kgcm; neg = -168500 kgcm

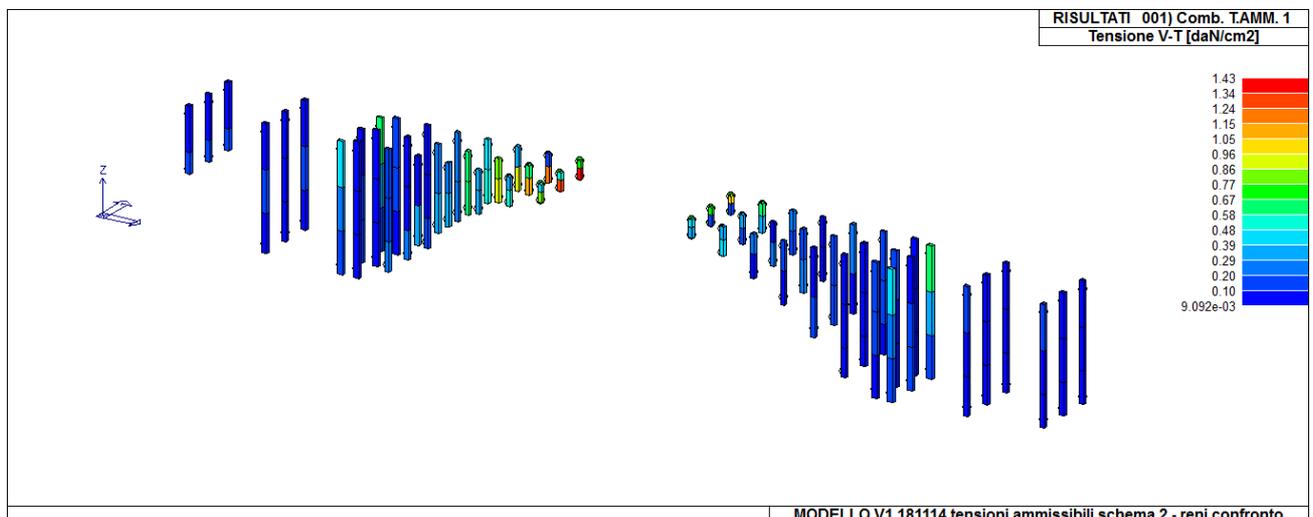


MODELLO V1 181114 tensioni ammissibili schema 2 - reni confronto
 Max momento torcente positivo= $+2.8 \cdot 10^5$ kgcm; negativo= $-3.6 \cdot 10^5$ kgcm

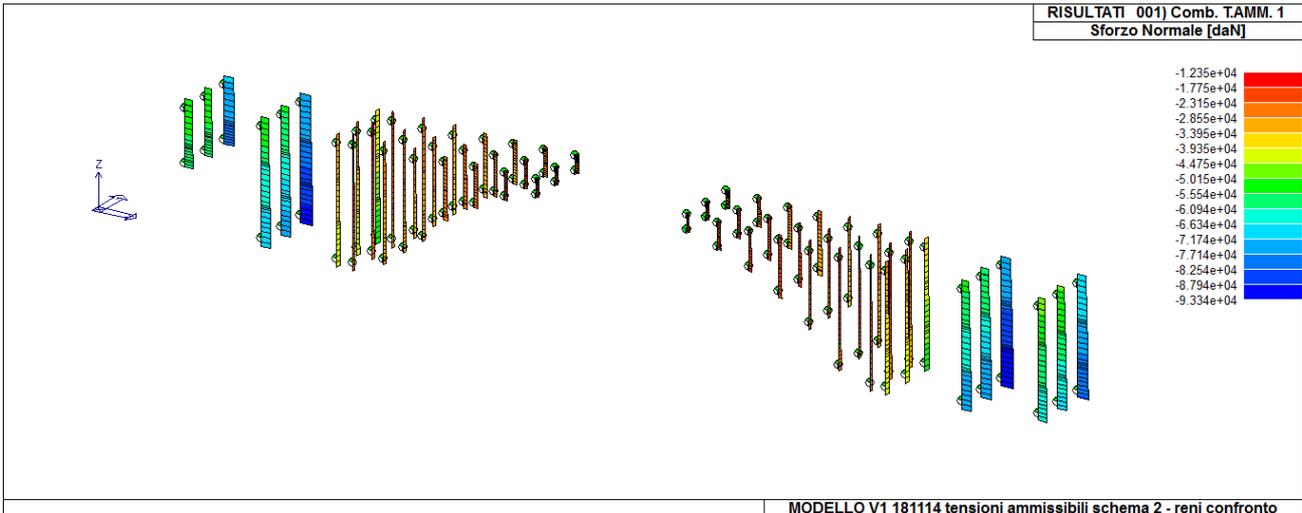
PILASTRI



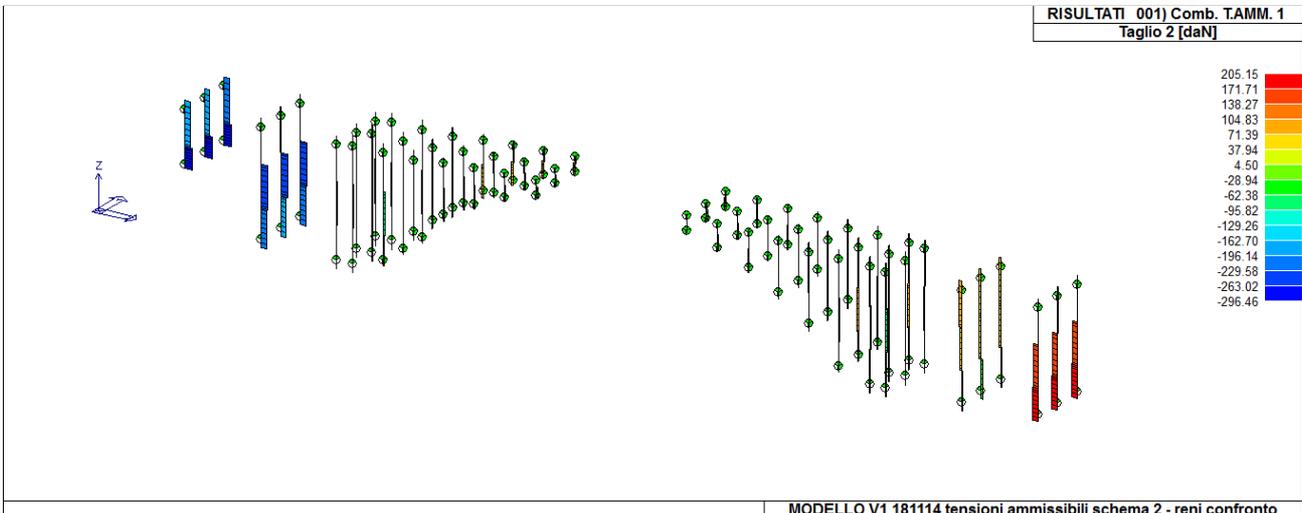
MODELLO V1 181114 tensioni ammissibili schema 2 - reni confronto
 Max tensione pressoflessione= 35 kg/cm²



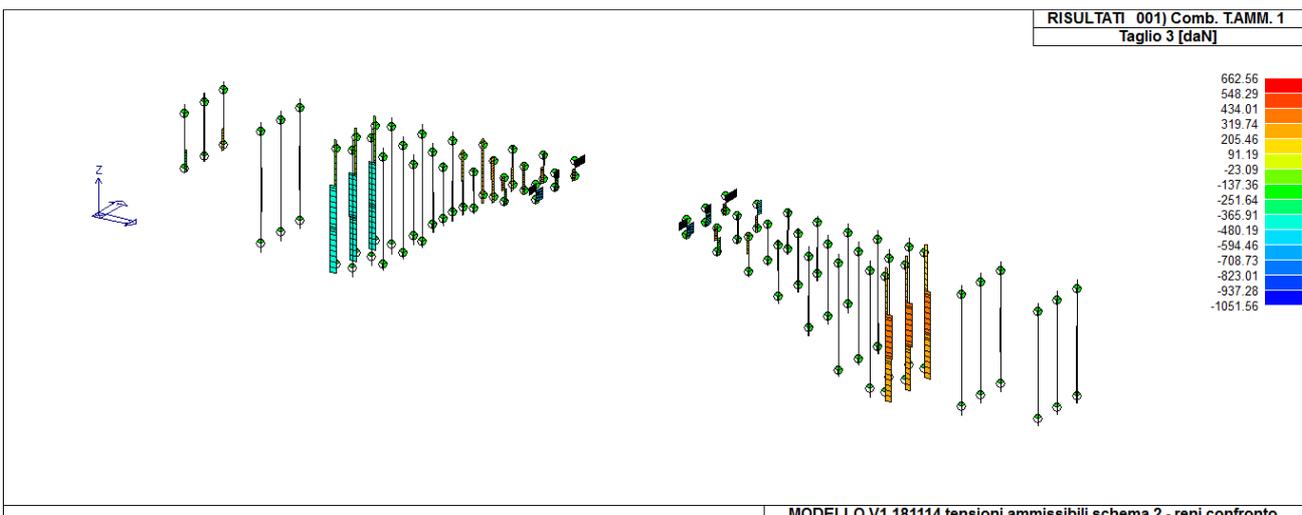
MODELLO V1 181114 tensioni ammissibili schema 2 - reni confronto
 Max tensione tangenziale taglio-torsione= 1.43 kg/cm²



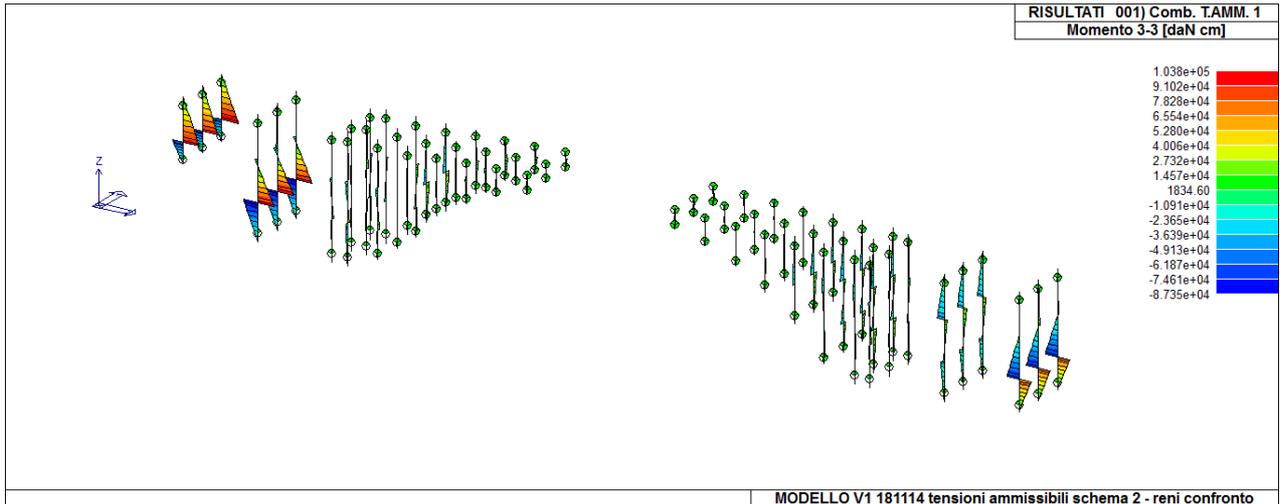
Max sforzo normale= -93340 kg



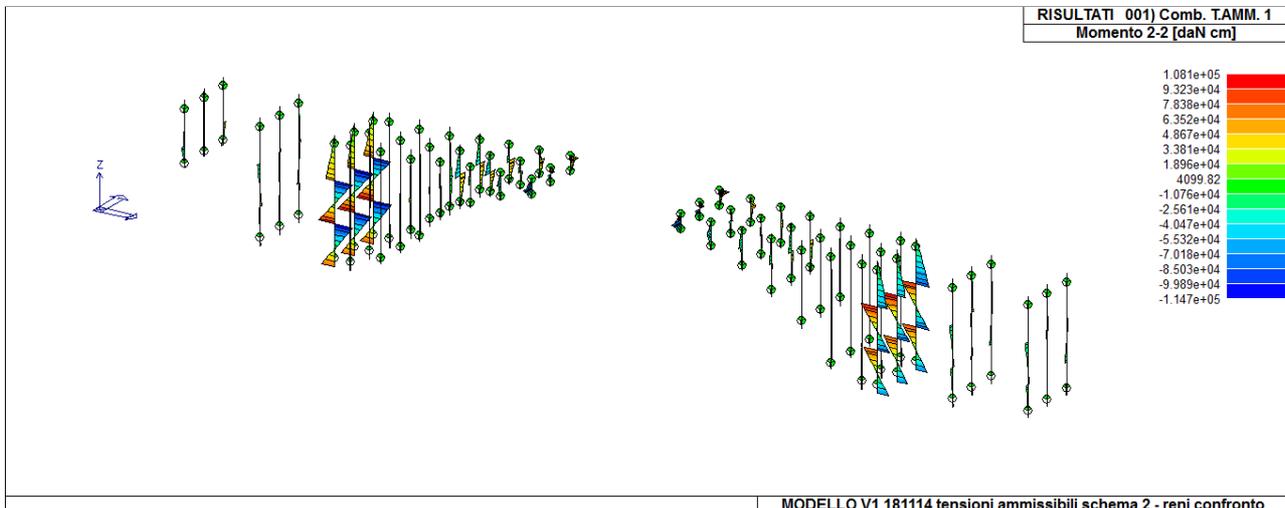
Max taglio 2 positivo= +205 kg; negativo= - 296 kg



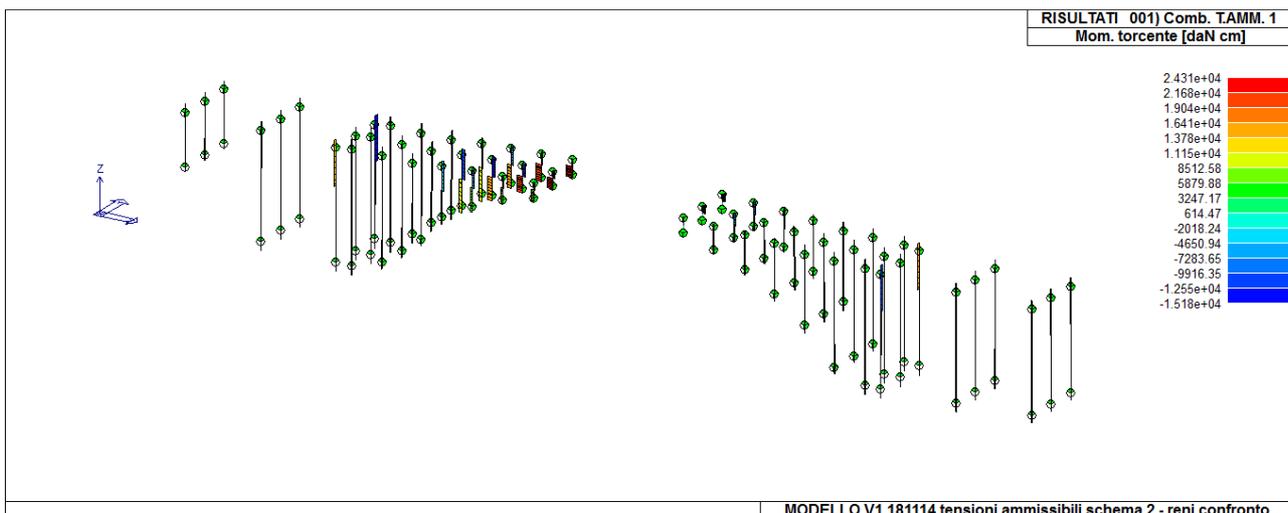
Max taglio 3 positivo= +662 kg; negativo= -1051 kg



Max momento flettente positivo 3-3= $1 \cdot 10^5$ kgcm; negativo 3-3= -87350 kgcm

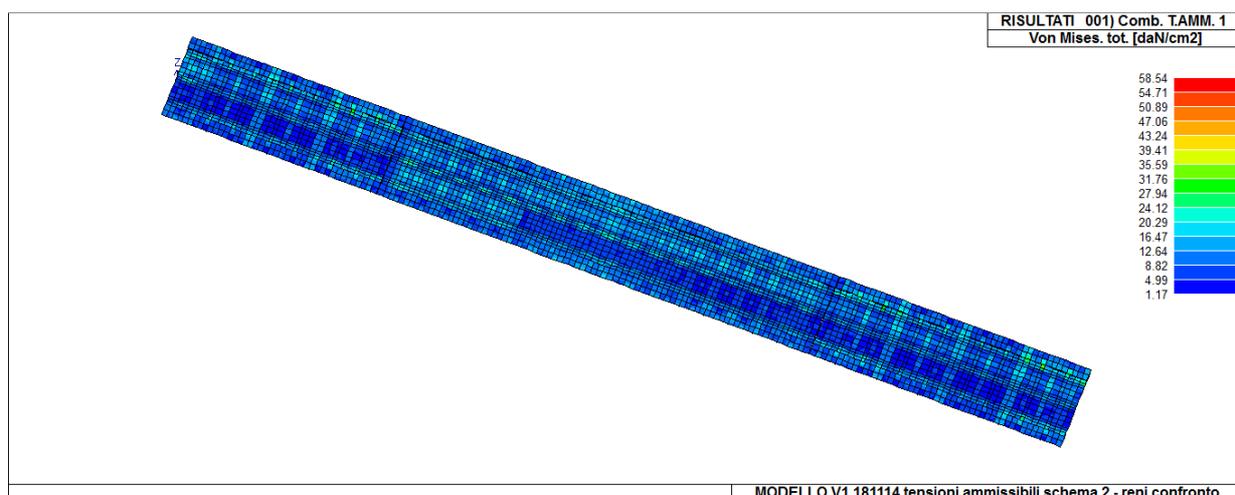


Max momento flettente positivo 2-2= $1 \cdot 10^5$ kgcm; negativo= $-1 \cdot 10^5$ kgcm



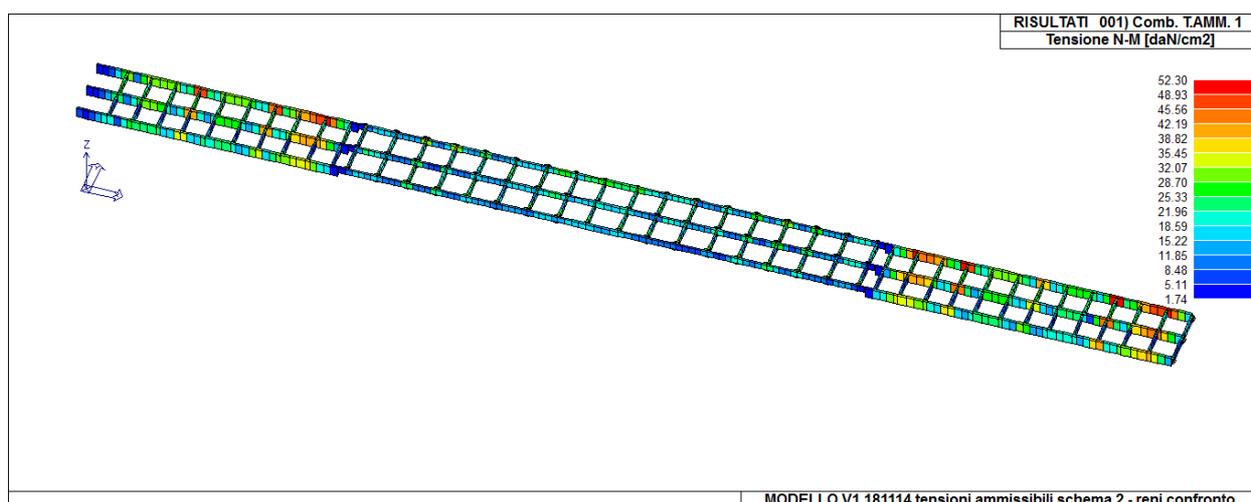
Max momento torcente positivo= +24310 kgcm; negativo= -15180 kgcm

SOLETTA

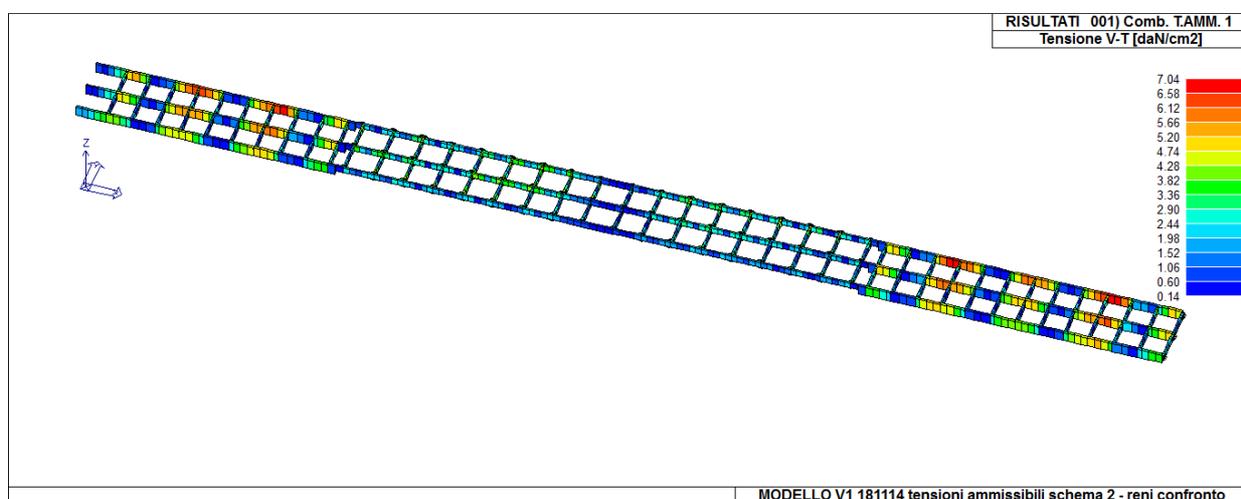


Max Tensioni Von Mises= 58.5 kg/cm²

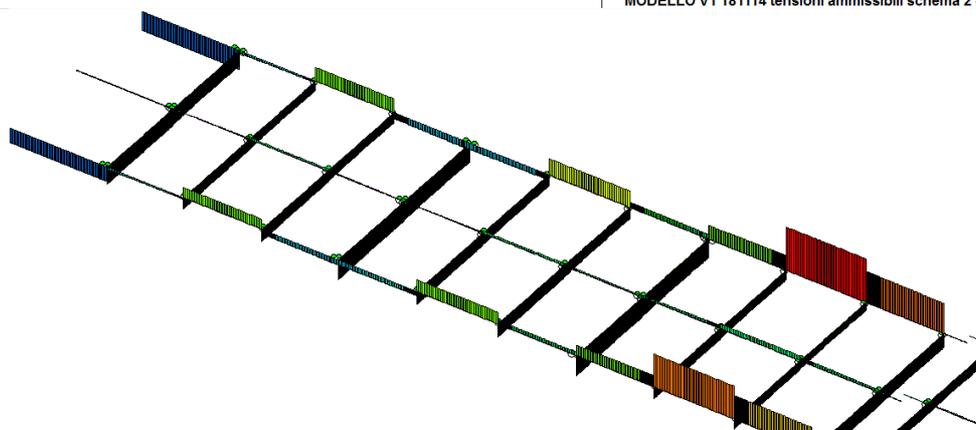
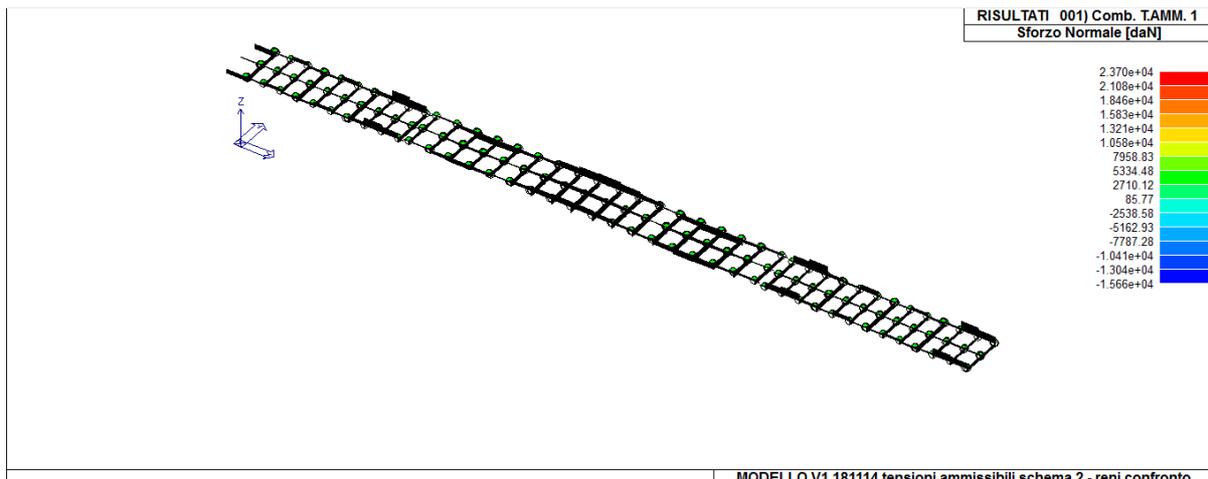
TRAVI



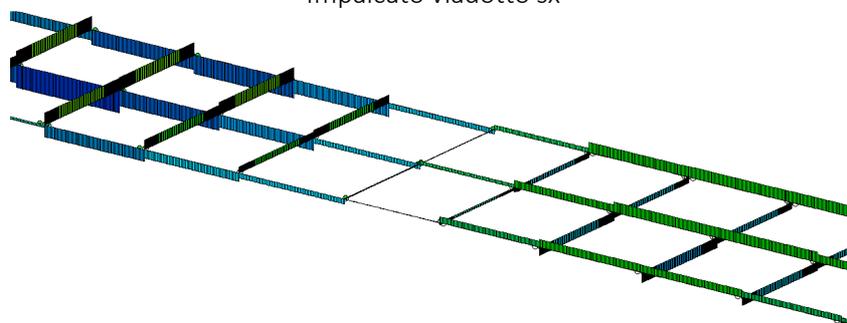
Tensione max di pressoflessione= 52.3 kg/cm²



Tensioni max taglio-torsione= 7 kg/cm²

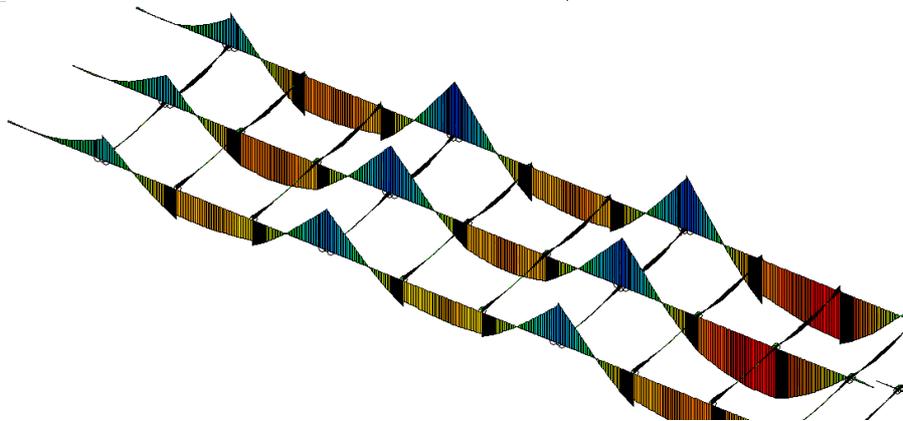
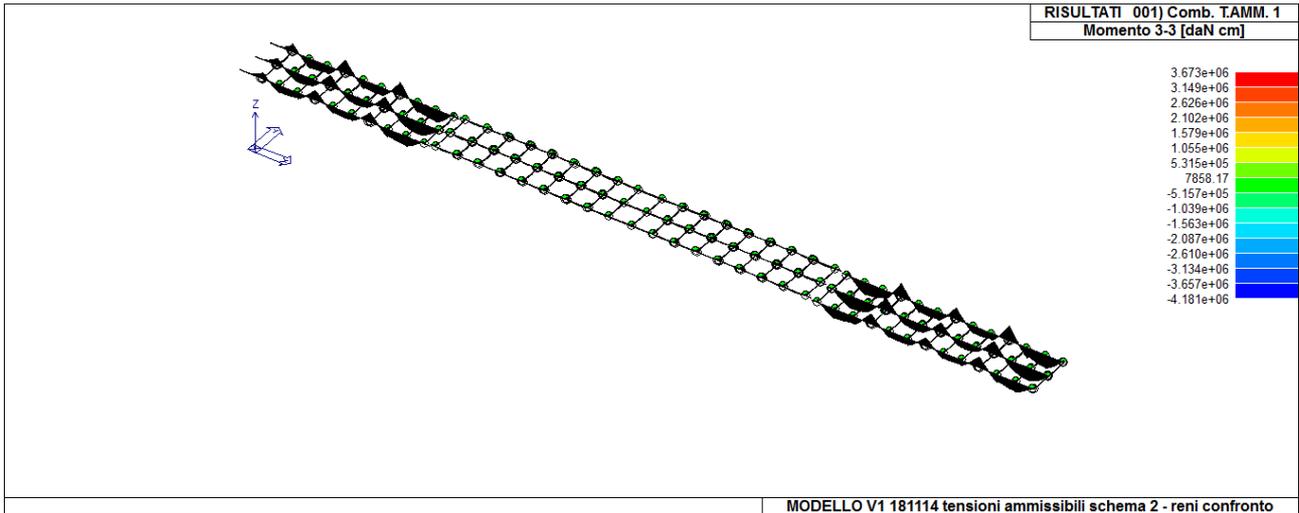


Impalcato viadotto sx

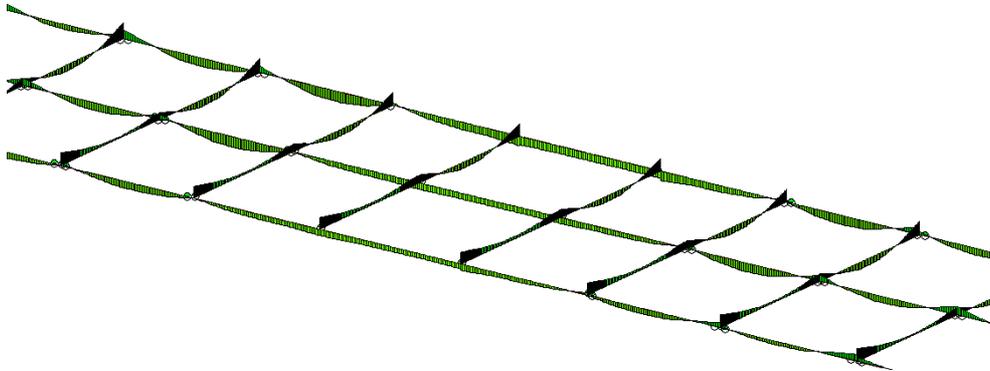


Impalcato sull'arcata

Max sforzo normale= -15660 kg

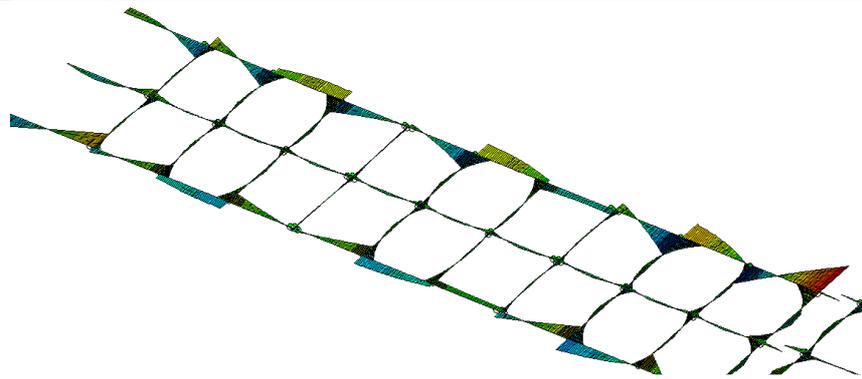
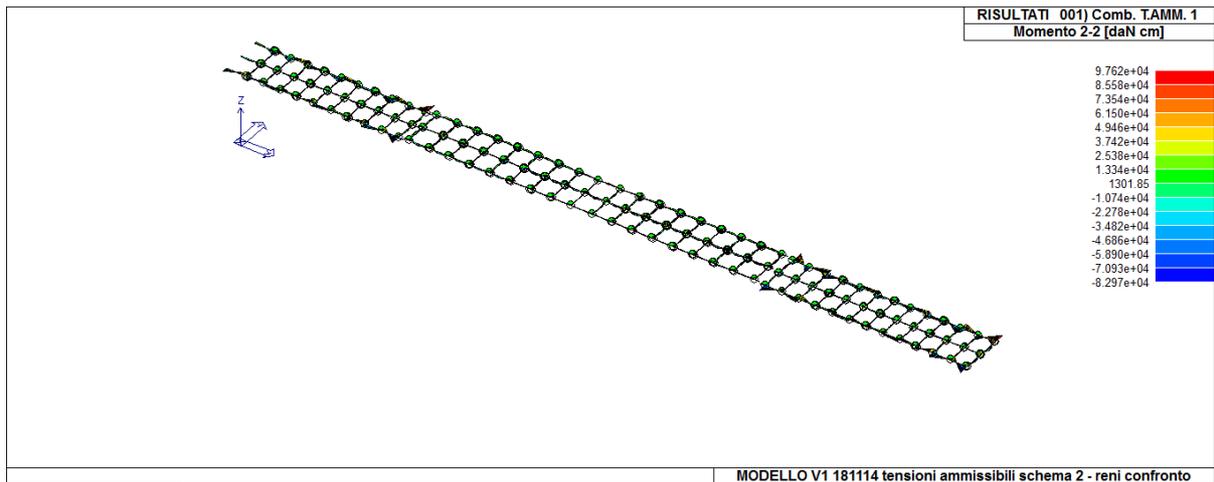


Impalcato sul Viadotto sx

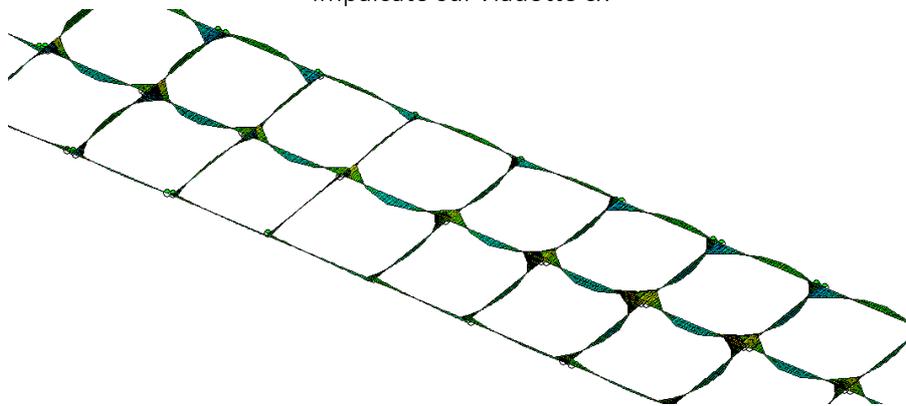


Impalcato sull'arcata

Max momento flettente 3-3 positivo = $+3.7 \cdot 10^6$ kgcm; negativo = $-4 \cdot 10^6$ kgcm

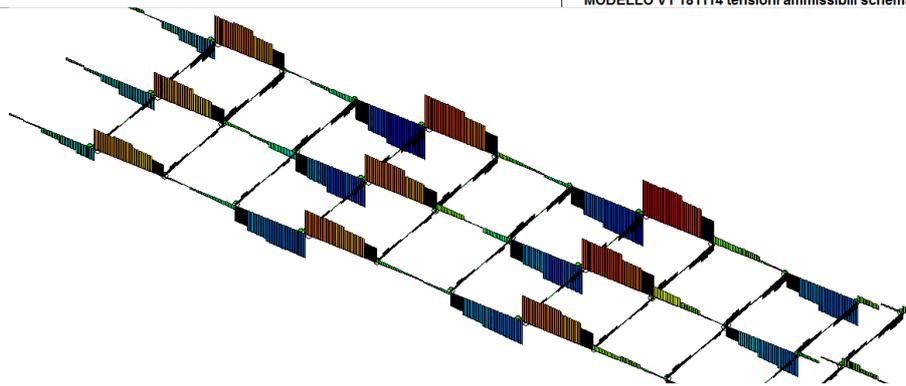
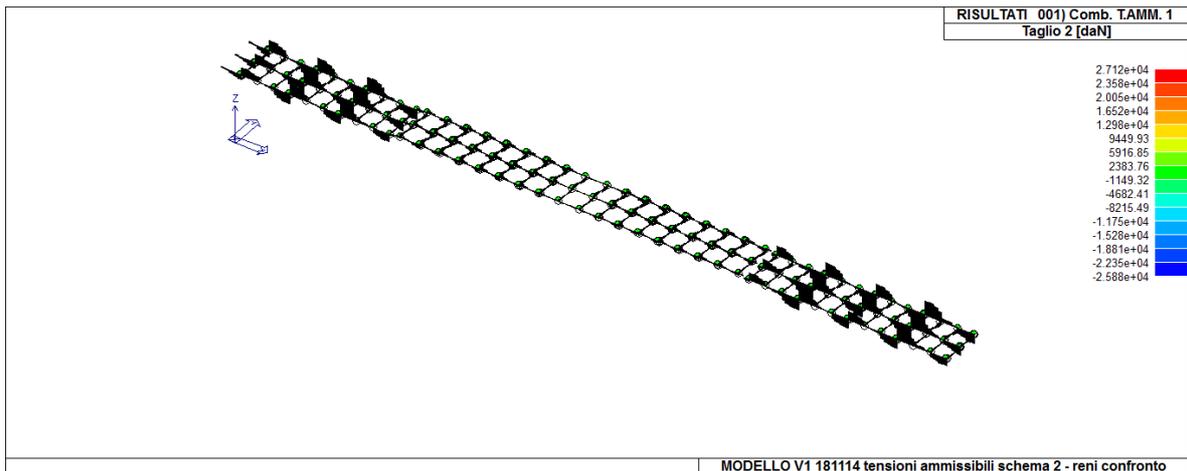


Impalcato sul Viadotto sx

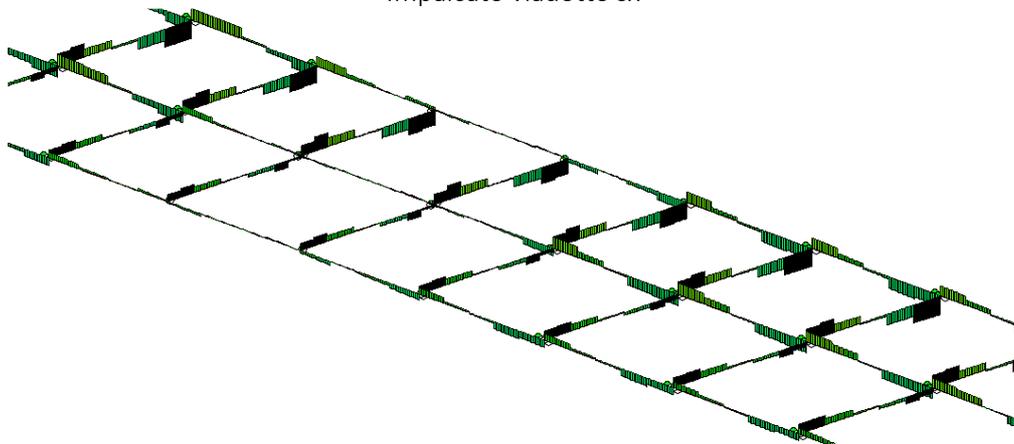


Impalcato sull'arcata

Max momento flettente 2-2 momento positivo= 97620 kgcm; negativo= -82970 kgcm

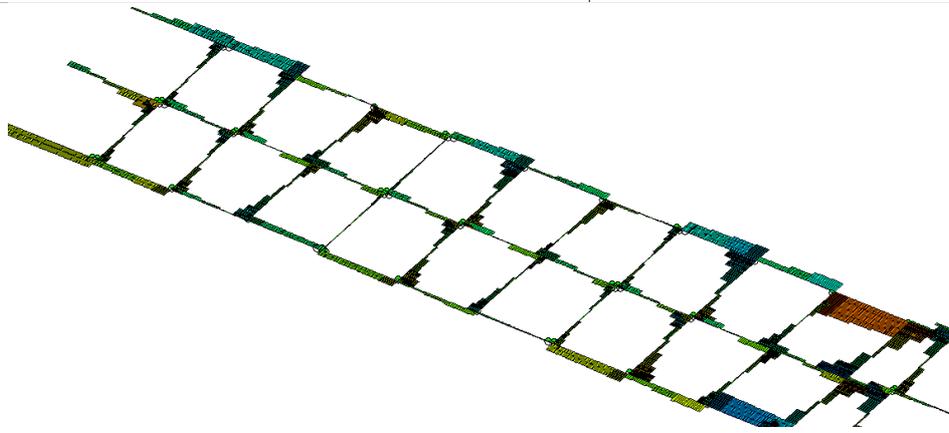
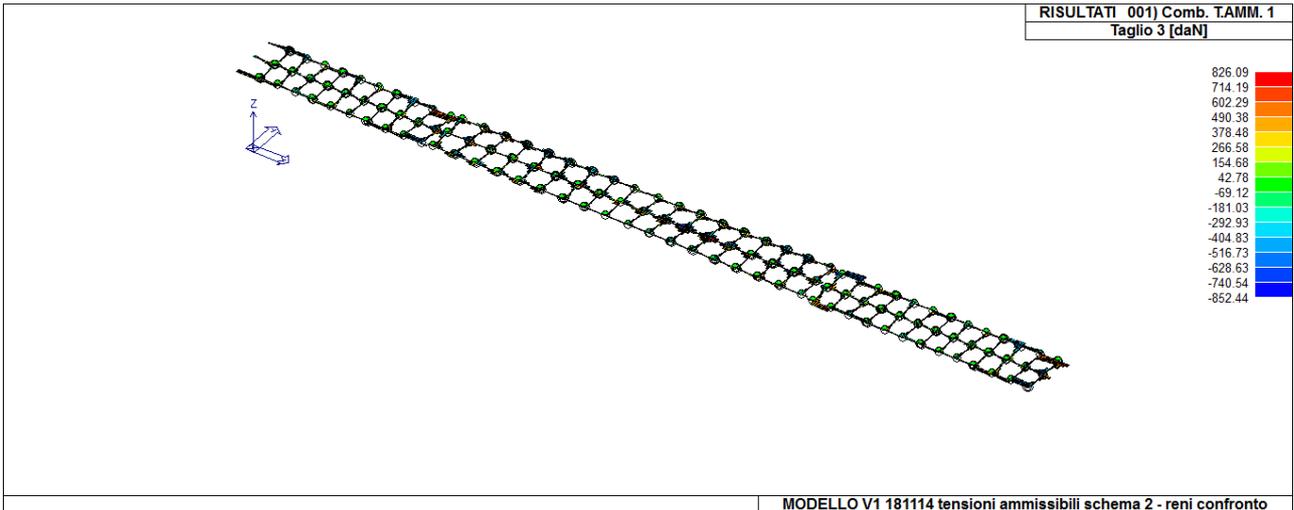


Impalcato viadotto sx

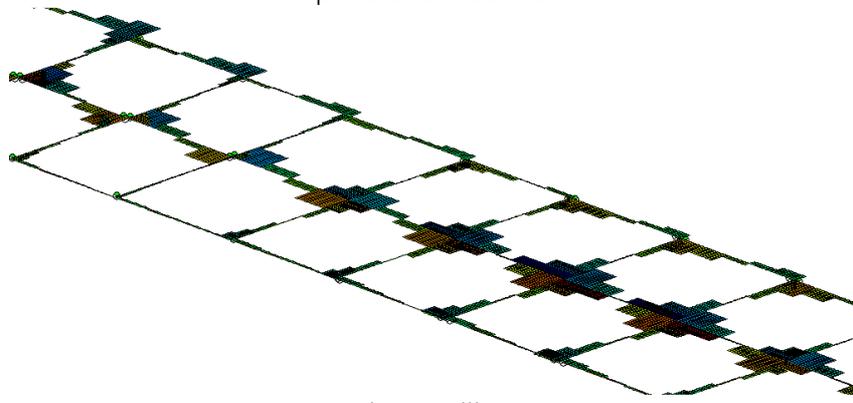


Impalcato sull'arcata

Max Taglio 2 positivo= +27120 kg; negativo= -25880 kg

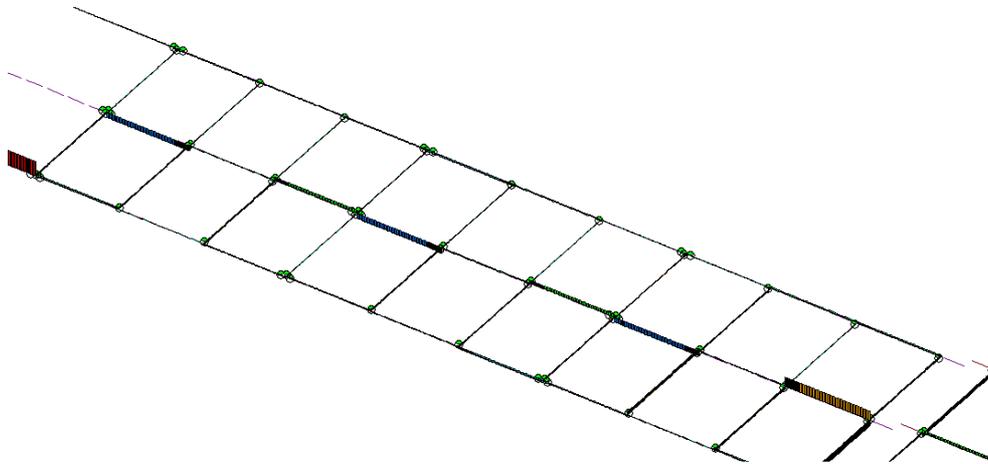
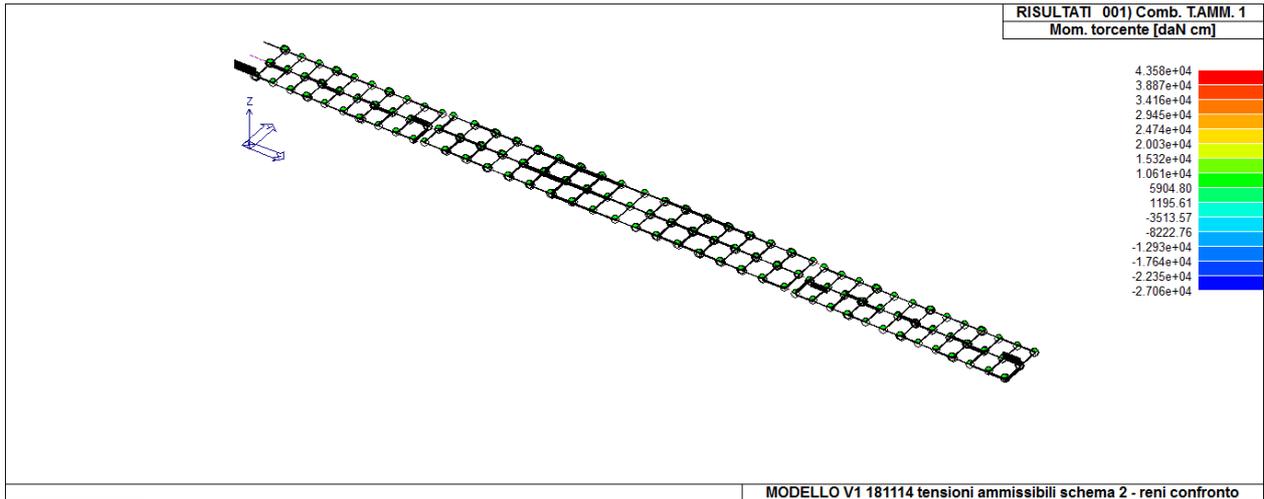


Impalcato sul viadotto sx

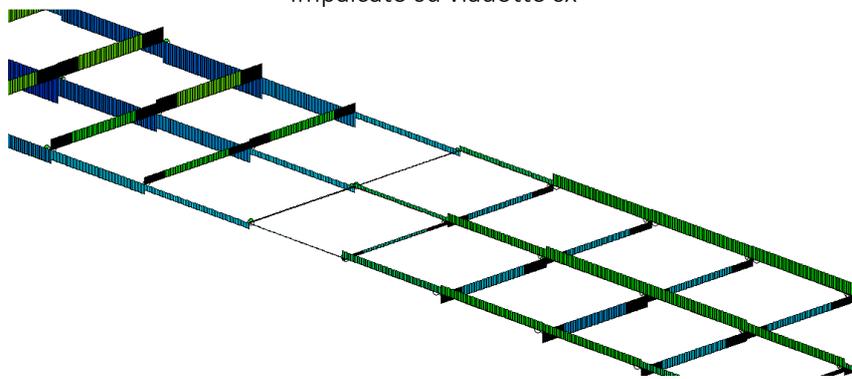


Impalcato sull'arcata

Max Taglio 3 positivo= +826 kg; negativo= -852.4 kg



Impalcato su viadotto sx



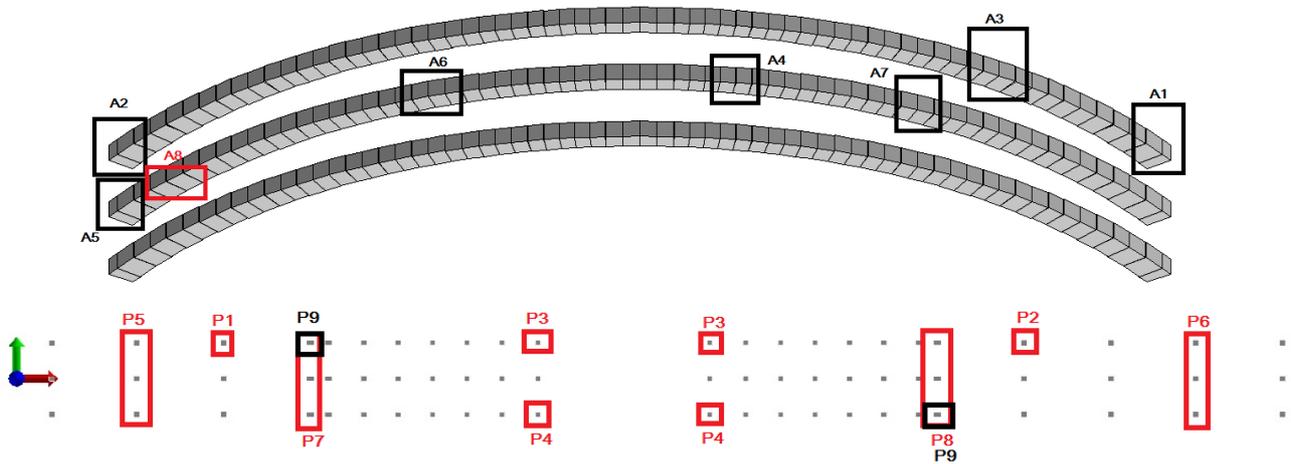
Impalcato su arcata

Max momento torcente positivo= 43580 kgcm; negativo=-27060 kgcm

TABELLA RIASSUNTIVA - TA - RENI- schema di carico b)

	Arco	Pilastrì	Soletta	Travi
Tensioni totali (Von Mises) (kg/cm ²)			58.5	
Tensione N-M (kg/cm ²)	70.15 (A2)	35 (P1,P2)		52.3
Tensione V-T (kg/cm ²)	3.8 (A1)	1.43 (P3,P4)		7
N (kg)	-473400 (A2)	-93340 (P1,P2)		-15660

M₃₋₃ (kgcm)	+1.9*10 ⁷ (A1); -8.5*10 ⁶ (A3)	+1*10 ⁵ ; 87350 (P5+,P6-)	3.7*10 ⁶ ; -4*10 ⁶
M₂₋₂ (kgcm)	+60320 (A5); -168500 (A4)	1*10 ⁵ ; -1*10 ⁵ (P7,P8)	+97620; -82970
T₃ (kg)	+231 (A7); -520 (A6)	+662 (P4); -1051 (P3)	+826; -852
T₂ (kg)	+58180 (A1); -53970 (A2)	+205 (P6); -296 (P5)	+27120; -25880
Mt (kgcm)	+2.8*10 ⁵ (A8); -3.6*10 ⁵ (A6)	+24310 (P3); -15180 (P9)	+43580; -27060



TA- Schema di carico b) Un treno tipo (schema 1) indefinito del peso di 12 t ed un treno tipo (schema 2) con veicoli dal peso massa di 40 t affiancati (VIADOTTO), e contemporaneamente folla compatta (400 kg/m²) sui marciapiedi.

In questo primo modello verrà dunque disposto:

- Carico folla pari a 400 kg/cm², incrementato di un fattore di amplificazione dinamica pari ad 1,25 (25% di incremento) che porta a:

$$\text{Carico folla} = 400 \cdot 1.25 = 500 \text{ kg/cm}^2$$

- Carico indefinito da 12 t, disposto su tutta la larghezza dell' impalcato, ripartito su un area pari allo schema I (18 m²) ed incrementato del 25 % per effetto dell' amplificazione dinamica:

$$\text{Carico mobile} = \frac{12}{18} \cdot 1.25 = 833 \text{ kg/cm}^2$$

- Carico pari a 40 t ripartiti su una area di 51 m²:

$$\text{Carico mobile} = \frac{40}{51} \cdot 1.25 = 980 \text{ kg/m}^2$$

- Peso proprio, permanenti portati.

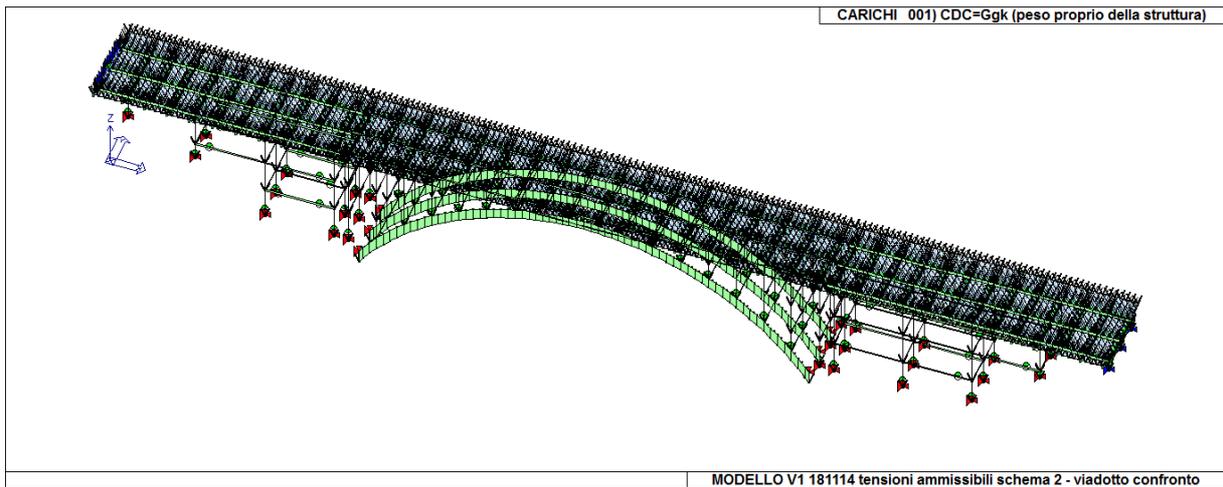


Figura 9.1.1.15 Peso proprio della struttura

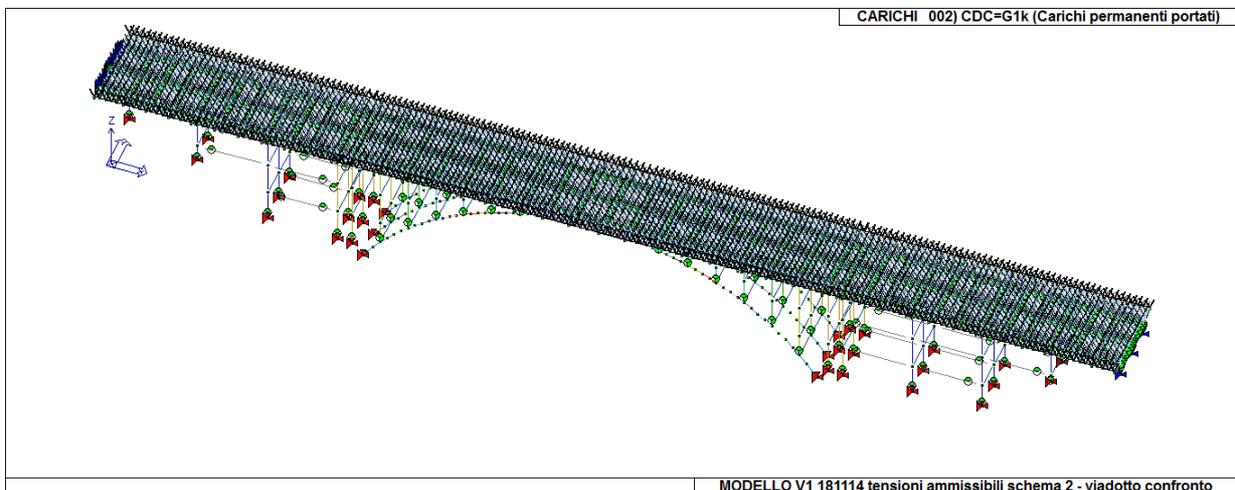


Figura 9.1.1.16 Carichi permanenti portati

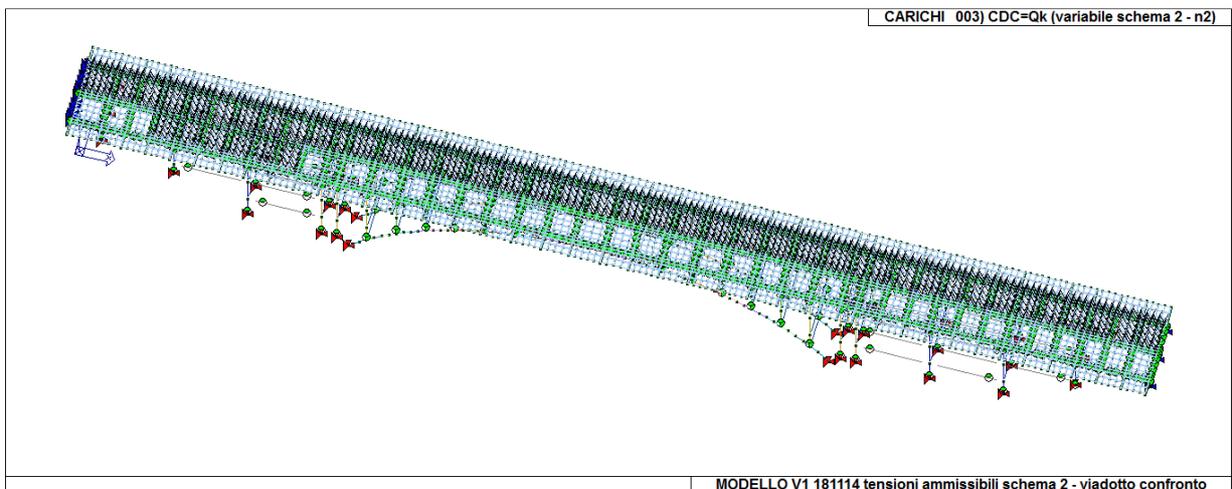


Figura 9.1.1.17 Un treno tipo (schema 1) indefinito del peso di 12 t ed un treno tipo (schema 2) con veicoli dal peso massa di 40 t affiancati (VIADOTTO)

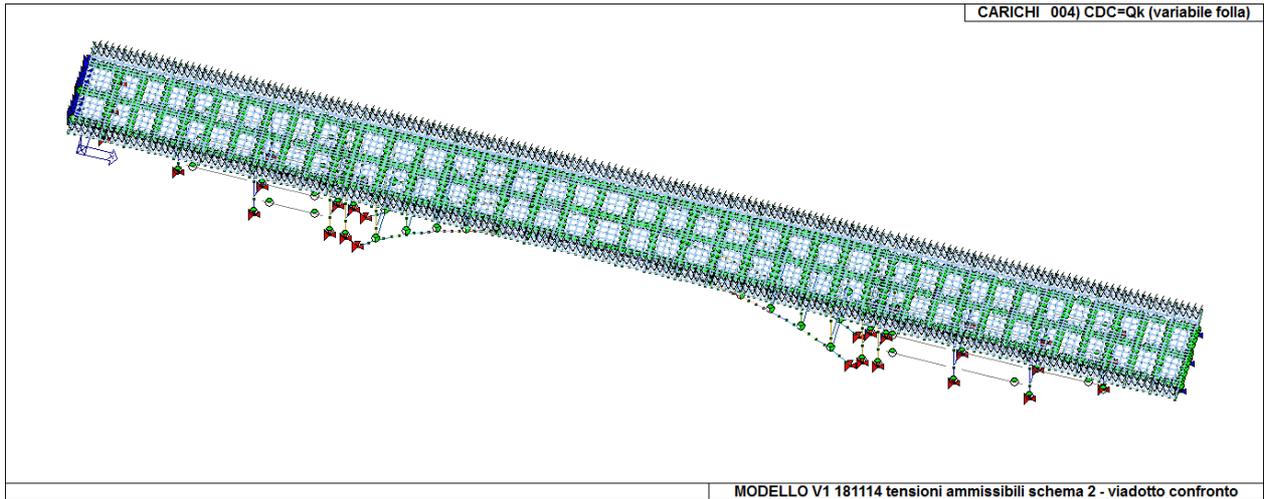
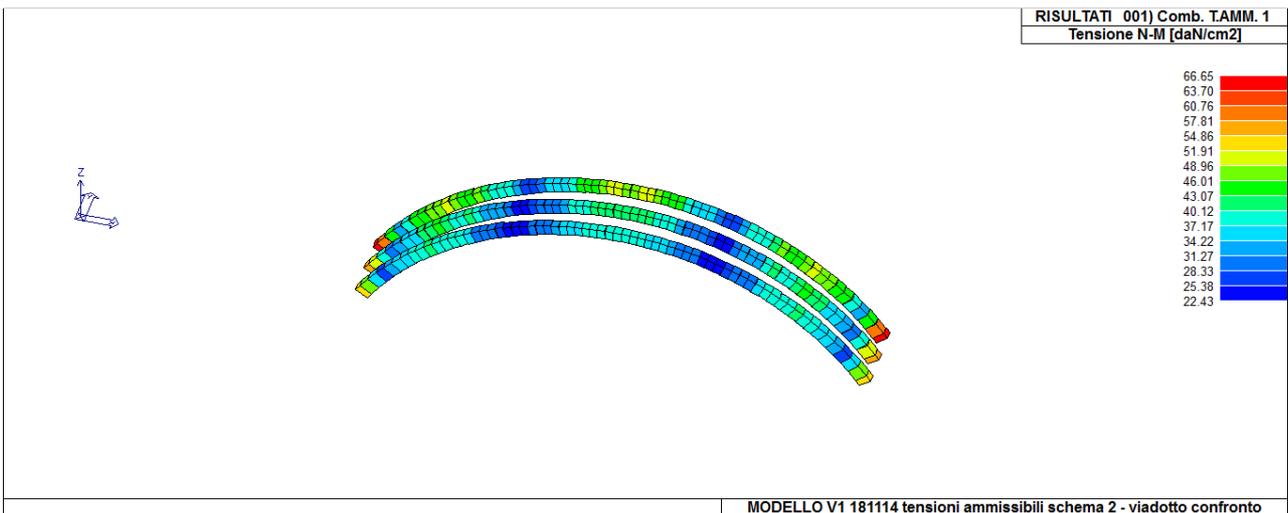
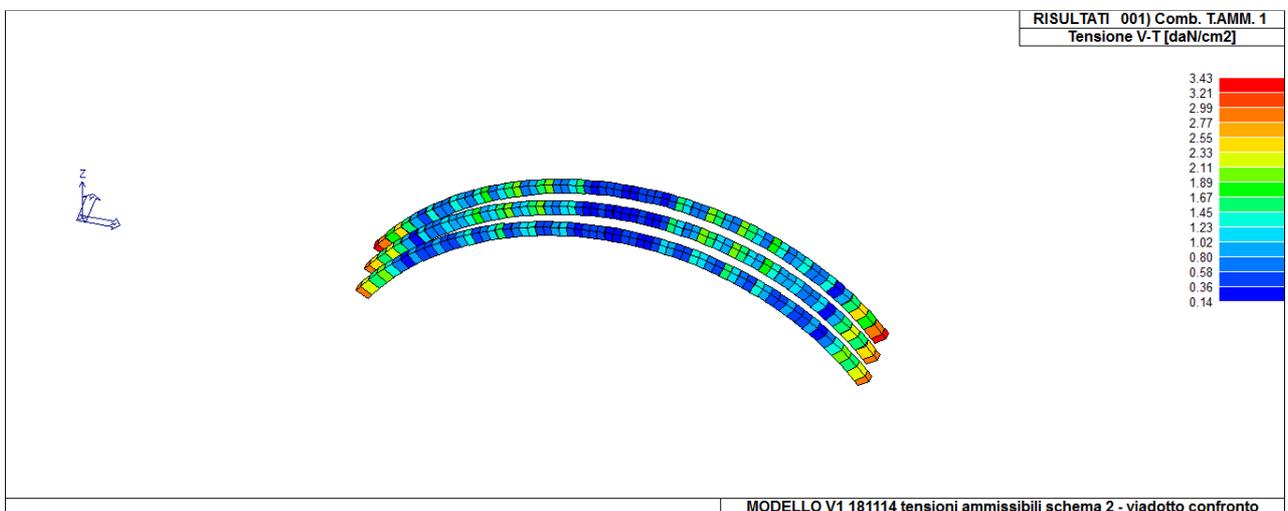


Figura 9.1.1.18 Carico folla

ARCO



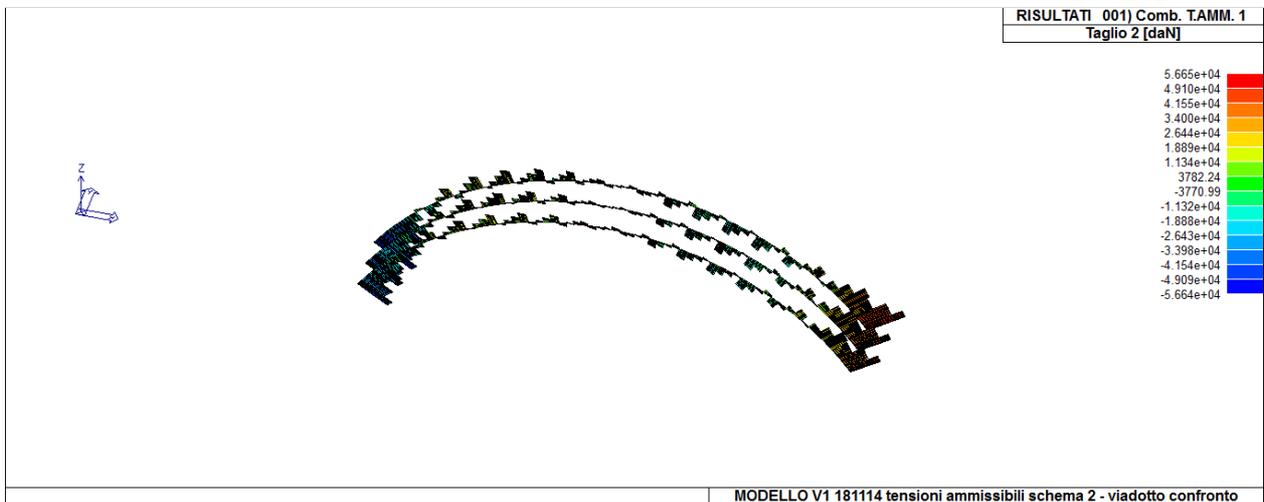
Max tensione max pressoflessione= 66.6 kg/cm²



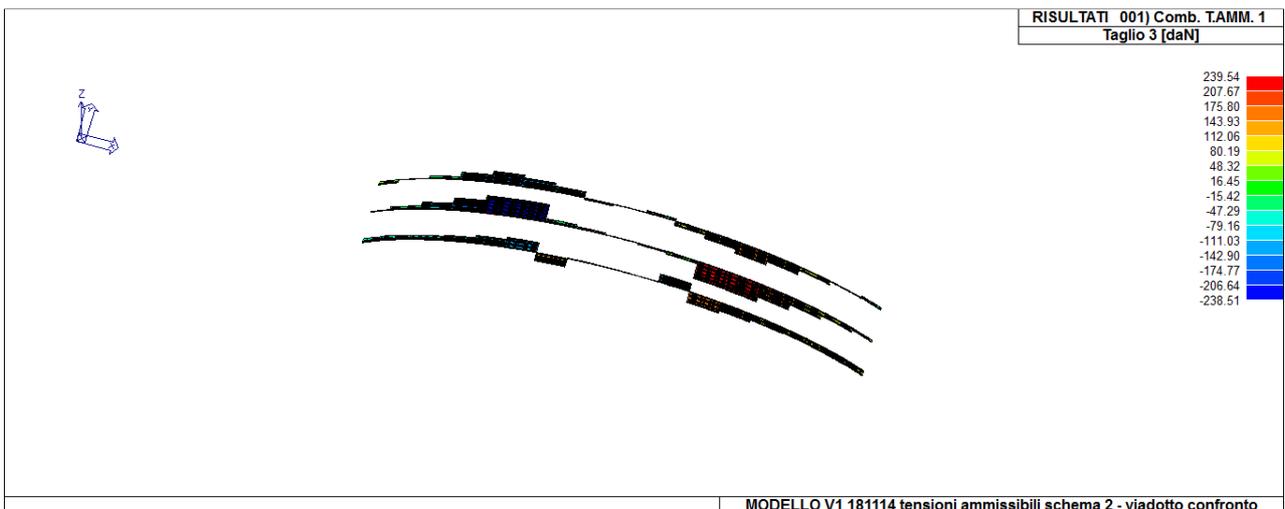
Max tensione tangenziale taglio-torsione= 3.4 kg/cm²



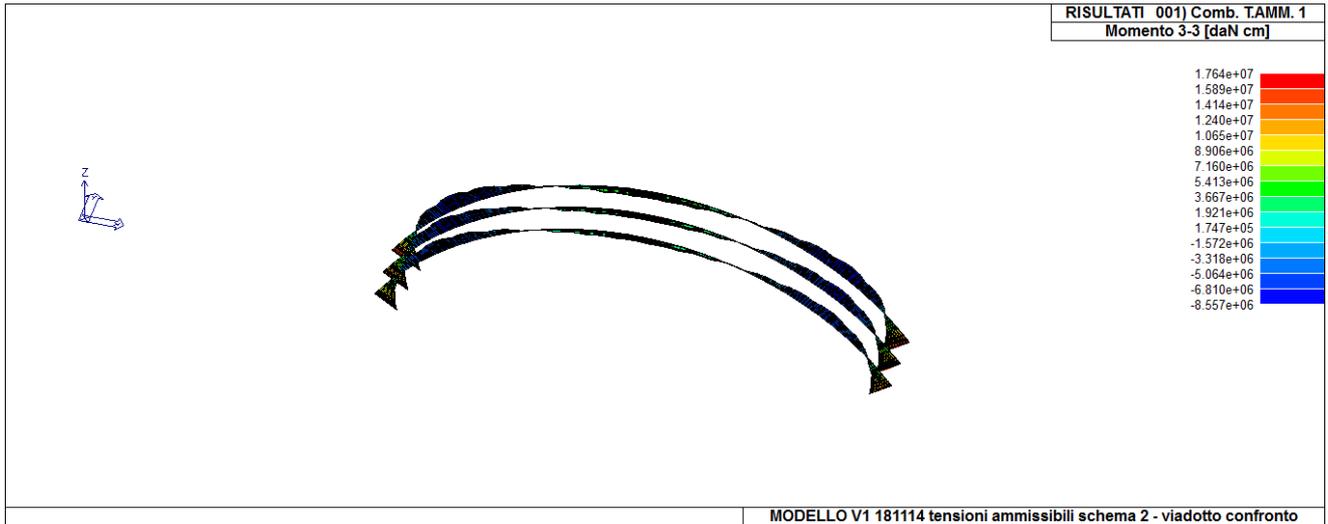
MODELLO V1 181114 tensioni ammissibili schema 2 - viadotto confronto
Max sforzo normale = -473100 kg



MODELLO V1 181114 tensioni ammissibili schema 2 - viadotto confronto
Max taglio 2 positivo= 56650 kg; negativo= 56640 kg



MODELLO V1 181114 tensioni ammissibili schema 2 - viadotto confronto
Taglio 3 positivo= +240 kg; negativo= -238 kg



Max momento flettente 3-3 pos = $+1.7 \cdot 10^7$ kgcm; neg = $-8.5 \cdot 10^6$ kgcm

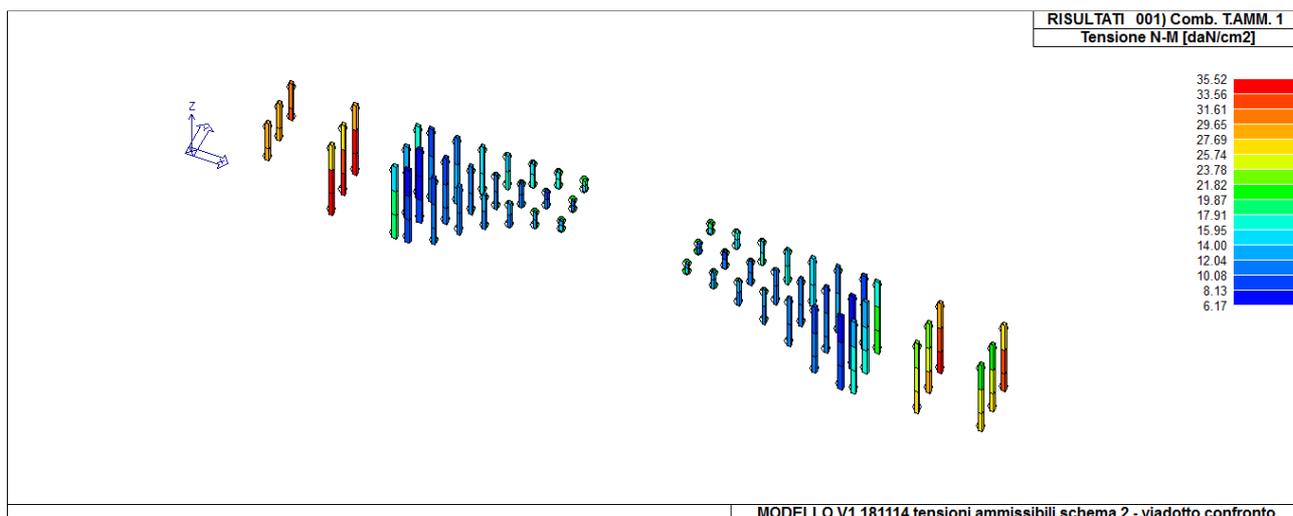


Max momento flettente 2-2 positivo = -1564.7 kgcm; negativo = -129100kgcm

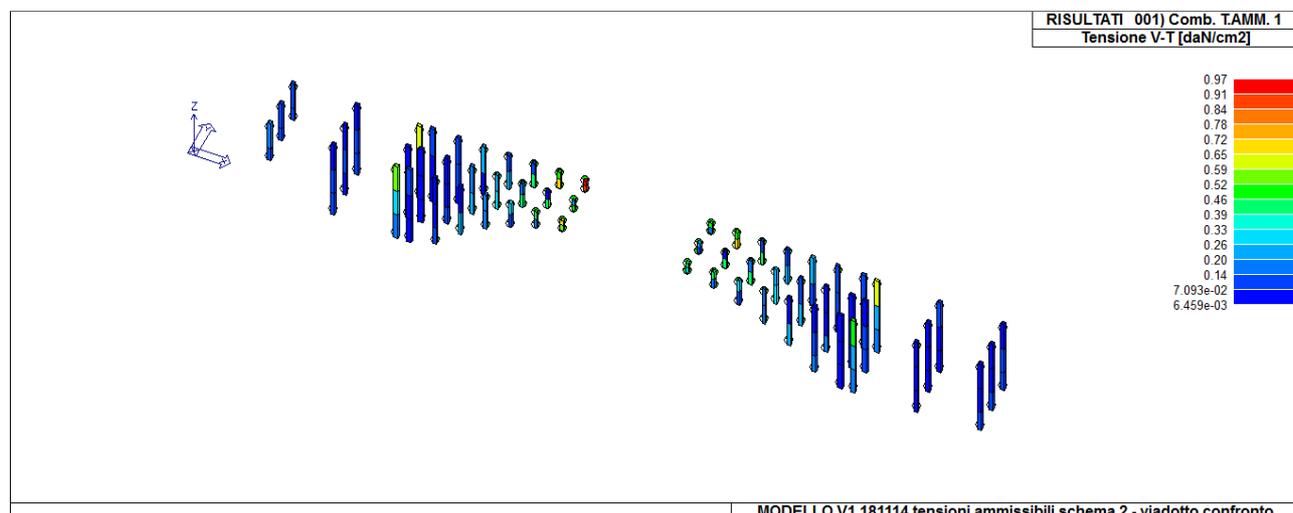


Max momento torcente positivo= $+2.3 \cdot 10^5$ kgcm; negativo= $-2.3 \cdot 10^5$ kgcm

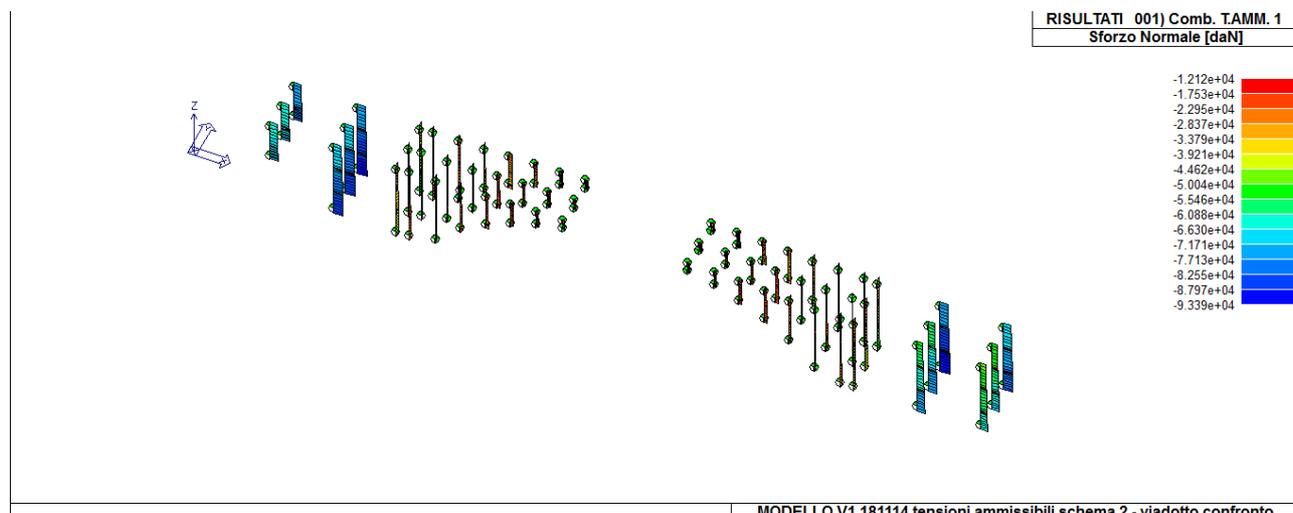
PILASTRI



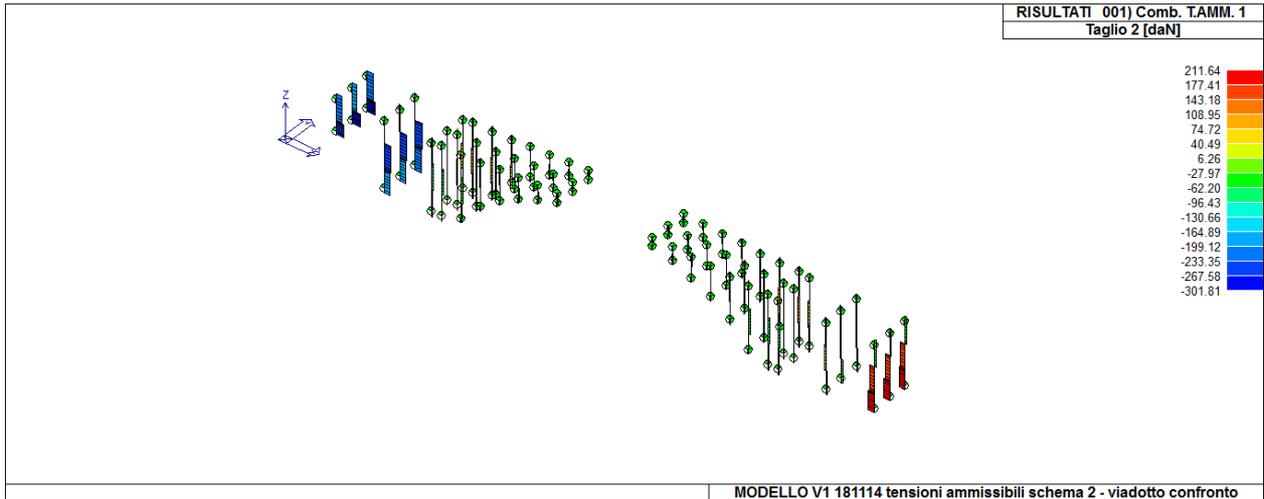
Max tensione pressoflessione= 35.5 kg/cm²



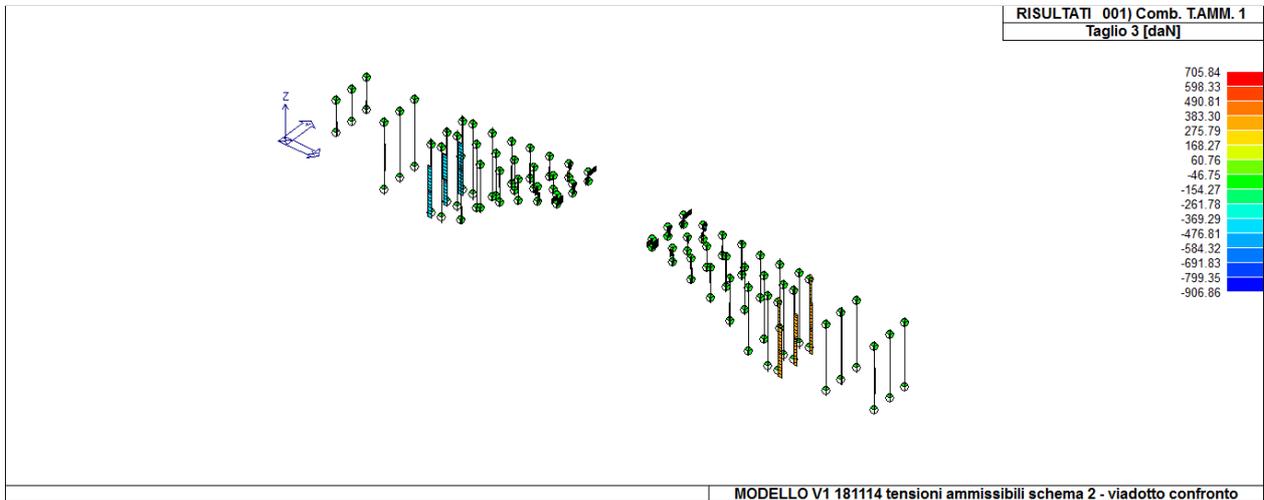
Max tensione tangenziale taglio-torsione= 0.97 kg/cm²



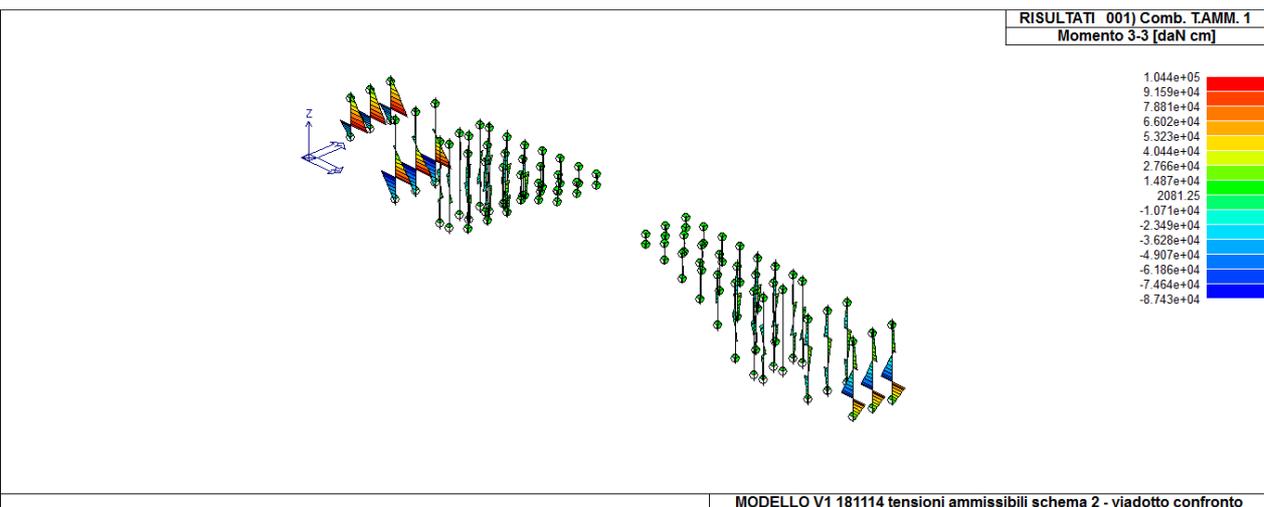
Max sforzo normale= -93390 kg



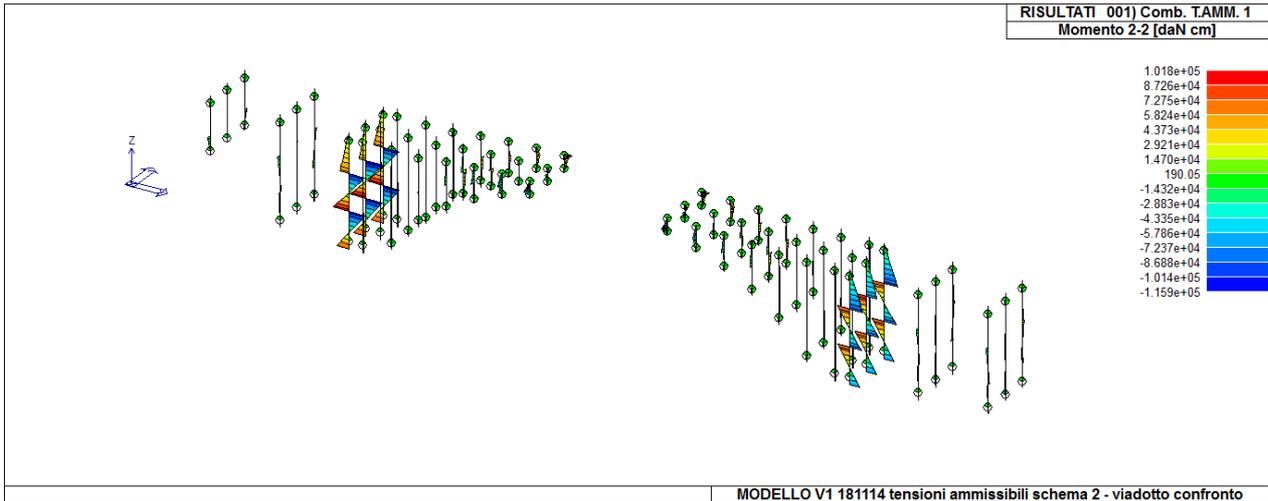
Max taglio 2 positivo= +211 kg; negativo= -307 kg



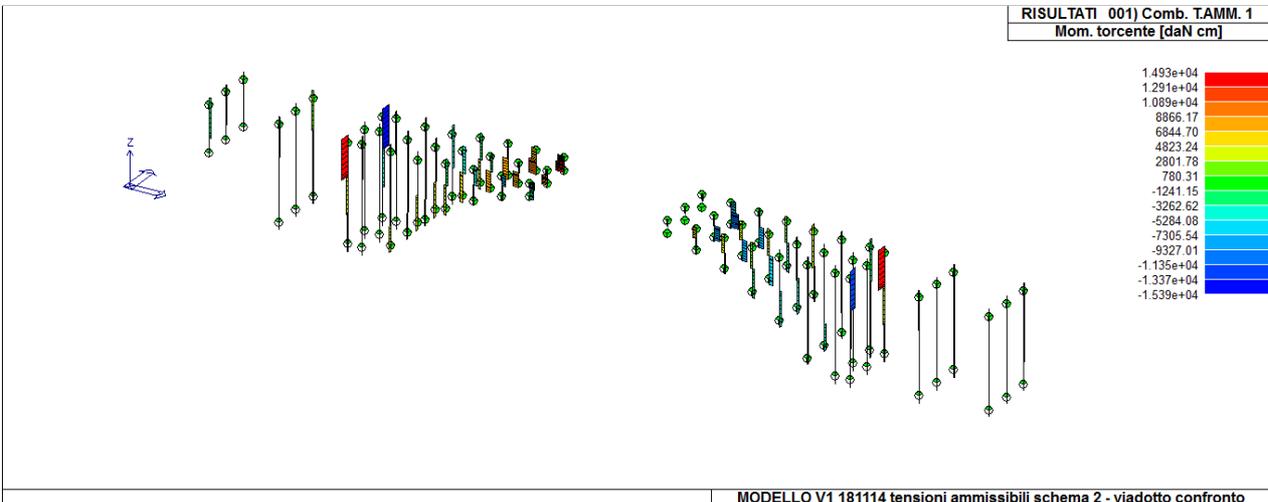
Max taglio 3 positivo= +705 kg; negativo= -907 kg



Max momento flettente positivo 3-3= $1 \cdot 10^5$ kgcm; negativo 3-3= -87430 kgcm

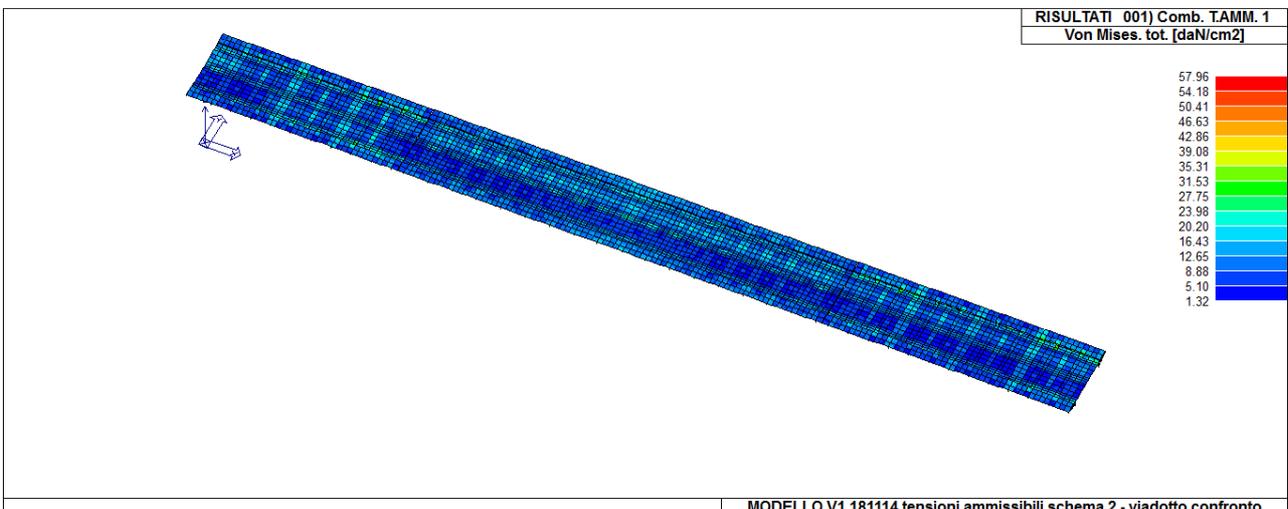


Max momento flettente positivo 2-2= $1 \cdot 10^5$ kgcm; negativo= $-1 \cdot 10^5$ kgcm



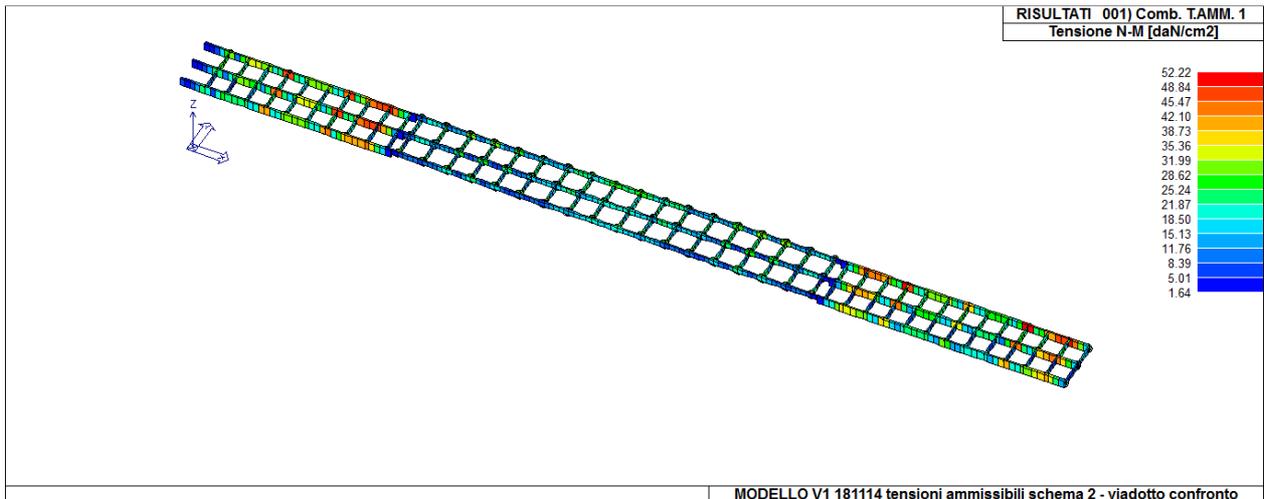
Max momento torcente positivo= +14930 kgcm; negativo= -15390 kgcm

SOLETTA

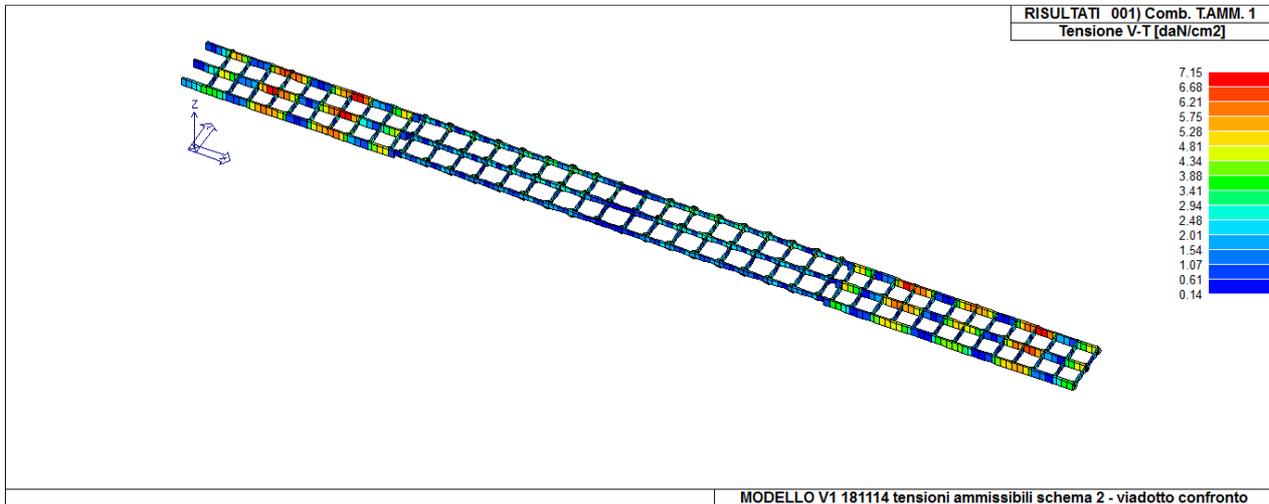


Max Tensioni Von Mises= 58 kg/cm²

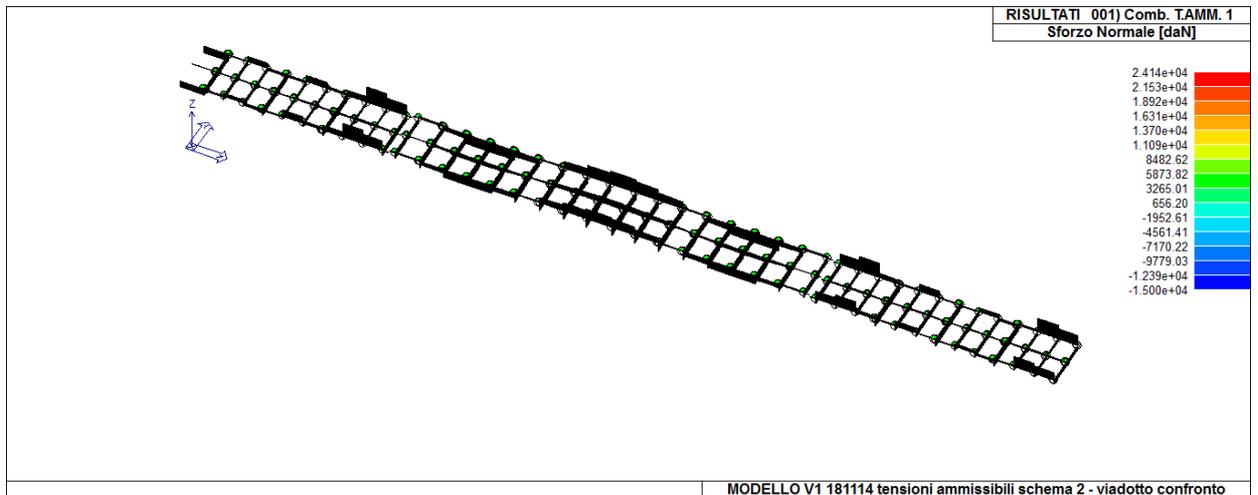
TRAVI

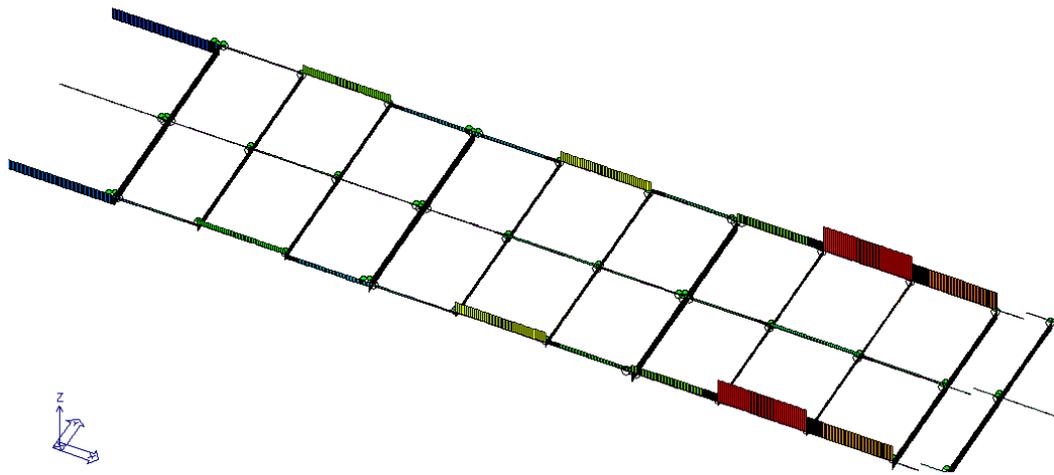


Tensione max di pressoflessione= 52 kg/cm²

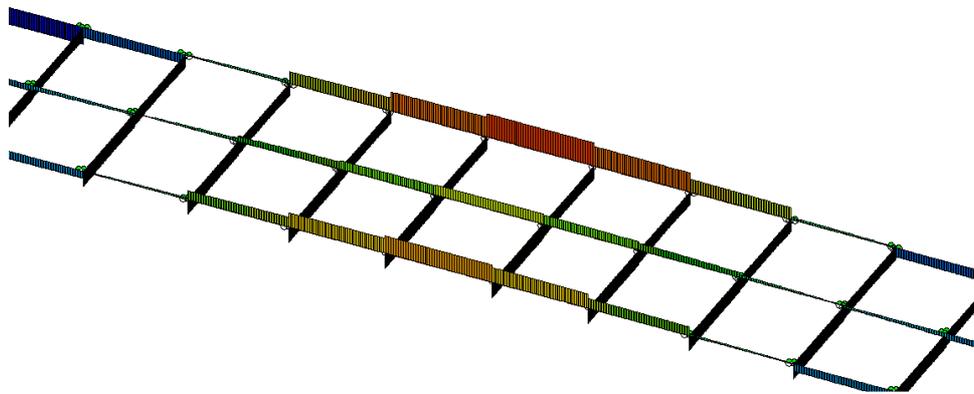


Tensioni max taglio-torsione= 7 kg/cm²

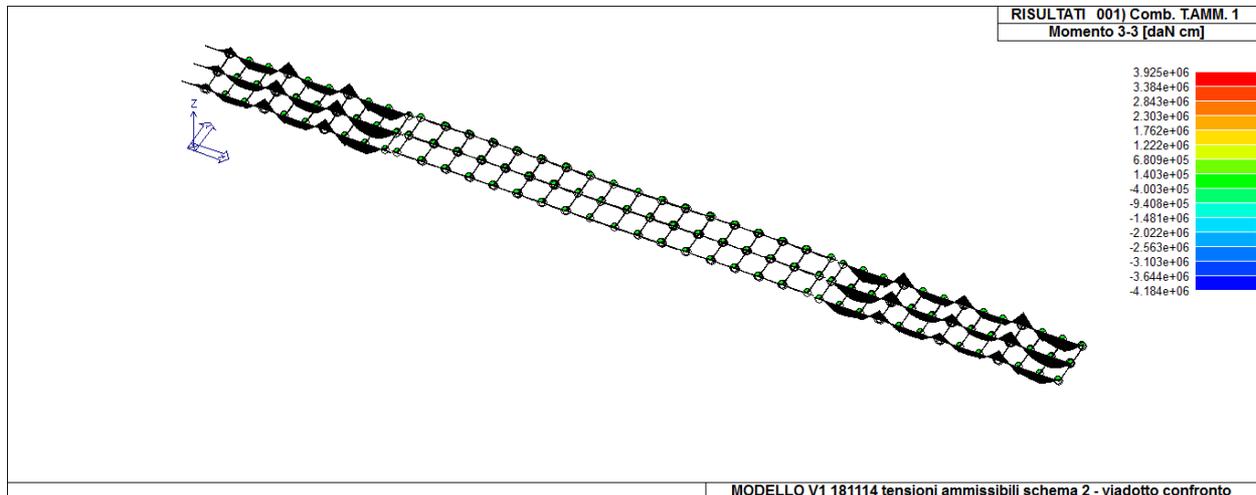


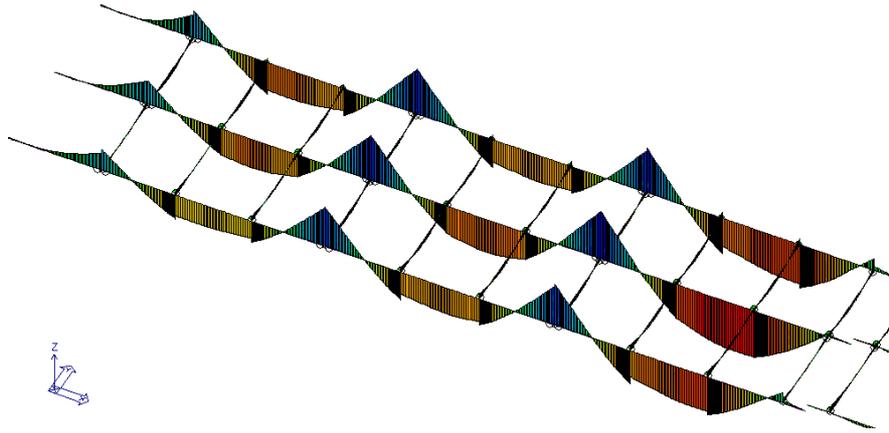


Impalcato viadotto sx

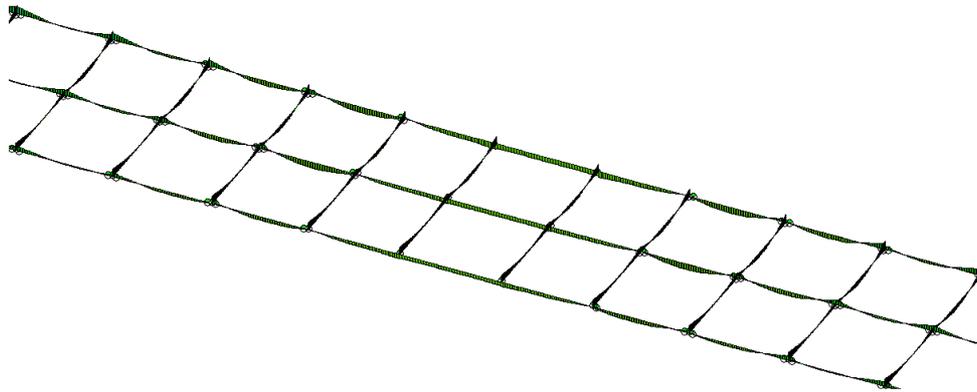


Impalcato sull'arcata
Max sforzo normale= -15000 kg



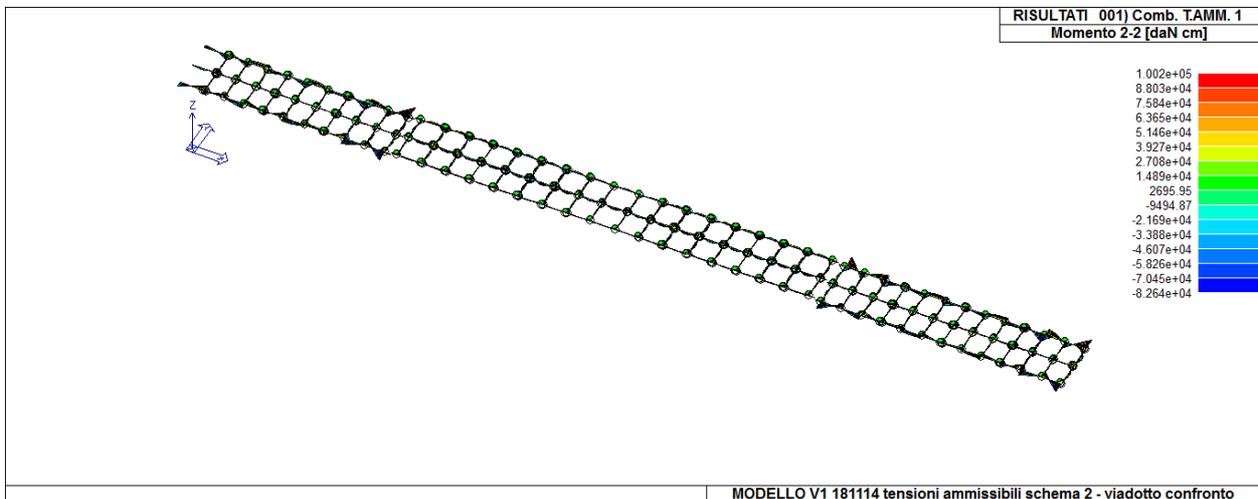


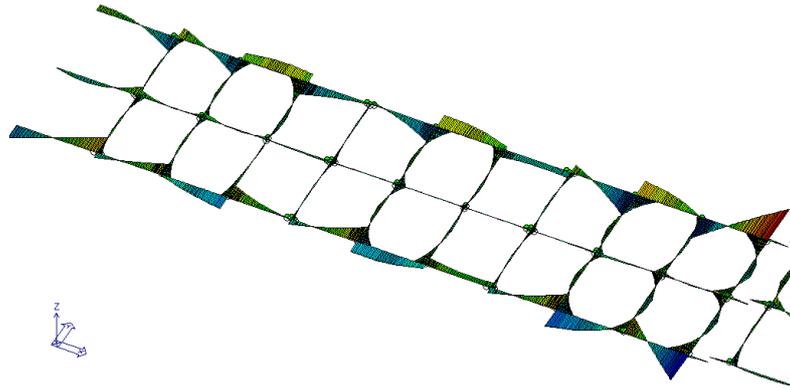
Impalcato sul Viadotto sx



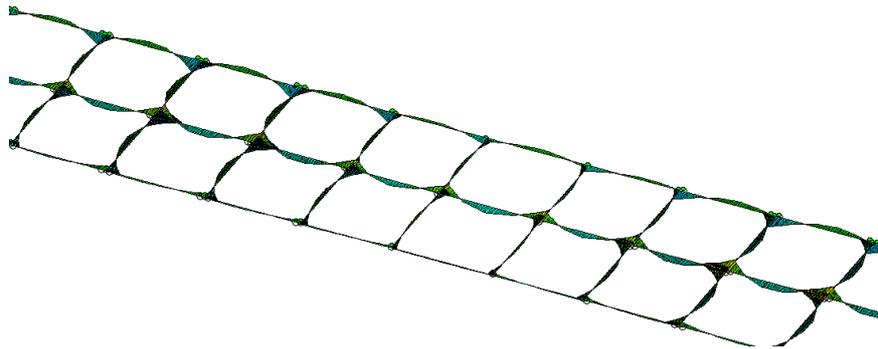
Impalcato sull'arcata

Max momento flettente 3-3 positivo= $+3.9 \cdot 10^6$ kgcm; negativo= $-4 \cdot 10^6$ kgcm



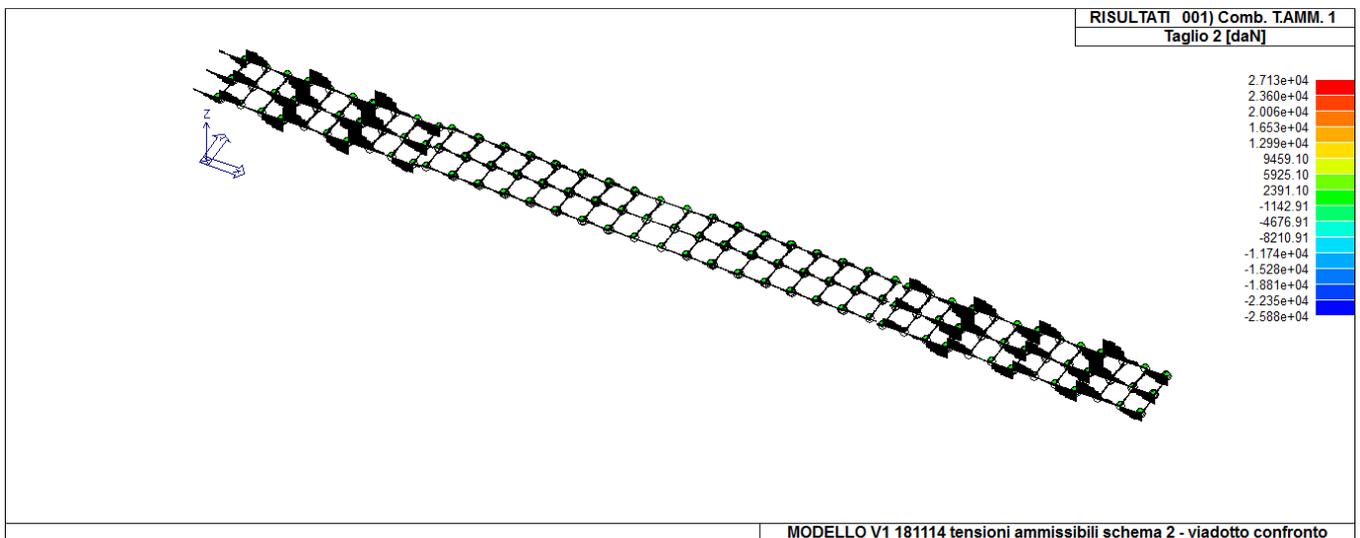


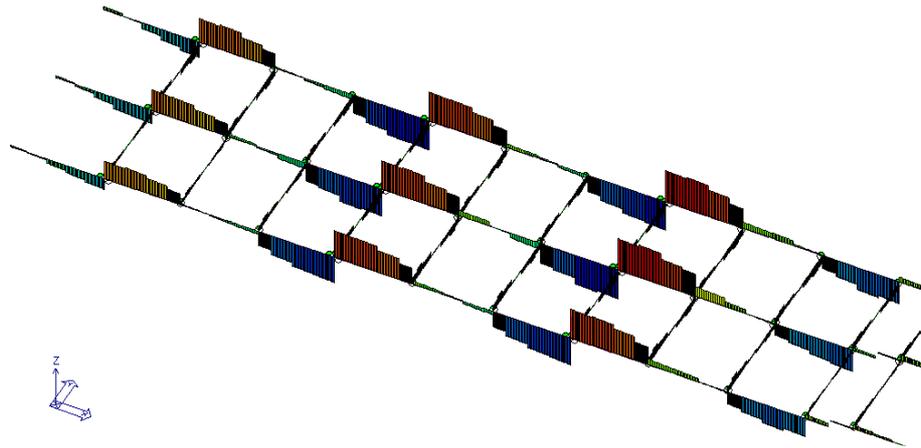
Impalcato sul Viadotto sx



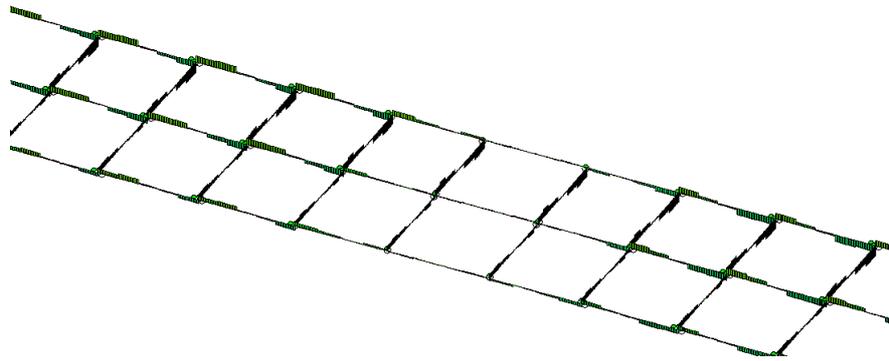
Impalcato sull'arcata

Max momento flettente 2-2 momento positivo= 100200 kgcm; negativo= -82640 kgcm



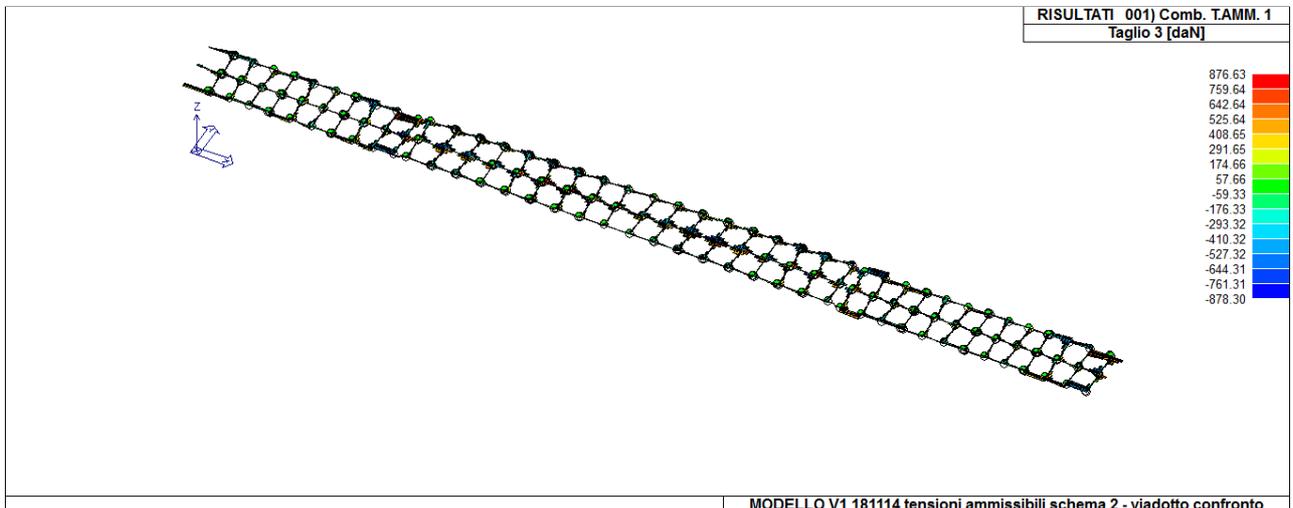


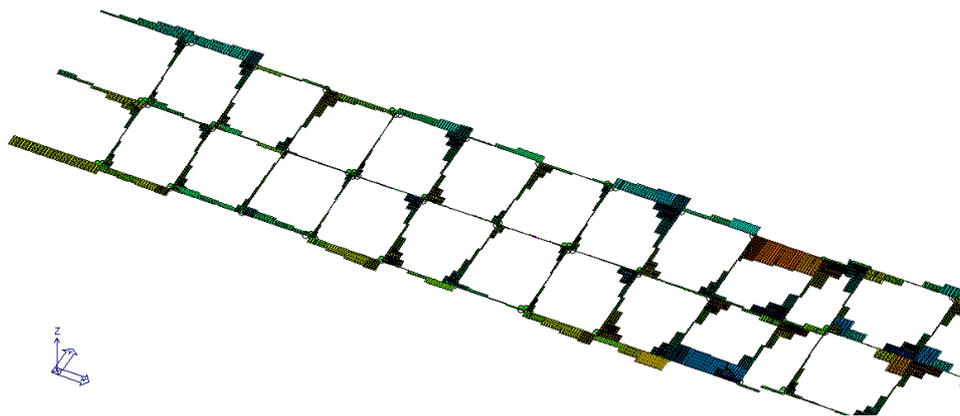
Impalcato viadotto sx



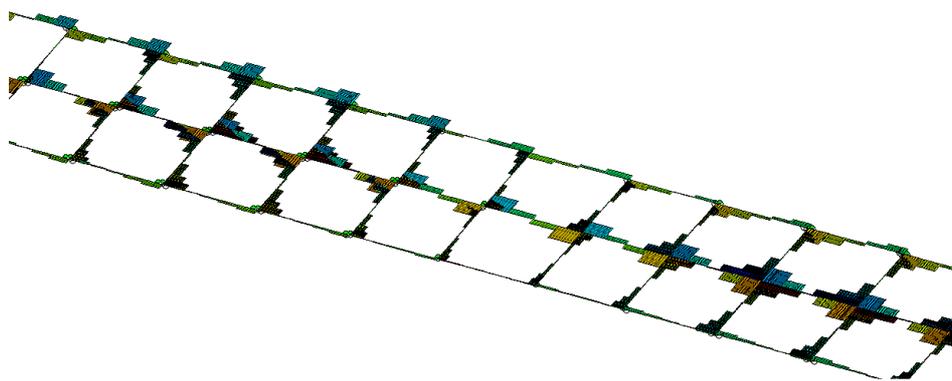
Impalcato sull'arcata

Max Taglio 2 positivo= +27130 kg; negativo= -25880 kg



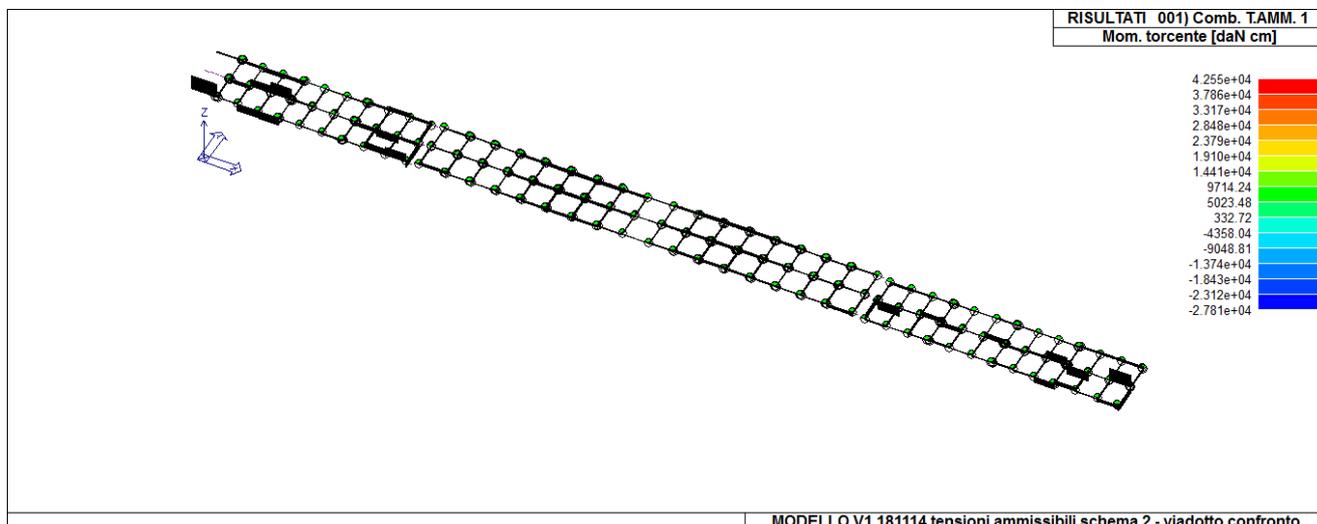


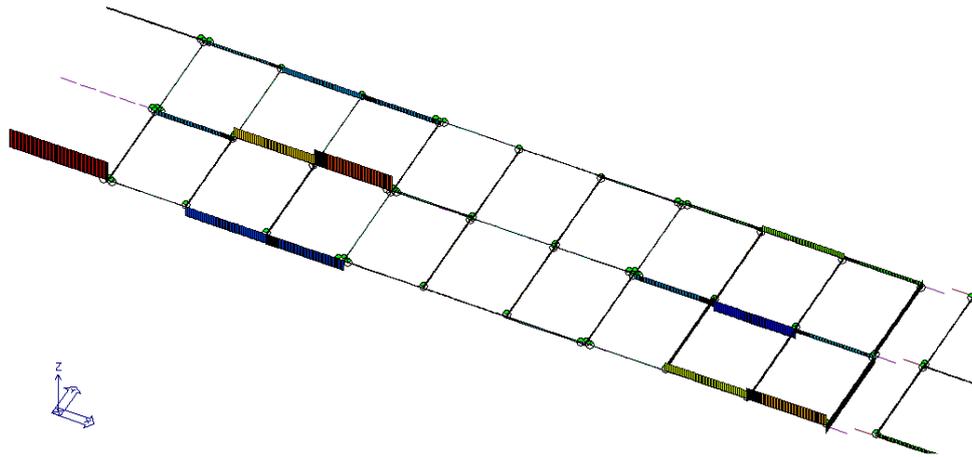
Impalcato sul viadotto sx



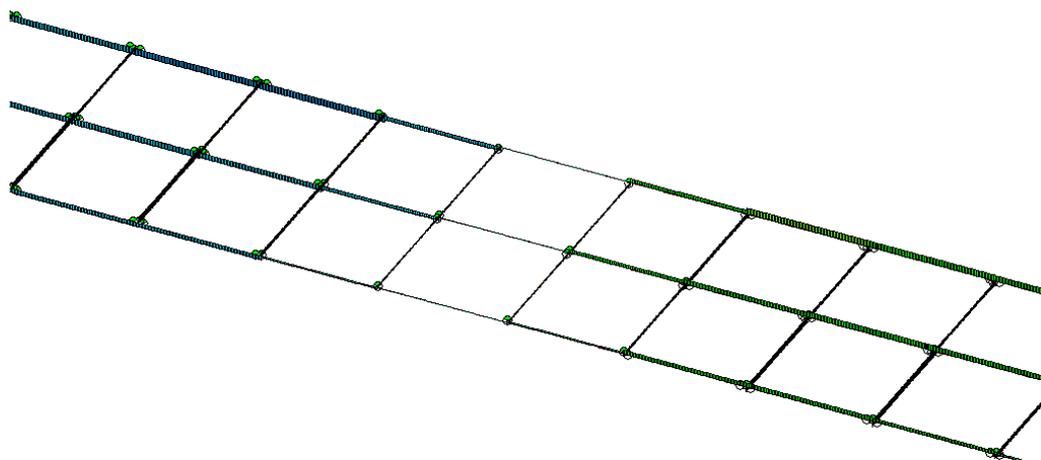
Impalcato sull'arcata

Max Taglio 3 positivo= +876 kg; negativo= -878 kg





Impalcato su viadotto sx

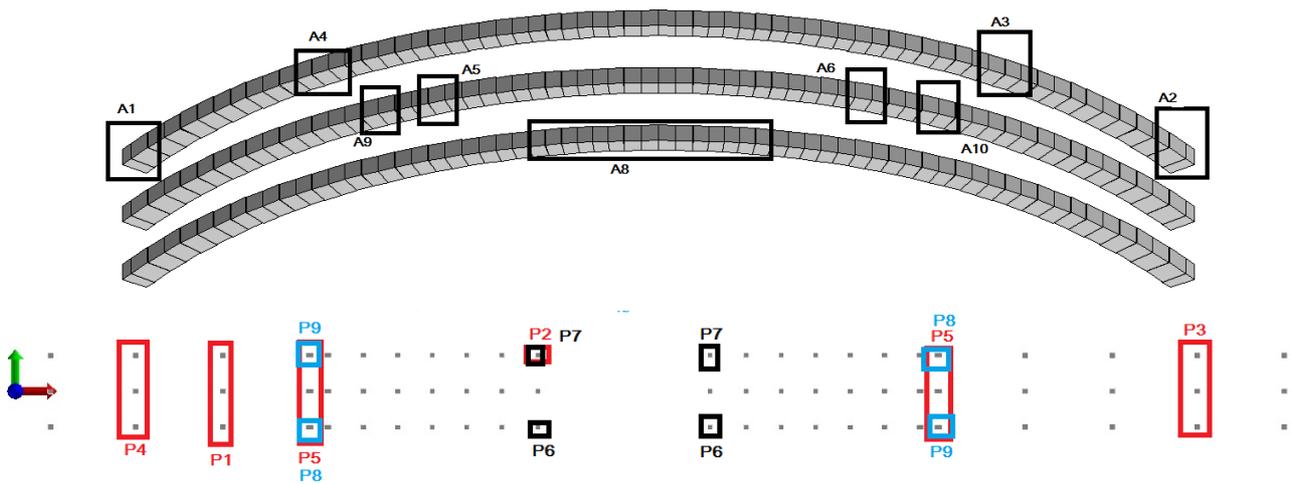


Impalcato su arcata

Max momento torcente positivo= 42550 kgcm; negativo=-27810 kgcm

TABELLA RIASSUNTIVA - TA - VIADOTTO- schema di carico b)

	Arco	Pilastri	Soletta	Travi
Tensioni totali (Von Mises) (kg/cm ²)			58	
Tensione N-M (kg/cm ²)	66.6 (A1)	35.5 (P1)		52
Tensione V-T (kg/cm ²)	3.4 (A1, A2)	0.97 (P2)		7
N (kg)	-473100 (A1,A2)	-93390 (P1)		-15000
M ₃₋₃ (kgcm)	+1.7*10 ⁷ (A1,A2); -8.5*10 ⁶ (A3,A4)	+1*10 ⁵ (P4); -87430 (P3)		3.9*10 ⁶ ; -4*10 ⁶
.M ₂₋₂ (kgcm)	-1565 (A8); -129100 (A5,A6)	1*10 ⁵ ; -1*10 ⁵ (P5)		+100200; -82640
T ₃ (kg)	+240 (A10); -238 (A9)	+705 (P6); -907 (P7)		+876; -878
T ₂ (kg)	+56650 (A2); -56640 (A1)	+211 (P3); -300 (P4)		+27130; -25880
Mt (kgcm)	+2.3*10 ⁵ (A10); -2.3*10 ⁵ (A9)	+14930 (P8); -15390 (P9)		+42550; -27810



TA- Schema di carico c) Folla compatta (400 kg/m²) su tutta la larghezza del ponte

In questo primo modello verrà dunque disposto:

- Carico folla disposto ovunque pari a 400 kg/cm², ed incrementato di un fattore di amplificazione dinamica pari ad 1,25 (25% di incremento) che porta a:

$$\text{Carico folla} = 400 * 1.25 = 500 \text{ kg/cm}^2$$
- Carico permanente portato, peso proprio.

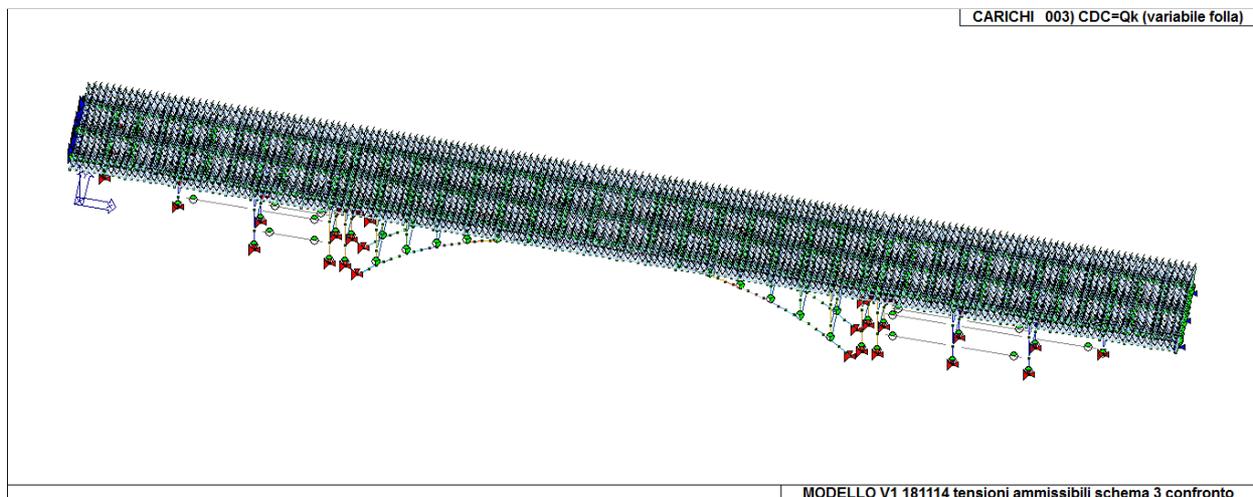
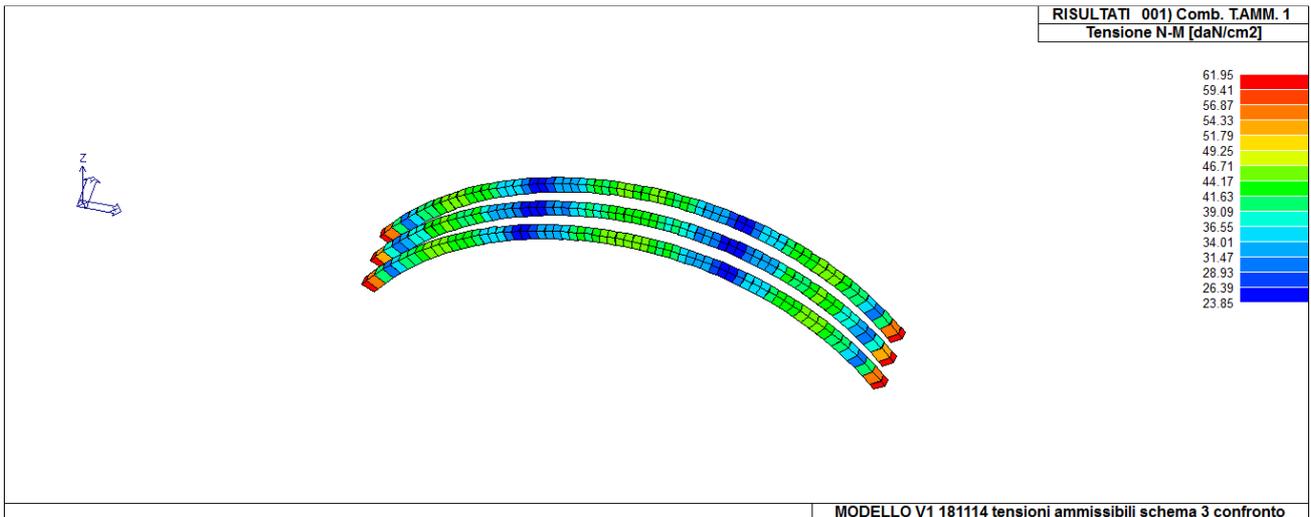
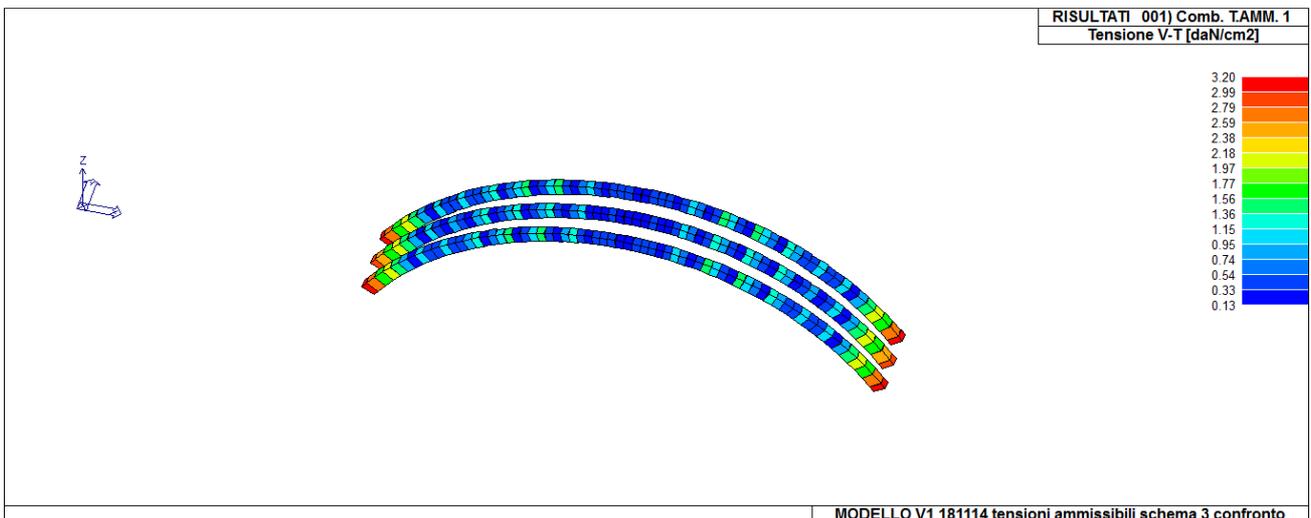


Figura 9.1.1.19 Carico folla

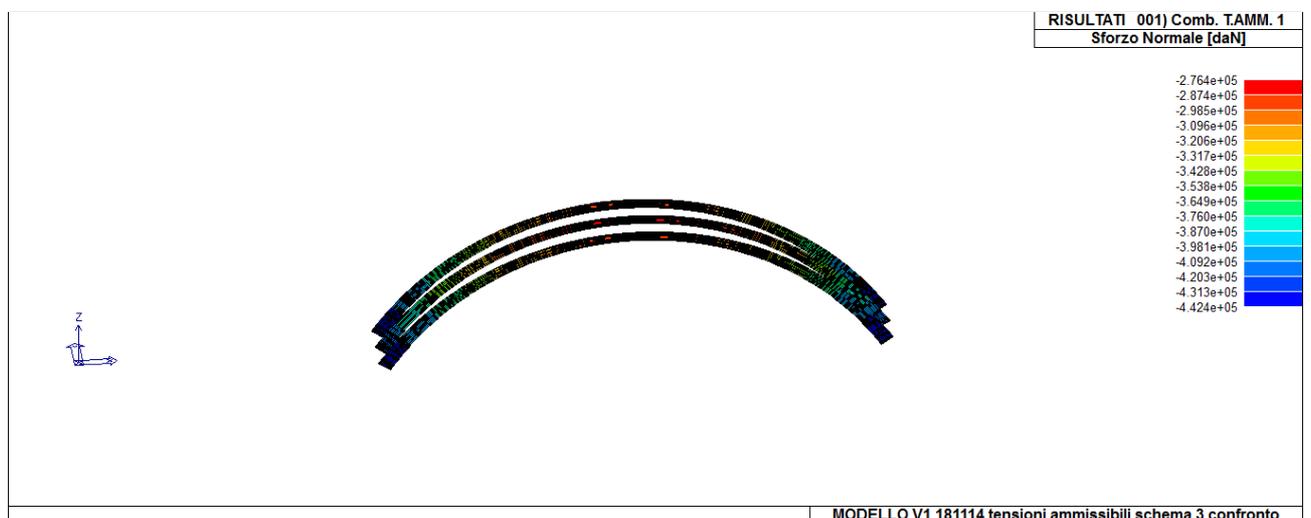
ARCO



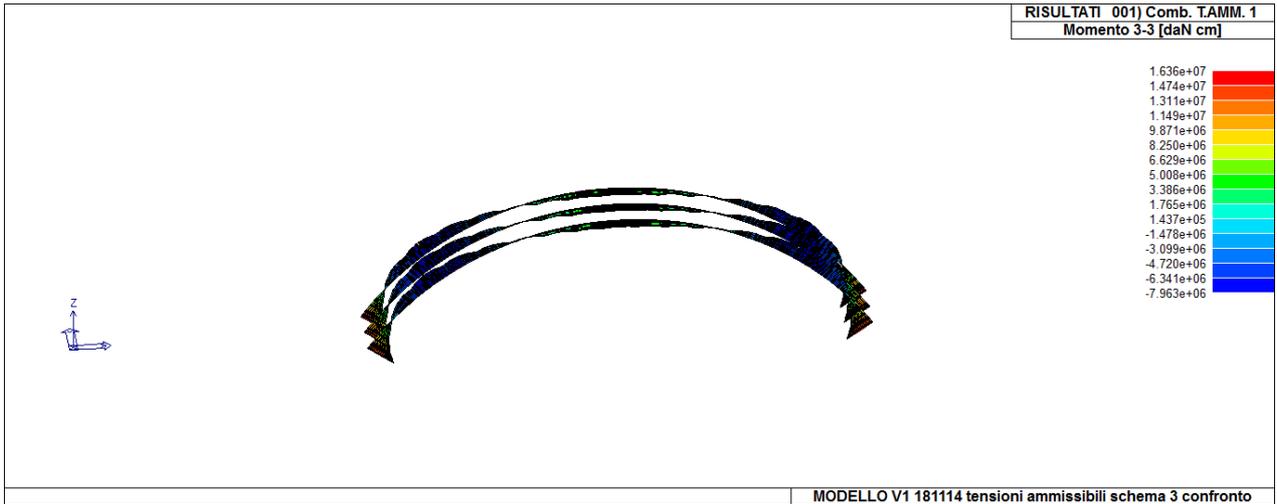
Tensione max di pressoflessione= 62 kg/cm²



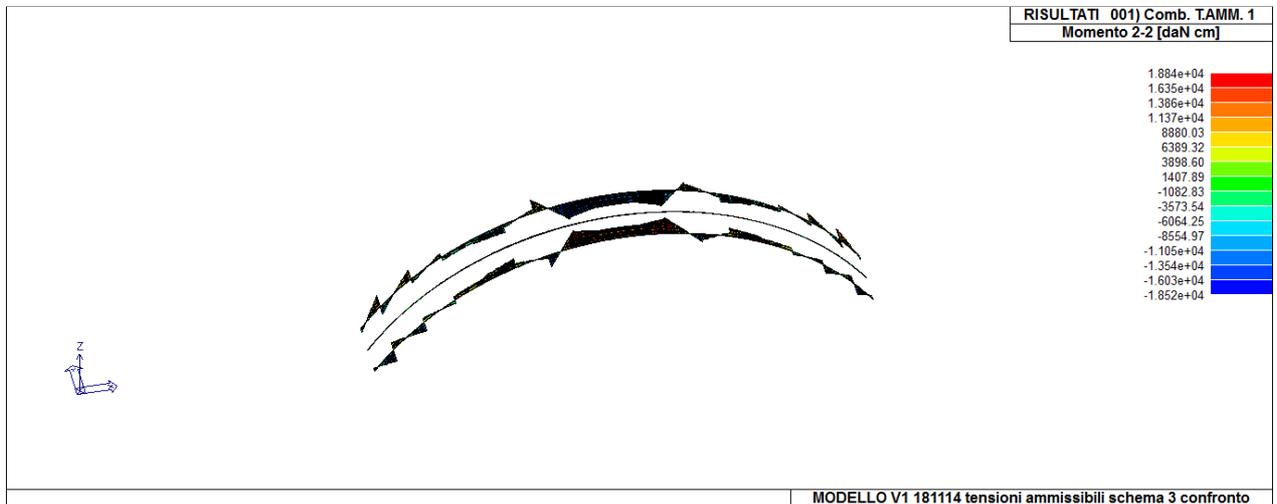
Tensione V-T max= 3.2 kg/cm²



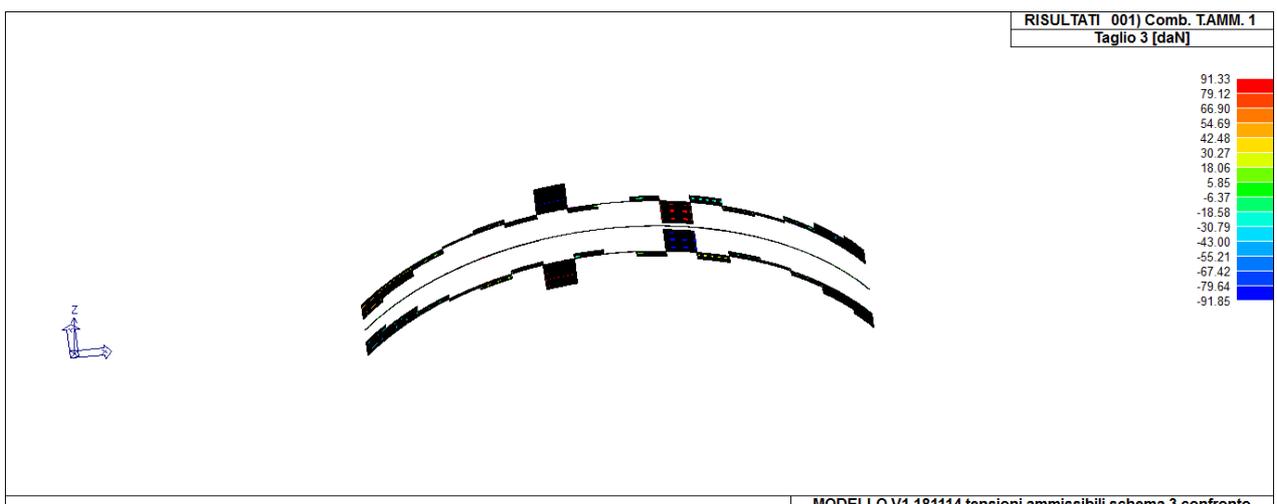
Sforzo normale max= -442400 kg



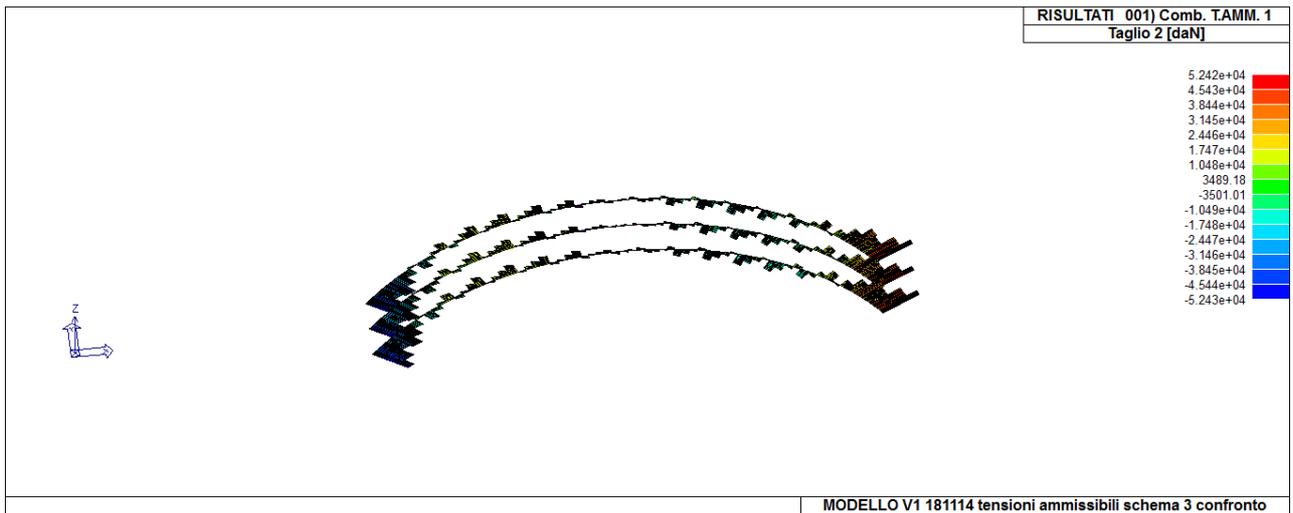
Momento flettente 3-3 max positivo= $1.6 \cdot 10^7$ kgcm; negativo= $-8 \cdot 10^6$ kgcm



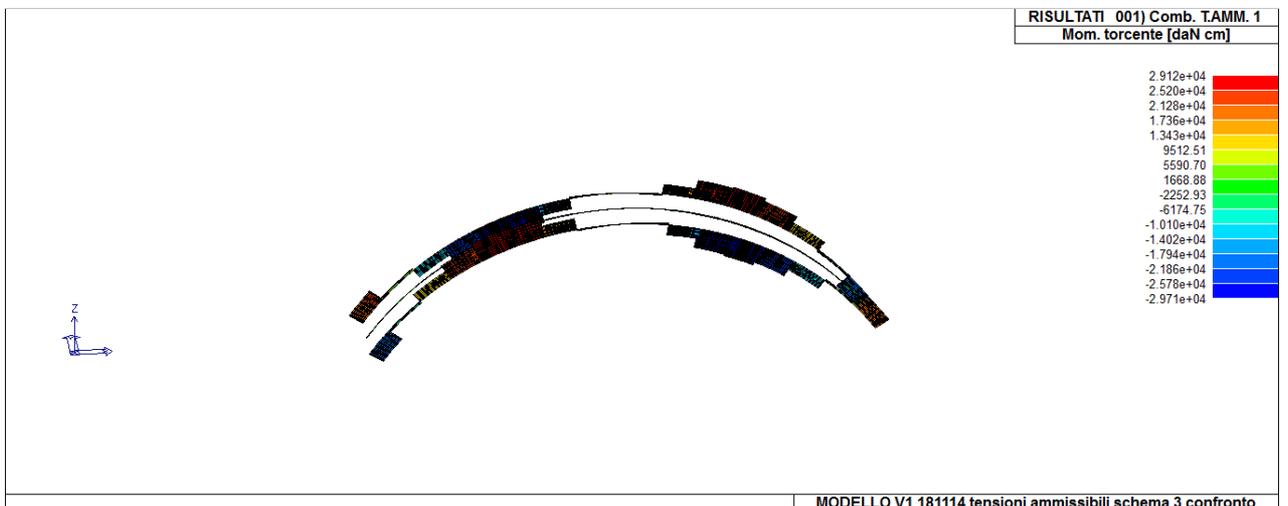
Momento flettente 2-2 max positivo= $1.8 \cdot 10^4$ kgcm; negativo= $-1.8 \cdot 10^4$ kgcm



Taglio 3 max positivo= 91 kg; negativo=-91 kg

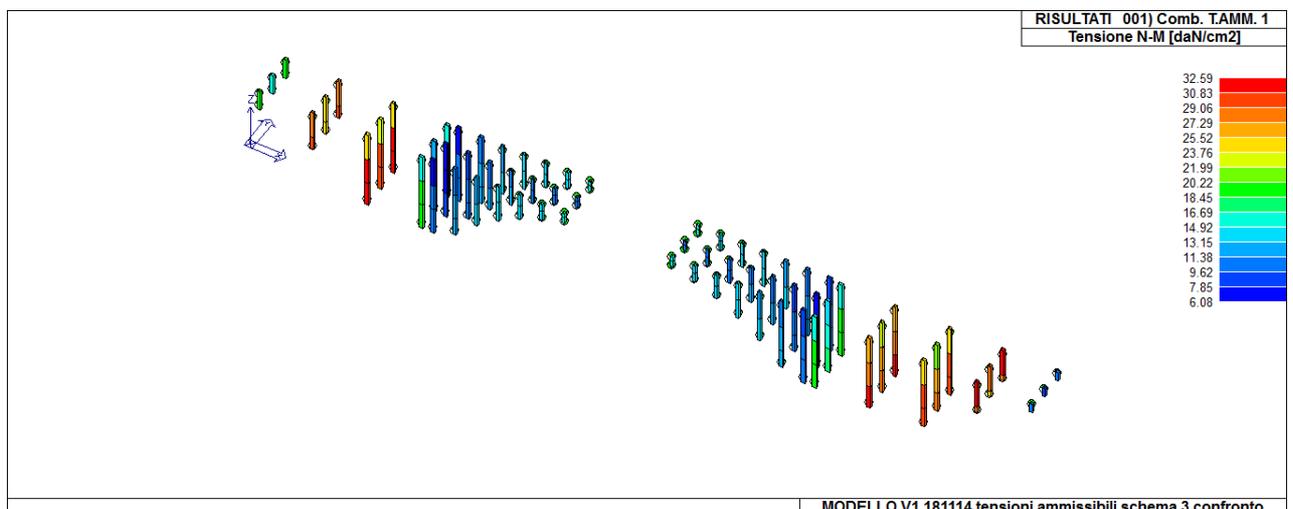


Taglio 2 max positivo= 52420 kg; negativo=-52430 kg

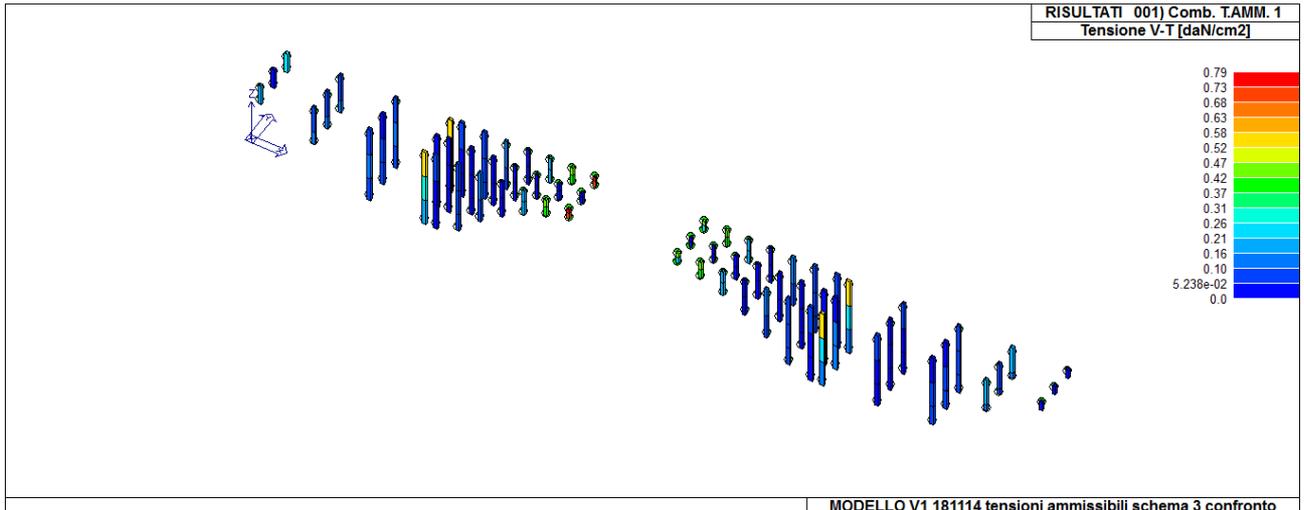


Momento torcente max positivo= 29120 kgcm; negativo= -29710 kgcm

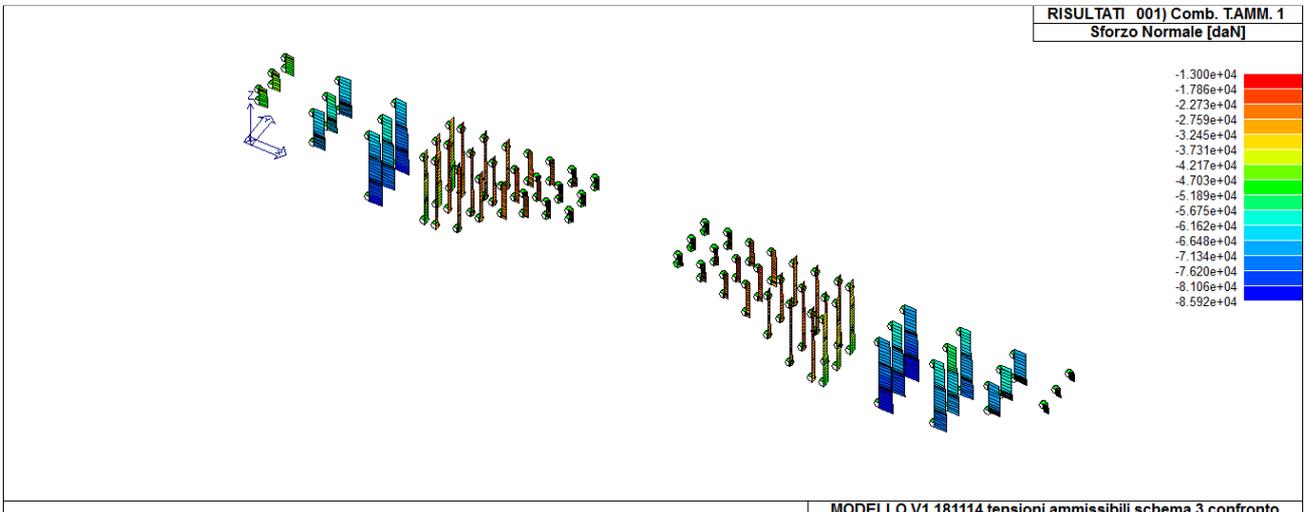
PILASTRI



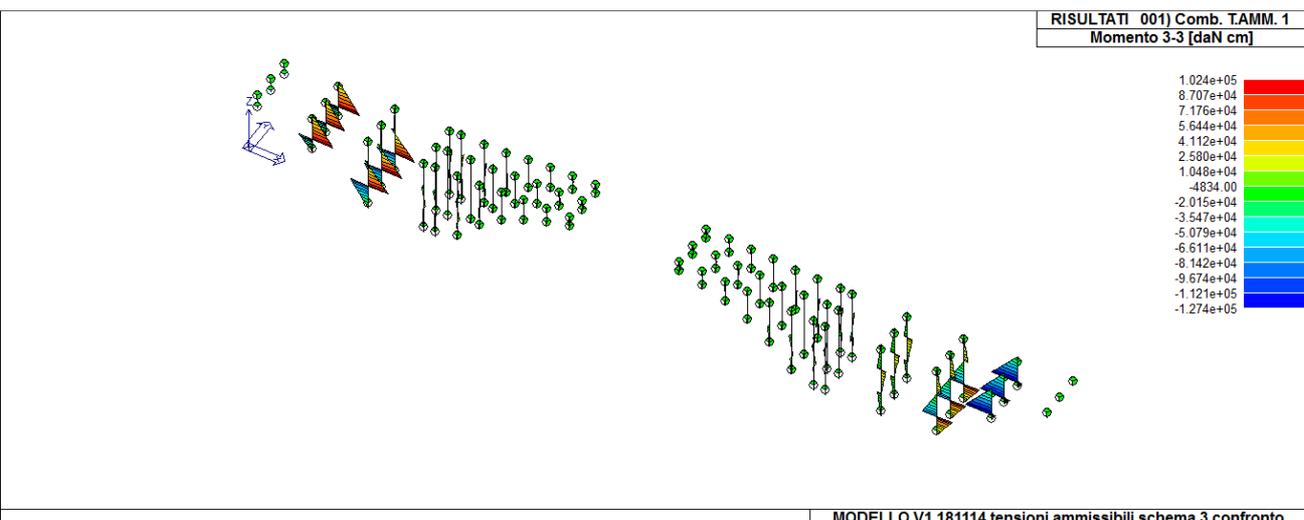
Tensione max di pressoflessione=32.6 kg/cm2



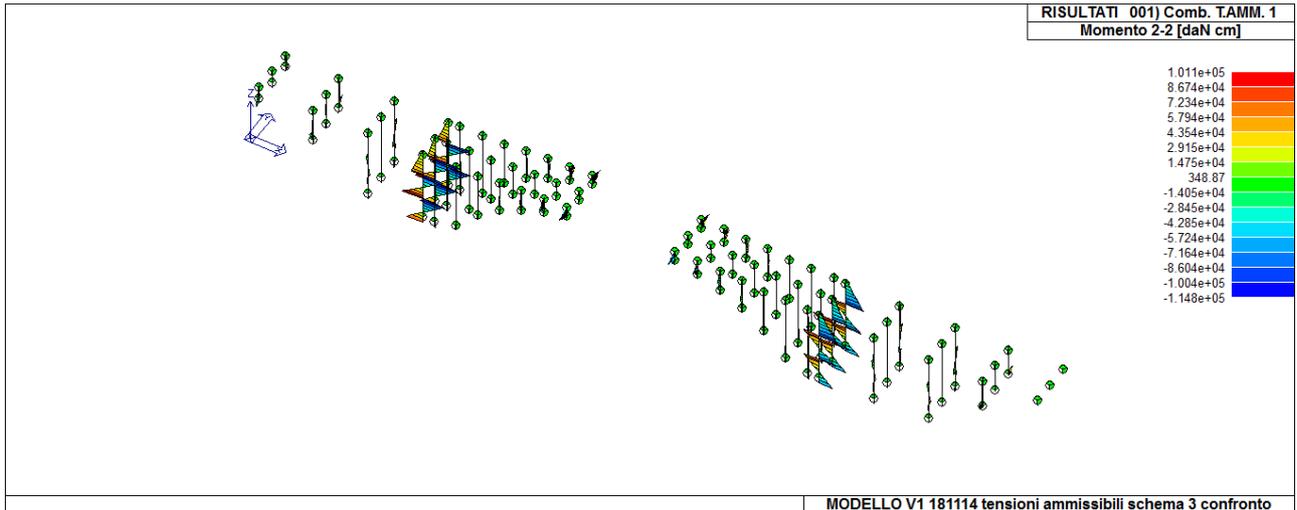
Tensione massima V-T=0.8 kg/cm²



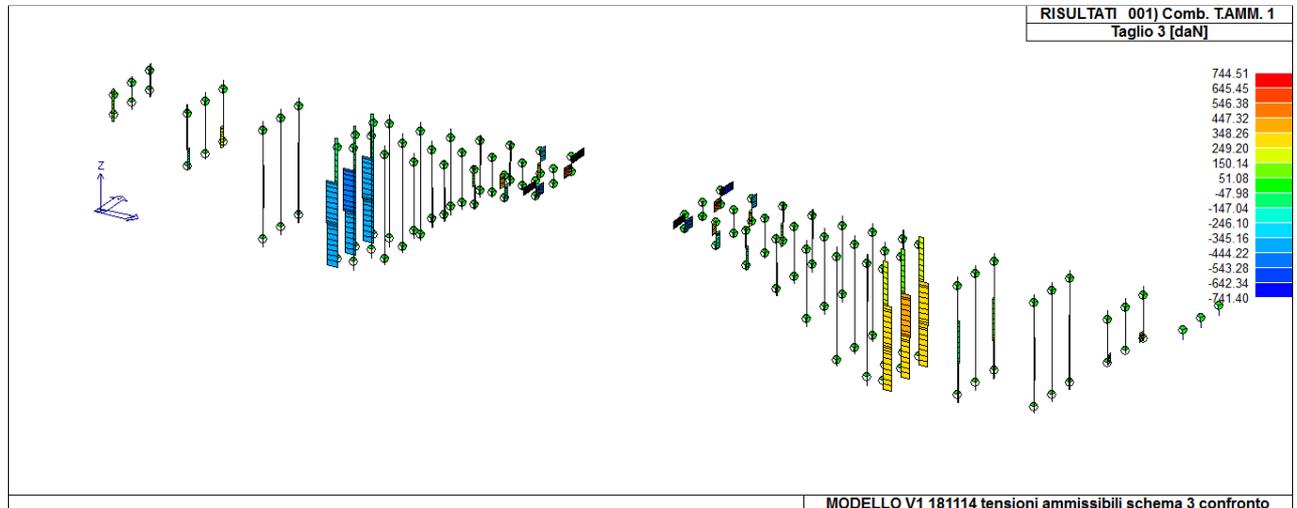
Sforzo normale massimo= -85920 kg



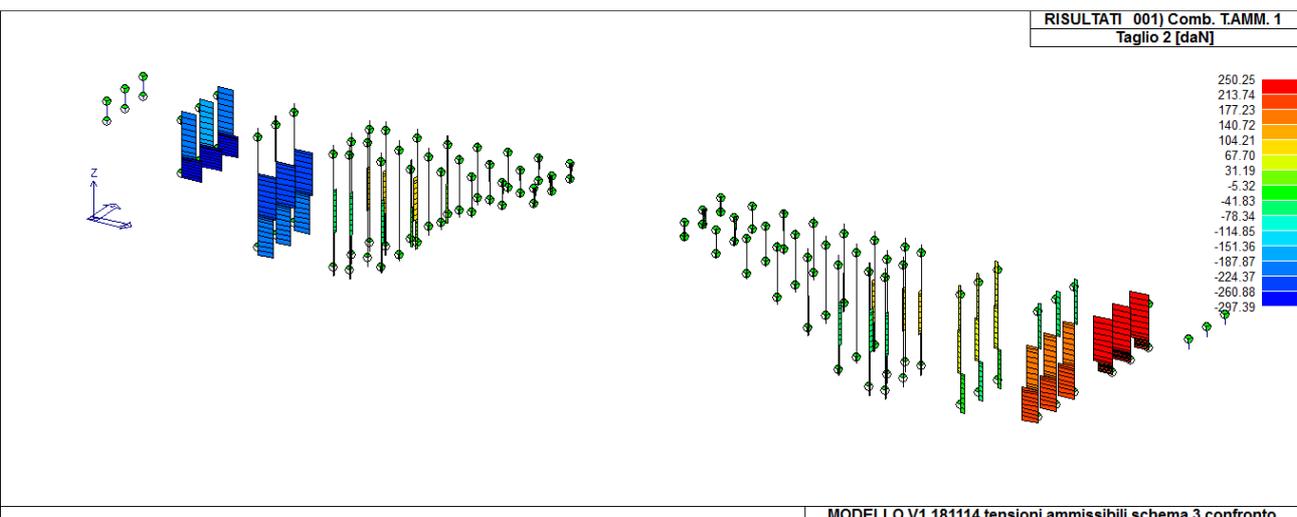
Momento flettente 3-3 massimo positivo= $1 \cdot 10^5$ kgcm; negativo= $-1.3 \cdot 10^5$ kgcm



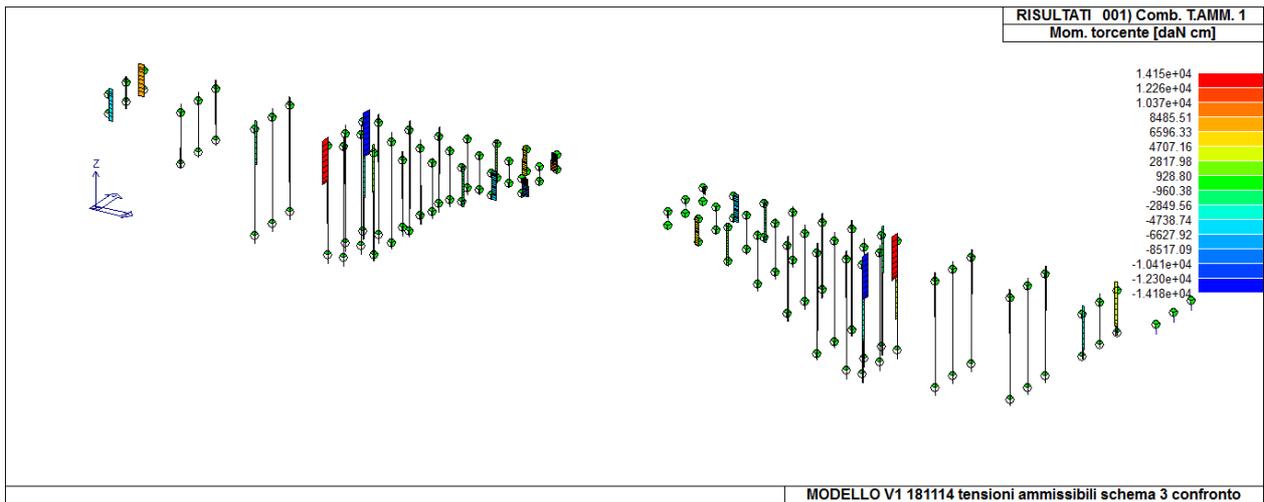
Momento flettente 2-2 massimo positivo= $1 \cdot 10^5$ kgcm; negativo= $-1 \cdot 10^5$ kgcm



Taglio 3 massimo positivo= 744.5 kg; negativo= -741 kg

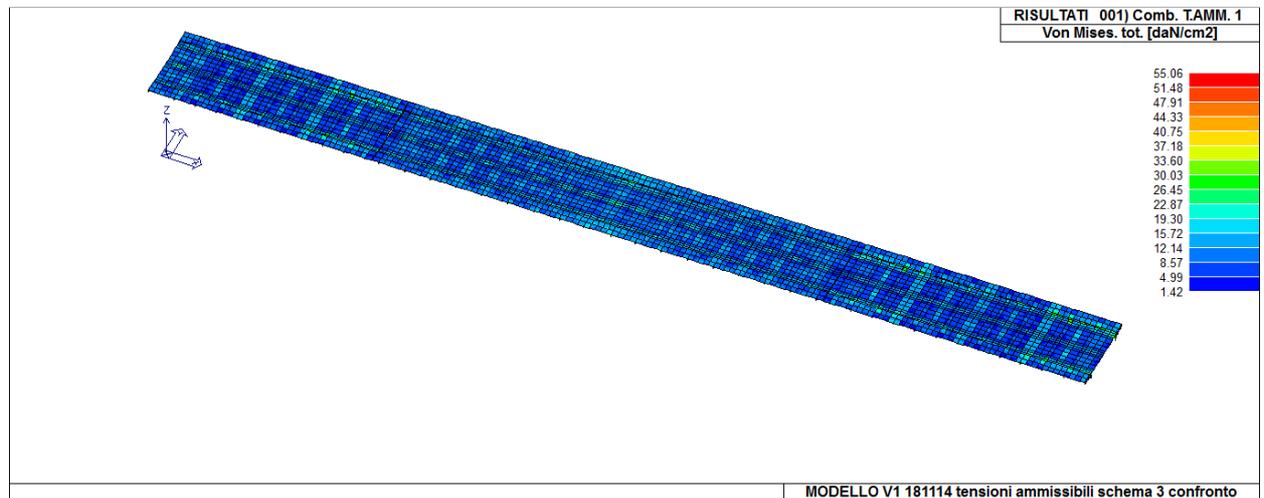


Taglio 2 massimo positivo= 250 kg; negativo= -297 kg



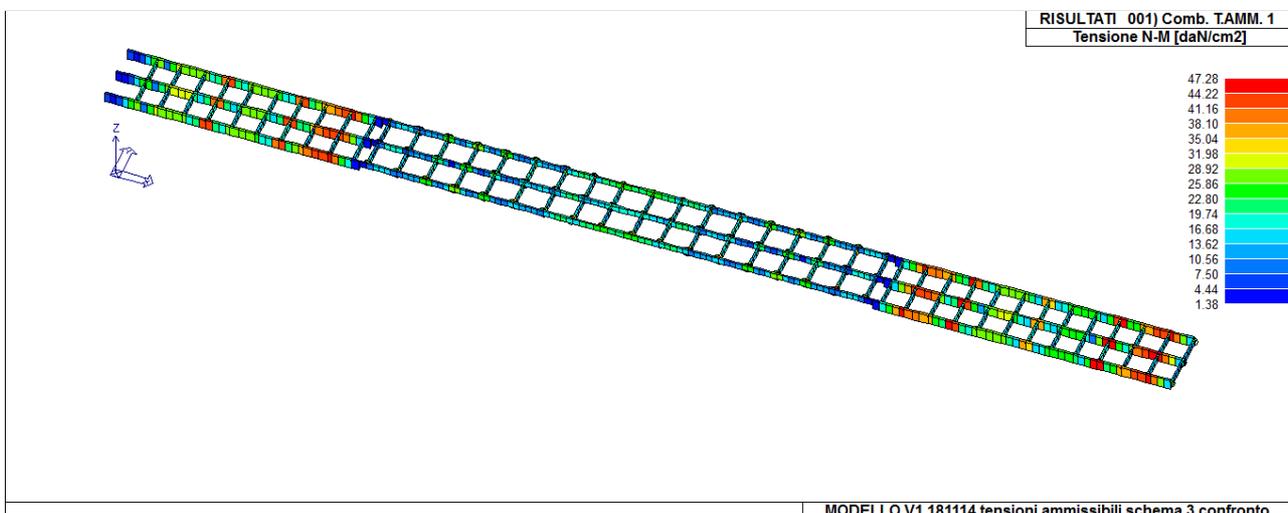
Momento torcente massimo positivo= 14150 kgcm; negativo= -14180 kgcm

SOLETTA

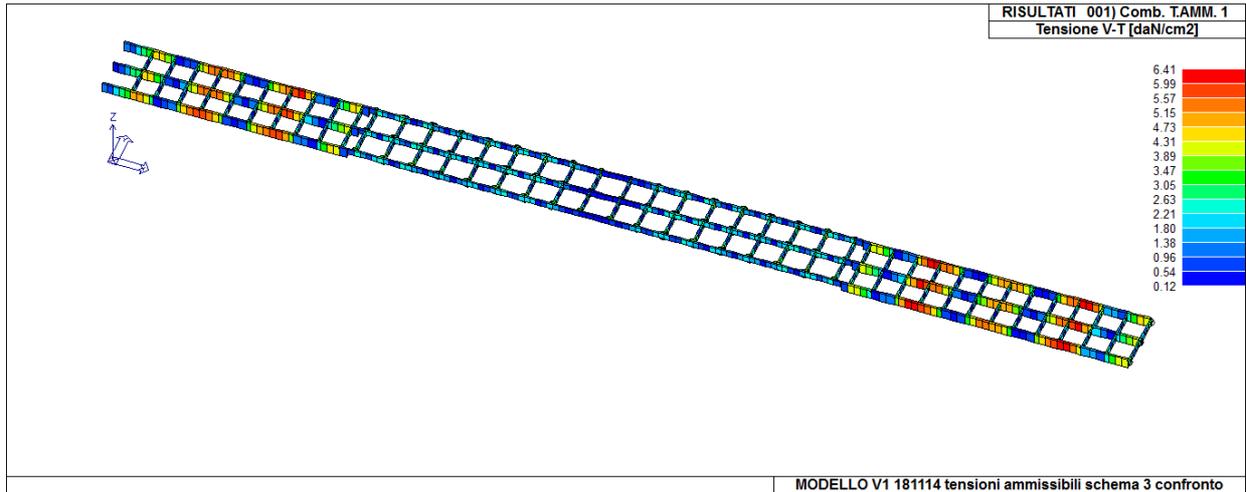


Tensioni totali Von Mises= 55 kg/cm²

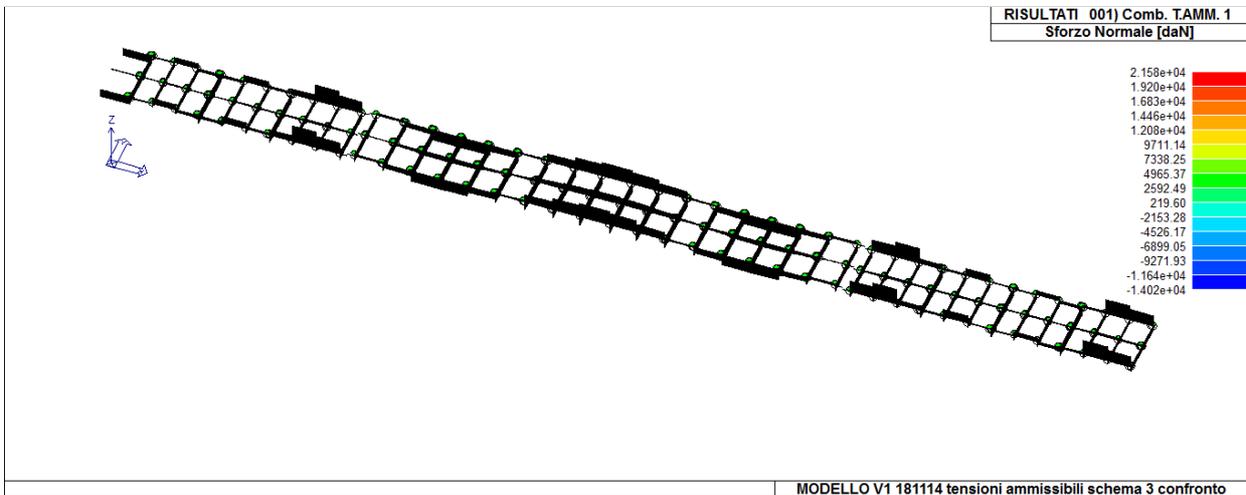
TRAVI



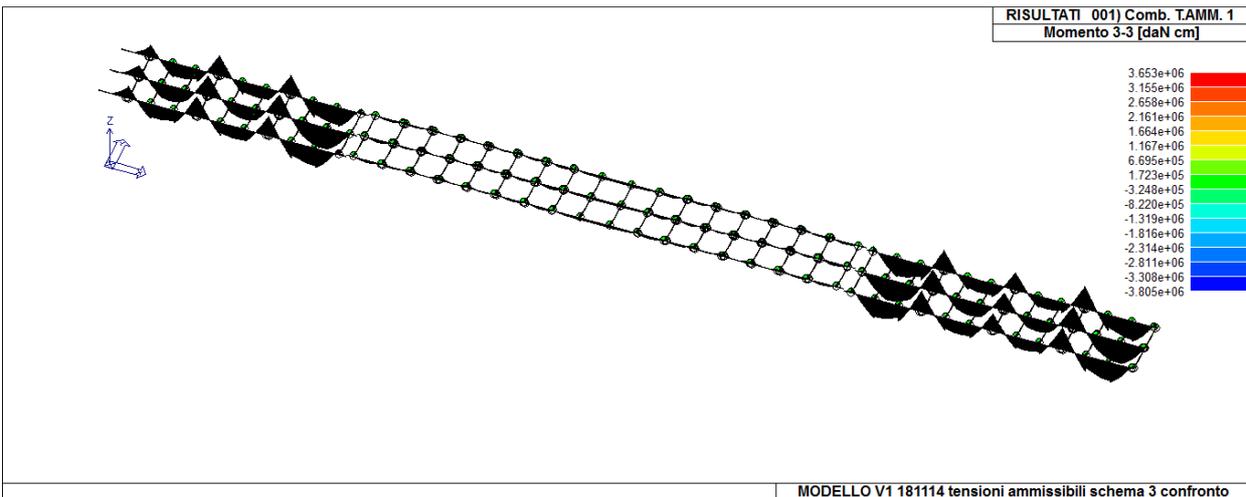
Tensione massima di pressoflessione= 47.3 kg/cm²



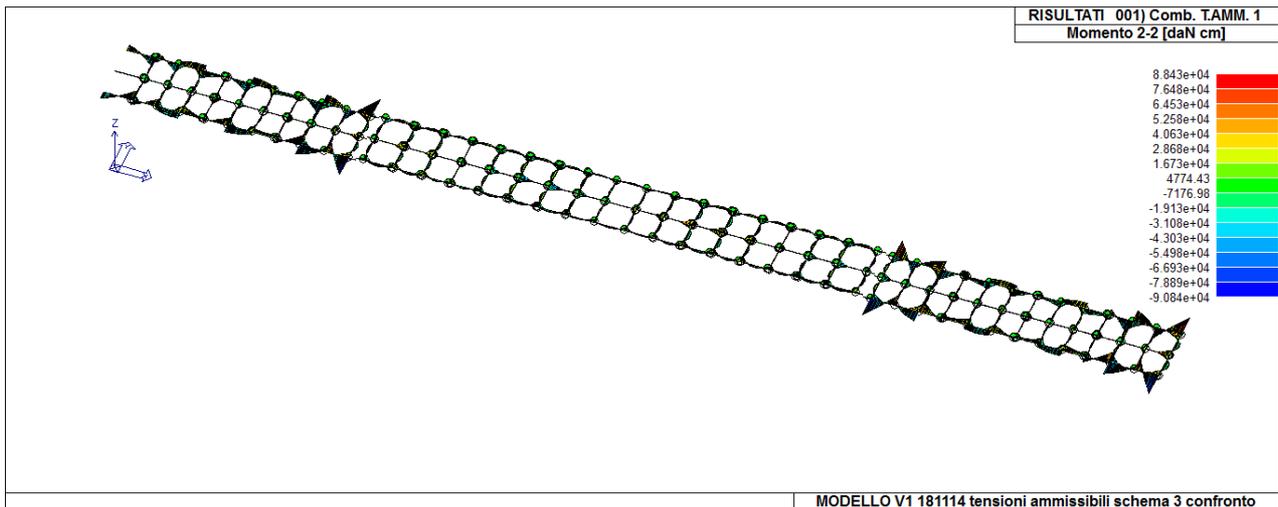
Tensione massima V-T= 6.5 kg/cm²



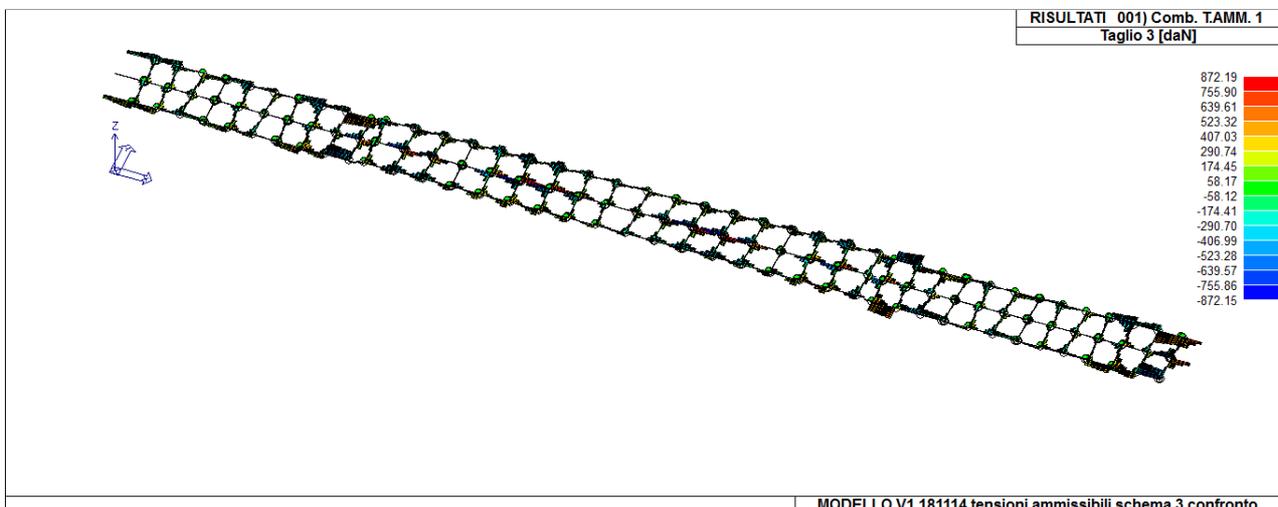
Sforzo normale massimo= -14020 kg



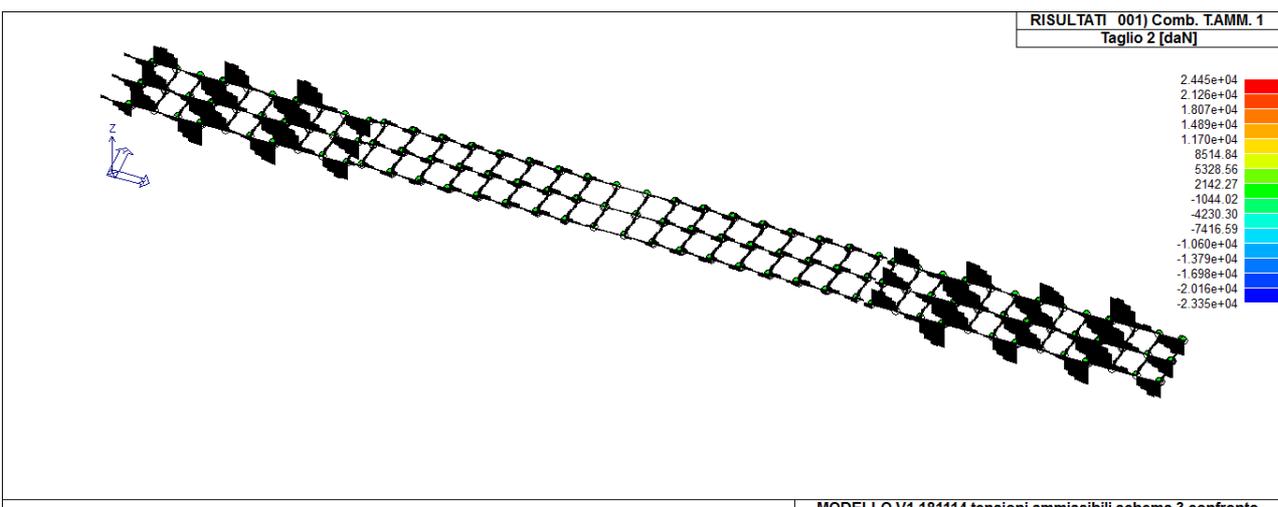
Momento flettente 3-3 massimo positivo= $3.6 \cdot 10^6$ kgcm; negativo= $-3.8 \cdot 10^6$ kgcm



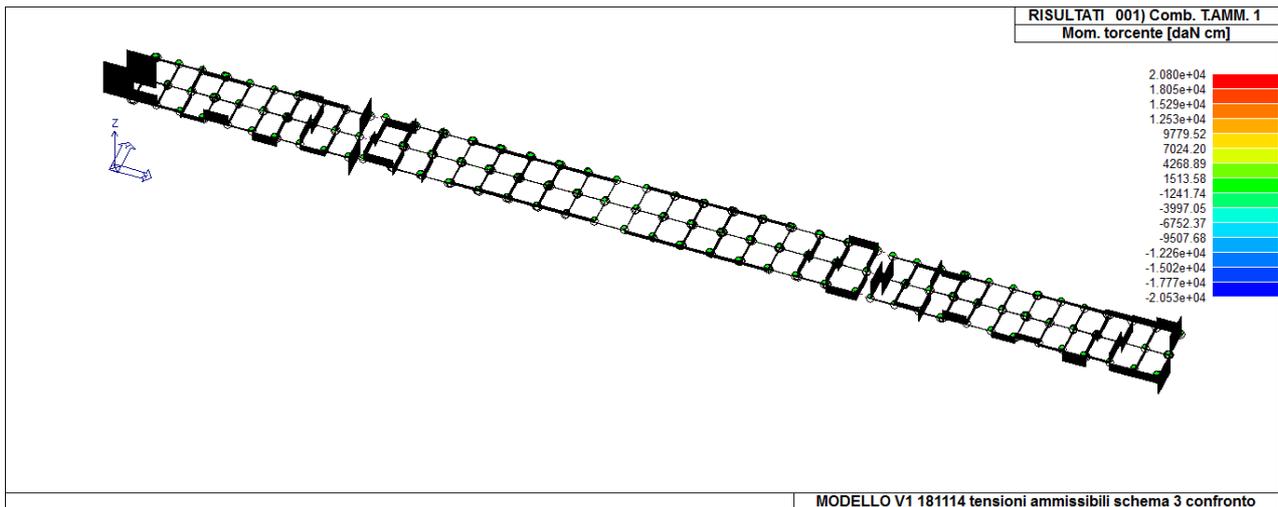
Momento flettente 2-2 massimo positivo= 88430 kgcm; negativo= -90840 kgcm



Taglio 3 massimo positivo= 872 kg; negativo= 872 kg



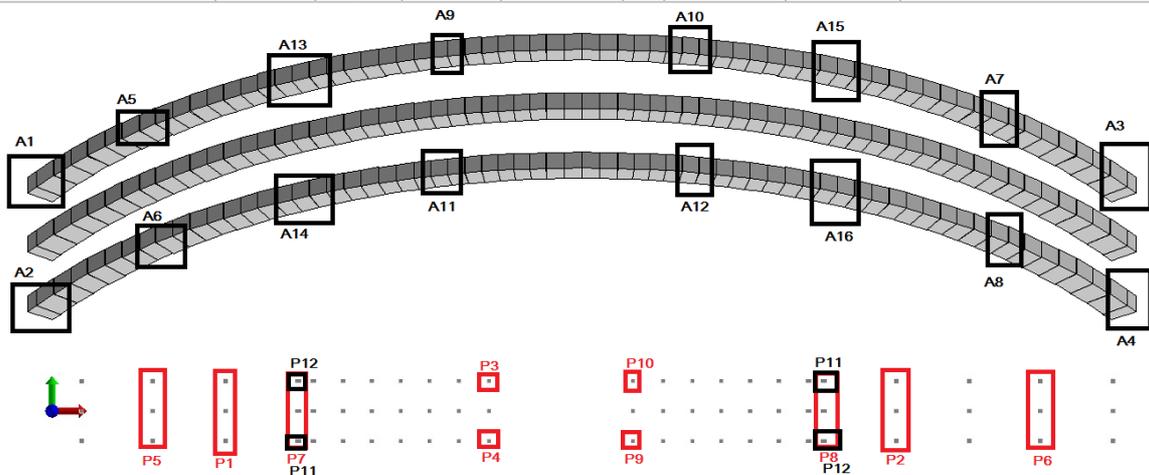
Taglio 2 massimo positivo= 24450 kg; negativo= 23350 kg



Momento torcente massimo positivo= 20800 kgcm; -20530 kgcm

TOABELLA RIASSUNTIVA – TA- schema di carico c)

	Arco	Pilastri	Soletta	Travi
Tensioni totali (Von Mises) (kg/cm ²)			55.06	
Tensione N-M (kg/cm ²)	62 (A1,A2,A3,A4)	32.6 (P1,P2)		47.28
Tensione V-T (kg/cm ²)	3.2 (A1,A2,A3,A4)	0.8 (P3,P4)		6.41
N (kg)	-442400 (A1,A2,A3,A4)	-85920 (P1,P2)		-14020
M ₃₋₃ (kgcm)	+1.636*10 ⁷ (A1,A2,A3,A4); -7.963*10 ⁶ (A5,A6,A7,A8)	+1.024*10 ⁵ (P5); - 1.274*10 ⁵ (P6)		3.65*10 ⁶ ; -3.8*10 ⁶
M ₂₋₂ (kgcm)	+18840 (A11,A12); -18520 (A9,A10)	1.01*10 ⁵ ; -1.15*10 ⁵ (P7,P8)		+88430; -90840
T ₃ (kg)	+91.3 (A10,A11); -91.8 (A12,A9)	+744,5 (P4,P9); -741.4 (P3,P10)		+872; -872
T ₂ (kg)	+52420 (A4,A3); -52430 (A1,A2)	+250 (P6); -297.4 (P5)		+24450; -23350
Mt (kgcm)	+29120 (A15,A14); -29710 (A13,A16)	+14150 (P11); -14180 (P12)		+20800; -20530



Per tutti e quattro i modelli di carico analizzati si sono evidenziati valori di sforzo normale positivi, che indicano la presenza di trazione per effetto del carico termico, che induce uno stato di trazione nei diversi elementi. Per

la stessa ragione ho dei valori di momento 2-2 e di taglio 3 che presentano uno stato di sollecitazione fuori dal piano, cioè è dovuto essenzialmente alla presenza i vincoli tra i diversi elementi e dunque si ha nascita di uno stato di coazione.

9.1.2 Modello del ponte carichi da NTC 2018

Per questo modello con carichi da NTC 2018 faremo riferimento allo stato iniziale del ponte, senza riferirci alle indagini sui materiali svolte nel 2012. Tale informazione è in ogni caso, in questa fase, irrilevante, dato che stiamo analizzando lo stato tensionale che nasce nei diversi elementi strutturali per effetto di tale carico.

5.1.3. AZIONI SUI PONTI STRADALI

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- distorsioni e deformazioni impresse;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili (variazioni termiche, spinte idrodinamiche, vento, neve e le azioni sui parapetti);
- le resistenze passive dei vincoli;
- gli urti sulle barriere di sicurezza stradale di veicoli in svio;
- le azioni sismiche;
- le azioni eccezionali.

Si considerano dunque di base i seguenti schemi di carico:

- Carico distribuito;
- Carico tandem;
- Temperatura delta +, delta-;
- Carico permanente portato, peso proprio;
- Carico folla, neve.

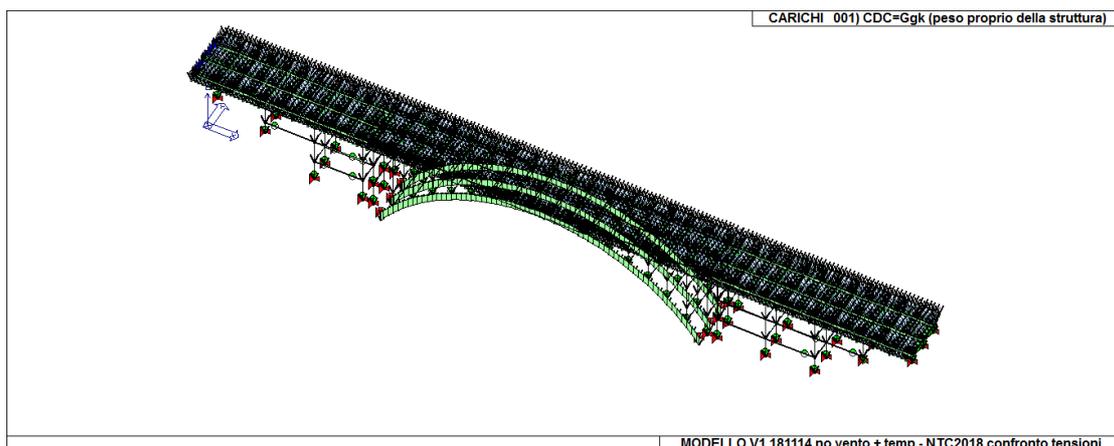


Figura 9.1.2.1 Carichi permanenti della struttura

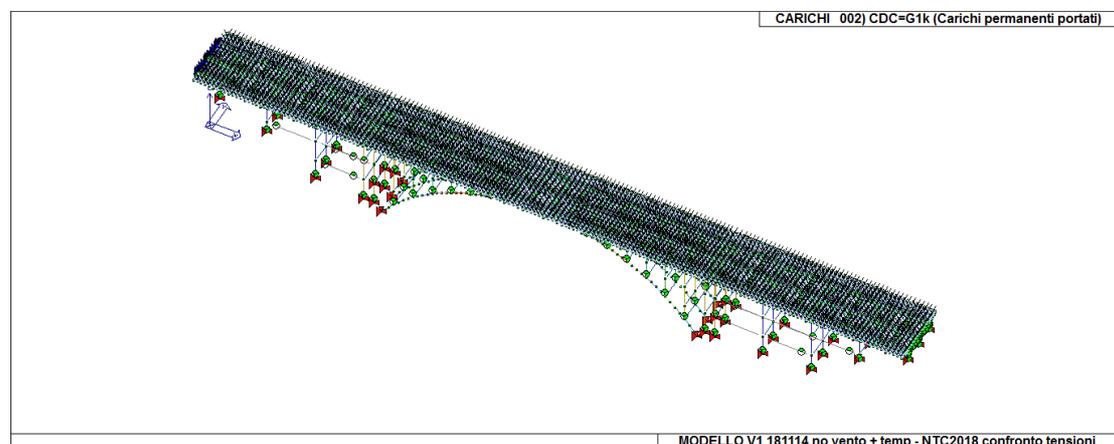


Figura 9.1.2.2 Carichi permanenti portati

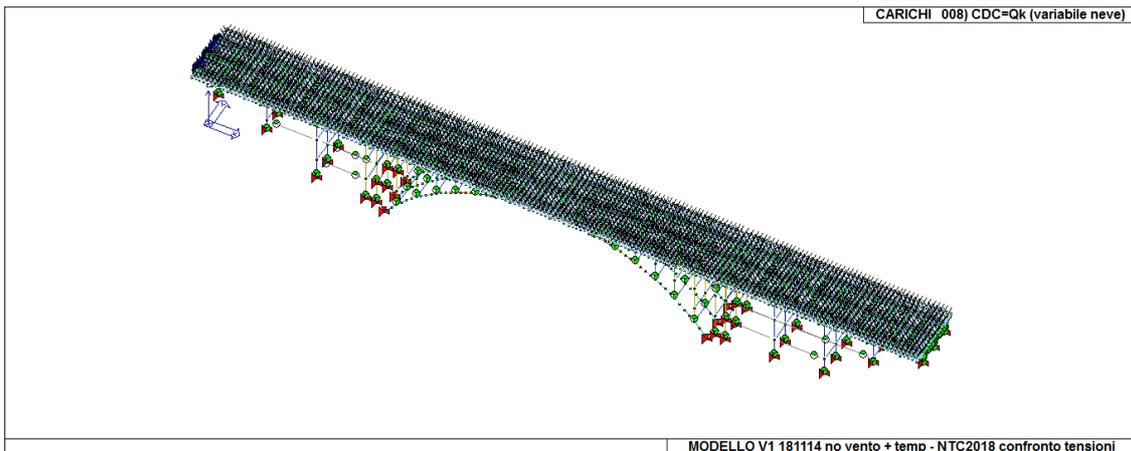


Figura 9.1.2.3 Carico variabile neve

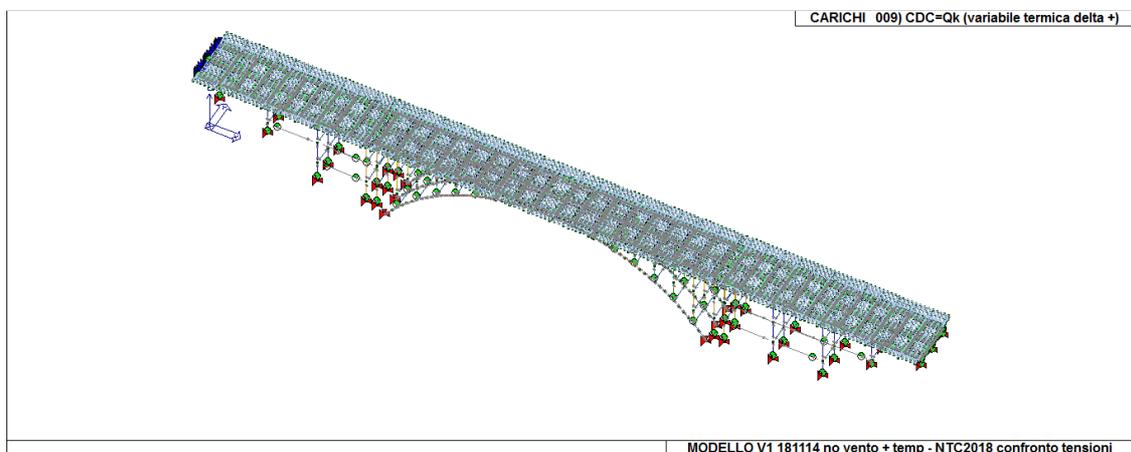


Figura 9.1.2.4 Variabile termica delta +

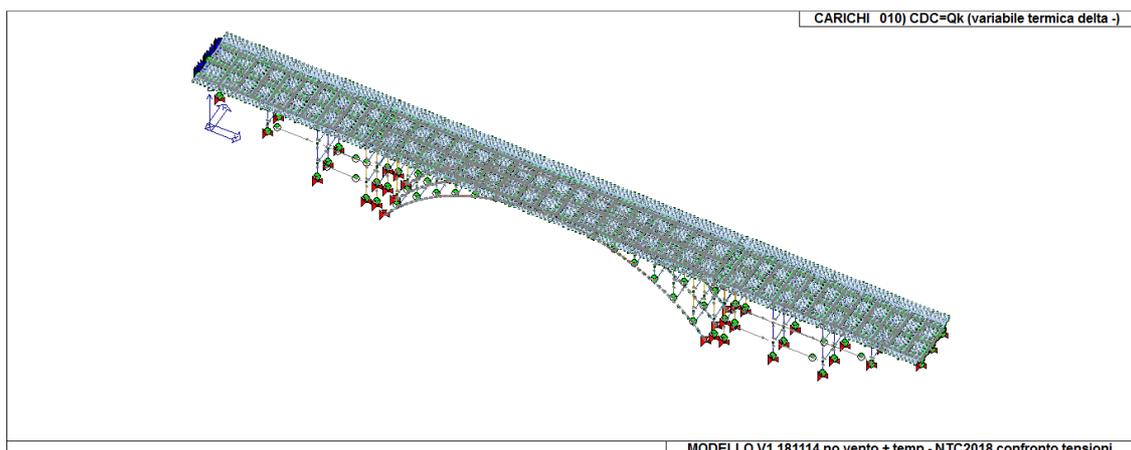


Figura 9.1.2.5 Variabile termica delta -

Trattiamo ora i carichi previsti dalle NTC 2018 per i carichi mobili.
 Le larghezze w_l delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente.
 Se non diversamente specificato, qualora la piattaforma di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- a) se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- b) se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

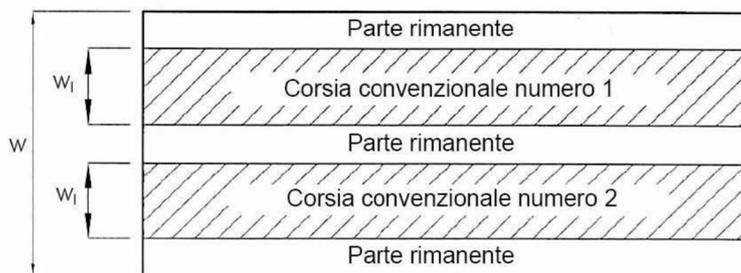


Figura 9.1.2.6 Esempio di numerazione delle corsie

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla superficie carrabile e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

Quando la superficie carrabile è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera superficie carrabile, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2 ecc., che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti.

Quando la superficie carrabile consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Figura 9.1.2.7 Numero e larghezza delle corsie

Schemi di Carico

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato

autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Schemi di Carico 6.a, b, c: In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$

Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.

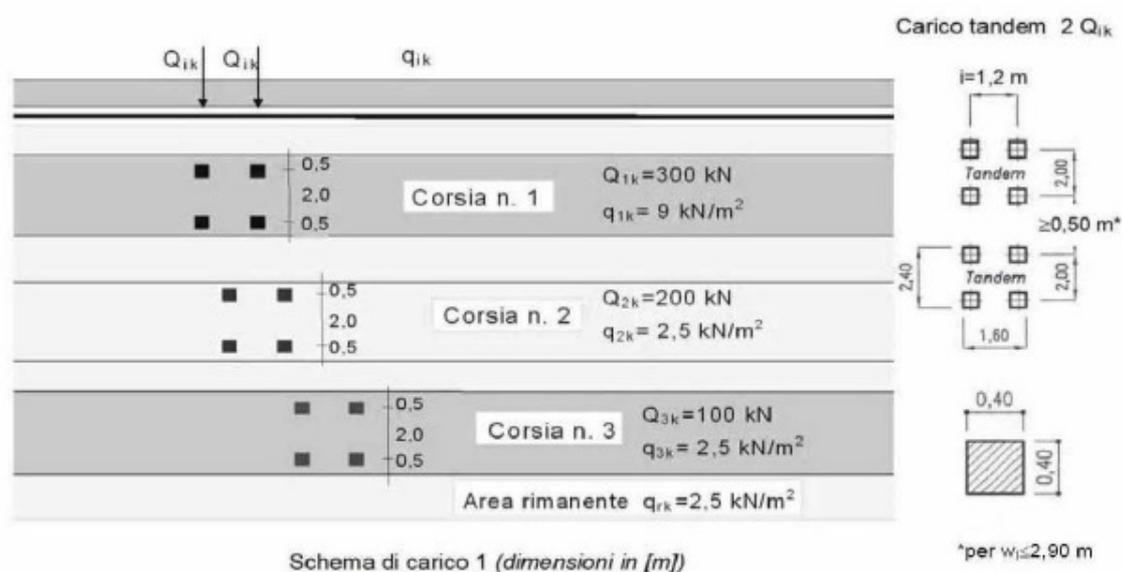


Figura 9.1.2.8 Schema di carico 1

I carichi delle NTC tengono già conto dell'incremento dinamico e non devono essere ulteriormente aumentati.

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 ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 9.1.2.1 Intensità dei carichi per le diverse corsie

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 ²
2°	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con			Schema di carico 5 con valore
			valore caratteristico 5,0kN/m ²			re caratteristico 5,0kN/m ²
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

Tabella 9.1.2.2 Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli				
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli				
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli				
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli				
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{E1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli				
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{E2} , γ_{E3} , γ_{E4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli				

Tabella 9.1.2.3 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_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

Tabella 9.1.2.4 Coefficienti di combinazione ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Per quanto attiene ai carichi distribuiti per tutta la lunghezza del ponte, si dovranno disporre da normativa NTC2018 e come visto da tabella, un carico distribuito pari a 9 kN/mq, uno da 2,5 nella corsia adiacente e nelle zone rimanenti un carico pari a 2,5 kN/mq. Riportiamo il caso di carico corrispondente.

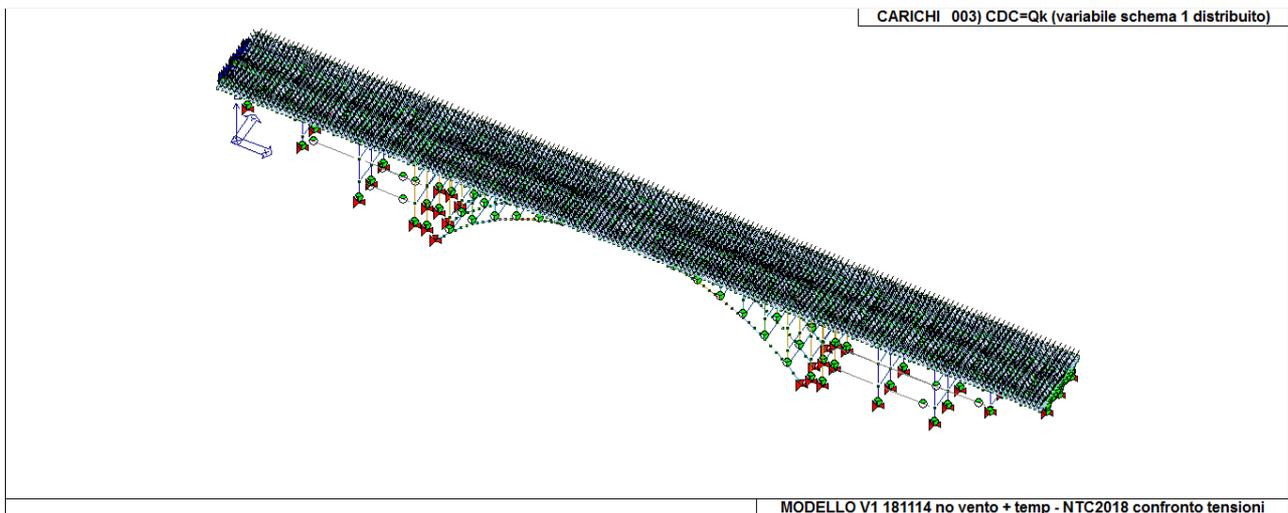


Figura 9.1.2.9 Carichi distribuiti

Il tandem descritto è stato disposto in diverse posizioni lungo l'impalcato ed in particolare nei punti più critici e di interesse maggiore ai fini del nostro studio. In particolare viene posto

- In corrispondenza del pilastro più alto del viadotto dx

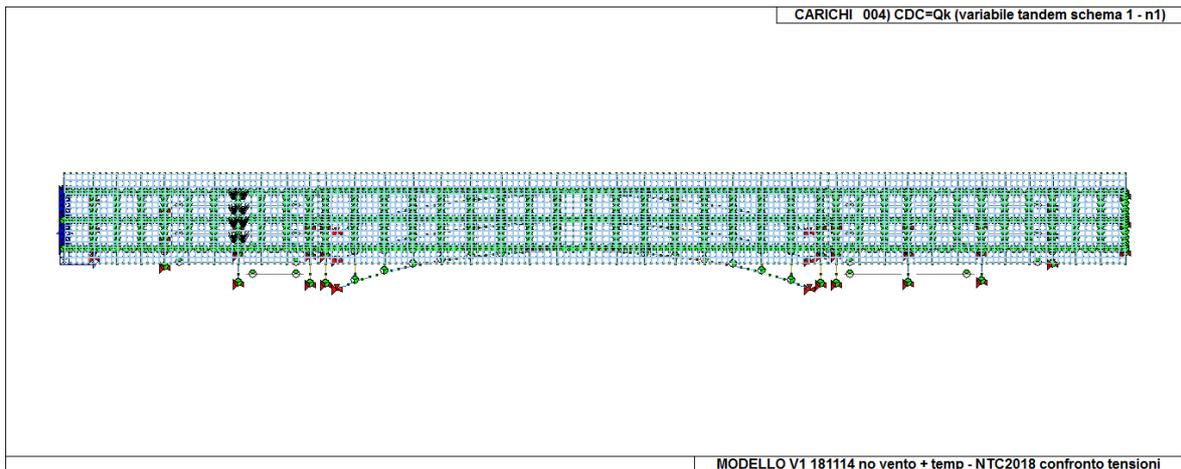


Figura 9.1.2.10 Tandem viadotto sinistro

- In corrispondenza di doppi pilastri a sx, cioè del giunto sinistro

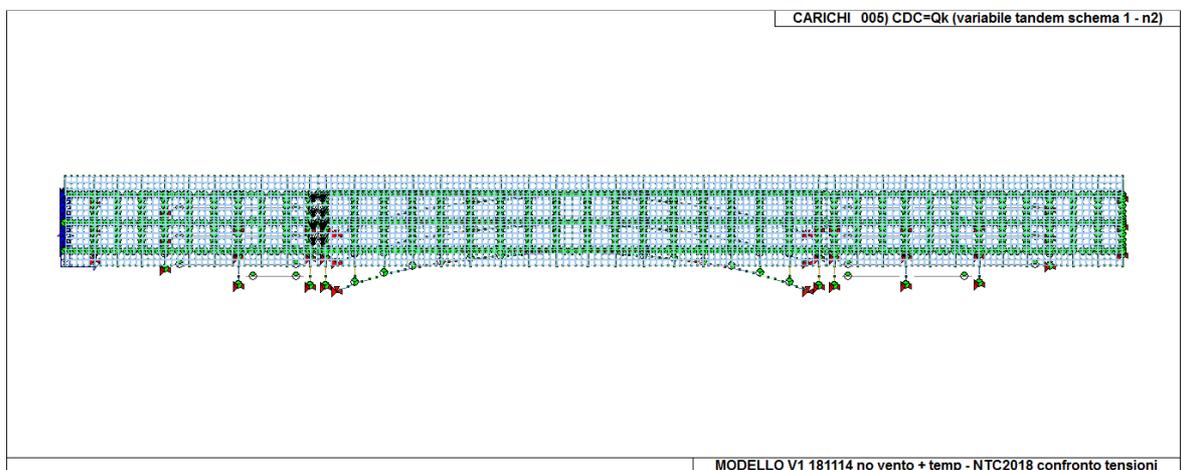


Figura 9.1.2.11 Tandem su giunto sinistro

- In corrispondenza delle reni dell' arcata, dunque a circa 30° di angolo a partire dall' imposta

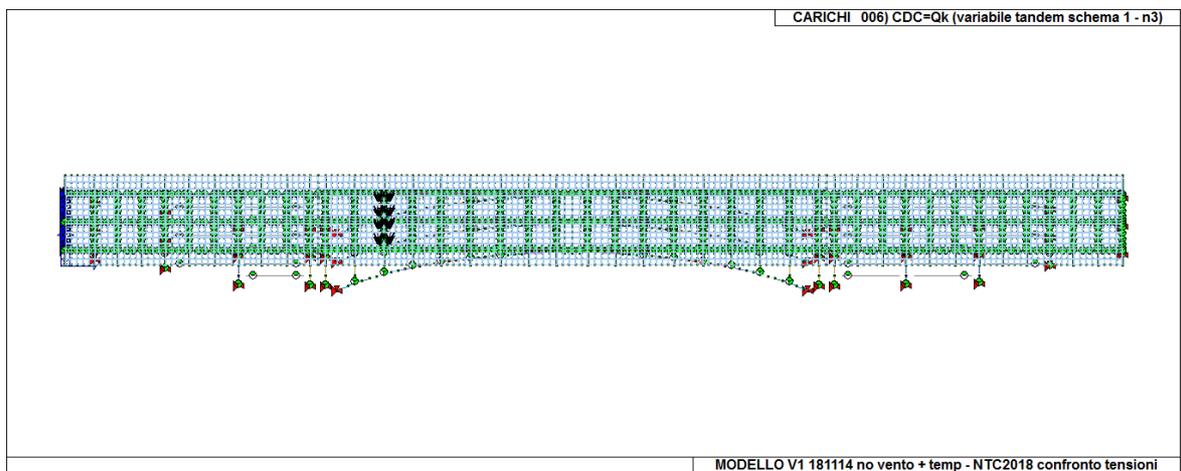


Figura 9.1.2.12 Tandem reni sinistra

- In chiave

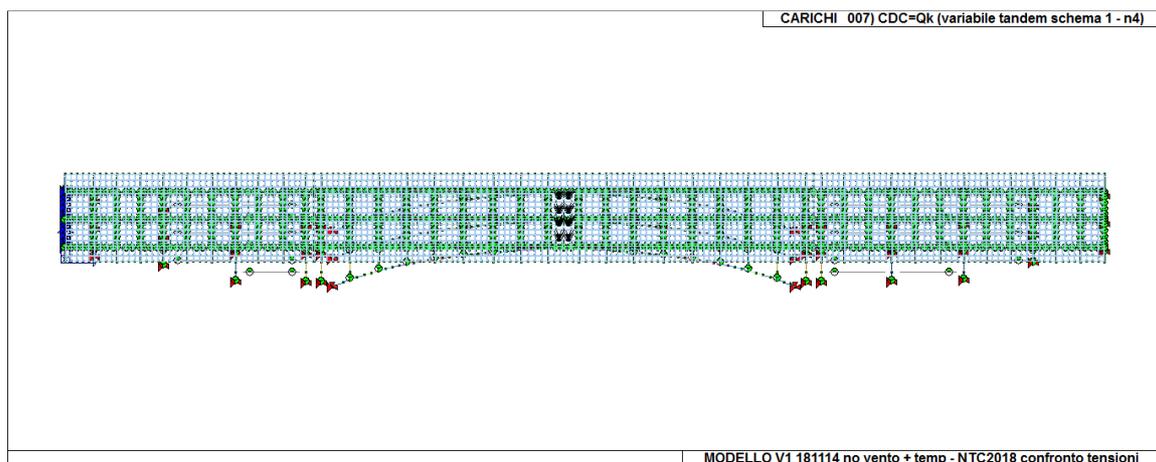


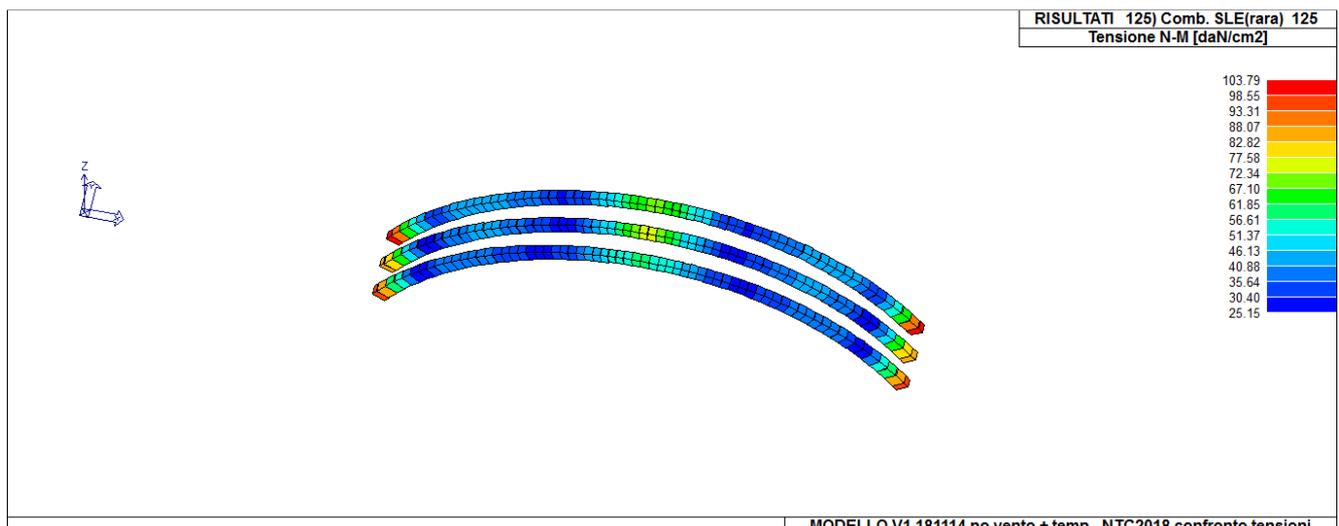
Figura 9.1.2.13 Tandem chiave

Gli altri carichi che sono stati usati sono relativi al *carico neve*, per cui è stato utilizzato un carico pari a 119 kg/m^2 e questo è stato disposto su tutto l'impalcato, un *carico termico* uniforme e a farfalla pari a $+15^\circ$ e $+5^\circ$, applicato su tutti gli elementi strutturali del ponte. Testeremo questo ponte con i carichi verticali, escluderemo per il momento i carichi orizzontali, al fine di valutare lo stato tensionale da poter confrontare con le Prescrizioni del 33.

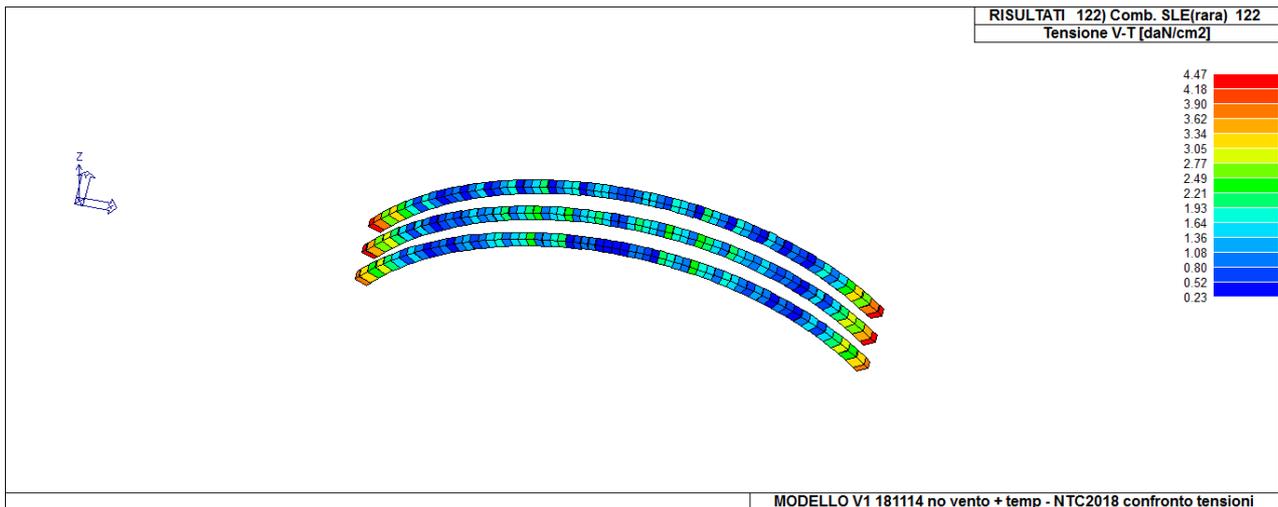
Gli schemi di carico usati, per questa prima analisi dello stato tensionale, sono quelli da Normativa appena visti, dunque riassumendo: lo schema di carico 1 con 60t più 9 kN/mq nella prima corsia, $40 \text{ t} + 2,5 \text{ kN/mq}$ nella corsia adiacente, nelle rimanenti aree disponiamo $2,5 \text{ kN/mq}$ di distribuito e la folla in combinazione sui marciapiedi vale $2,5 \text{ kN/mq}$.

Considero per la precisione il caso di carichi delle NTC, in assenza di vento e con la temperatura.

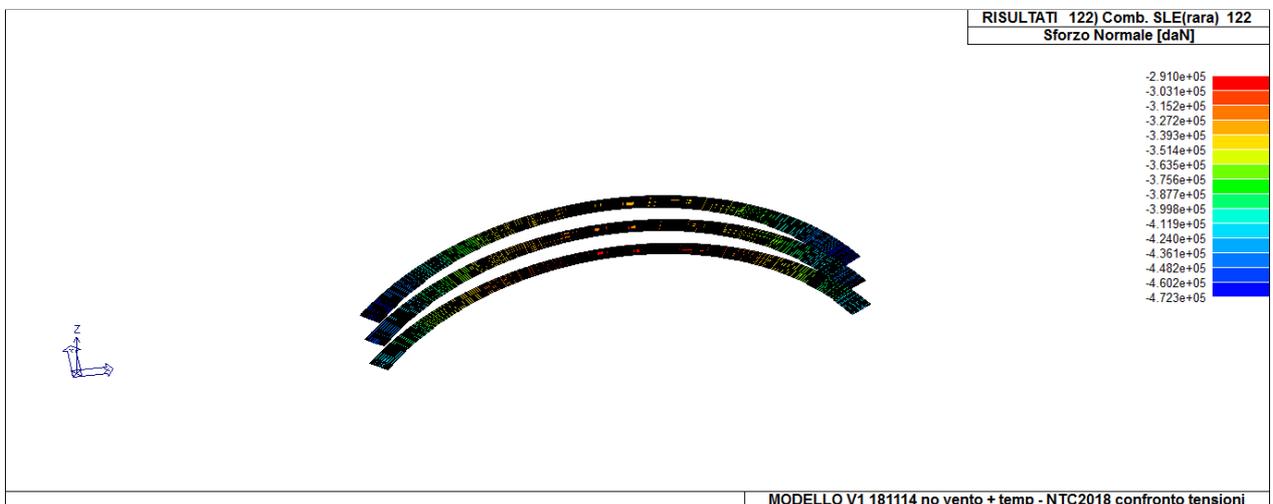
ARCO



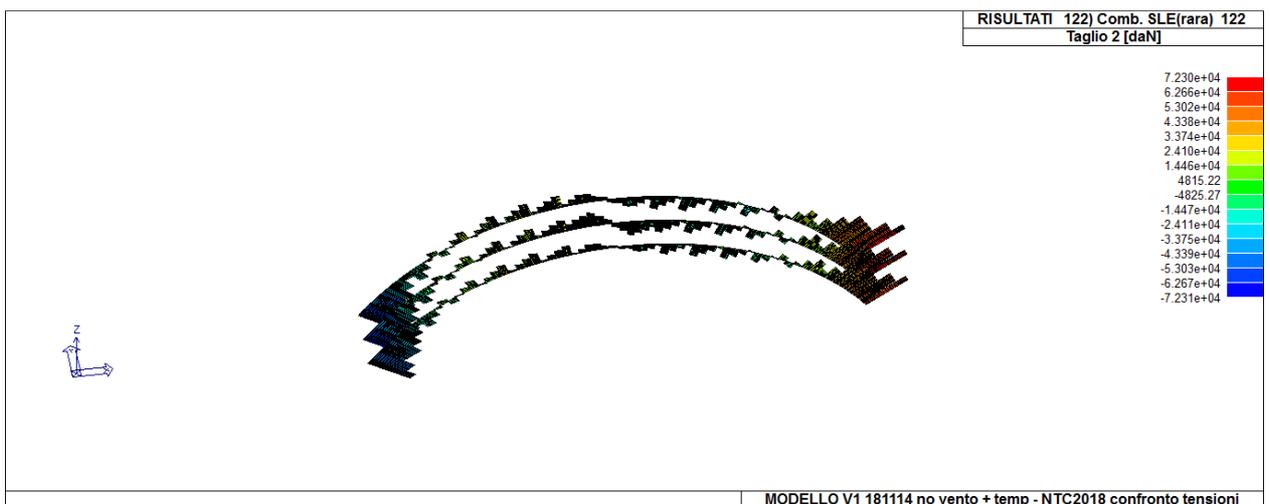
Max tensione pressoflessione (sle rara 125)= 103.8 kg/cm^2



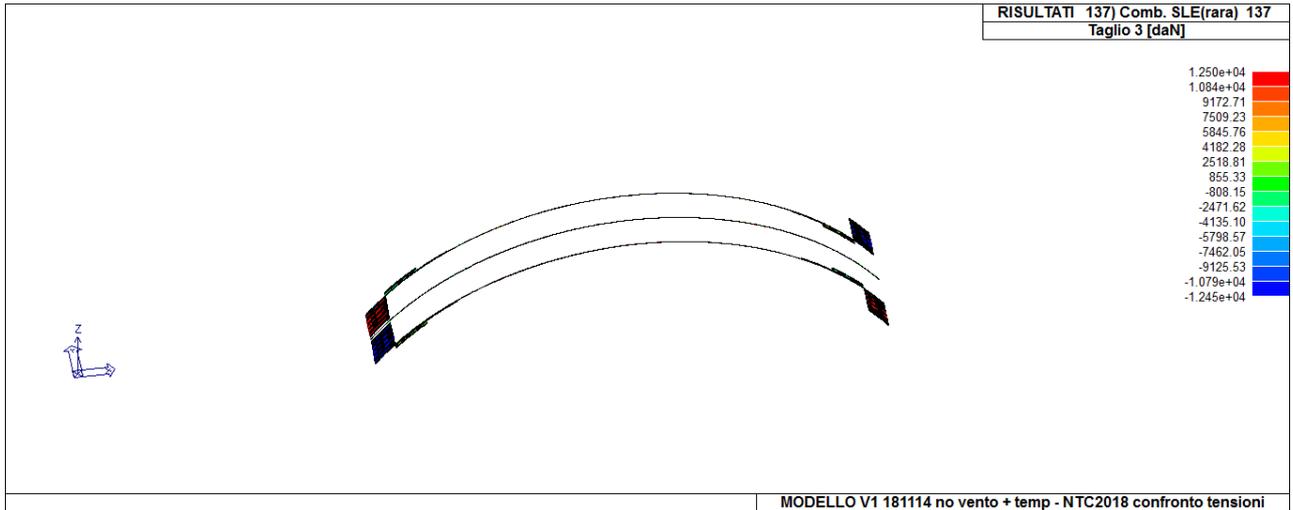
Max tensione tangenziale taglio- torsione (sle rara 122) = 4.47 kg/cm²



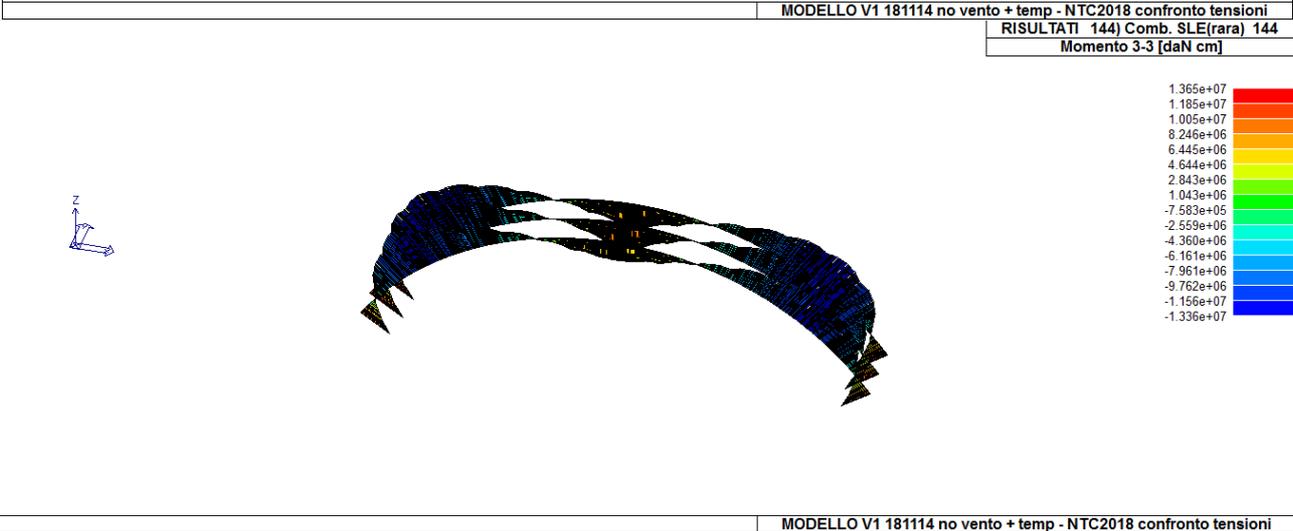
Max sforzo normale compressione (sle rara 122) = -472300 kg



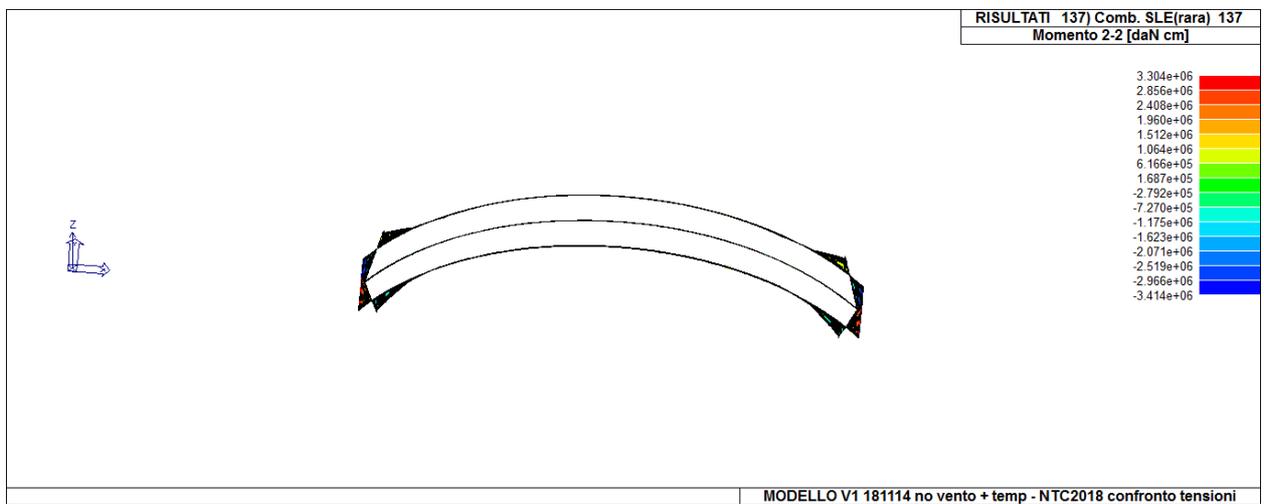
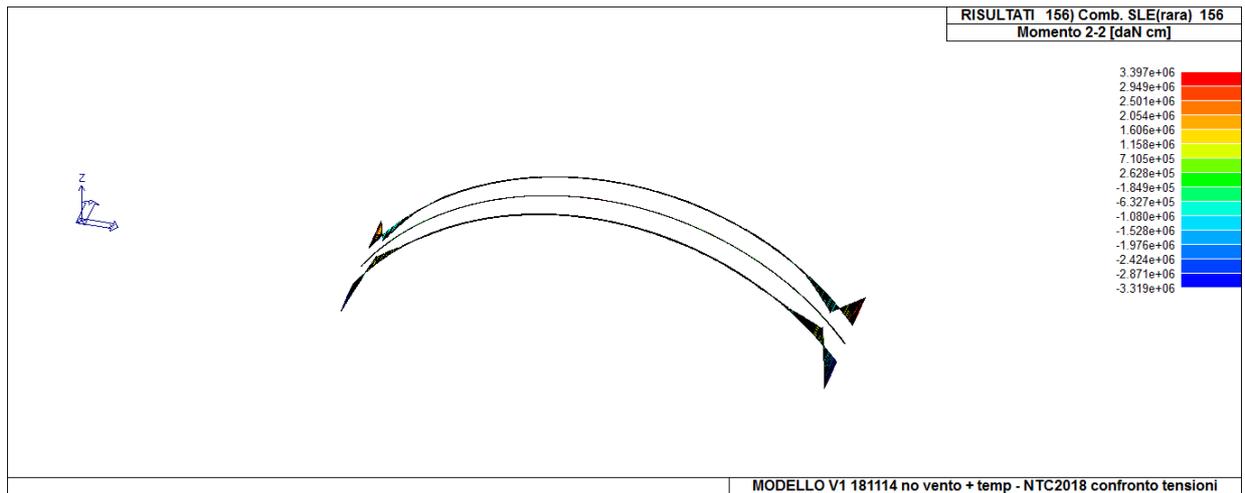
Max negativo Taglio 2 (sle rara 122) = -72310 kg; positivo (sle rara 122) = 72300 kg



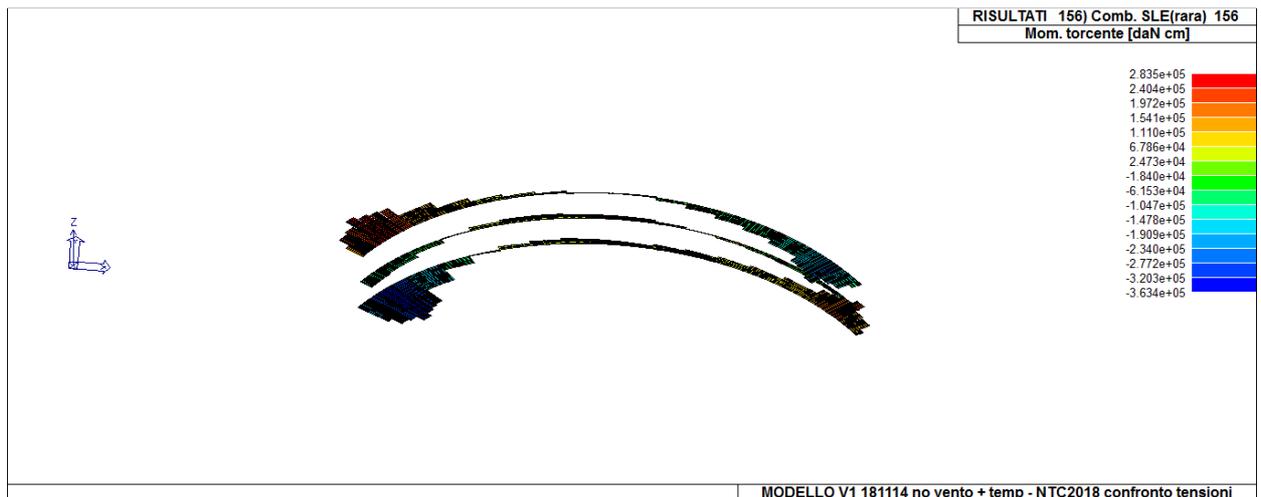
Max negativo Taglio 3 (sle rara 137)= -12450 kg; positivo (sle rara 137)= +12500kg



Mflettente 3-3 max positivo $3.032 \cdot 10^7$ (sle rara combinazione 122) max negativo -
 $1.336 \cdot 10^7$ (sle rara combinazione 144)

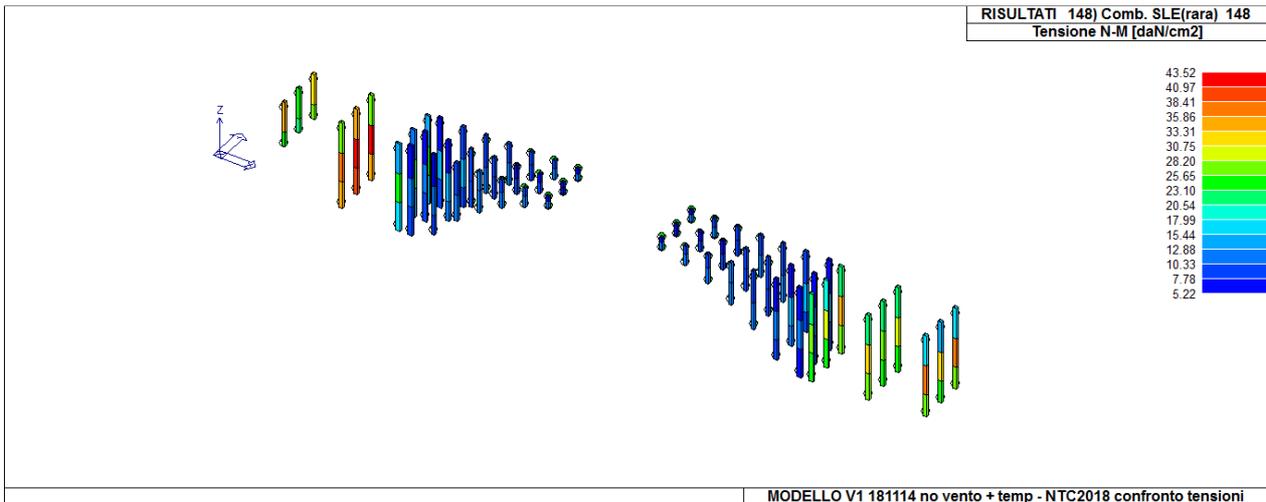


Mflettente 2-2 max positivo $3.397 \cdot 10^6$ (sle rara combinazione 156) max negativo - $3.414 \cdot 10^6$ (sle rara combinazione 137)

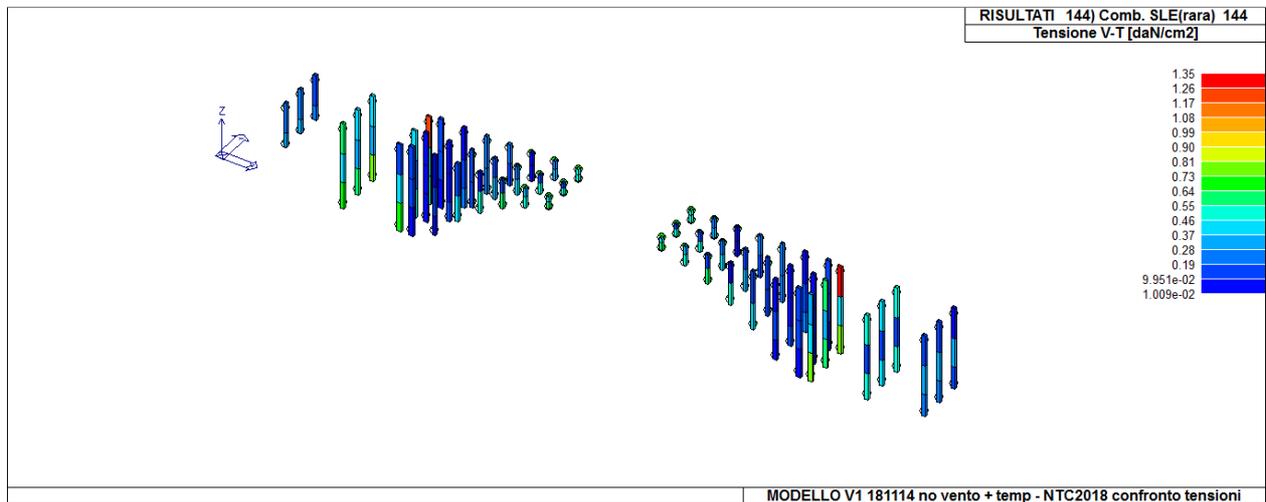


Mtorcente max positivo (rara 156) = $2.835 \cdot 10^5$; max negativo (combinazione rara 156) - $3.634 \cdot 10^5$

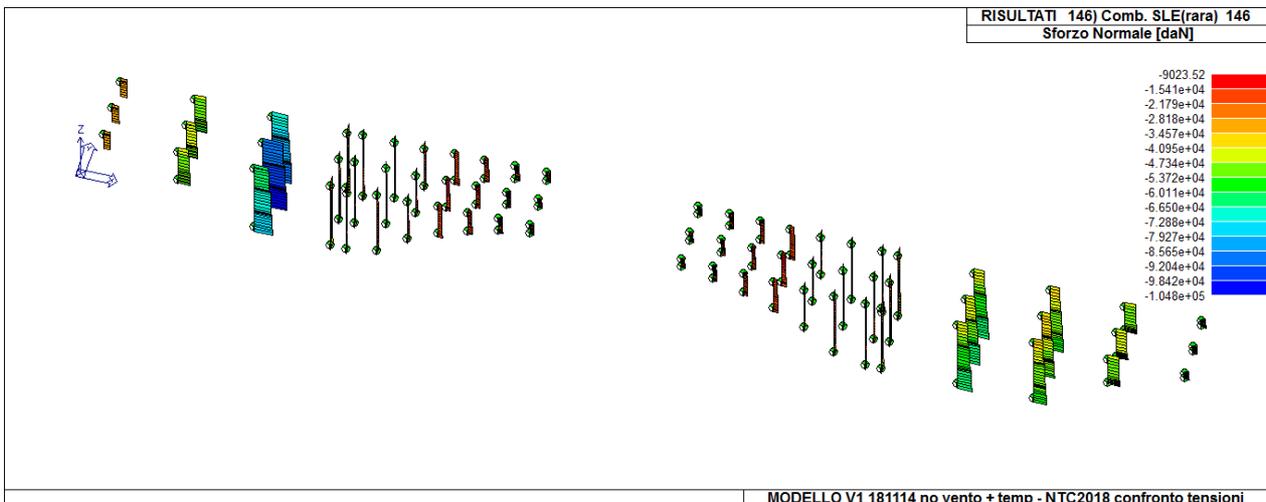
PILASTRI



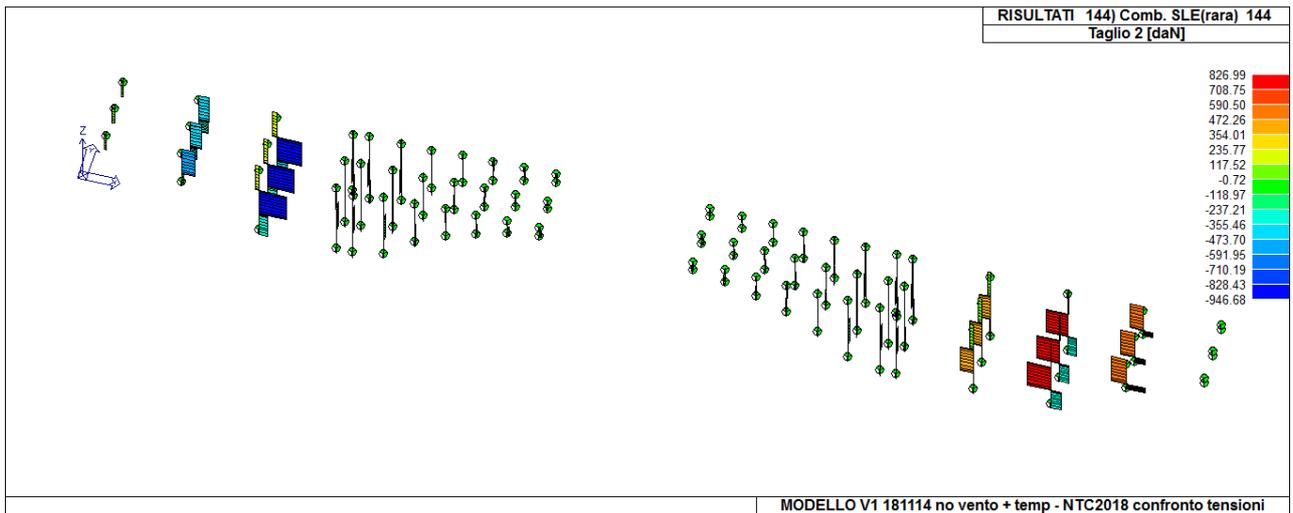
Max tensione N-M pari a 43.52 (sle rara 148)



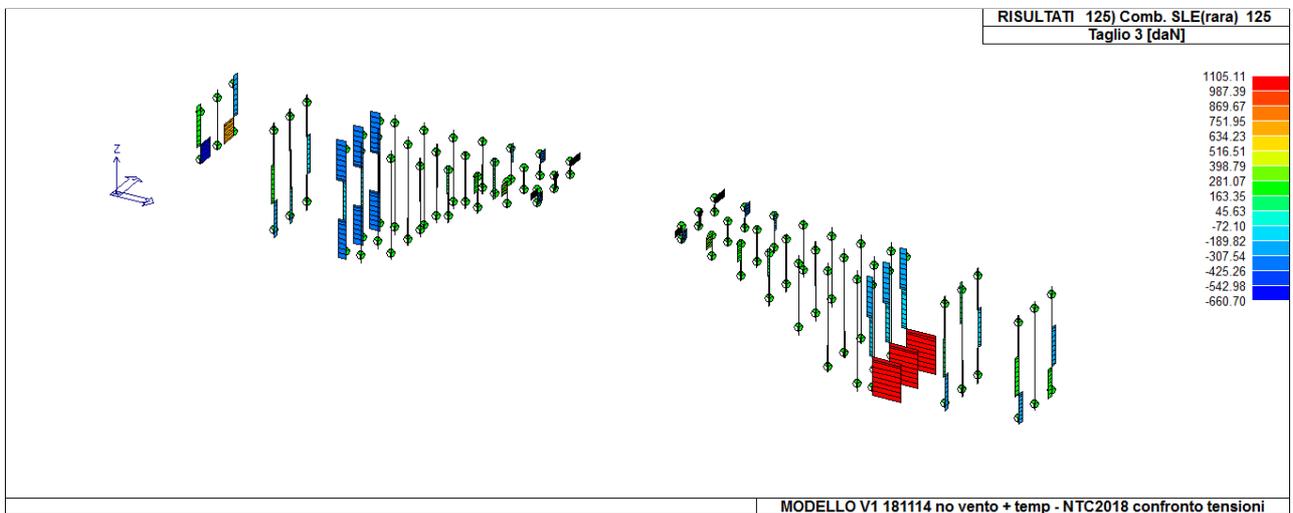
Max tensione tangenziale taglio- torsione (sle rara 144) = 1.35 kg/cm²



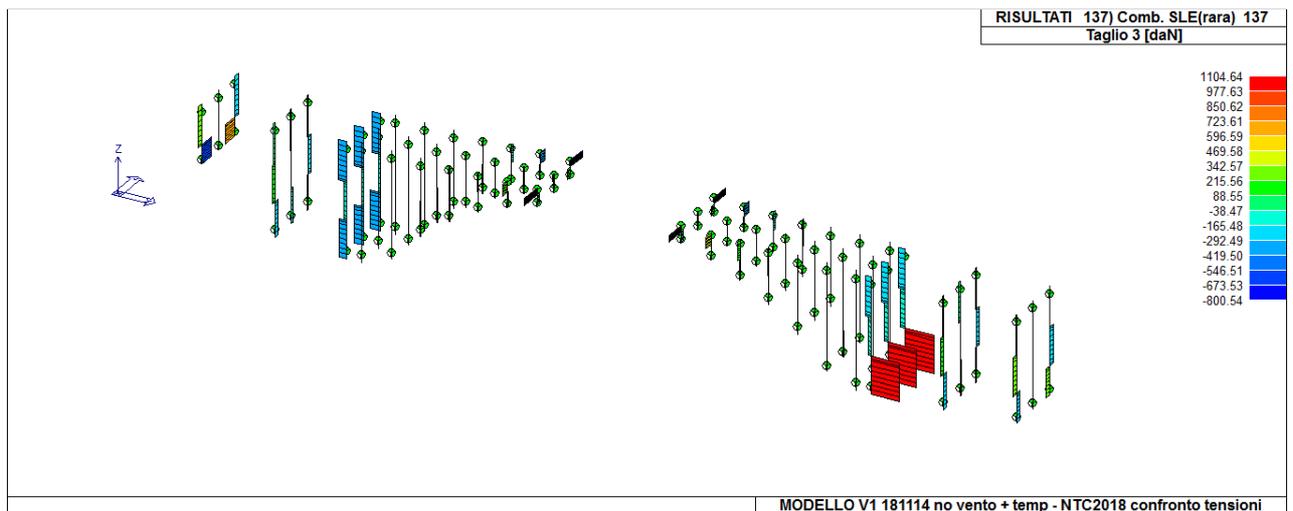
Max sforzo normale compressione (sle rara 146) = - 104800kg



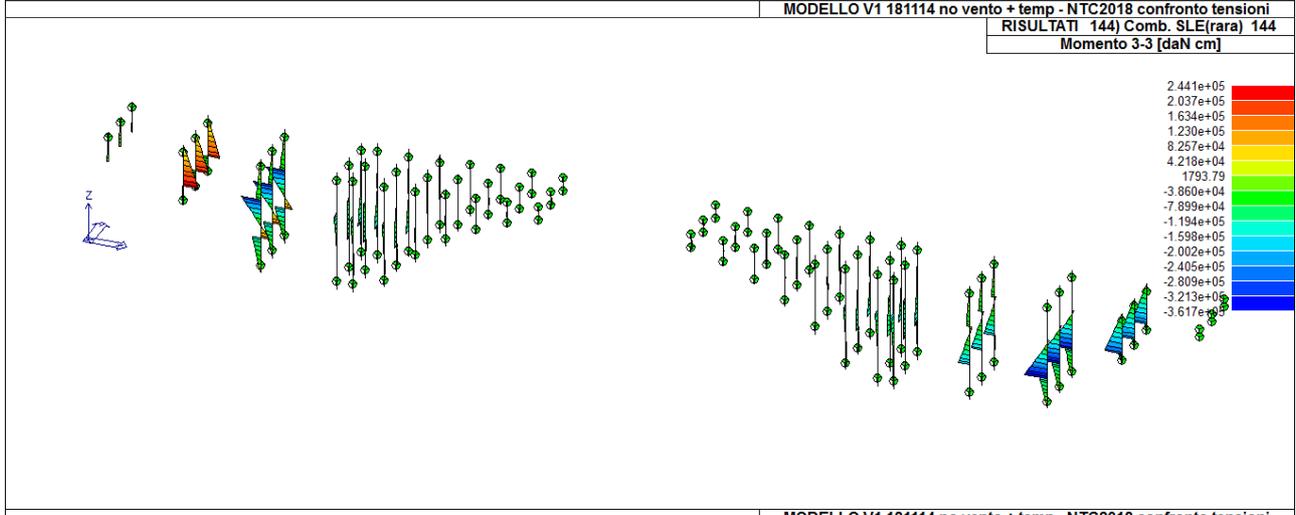
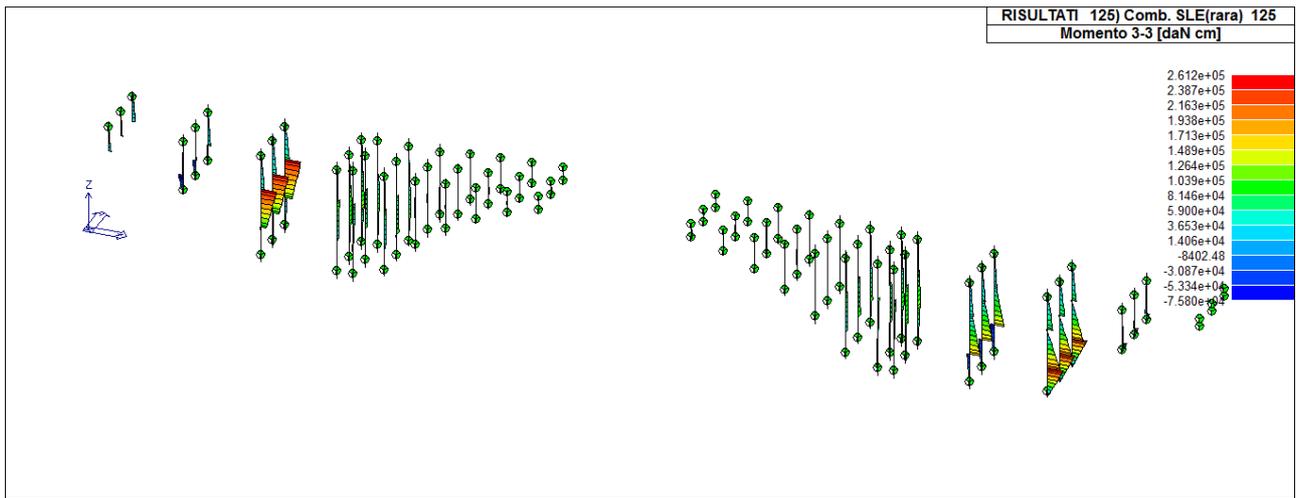
Max negativo Taglio 2 (sle rara 144) = -946.7 kg; positivo (sle rara 144) = 827 kg



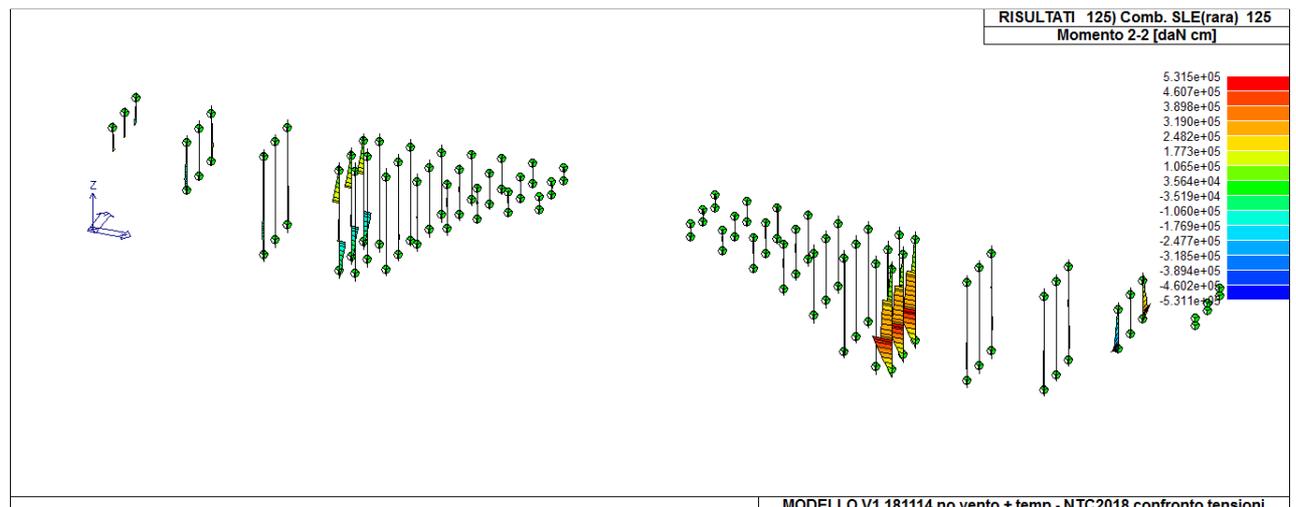
Max negativo Taglio 3 (sle rara 125) = -660.7 kg; positivo (sle rara 125) = +1105 kg



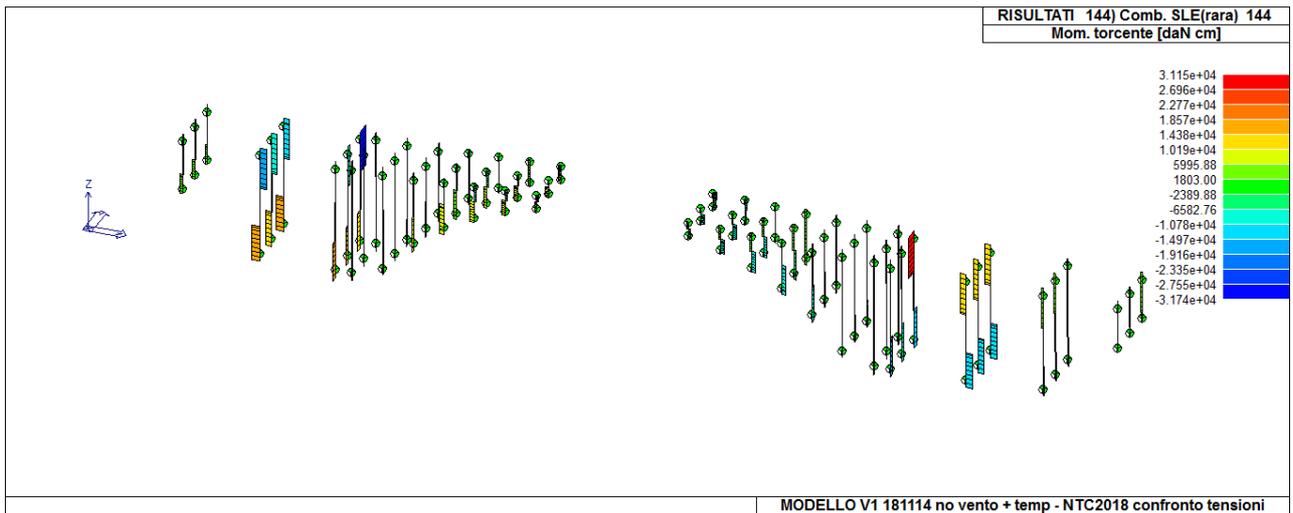
Max negativo Taglio 3 (sle rara 137) = -800 kg; positivo (sle rara 125) = +1105 kg



Mflettente 3-3 max positivo $2.6 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 125) max negativo $-3.6 \cdot 10^5$
(sle rara combinazione 144)

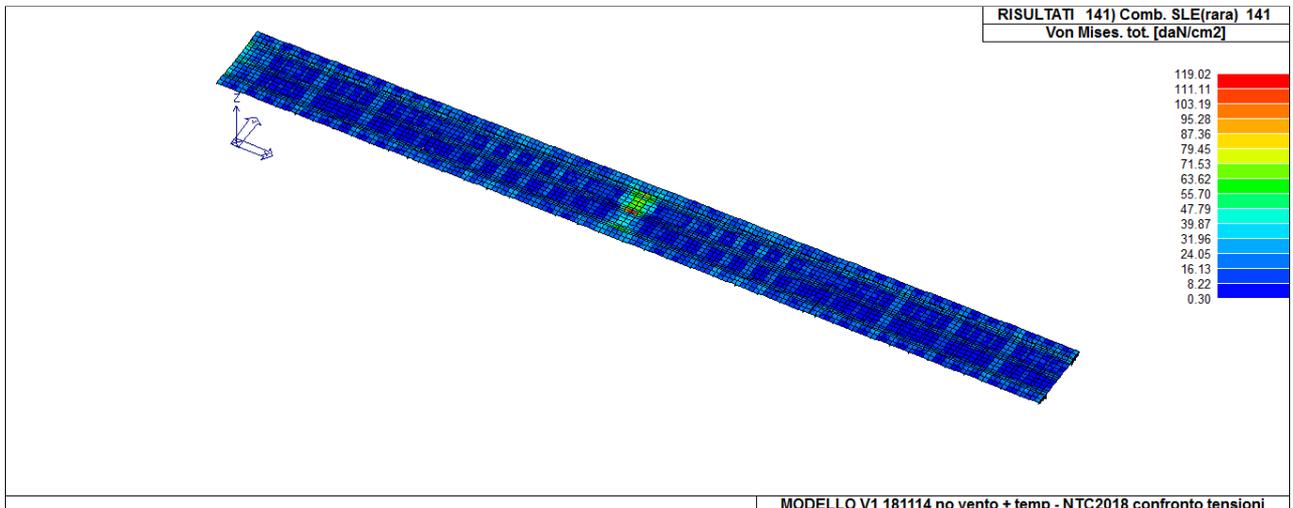


Mflettente 2-2 max positivo $5.3 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 125) max negativo -
 $4.7 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 125)

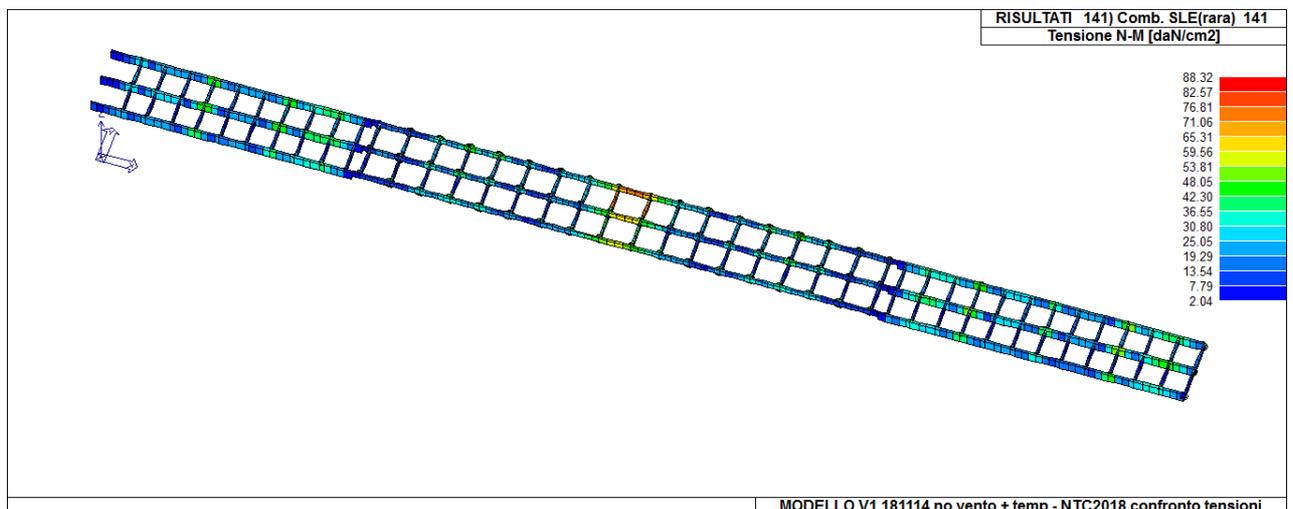


Mtorcente max positivo (rara 144)= +31150 ; max negativo -31740

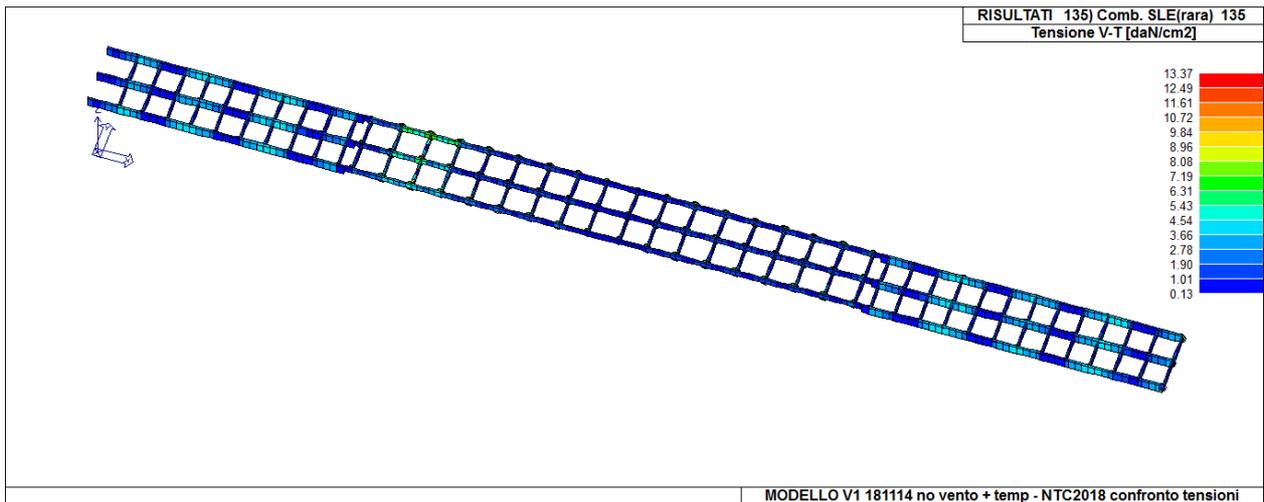
SOLETTA



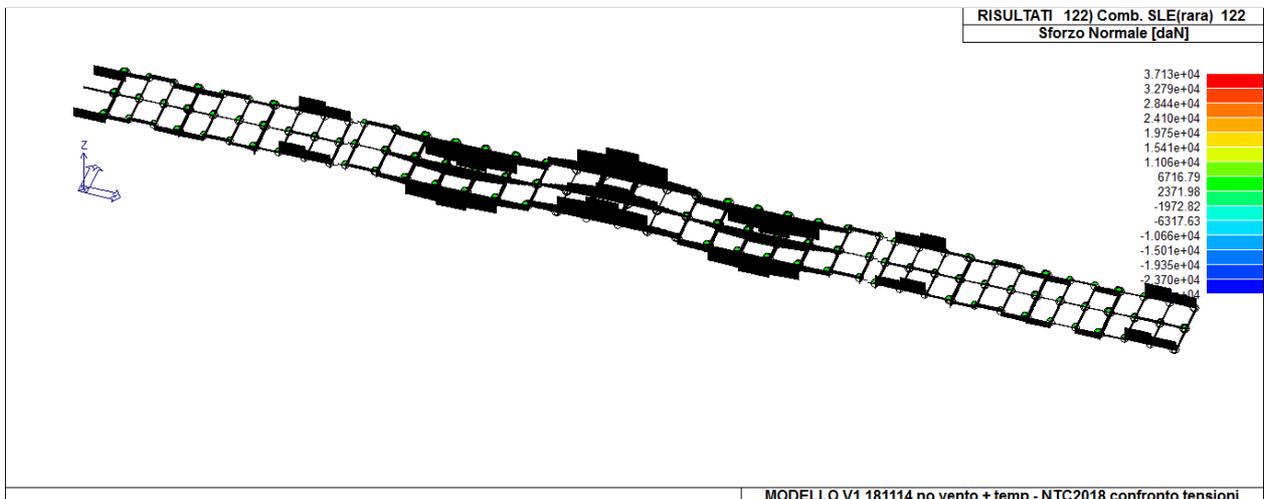
Max Tensioni Von Mises= 119 kg/cmq (SLE RARA 141)



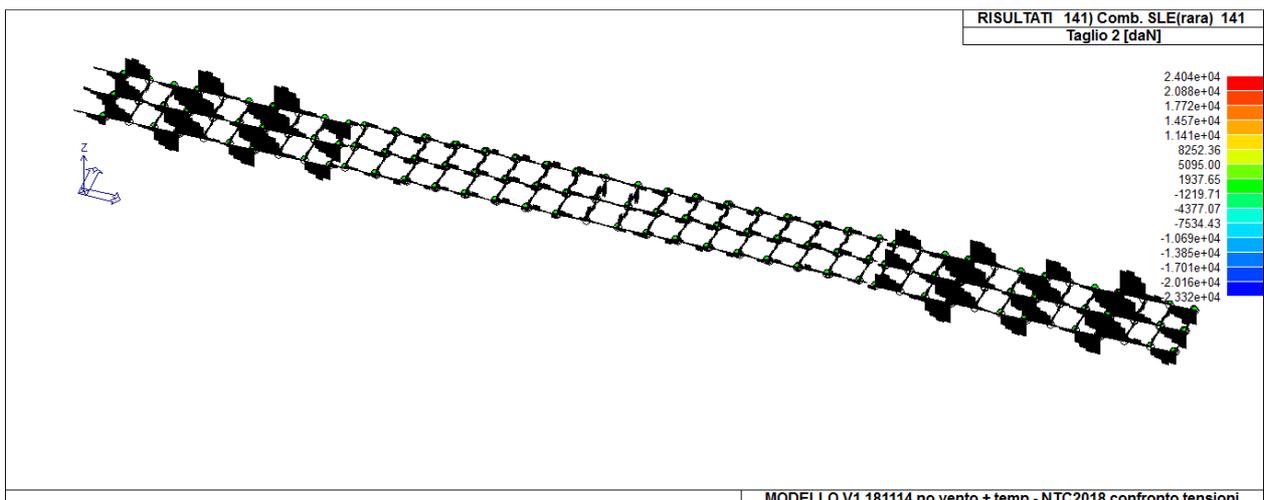
Max tensione N-M pari a 88.32(sle rara 141)



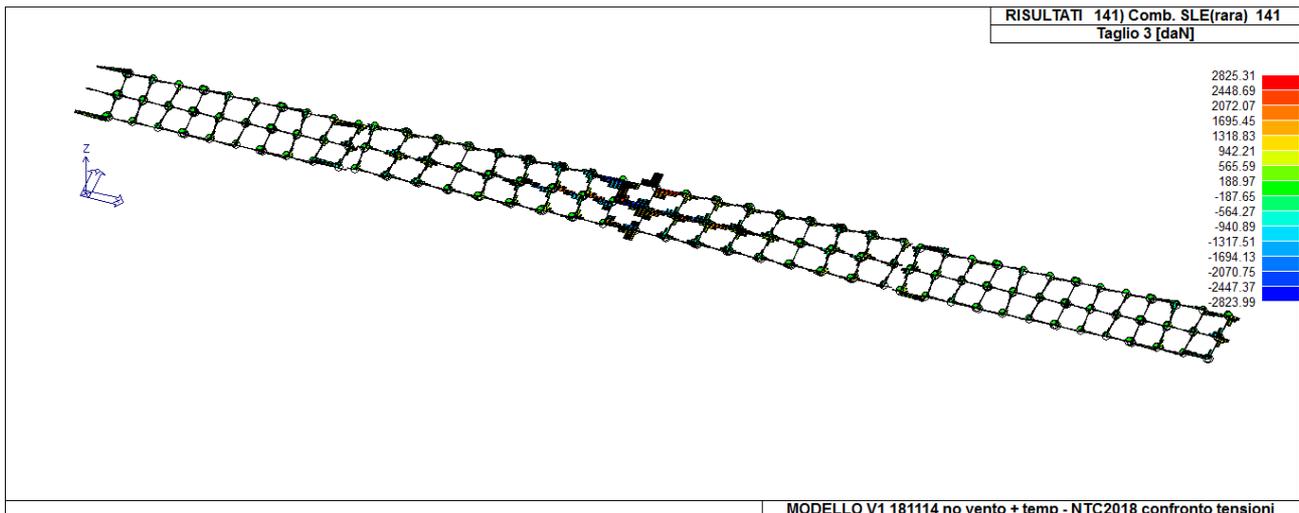
Max tensione tangenziale taglio- torsione (sle rara 135) = 13.37 kg/cm²



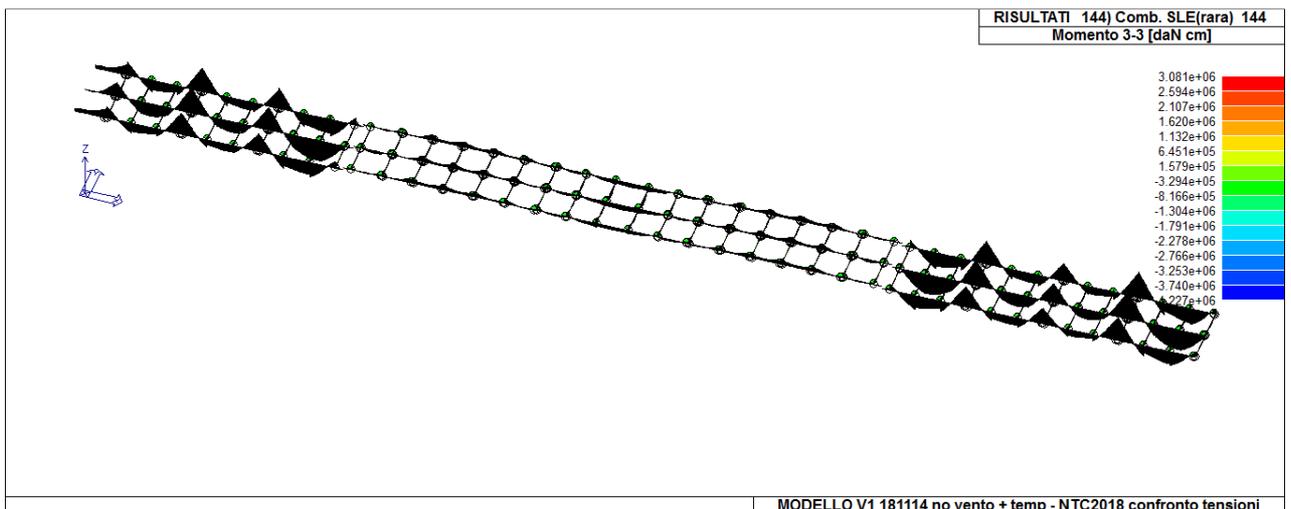
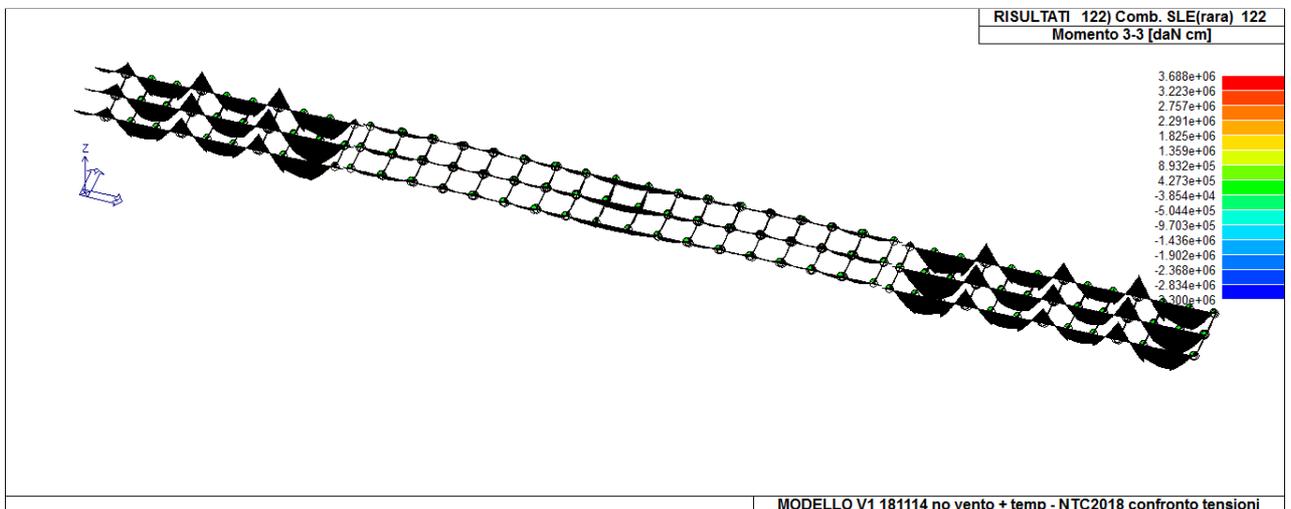
Max sforzo normale compressione (sle rara 122) = - 28040 kg



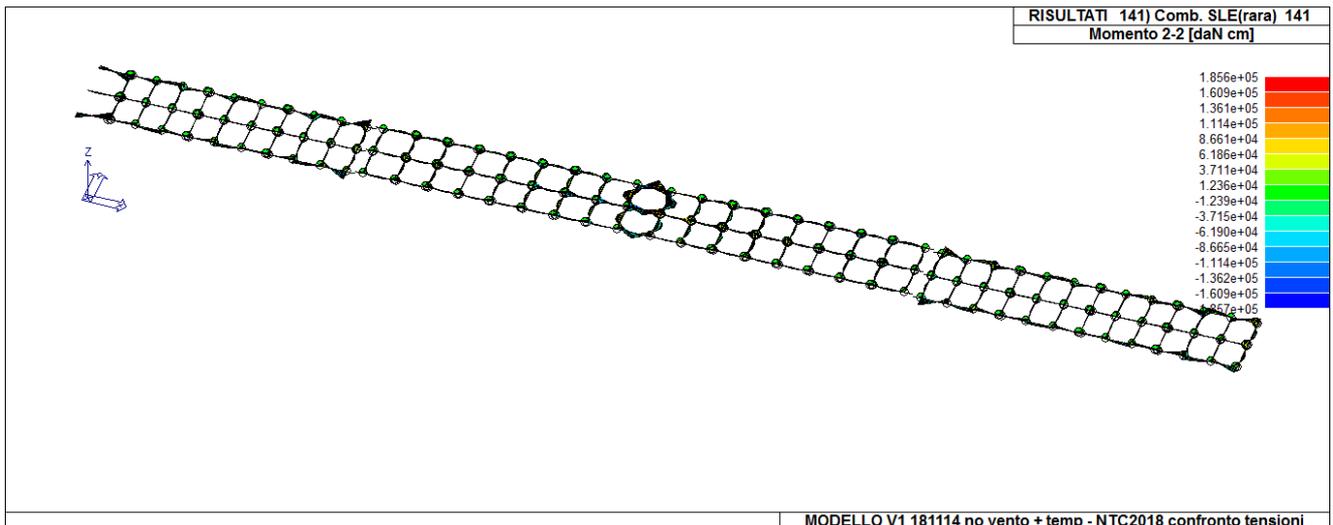
Max negativo Taglio 2 (sle rara 141) = - 23320 kg; positivo (sle rara 141) = 24040 kg



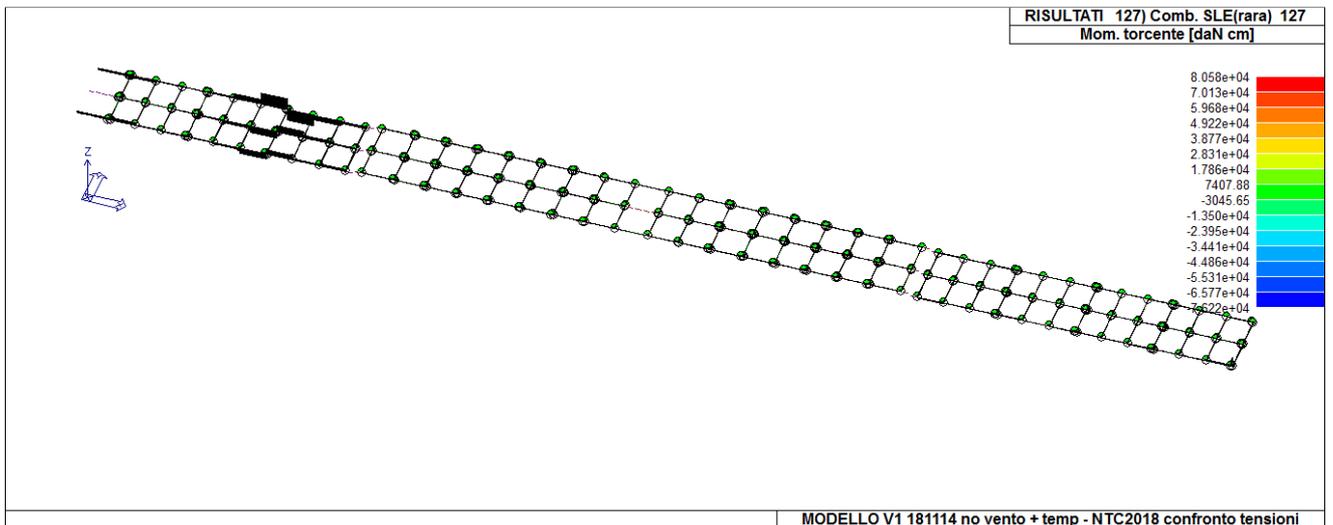
Max negativo Taglio 3 (sle rara 141)= - 2824 kg; positivo (sle rara 141)= + 2825.31 kg



Mflettente 3-3 max positivo $3.688 \cdot 10^6$ (sle rara combinazione 122) max negativo -
 $4.227 \cdot 10^6$ (sle rara combinazione 144)



Mflettente 2-2 max positivo $1.856 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 141) max negativo -
 $1.857 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 141)



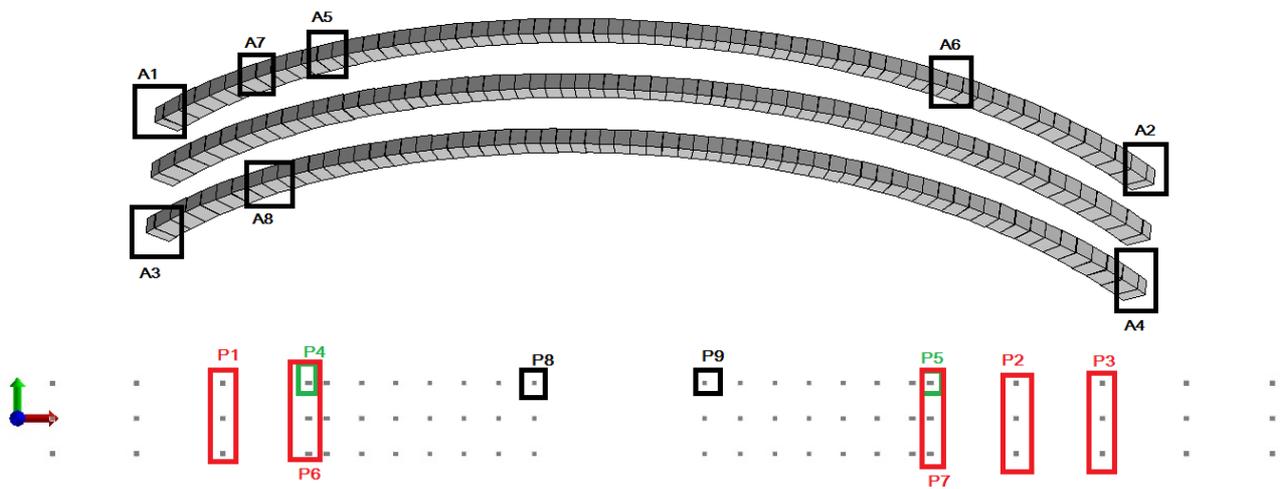
Mtorcente max positivo (rara 127) + 80580 ; max negativo -76220

TABELLA RIASSUNTIVA - NTC-

	Arco	Pilastrri	Soletta	Travi
Tensioni totali (Von Mises) (kg/cm²)			119 (SLE RARA 141)	
Tensione N-M (kg/cm²)	103.8 (SLE RARA 125) (A1, A2)	43.52 (SLE RARA 148) (P1,P2,P3)		88.32 (SLE RARA 141)
Tensione V-T (kg/cm²)	4.47 (SLE RARA 122) (A1,A2)	1.35 (P4,P5) (SLE RARA 144)		13.37 (SLE RARA 135)
N (kg)	-472300 (SLE RARA 122) (A1,A2)	-104800 (P1,P2) (SLE RARA 146)		-28040 (SLE RARA 122)
M₃₋₃ (kgcm)	+3.032*10 ⁷ (SLE RARA 122) (A1,A2); -1.336*10 ⁷ (SLE RARA 144) (A5,A6)	+2.6*10 ⁵ (SLE RARA 125) (P1,P3); -3.6*10 ⁵ (SLE RARA 144) (P1,P3)		3.688*10 ⁶ (SLE RARA 122); -4.227*10 ⁶ (SLE RARA 144)

M₂₋₂ (kgcm)	+3.397*10 ⁶ (SLE RARA 156) (A1,A2) ; -3.414*10 ⁶ (SLE RARA 137) (A1,A2)	5.3*10 ⁵ (SLE RARA 125) (P7) ;-4.8*10 ⁵ (SLE RARA 125) (P7)	+1.856*10 ⁵ ; -1.857*10 ⁵ (SLE RARA 141)
T₃ (kg)	+12500; -12450 (SLE RARA 137) (A2-,A3-)(A1+,A4+)	1105 (SLE RARA 125) (P7) ; -800 (SLE RARA 137) (P8,P9)	+2825.3; -2824 (SLE RARA 141)
T₂ (kg)	+72300; -72310 (SLE RARA 122) (A1-, A2+)	+827 (P3) ; -946.7 (P1) (SLE RARA 144)	+24040;-23320 (SLE RARA 141)
Mt (kgcm)	+2.835*10 ⁵ ; -3.634*10 ⁵ (SLE RARA 156) (A7+,A8-)	+31150 (P5) ; -31740 (P4) (SLE RARA 144)	+80580; -76220 (SLE RARA 127)

I valori di sforzo normale positivi, che indicano la presenza di trazione, sono dovuti alla presenza del carico termico, che induce uno stato di trazione nei diversi elementi. Per la stessa ragione ho dei valori di momento 2-2 e di taglio 3 che presentano uno stato di sollecitazione fuori dal piano, cioè è dovuto essenzialmente alla presenza i vincoli tra i diversi elementi e dunque si ha nascita di uno stato di coazione.



9.1.3 Modello del ponte con Carichi Reali circolanti

Utilizziamo anche lo schema di carico con carichi reali applicati, per riuscire a confrontare con le Prescrizioni del 1933, dunque usiamo il modello di ponte con pilastri incernierati. I materiali usati sono chiaramente quelli delle indagini del 2012, ma tale informazione al momento non sarà influente dato che stiamo indagando il solo stato tensionale agente nei diversi elementi strutturali.

Per tale modello sono state fatte diverse hp di carico, assumendo sia la condizione di carico distribuito ripartito, l'eventuale carico concentrato che si sposta sull'impalcato, quella con carico concentrato in caso di svio sulla soletta del marciapiede non protetto dalla carreggiata. In aggiunta si è considerata la temperatura, la presenza di vento e del sisma (10% del sisma).

Di seguito si riportano i casi studiati, poi nel seguito, più approfonditamente:

1. Modello no sisma, no vento, temperatura e carichi reali ripartiti su tutto l'impalcato;
2. Modello no sisma, no vento, temperatura e carichi reali ripartiti sull'impalcato per metà arco;
3. Modello no sisma, no vento, temperatura e carichi tandem di una autobetoniera.

Modello no sisma, no vento, temperatura e carichi reali ripartiti su tutto l'impalcato

Si è adottata la condizione di carico in cui, oltre a considerare il peso proprio ed i permanenti portati, si abbia un carico reale ripartito su tutta la lunghezza del ponte.

In particolare si è pensato ad una fila di betoniere poste una dietro l'altra del peso ognuna di 33 t, e quest'ultimo è stato ripartito su un'area della betoniera pari a 12.3 m², e tale valore è stato poi incrementato del 25%, per tenere conto degli effetti dinamici. Le dimensioni scelte sono quelle riportate nella figura seguente.

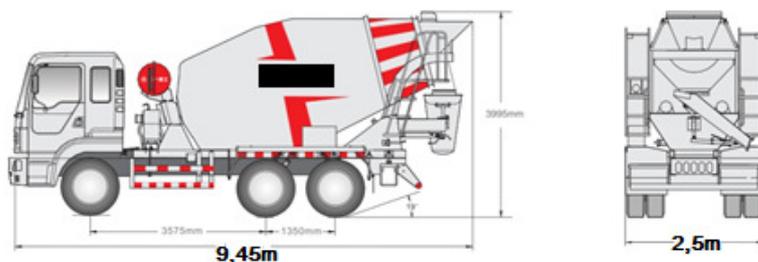


Figura 9.1.3.1 Dimensioni autobetoniera

Il carico ripartito dunque sarà:

$$\text{Carico ripartito autobetoniere} = \frac{33t * 1.4}{9.45 m * 2.5m} = 1.96 \frac{t}{mq} = 1960 \text{ kg/mq}$$

L'entità dei carichi mobili deve essere maggiorata per tener conto degli effetti dinamici. Ci riferiremo al valore ottenuto usando il Decreto Ministeriale del 1990. In mancanza di analisi specifiche che prendano in conto le caratteristiche dinamiche della struttura nonché la velocità di progetto della strada, le caratteristiche delle sospensioni dei carichi e la rugosità del manto stradale, il coefficiente dinamico, ha la seguente espressione:

$$\phi = \frac{1,4 - (L - 10)}{150}$$

Con la limitazione di $\phi = 1,4$ per $L \leq 10$ m. Nel nostro caso assumeremo un valore pari a 1,4. Dunque andrò a disporre questo carico ripartito dato dalle betoniere lungo una corsia, come a simulare la presenza di metri da cantiere incolonnati lungo l'intera corsia; la corsia adiacente sarà interessata dal normale transito di auto, dunque disporremo un carico pari a:

$$\text{Carico auto} = 0,25 * 1,4 = 0,35 \frac{t}{mq} = 350 \text{ kg/mq}$$

Anche per il carico auto è stato considerato un incremento dinamico pari ad 1,4, applicato ad un carico mobile dato da 0.25 t/mq.

Gli altri carichi presenti sono dati dal carico neve che è pari a:

$$\text{Carico neve} = 119 \text{ kg/mq}$$

Il carico termico applicato può essere uniforme o a farfalla, e per ponti realizzati in calcestruzzo armato la variazione termica è pari a $\pm 15^\circ$ per la variazione uniforme e a $\pm 5^\circ$ per il carico a farfalla. La normativa ci dice di disporre il carico uniforme e quello a farfalla in aggiunta. Qui si è deciso di disporre su soletta di impalcato e marciapiedi il carico uniforme $\pm 15^\circ$ + il carico a farfalla da $\pm 5^\circ$. Per le travi, controventi, pilastri ed archi si è deciso di applicare il solo carico uniforme da $\pm 15^\circ$.

Il carico della folla è stato assunto, in riferimento al Decreto del 1990 a:

$$\text{Carico folla} = 400 \text{ kg/mq}$$

Il carico definito dalle betoniere ripartite è carico che sarà dapprima disposto lungo una corsia con accanto le auto, ed in una seconda situazione verrà disposto a cavallo della trave longitudinale centrale, dunque al centro dell' impalcato, ad occupare l'intera carreggiata.

Non sono stati considerati ne' il vento ne' il sisma, proprio al fine di svolgere un confronto con le vecchie Prescrizioni (schemi di carico a) b) c)).

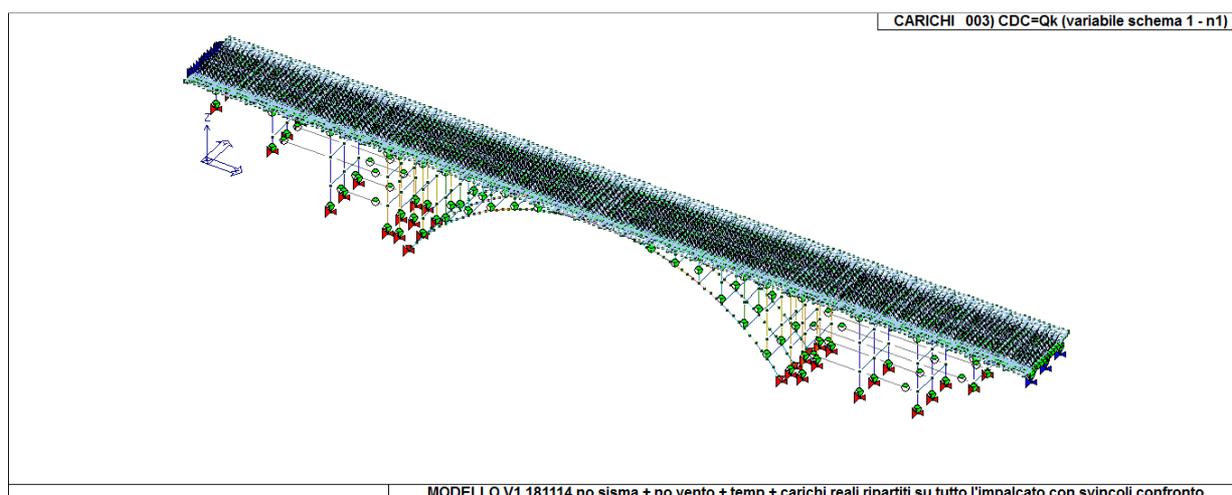


Figura 9.1.3.2 Carico variabile schema 1- Betoniere ripartite (corsia dx) lungo tutta una corsia e nella adiacente una stesa di automobili

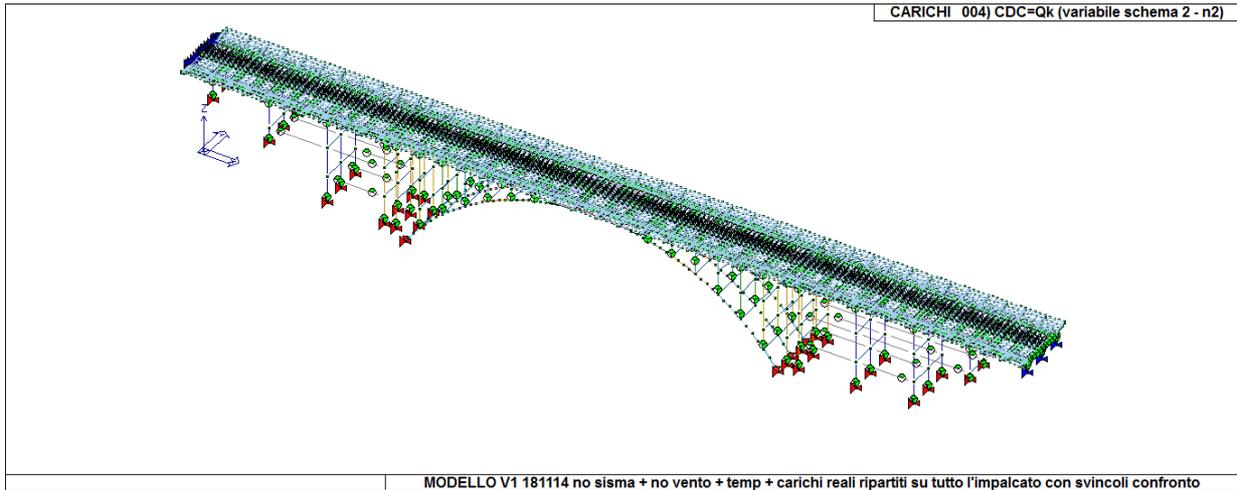


Figura 9.1.3.3 Carico variabile schema 2- Stesa di betoniere che occupa la zona centrale del ponte

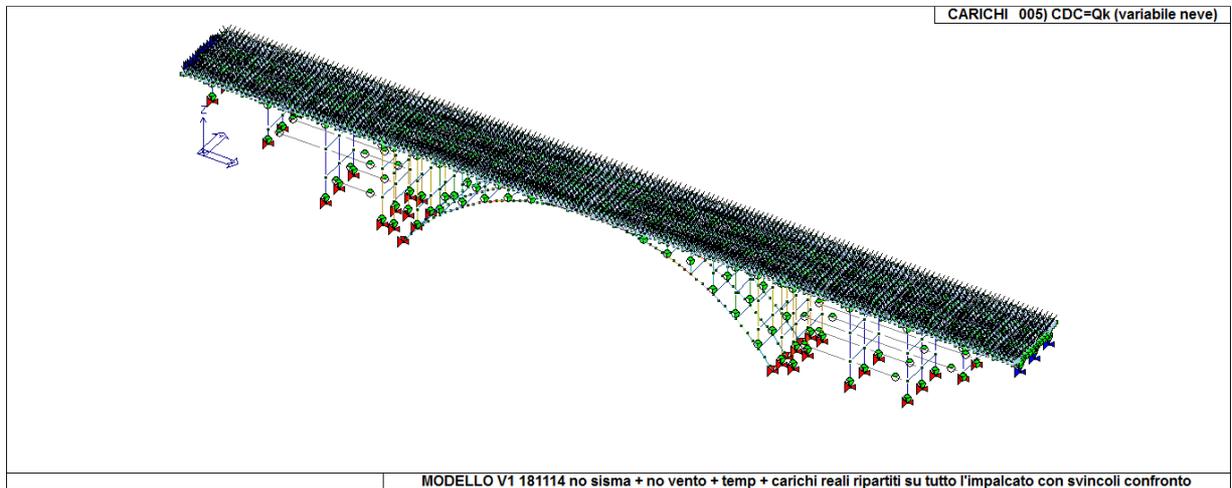


Figura 9.1.3.4 Carico variabile della neve

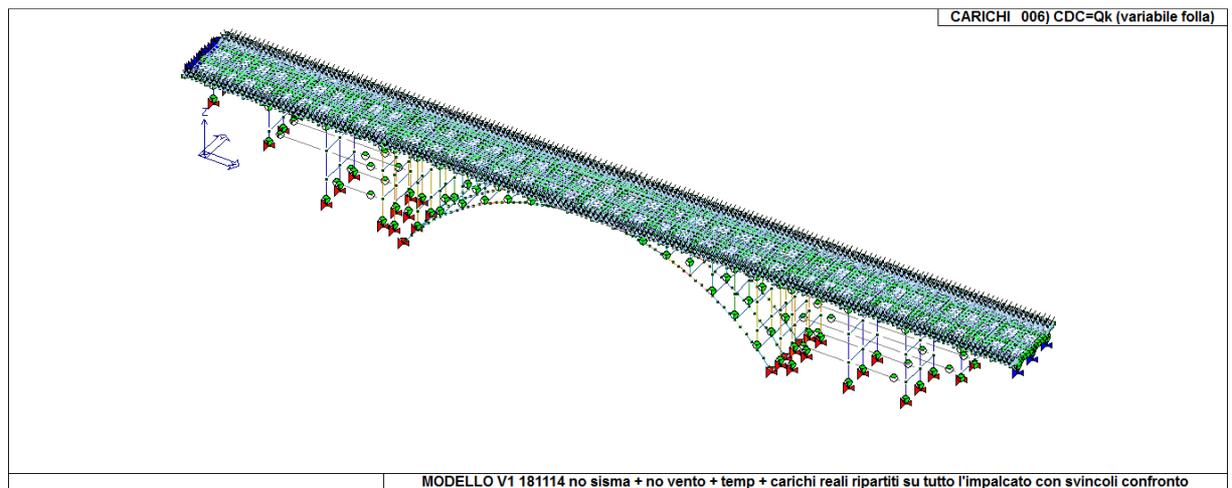


Figura 9.1.3.5 Carico variabile dato dalla folla sui marciapiedi

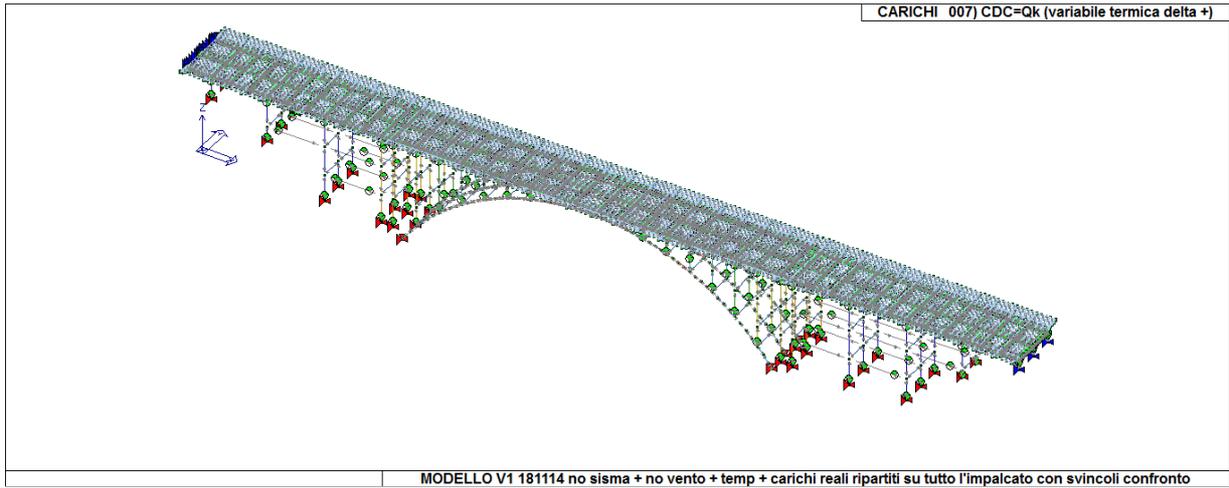


Figura 9.1.3.6 Carico variabile termico $\Delta+$

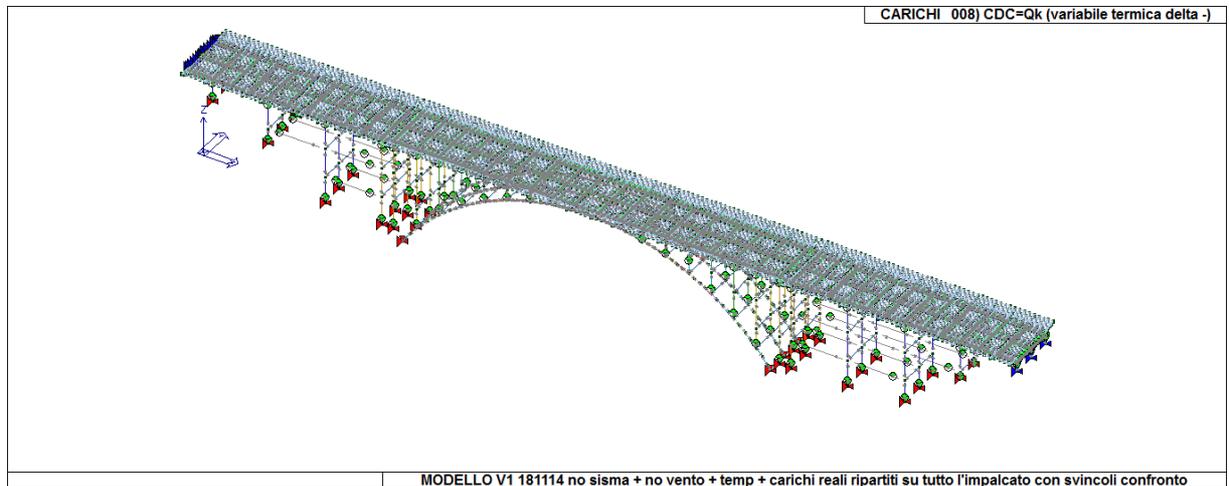
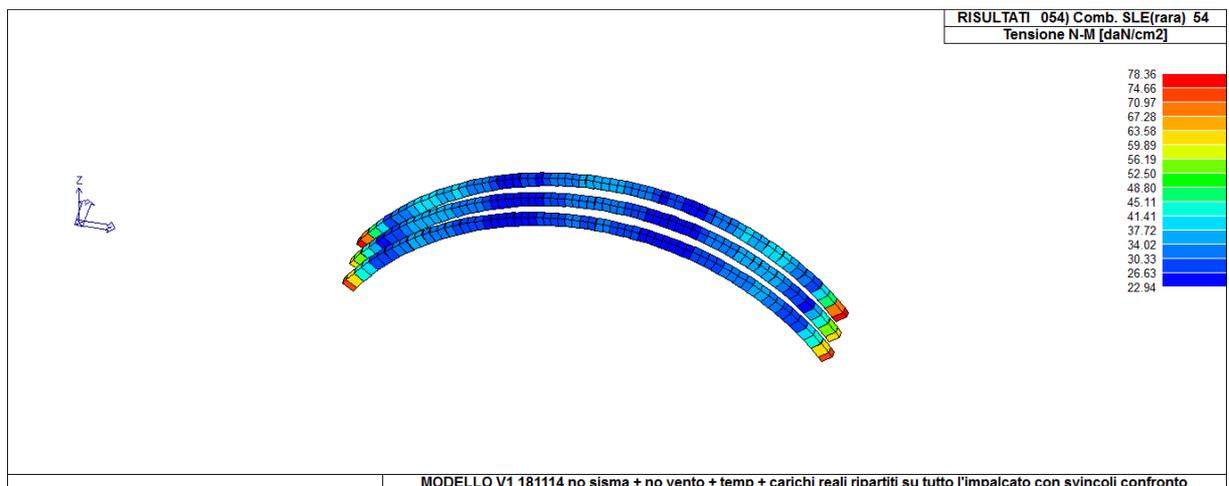
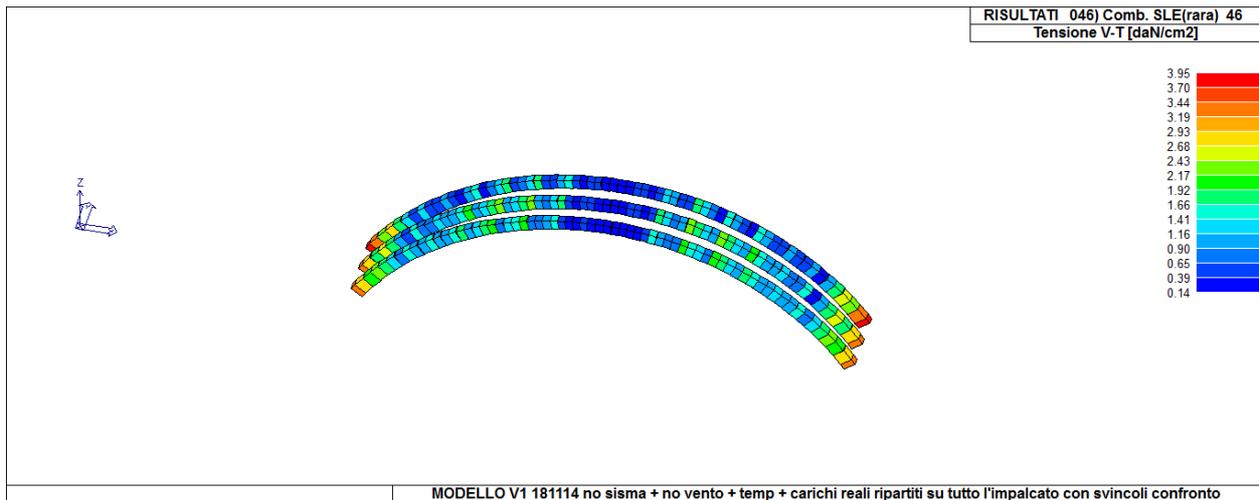


Figura 9.1.3.7 Carico variabile termico $\Delta-$

ARCO



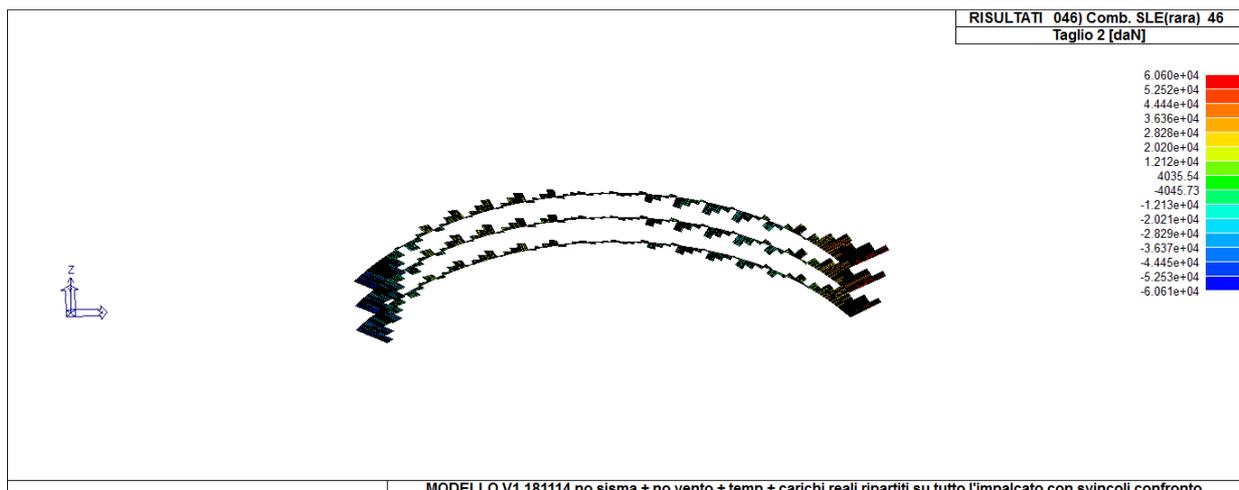
Max tensione N-M (sle rara 54)= 78.3 kg/cm²



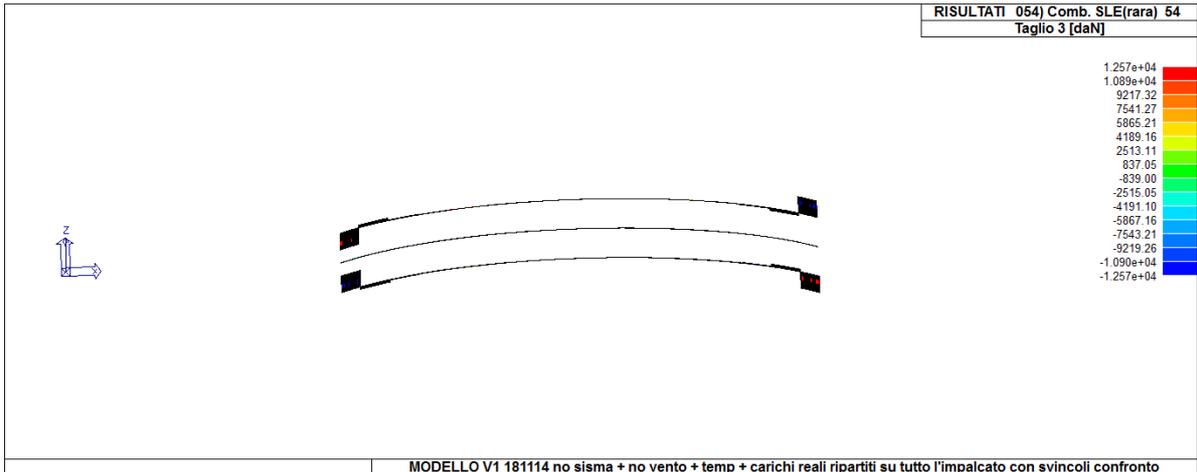
Max tensione tangenziale taglio-torsione (sle rara 46) = 4 kg/cm²



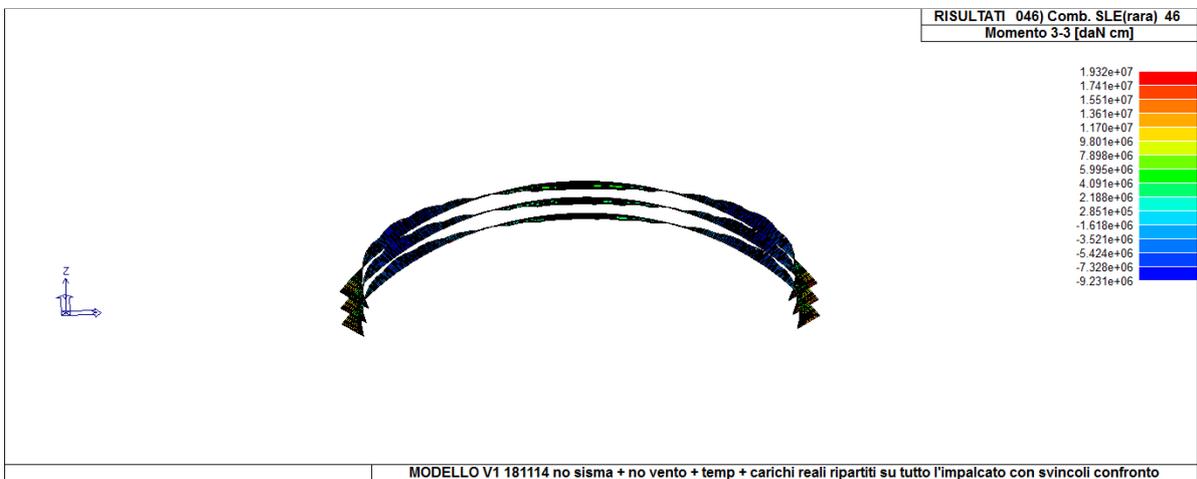
Max sforzo normale compressione (sle rara 64) = -491900 kg



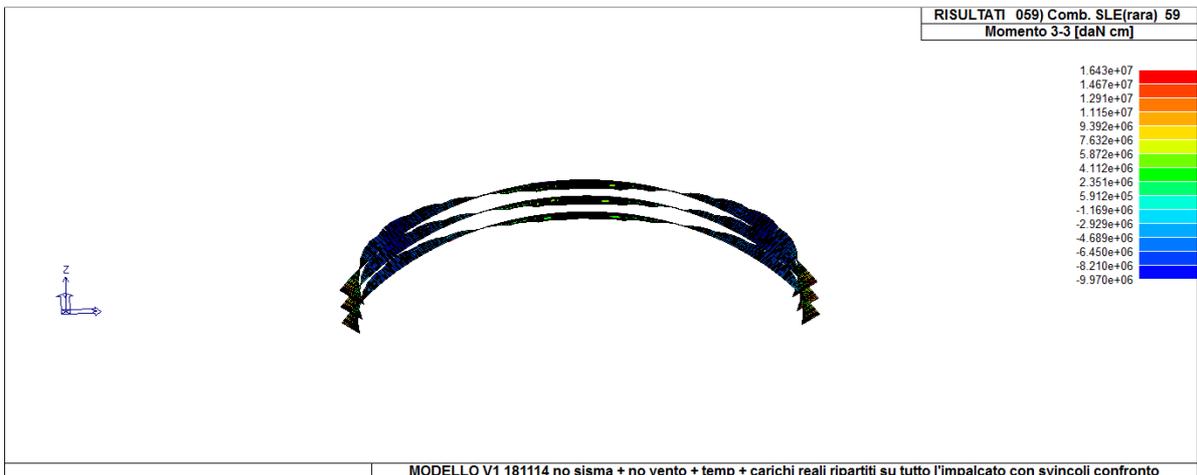
Max negativo Taglio 2 (sle rara 46) = -60610kg; positivo (sle rara 46) = 60600 kg



Max negativo Taglio 3 (sle rara 54)=-12570 kg; positivo (sle rara 54)=+12570 kg

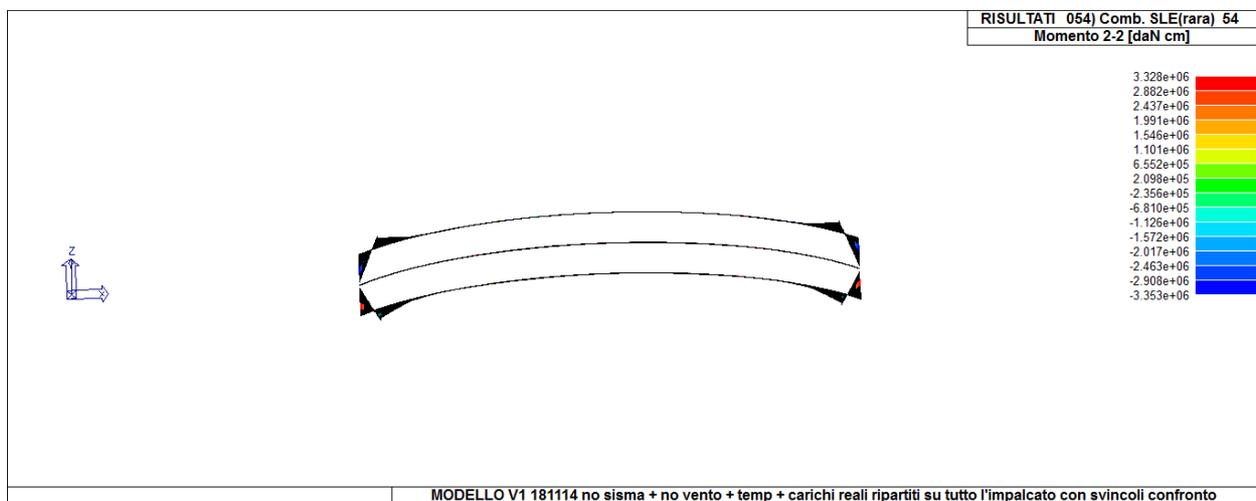
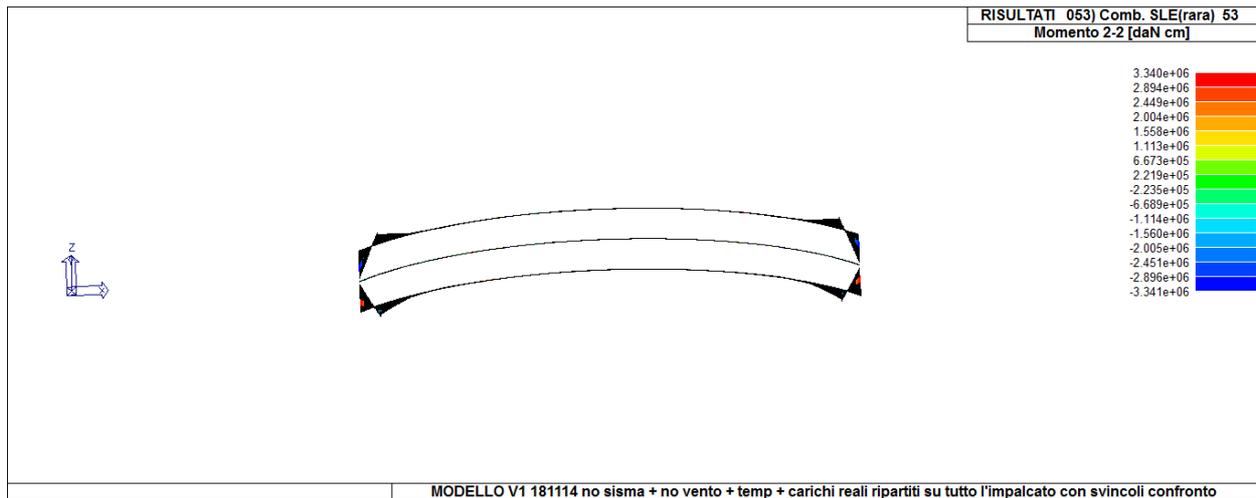


MODELLO V1 181114 no sisma + no vento + temp + carichi reali ripartiti su tutto l'impalcato con svincoli confronto

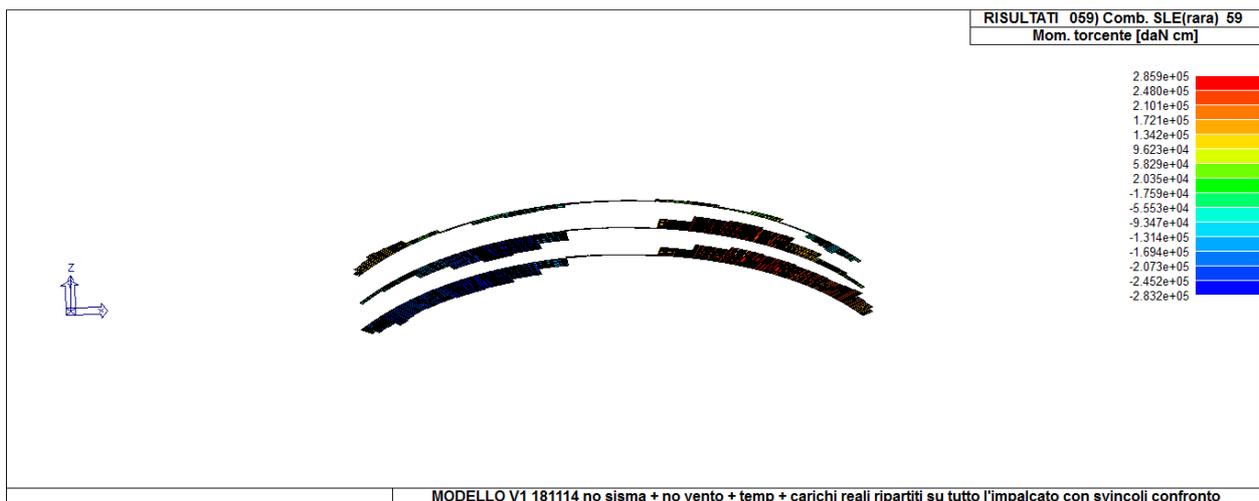


MODELLO V1 181114 no sisma + no vento + temp + carichi reali ripartiti su tutto l'impalcato con svincoli confronto

Mflettente 3-3 max positivo $1.93 \cdot 10^7$ (sle rara combinazione 46) max negativo $-9.9 \cdot 10^6$ (sle rara combinazione 59)

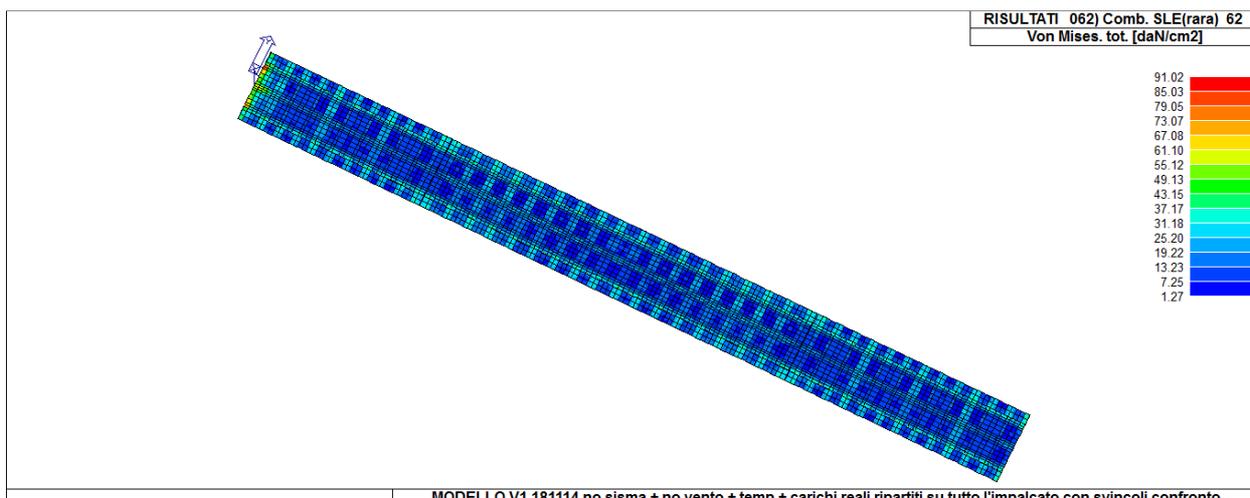


Mflettente 2-2 max positivo $3.34 \cdot 10^6$ (sle rara combinazione 53) max negativo - $3.35 \cdot 10^6$ (sle rara combinazione 54)



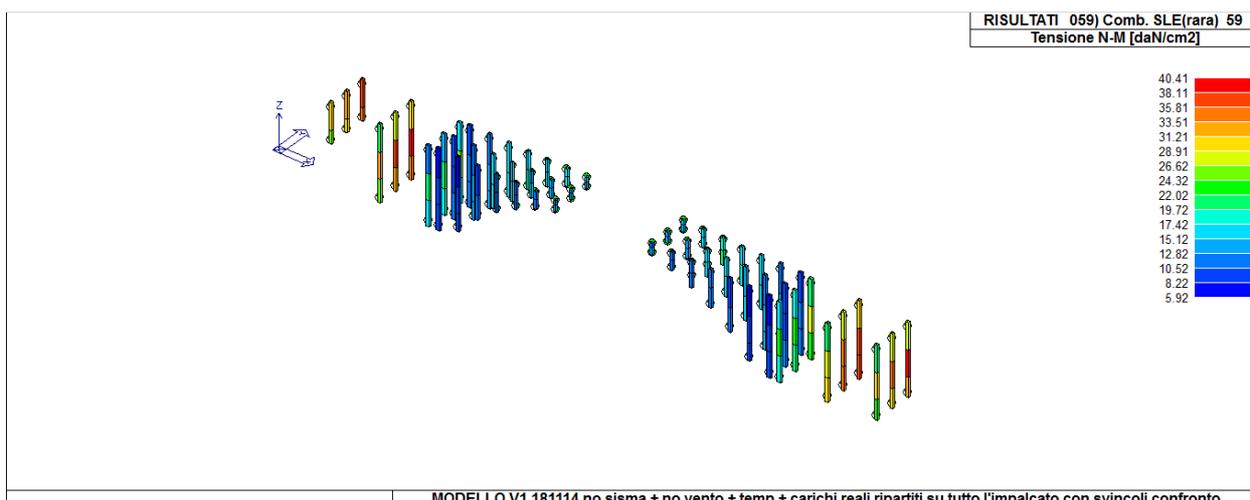
Mtorcente max positivo (rara 59) = $+2.9 \cdot 10^5$; max negativo = $-2.8 \cdot 10^5$

SOLETTA

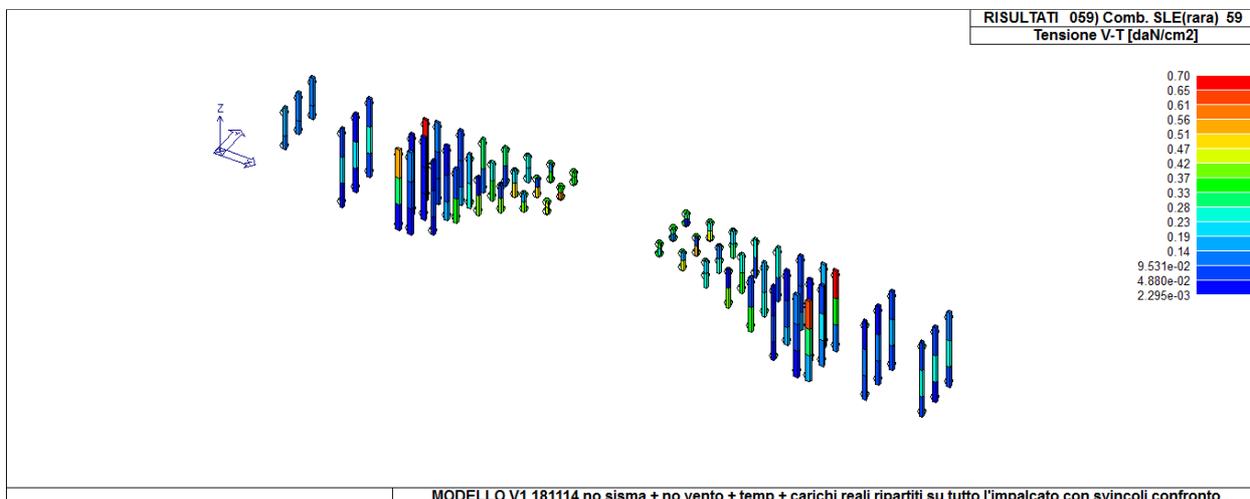


Von Mises Tensioni Totali (Sle rara 62)= 91 Kg/cm²

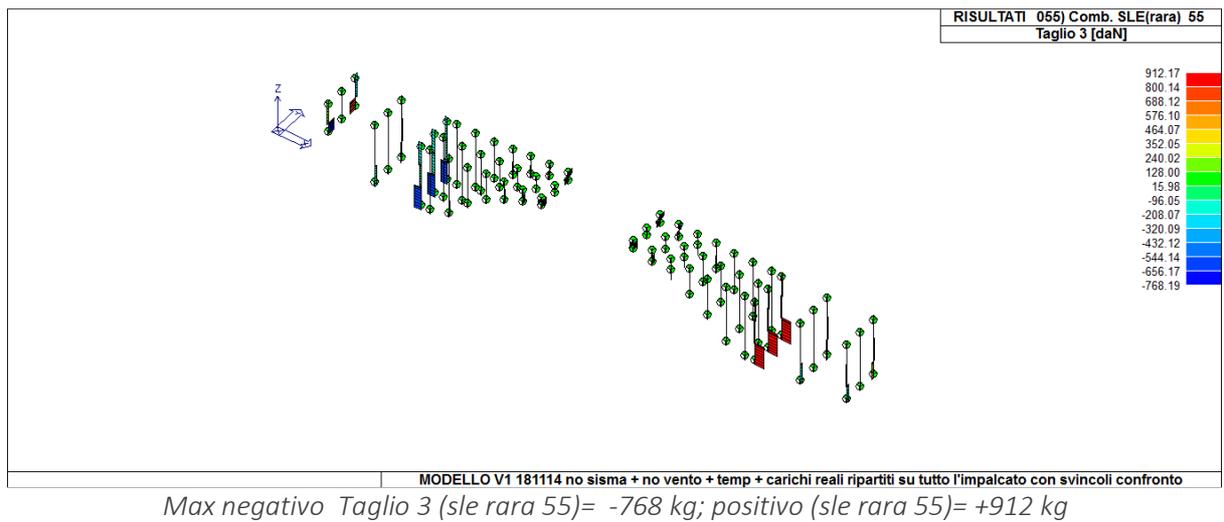
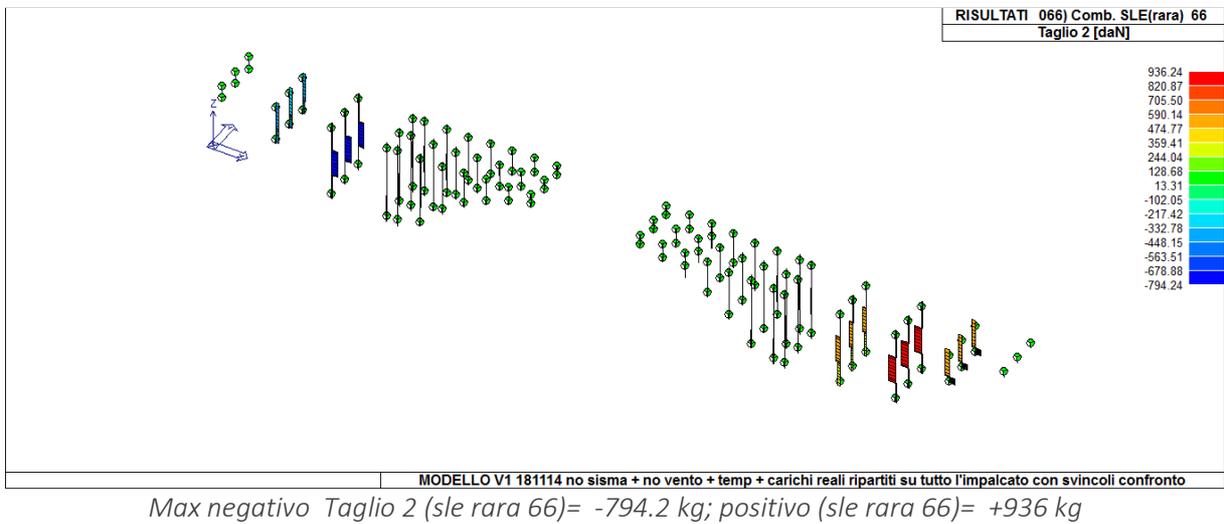
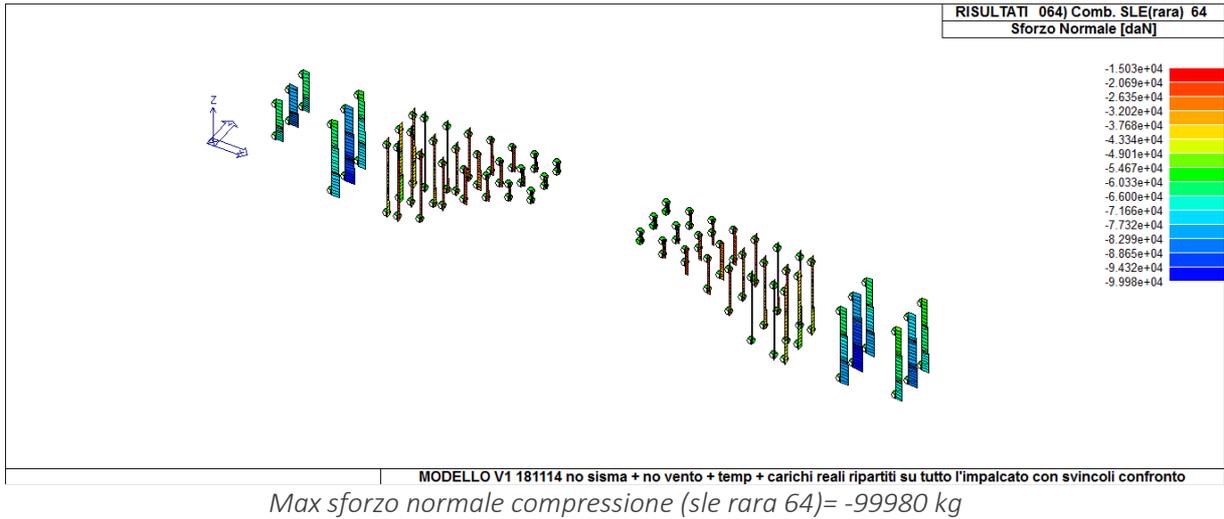
PILASTRI

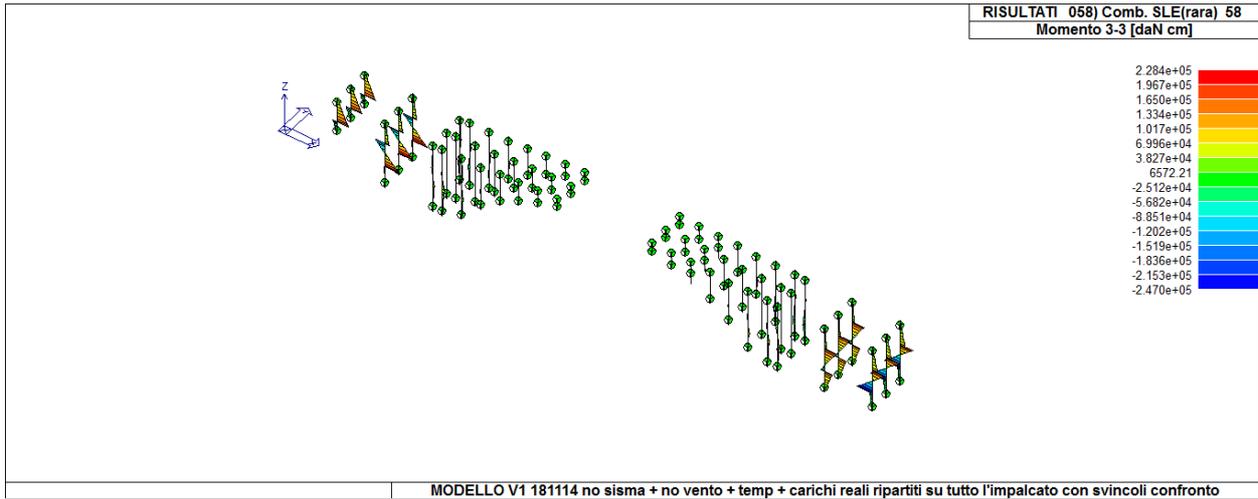


Max tensione N-M=40.4 kg/cm² (sle rara 59)

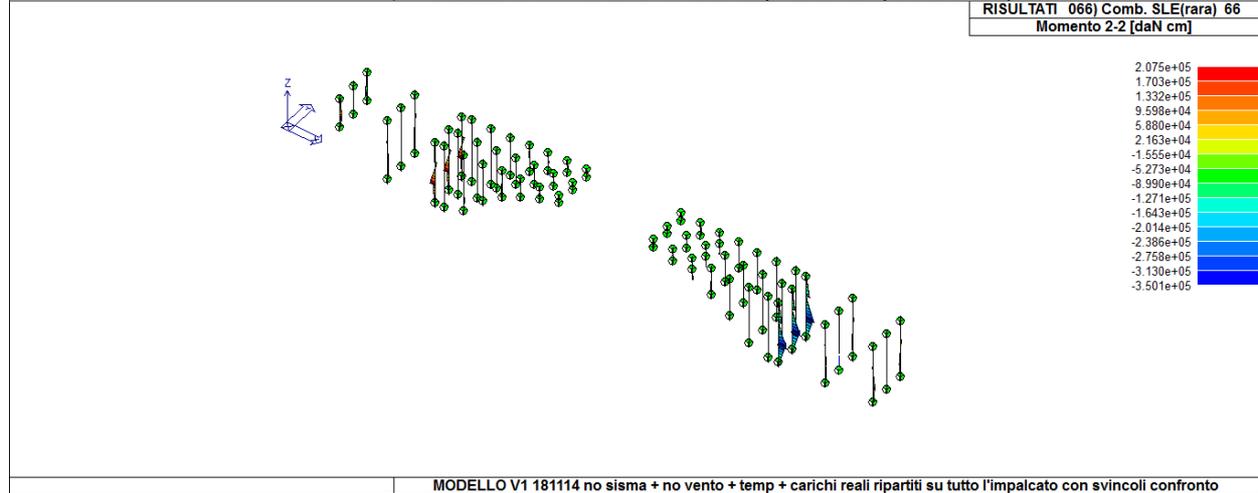
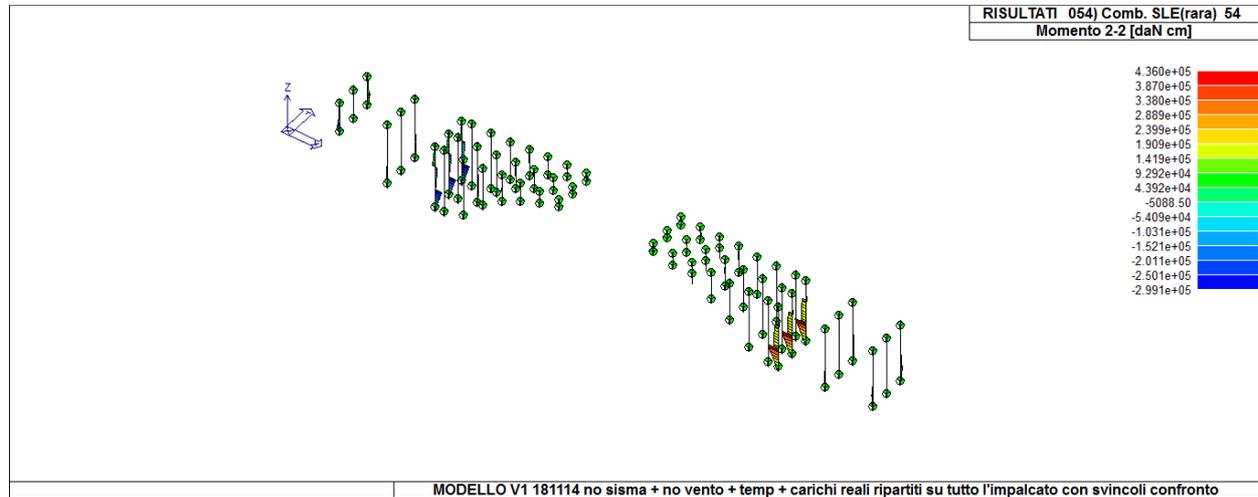


Max tensione tangenziale taglio- torsione (sle rara 59)=0.70 kg/cm²

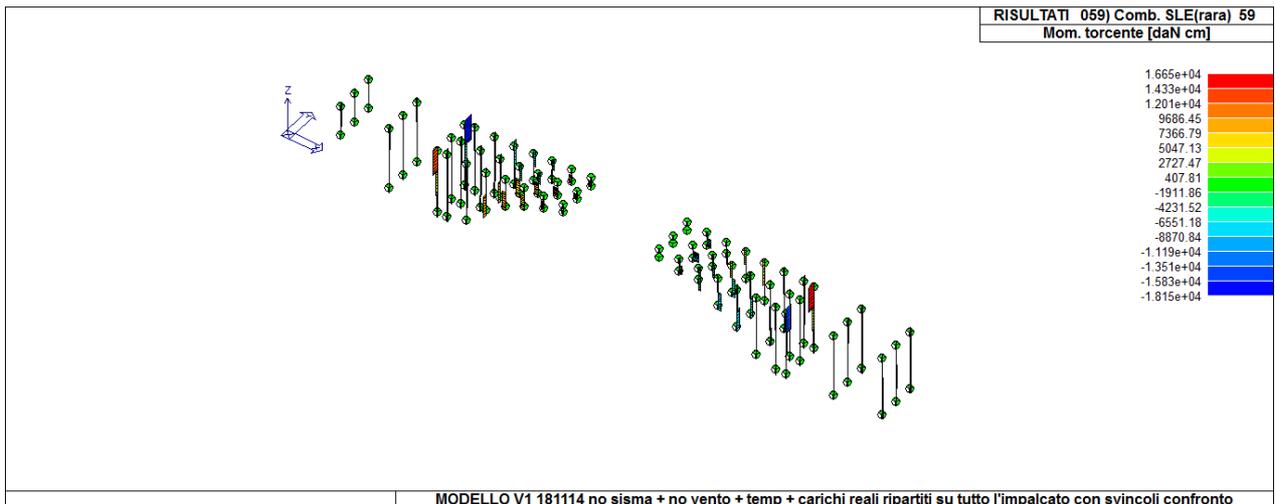




*M flettente 3-3 max positivo $2.28 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 58) max negativo -
 $2.47 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 58)*

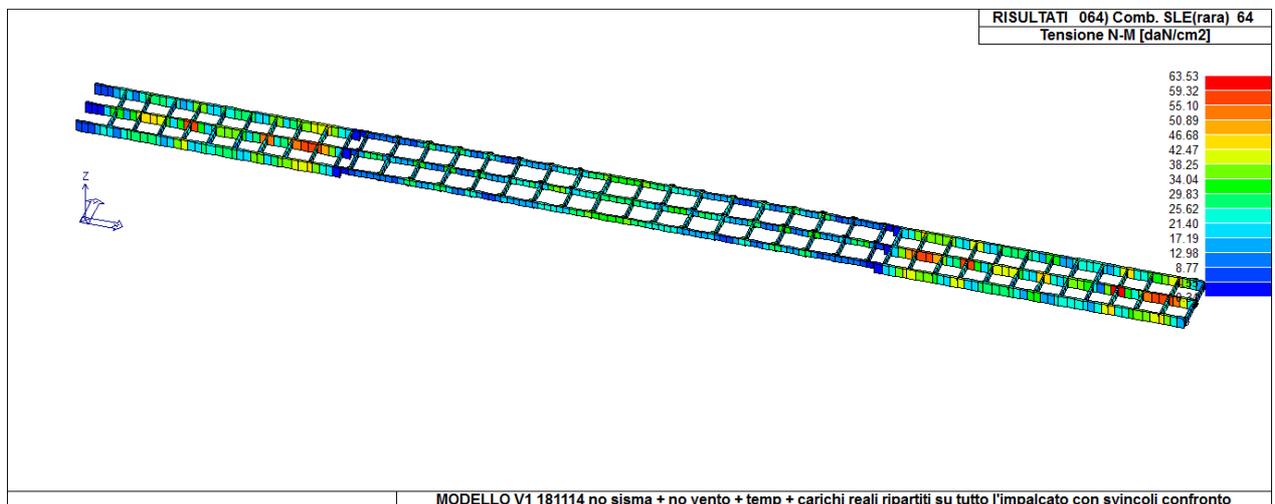


*Mflettente 2-2 max positivo $4.3 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 54) max negativo $-3.5 \cdot 10^5$
 (sle rara combinazione 66)*

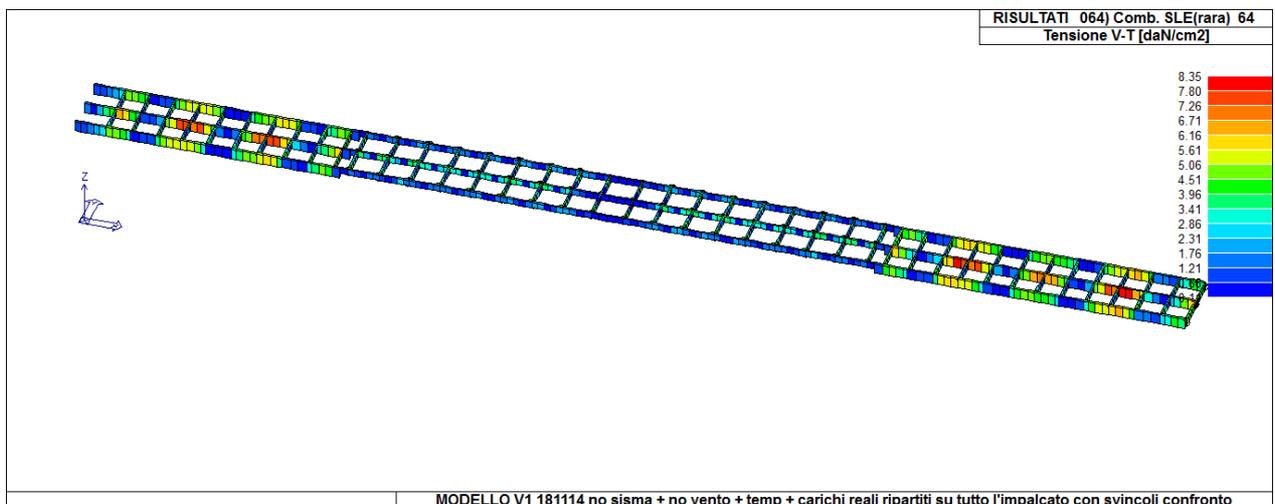


MODELLO V1 181114 no sisma + no vento + temp + carichi reali ripartiti su tutto l'impalcato con svincoli confronto
Mtorcente max positivo (rara 59) +16650 ; max negativo -18150 (rara 59)

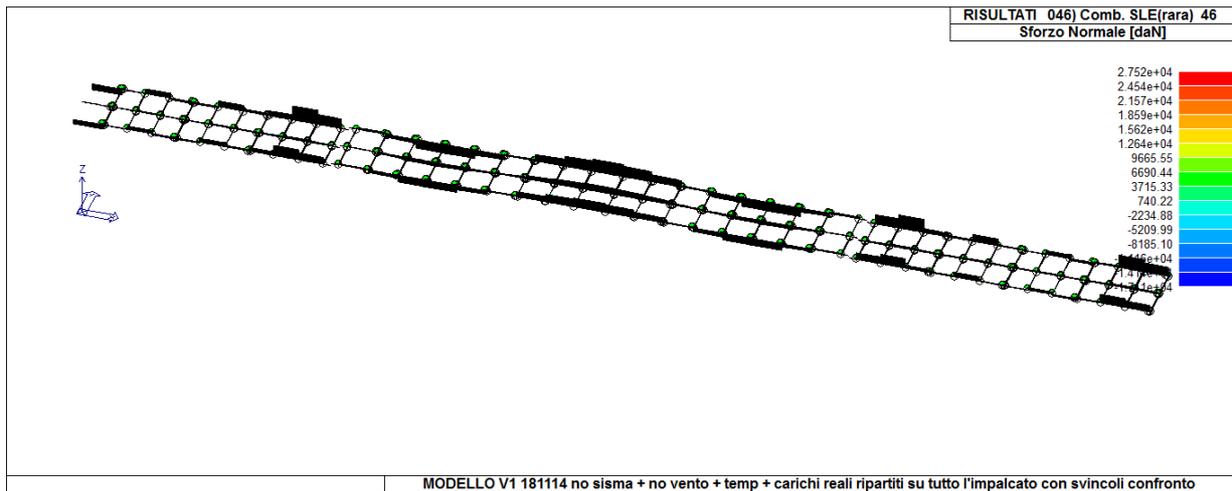
TRAVE



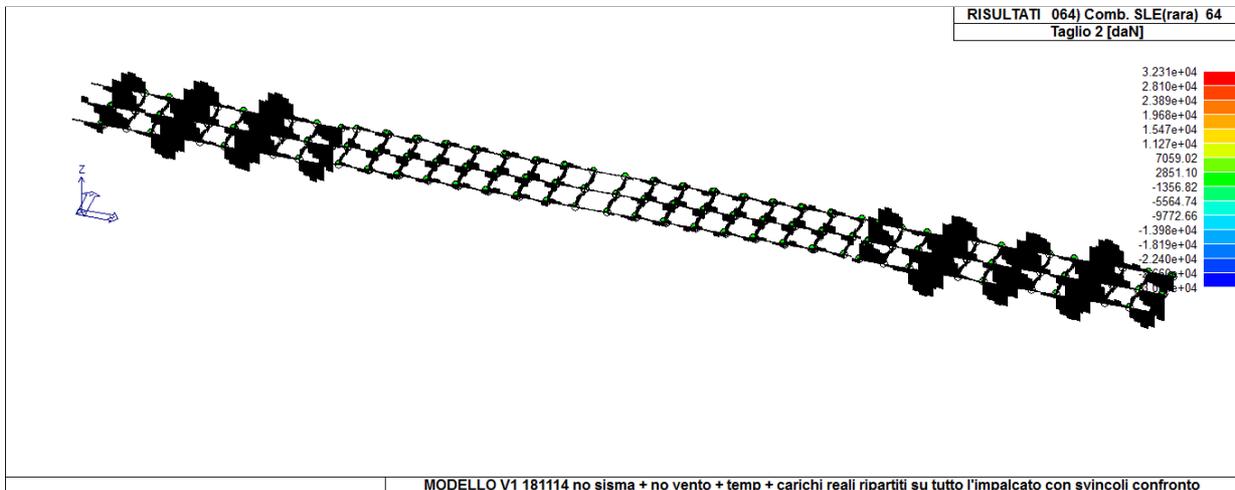
MODELLO V1 181114 no sisma + no vento + temp + carichi reali ripartiti su tutto l'impalcato con svincoli confronto
Max tensione N-M pari a 63.5 (sle rara 64)



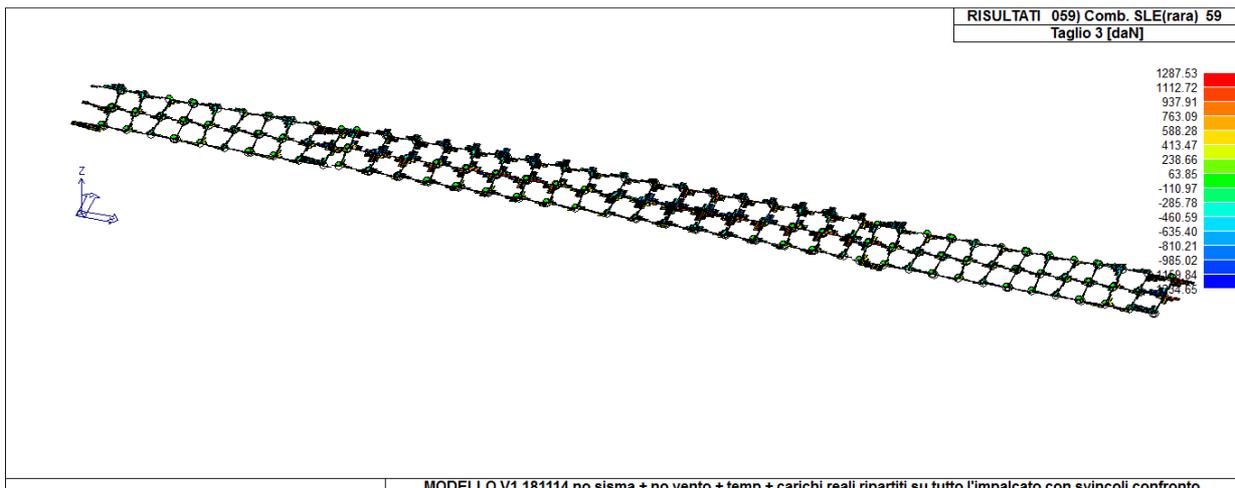
MODELLO V1 181114 no sisma + no vento + temp + carichi reali ripartiti su tutto l'impalcato con svincoli confronto
Max tensione tangenziale taglio- torsione (sle rara 64) = 8.35 kg/cm²



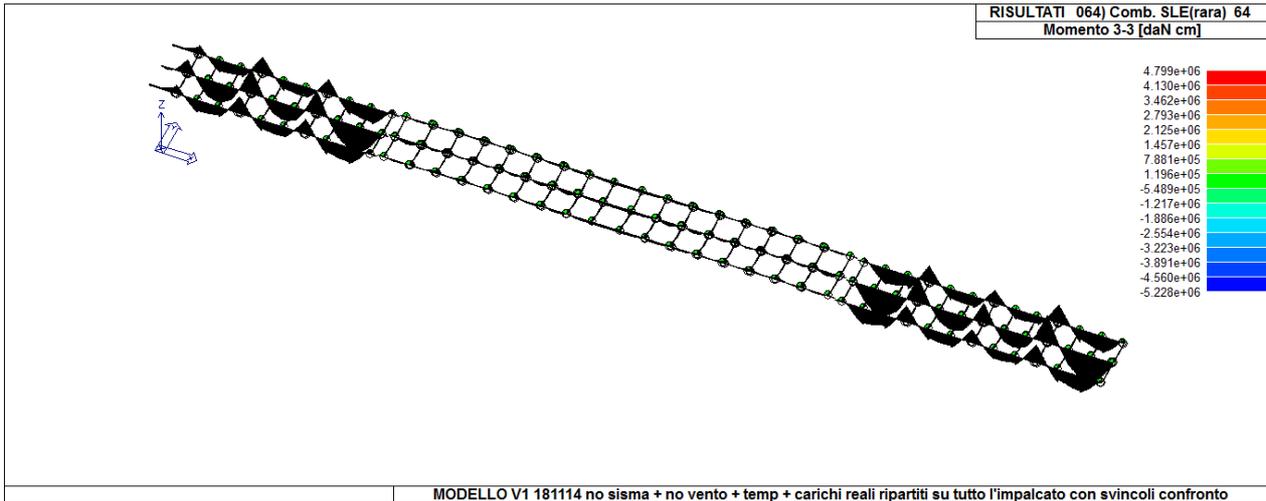
Max sforzo normale compressione (sle rara 46)= - 17110 kg



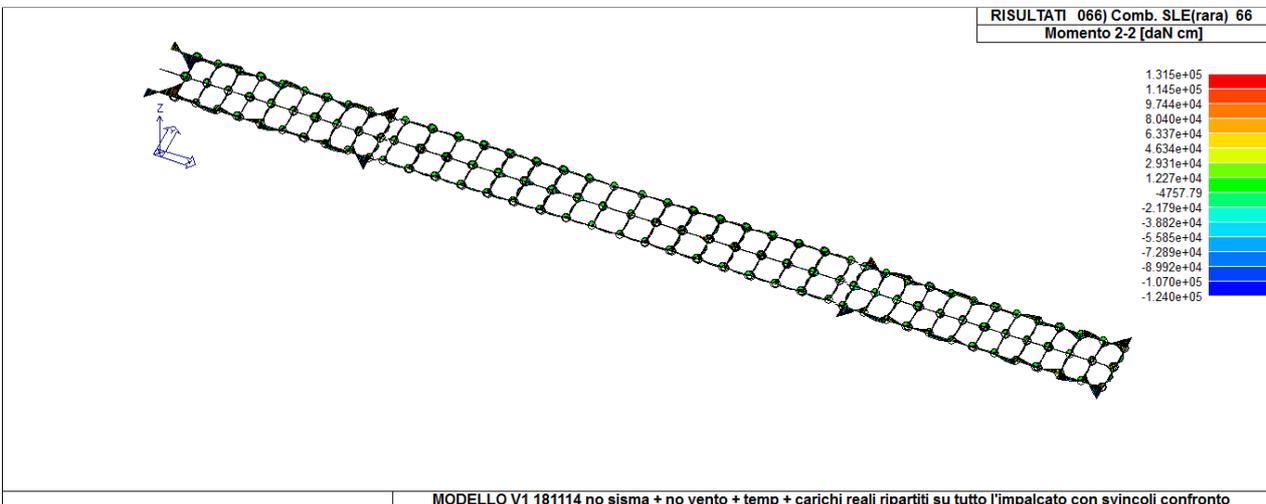
Max negativo Taglio 2 (sle rara 64)= -30810 kg; positivo (sle rara 64)= 32310 kg



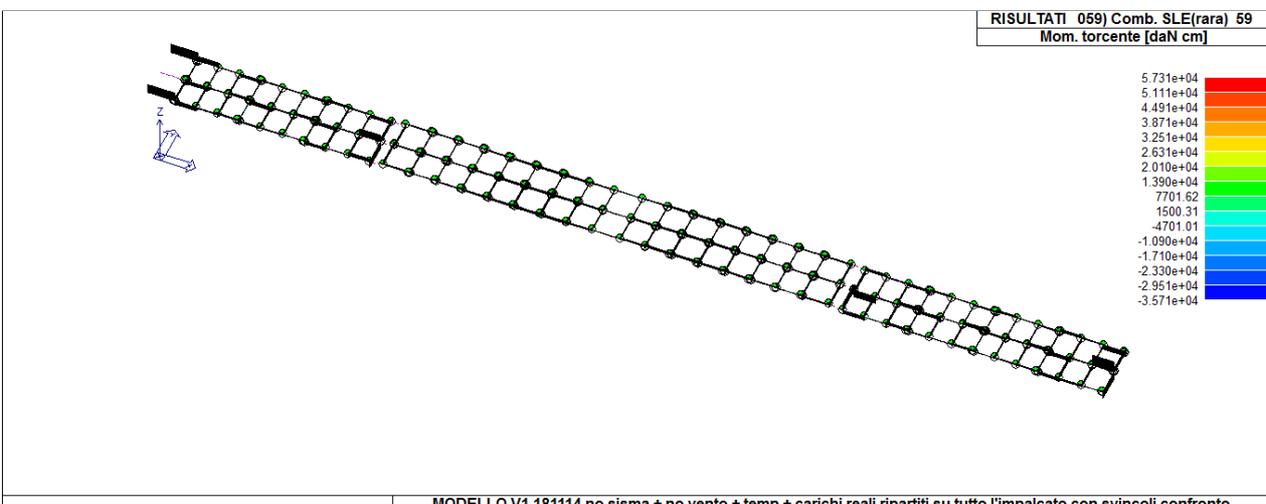
Max negativo Taglio 3 (sle rara 59)= -1334 kg; positivo (sle rara 59)= + 1287 kg



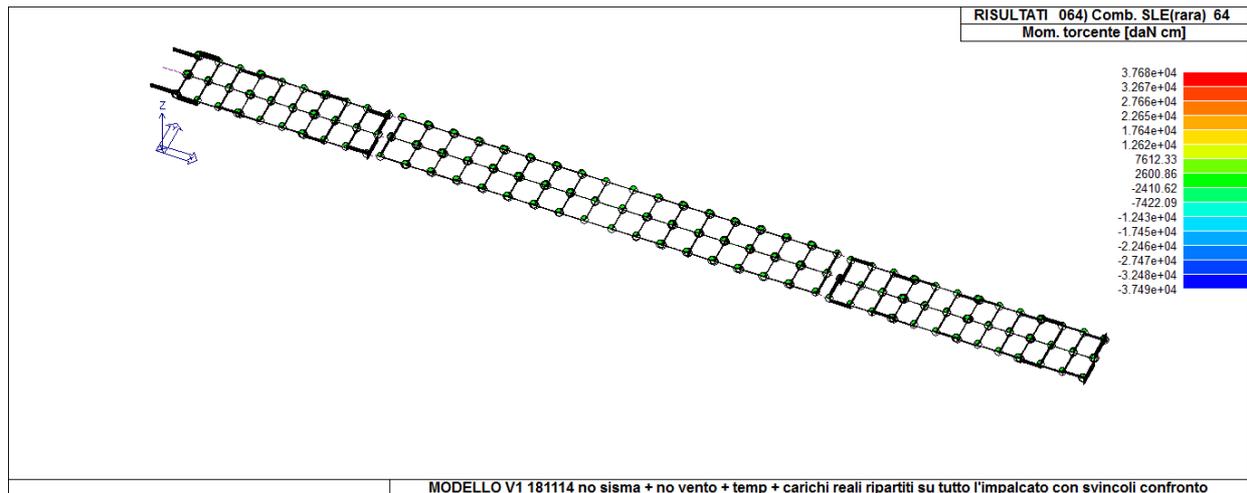
MODELLO V1 181114 no sisma + no vento + temp + carichi reali ripartiti su tutto l'impalcato con svincoli confronto
 Mflettente 3-3 max positivo $4.8 \cdot 10^6$ (sle rara combinazione 64) max negativo $-5.2 \cdot 10^6$
 (sle rara combinazione 64)



MODELLO V1 181114 no sisma + no vento + temp + carichi reali ripartiti su tutto l'impalcato con svincoli confronto
 Mflettente 2-2 max positivo $1.3 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 66) max negativo -
 $1.24 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 66)



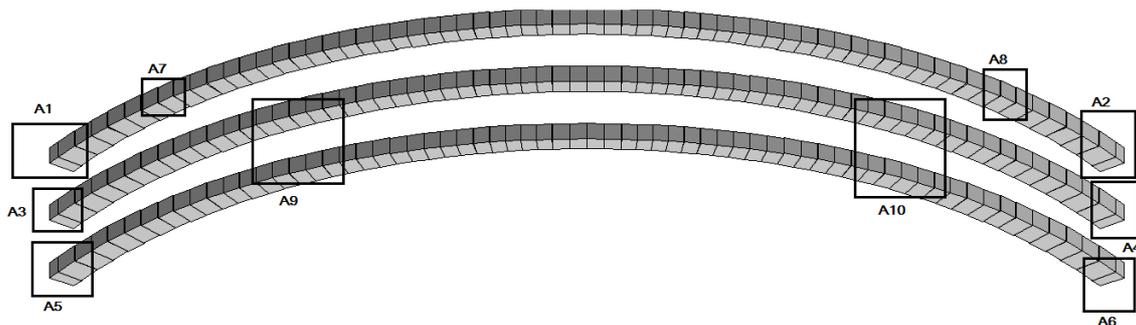
MODELLO V1 181114 no sisma + no vento + temp + carichi reali ripartiti su tutto l'impalcato con svincoli confronto



Mtorcente max positivo (rara 59) +57310 ; max negativo -37490 (SLE RARA 64)

TABELLA RIASSUNTIVA -CARICHI REALI SU TUTTO L'IMPALCATO-

	Arco	Pilastri	Soletta	Travi
Tensioni totali (Von Mises) (kg/cm²)			91 (SLE RARA 62)	
Tensione N-M (kg/cm²)	78.3 (SLE RARA 54) (A1,A2)	40.4 (SLE RARA 59) (P1,P2,P3,P4)		63.5 (SLE RARA 64)
Tensione V-T (kg/cm²)	4 (SLE RARA 46) (A1,A2)	0.70 (SLE RARA 59) (P5,P6)		8.35 (SLE RARA 64)
N (kg)	-491900 (SLE RARA 64) (A3,A4)	-99980 (SLE RARA 64) (P7,P8)		-17110 (SLE RARA 46)
M₃₋₃ (kgcm)	+1.93*10 ⁷ (SLE RARA 46) (A1,A2); -9.9*10 ⁶ (SLE RARA 59) (A7,A8)	+2.3*10 ⁵ (SLE RARA 58) (P8); -2.5*10 ⁵ (SLE RARA 58) (P9)		4.8*10 ⁶ (SLE RARA 64); -5.2*10 ⁶ (SLE RARA 64)
M₂₋₂ (kgcm)	+3.34*10 ⁶ (SLE RARA 53) (A5,A6); -3.35*10 ⁶ (SLE RARA 54) (A1,A2)	4.3*10 ⁵ (SLE RARA 54) (P10); -3.5*10 ⁵ (SLE RARA 66) (P10)		+1.3*10 ⁵ ; -1.25*10 ⁵ (SLE RARA 66)
T₃ (kg)	+12570 (A1,A6); -12570 (A2,A5) (SLE RARA 54)	+912 (SLE RARA 55) (P10); -768 (SLE RARA 55) (P11)		+1287; -1334 (SLE RARA 59)
T₂ (kg)	+60600 (A2); -60610 (A1) (SLE RARA 46)	+936 (SLE RARA 66) (P9); -794.2 (P8) (SLE RARA 66)		+32310; -30810 (SLE RARA 64)
Mt (kgcm)	+2.9*10 ⁵ (A10); -2.8*10 ⁵ (A9) (SLE RARA 59)	+ 16650 (SLE RARA 59) (P6,P12); -18150 (SLE RARA 59) (P5,P13)		+57310 (SLE RARA 59); -37490 (SLE RARA 64)





I valori di sforzo normale positivi, che indicano la presenza di trazione, sono dovuti alla presenza del carico termico, che induce uno stato di trazione nei diversi elementi. Per la stessa ragione ho dei valori di momento 2-2 e di taglio 3 che presentano uno stato di sollecitazione fuori dal piano, cioè è dovuto essenzialmente alla presenza di vincoli tra i diversi elementi ed alla conseguente nascita di uno stato di coazione.

Modello no sisma, no vento, temperatura e carichi reali ripartiti sull'impalcato per metà arco

I carichi sono esattamente pari ai precedenti, ma in questo caso si è ipotizzata una condizione di carico un po' diversa. Il carico mobile dato delle autobetoniere è presente non su tutto l'impalcato, ma solo sull'impalcato in corrispondenza di metà arco; il carico dato dalla stesa di auto continua ad essere presente per tutta la lunghezza dell'impalcato. Il coefficiente di incremento dinamico è pari al precedente, così come il carico dato dalla folla ed i restanti.

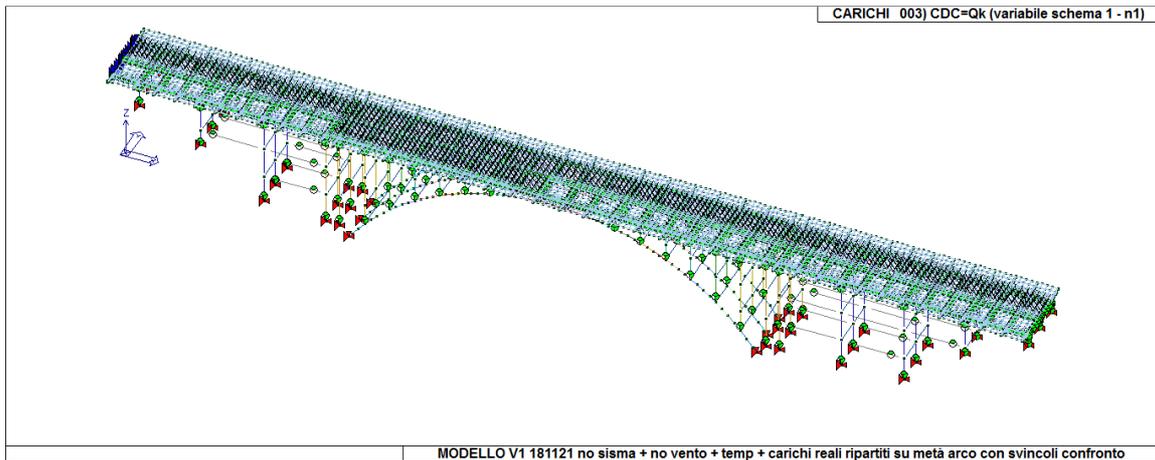
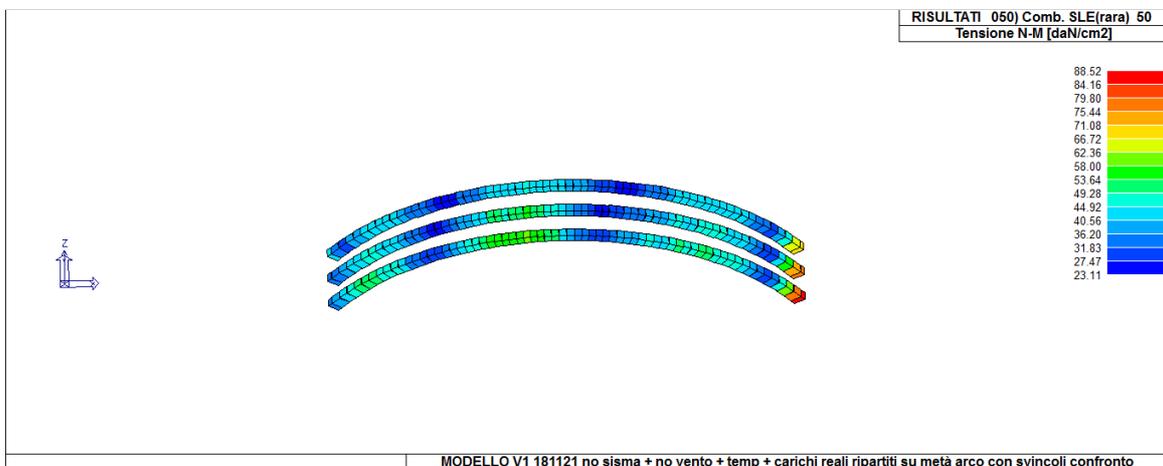
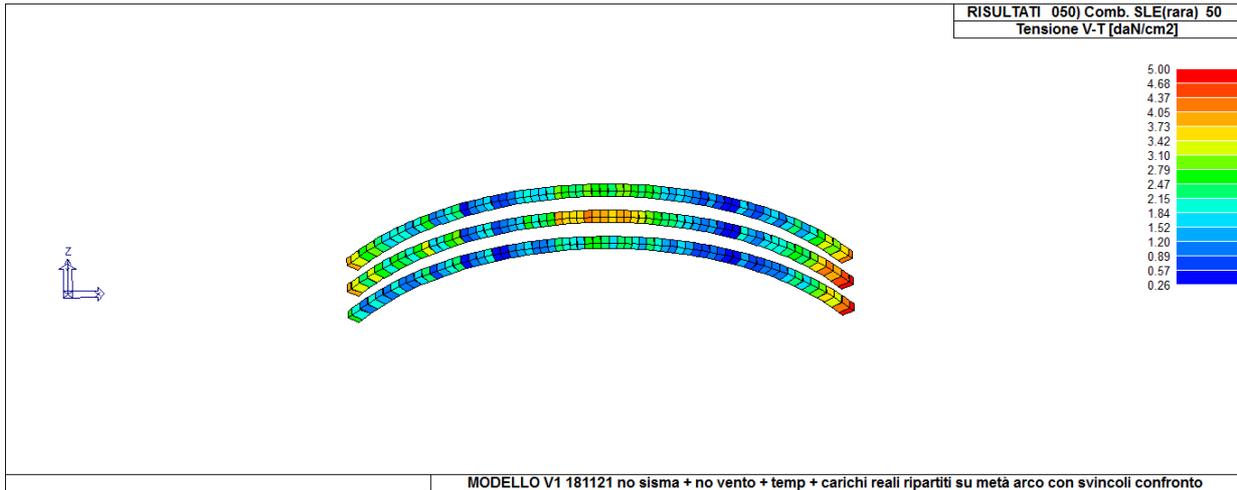


Figura 9.1.3.8 Carico mobile di autobetoniere ed auto

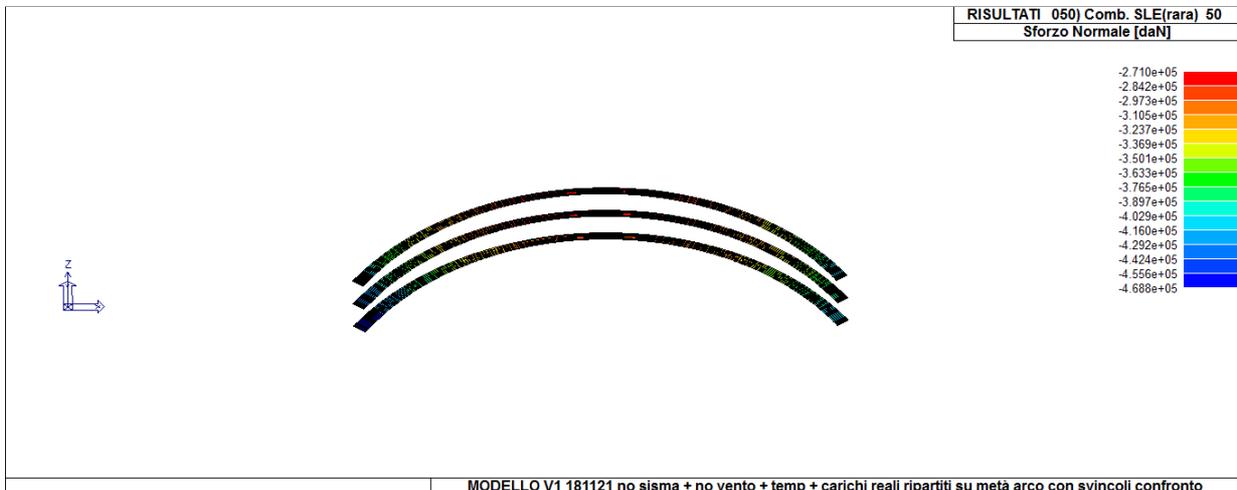
ARCO



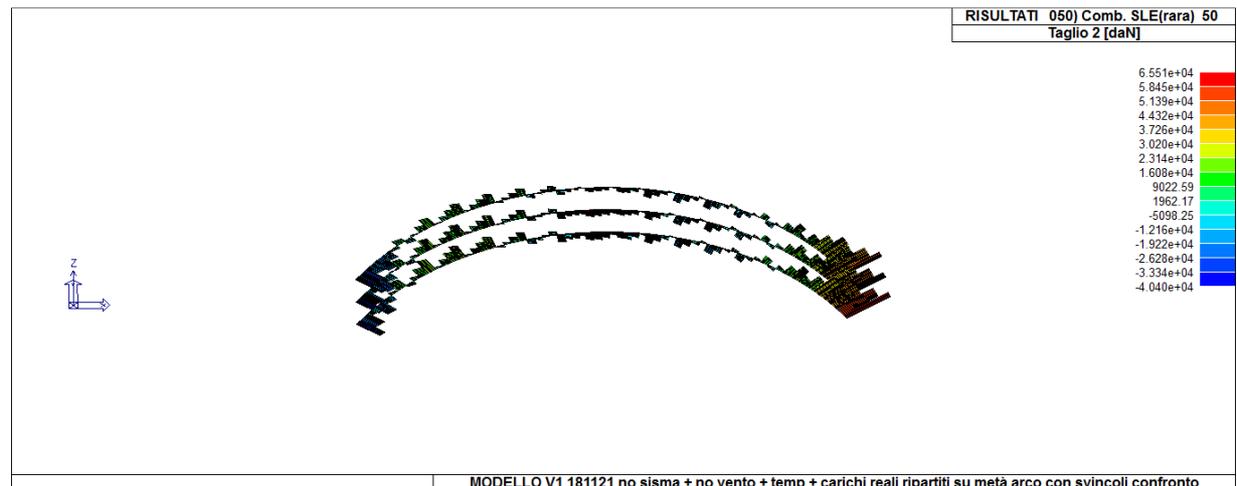
Max tensione N-M pari a 88.5 (sle rara 50)

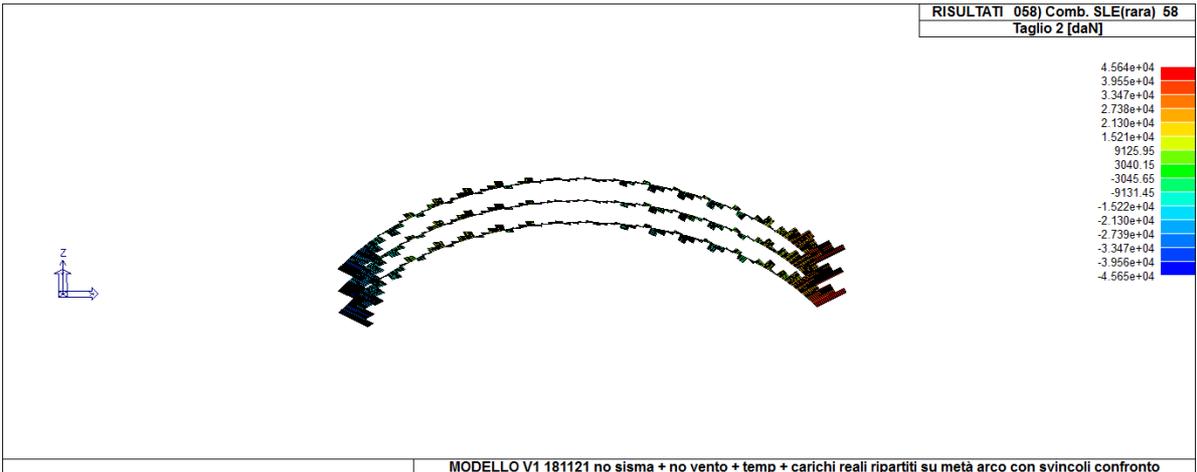


Max tensione tangenziale taglio- torsione (sle rara 50) = 5 kg/cm²

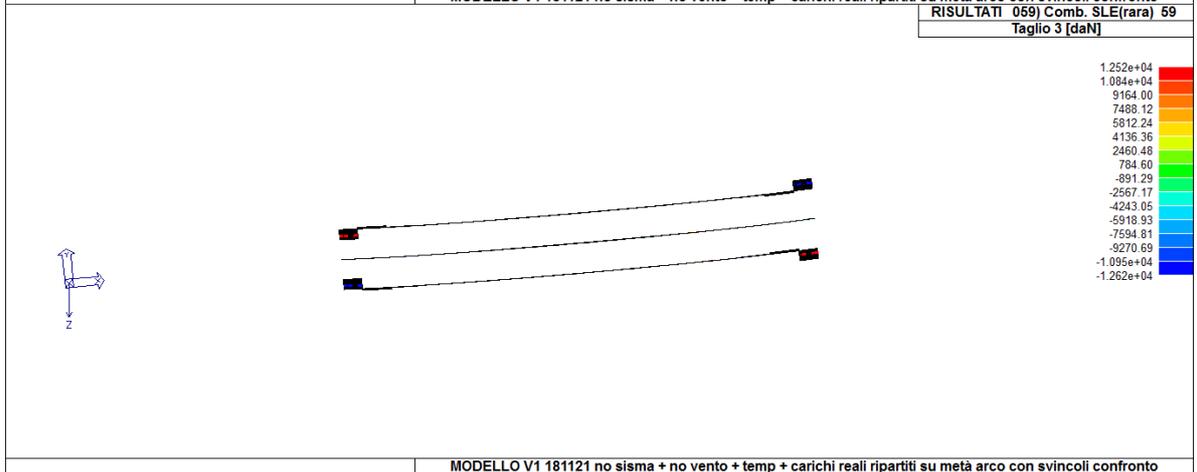
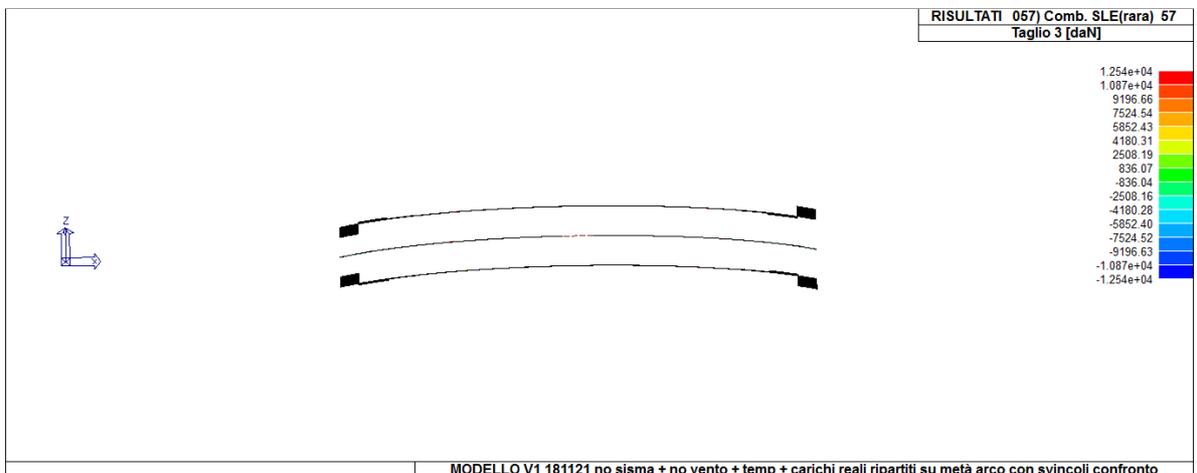


Max sforzo normale compressione (sle rara 50) = -468800 kg

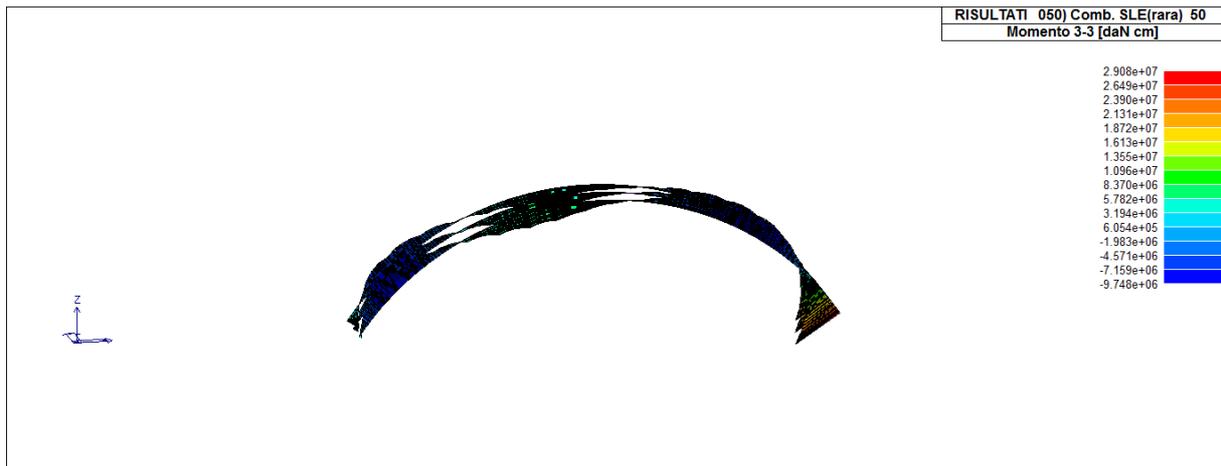




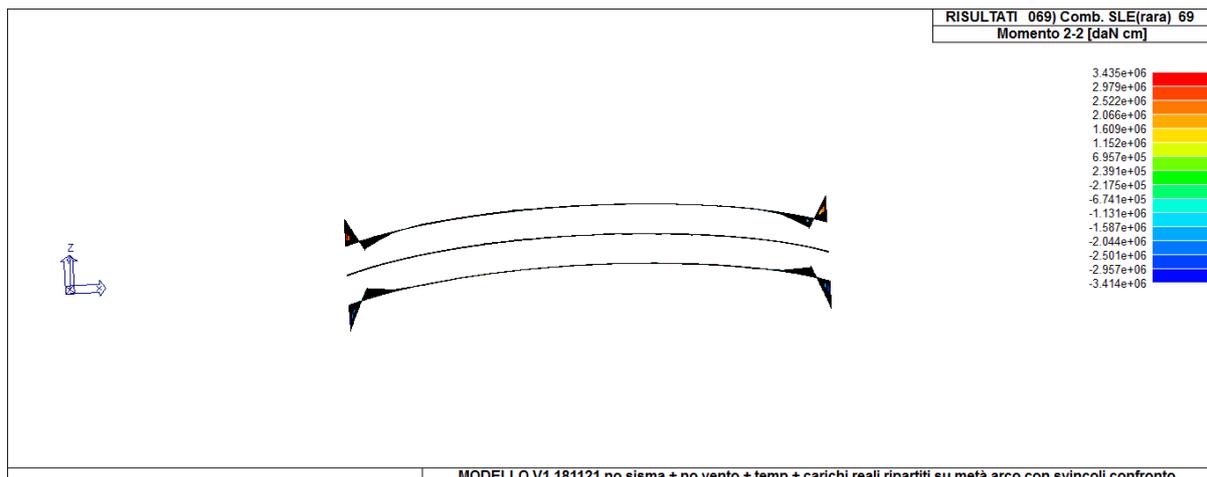
Max negativo Taglio 2 (sle rara 58)=-45650 kg; positivo (sle rara 50)= 65510 kg



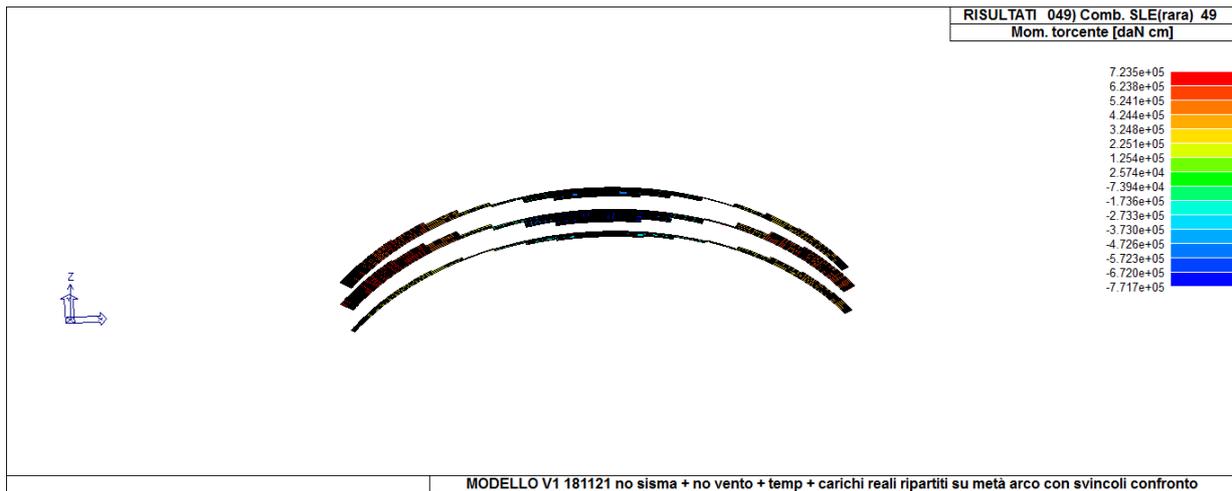
Max negativo Taglio 3 (sle rara 59)=-12620 kg; positivo (sle rara 57)= +12540 kg



Mflettente 3-3 max positivo $2.9 \cdot 10^7$ (sle rara combinazione 50); max negativo -
 $1.09 \cdot 10^7$ (sle rara combinazione 62)

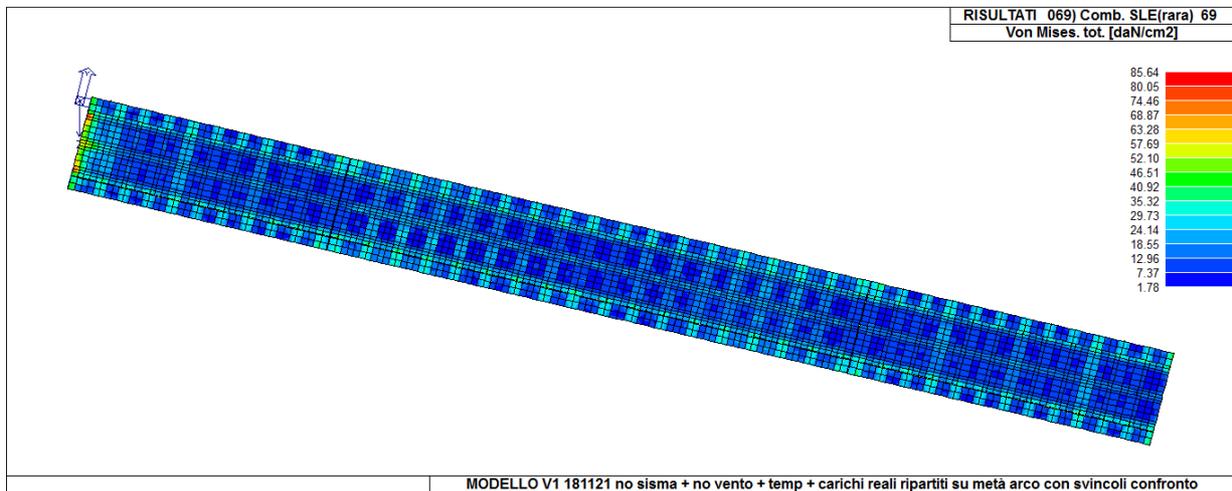


Mflettente 2-2 max positivo $3.4 \cdot 10^6$ (sle rara combinazione 69) max negativo $-3.4 \cdot 10^6$
(sle rara combinazione 69)



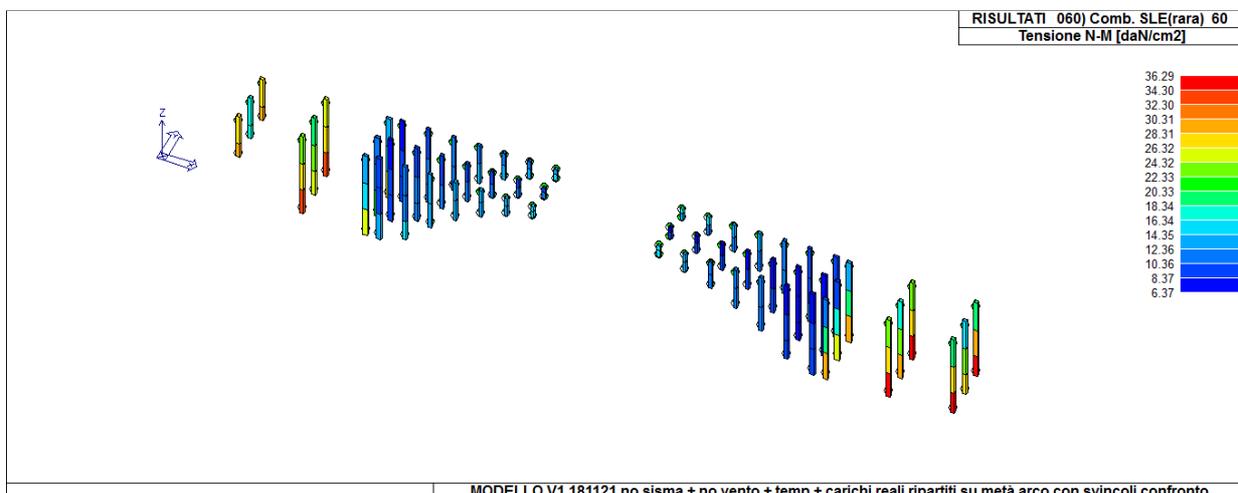
Mtorcente max positivo (rara 49) $+7.2 \cdot 10^5$; max negativo $-7.7 \cdot 10^5$ (sle rara 49)

SOLETTA

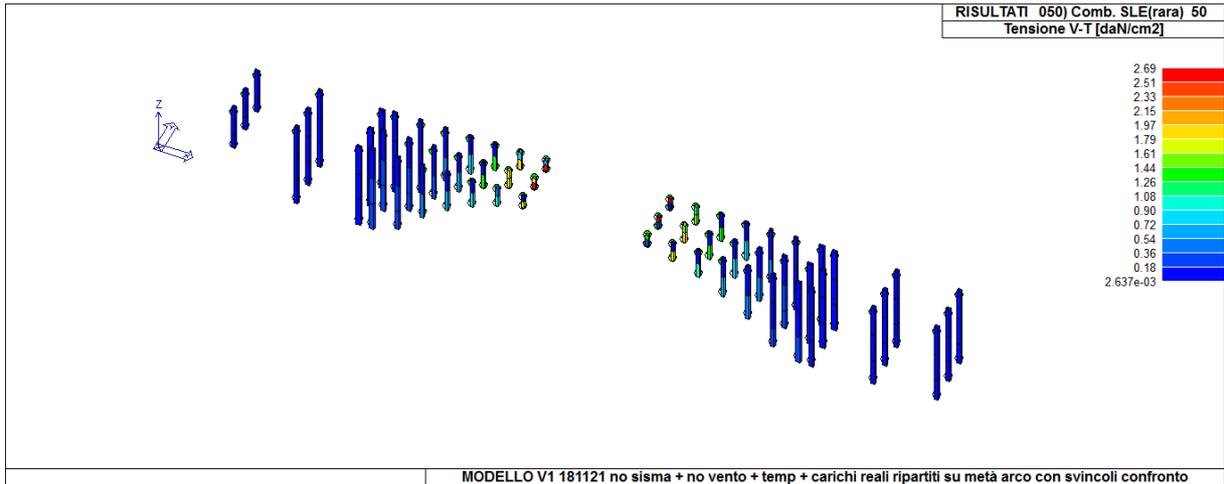


VON MISES TENSIONI TOTALI (COMBINAZIONE rara 69) 85.6 kg/cm^2

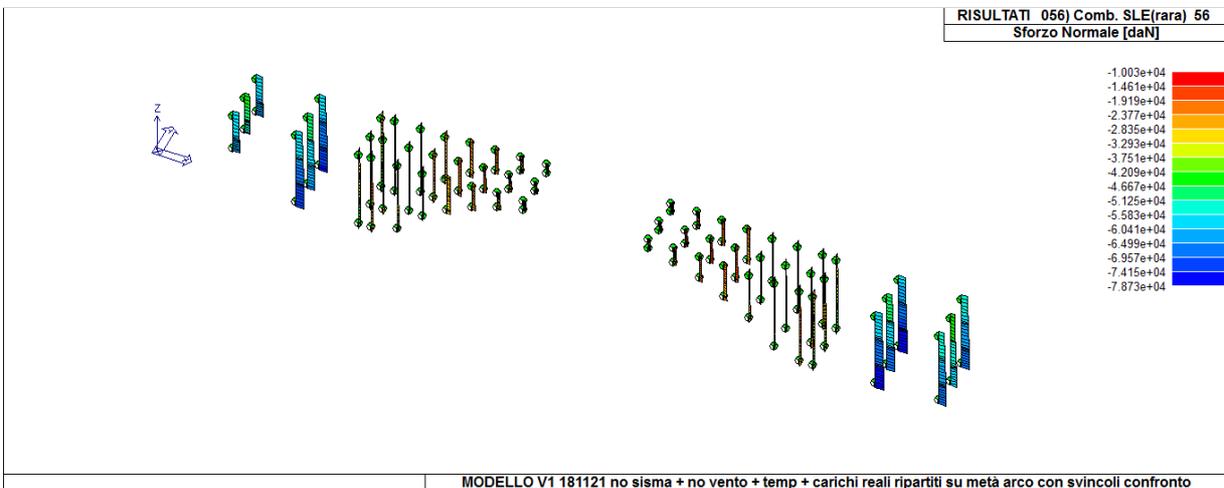
PILASTRI



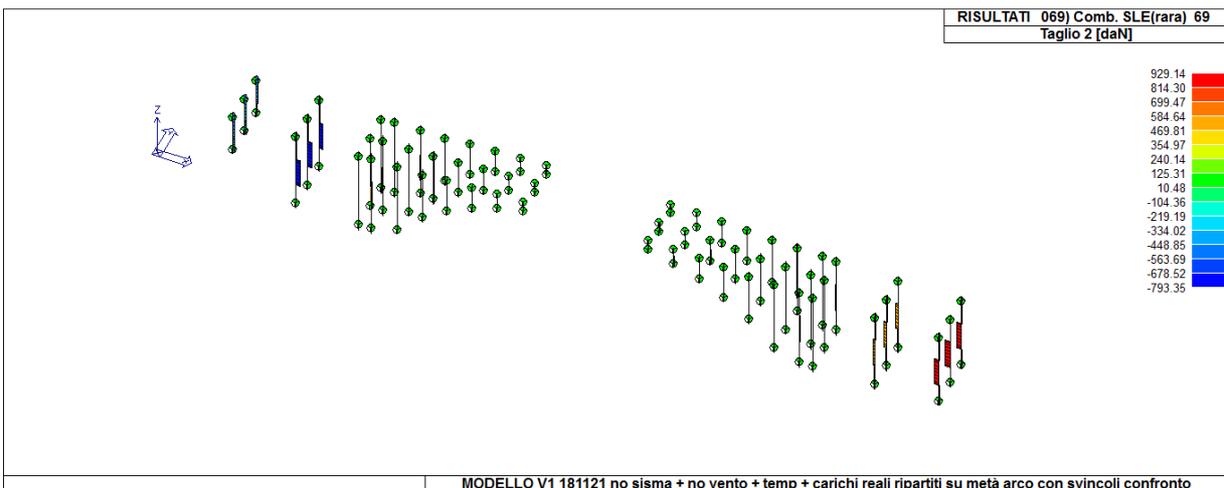
Max tensione N-M pari a 36.3 kg/cm^2 (sle rara 60)



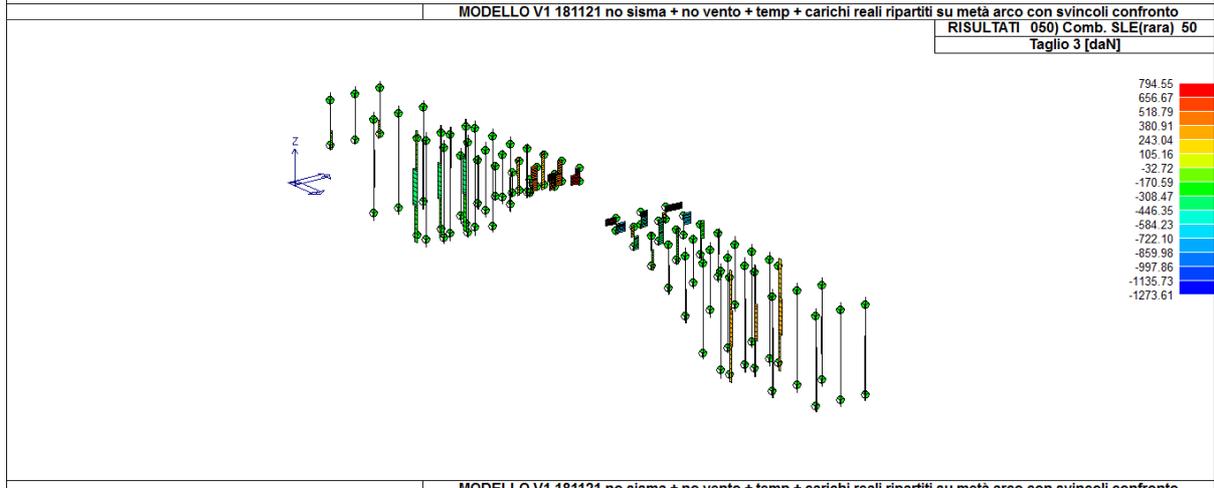
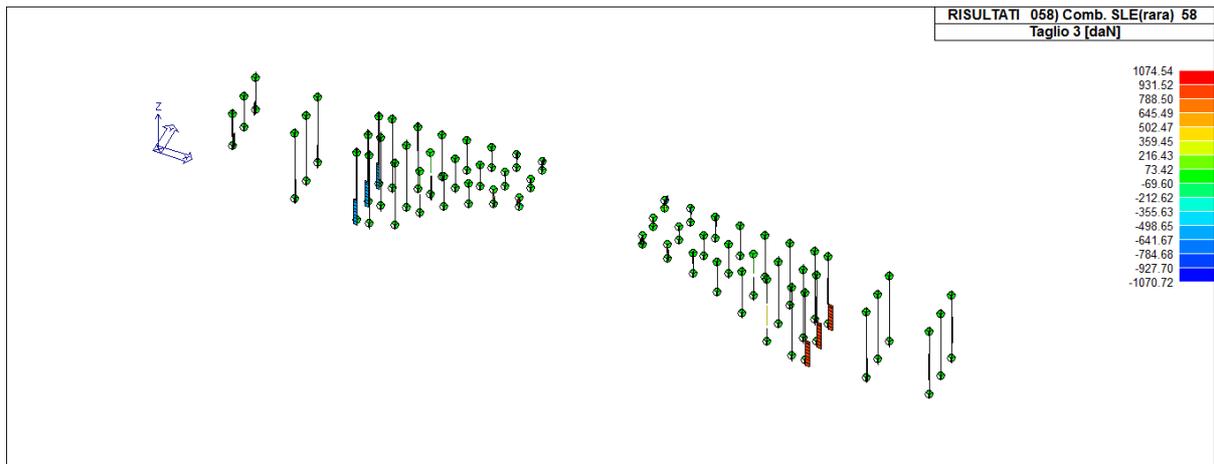
Max tensione tangenziale taglio- torsione (sle rara 50)= 2.7 kg/cm²



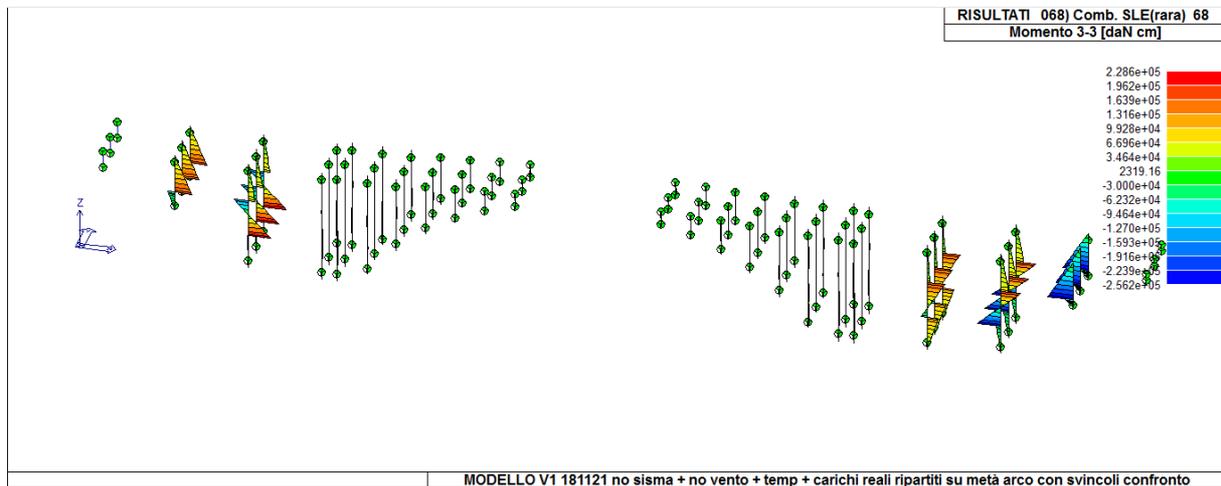
Max sforzo normale compressione (sle rara 56)= -78730 kg

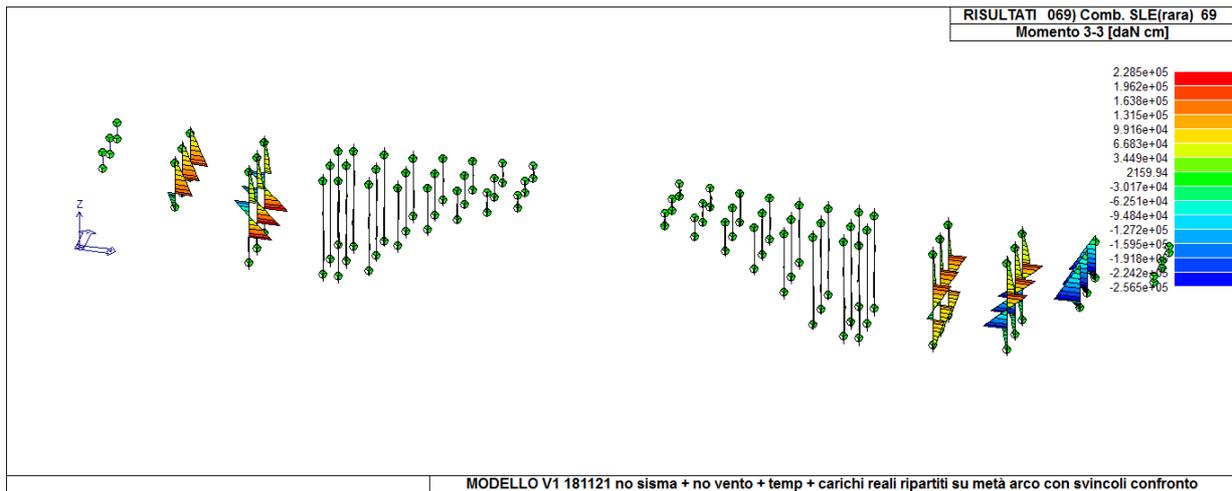


Max negativo Taglio 2 (sle rara 69)= -793 kg; positivo (sle rara 69)= +929 kg

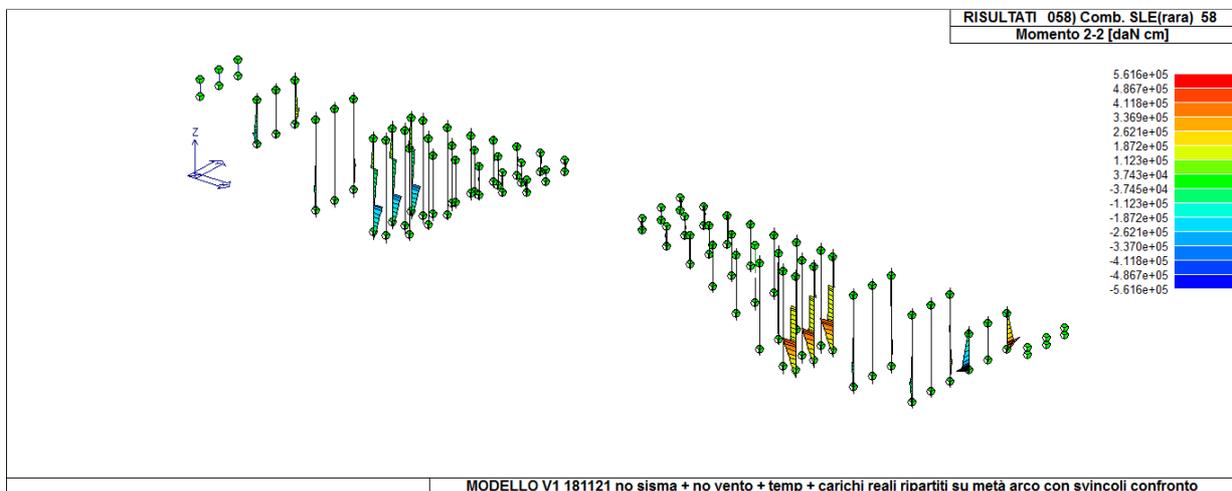


Max negativo Taglio 3 (sle rara 50)= -1273.6 kg; positivo (sle rara 58)= + 1074kg

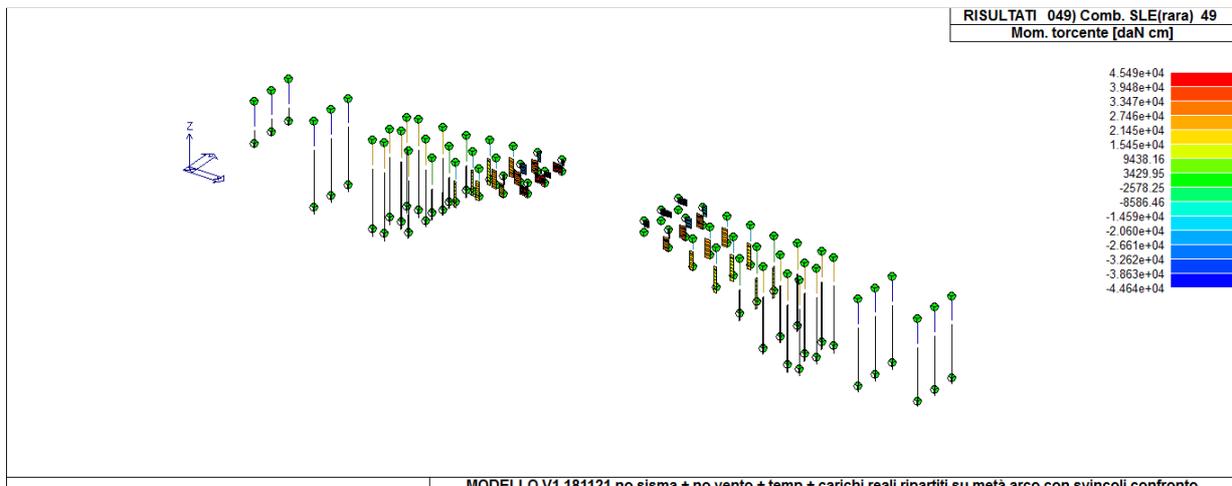




M flettente 3-3 max positivo $2.3 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 68) max negativo -
 $2.6 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 69)

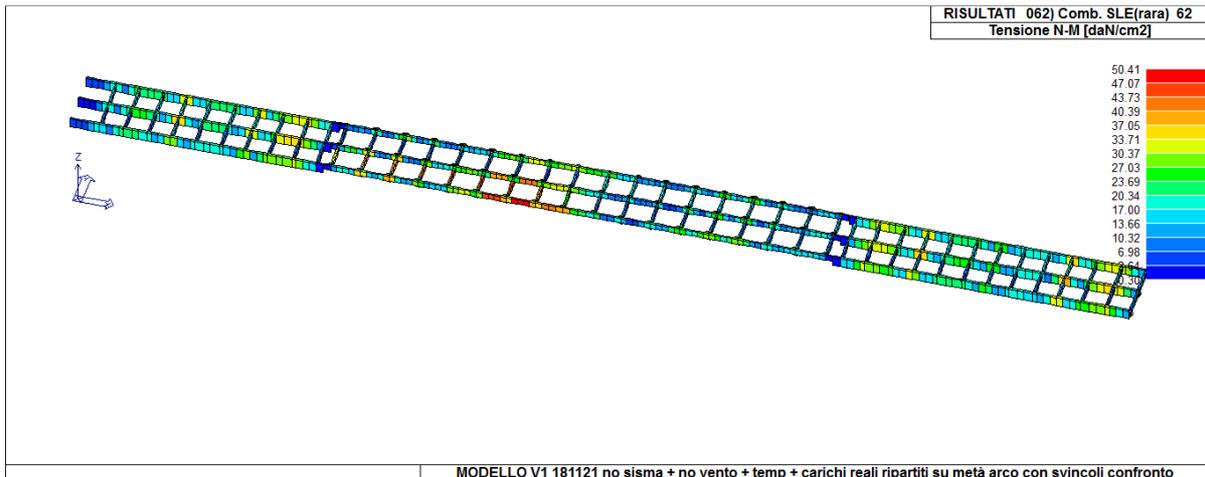


M flettente 2-2 max positivo $5.6 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 58) max negativo $-5.6 \cdot 10^5$
(sle rara combinazione 58)

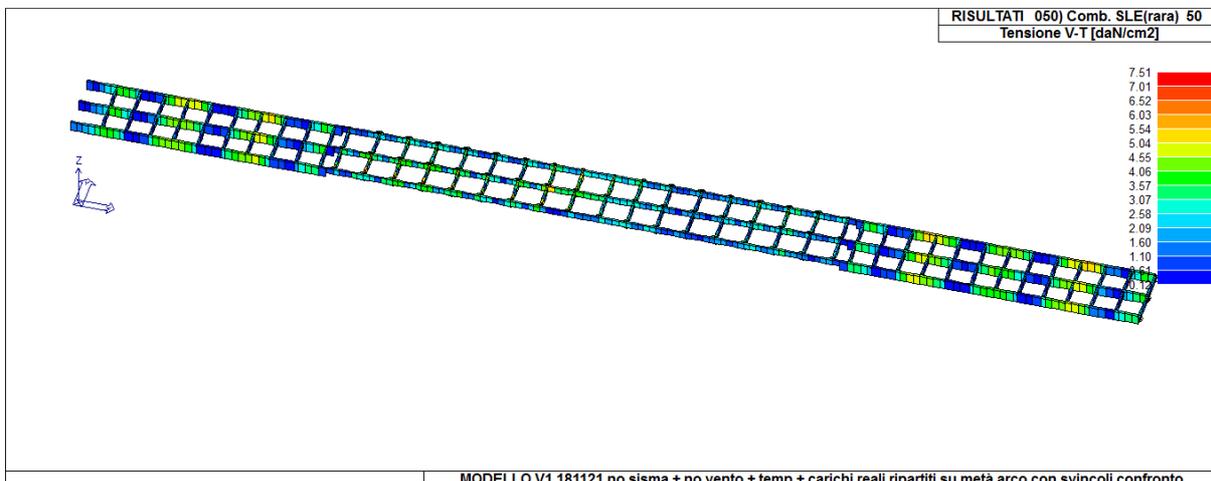


Mtorcente max positivo (rara 49) = +45490 ; max negativo -44640 (rara 49)

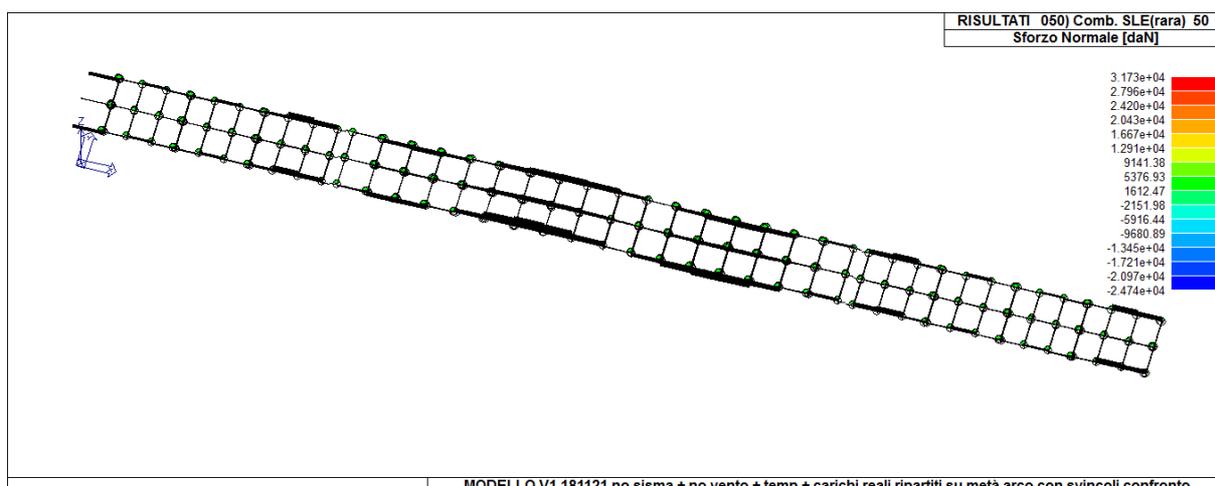
TRAVI



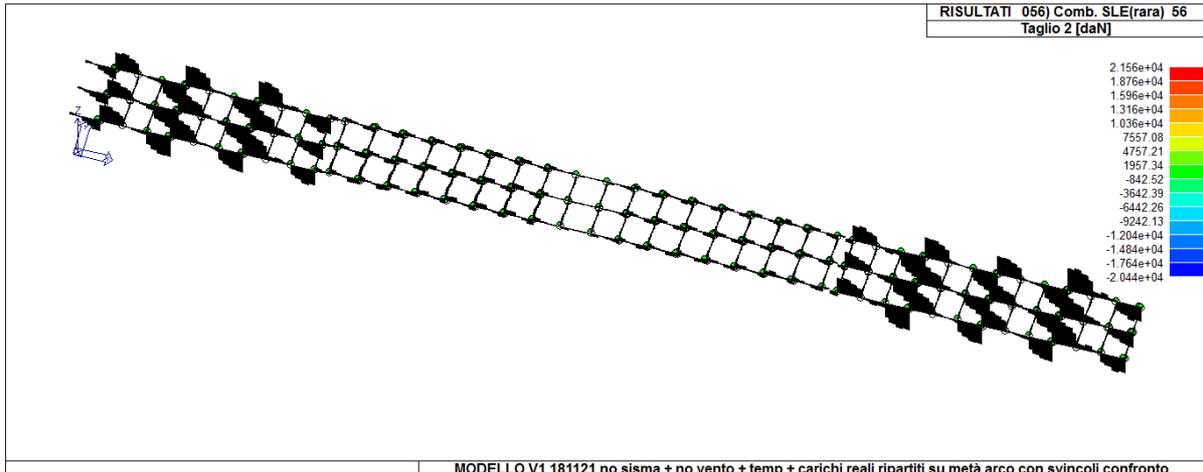
Max tensione N-M pari a 50.4 kg/cm² (sle rara 62)



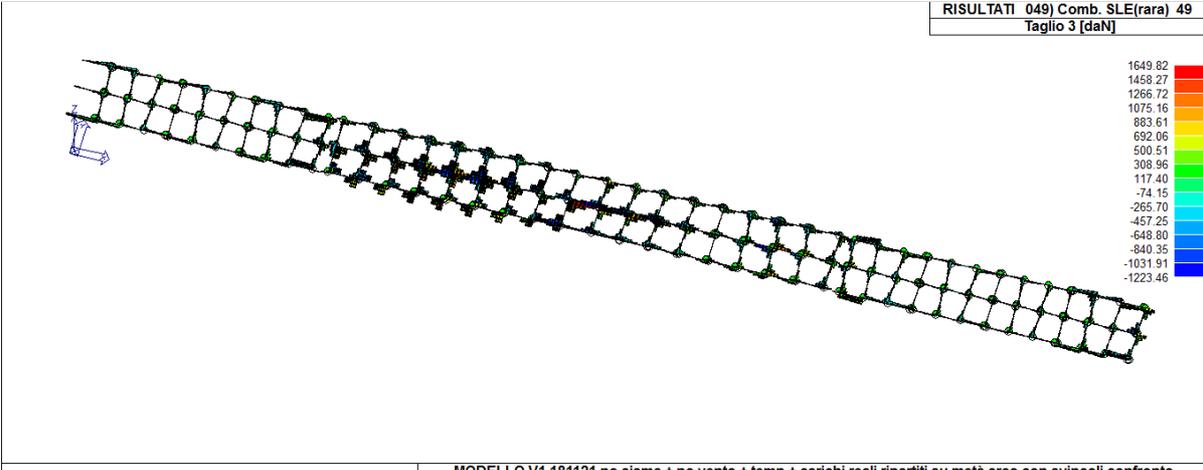
Max tensione tangenziale taglio- torsione (sle rara 50) = 7.5 kg/cm²



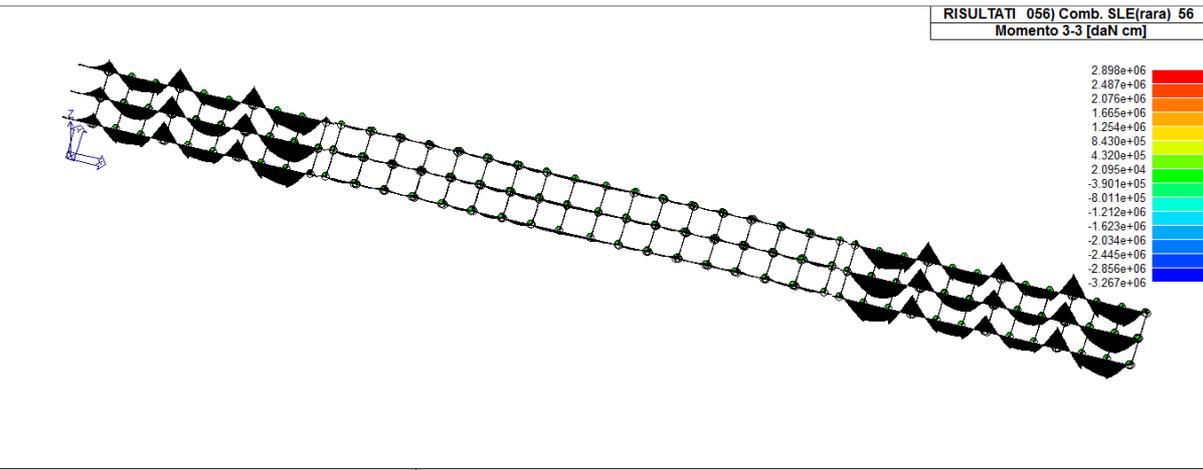
Max sforzo normale compressione (sle rara 50) = -24740 kg



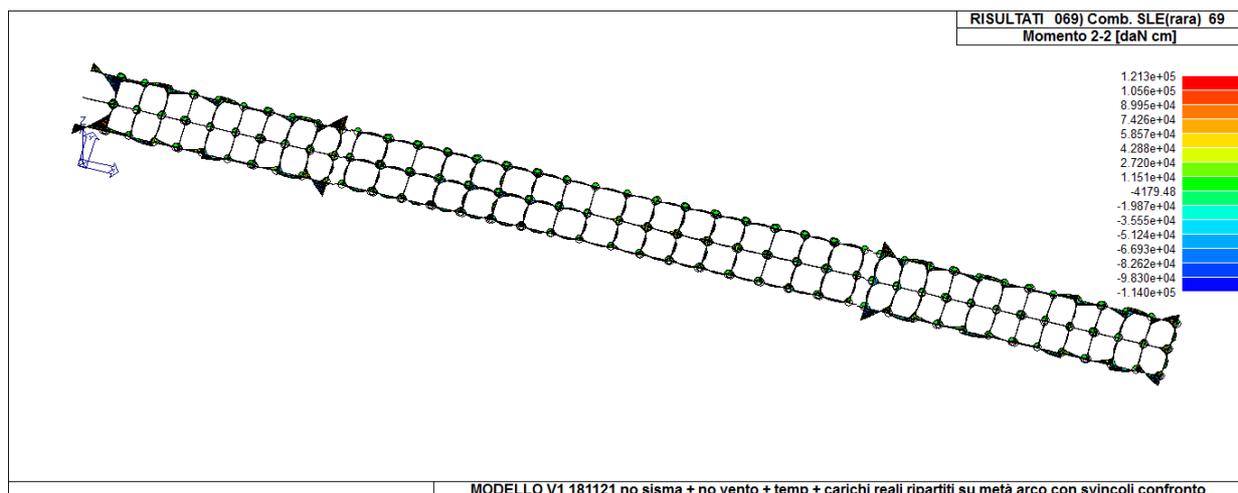
MODELLO V1 181121 no sisma + no vento + temp + carichi reali ripartiti su metà arco con svincoli confronto
Max negativo Taglio 2 (sle rara 56)=-20440 kg; positivo (sle rara 56)= 21560 kg



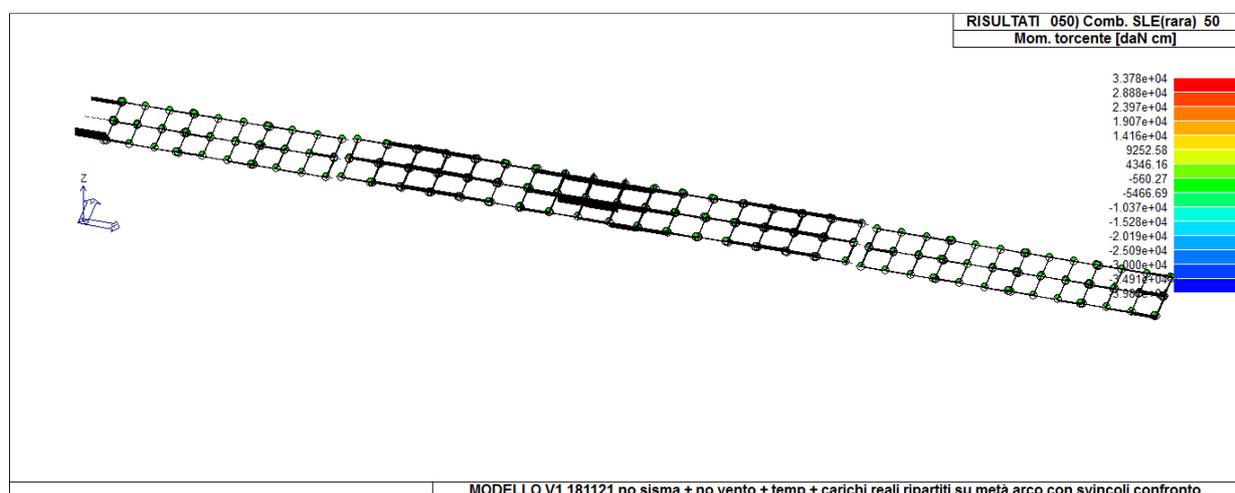
MODELLO V1 181121 no sisma + no vento + temp + carichi reali ripartiti su metà arco con svincoli confronto
Max negativo Taglio 3 (sle rara 49)= -1223 kg; positivo (sle rara 49)= +1649.8 kg



MODELLO V1 181121 no sisma + no vento + temp + carichi reali ripartiti su metà arco con svincoli confronto
Mflettente 3-3 max positivo $2.9 \cdot 10^6$ (sle rara combinazione 56) max negativo $-3.3 \cdot 10^6$
(sle rara combinazione 56)



Mflettente 2-2 max positivo $1.2 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 69) max negativo -
 $1.14 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 69)

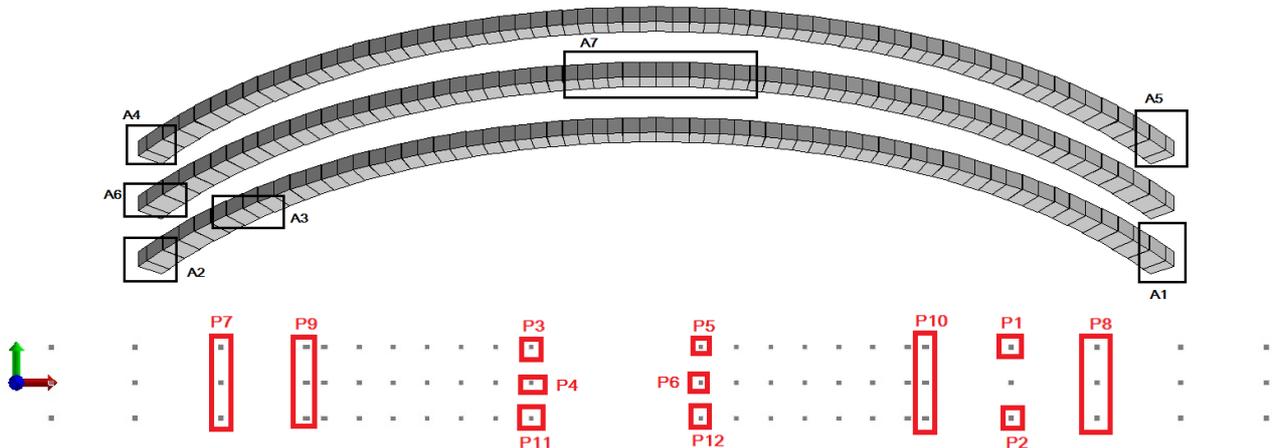


Mtorcente max positivo (rara 50) +33780 ; max negativo -39810 (sle rara 50)

TABELLA RIASSUNTIVA - CARICHI REALI SU METÀ ARCO –

	Arco	Pilastri	Soletta	Travi
Tensioni totali (Von Mises) (kg/cm ²)			85.6(SLE RARA 69)	
Tensione N-M (kg/cm ²)	88.5 (SLE RARA 50) (A1)	36.3 (SLE RARA 60) (P1,P2)		50.4 (SLE RARA 62)
Tensione V-T (kg/cm ²)	5 (SLE RARA 50) (A1)	2.7 (SLE RARA 50) (P3,P4,P5,P6)		7.5 (SLE RARA 50)
N (kg)	-468800 (SLE RARA 50) (A2)	- 78730(SLE RARA 56) (P1,P2)		-24740 (SLE RARA 50)
M ₃₋₃ (kgcm)	+2.9*10 ⁷ (SLE RARA 50) (A1); -1.09*10 ⁷ (A3) (SLE RARA 62)	2.3*10 ⁵ (SLE RARA 68) (P7);-2.6*10 ⁵ (SLE RARA 69) (P8)		2.9*10 ⁶ (SLE RARA 56);-3.3*10 ⁶ (SLE RARA 56)
M ₂₋₂ (kgcm)	+3.4*10 ⁶ (SLE RARA 69) (A4,A5); -3.4*10 ⁶ (SLE RARA 69) (A1,A2)	5.6*10 ⁵ (SLE RARA 58) (P10);-5.6*10 ⁵ (SLE RARA 58) (P9)		1.2*10 ⁵ ; -1.14*10 ⁵ (SLE RARA 69)

T₃ (kg)	+12540 (A1,A4) (SLE RARA 57); - 12620 (A2,A5) (SLE RARA 59)	+1074 (P11,P12)(SLE RARA 58); -1273.6(P5) (SLE RARA 50)	+1649.8; -1223 (SLE RARA 49)
T₂ (kg)	+65510 (A1) (Sle rara 50); - 45650 (A4) (SLE RARA 58)	929 (rara 69) (P8); -793 (sle rara 69) (P7)	+21560; -20440 (SLE RARA 56)
Mt (kgcm)	+7.2*10 ⁵ (A6) (sle RARA 49); -7.7*10 ⁵ (A7) (SLE RARA 49)	+45490 (sle rara 49) (P3,P4); -44640 (SLE RARA 49) (P5,P6)	+ 33780 (sle rara 50); - 39810 (SLE RARA 49)



I valori di sforzo normale positivi, che indicano la presenza di trazione, sono dovuti alla presenza del carico termico, che induce uno stato di trazione nei diversi elementi. Per la stessa ragione ho dei valori di momento 2-2 e di taglio 3 che presentano uno stato di sollecitazione fuori dal piano, cioè è dovuto essenzialmente alla presenza i vincoli tra i diversi elementi e dunque si ha nascita di uno stato di coazione.

Modello no sisma, no vento, temperatura e carichi tandem di una betoniera in corrispondenza dei pilastri centrali dei due viadotti

In aggiunta al carico qui sopra e ai carichi termici e della neve, si ha un carico tandem sull'impalcato, posto precisamente in corrispondenza del pilastro centrale del viadotto, dunque sul pilastro più alto. Le dimensioni considerate per le impronte sono state prese dal seguente schema B della normativa NTC. In particolare le impronte sono di dimensione 32*44 cm² ed il carico agente su ogni impronta è pari a 6.5 t, considerando che con una autobetoniera a tre assi il carico ad asse non può superare le 13 t. Per l'esattezza nel caso di tre assi, avremo a partire dall'asse anteriore 7,5 13 e 13 t. Con la limitazione di $\phi = 1,4$ per $L \leq 10$ m, il coefficiente di incremento dinamico assume un valore pari a 1,4 e dunque il carico da tandem per ogni impronta di carico vale:

Il carico concentrato su ogni impronta di dimensione 32*44 cm², è pari a:

$$\text{Carico tandem singola impronta} = 6,5 * 1,4 = 9,1 t = 9100 kg$$

Lo schema dimensionale è riportato nella seconda figura a seguire.

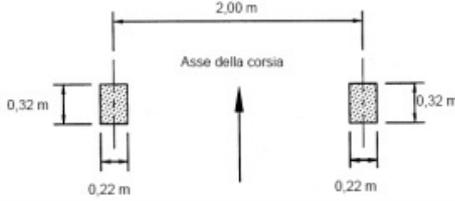
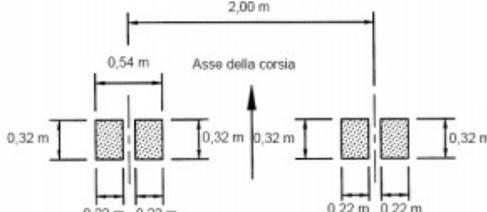
Tipo di pneumatico	Dimensioni dell'asse e delle impronte
A	
B	

Figura 9.1.3.9 Dimensioni degli assi e delle impronte per i veicoli equivalenti

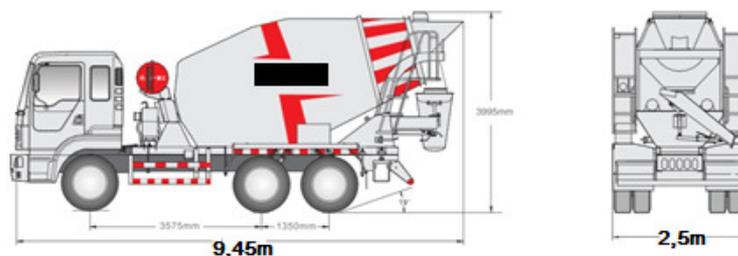


Figura 9.1.3.10 Dimensioni dell'autobetoniera a 3 assi

Il tandem che si riporta sta ad indicare la presenza dei soli assi posteriori sul pilastro centrale del viadotto. Il carico termico applicato può essere uniforme o a farfalla, e per ponti realizzati in calcestruzzo armato la variazione termica è pari a $+15^\circ$ per la variazione uniforme e a $+5^\circ$ per il carico a farfalla. La normativa ci dice di disporre il carico uniforme e quello a farfalla in aggiunta. Qui si è deciso di disporre su soletta di impalcato e marciapiedi il carico uniforme $\pm 15^\circ$ + il carico a farfalla da $+5^\circ$. Per le travi, controventi, pilastri ed arconi si è deciso di applicare il solo carico uniforme da $+15^\circ$. Ci saranno poi la neve e la folla. Ovviamente i tandem si escludono.

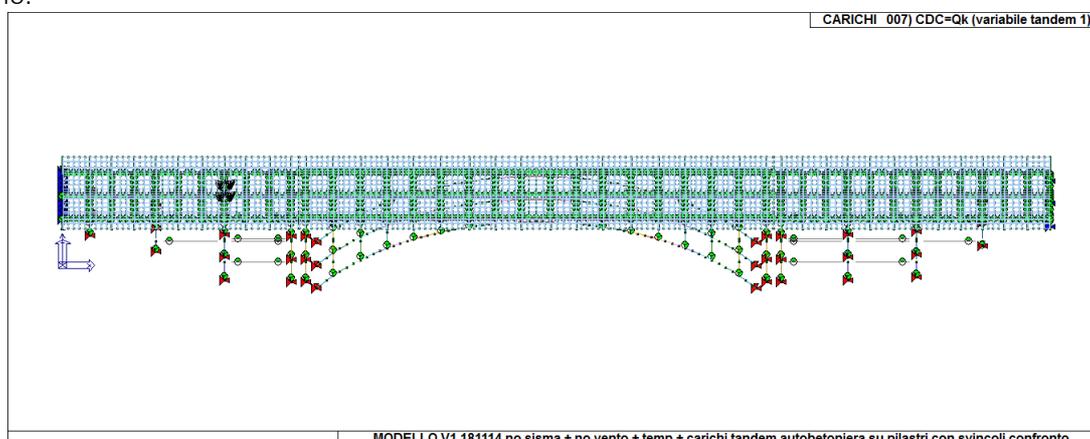


Figura 9.1.3.11 Carico tandem su viadotto sx

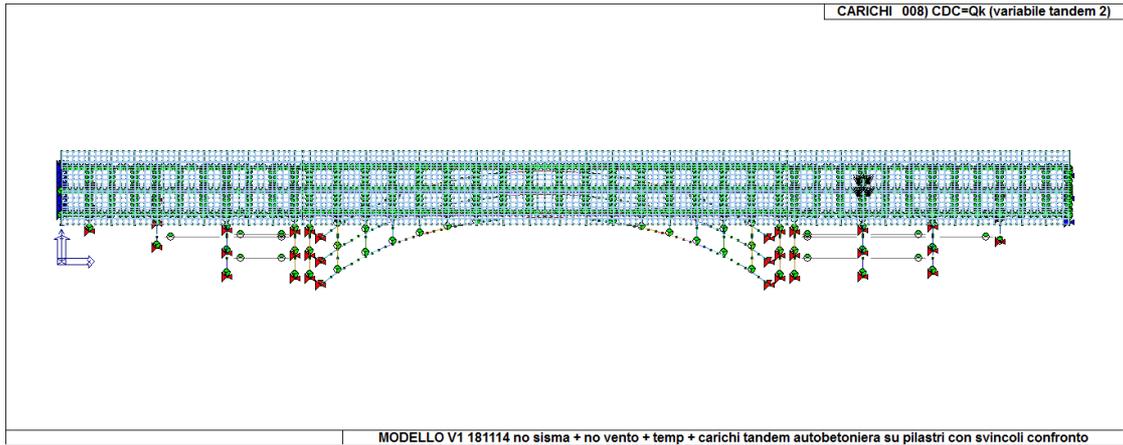
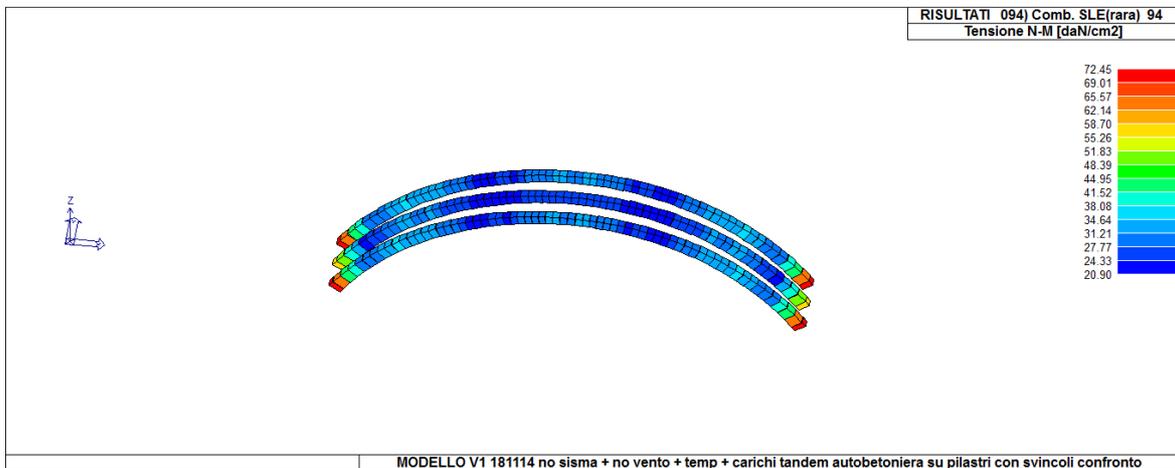
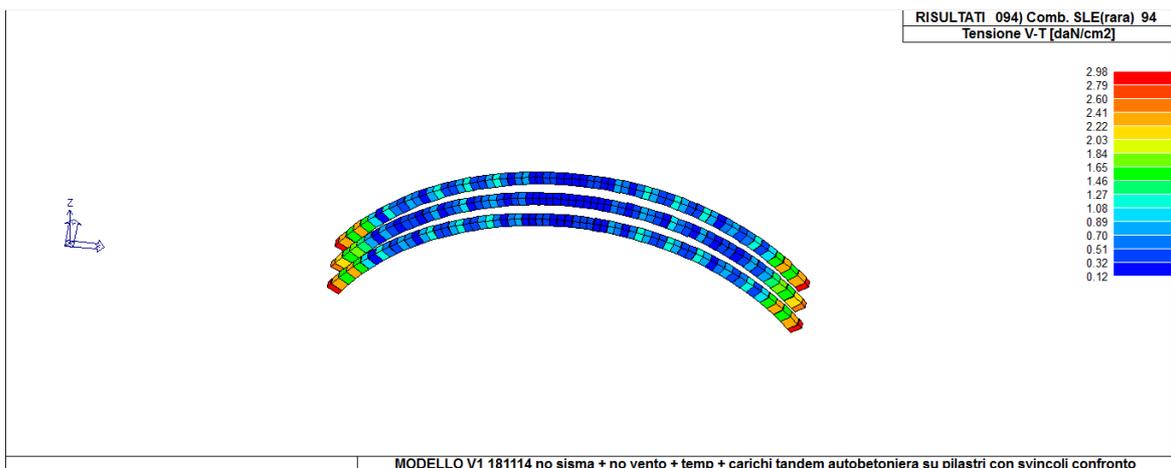


Figura 9.1.3.11 Carico tandem su viadotto dx

ARCO



Max tensione N-M pari a 72.45 (sle rara 94)



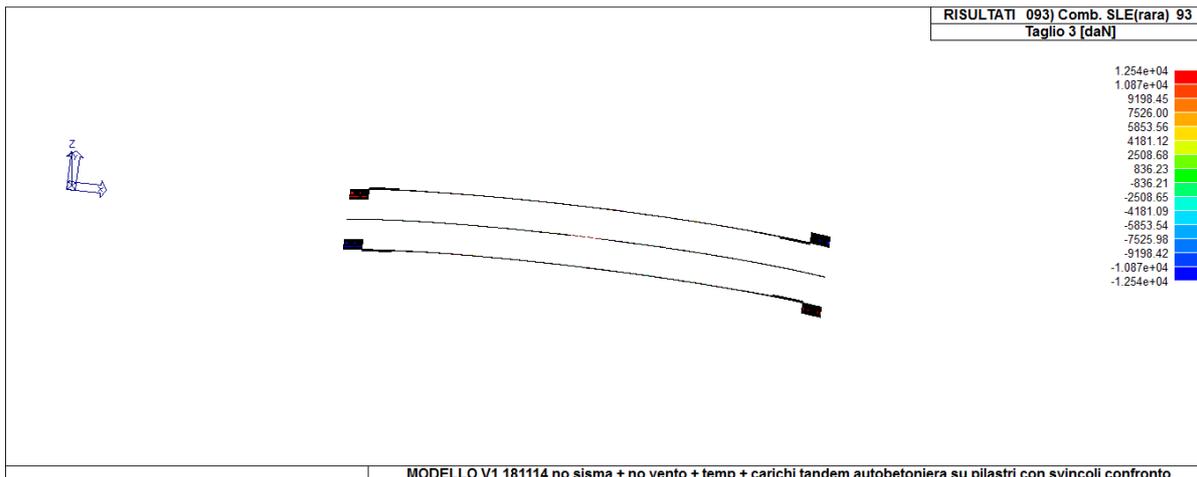
Max tensione tangenziale taglio-torsione (sle rara 94) =3 kg/cm²



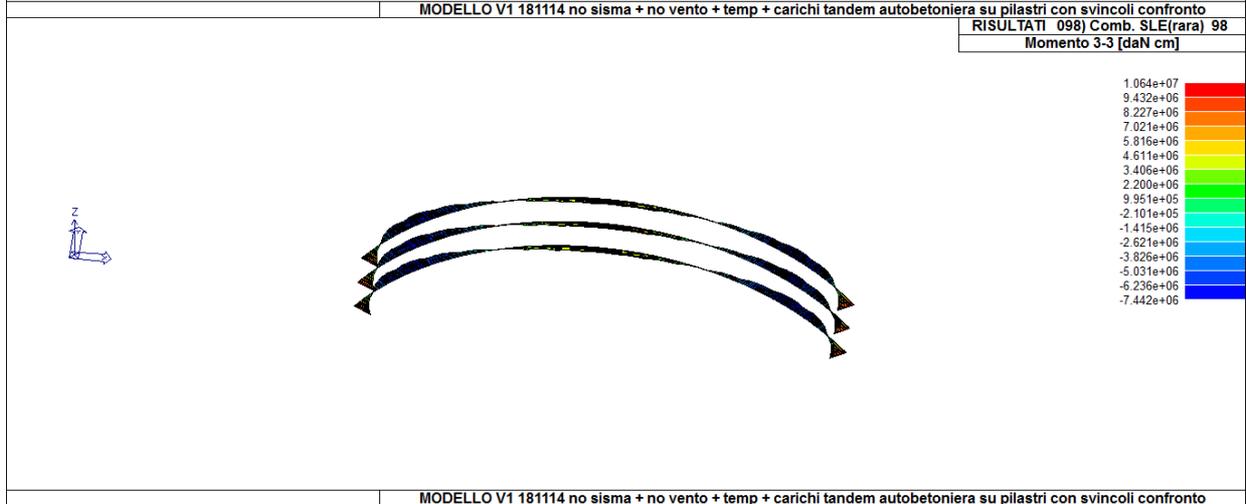
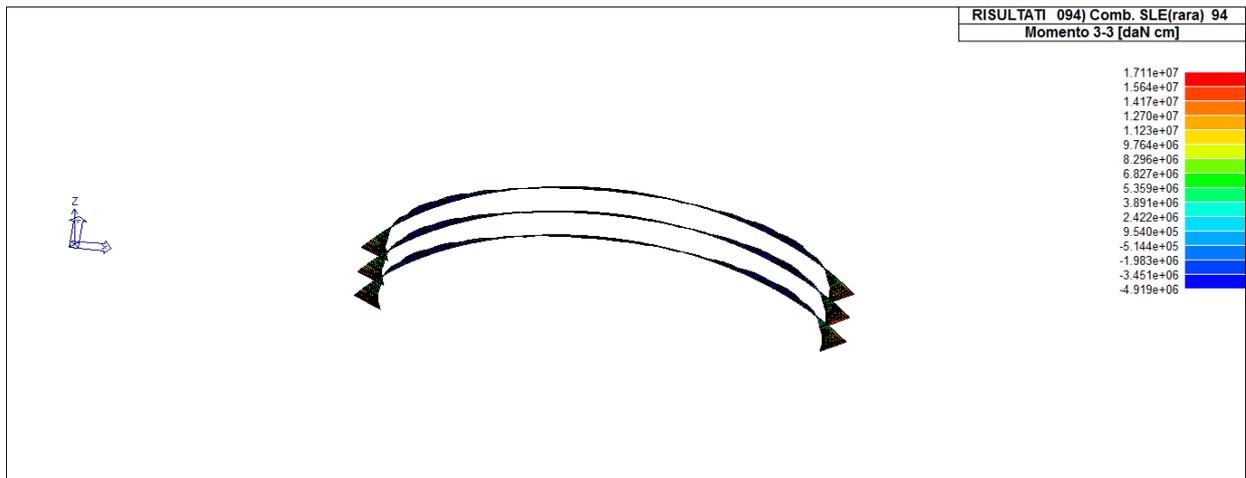
Max sforzo normale compressione (sle rara 92) = - 404800 kg



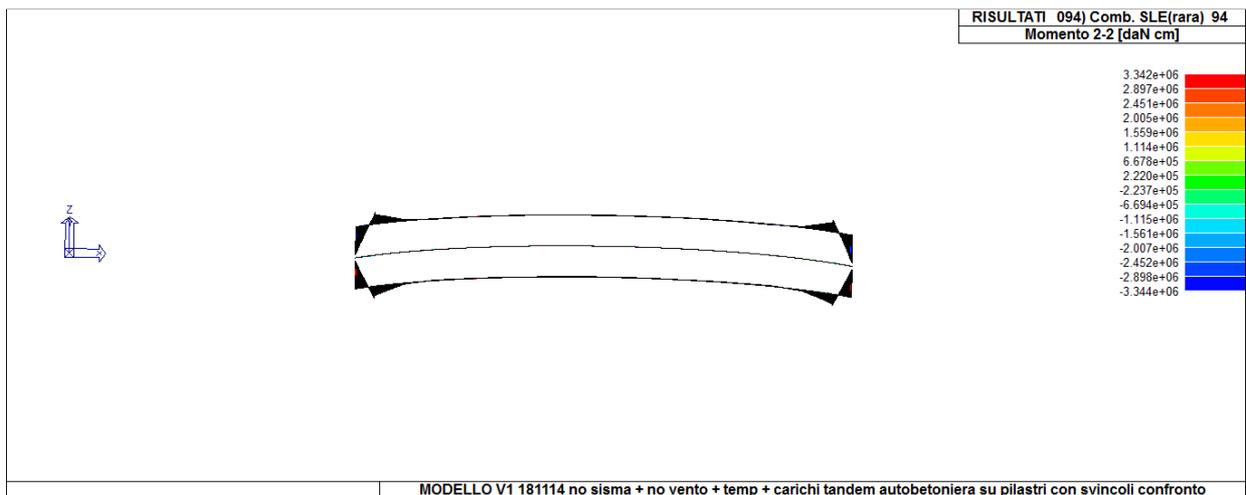
Max negativo Taglio 2 (sle rara 94) = -45650 kg; positivo (sle rara 94) = 45640 kg



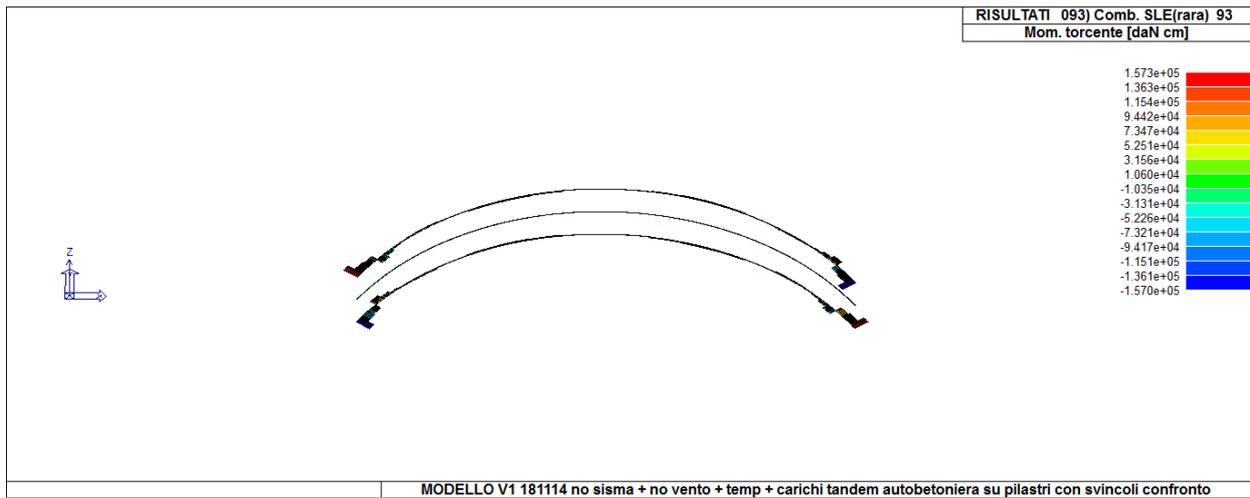
Max negativo Taglio 3 (sle rara 93) = - 12540 kg; positivo (sle rara 93) = + 12540 kg



Mflettente 3-3 max positivo $1.7 \cdot 10^7$ (sle rara combinazione 94) max negativo $-7.4 \cdot 10^6$
(sle rara combinazione 98)

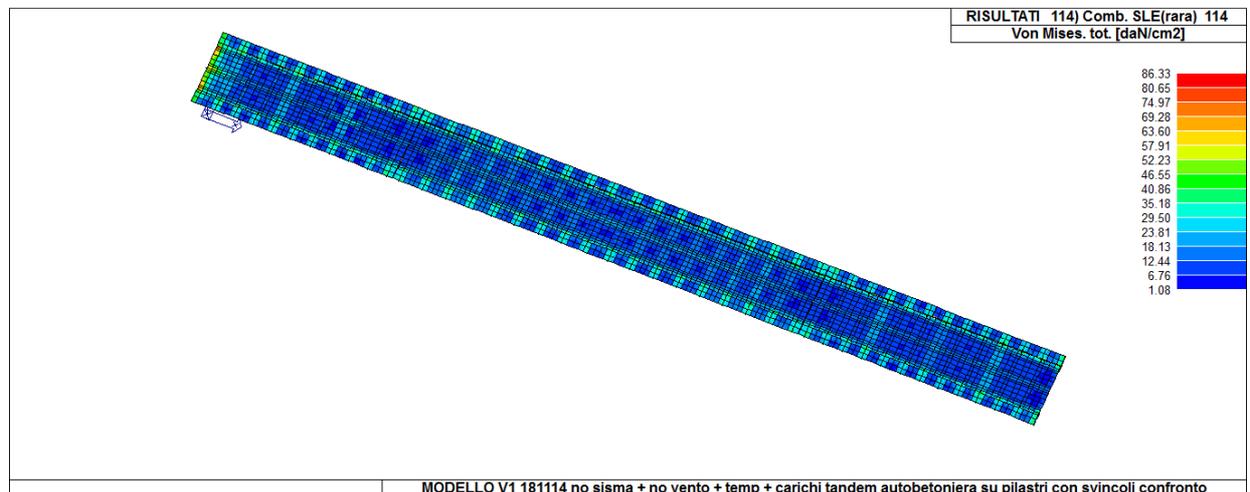


Mflettente 2-2 max positivo $3.34 \cdot 10^6$ (sle rara combinazione 94) max negativo -
 $3.34 \cdot 10^6$ (sle rara combinazione 94)



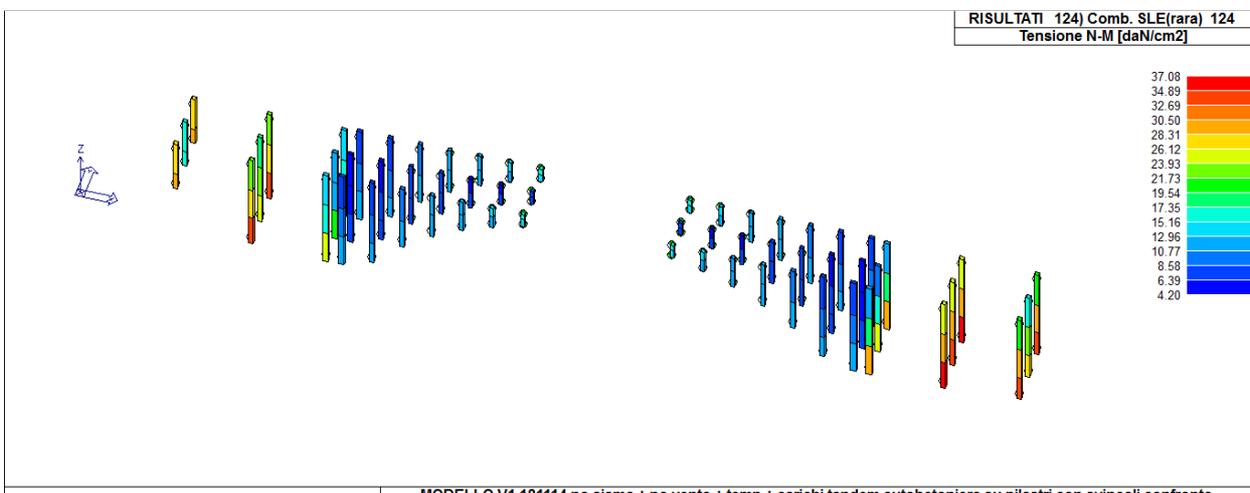
Mtorcente max positivo (rara 93) $+1.573 \cdot 10^5$; max negativo $-1.570 \cdot 10^5$

SOLETTA

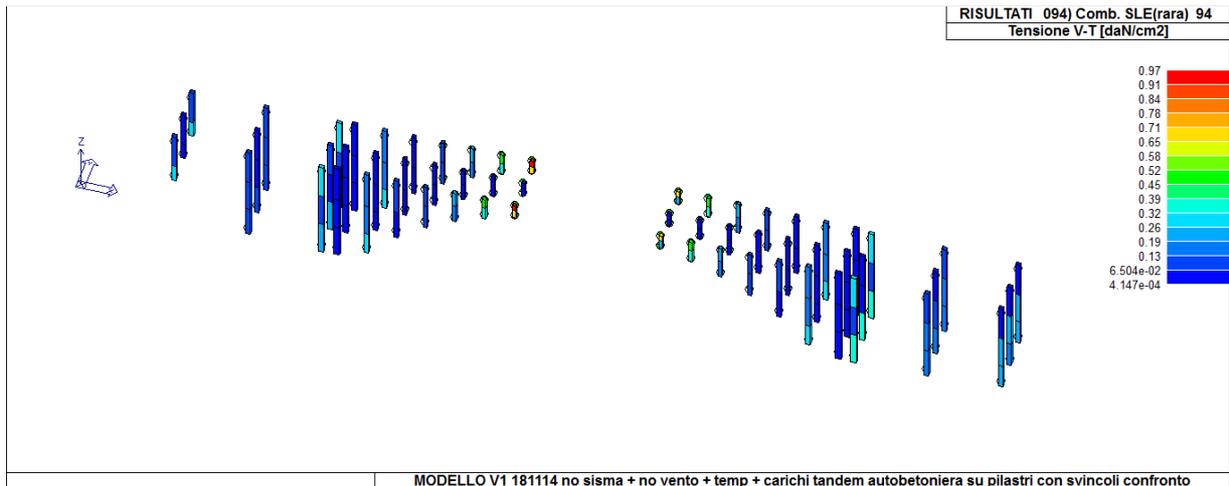


Von Mises Tensioni Totali (sle rara 114) 86 KG/CM²

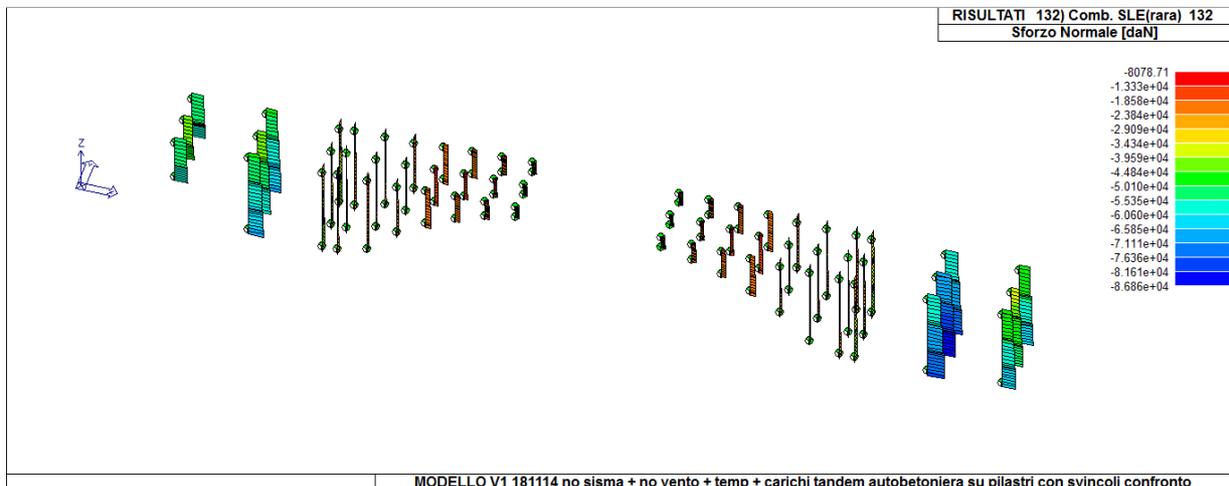
PILASTRI



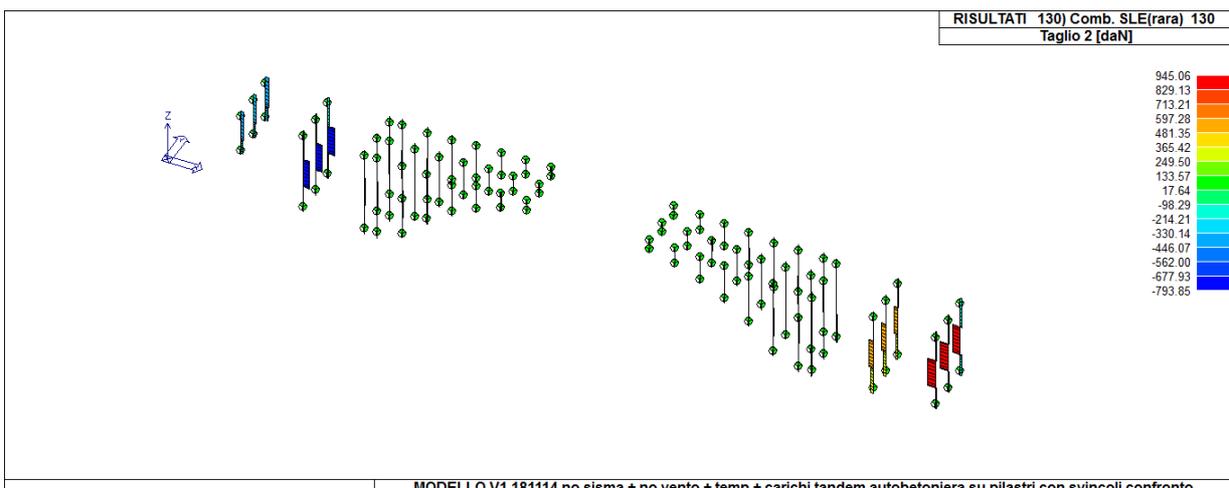
Max tensione N-M pari a 37.08 kg/cm² (sle rara 124)

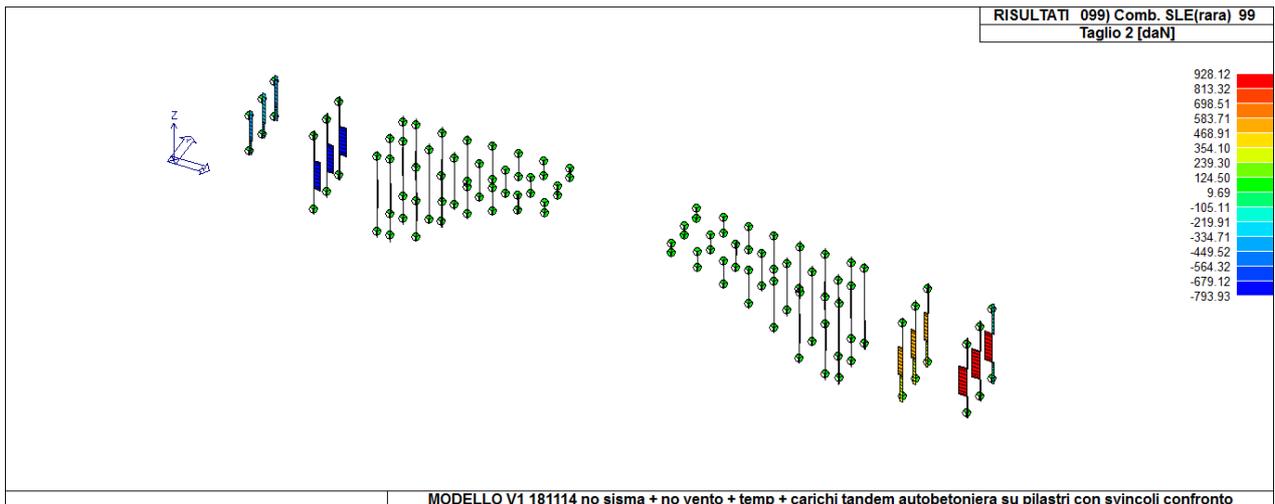


Max tensione tangenziale taglio- torsione (sle rara 94) 1 kg/cm²

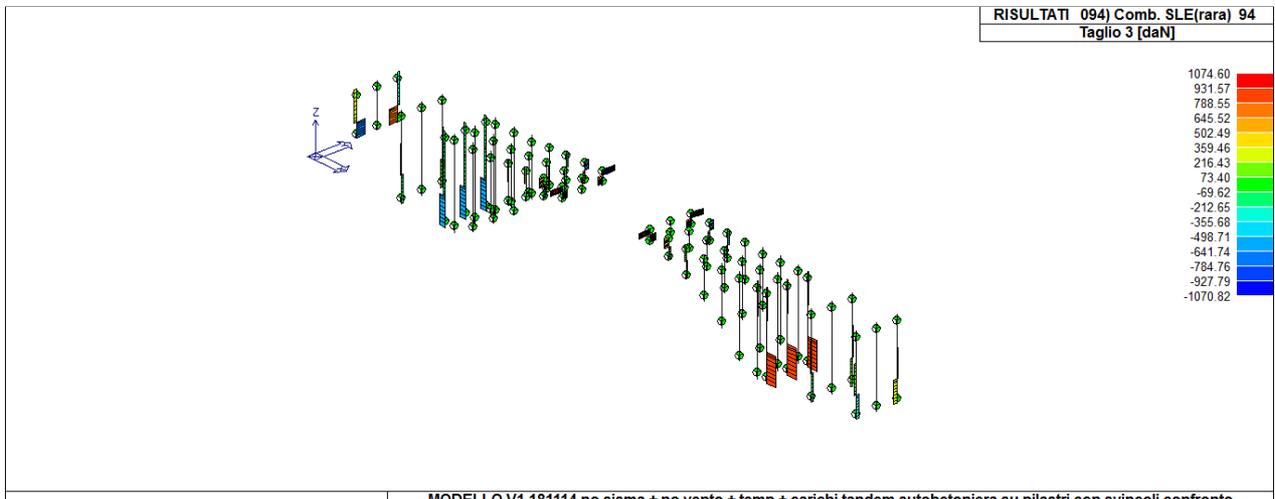


Max sforzo normale compressione (sle rara 132) = -86860 kg

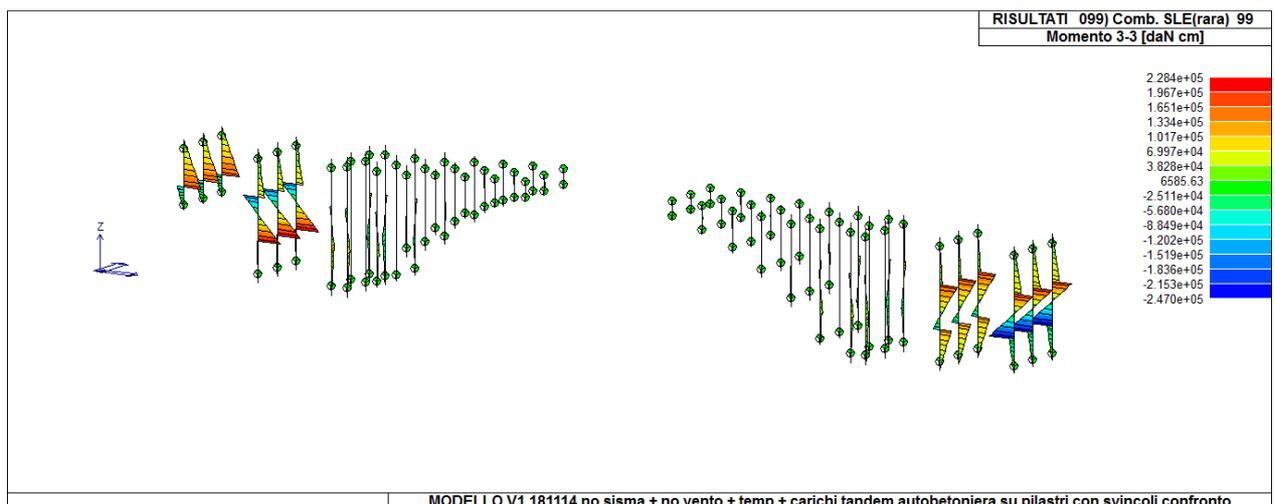




Max negativo Taglio 2 (sle rara 99)= -793 kg; positivo (sle rara 130)= +945 kg

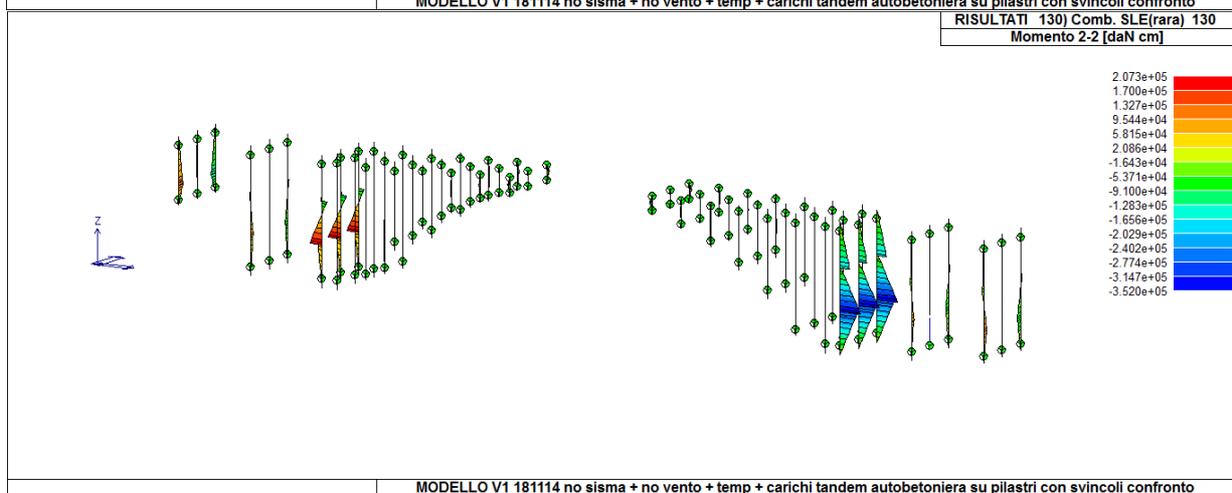
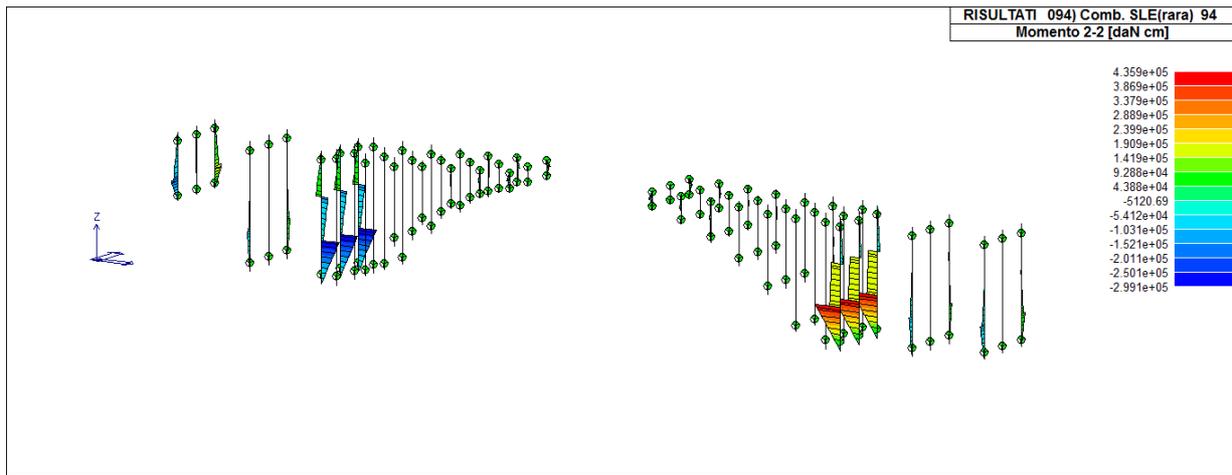


Max negativo Taglio 3 (sle rara 94)= -1074.6 kg; positivo (sle rara 94)= + 1070 kg

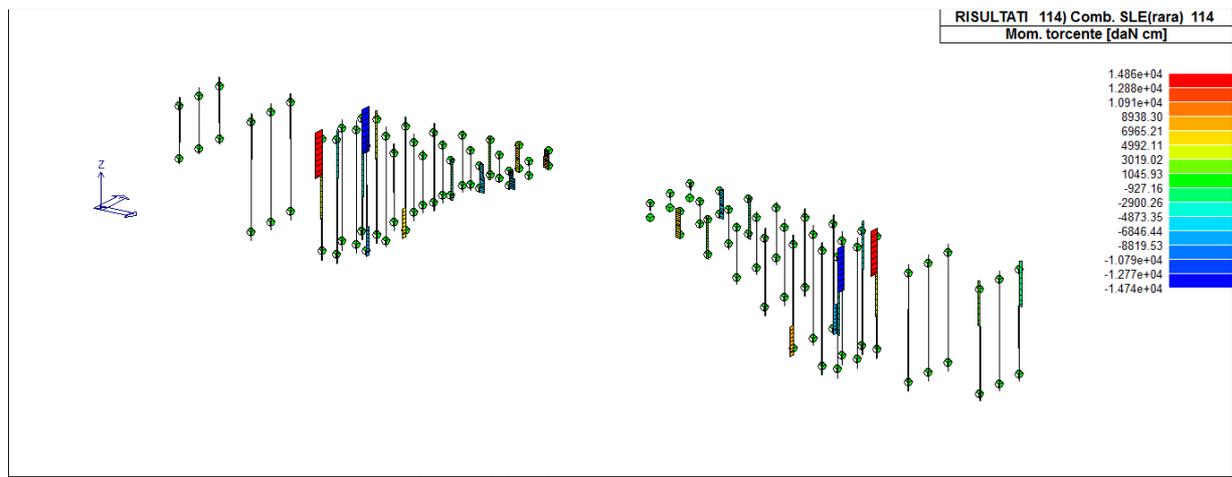


M flettente 3-3 max positivo $2.284 \cdot 10^5$ (sle rara 99) max negativo $-2.47 \cdot 10^5$ (sle rara

99)

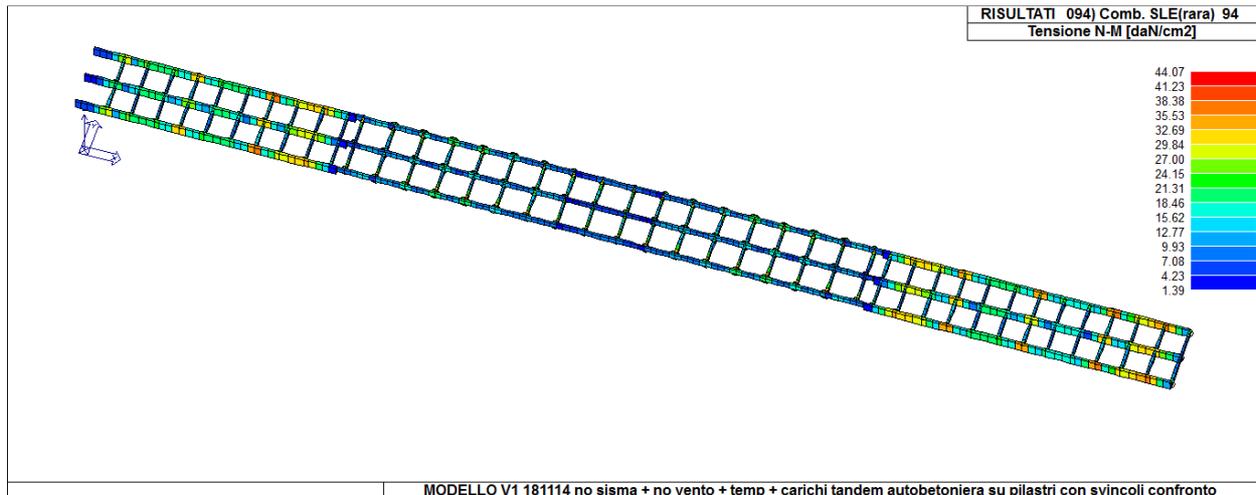


*Mflettente 2-2 max positivo $4.3 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 94) max negativo $-3.5 \cdot 10^5$
(sle rara combinazione 130)*

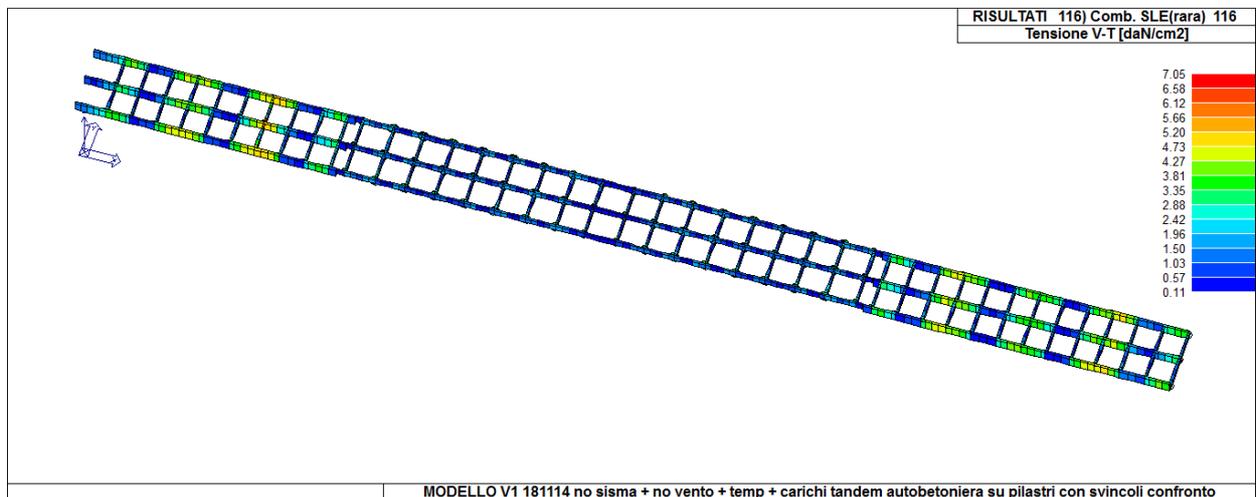


Mtorcente max positivo (rara 114) 14860 ; max negativo -14740 (rara 114)

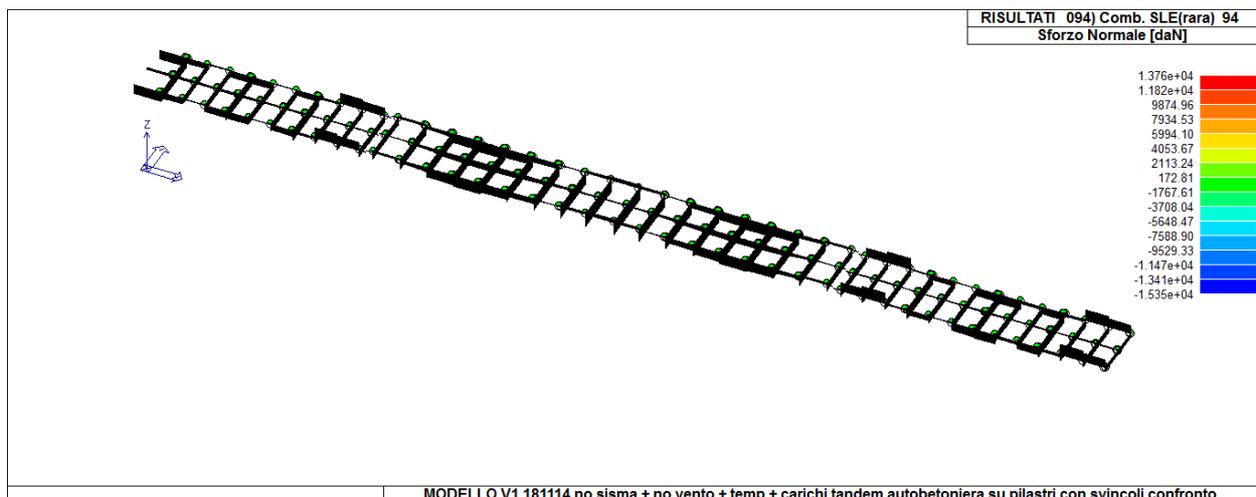
TRAVI



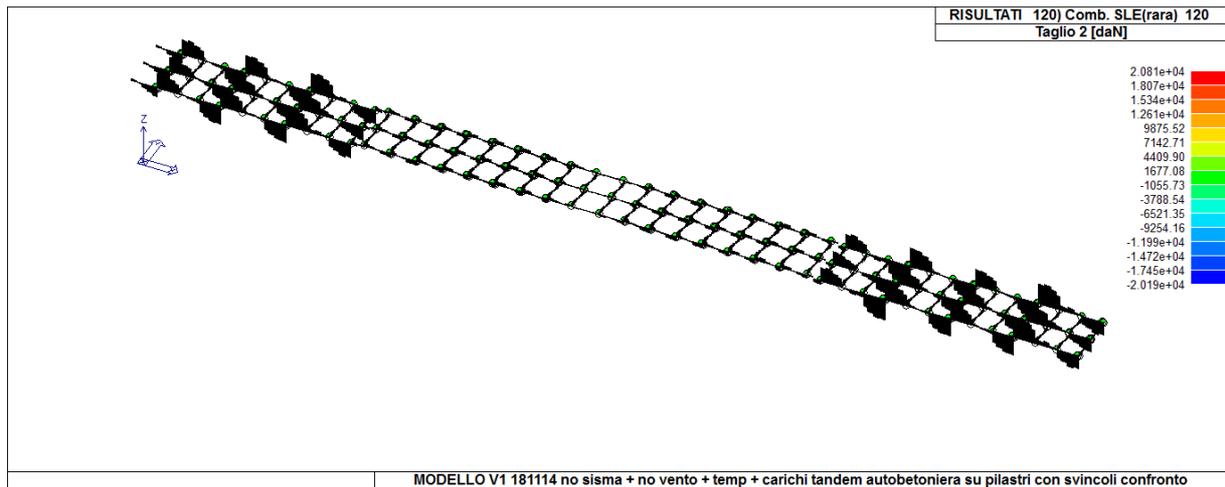
Max tensione N-M pari a 44.07 (sle rara 94)



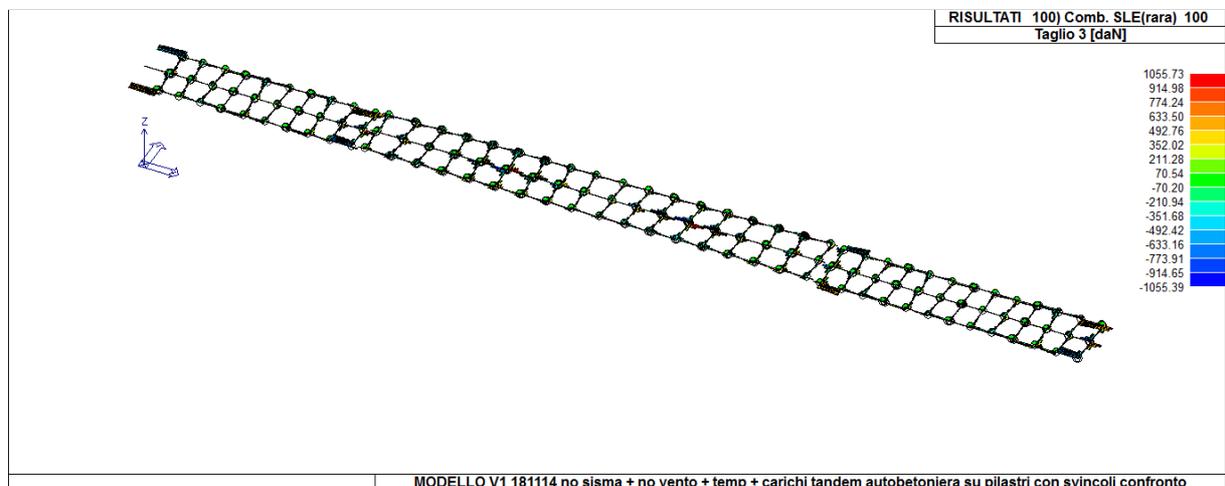
Max tensione tangenziale taglio- torsione (sle rara 116) = 7.05 kg/cm²



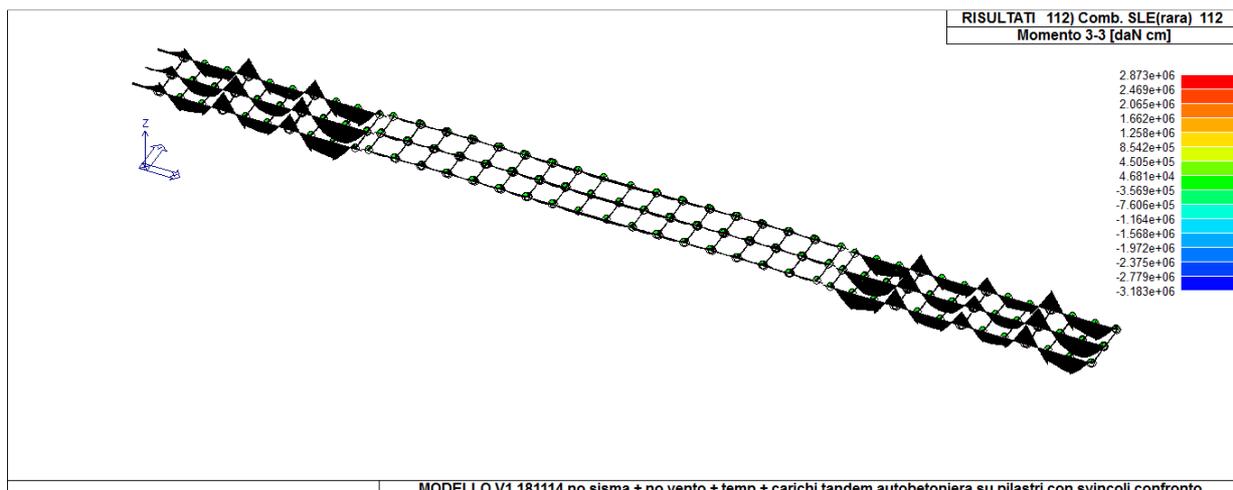
Max sforzo normale compressione (sle rara 94)=-15350 kg



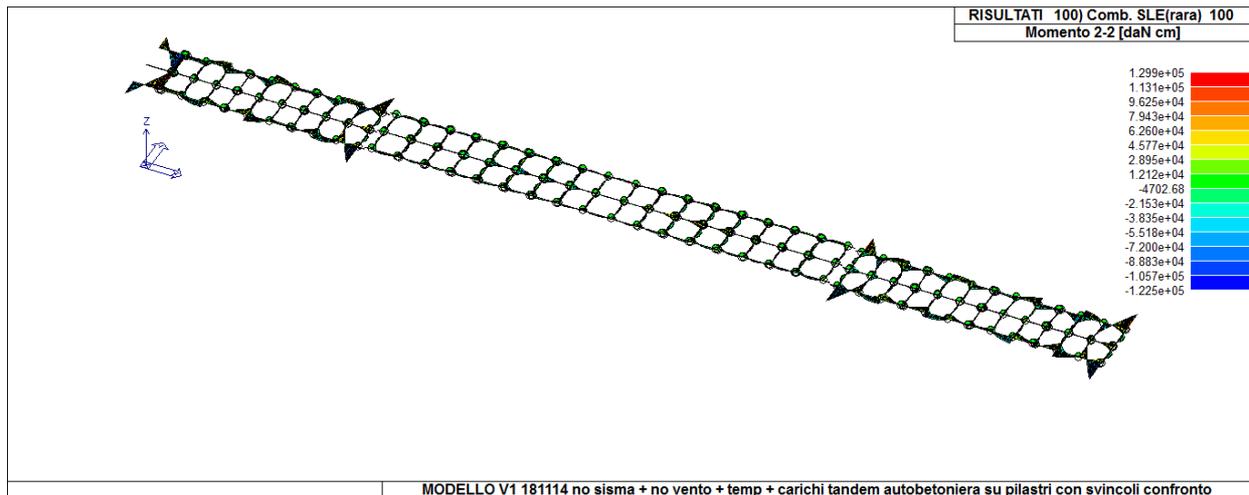
Max negativo Taglio 2 (sle rara 120)= - 20190 kg; positivo (sle rara 120)= 20810 kg



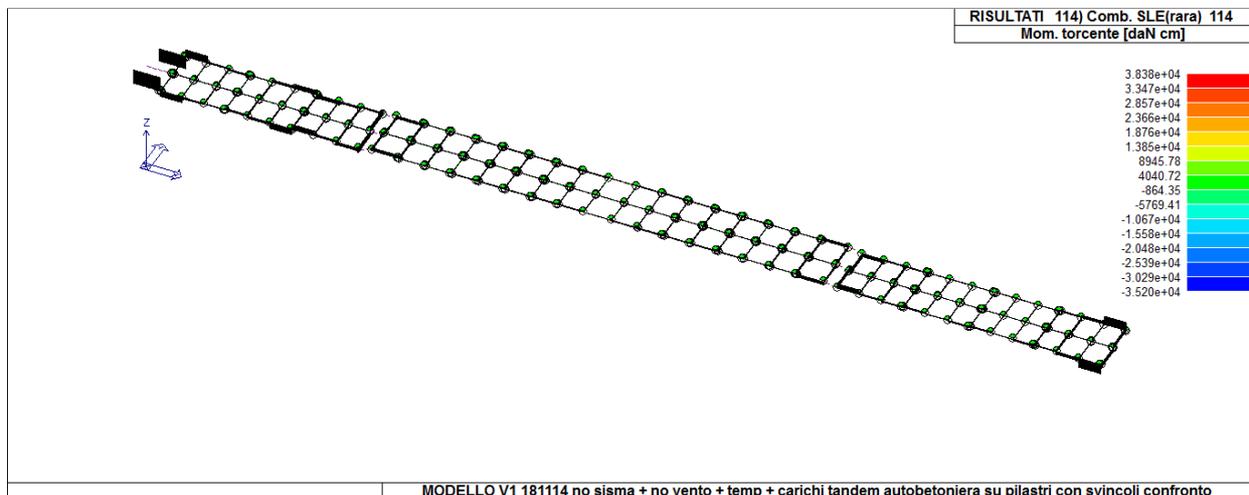
Max negativo Taglio 3 (sle rara 100)= -1055 kg; positivo (sle rara 100)= + 1055 kg



Mflettente 3-3 max positivo $2.8 \cdot 10^6$ (sle rara combinazione 112) max negativo - $3.2 \cdot 10^6$ (sle rara combinazione 112)



Mflettente 2-2 max positivo $1.3 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 100) max negativo -
 $1.22 \cdot 10^5$ (sle rara combinazione 100)

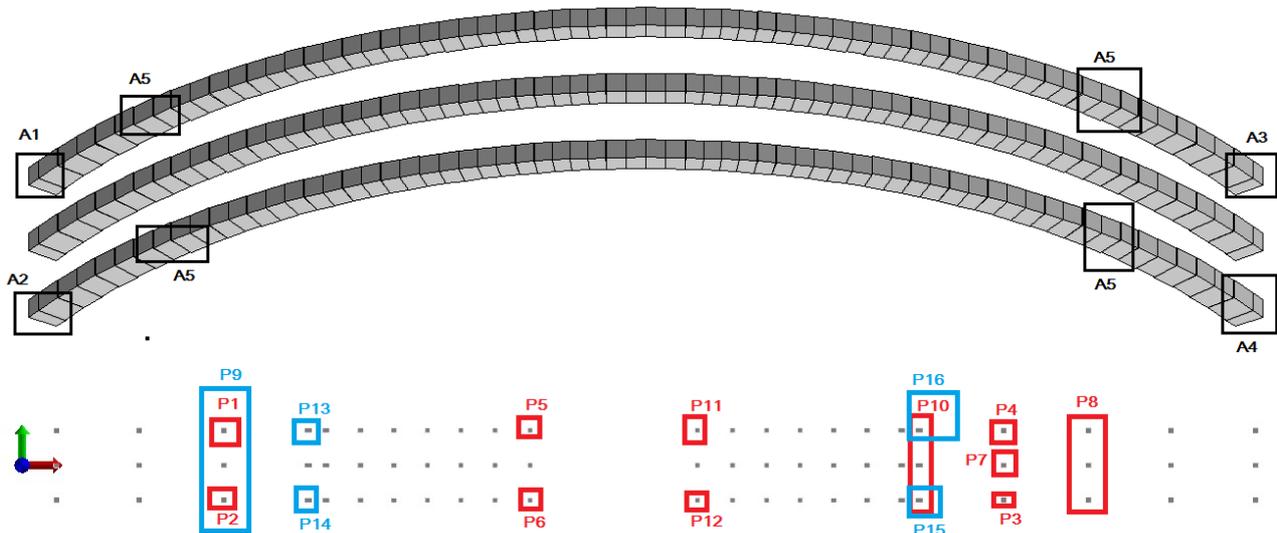


Mtorcente max positivo (rara 114) +38380; max negativo -35200

TABELLA RIASSUNTIVA - CARICO TANDEM AUTOBETONIERE-

	Arco	Pilastri	Soletta	Travi
Tensioni totali (Von Mises) (kg/cm ²)			86 (SLE RARA 114)	
Tensione N-M (kg/cm ²)	72.45 (SLE RARA 94) (A1,A2,A3,A4)	37.1 (P1,P2,P3,P4) (SLE RARA 124)		44.07 (SLE RARA 94)
Tensione V-T (kg/cm ²)	3 (SLE RARA 94) (A1,A2,A3,A4)	1 (P5,P6) (SLE RARA 94)		7.05 (SLE RARA 116)
N (kg)	-404800 (SLE RARA 92) (A1,A2,A3,A4)	-86860 (P7) (SLE RARA 132)		-15350 (SLE RARA 94)
M ₃₋₃ (kgcm)	+1.7*10 ⁷ (A1,A2,A3,A4) (SLE RARA 94); -7.4*10 ⁶ (A5) (SLE RARA 98)	+2.284*10 ⁵ (SLE RARA 99) (P9); -2.47*10 ⁵ (SLE RARA 99) (P8)		2.883*10 ⁶ (SLE RARA 112); -3.262*10 ⁶ (SLE RARA 112)
M ₂₋₂ (kgcm)	+3.34*10 ⁶ (A2,A4) (SLE RARA 94); -3.34*10 ⁶ (A1,A3) (SLE RARA 94)	4.3*10 ⁵ (SLE RARA 94) (P10); -3.5*10 ⁵ (SLE RARA 130) (P10)		1.3*10 ⁵ ; -1.2*10 ⁵ (SLE RARA 100)
T ₃ (kg)	+12540 (A1,A4); -12540 (A2,A3) (SLE RARA 93)	+1070 (P6,P12); -1074.6 (SLE RARA 94) (P5,P11)		+1055; -1055 (SLE RARA 100)

T₂ (kg)	+45640 (A4,A3); - 45650 (A1,A2) (SLE RARA 94)	+945 (sle rara 130) (P8); - 794 (SLE RARA 99) (P9)	+20810;-20190 (SLE RARA 120)
Mt (kgcm)	+1.573*10 ⁵ (A1,A4); - 1.570*10 ⁵ (A2,A3) (SLE RARA 93)	+14860 (P14,P16); - 14740 (SLE RARA 114) (P13,P15)	+38380; -35200 (SLE RARA 114)



I valori di sforzo normale positivi, che indicano la presenza di trazione, sono dovuti alla presenza del carico termico, che induce uno stato di trazione nei diversi elementi. Per la stessa ragione ho dei valori di momento 2-2 e di taglio 3 che presentano uno stato di sollecitazione fuori dal piano, cioè è dovuto essenzialmente alla presenza di vincoli tra i diversi elementi e quindi alla nascita di uno stato di coazione.

OSSERVAZIONE

Considerando ad esempio il primo caso di carico visto, possiamo fare delle osservazioni, ad esempio confrontando il valore di tensione raggiunto nell' arco all'imposta con quello ottenuto per lo schema di carico a) delle Prescrizioni del 1933 e calcolato secondo le TA.

Sappiamo che nel primo schema si considerano i seguenti carichi agenti:

- stesa di autobetoniere 1.96 t/mq, applicate su una larghezza di 3m;
- stesa di automobili 0.35t/mq, applicate su una larghezza di 3 m;
- folla sui marciapiedi 0.4 t/mq per una larghezza di 1,65+1,65 m (due marciapiedi);
- carico neve;
- carico termico;
- (carico permanente portato e peso proprio della struttura).

Trascuriamo adesso il carico neve ed il carico termico (il peso proprio e i carichi permanenti portati sono uguali) Il carico a metro lineare è pari a (è carico a striscia di ponte di larghezza un metro considerata trasversalmente):

$$1.96 * 3 + 0.35 * 3 + 0.4 * 3.30 = 8.25 \frac{t}{m} \rightarrow \text{Il valore di tensione è } 78.3 \text{ kg/cmq}$$

Nel secondo schema, definito a), e trattato con le TA, abbiamo invece:

- stesa da 0.833 t/mq su una larghezza pari a 8,5 m;
- folla da 0,5 t/mq applicata su una larghezza pari a 1.65+1.65 m;
- (carico permanente portato e peso proprio della struttura).

Il carico a metro lineare è pari a (è carico a striscia di ponte di larghezza un metro considerata trasversalmente):

$$0.833 * 8.5 + 0.5 * 3.30 = 8.73 \frac{t}{m} \rightarrow \text{il valore di tensione è } 69 \text{ kg/cmq}$$

Tale differenza nel carico a metro lineare qui calcolata, trova riscontro nella differenza di valori tensionali all'imposta degli arconi.

Si potrebbe assumere in maniera errata, che valutando quanto vale l'effetto del solo termico e della neve (non in combinazione) nel primo caso e sottraendo le tensioni ottenute sempre all'imposta dell'arco (il termico fa nascere tensioni pari a 22 kg/cmq; quello della neve solo di 3 kg/cmq) a partire dal valore di 78,3 kg/cmq (da FEM), si possa ottenere lo stato tensionale nei due casi di carico dovuti ai soli carichi mobili, il che restituirebbe:

- Tensioni imposta arco carichi mobili primo schema:

$$78.3 - 22.7 - 3 = 52.6 \frac{kg}{cmq} \rightarrow \text{ERRORE}$$

- Tensioni imposta arco carichi mobili secondo schema:

$$69 \text{ kg/cmq}$$

Ciò vorrebbe dire che, pur avendo nel secondo schema, a metro lineare (8.73 t/m) un carico molto simile a quello del primo (8,25 t/m), nel primo caso la tensione all'imposta degli arconi per carichi mobili sarebbe ben più piccola!!! Ovviamente questo non può essere vero e bisogna specificare che:

- Nel primo schema, realizzando un modello FEM privo di temperatura e neve (solo carichi mobili) si giunge ad un valore pari a 70 kg/cmq, e dunque che l'effetto di neve e temperatura IN COMBINAZIONE è pari a soli 8 kg/cmq (fattori minori di 1 per combinare i diversi carichi), e non posso considerare i valori pari a 22 e 3 kg/cmq per termica e neve (e dunque i valori NON IN COMBINAZIONE), e andare a sottrarli al valori pari a 78, dato che tale valore è stato ottenuto con una combinazione in cui rientrano anche neve e termica!!
- Il risultato cui posso giungere è questo: per soli carichi mobili ottengo con il primo schema circa 70 kg/cmq, con carico a metro lineare pari ad 8, 25 t/m; con il secondo schema 69, con carico a metro lineare pari a 8.73 t/m. Quindi questo è un buon risultato e ci dice effettivamente che le due tensioni sono vicine, essendo i carichi mobili a metro lineare vicini!!! Non tenendo in conto il valore di termica e neve in combinazione (pari solo ad 8 kg/cmq) arriverei a dire una assurdità e cioè che ad un carico a metro lineare di poco inferiore del primo schema corrisponde una tensione nell'arco molto più piccola (rispetto al valore di 69 kg/cmq del primo schema) e pari a 52,6 kg/cmq.
- Cerco sempre di fare ragionamenti simili, semplici, così da valutare sempre la bontà dei risultati del modello, altrimenti mi perdo facilmente!! Il confronto tra diversi modelli serve proprio a valutare i modelli realizzati e se questi sono giusti o meno.

9.2 Fase di verifica del ponte di Alpignano

9.2.1 Verifica Ntc 2018

Si valuta adesso il comportamento della struttura soggetta all'azione dei carichi da NTC2008. Questa volta, svolgendo non solo l'analisi tensionale, ma anche la verifica, considereremo lo schema con pilastri non incernierati, schema assunto inizialmente per la fase di confronto, ma incastrati in testa ed alla base. Ricordiamo che pur incernierando i pilastri non si giunge a labilità per la presenza dei controventi trasversali incastrati.

Facciamo ora qualche considerazione sui materiali. Adesso entrano in gioco le resistenze del calcestruzzo armato e dell'acciaio, dato che siamo in fase di verifica e sarà dunque necessario confrontare sollecitazioni e resistenze. A tal proposito si considerano i seguenti paragrafi delle NTC che riportano concetti base per i materiali; e successivamente si riportano i valori ottenuti dalle indagini del giugno 2012 (valori di R_{cm}), con il calcolo dei diversi parametri meccanici secondo le formule nei paragrafi 11.2.10.1, 11.2.10.2, 11.2.10.3

11.2.10.1 RESISTENZA A COMPRESIONE

In sede di progetto strutturale si farà riferimento alla resistenza caratteristica a compressione su cubi R_{ck} così come definita nel § 11.2.1.

Dalla resistenza cubica si passerà a quella cilindrica da utilizzare nelle verifiche mediante l'espressione:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} \quad [11.2.1]$$

Sempre in sede di previsioni progettuali, è possibile passare dal valore caratteristico al valor medio della resistenza cilindrica mediante l'espressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad [11.2.2]$$

11.2.10.2 RESISTENZA A TRAZIONE

La resistenza a trazione del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di diretta sperimentazione, condotta su provini appositamente confezionati, secondo la norma UNI EN 12390-2:2009, per mezzo delle prove di seguito indicate:

- prove di trazione diretta;
- prove di trazione indiretta: (secondo UNI EN 12390-6:2010 o metodo dimostrato equivalente);
- prove di trazione per flessione: (secondo UNI EN 12390-5:2009 o metodo dimostrato equivalente).

In sede di progettazione si può assumere come resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo il valore (in N/mm²):

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi} \leq C50/60 \quad [11.2.3a]$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln [1+f_{cm}/10] \quad \text{per classi} > C50/60 \quad [11.2.3b]$$

valori che dovranno essere ridotti del 10% in caso di utilizzo di aggregati grossi di riciclo nei limiti previsti dalla Tab. 11.2.III.

I valori caratteristici corrispondenti ai frattili 5% e 95% sono assunti, rispettivamente, pari a $0,7 f_{ctm}$ ed $1,3 f_{ctm}$.

Il valore medio della resistenza a trazione per flessione è assunto, in mancanza di sperimentazione diretta, pari a:

$$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} \quad [11.2.4]$$

11.2.10.3 MODULO ELASTICO

Per modulo elastico istantaneo del calcestruzzo va assunto quello secante tra la tensione nulla e $0,40 f_{cm}$, determinato sulla base di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI EN 12390-13:2013.

In sede di progettazione si può assumere il valore:

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad [11.2.5]$$

Figura 8.2.1.1 Formule e considerazioni sui materiali contenute nelle Ntc 2018

Come detto, si sono ricavati i seguenti valori di resistenza dei materiali, a partire dai valori di resistenza medi, ottenuti dalle indagini svolte dalla Città Metropolitana di Torino, nel giugno 2012:

Calcestruzzo Arco		
R _{cm}	Mpa	21,45
f _{cm}	Mpa	17,80
f _{ck}	Mpa	9,80
f _{ctm}	Mpa	1,37
Modulo Elastico	E	26156
Modulo tangenziale	G	10898
Calcestruzzo Pilastro		
R _{cm}	Mpa	18,07
f _{cm}	Mpa	15,00
f _{ck}	Mpa	7,00
f _{ctm}	Mpa	1,10
Modulo Elastico	E	24845
Modulo tangenziale	G	10352
Calcestruzzo Travi		
R _{cm}	Mpa	22,73
f _{cm}	Mpa	18,87
f _{ck}	Mpa	10,87
f _{ctm}	Mpa	1,47
Modulo Elastico	E	26615
Modulo tangenziale	G	11090
Calcestruzzo Soletta- marciapiede		
R _{cm}	Mpa	38,22
f _{cm}	Mpa	31,72
f _{ck}	Mpa	23,72
f _{ctm}	Mpa	2,48
Modulo Elastico	E	31105
Modulo tangenziale	G	12961

Figura 9.2.1.2 Valori di resistenza medi

A seguito delle indagini dette, si sono considerate dunque le seguenti classi di calcestruzzo per i diversi elementi del ponte:

Materiale Arco-Calcestruzzo Classe C18/21
Materiale Pilastri-Calcestruzzo Classe C15/18
Materiale Travi-Calcestruzzo Classe C19/23
Materiale Soletta - Marciapiede-Calcestruzzo Classe C32/38

Per quanto riguarda il materiale acciaio si considera il caso di un acciaio FeB22 con tensione di snervamento pari a 2200 kg/cm² ed a rottura di 3400. Nel programma, lavorando con Ntc 2018, si è inserito il valore di snervamento. Con le TA abbiamo invece lavorato con un valore di tensione ammissibile per l'acciaio pari a 1200 kg/cm².

Nel modello FEM realizzato considerando i carichi delle Ntc 2018, sono stati usati tali valori per i materiali, dato che ora affrontiamo una vera e propria verifica.

Carichi mobili considerati:

- In questo carico rientrano i 9 kN/mq agenti sulla prima corsia; i 2,5 kN/mq agenti sulla corsia adiacente ed i 2,5 kN/mq agenti sulle aree rimanenti dal calcolo delle corsie teoriche.

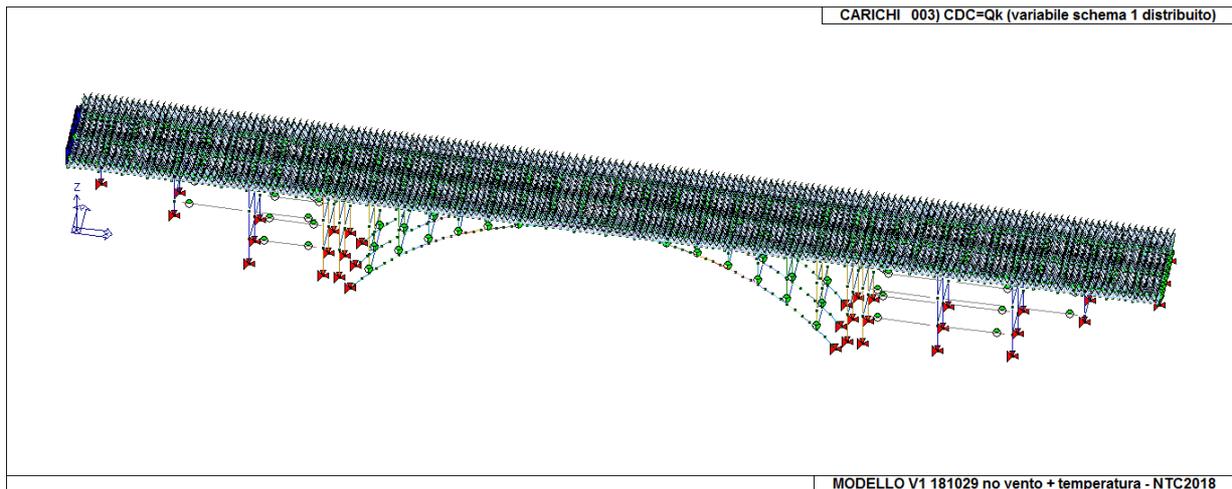


Figura 9.2.1.3 Carico distribuito da NTC 2018

- I tandem sono costituiti da quattro forze concentrate da 15 t l'una per la prima corsia, mentre nella seconda corsia abbiamo altre quattro forze concentrate da 10 t l'una.

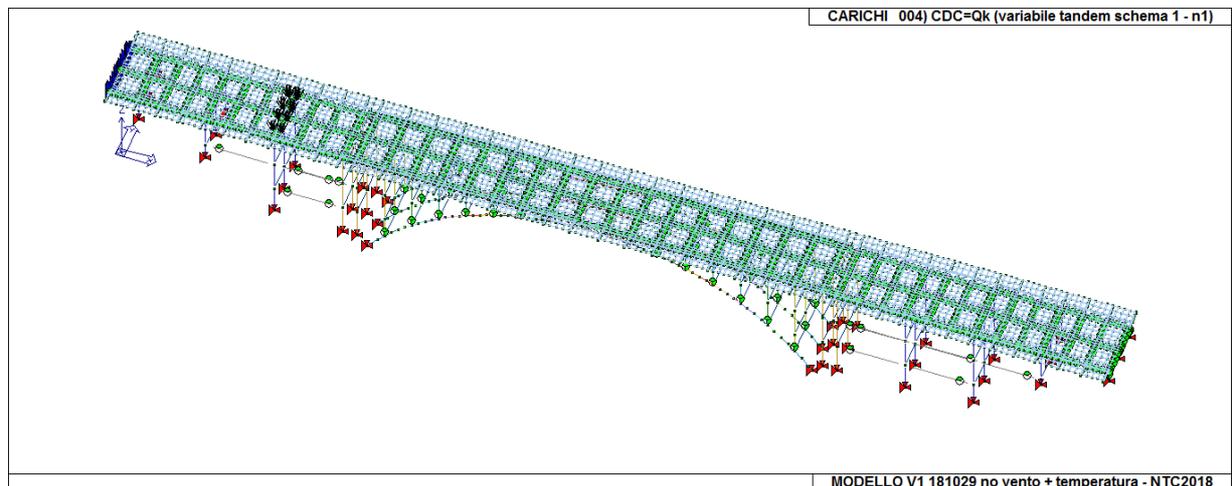


Figura 9.2.1.4 Tandem sul viadotto sinistro sui pilastri più alti

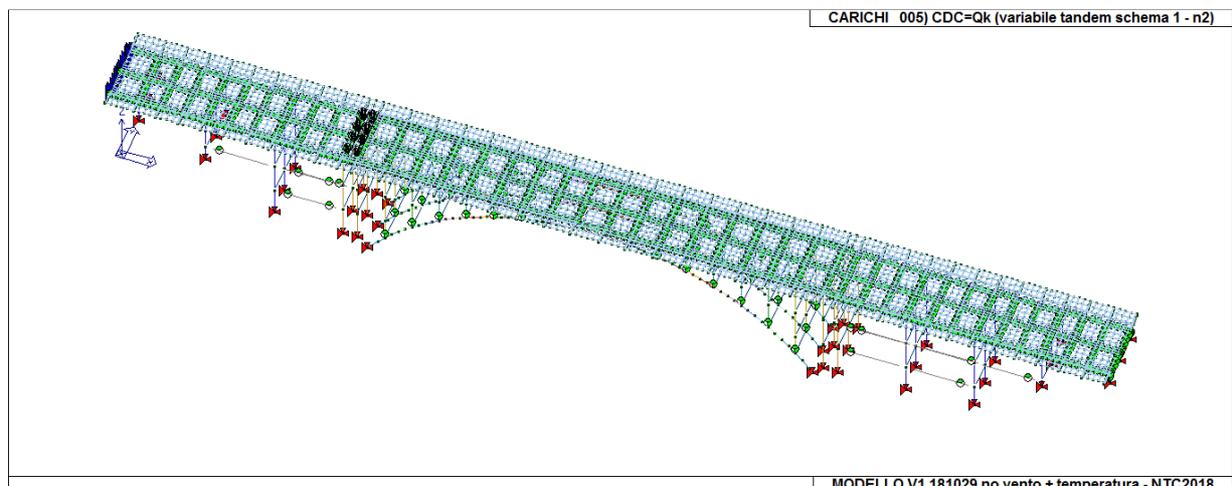


Figura 9.2.1.5 Tandem in corrispondenza del giunto sinistro

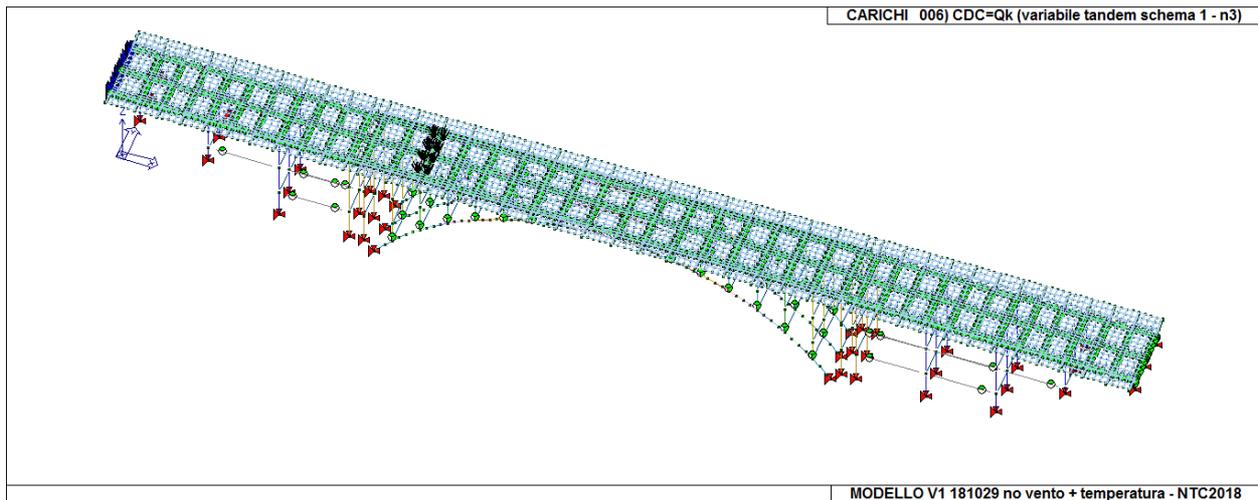


Figura 9.2.1.6 Tandem in corrispondenza delle reni degli arconi

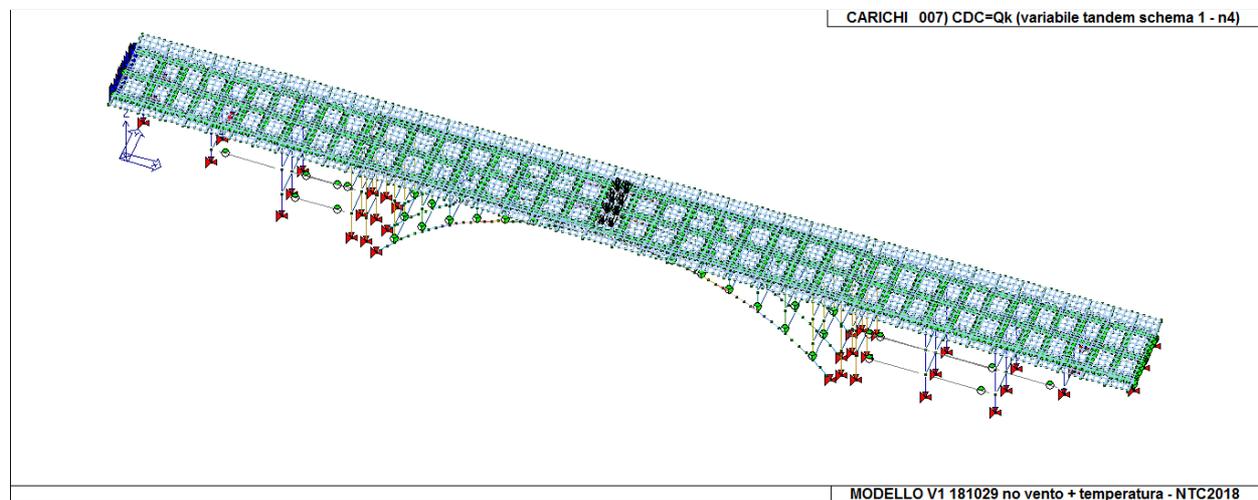


Figura 9.2.1.7 Tandem in corrispondenza della chiave degli arconi

In aggiunta sono stati considerati il carico neve, la temperatura con distribuzione uniforme e lineare, ed il carico dovuto alla folla.

Vedremo ora lo stato tensionale e le verifiche per soli carichi verticali. Lo testeremo successivamente ad azione del vento e del sisma, ma tenendo conto dei soli carichi reali davvero circolanti su esso e non di quelli da normativa. Tale scelta è stata maturata, dal momento che il Ponte risponde con difficoltà al carico delle NTC e dunque caricarlo con ulteriori carichi orizzontali non avrebbe di certo portato una risposta soddisfacente. Ricordiamo a tal proposito che il Ponte di Alpignano non è stato progettato originariamente per sopportare carichi orizzontali.

Funzionamento del programma e risultati

Il programma FEM consente per mezzo di mappe, diagrammi e tabelle, l'esauritivo controllo dello stato di progetto della struttura.

TABELLA RISULTATI DA CONTROLLO:

Tabella dei codici di errore

OK	verifica	L'elemento o la sezione sono verificati.
NO	non verifica	L'elemento o la sezione non sono verificati.
OK	non richiesta	La verifica non è richiesta (ad esempio non sono richieste verifiche di stabilità per elementi sempre tesi).
OK	da esecutivo o schema	L'elemento o la sezione sono verificati (appare dopo il check armature CA e la verifica schemi armatura).
NV	da esecutivo o schema	L'elemento o la sezione non sono verificati (appare dopo il check armature CA e la verifica schemi armatura).
NV	Criterio non corretto	Il criterio di progetto non è compatibile con la sezione (ad esempio sono stati selezionati diametri troppo grossi, che non rispettano gli interferri).
NV	%Af da minimo; %Af da minimo per compressione	L'area del ferro inserita non rispetta le percentuali minime di armatura (dopo la progettazione, il check armature CA o la verifica schemi).
NV	Af non sufficiente	L'area del ferro inserita non basta per soddisfare le verifiche di resistenza.
NV	%Af troppo alta	L'area del ferro inserita è maggiore della massima consentita nel criterio di progetto (%Afmax).
NV	V2/V3/T elevati	Le sollecitazioni tangenziali sull'elemento D3 sono troppo elevate (il CA va in crisi per rottura lato calcestruzzo).
OK	armatura non richiesta	Nel nodo corrente dell'elemento D3 è sufficiente l'armatura di base.
OK	armatura richiesta!!!	Nel nodo corrente dell'elemento D3 è necessaria armatura aggiuntiva (per via delle sollecitazioni o dei minimi geometrici).
NV	Af o sezione insufficiente; Af o sezione non idonea; sezione insufficiente per N	La sezione non è verificata per carenza di armatura, o perché la sezione trasversale è troppo piccola.
NV	rapporti geom. Af sup e Af inf	Non è rispettato il paragrafo 7.4.6.2.1 del DM2008 "Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere $p_{comp} \geq 1/2 p$ e comunque $\geq 0,25 p$."
NV	armatura del traliccio	Non è rispettato il paragrafo 4.1.6.1.1 del DM2008 "Negli appoggi di estremità all'incastro deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio."
NV	traslazione Af per taglio	Non è rispettato il paragrafo 4.1.2.1.3.2 del DM 2008 "Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a $l = 0,9 \cdot d \cdot (ctg\theta - ctg\alpha) / 2 \geq 0$ "
OK	passo minimo	Le staffe sono state dimensionate in base ad un minimo da normativa.
OK	passo calcolato	Le staffe sono state dimensionate in base alle sollecitazioni.
OK	passo raffittito	Le staffe sono state dimensionate in base ad un minimo da normativa o da criteri di progetto nella zona raffittita.
OK	passo corrente	Le staffe sono state dimensionate in base ad un minimo da normativa o da criteri di progetto nella zona non raffittita.
NV	passo < passo minimo	La verifica non risulta soddisfatta perché il passo delle staffe che risulta dal progetto è < del minimo consentito dai criteri di progetto.
NV	passo > passo corrente	La verifica non risulta soddisfatta perché il passo delle staffe che risulta check armature o dallo schema è > del passo necessario nella zona non raffittita.
NV	lunghezza tratto insufficiente	La lunghezza del tratto raffittito delle staffe non è sufficiente per sopportare le sollecitazioni di taglio/torsione o è inferiore alla lunghezza critica delle staffe raffittite.
NV	passo > passo raffittito	Il passo staffe inserito negli esecutivi o nello schema armatura è > di quello necessario in zona raffittita.
NV	passo staffe	Il passo staffe inserito negli esecutivi o nello schema armatura non è sufficiente per sopportare le sollecitazioni.
NO	biella compressa	La verifica a taglio non è soddisfatta perché il taglio è > di VRcd (DM2008, paragrafo 4.1.2.1.3.2).
NO	staffe insufficienti	La verifica a taglio non è soddisfatta perché il taglio è > di VRsd (DM2008, paragrafo 4.1.2.1.3.2).
NO	staffe insufficienti e biella compressa	La verifica a taglio non è soddisfatta perché il taglio è > di VRcd e anche di VRsd (DM2008, paragrafo 4.1.2.1.3.2).
	Non confinato	Il nodo trave-pilastro non è confinato.

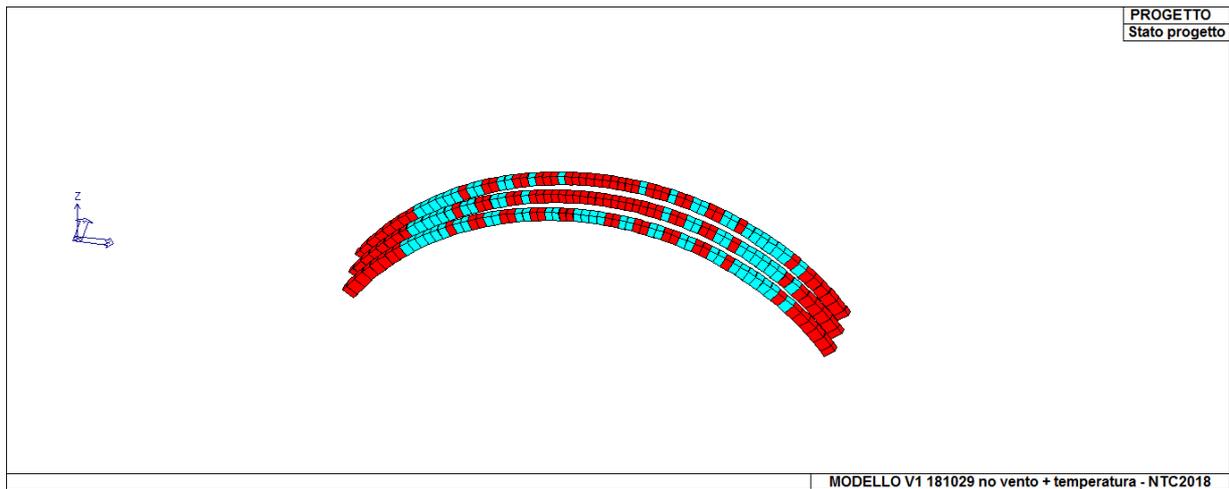
	Nodo confinato	Il nodo trave-pilastro è confinato.
--	----------------	-------------------------------------

ARCO

Gli elementi tipo trave in c.a. sono sottoposti alle verifiche previste dalla normativa NTC 2018.

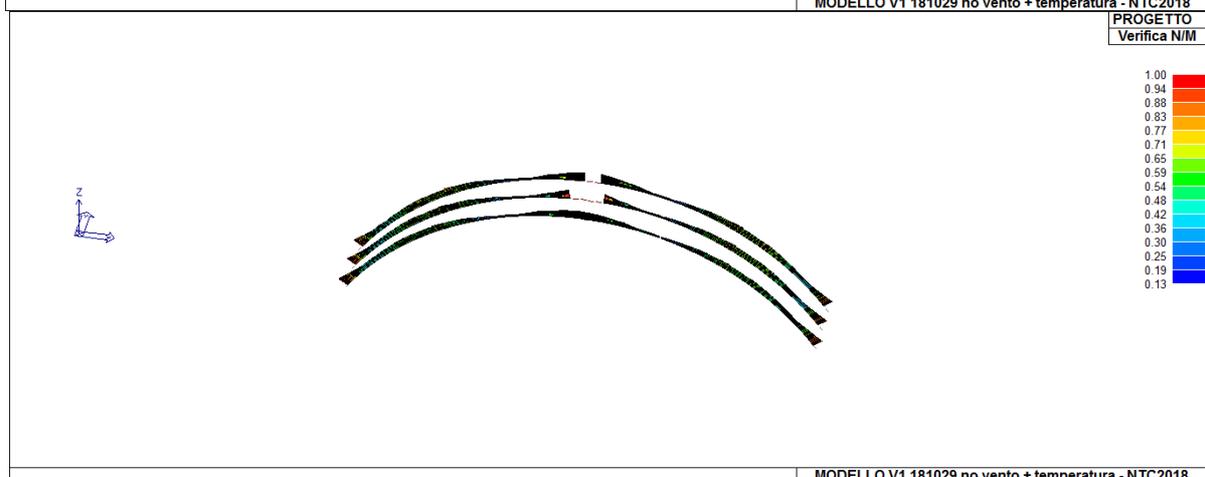
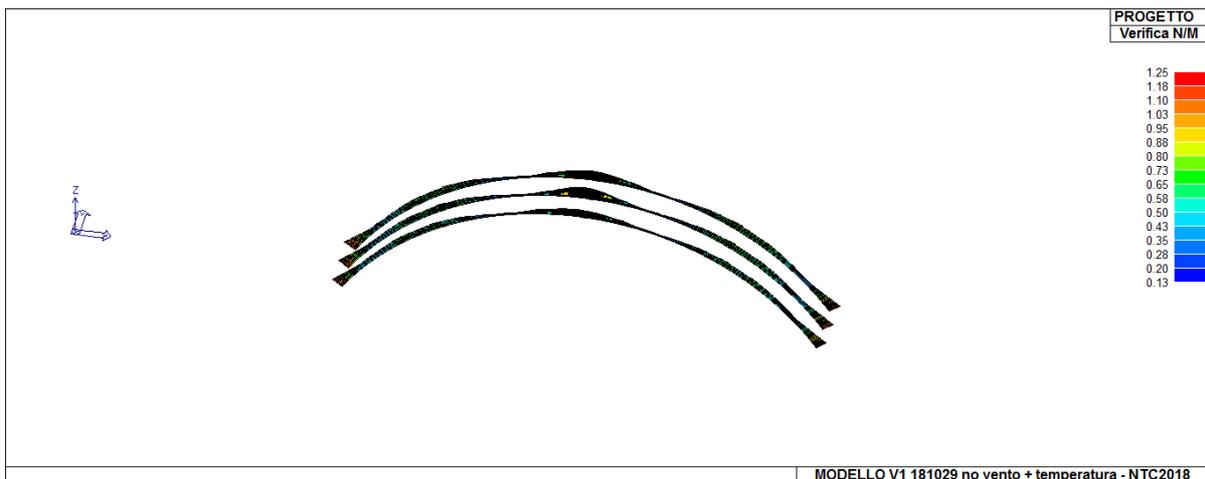
Il comando *Stato di progetto SLU* permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

- o colore ciano elementi verificati;
- o colore rosso elementi non verificati.



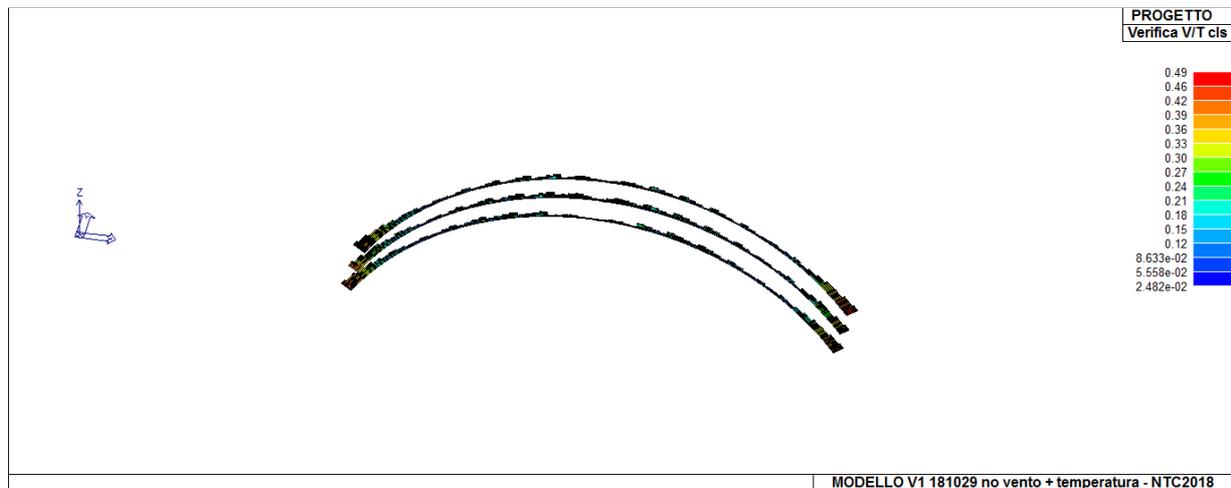
Stato Progetto SLU

Questo grafico permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi della verifica a pressoflessione come rapporto E_d/R_d . La verifica è soddisfatta se tale valore è ≤ 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.1.2, D.M. 2008 par. 4.1.2.1.2.4). Si tratta del diagramma di interazione in cui in ascissa ed ordinata si hanno i rapporti N_{sd}/N_{rd} ed M_{sd}/M_{rd} e ci si deve mantenere dentro al dominio di interazione, per far sì che la verifica a pressoflessione sia soddisfatta. Nel secondo grafico si fissa il massimo valore pari ad 1 per evidenziare quali sezioni degli arconi non rispettano la verifica N/M (sezioni senza grafico).



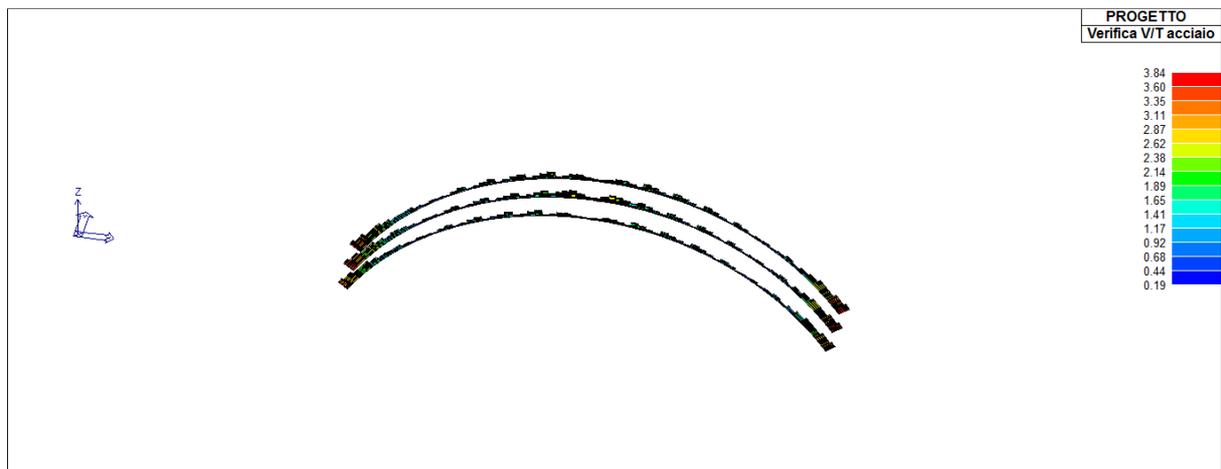
SLU Verifica N/M

Questo grafico permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato calcestruzzo, mediante la seguente espressione: $T_{ed}/T_{Rcd} + V_{ed}/V_{Rcd} \leq 1$ dove T è la sollecitazione torcente e V è la sollecitazione tagliante. Ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2, D.M. 2008 D.M. 2008 formula 4.1.19).

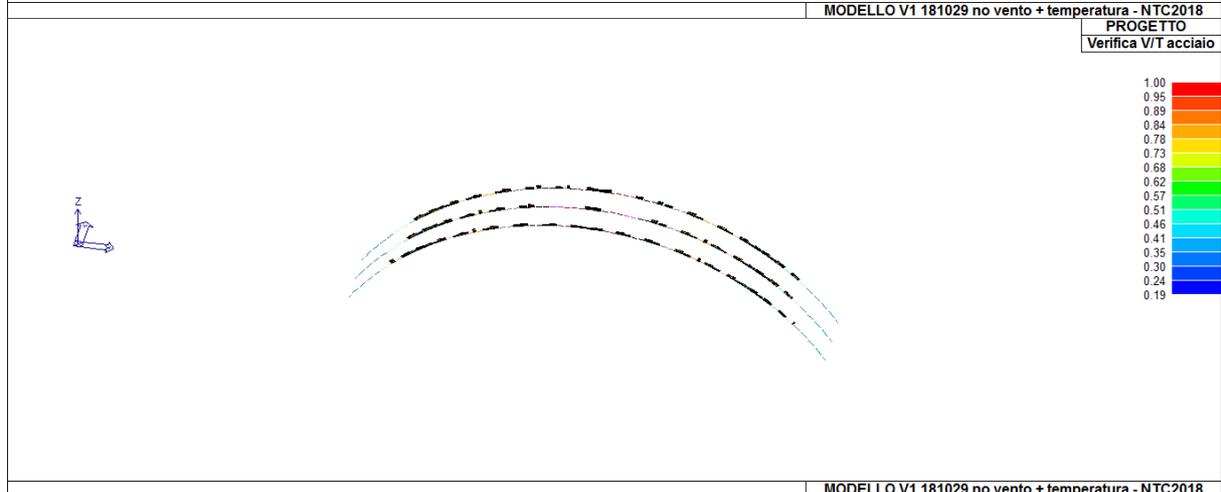


SLU Verifica V/T cls

Questo grafico permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato acciaio, ottenuta come rapporto tra la sollecitazione e la resistenza. Ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2, D.M. 2008 formula 4.1.18). Anche qui fissando il valore unitario per tale rapporto, possiamo osservare quali sezioni non soddisfano la verifica, e saranno quelle per le quali non abbiamo il diagramma.



MODELLO V1 181029 no vento + temperatura - NTC2018

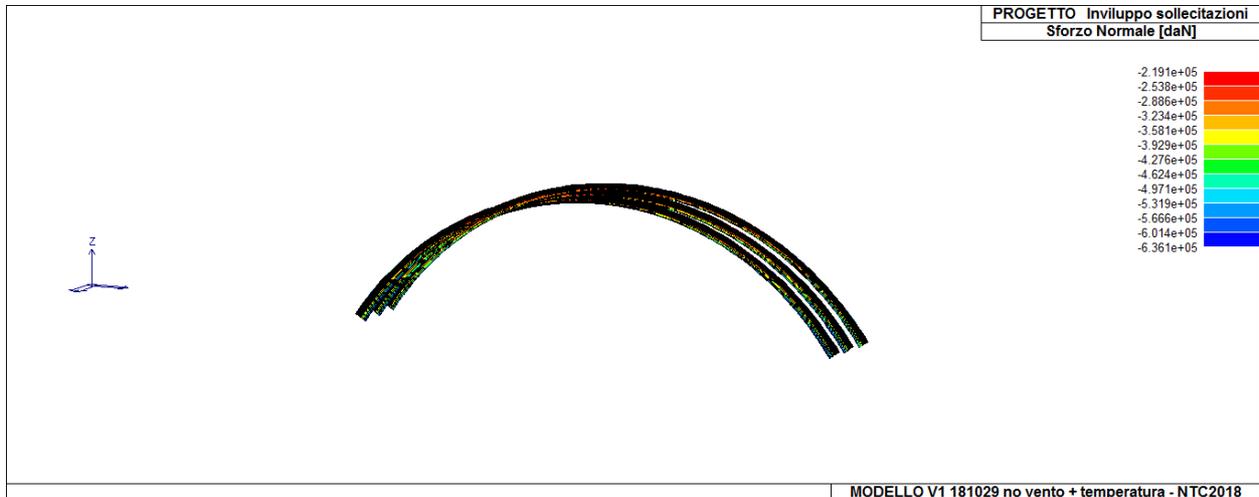


MODELLO V1 181029 no vento + temperatura - NTC2018

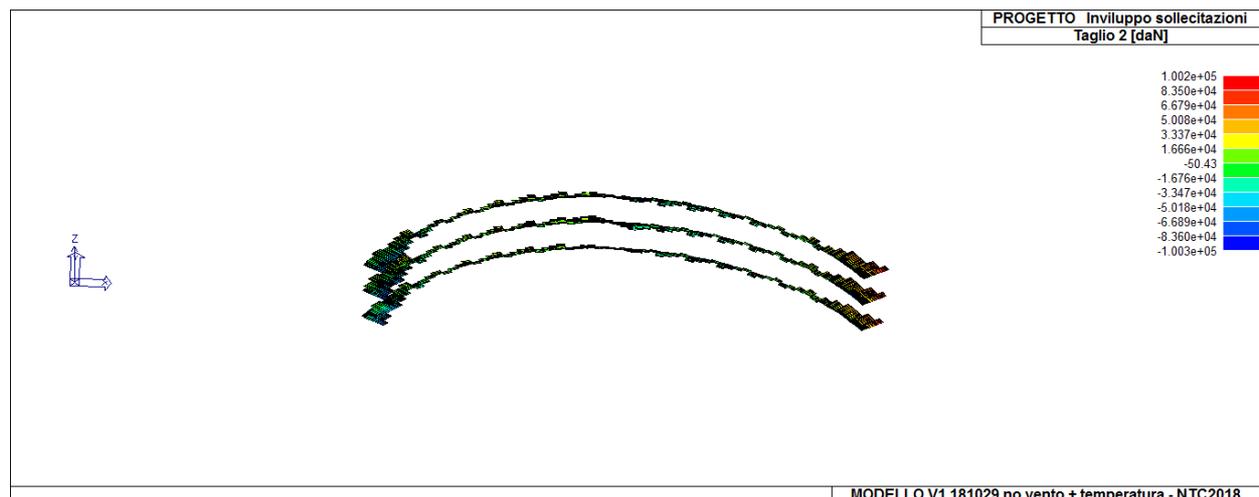
SLU Verifica V/T acciaio

Il comando *Inviluppo SLU* permette la visualizzazione dell'involuppo delle sollecitazioni con cui viene realizzata la progettazione agli stati limite ultimi degli elementi trave.

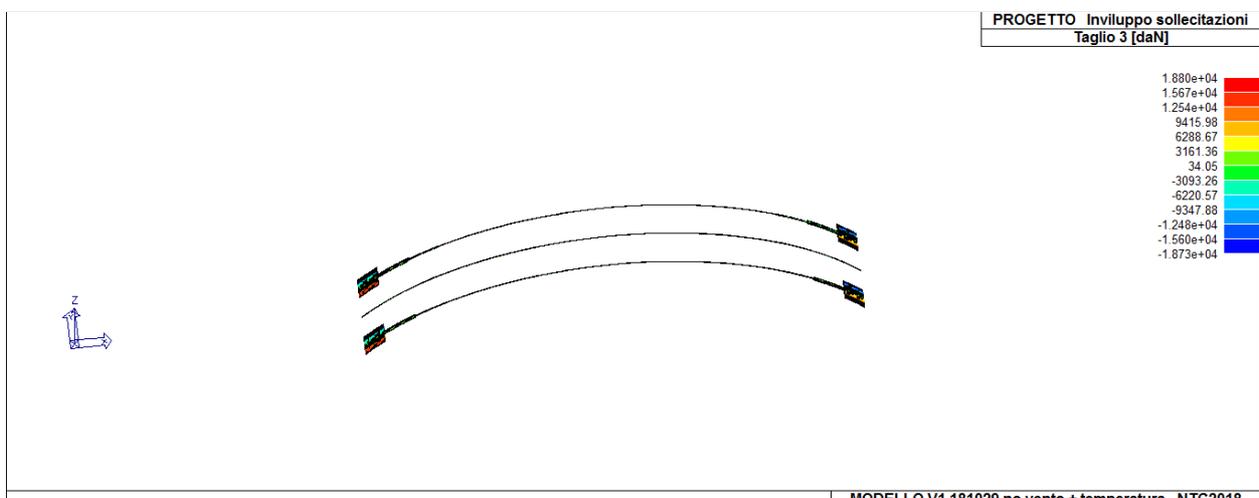
Si possono visualizzare i diagrammi di involuppo delle seguenti sollecitazioni: Sforzo Normale, Taglio 2-2, Taglio 3-3, Mom. Torcente, Momento 2-2 Momento 3-3.



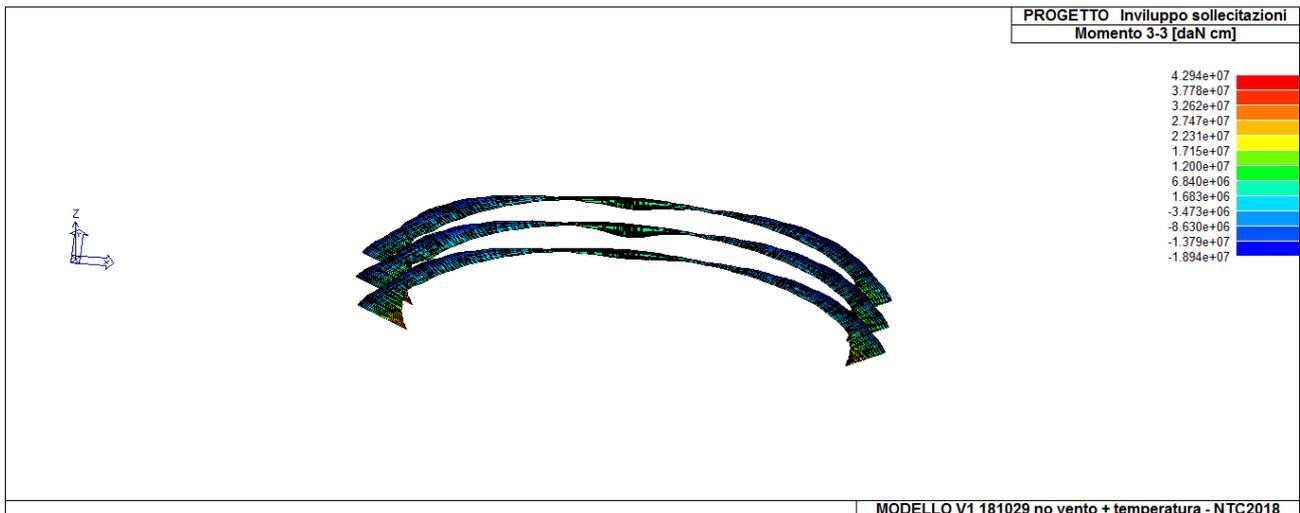
Inviluppo S.L.U- Sforzo normale



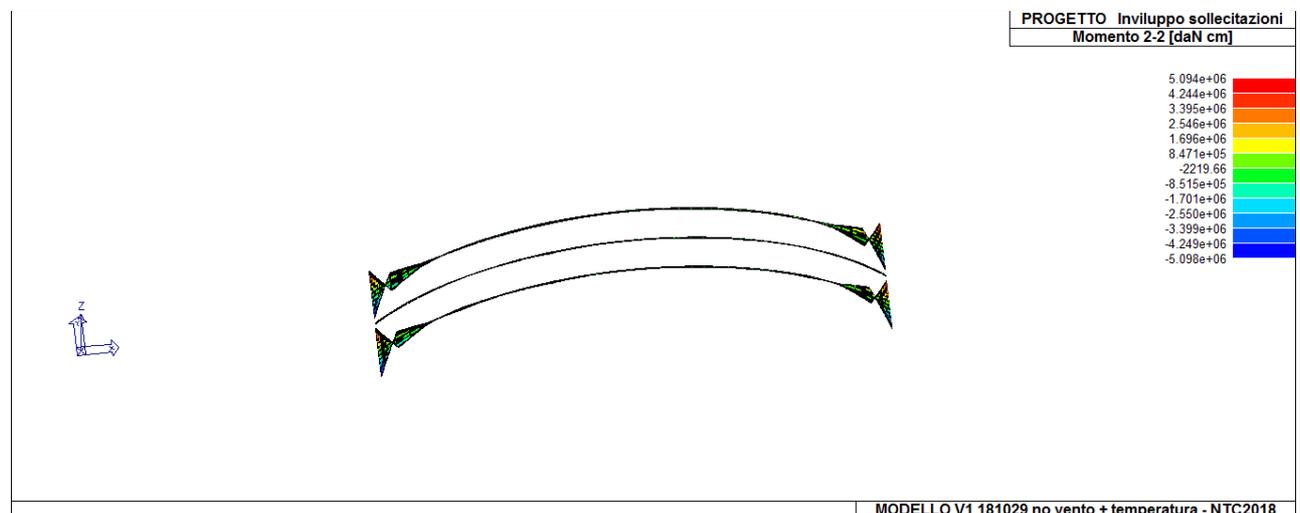
Inviluppo S.L.U- Taglio 2



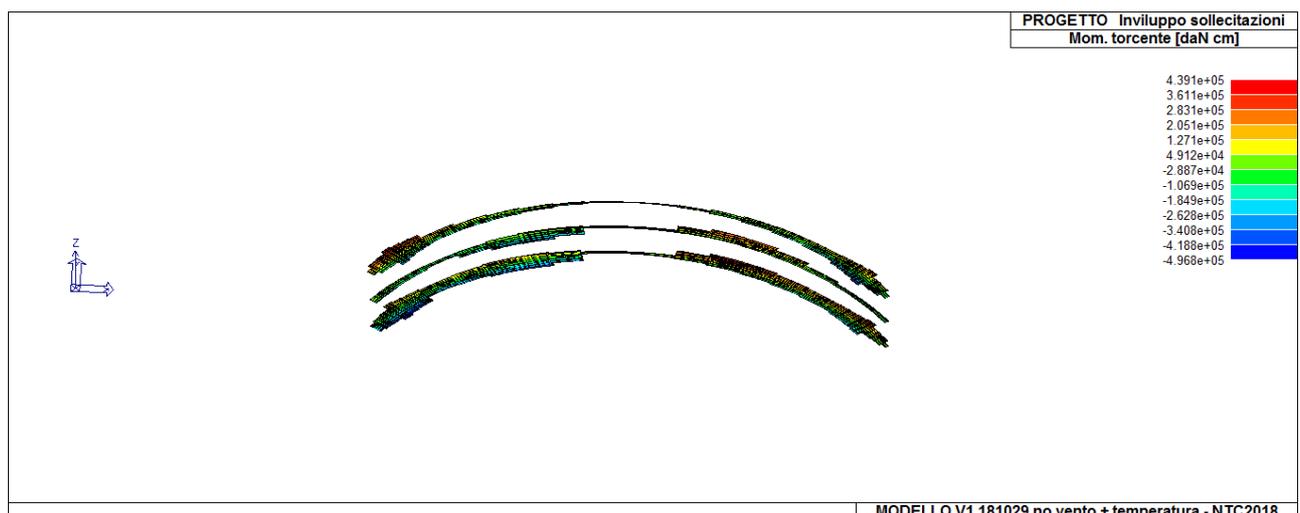
Inviluppo S.L.U- Taglio 3



Involuppo S.L.U- Momento flettente 3-3



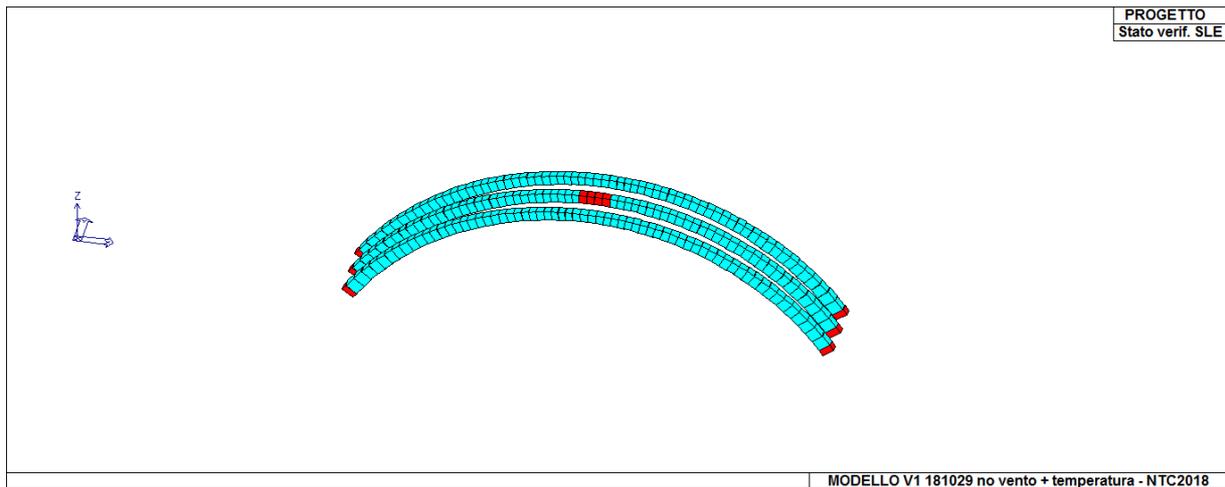
Involuppo S.L.U- Momento flettente 2-2



Involuppo S.L.U- Momento torcente

Il comando *Stato verifica SLE* Permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.



Stato progetto SLE

Per quanto riguarda lo stato limite di fessurazione nella verifica SLE si riporta il paragrafo di interesse della Ntc 2018:

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad [4.1.13]$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

4.1.2.2.4.2 Condizioni ambientali

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale* emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016 .

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

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

4.1.2.2.4.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili, si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione sulla base di documenti di comprovata validità.

4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

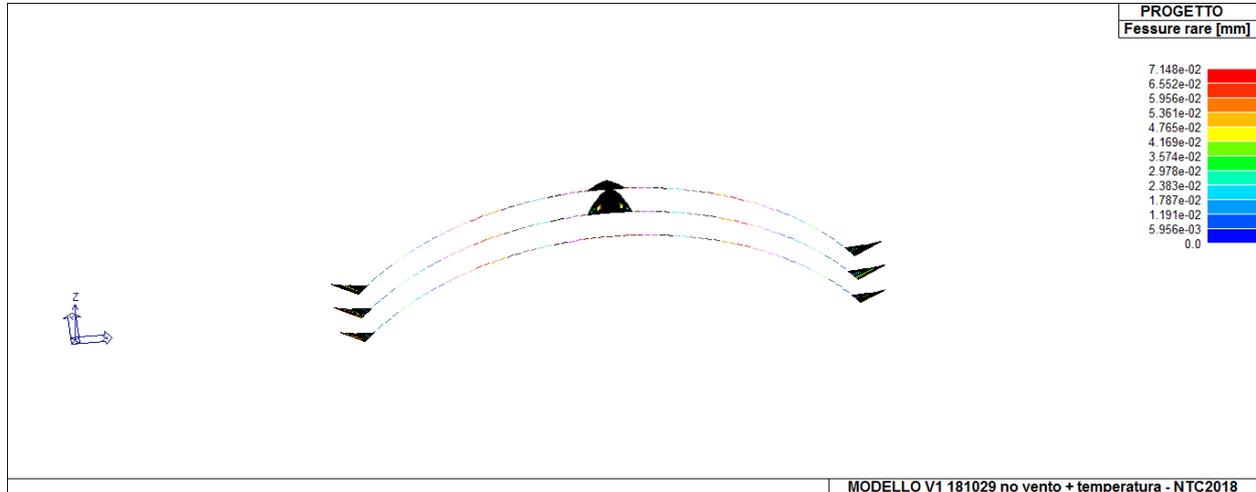
Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Figura 9.2.1.8 Normativa Ntc

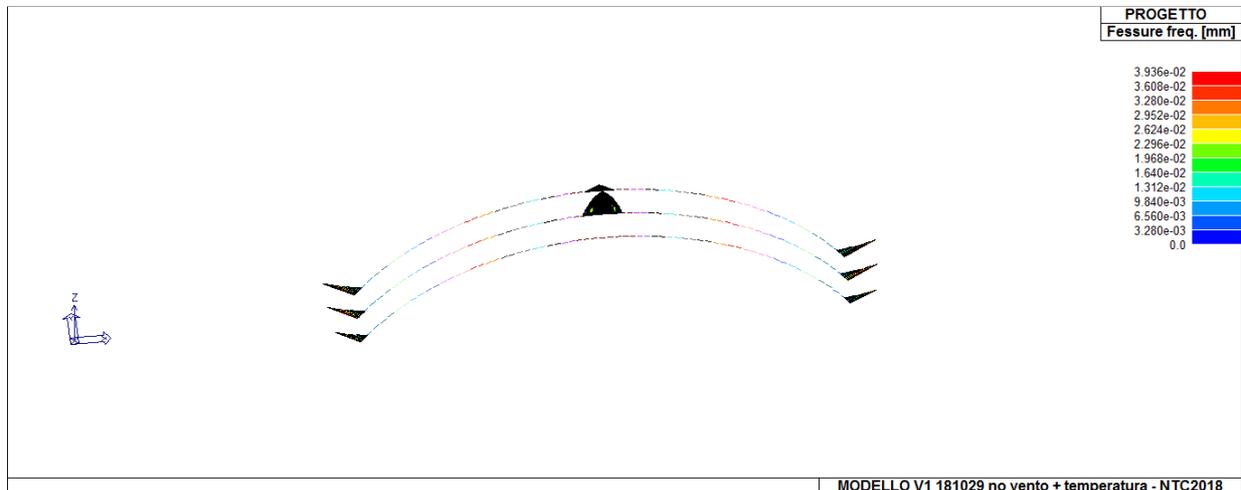
Dai paragrafi delle NTC 2018 riportati, è possibile comprendere se il nostro arco verifica o meno lo stato limite di fessurazione.

Fessure rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.



SLE Fessure rare

Fessure freq permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni frequenti; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.1.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.

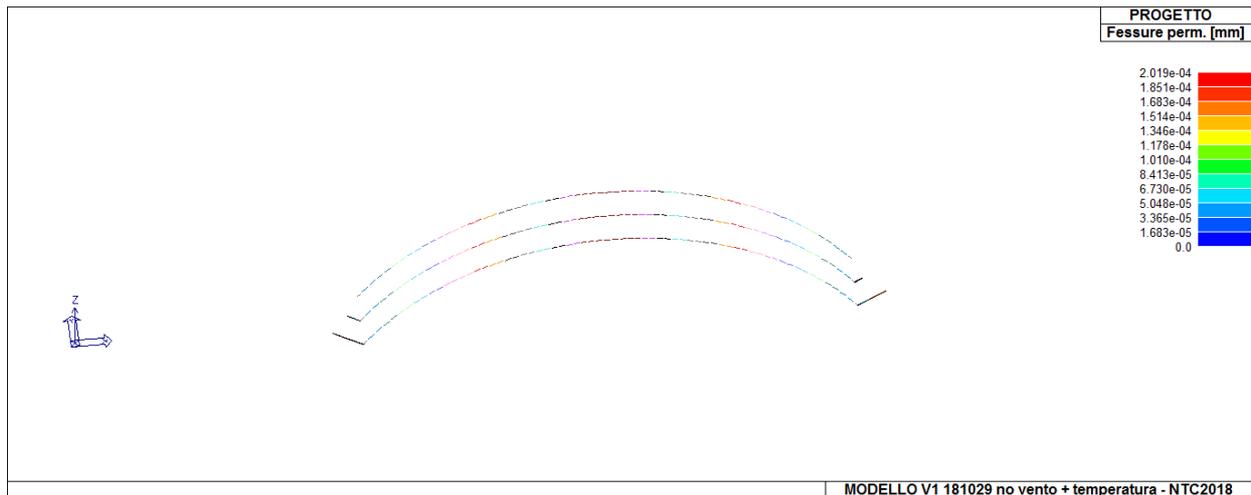


SLE Fessure freq

Fessure perm permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni quasi permanenti; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel paragrafo 4.1.2.2.4.

Si assume una classe di esposizione di tipo XD1 (aggressiva); inoltre consideriamo come armatura poco sensibile il nostro acciaio, non essendo precompresso ma ordinario.



SLE Fessure perm

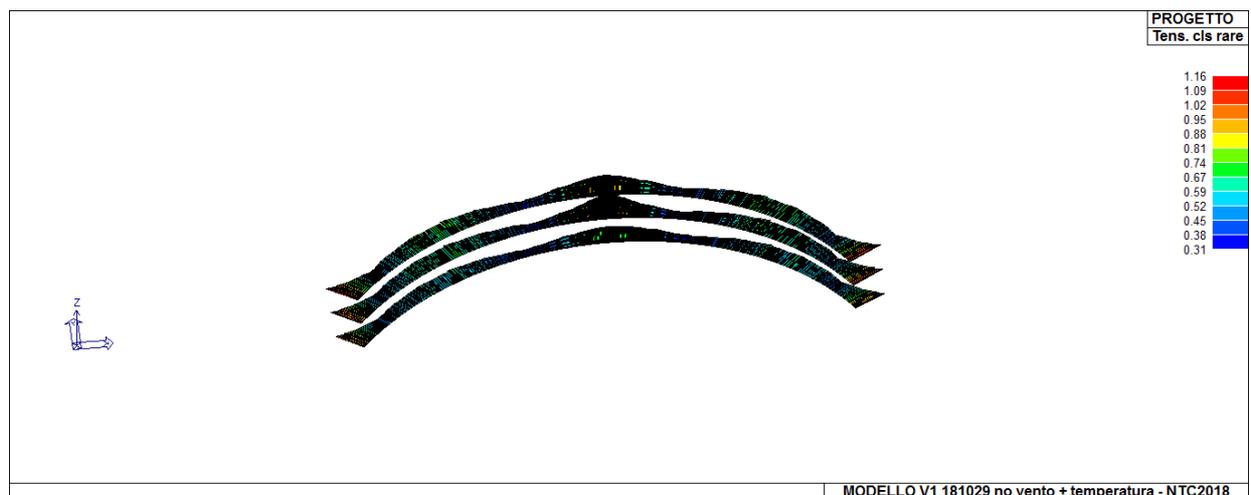
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Il valore di w_1 e di w_2 è assunto pari a :

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

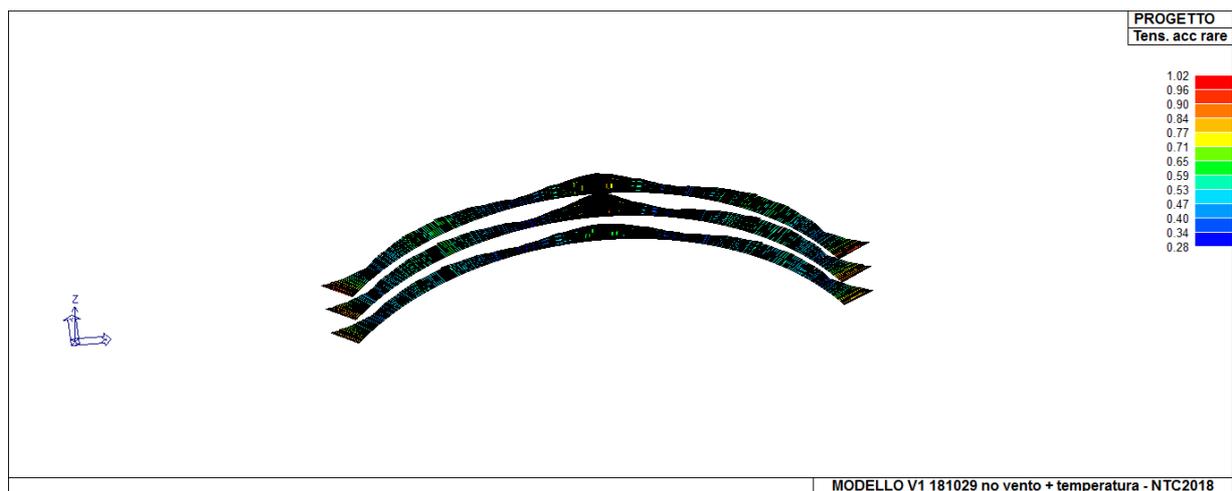
$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

In particolare si può concludere che lo stato limite di fessurazione è verificato.



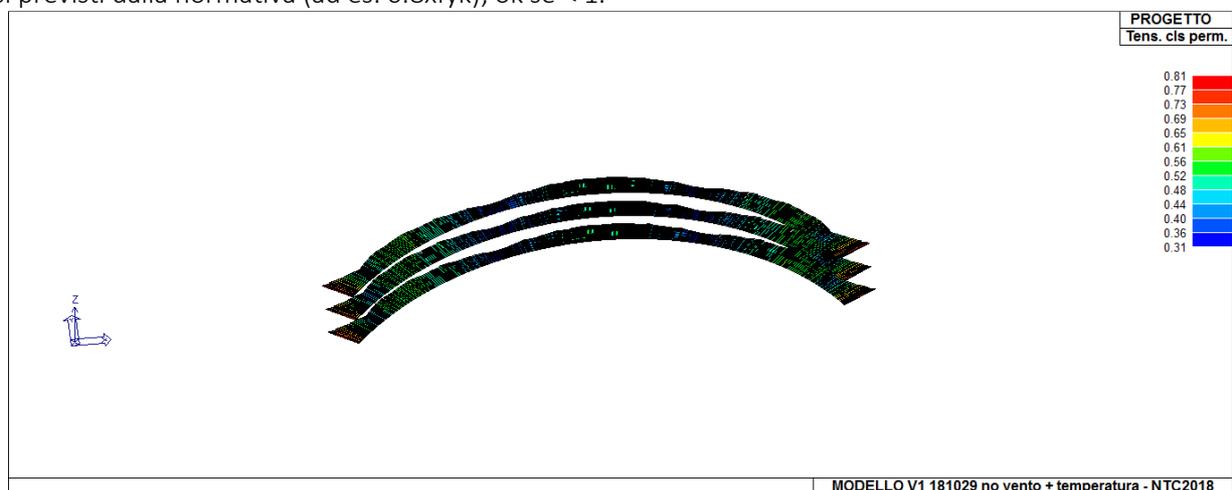
SLE limitazione tensioni cls rare

Tens. cls rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione caratteristica del cls in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.6x_{fck}$); ok se < 1 .



SLE limitazione tensioni acciaio rare

Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione caratteristica dell'acciaio in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.8 \cdot f_{yk}$); ok se < 1 .



SLE limitazione tensioni cls perm.

Tens. cls perm. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi permanenti fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.45 \cdot f_{ck}$); ok se < 1 .

Con riferimento alla normativa Ntc si riporta il paragrafo relativo allo stato limite di limitazione delle tensioni.

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

Figura 9.2.1.9 Normativa Ntc

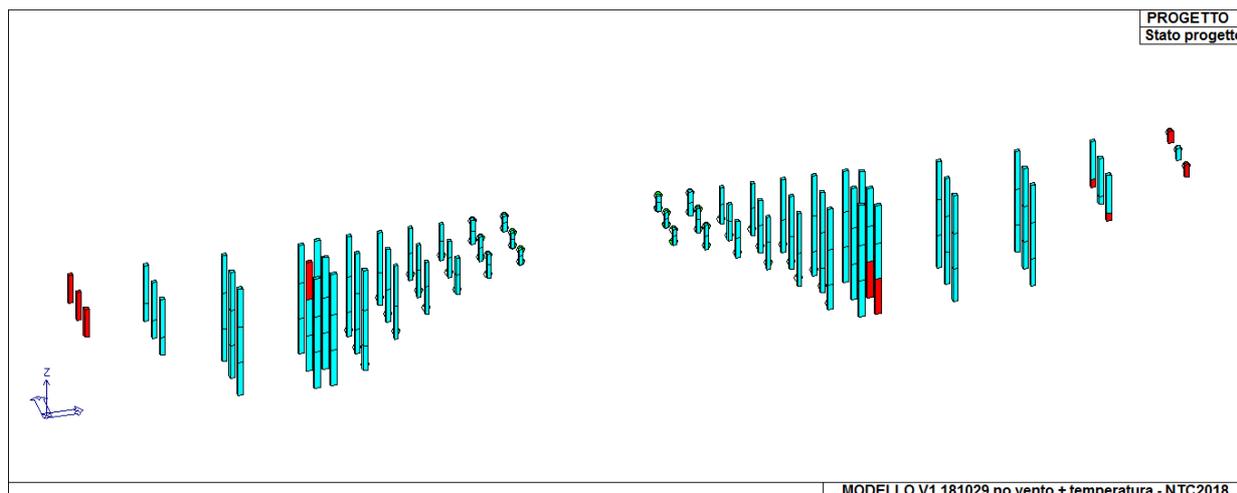
Lo stato limite di limitazione delle tensioni è verificato lato cls in combinazione permanente; non è verificato nella combinazione rara perché eccede il valore unitario ed è verificato nel caso dell'acciaio.

PILASTRI

Gli elementi tipo trave in c.a. sono sottoposti alle verifiche previste dalla normativa NTC 2018.

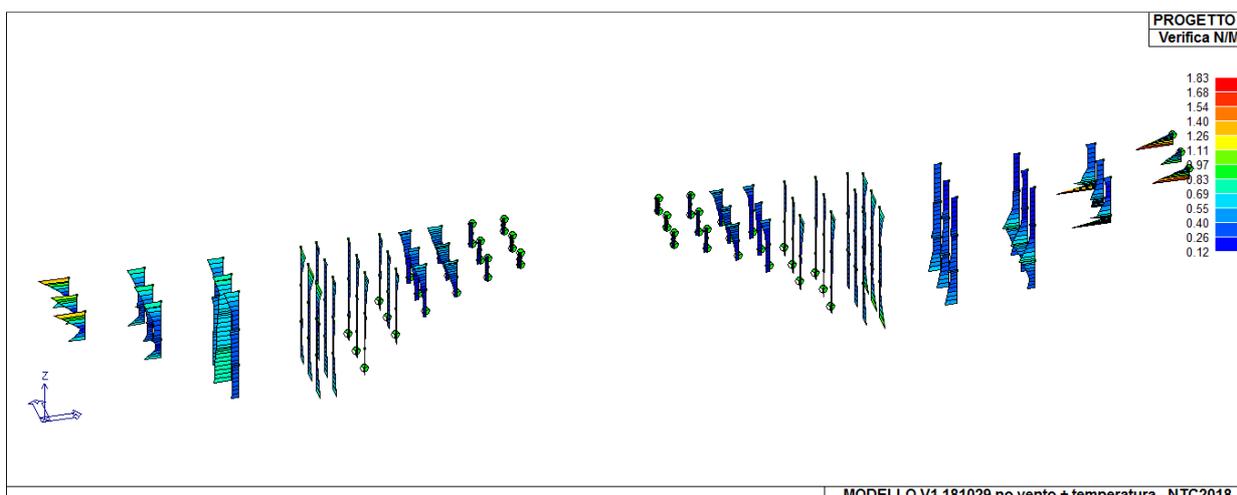
Il comando *Stato di progetto SLU* permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

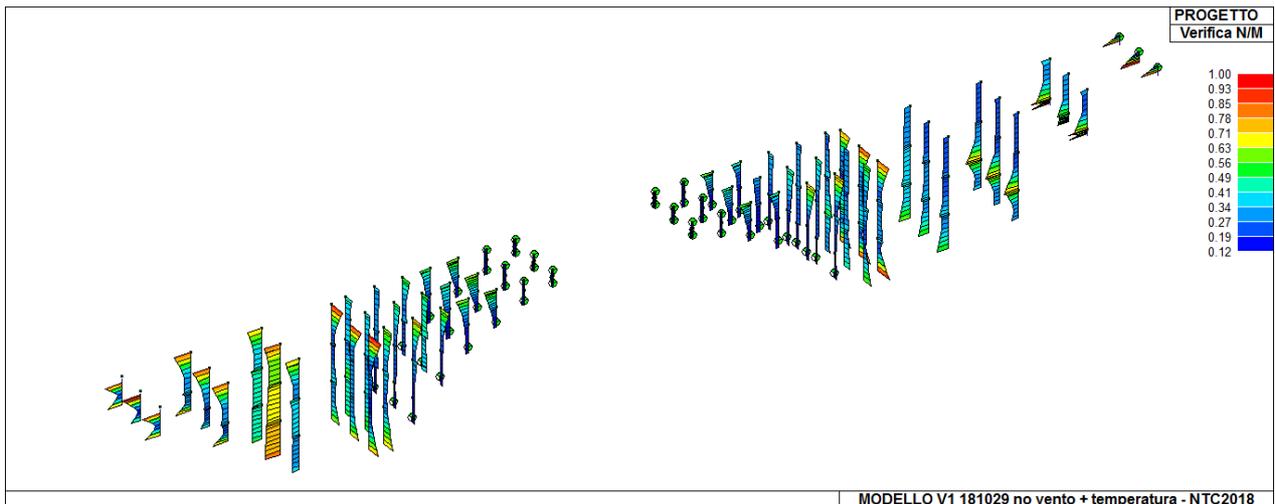
- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.



Stato Progetto SLU

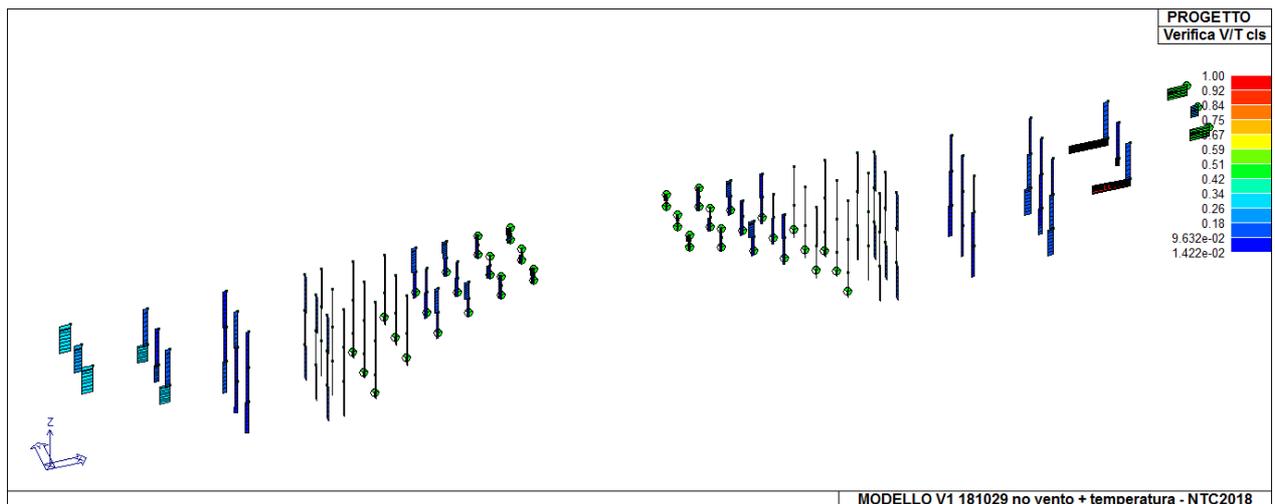
Il comando *Verifica N/M* Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto S_d/S_u con sollecitazioni ultime proporzionali; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per Capitolo 11 Pag. 26 verifica positiva (S_d = sollecitazione di progetto, S_u = sollecitazione ultima).



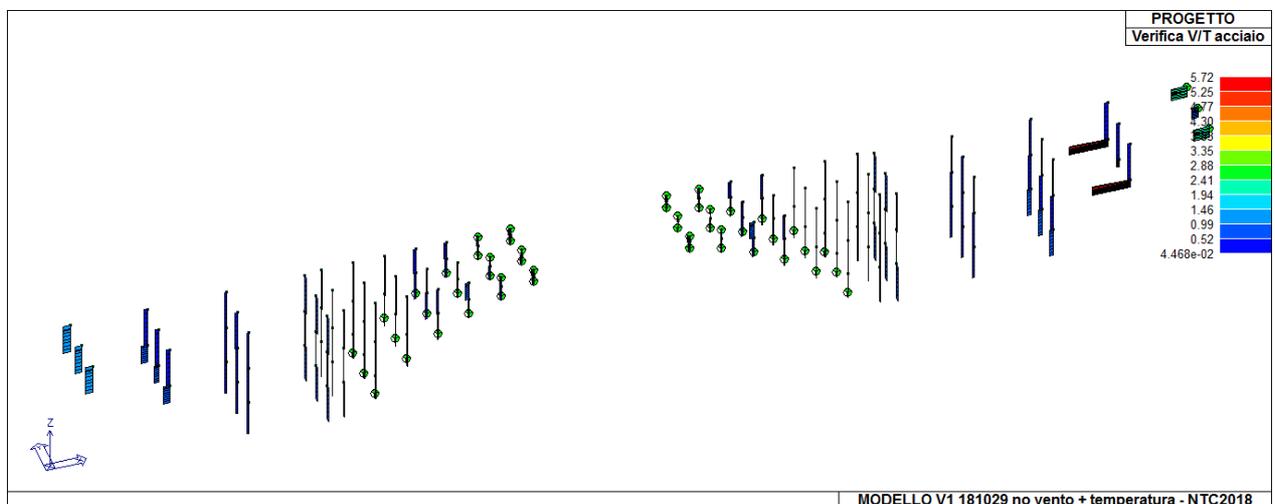


SLU Verifica N/M

Il comando *Verifica (V/T)* Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto S_d/S_u con sollecitazioni taglianti e torcenti proporzionali; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva; in altre parole la verifica V/T indica la verifica a taglio lato calcestruzzo (S_d = sollecitazione di progetto, S_u = sollecitazione ultima) (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2 D.M. 2008 par. 4.1.2.1.3).

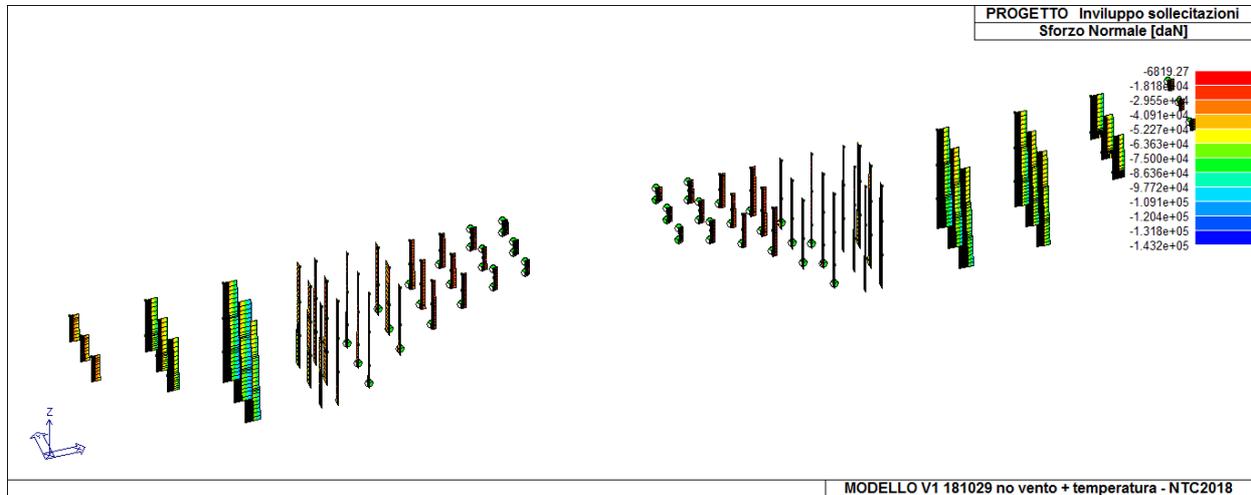


SLU Verifica V/T cls

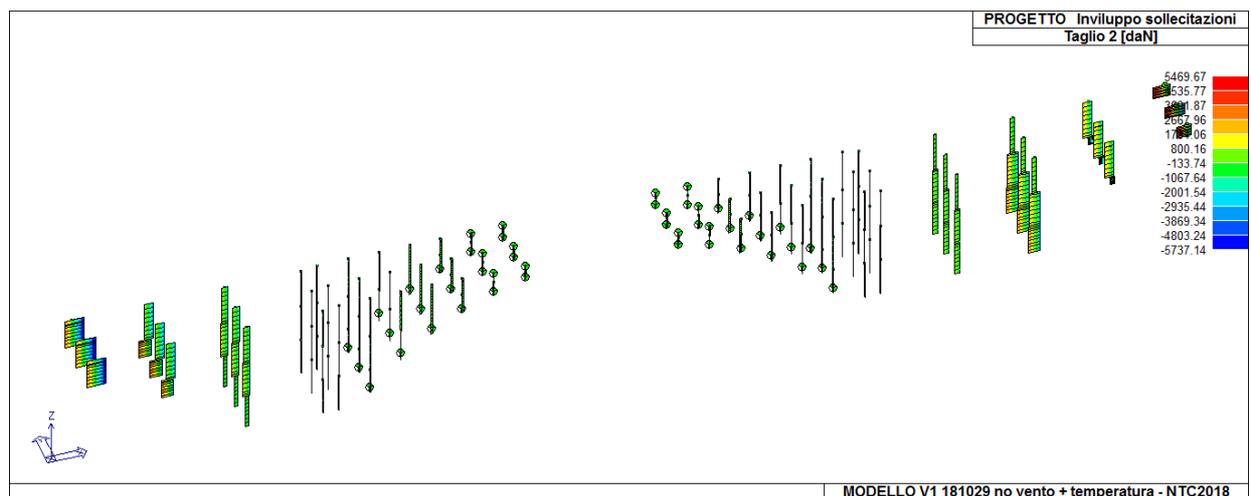


SLU Verifica V/T acciaio

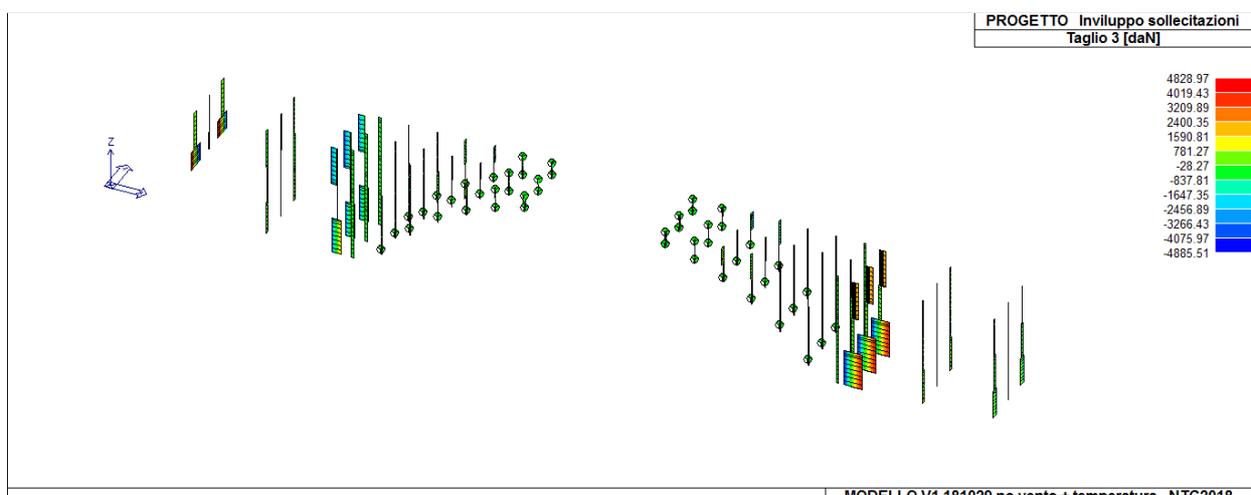
Il comando *Inviluppo SLU* Permette la visualizzazione dell'involuppo delle sollecitazioni con cui viene realizzata la progettazione agli stati limite ultimi degli elementi pilastro. Sui diagrammi visualizzati influiscono anche le opzioni definite nei criteri di progetto. Si possono visualizzare i diagrammi di involucro delle seguenti sollecitazioni: Sforzo Normale, Taglio 2-2, Taglio 3-3, Mom. Torcente, Momento 2-2, Momento 3-3;



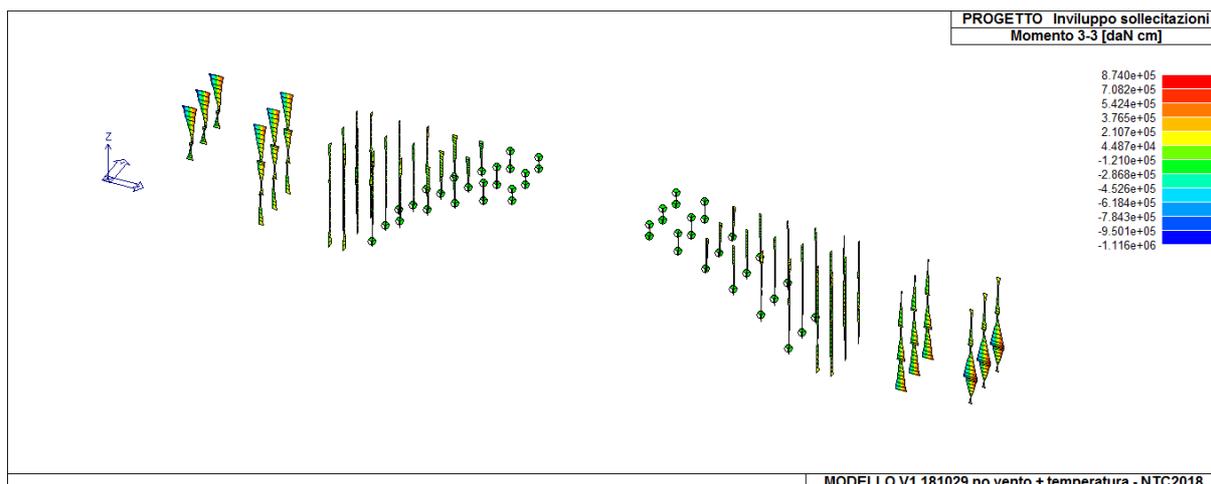
Inviluppo S.L.U- Sforzo normale



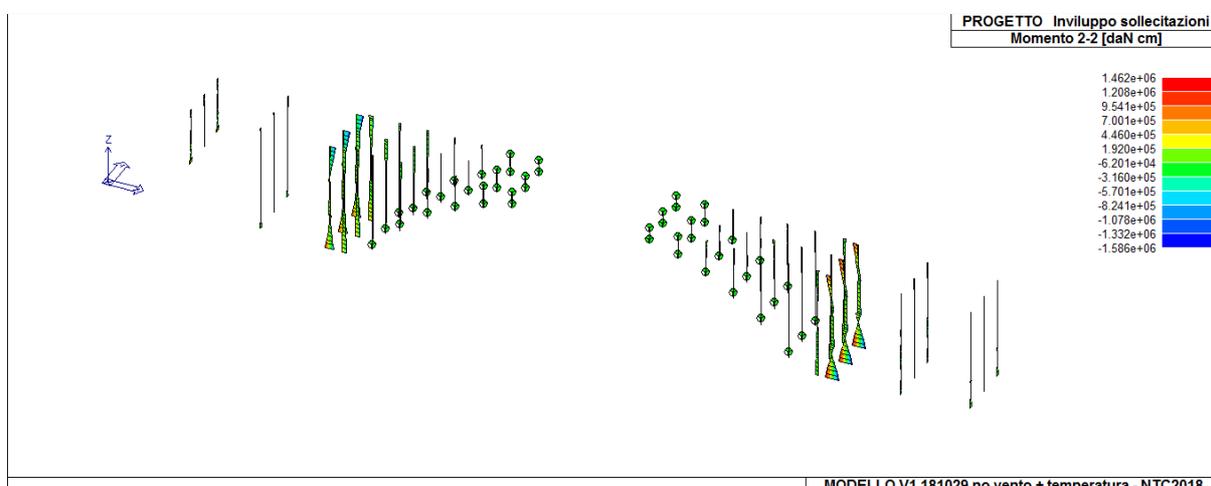
Inviluppo S.L.U- Taglio 2



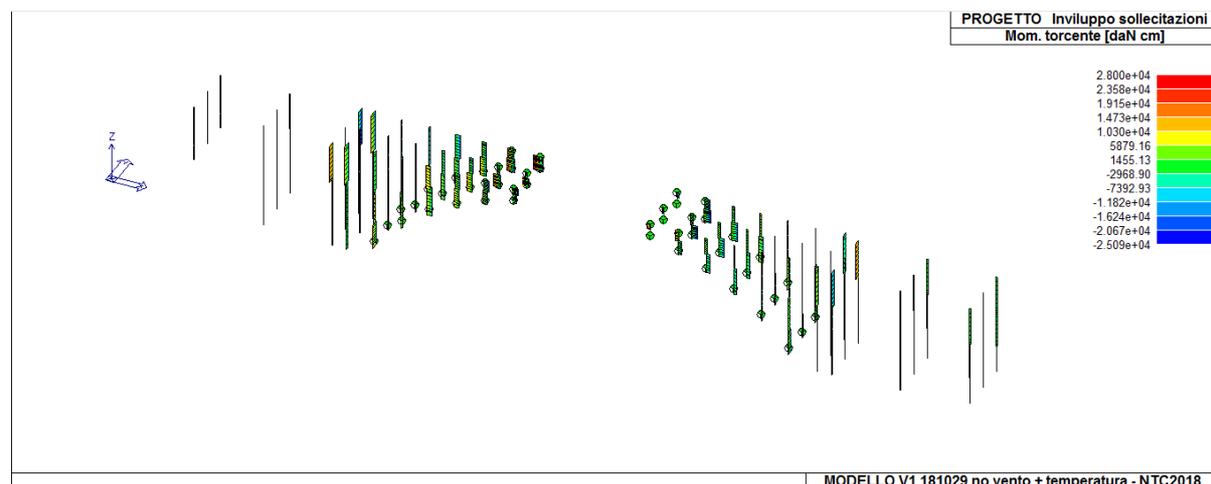
Inviluppo S.L.U- Taglio 3



Involuppo S.L.U- Momento flettente 3-3



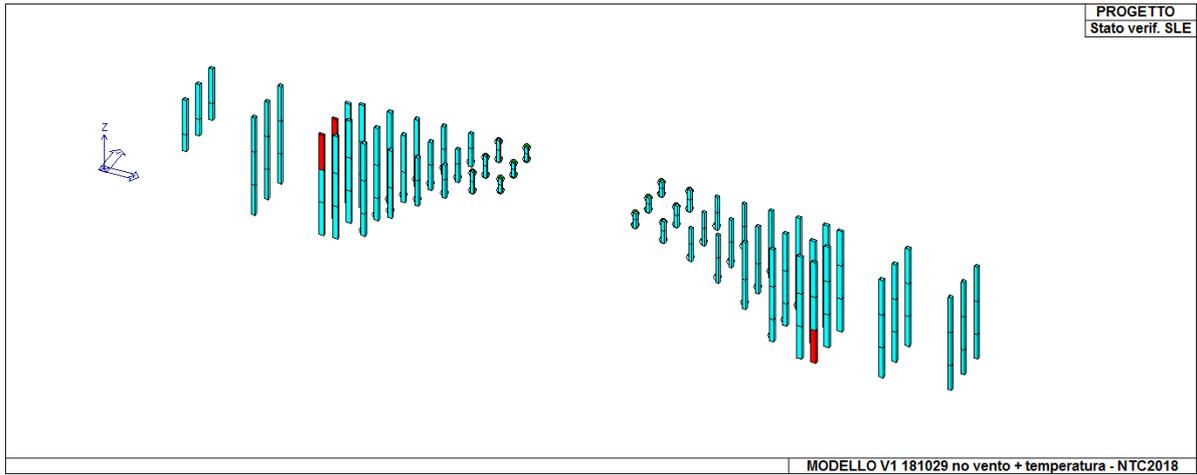
Involuppo S.L.U- Momento flettente 2-2



Involuppo S.L.U- Momento torcente

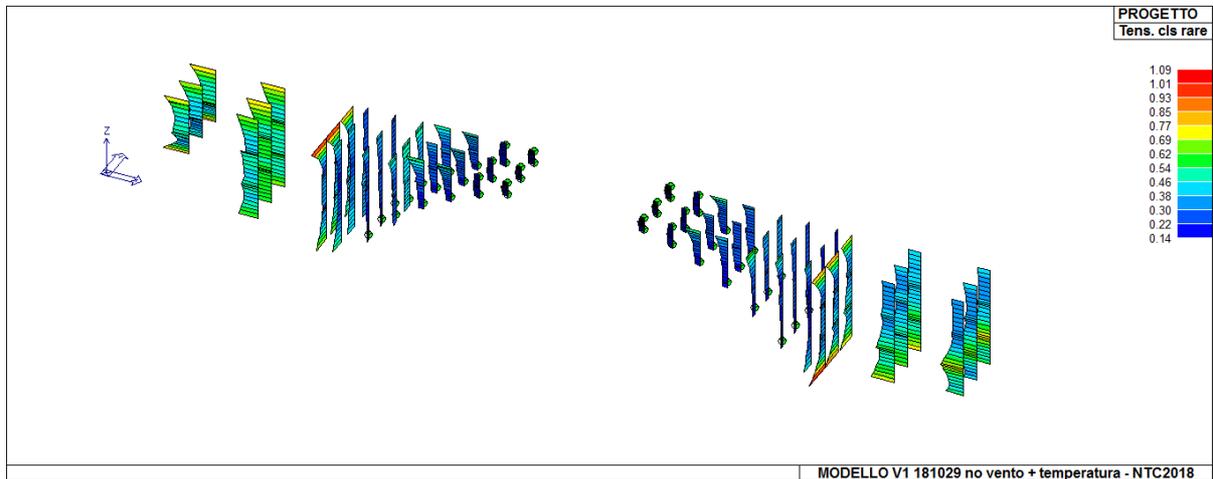
Il comando *Stato verifica SLE* Permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

- *colore ciano* elementi verificati;
- *colore rosso* elementi non verificati.



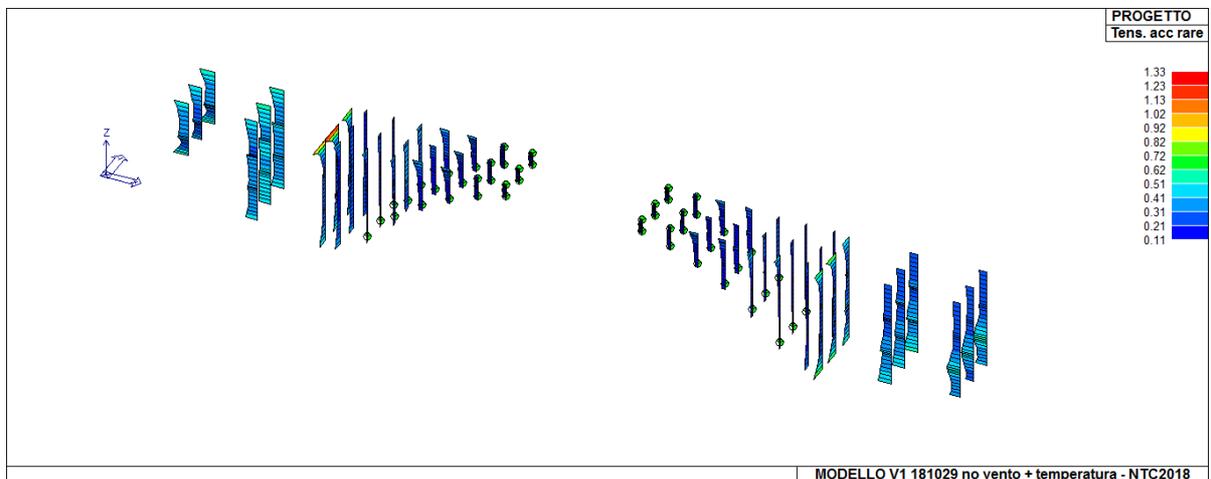
Stato progetto SLE

Tens. cls rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5);



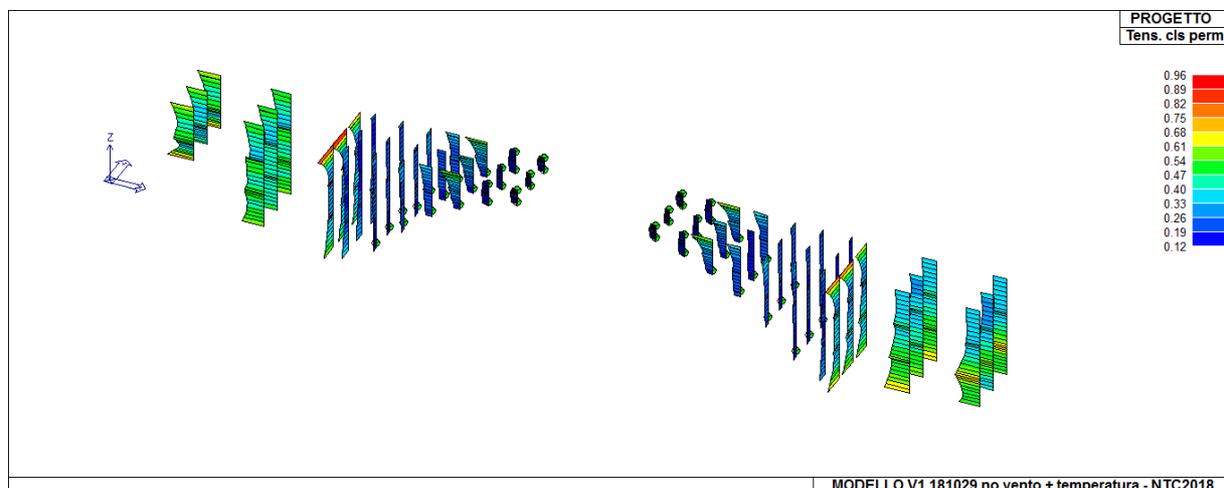
SLE limitazione tensioni cls rare

Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell' acciaio e la tensione f_{yk} in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5);



SLE limitazione tensioni acciaio rare

Tens. cls perm Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi permanenti; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5);



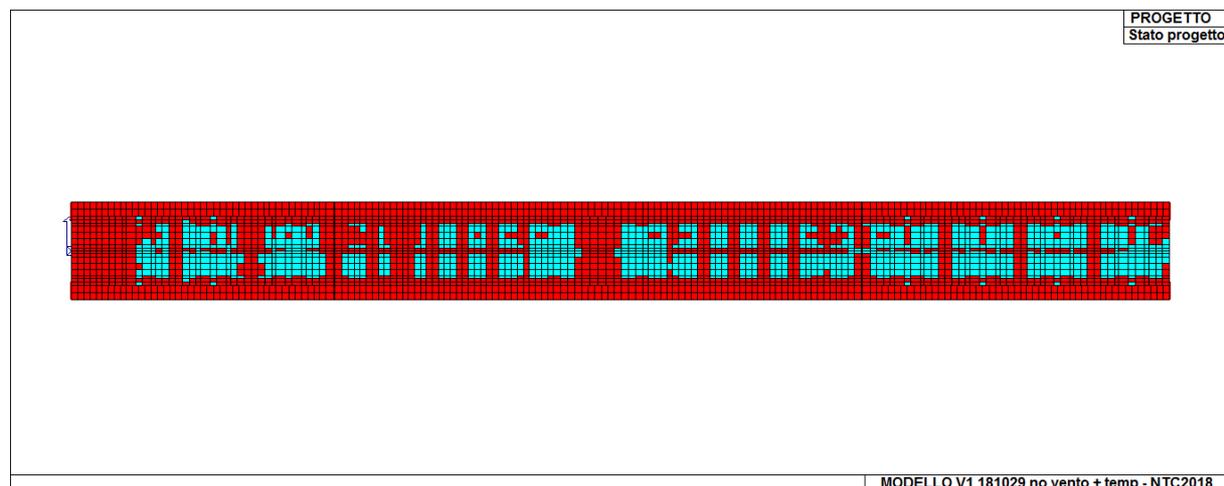
SLE limitazione tensioni cls perm.

Lo stato limite di limitazione delle tensioni è verificato lato calcestruzzo in combinazione permanente; non risulta soddisfatto per il caso del cls in combinazione rara e per l'acciaio in combinazione rara.

SOLETTA

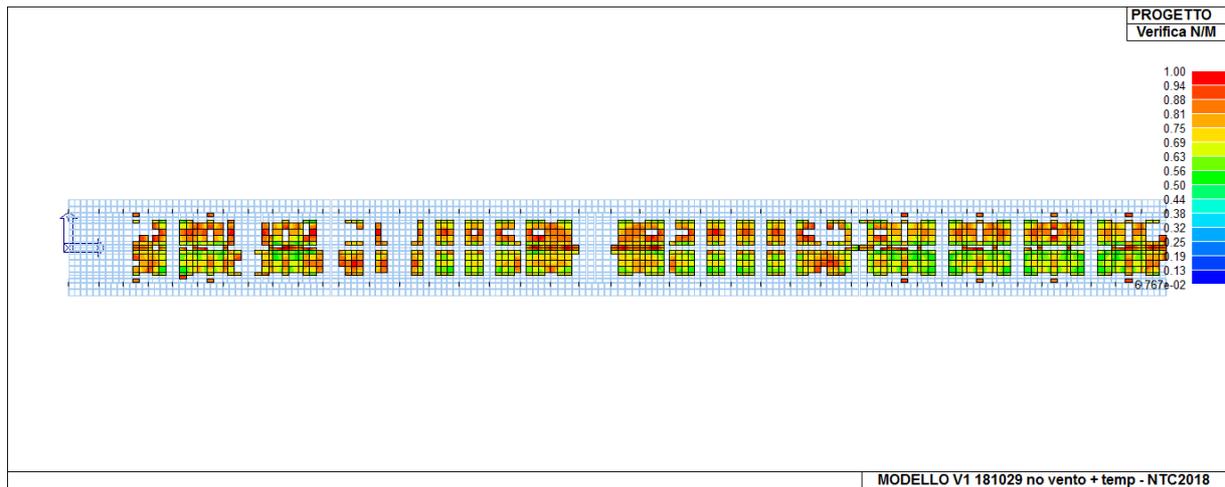
Con il comando *Stato di progetto SLU* si ottiene la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

- o colore ciano elementi verificati;
- o colore rosso elementi non verificati.



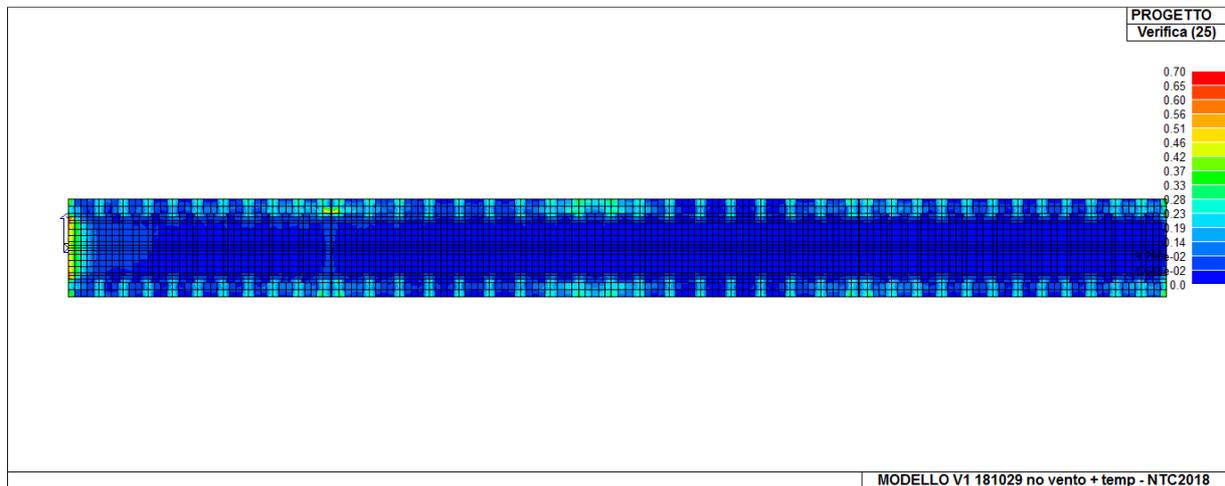
Stato di progetto SLU

Verifica N/M permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto S_d/S_u ; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (S_d = sollecitazione di progetto, S_u = sollecitazione ultima). In particolare fissando il massimo valore pari ad 1 si ottiene una mappa di colore riferita solo agli elementi che soddisfano la verifica; gli elementi che non soddisfano la verifica N/M non presentano una mappa di colore.



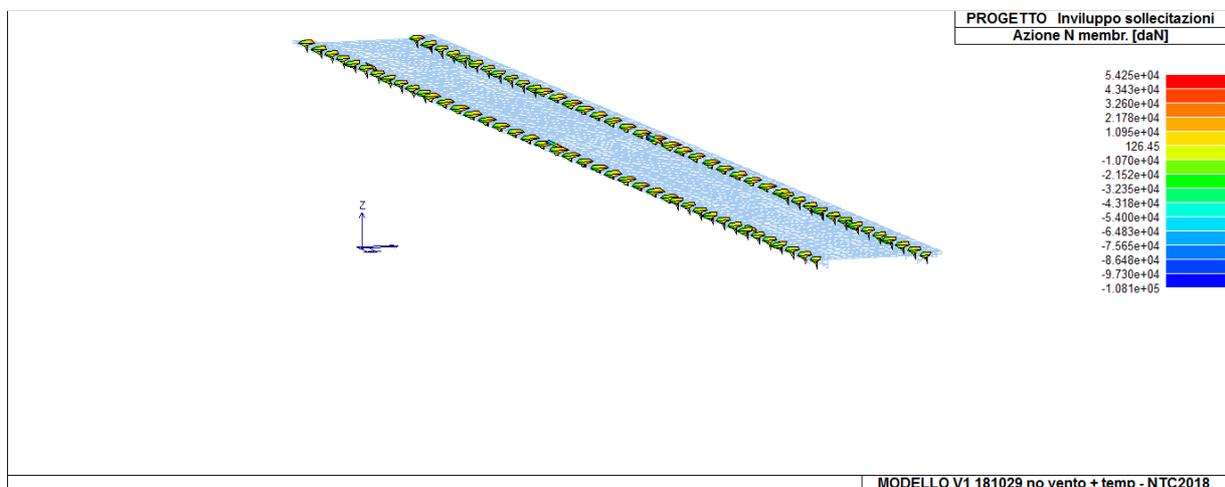
SLU Verifica N/M

Verifica (25) Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto N_d/N_u , dove N_u viene ottenuto con riduzione del 25% di fcd; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (N_d = sollecitazione normale di progetto, N_u = sollecitazione normale ultima).

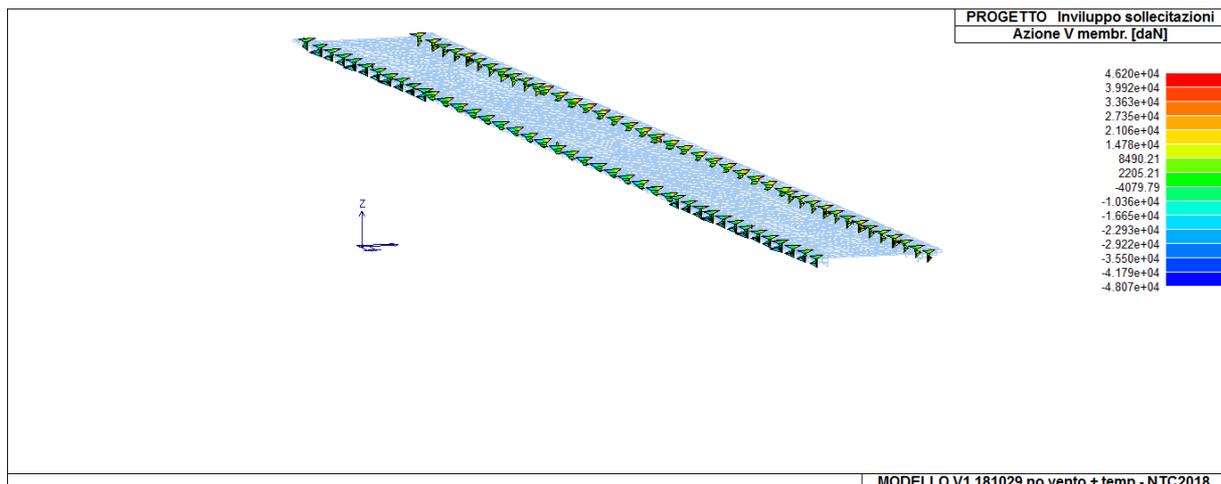


SLU Verifica (25)

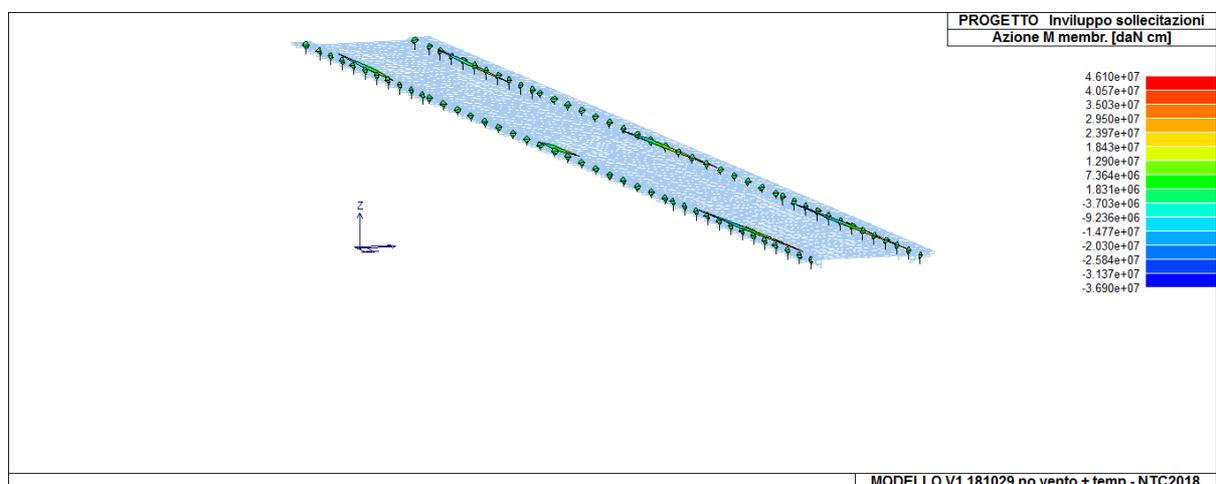
Involuppi SLU permette la visualizzazione dell'involuppo delle sollecitazioni.



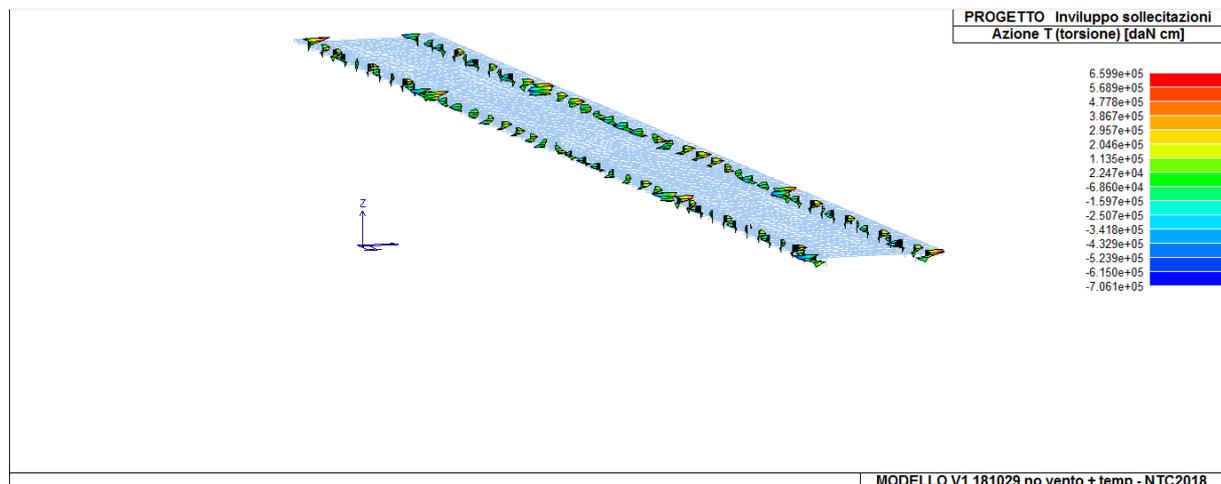
Involuppo SLU Azione N



Involuppo SLU Azione V



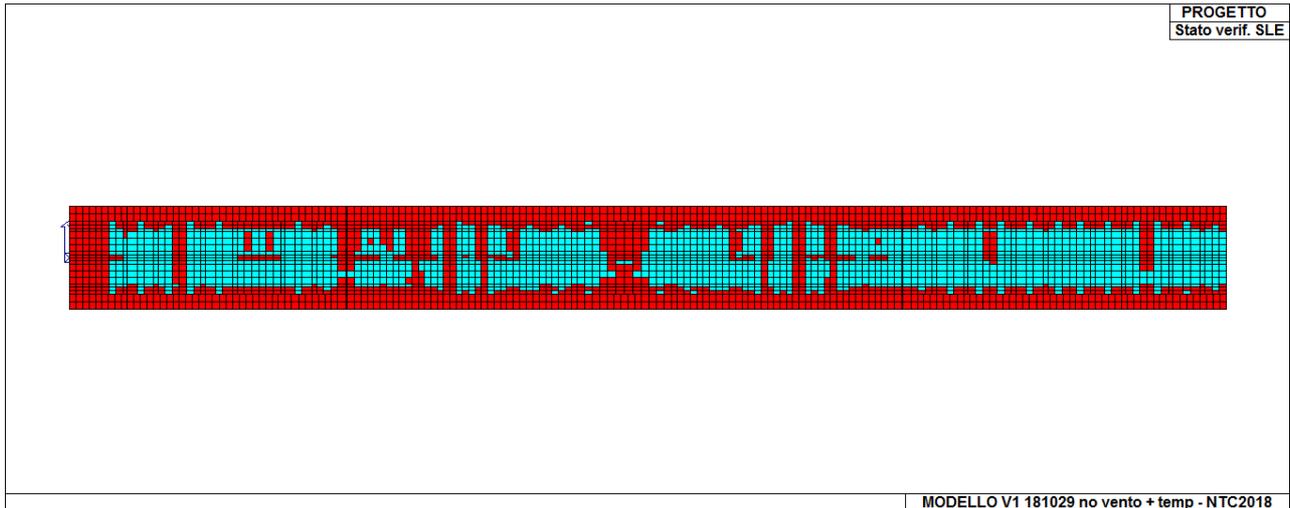
Involuppo SLU Azione M



Involuppo SLU Azione T

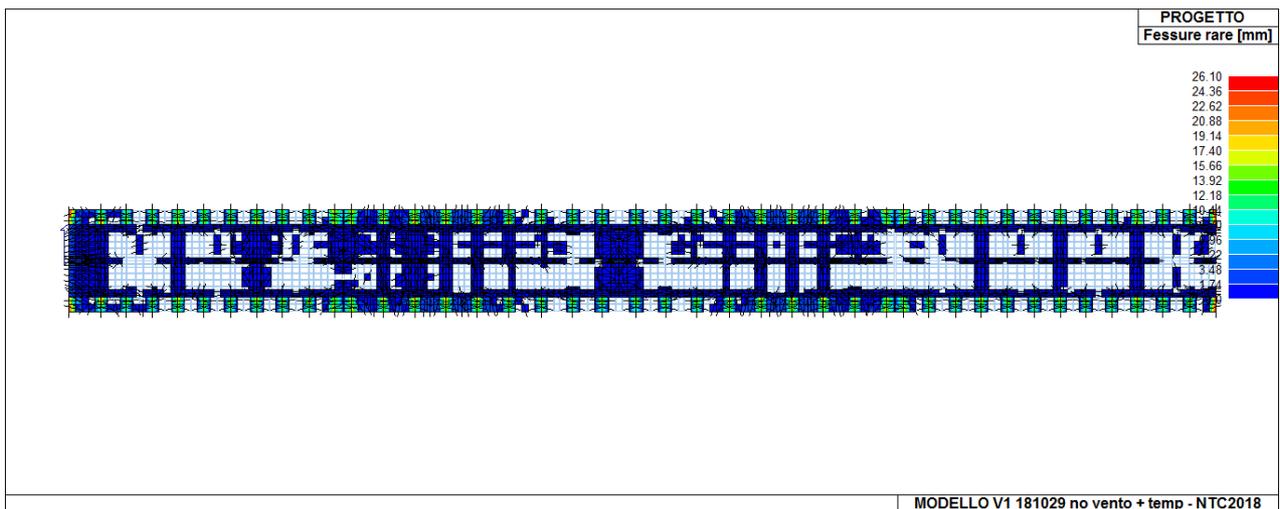
Stato verif. SLE Permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

- colore ciano elementi verificati;
- colore rosso elementi non verificati.



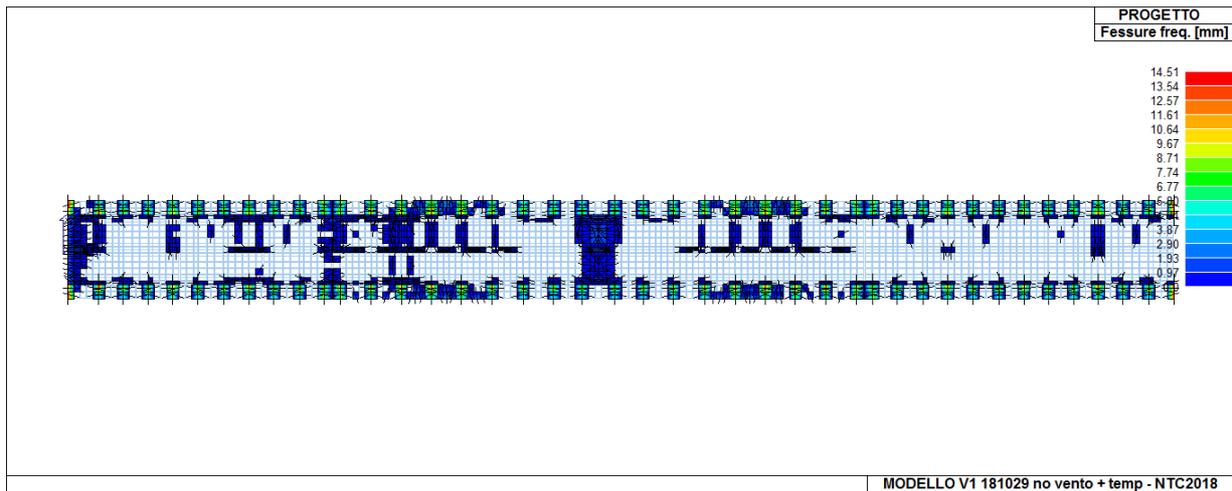
Stato di progetto SLE

Fessure rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare (valori espressi in mm); la rappresentazione esclude gli elementi che non sono interessati da fessurazione. Viene visualizzata, inoltre, la direzione delle fessure. La verifica è ok se \leq ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente.



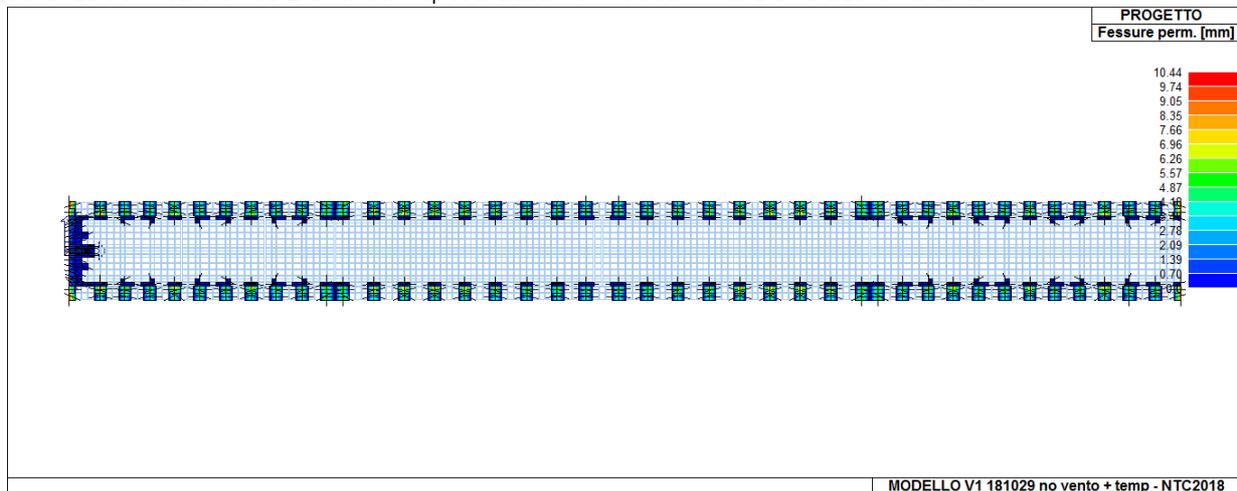
SLE Fessurazione rare

Fessure freq. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni frequenti (valori espressi in mm); la rappresentazione esclude gli elementi che non sono interessati da fessurazione. Viene visualizzata, inoltre, la direzione delle fessure. La verifica è ok se \leq ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente.



SLE Fessurazione frequente

Fessure perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni quasi permanenti (valori espressi in mm); la rappresentazione esclude gli elementi che non sono interessati da fessurazione. Viene visualizzata, inoltre, la direzione delle fessure. La verifica è ok se \leq ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente.



SLE Fessurazione permanente

B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

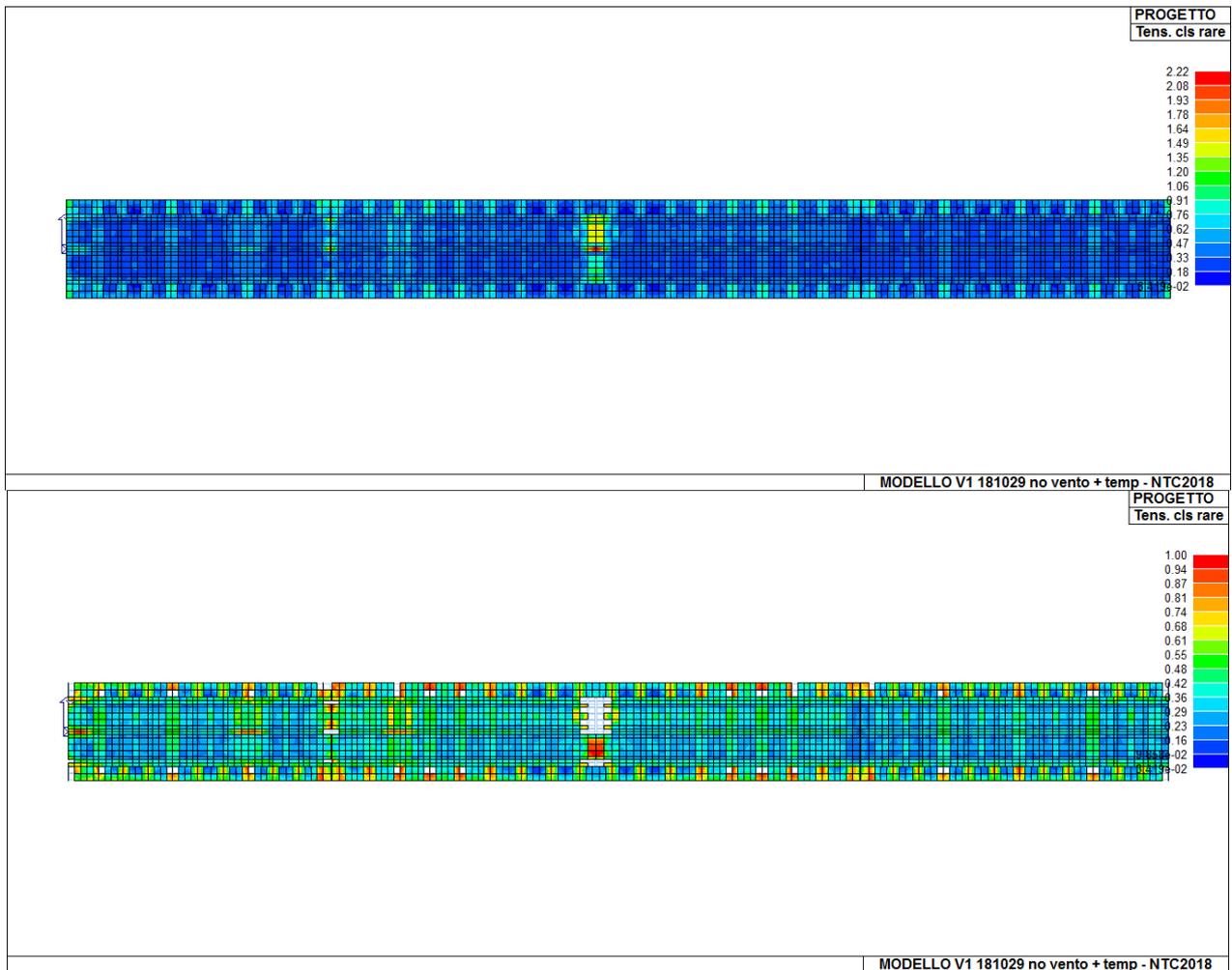
Il valore di w_1 e di w_2 è assunto pari a :

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

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

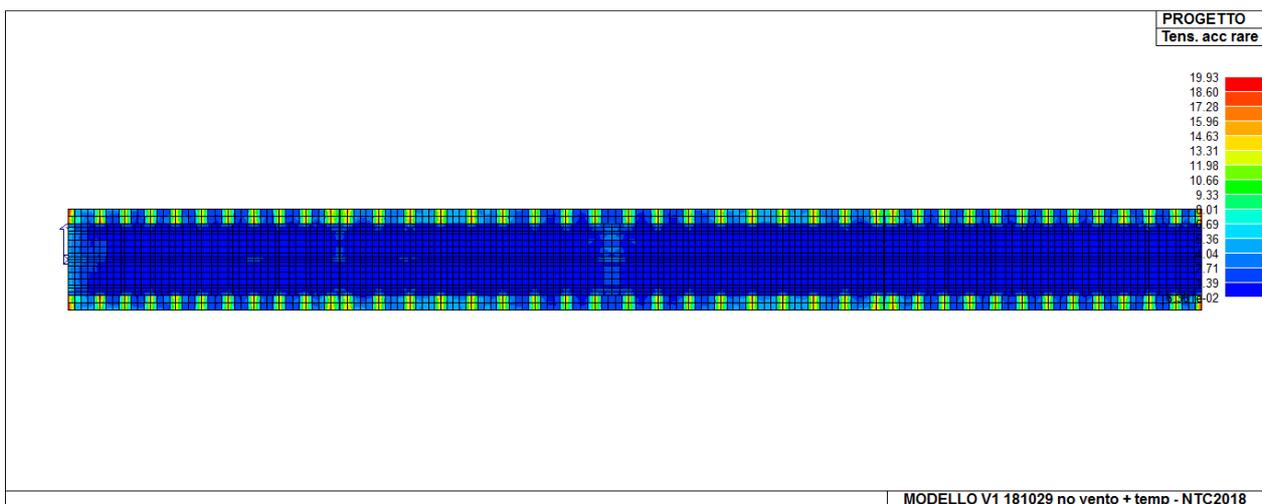
In particolare si può concludere che lo stato limite di fessurazione per la soletta non è verificato.

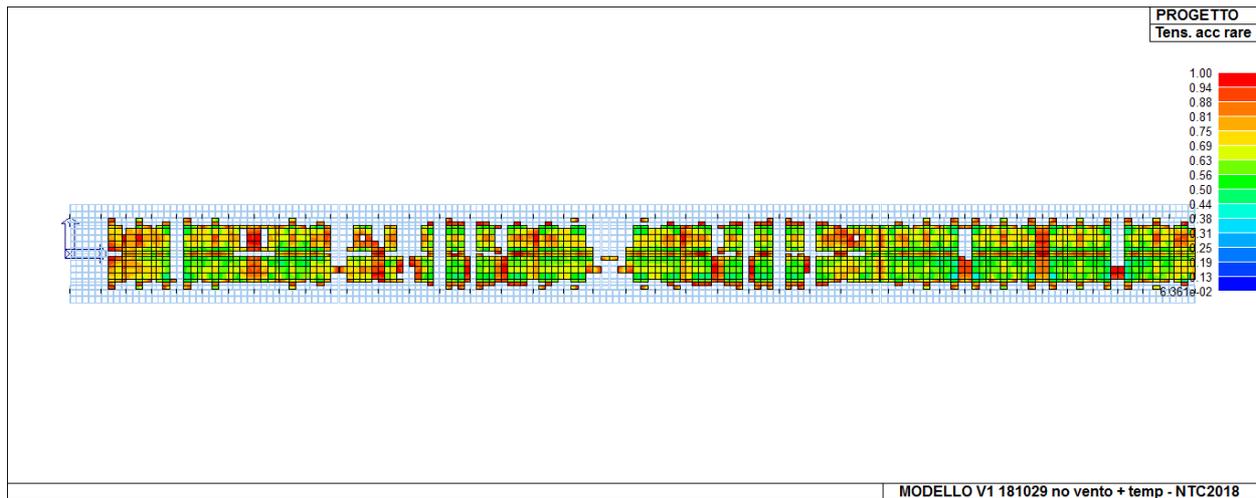
Tens. cls rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva.



SLE Limitazione Tensioni cls rare

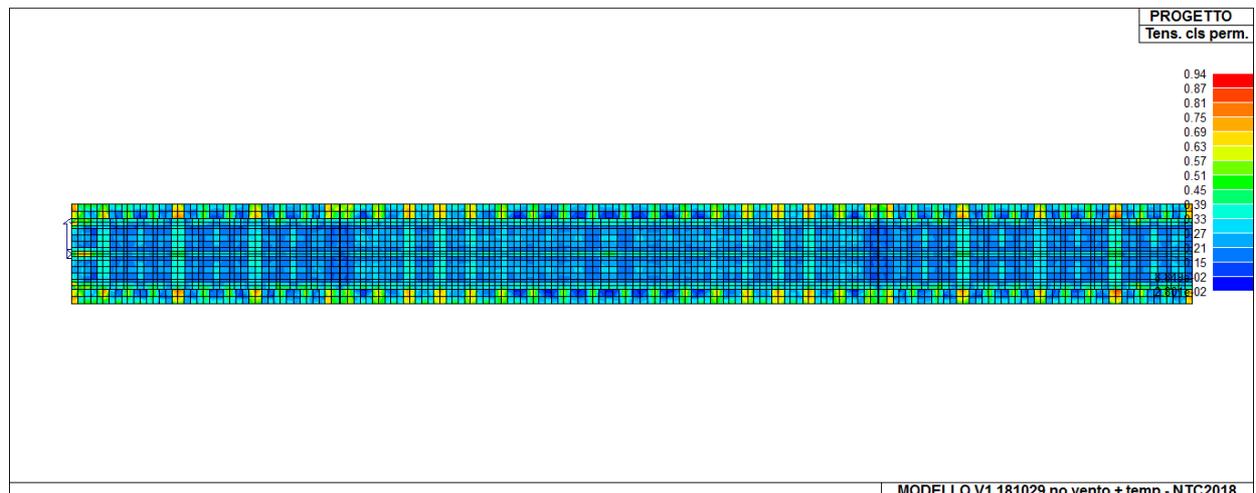
Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell' acciaio e la tensione f_{yk} in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva.





SLE Limitazione Tensioni acciaio rare

Tens. cls perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni quasi permanenti; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva



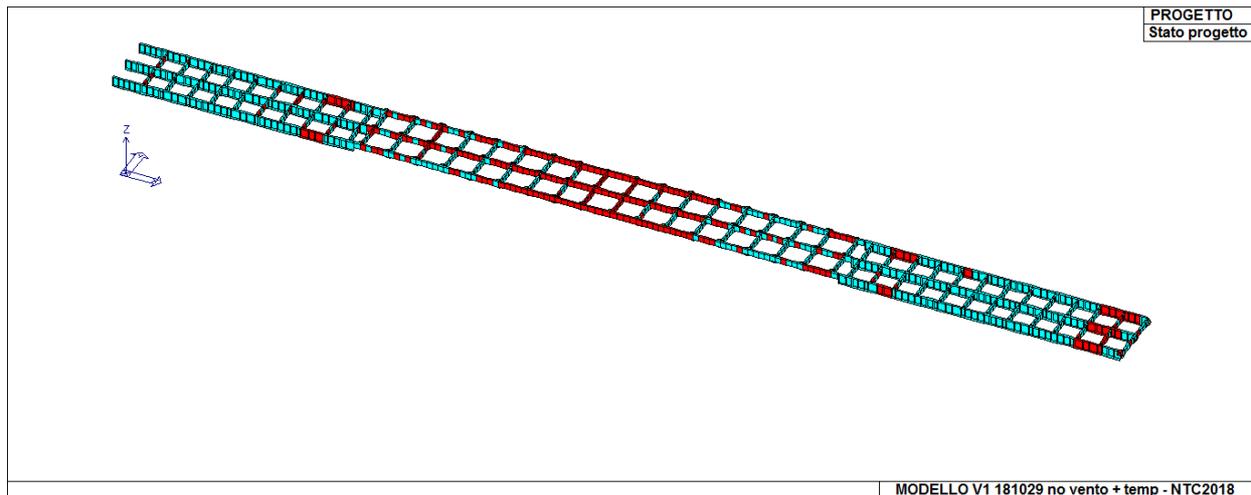
SLE Limitazione Tensioni cls permanente

Lo stato limite di limitazione delle tensioni è verificato lato cls in combinazione permanente; per quando riguarda l'acciaio ed il cls in combinazione rara non è invece rispettata tale verifica.

TRAVE

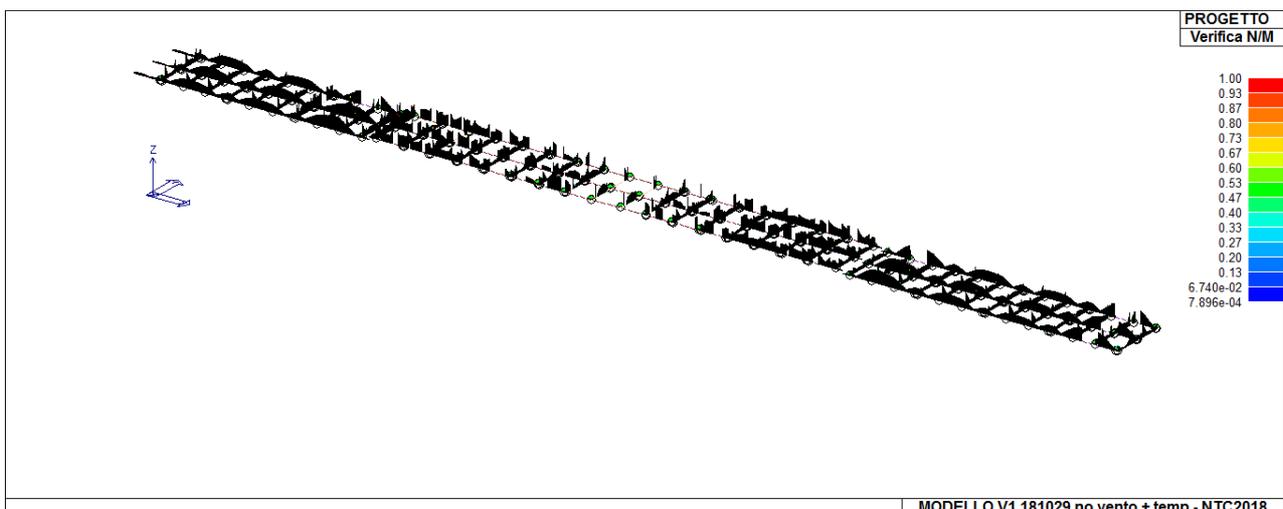
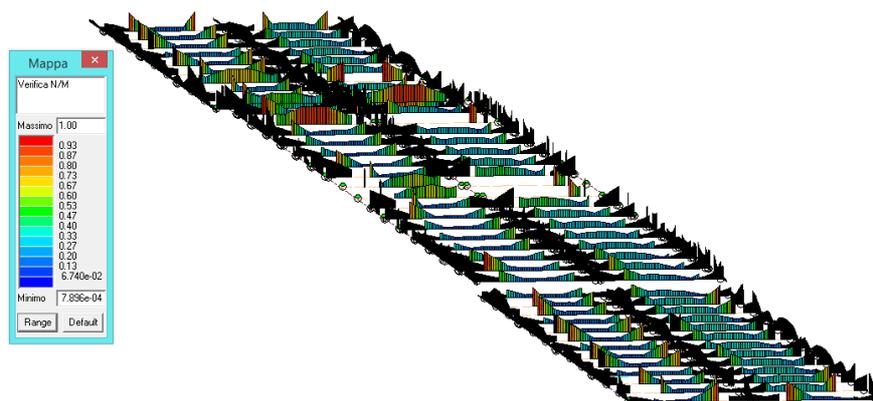
Stato di progetto permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

- o *colore ciano* elementi progettati e verificati;
- o *colore rosso* elementi progettati e non verificati



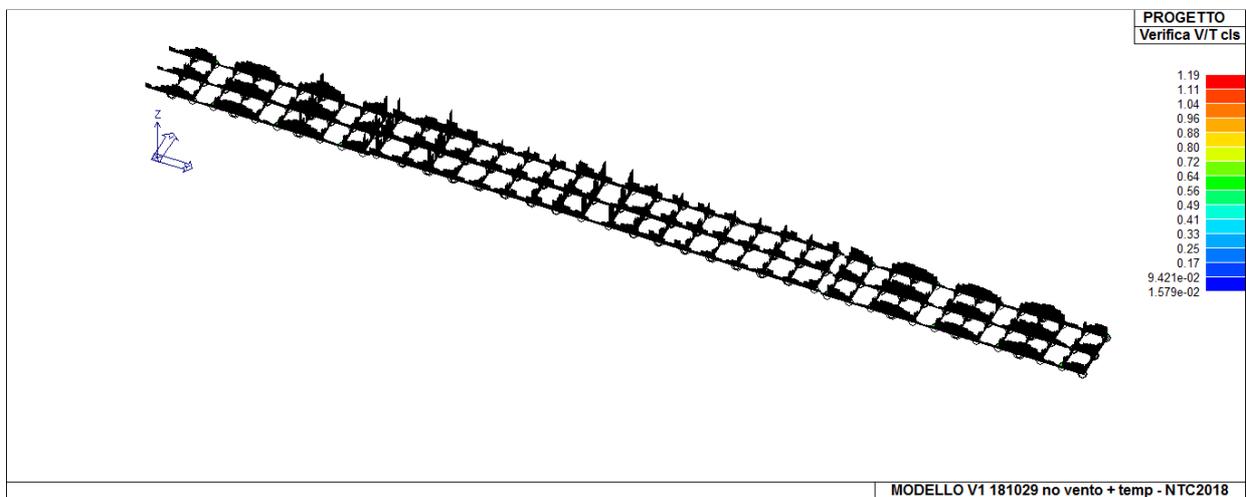
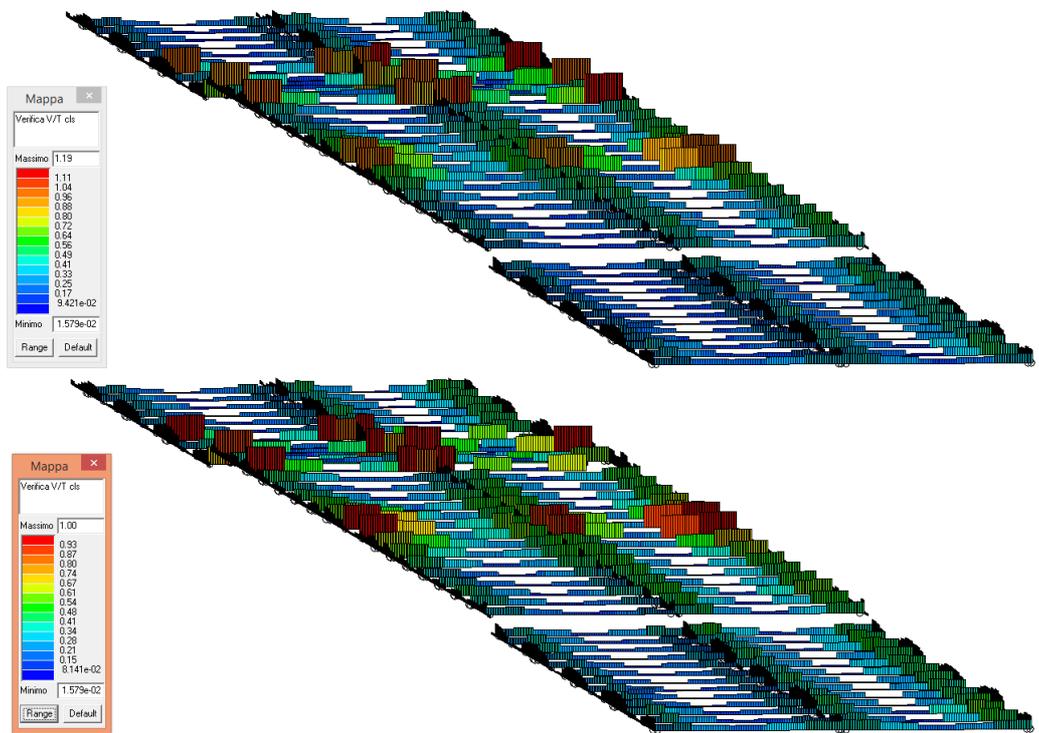
Stato del progetto SLU

Verifica N/M permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi della verifica a pressoflessione come rapporto Ed/Rd ottenuto con incremento proporzionale delle sollecitazioni o a sforzo normale costante (nei criteri di progetto è possibile impostare la verifica a N costante); (Ed = sollecitazione di progetto derivante da N e $M33$, Ru = sollecitazione ultima) (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.1.2, D.M. 2008 par. 4.1.2.1.2.4); ok se ≤ 1 ; le parti di travi prive di diagramma non sono verificate.



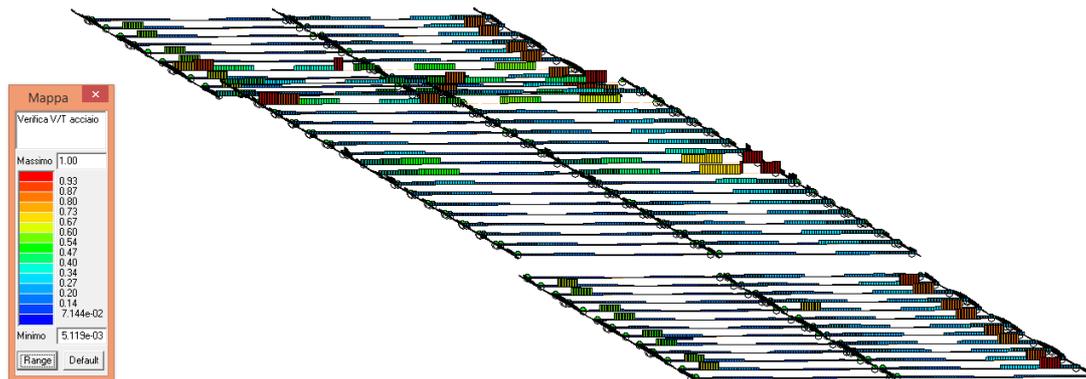
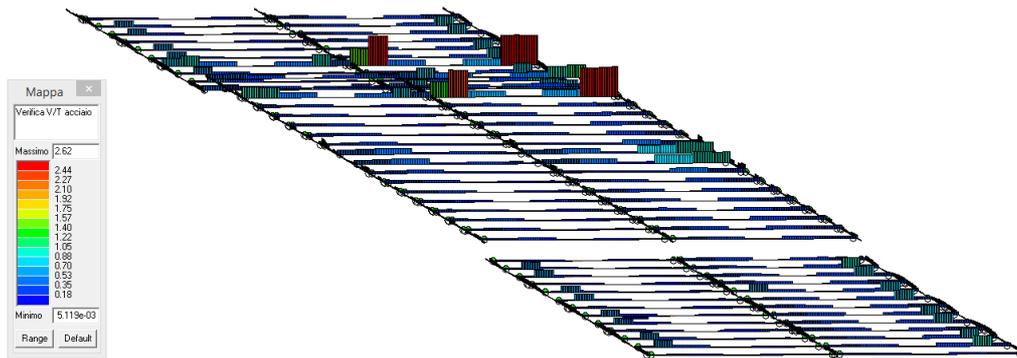
SLU Verifica N/M

Verifica V/T cls Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato calcestruzzo, mediante la seguente espressione: $Ted/TRcd + Ved/VRcd \leq 1$ dove T è la sollecitazione torcente e V è la sollecitazione tagliante. Ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2, D.M. 2008 D.M. 2008 formula 4.1.19).



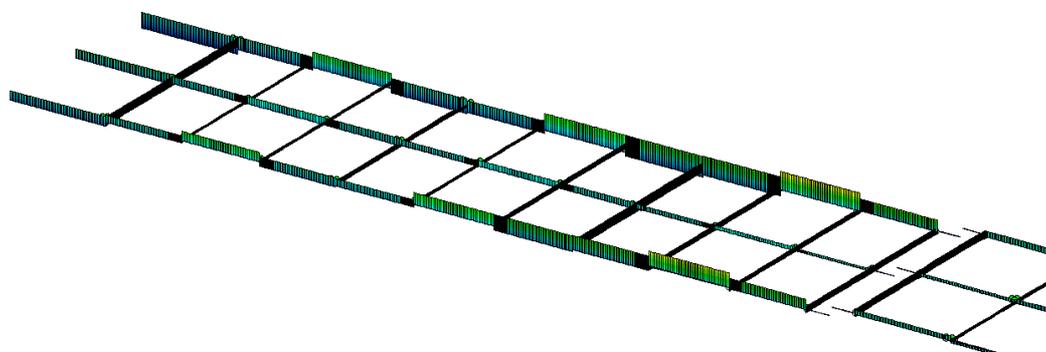
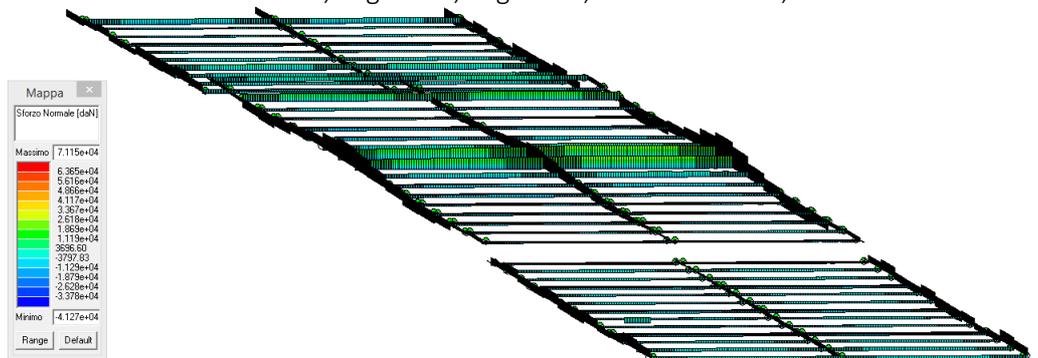
SLU Verifica V/T cls

Verifica V/T acciaio Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato acciaio, ottenuta come rapporto tra la sollecitazione e la resistenza. Ok se < 1.

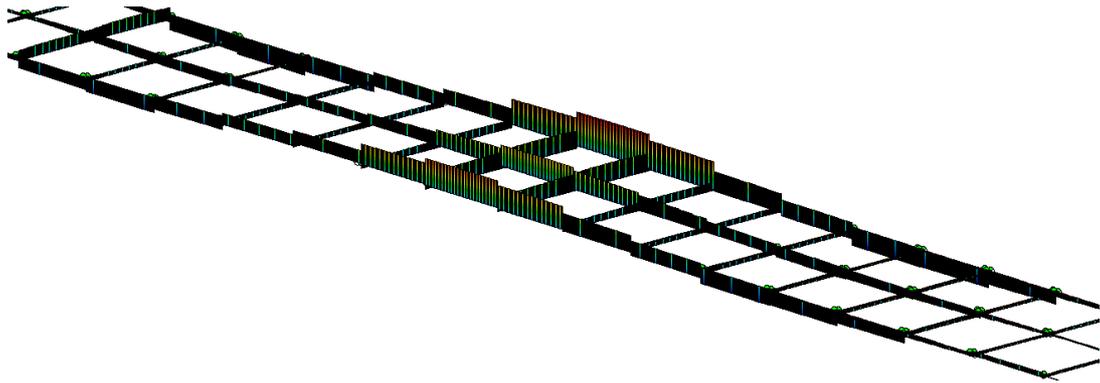


SLU Verifica V/T acciaio

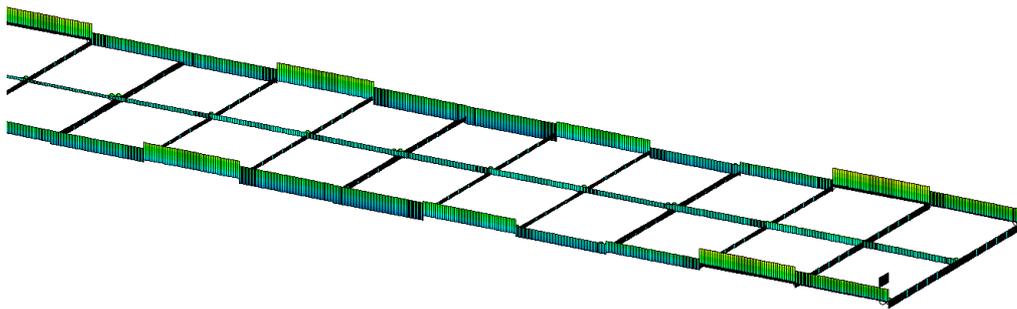
Inviluppo SLU permette la visualizzazione dell'inviluppo delle sollecitazioni con cui viene realizzata la progettazione agli stati limite ultimi degli elementi trave. Si possono visualizzare i diagrammi di inviluppo delle seguenti sollecitazioni: Sforzo Normale, Taglio 2-2, Taglio 3-3, Mom. Torcente, Momento 2-2 Momento 3-3



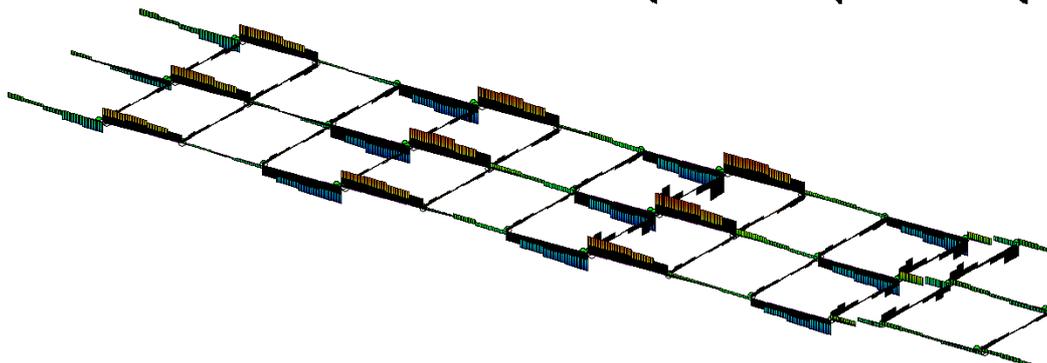
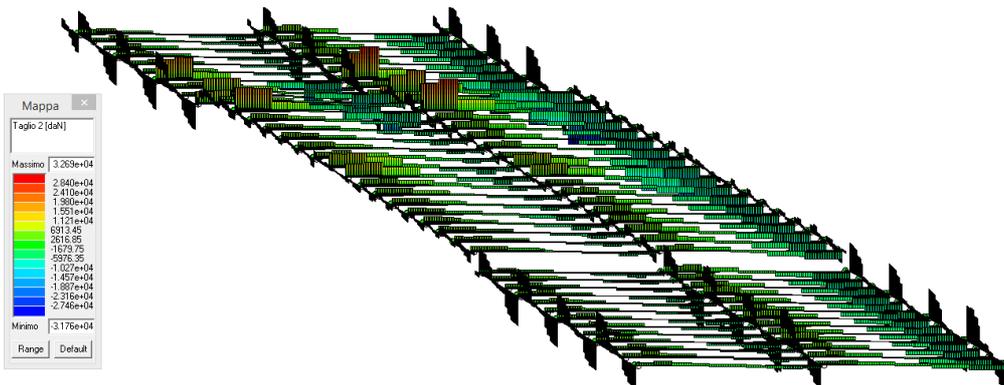
Impalcato Viadotto sx



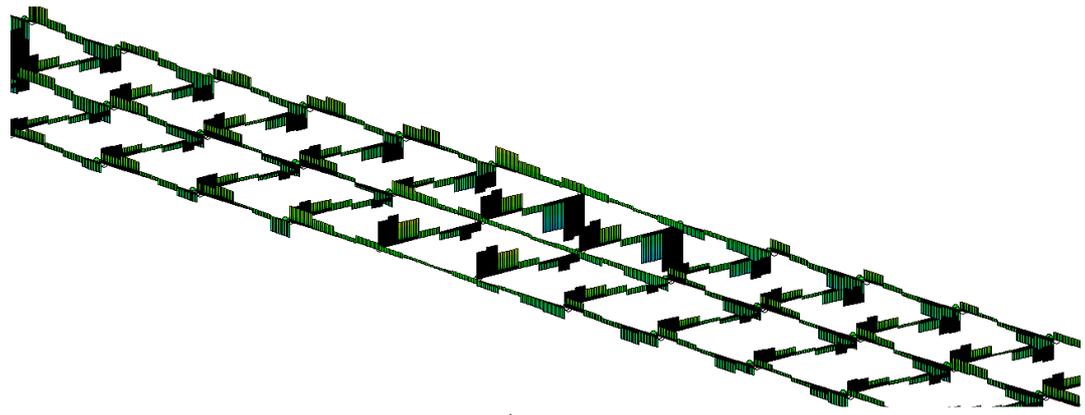
Impalcato arcata



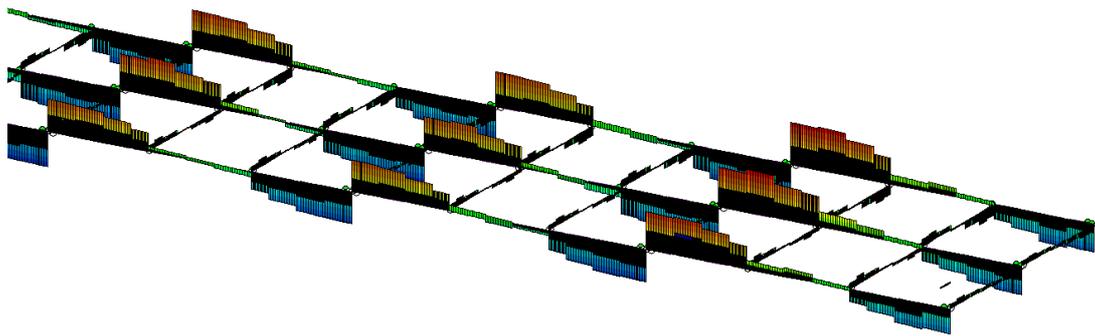
Impalcato Viadotto dx
Inviluppo SLU Sforzo normale



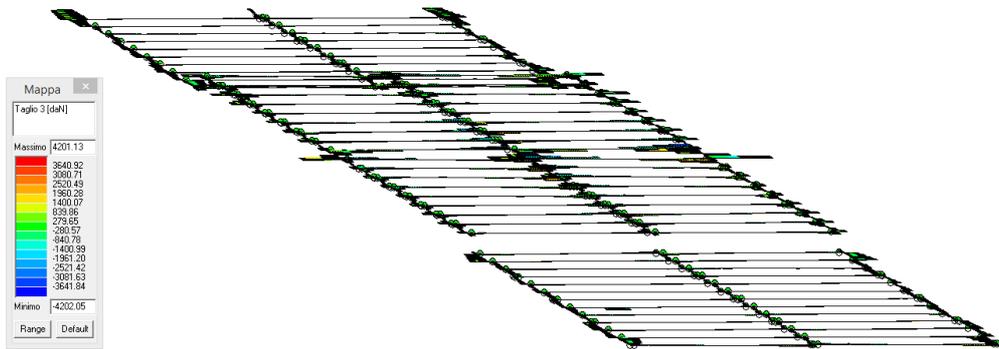
Impalcato Viadotto sx



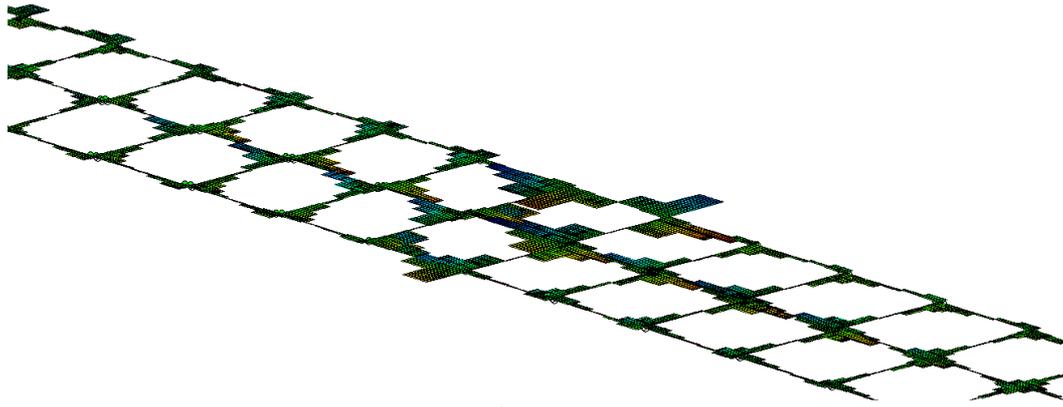
Impalcato arcata



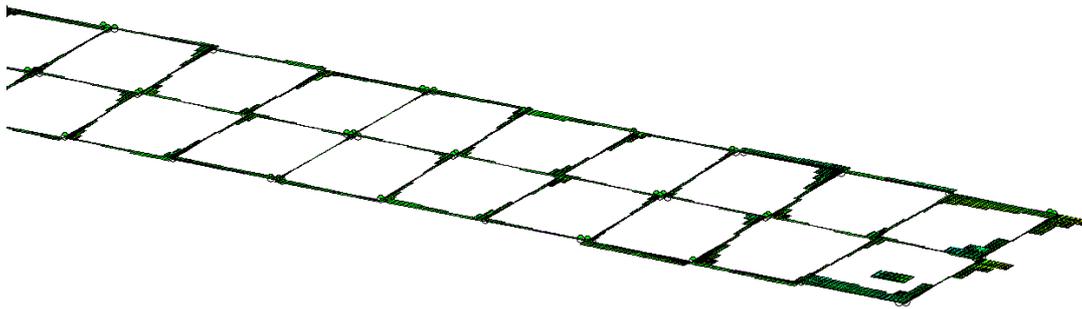
Impalcato Viadotto dx
Inviluppo SLU Taglio 2



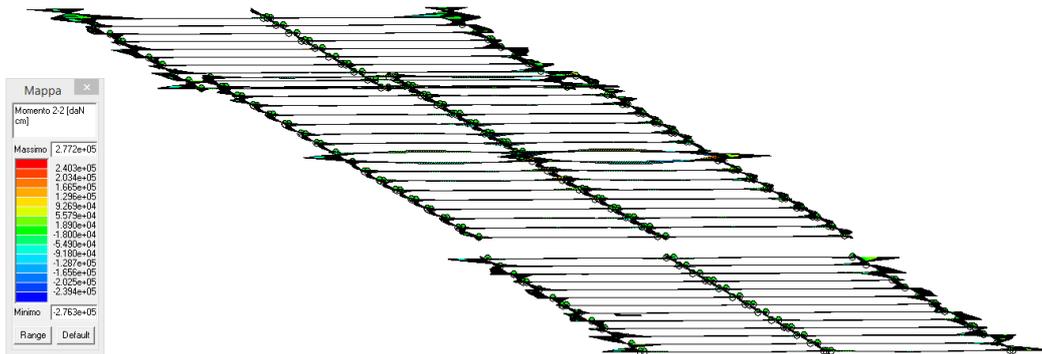
Impalcato Viadotto sx



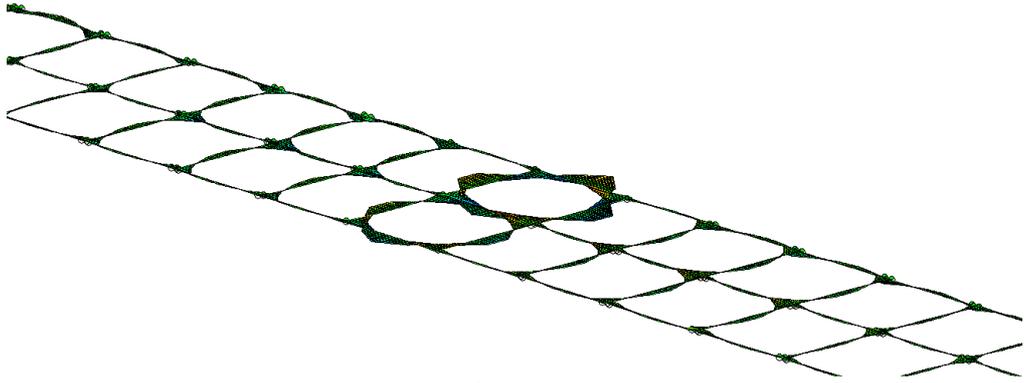
Impalcato arcata



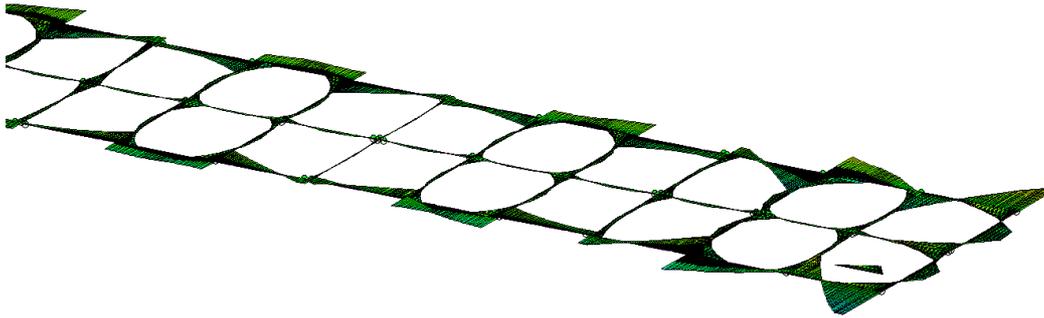
Impalcato Viadotto dx
Inviluppo SLU Taglio 3



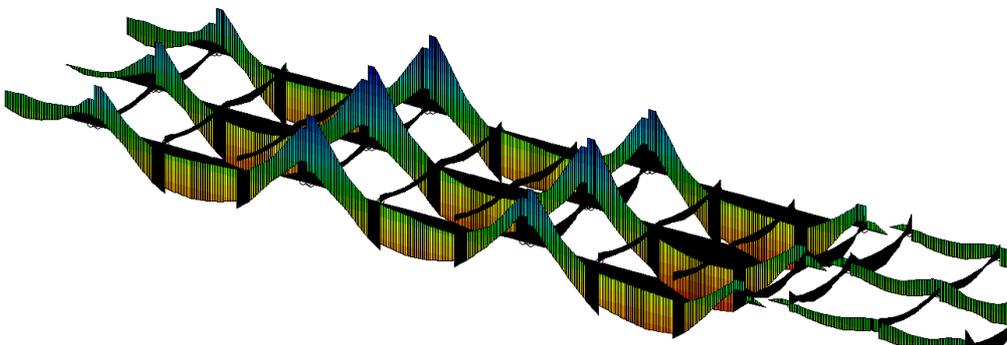
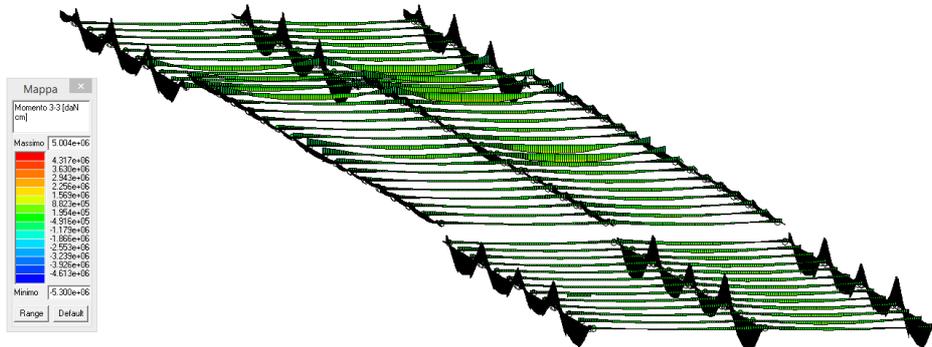
Impalcato Viadotto sx



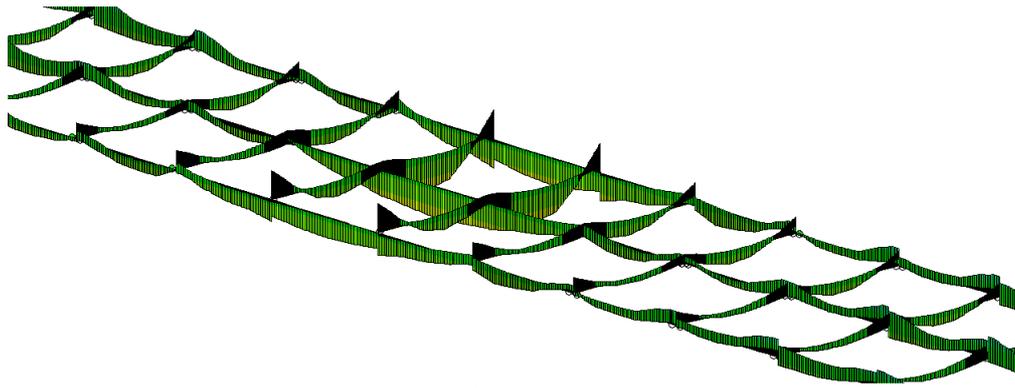
Impalcato arcata



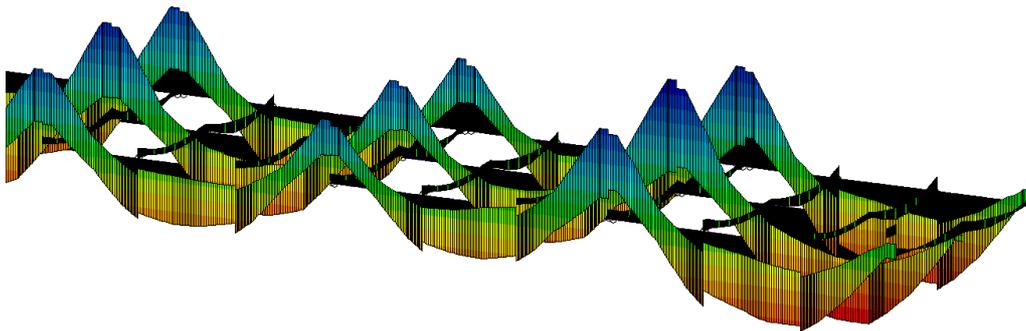
Impalcato Viadotto dx
Inviluppo SLU Momento flettente 2-2



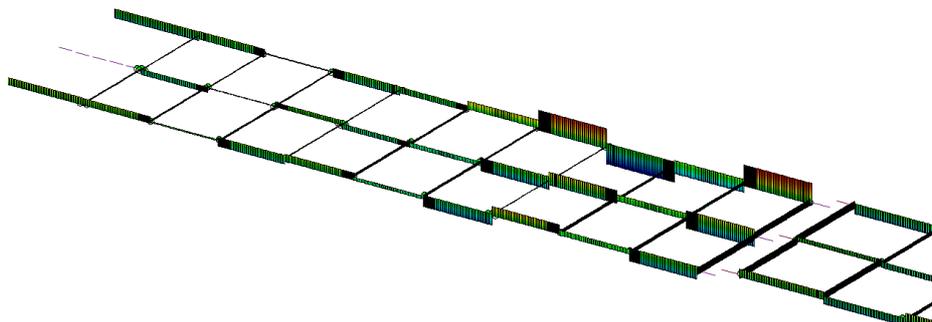
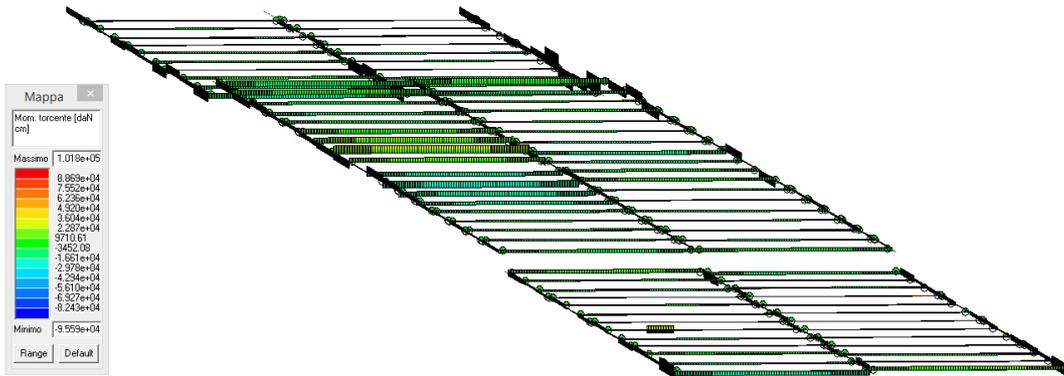
Impalcato Viadotto sx



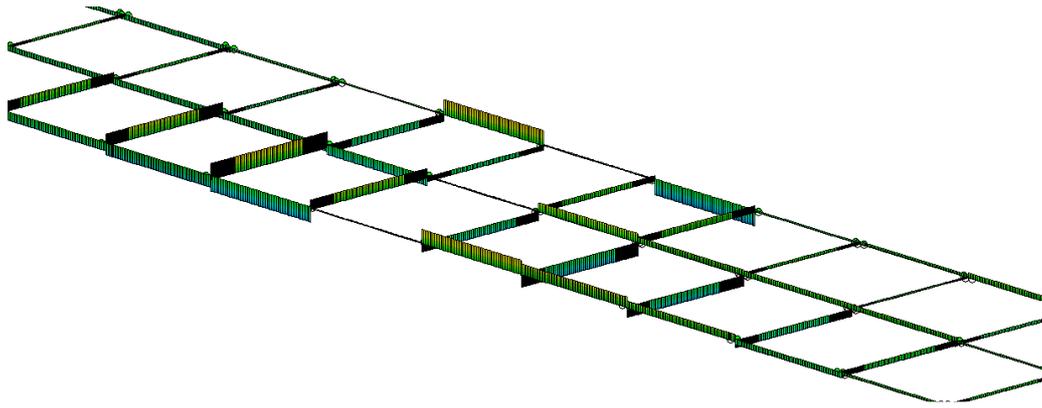
Impalcato arcata



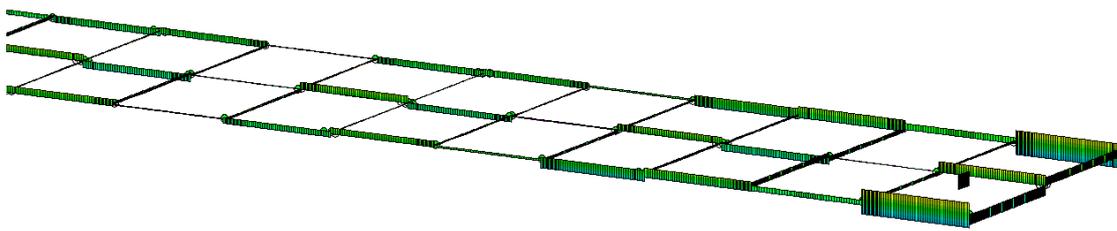
Impalcato Viadotto dx
Involuppo SLU Momento flettente 3-3



Impalcato Viadotto sx



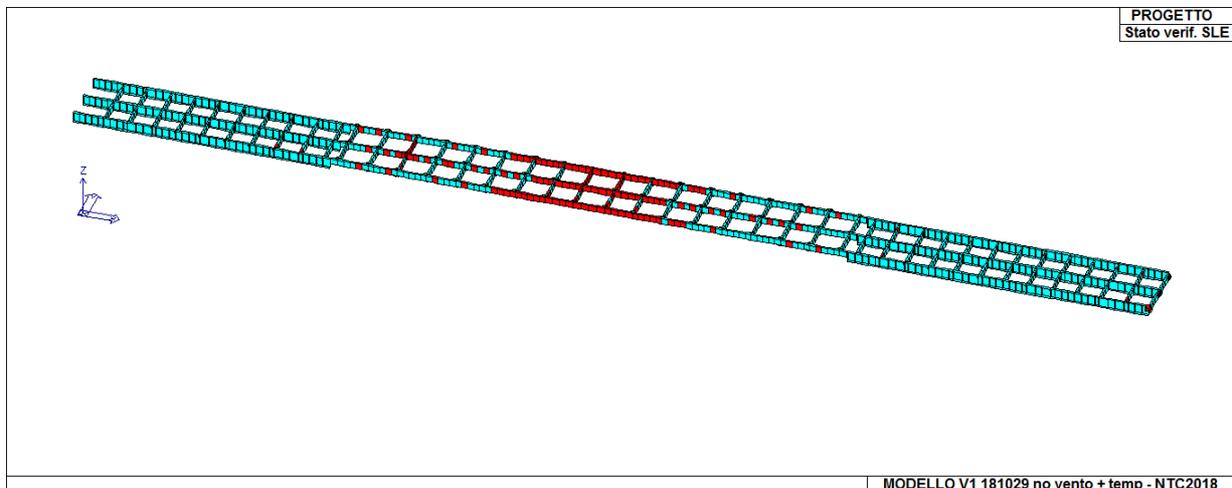
Impalcato arcata



Impalcato Viadotto dx
Inviluppo SLU Momento torcente

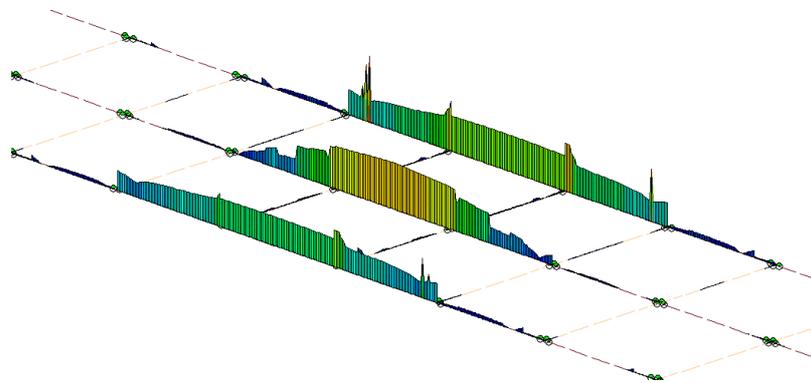
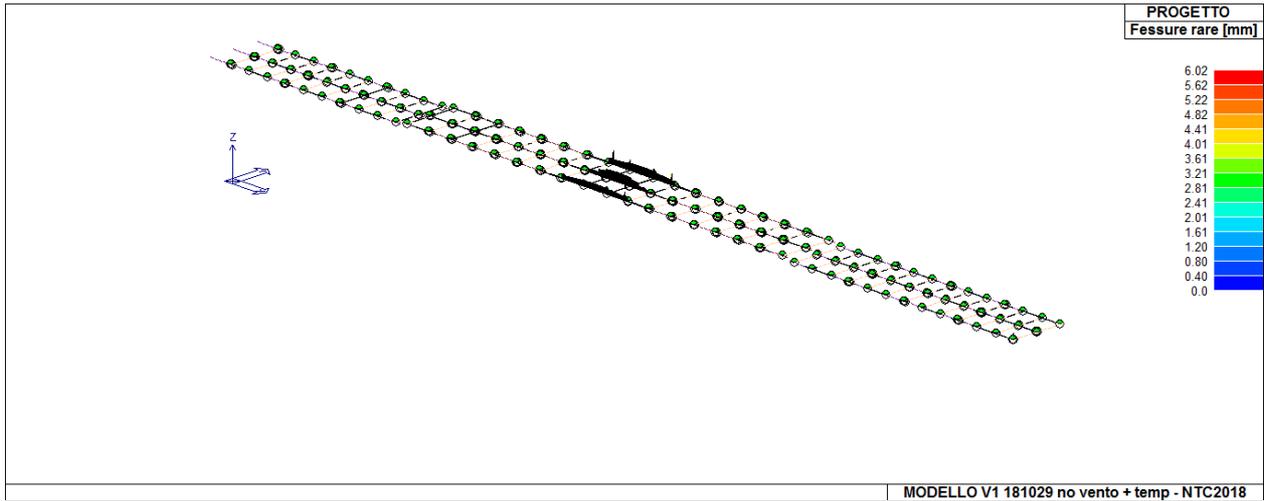
Stato verif. SLE permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.



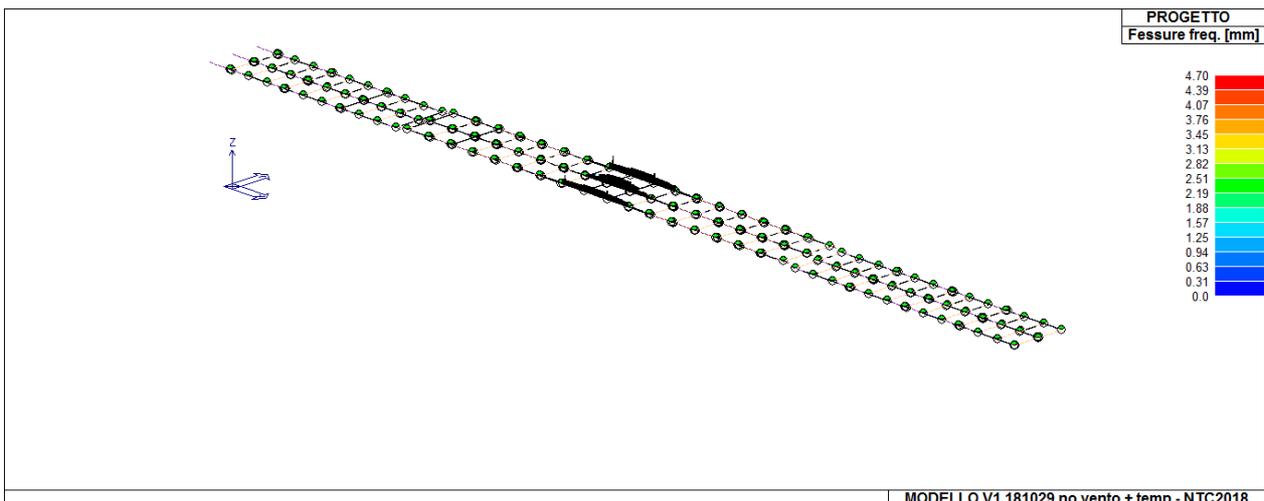
Stato del progetto SLE

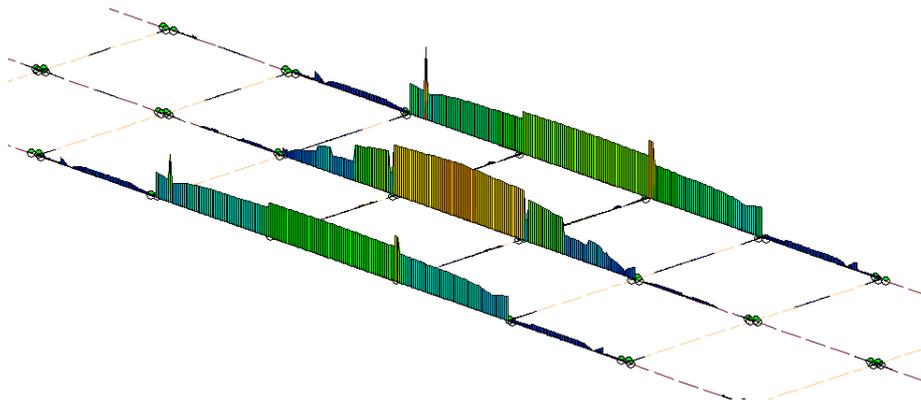
Fessure rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.



SLE Fessure rare

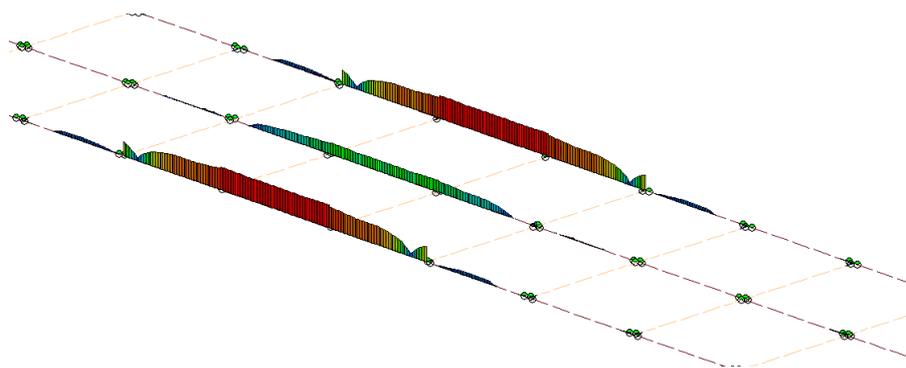
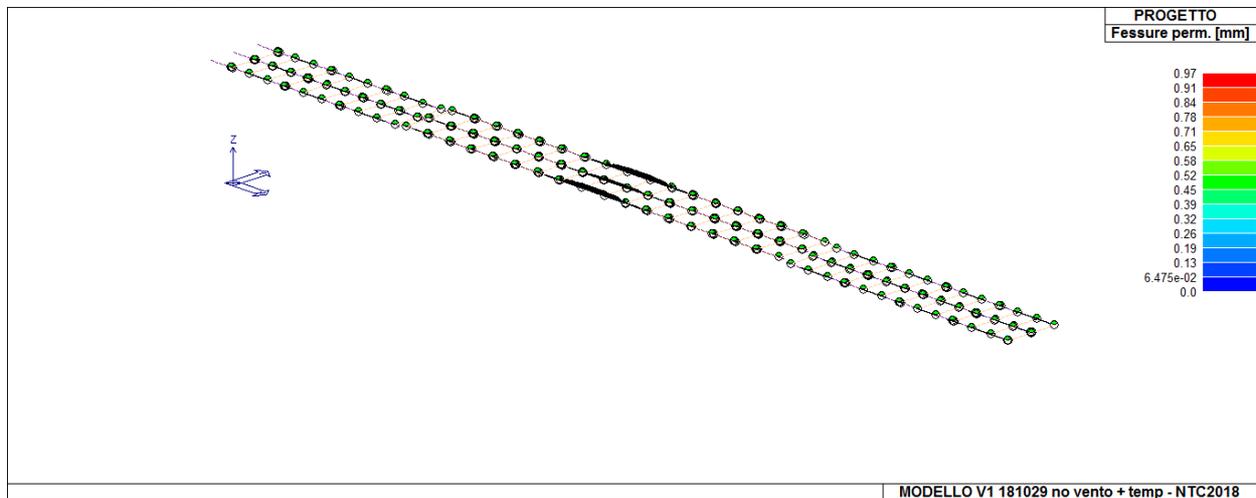
Fessure freq. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni frequenti; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.1.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.





SLE Fessure frequenti

Fessure perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni quasi permanenti; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.



SLE Fessure permanenti

B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Il valore di w_1 e di w_2 è assunto pari a :

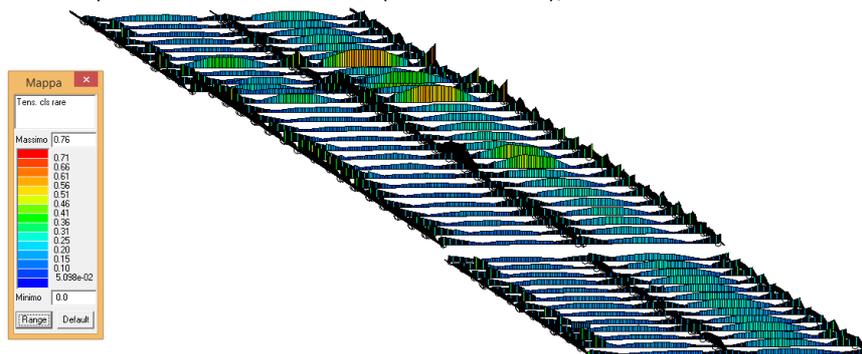
$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

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

In particolare si può concludere che lo stato limite di fessurazione non è verificato.

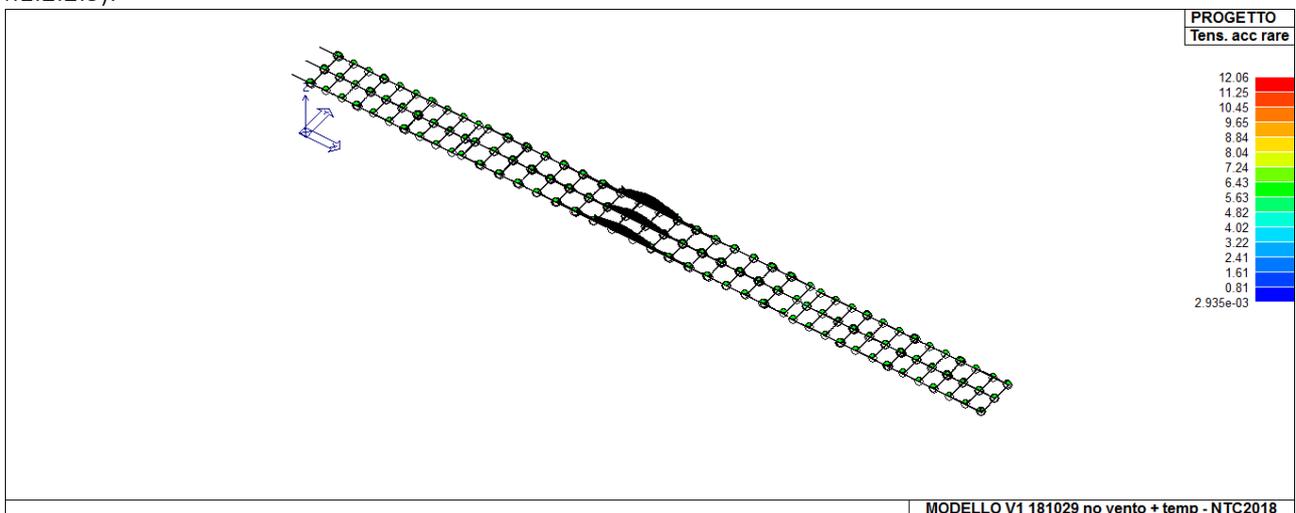
Tens. cls rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto

tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione caratteristica del cls in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.6x f_{ck}$); ok se < 1 .

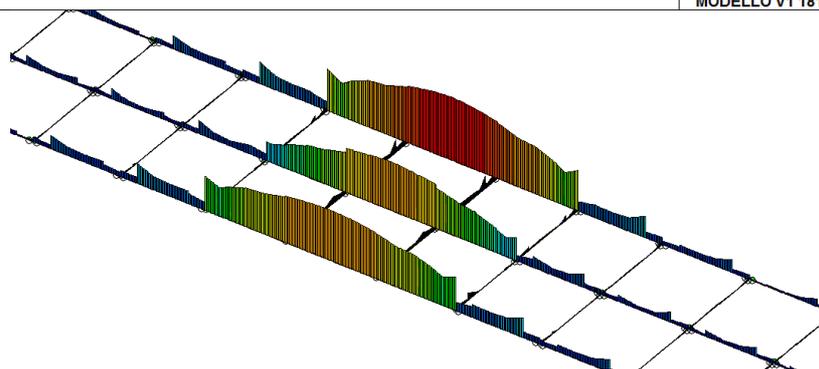


SLE Limitazione tensioni cls rare

Tens. acc rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione caratteristica dell'acciaio in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.8x f_{yk}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).

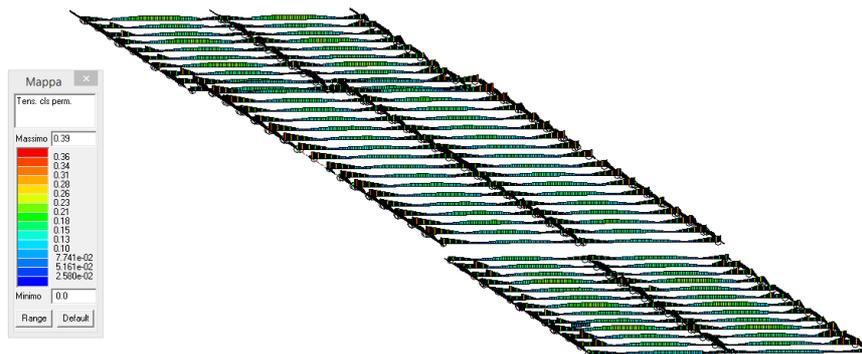


MODELLO V1 181029 no vento + temp - NTC2018



SLE Limitazione tensioni acciaio rare

Tens. cls perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi permanenti fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.45x f_{ck}$); ok se < 1 .



SLE Limitazione tensioni cls permanente

Lo stato limite di limitazione delle tensioni è rispettato lato cls, ma non lato acciaio.

9.2.2 Verifica carichi reali circolanti ed azione del vento

Si valuta adesso il comportamento della struttura soggetta all'azione dei carichi circolanti realmente. Questa volta, svolgendo non solo l'analisi tensionale, ma anche la verifica; non considereremo lo schema con pilastri incernierati, schema assunto inizialmente per la fase di confronto, ma incastrati in testa ed alla base. Ricordiamo che pur incernierando i pilastri non si giungeva a labilità per la presenza dei controventi trasversali incastrati.

Come per il precedente caso entrano in gioco le resistenze del calcestruzzo armato e dell'acciaio, dato che siamo in fase di verifica e si confronteranno sollecitazioni e resistenze. Anche qui si riportano i valori ottenuti dalle indagini del giugno 2012 (valori di R_{cm}), con il calcolo dei diversi parametri meccanici secondo le formule nei paragrafi 11.2.10.1, 11.2.10.2, 11.2.10.3 precedentemente visti

Si riportano per comodità i valori di resistenza medi, ottenuti dalle indagini svolte dalla Città Metropolitana di Torino, nel giugno 2012:

Calcestruzzo Arco		
R_{cm}	Mpa	21,45
f_{cm}	Mpa	17,80
f_{ck}	Mpa	9,80
f_{ctm}	Mpa	1,37
Modulo Elastico	E	26156
Modulo tangenziale	G	10898
Calcestruzzo Pilastro		
R_{cm}	Mpa	18,07
f_{cm}	Mpa	15,00
f_{ck}	Mpa	7,00
f_{ctm}	Mpa	1,10
Modulo Elastico	E	24845
Modulo tangenziale	G	10352
Calcestruzzo Travi		
R_{cm}	Mpa	22,73
f_{cm}	Mpa	18,87
f_{ck}	Mpa	10,87
f_{ctm}	Mpa	1,47
Modulo Elastico	E	26615
Modulo tangenziale	G	11090
Calcestruzzo Soletta- marciapiede		
R_{cm}	Mpa	38,22
f_{cm}	Mpa	31,72
f_{ck}	Mpa	23,72
f_{ctm}	Mpa	2,48
Modulo Elastico	E	31105
Modulo tangenziale	G	12961

Figura 9.2.2.1 Valori di resistenza medi dei materiali

Cui corrispondono le seguenti classi di calcestruzzo, inserite nel modello:

Materiale Arco-Calcestruzzo Classe C18/21
Materiale Pilastri-Calcestruzzo Classe C15/18
Materiale Travi-Calcestruzzo Classe C19/23
Materiale Soletta - Marciapiede-Calcestruzzo Classe C32/38

Per quanto riguarda il materiale acciaio si considera il caso di un acciaio FeB22 con tensione di snervamento pari a 2200 kg/cm^2 ed a rottura di 3400 . Nel programma, lavorando con Ntc 2018, si è inserito il valore di snervamento. Con le TA abbiamo invece lavorato con un valore di tensione ammissibile per l'acciaio pari a 1200 kg/cm^2 .

Carichi mobili considerati:

- carico ripartito su tutta la lunghezza del ponte, pari a 1.96 t/mq agente sulla prima corsia (stesa di autobetoniere da 33t l'una, con incremento dinamico pari ad $1,4$); 0.35 t/mq agente sulla corsia adiacente (stesa di automobili, con incremento dinamico pari ad $1,4$)

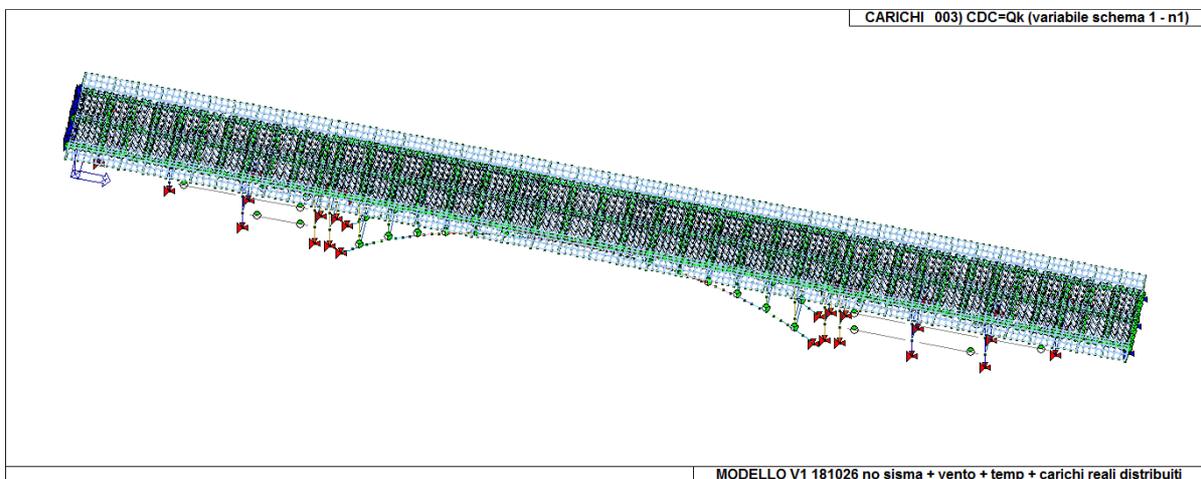


Figura 9.2.2.2 Carico ripartito su tutta la lunghezza del ponte

- carico dato da una fila indefinita di autobetoniere posta al centro dell' impalcato, in corrispondenza della trave longitudinale centrale. Il carico corrisponde come prima ad $1,96 \text{ t/mq} = 1960 \text{ kg/mq}$ ed è stato già incrementato di un fattore dinamico pari ad $1,4$.

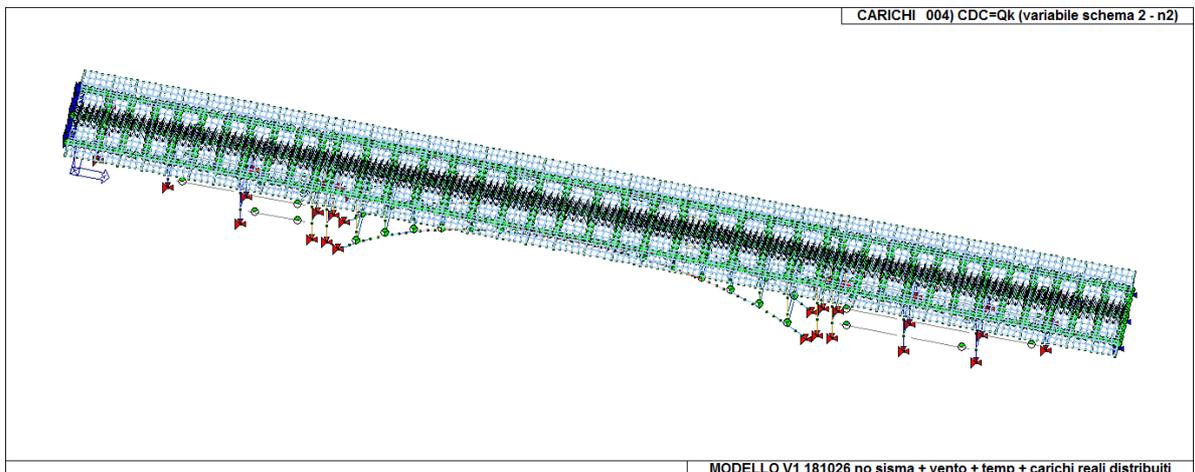


Figura 9.2.2.3 Carico dato da una fila di autobetoniere centrali

In aggiunta sono stati considerati il carico neve, la temperatura con distribuzione uniforme e lineare, ed il carico dovuto alla folla. La novità che qui è introdotta è relativa alla presenza della forza data da vento, agente in direzione trasversale rispetto alla direzione di sviluppo del ponte, dunque secondo Y.

- Carico orizzontale dato dal vento secondo Y

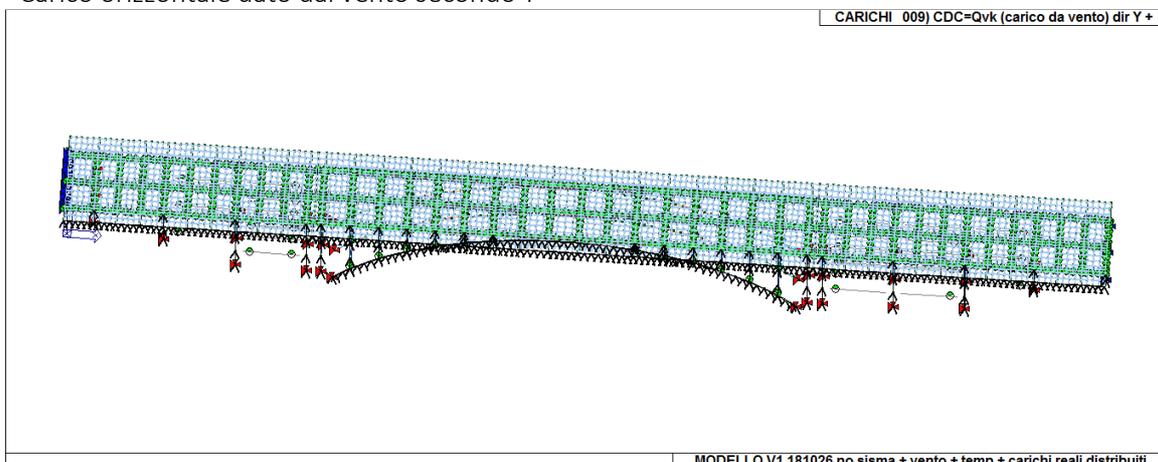


Figura 9.2.2.4 Carico orizzontale dato dal vento secondo Y

Stringa identificativa	Vento impalcato
Dati di carico	
carico Fxi	0.0 [daN/cm]
carico Fxf	0.0 [daN/cm]
carico Fyi	1.55 [daN/cm]
carico Fyf	1.55 [daN/cm]
carico Fzi	0.0 [daN/cm]
carico Fzf	0.0 [daN/cm]
momento Mxi	0.0 [daN]

Figura 9.2.2.5 Carico dato dal vento agente sull' impalcato

Stringa identificativa	Vento Travi - pilastri
Dati di carico	
carico Fxi	0.0 [daN/cm]
carico Fxf	0.0 [daN/cm]
carico Fyi	0.605 [daN/cm]
carico Fyf	0.605 [daN/cm]
carico Fzi	0.0 [daN/cm]
carico Fzf	0.0 [daN/cm]
momento Mxi	0.0 [daN]

Figura 9.2.2.6 Carico dato dal vento agente su travi e pilastri

Stringa identificativa	Vento Arco
Dati di carico	
carico Fxi	0.0 [daN/cm]
carico Fxf	0.0 [daN/cm]
carico Fyi	1.92 [daN/cm]
carico Fyf	1.92 [daN/cm]
carico Fzi	0.0 [daN/cm]
carico Fzf	0.0 [daN/cm]

Figura 9.2.2.7 Carico dato dal vento agente sull'arcone

Stringa identificativa	Vento marciapiede
Dati di carico	
carico Fxi	0.0 [daN/cm]
carico Fxf	0.0 [daN/cm]
carico Fyi	3.02 [daN/cm]
carico Fyf	3.02 [daN/cm]
carico Fzi	0.0 [daN/cm]
carico Fzf	0.0 [daN/cm]
momento Mxi	-765.0 [daN]
momento Mxf	-765.0 [daN]

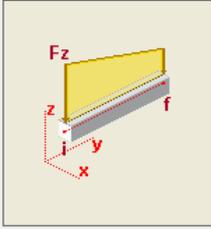
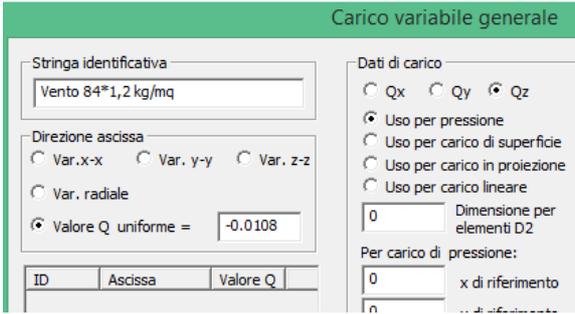


Figura 9.2.2.8 Carico dato dal vento agente sul marciapiede

La pressione esercitata dal vento è pari a:



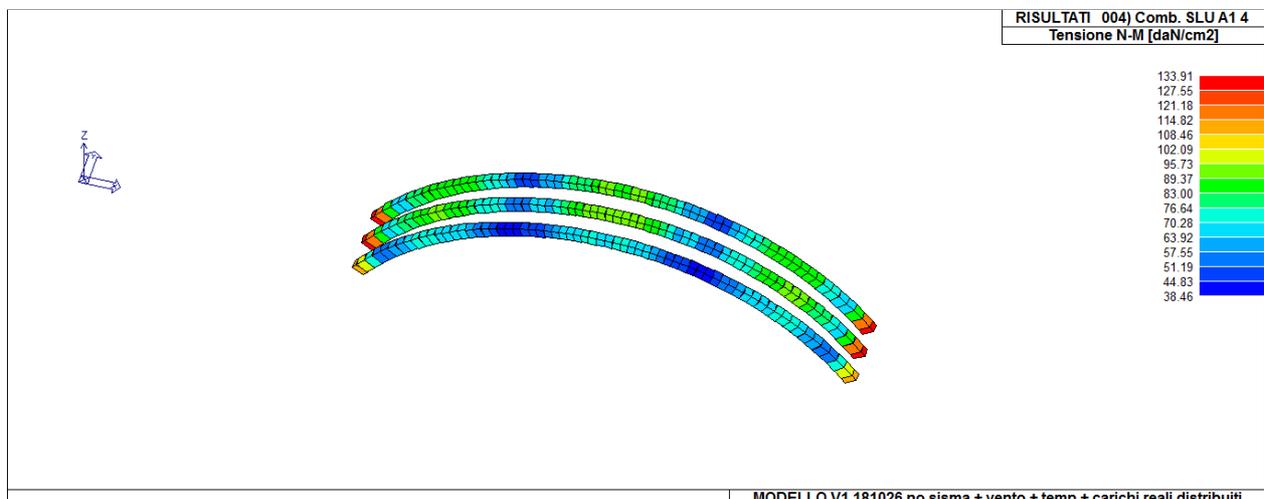
$$\text{Carico Vento} = 84 * 1.2 = 100.8 \frac{\text{kg}}{\text{mq}} = 0.0100 \text{ kg/cm}^2$$

Sull'impalcato agisce un carico pari ad 1,55 kg/cm; sulle travi e sui pilastri un carico lineare pari a 0.605 kg/cm; sull'arcone esterno agisce un carico pari ad 1.92 kg/cm; sul marciapiede agisce un carico orizzontale pari a 3,02 kg/cm, ed in corrispondenza di esso, agisce anche un momento flettente pari a 765 kg per tenere in conto l'azione del vento sul parapetto, che farebbe nascere appunto un momento flettente.

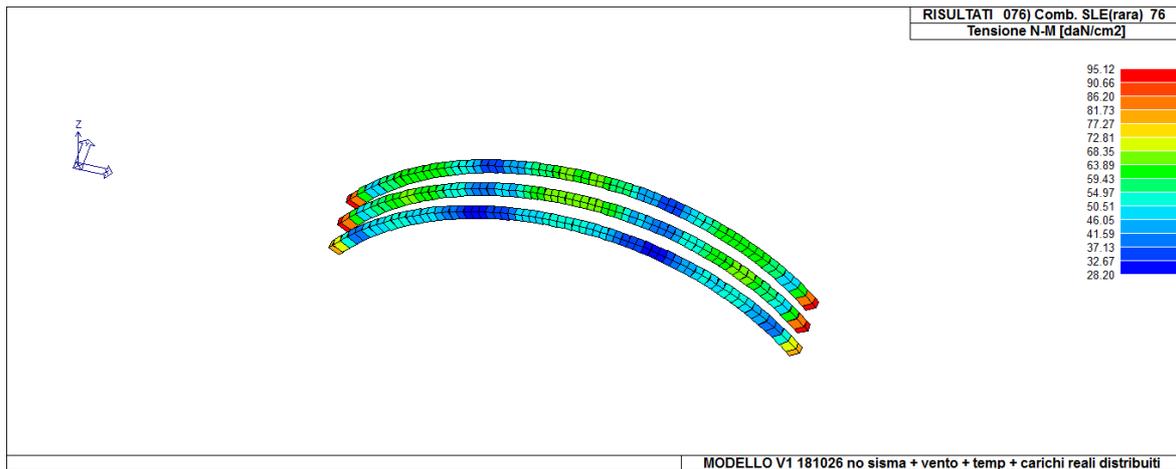
Sono stati considerati esclusivamente i carichi agenti sulle facce esterne dei diversi elementi, direttamente esposti al vento; è stato dunque trascurato l'effetto del vento sui pilastri, travi ed archi non direttamente esposti (su questi andrebbe ad agire una percentuale di vento agente sulla "facciata")

Ricordiamo a tal proposito che il Ponte di Alpignano non è stato progettato originariamente per sopportare alcun carico orizzontale.

ARCO

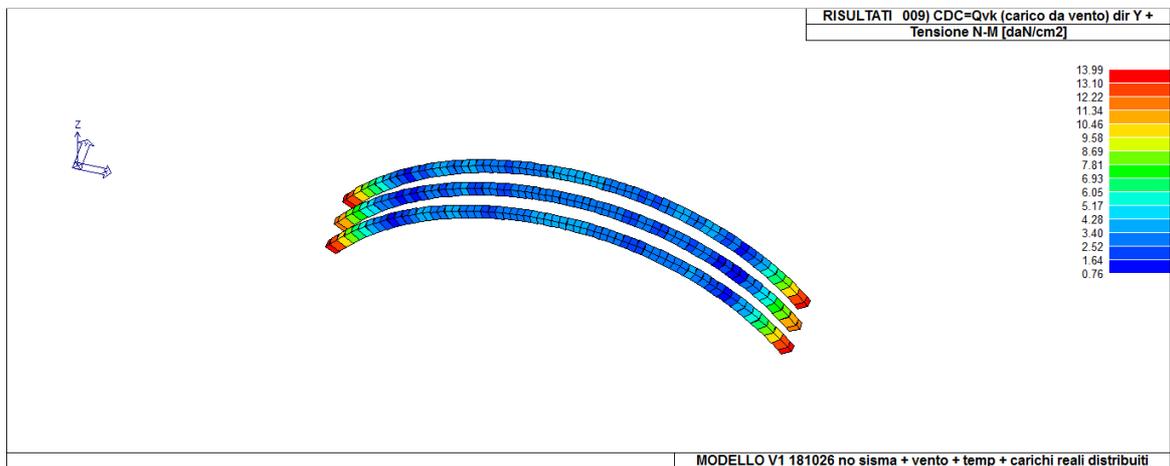


Tensione N-M max SLU= 134 kg/cm²



Tensione N-M max SLE= 95 kg/cm^q

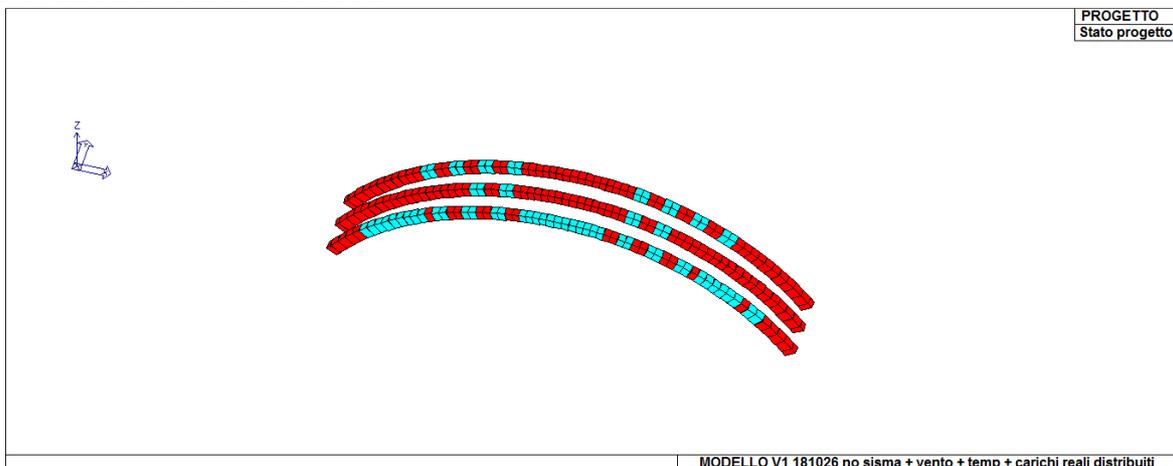
Con i medesimi carichi mobili in esercizio la tensione max di pressoflessione nell'arco era pari a 78,3 kg/cm^q; in questo caso con anche l'azione del vento ottengo in esercizio una tensione max pari a 95 kg/cm^q, con un valore di tensione max nell'arco per effetto del solo vento, pari a 14 kg/cm^q.



Tensione N-M max Vento= 14 kg/cm^q

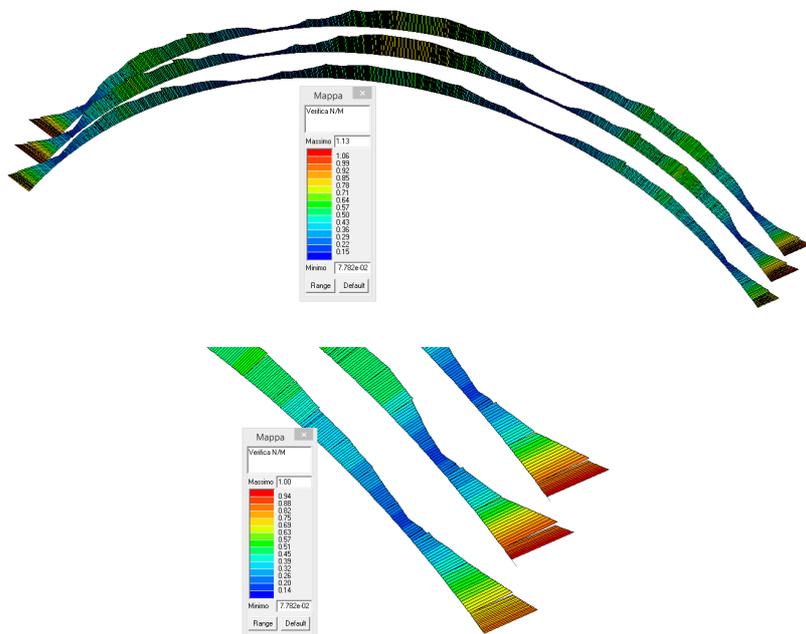
Gli elementi tipo trave in c.a. sono sottoposti alle verifiche previste dalla normativa NTC 2018. Il comando *Stato di progetto SLU* permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

- o colore ciano elementi verificati;
- o colore rosso elementi non verificati.



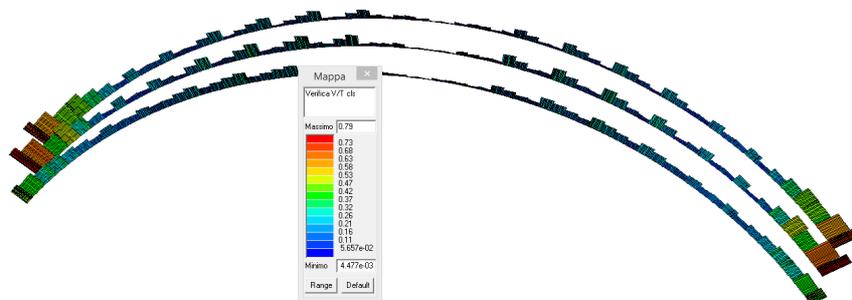
Stato Progetto SLU

Il grafico che segue permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi della verifica a pressoflessione come rapporto E_d/R_d . La verifica è soddisfatta se tale valore è ≤ 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.1.2, D.M. 2008 par. 4.1.2.1.2.4). Si tratta del diagramma di interazione in cui in ascissa ed ordinata si hanno i rapporti N_{sd}/N_{rd} ed M_{sd}/M_{rd} e ci si deve mantenere dentro al dominio di interazione, per far sì che la verifica a pressoflessione sia soddisfatta. Nel secondo grafico si fissa il massimo valore pari ad 1 per evidenziare quali sezioni degli arconi non rispettano la verifica N/M (sezioni senza grafico).



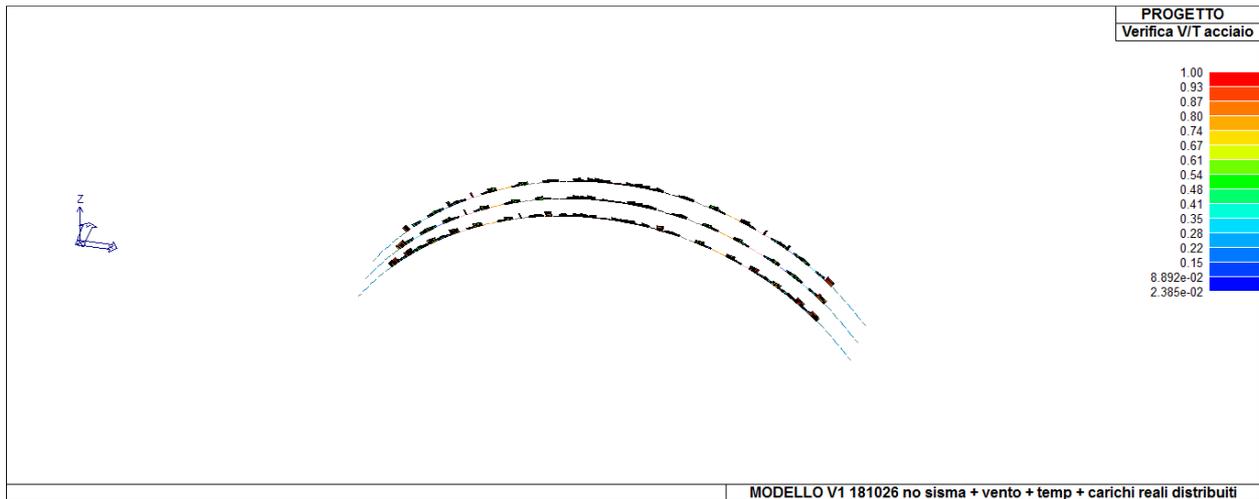
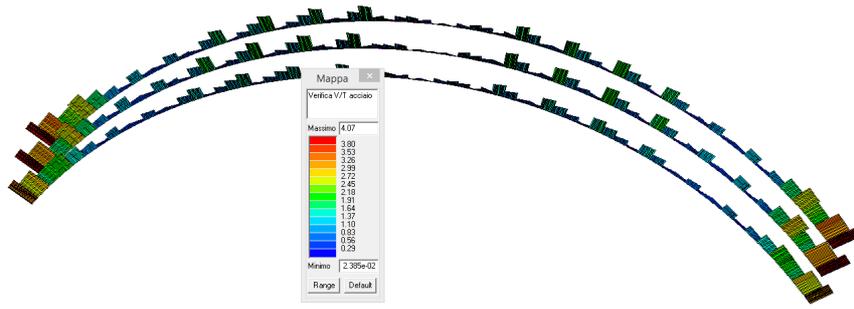
SLU Verifica N/M

Questo grafico permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato calcestruzzo, mediante la seguente espressione: $T_{ed}/T_{Rcd} + V_{ed}/V_{Rcd} \leq 1$ dove T è la sollecitazione torcente e V è la sollecitazione tagliante. Ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2, D.M. 2008 D.M. 2008 formula 4.1.19).



SLU Verifica V/T cl

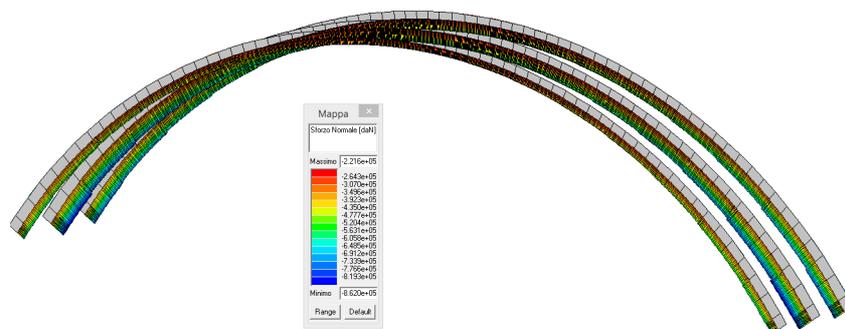
Questo grafico permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato acciaio, ottenuta come rapporto tra la sollecitazione e la resistenza. Ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2, D.M. 2008 formula 4.1.18). Anche qui fissando il valore unitario per tale rapporto, possiamo osservare quali sezioni non soddisfano la verifica, e saranno quelle per le quali non abbiamo il diagramma.



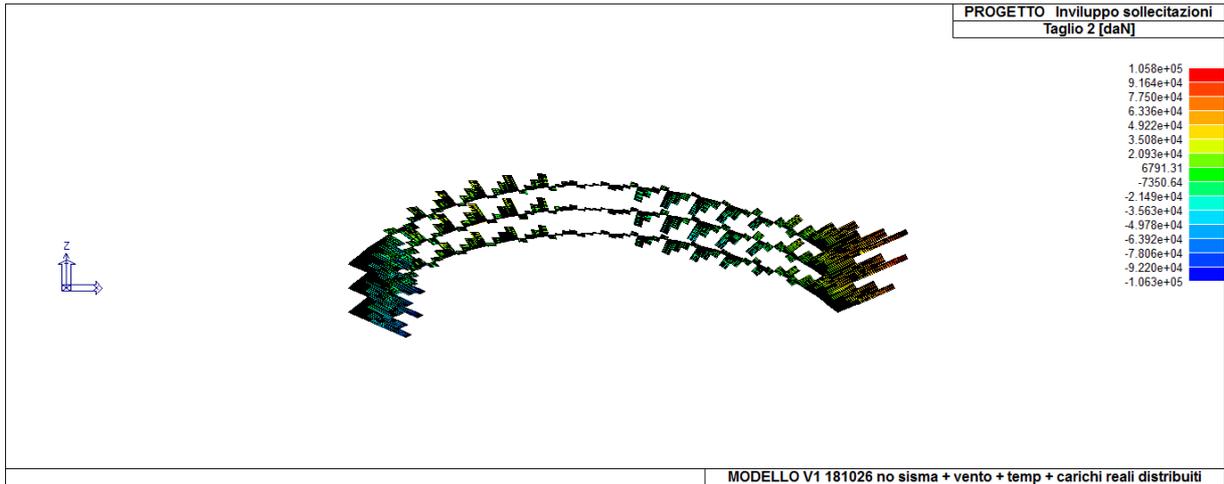
SLU Verifica V/T acciaio

Il comando *Inviluppo SLU* permette la visualizzazione dell'inviluppo delle sollecitazioni con cui viene realizzata la progettazione agli stati limite ultimi degli elementi trave.

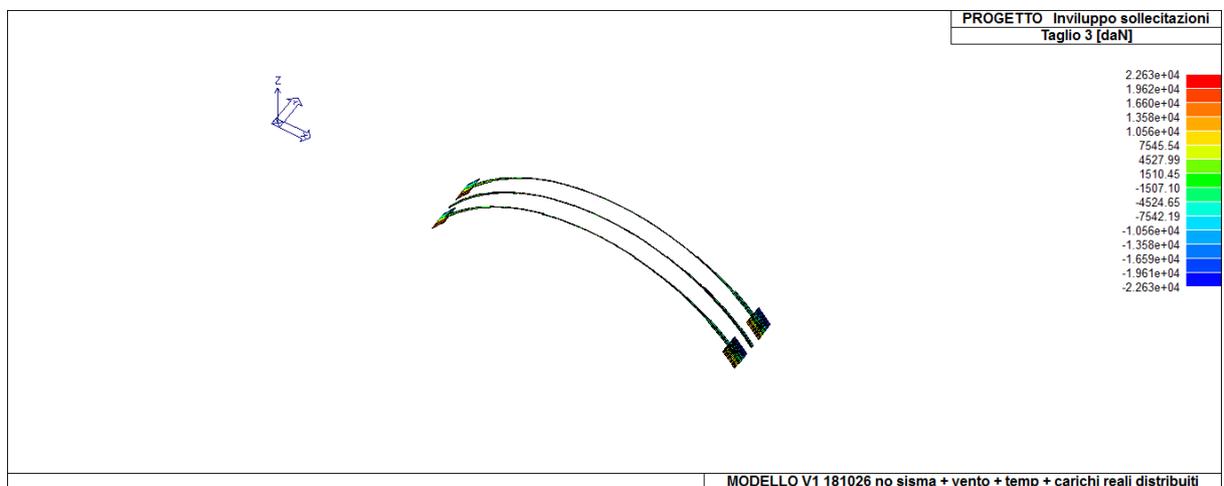
Si possono visualizzare i diagrammi di inviluppo delle seguenti sollecitazioni: Sforzo Normale, Taglio 2-2, Taglio 3-3, Mom. Torcente, Momento 2-2 Momento 3-3.



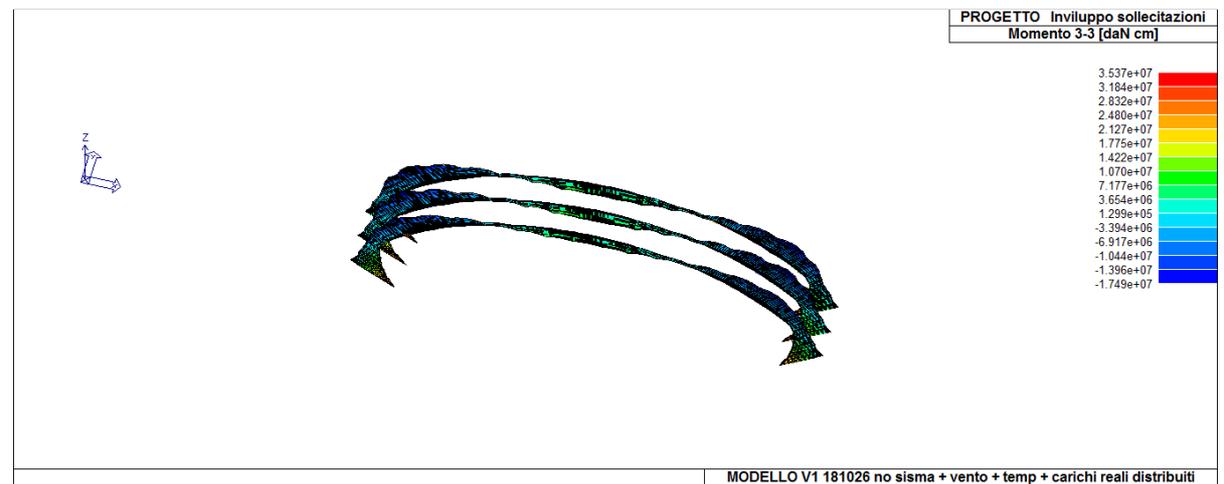
Inviluppo S.L.U- Sforzo normale



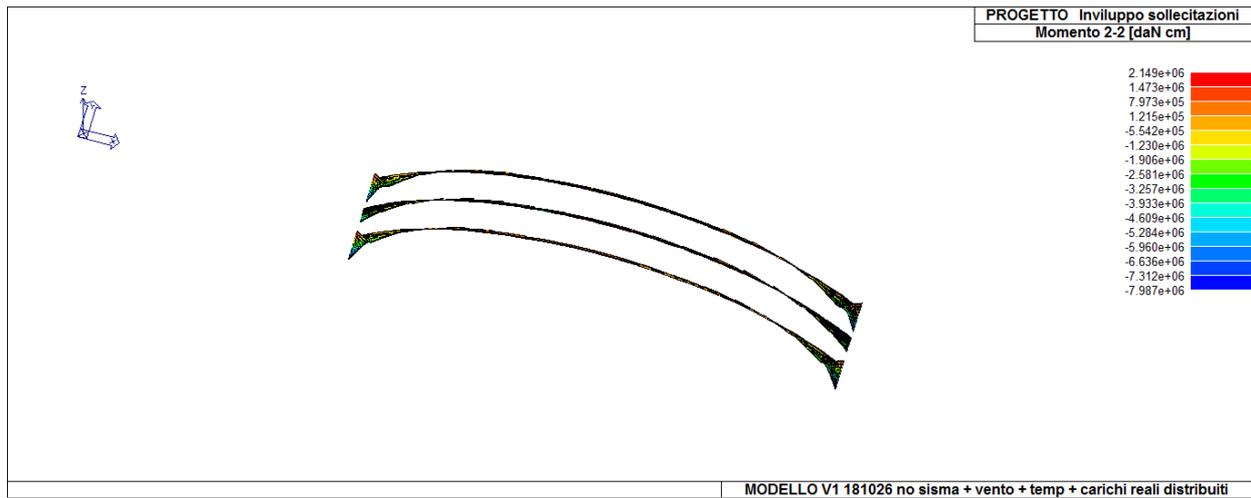
Involuppo S.L.U- Taglio 2



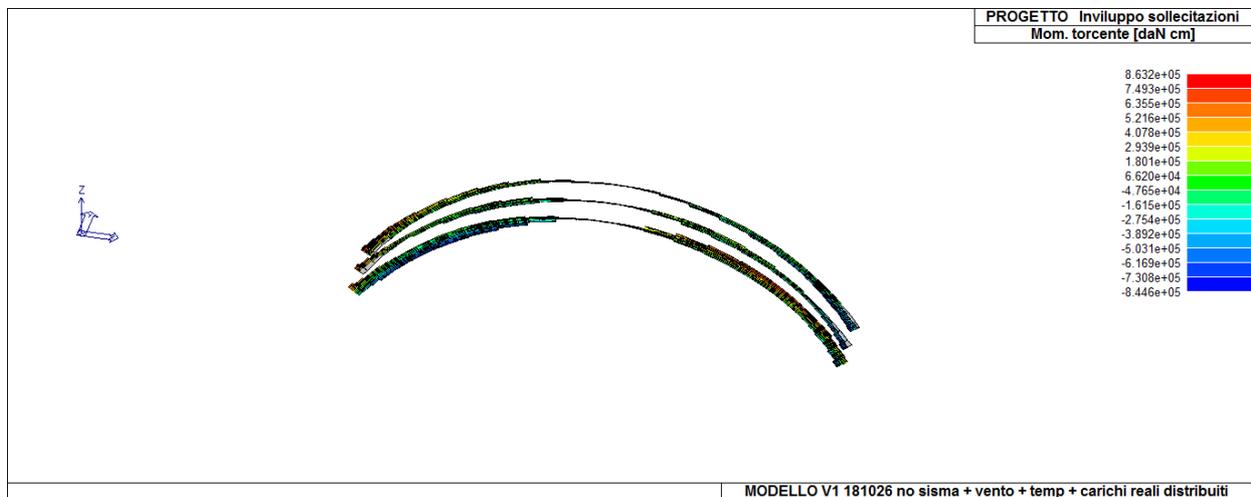
Involuppo S.L.U- Taglio 3



Involuppo S.L.U- Momento flettente 3-3



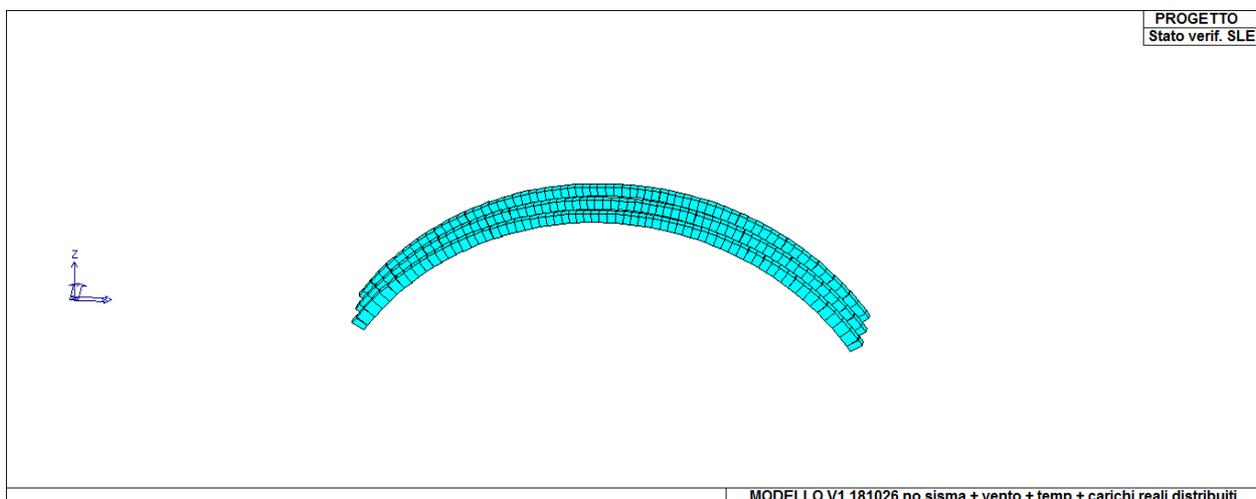
Involuppo S.L.U- Momento flettente 2-2



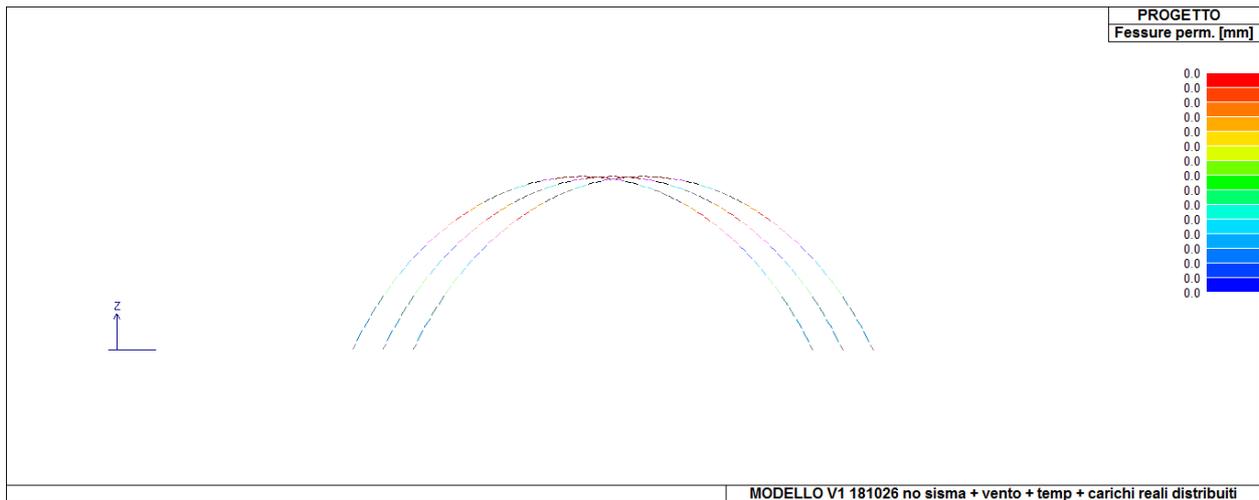
Involuppo S.L.U- Momento torcente

Il comando *Stato verifica SLE* Permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.



Stato progetto SLE



SLE Fessure perm

Per il nostro studio vale:

B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

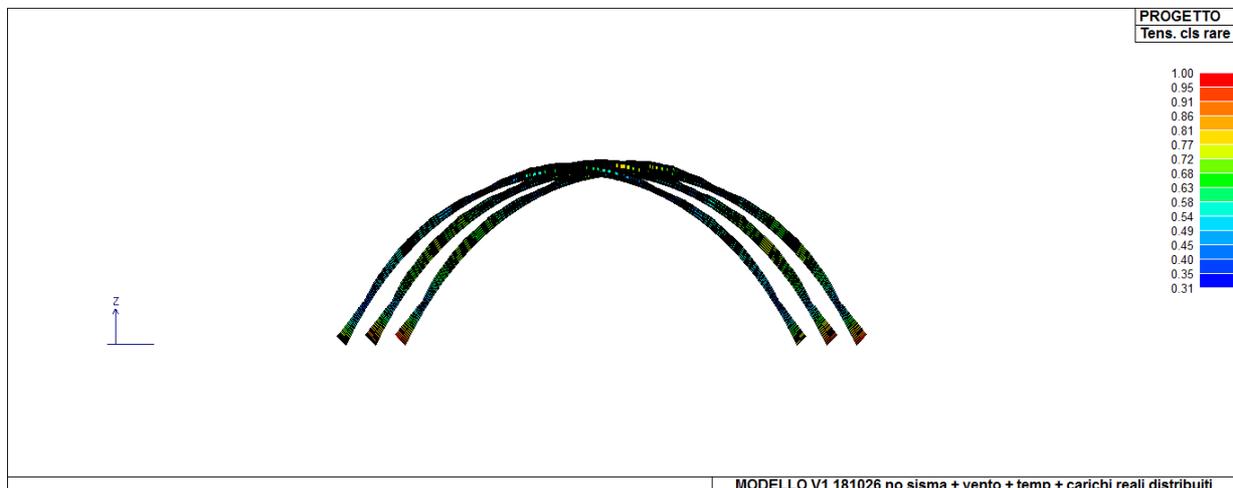
Il valore di w_1 e di w_2 è assunto pari a :

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

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

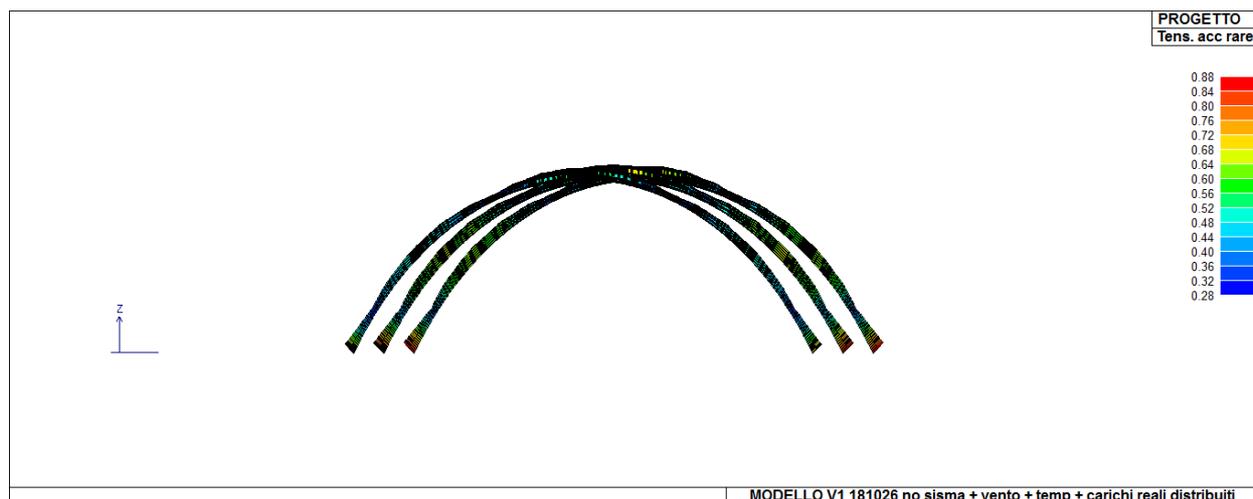
La verifica di stato limite di fessurazione è soddisfatta per tutte e tre le combinazioni.

Tens. cls rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione caratteristica del cls in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.6 \cdot f_{ck}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



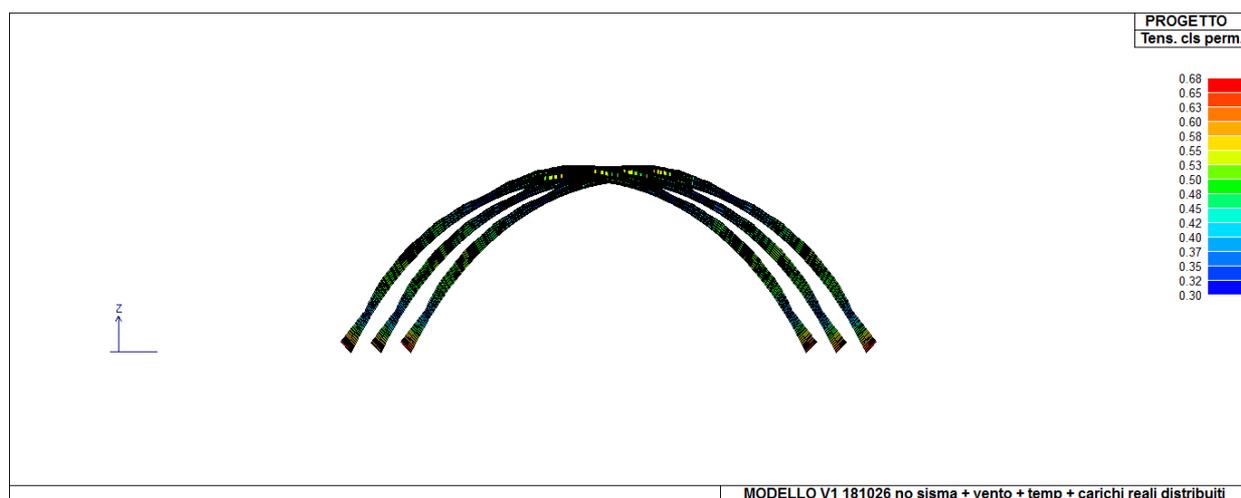
SLE limitazione tensioni cls rare

Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione caratteristica dell'acciaio in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.8 \cdot f_{yk}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. .3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



SLE limitazione tensioni acciaio rare

Tens. cls perm. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi permanenti fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.45 \cdot f_{ck}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



SLE limitazione tensioni cls perm.

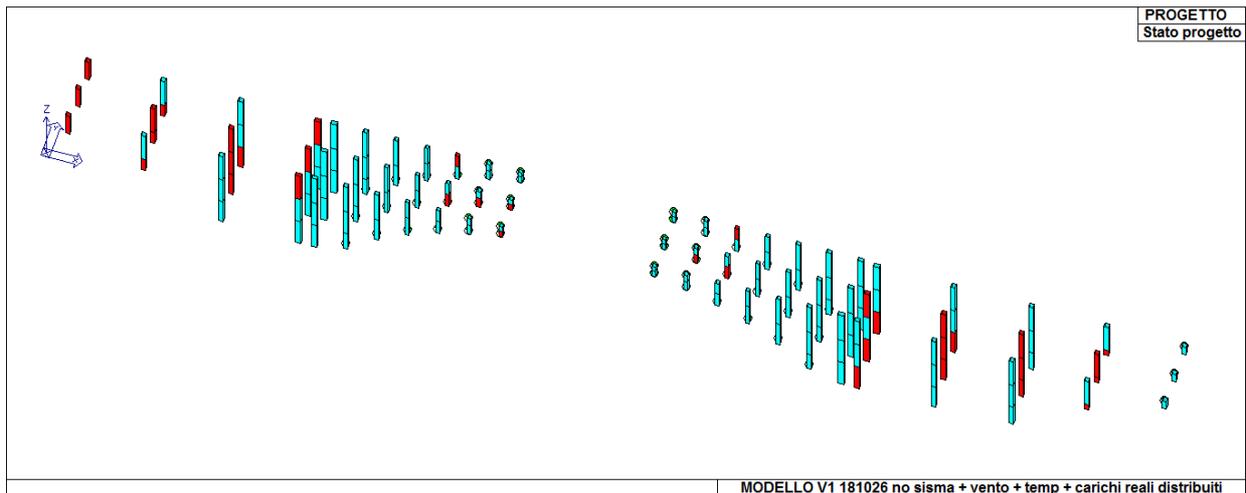
Lo stato limite di limitazione delle tensioni risulta verificato.

PILASTRI

Gli elementi tipo trave in c.a. sono sottoposti alle verifiche previste dalla normativa NTC 2018.

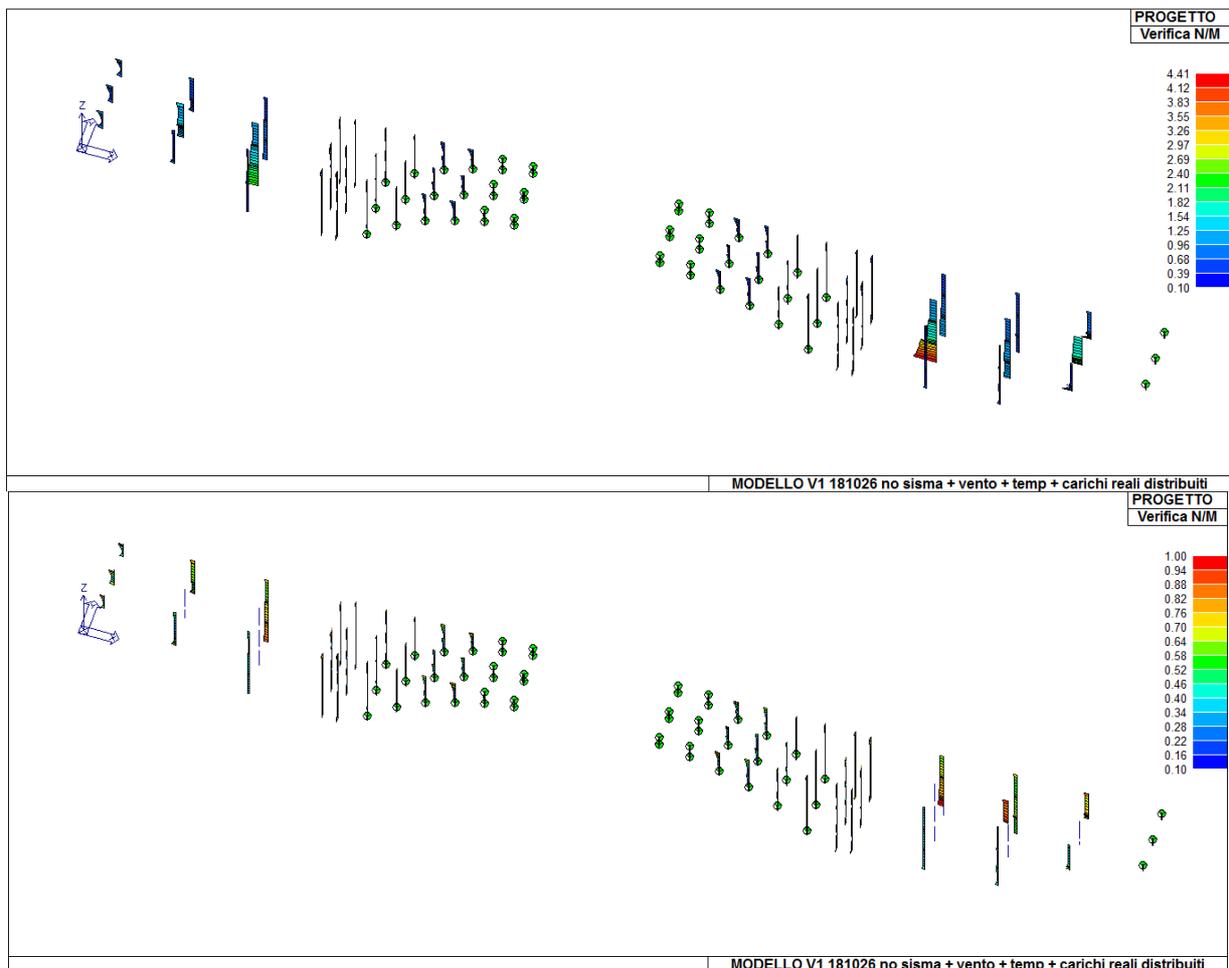
Il comando *Stato di progetto SLU* permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.



Stato Progetto SLU

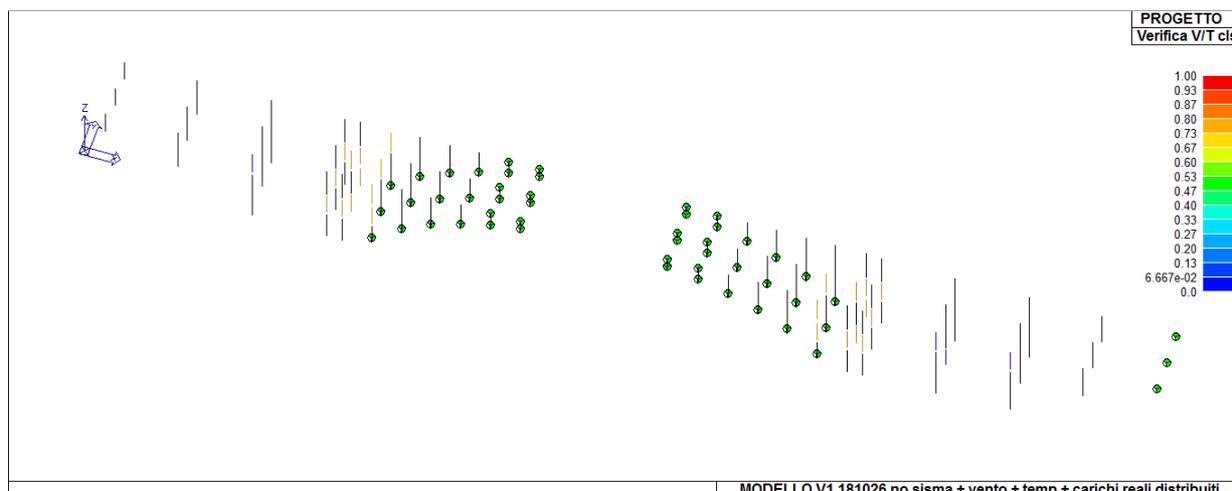
Il comando *Verifica N/M* Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto S_d/S_u con sollecitazioni ultime proporzionali; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per Capitolo 11 Pag. 26 verifica positiva (S_d = sollecitazione di progetto, S_u = sollecitazione ultima) (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.1.2; D.M. 2008 par. 4.1.2.1.2.4).



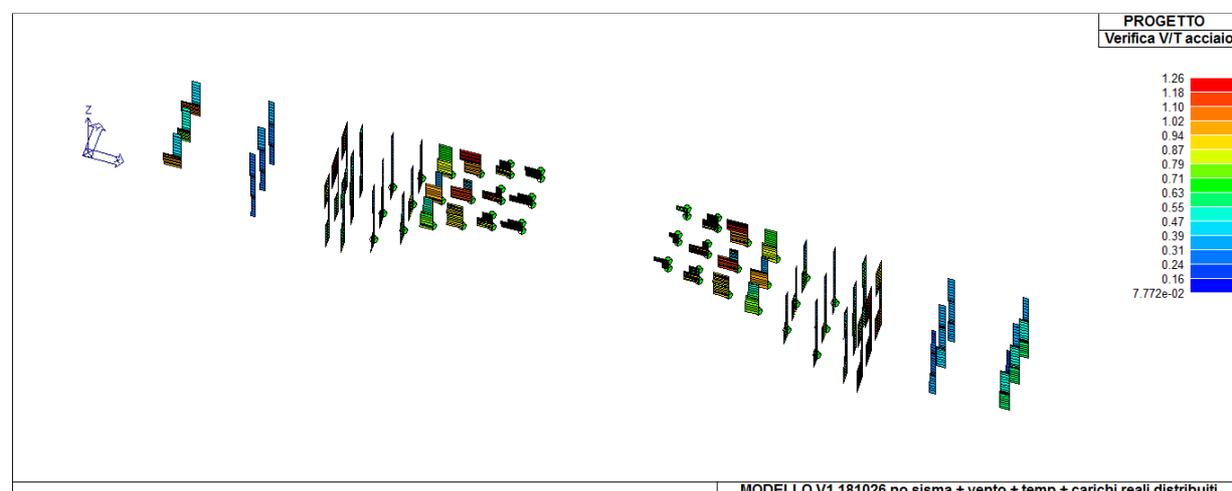
SLU Verifica N/M

Il comando *Verifica (V/T)* Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto S_d/S_u con sollecitazioni taglianti e torcenti proporzionali; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a

1 per verifica positiva; in altre parole la verifica V/T indica la verifica a taglio lato calcestruzzo (Sd = sollecitazione di progetto, Su = sollecitazione ultima) (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2 D.M. 2008 par. 4.1.2.1.3).

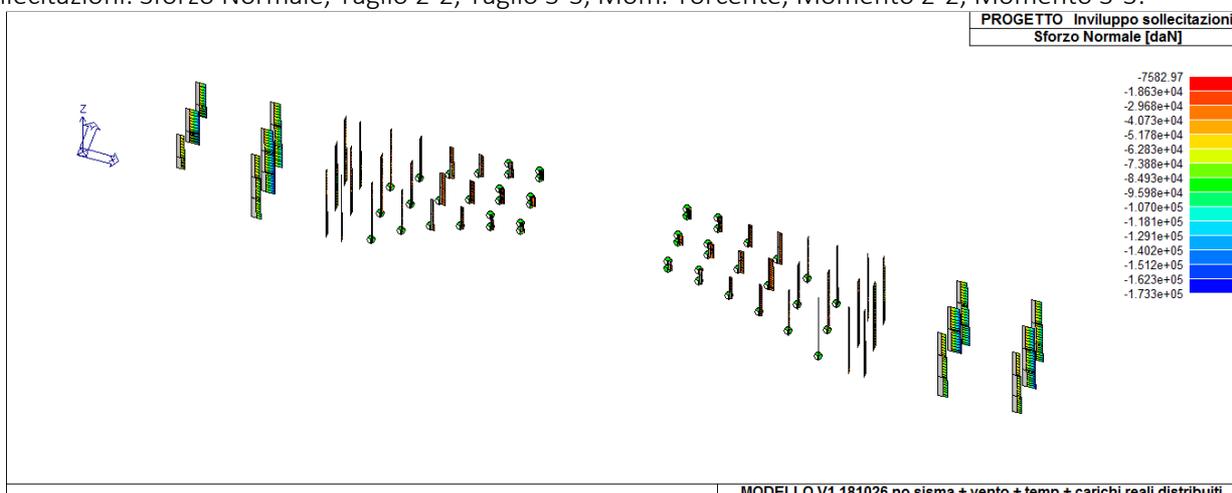


SLU Verifica V/T cls

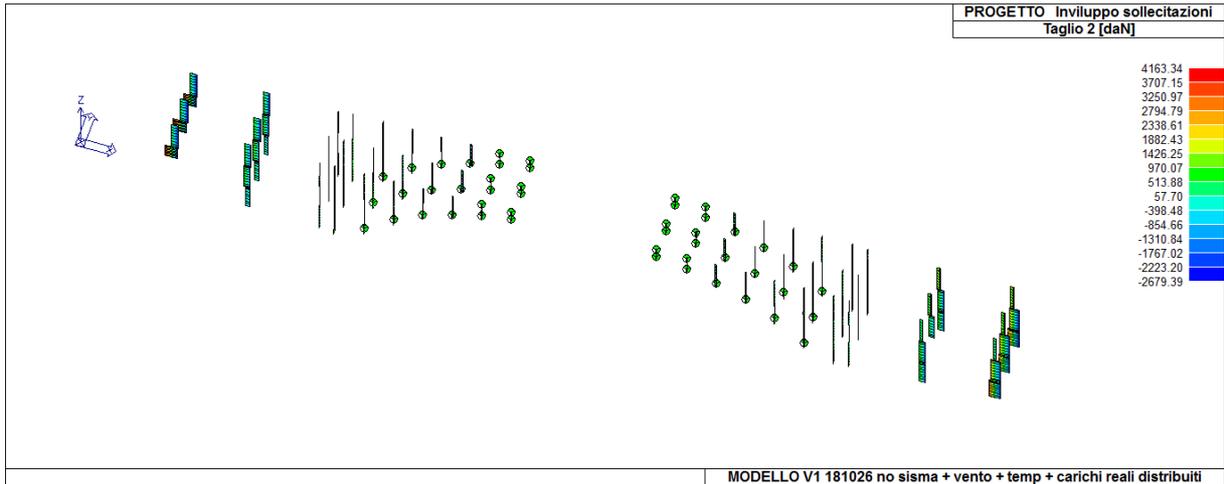


SLU Verifica V/T acciaio

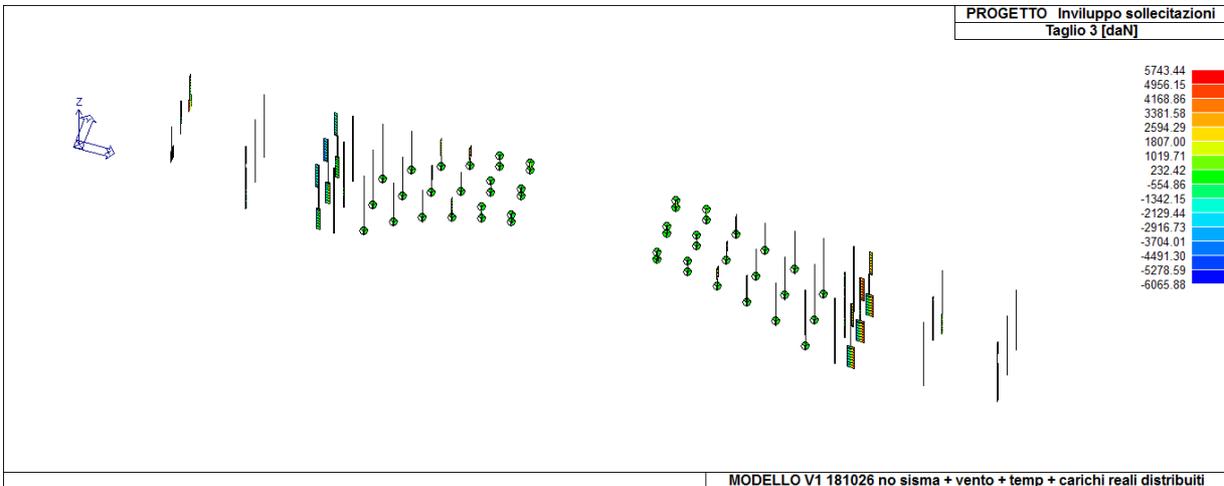
Il comando *Inviluppo SLU* Permette la visualizzazione dell'inviluppo delle sollecitazioni con cui viene realizzata la progettazione agli stati limite ultimi degli elementi pilastro. Sui diagrammi visualizzati influiscono anche le opzioni definite nei criteri di progetto. Si possono visualizzare i diagrammi di inviluppo delle seguenti sollecitazioni: Sforzo Normale, Taglio 2-2, Taglio 3-3, Mom. Torcente, Momento 2-2, Momento 3-3.



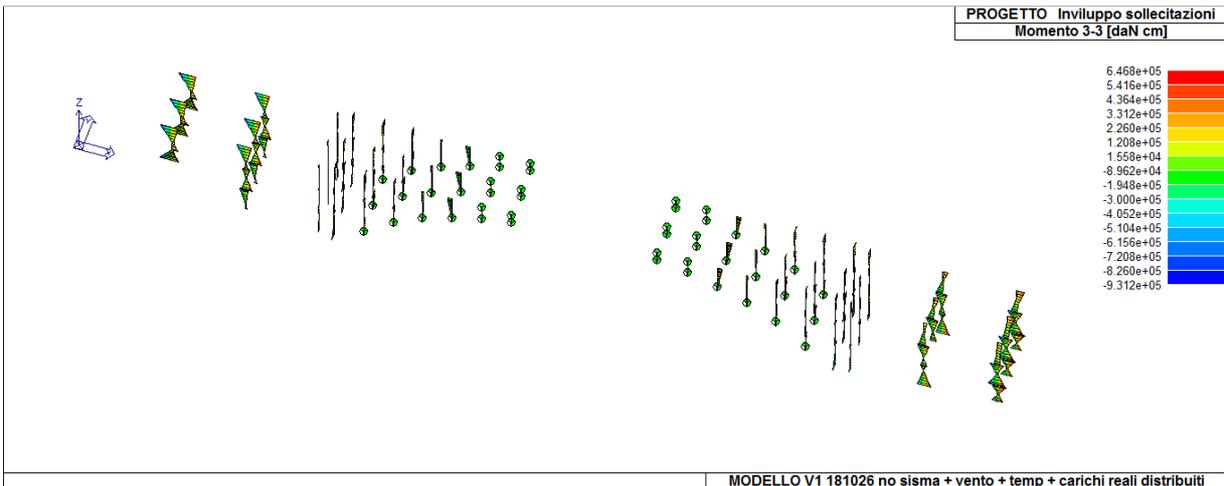
Inviluppo S.L.U- Sforzo normale



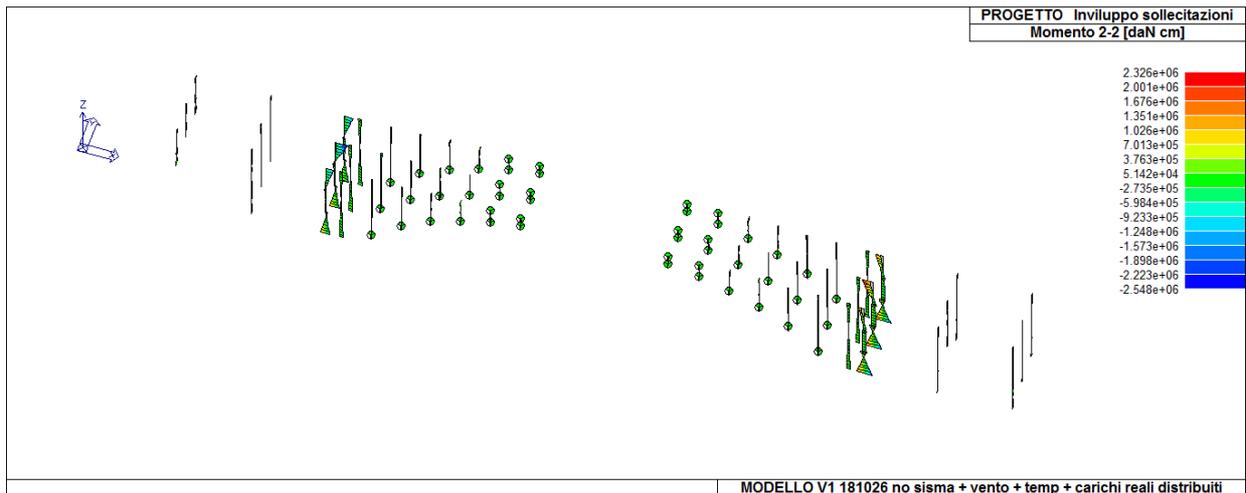
Inviluppo S.L.U- Taglio 2



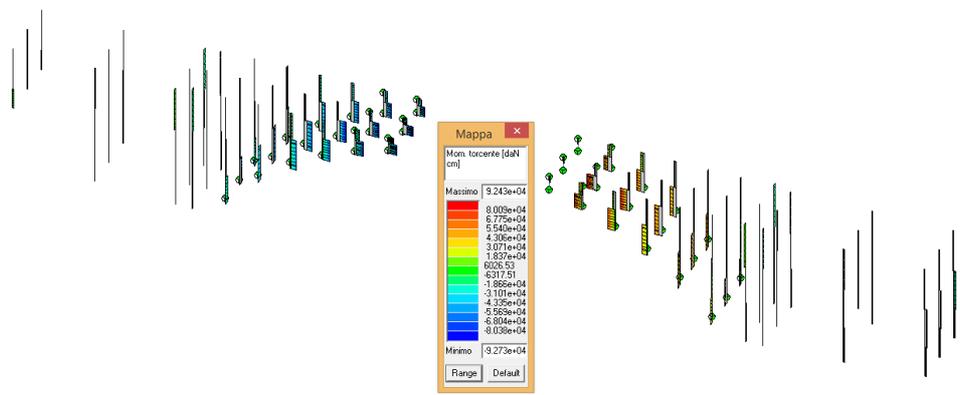
Inviluppo S.L.U- Taglio 3



Inviluppo S.L.U- Momento flettente 3-3



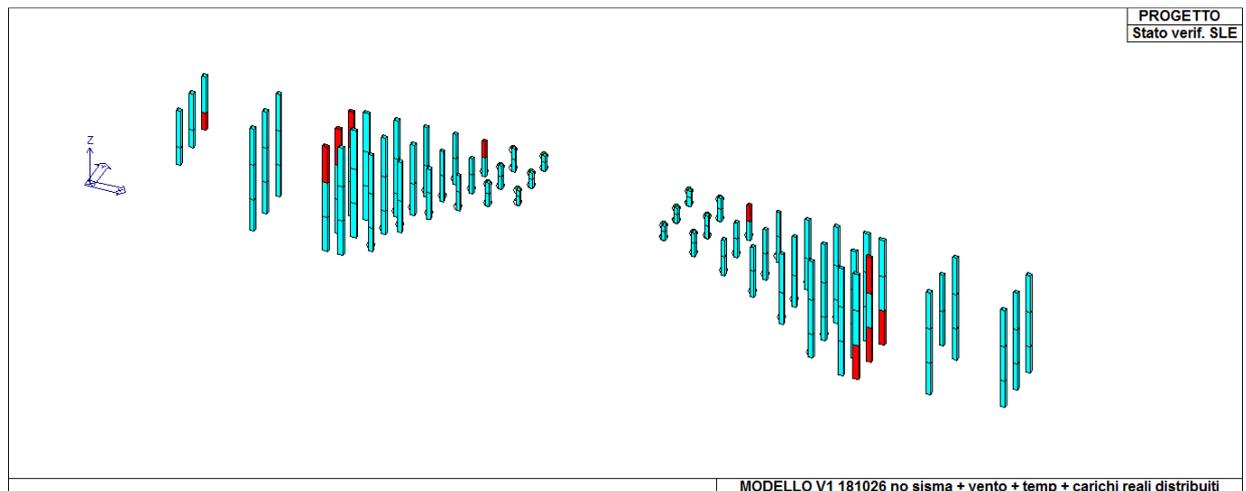
Involuppo S.L.U- Momento flettente 2-2



Involuppo S.L.U- Momento torcente

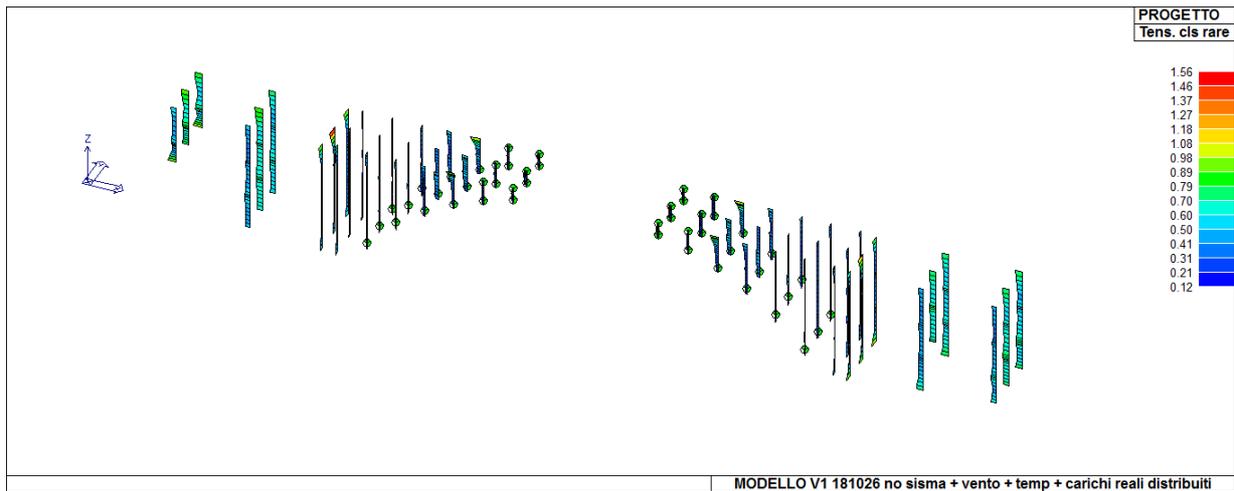
Il comando *Stato verifica SLE* Permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.



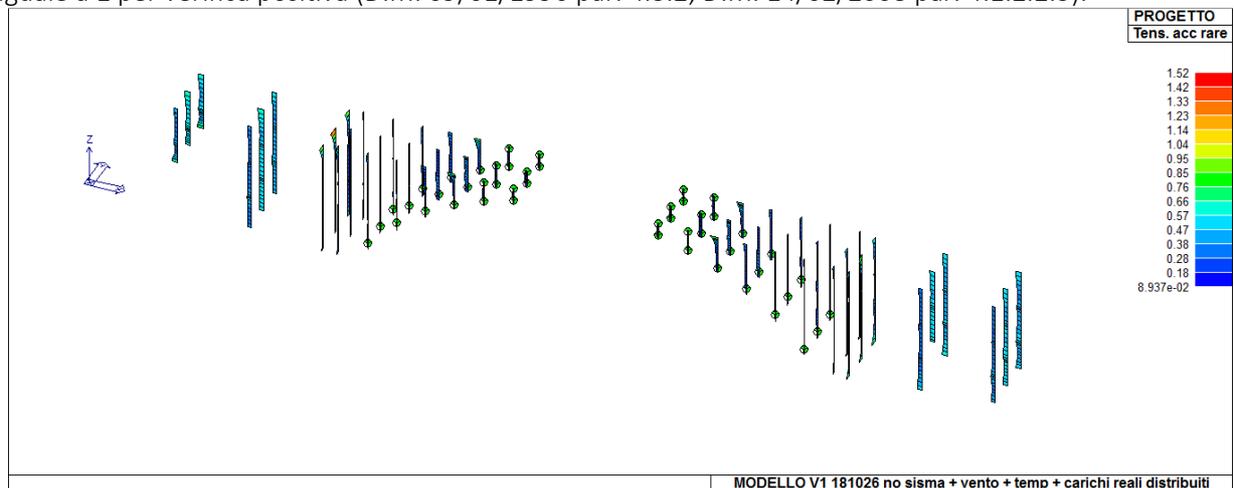
Stato progetto SLE

Tens. cls rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



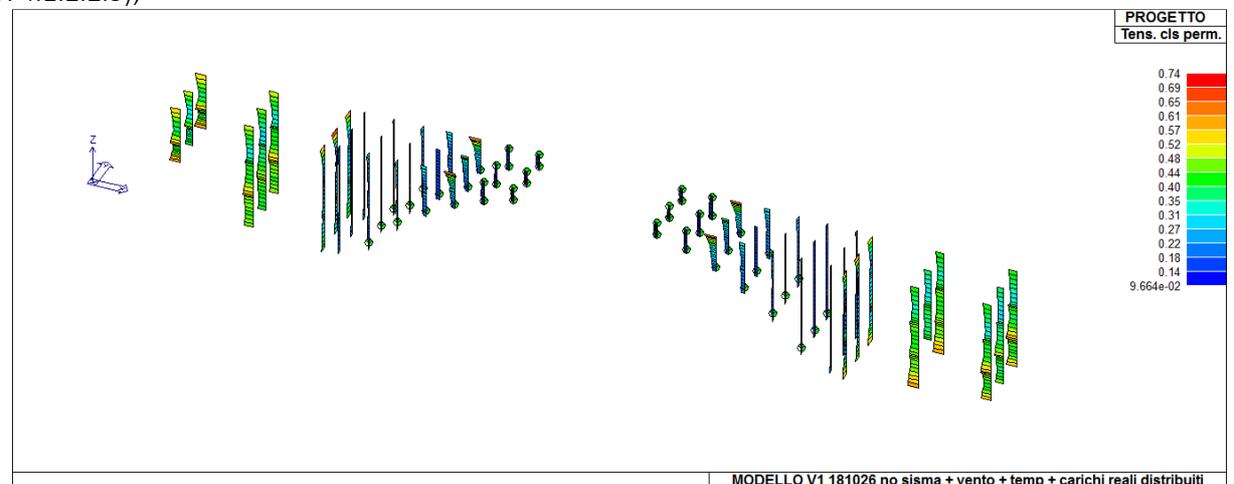
SLE limitazione tensioni cls rare

Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell' acciaio e la tensione f_{yk} in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



SLE limitazione tensioni acciaio rare

Tens. cls perm Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi permanenti; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5);



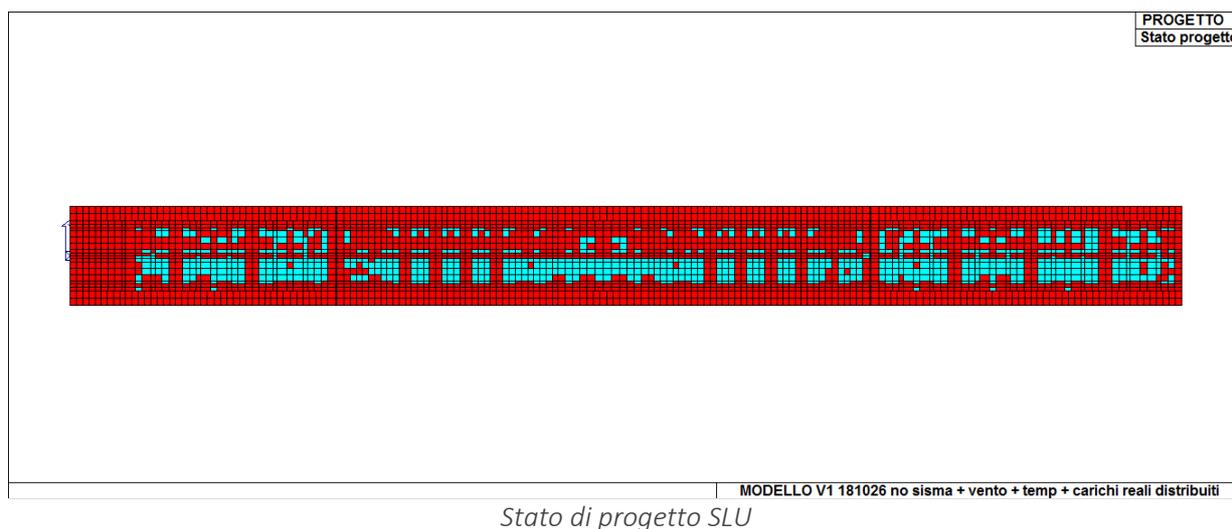
SLE limitazione tensioni cls perm.

Lo stato limite di limitazione delle tensioni non è soddisfatto per il caso di tensioni nel cls in combinazione rara e nel caso dell' acciaio in combinazione rara; lo è nel caso del cls in combinazione permanente.

SOLETTA

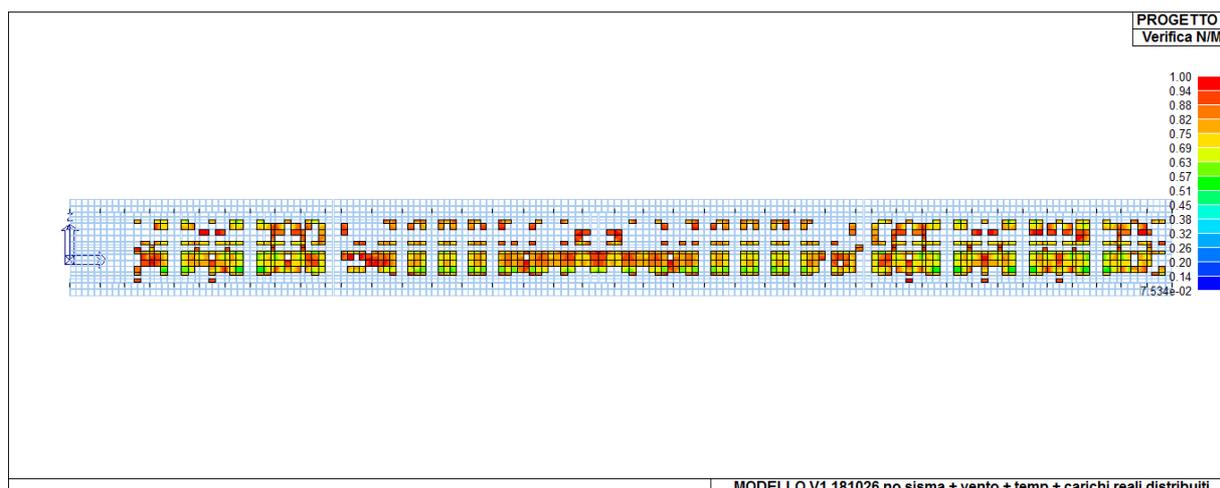
Con il comando *Stato di progetto SLU* si ottiene la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

- o colore ciano elementi verificati;
- o colore rosso elementi non verificati.



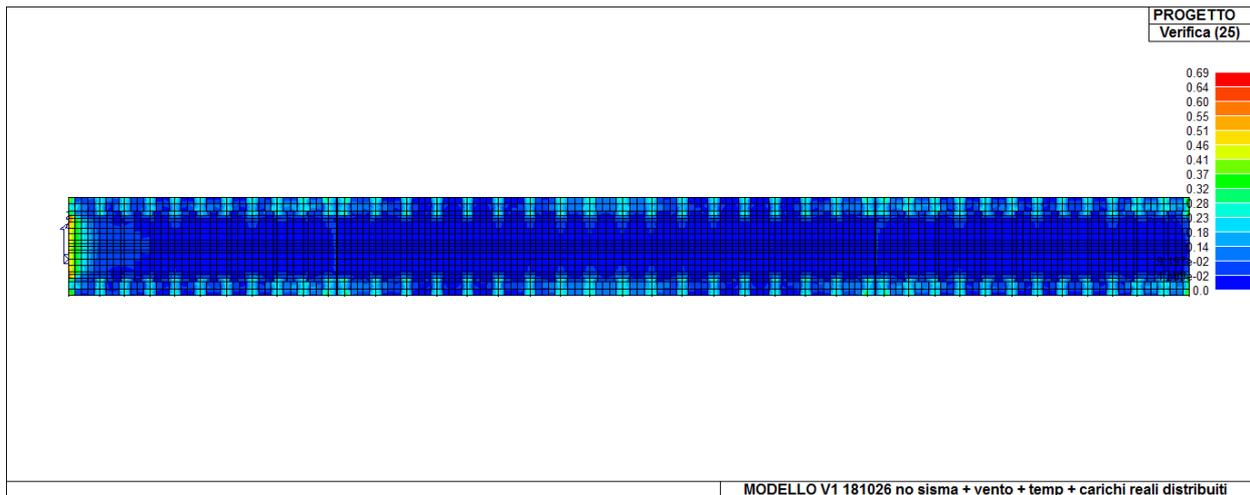
Stato di progetto SLU

Verifica N/M permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto S_d/S_u ; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (S_d = sollecitazione di progetto, S_u = sollecitazione ultima). In particolare fissando il massimo valore pari ad 1 si ottiene una mappa di colore riferita solo agli elementi che soddisfano la verifica; gli elementi che non soddisfano la verifica N/M non presentano una mappa di colore.



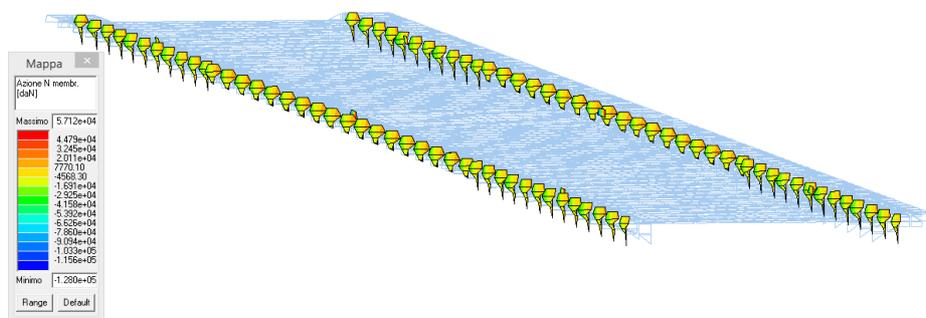
SLU Verifica N/M

Verifica (25) Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto N_d/N_u , dove N_u viene ottenuto con riduzione del 25% di f_{cd} ; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (N_d = sollecitazione normale di progetto, N_u = sollecitazione normale ultima).

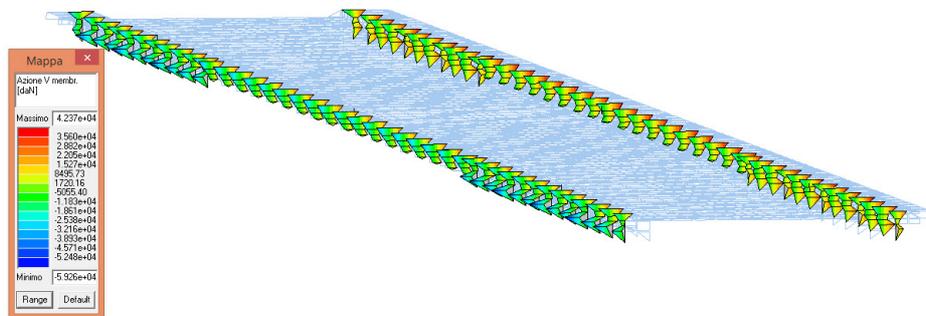


SLU Verifica (25)

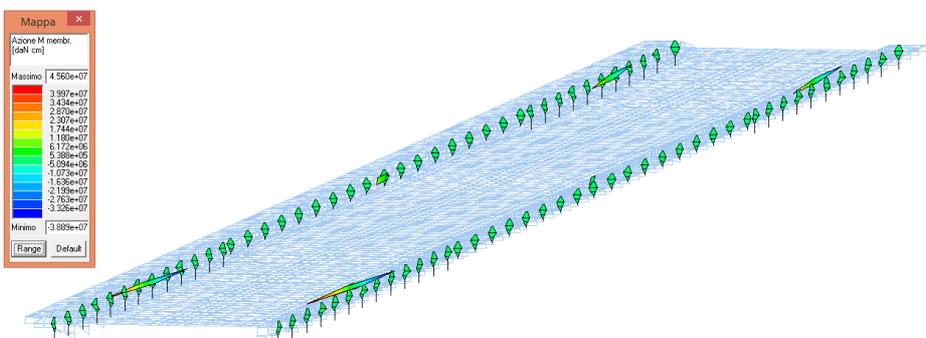
Involuppi SLU permette la visualizzazione dell'involuppo delle sollecitazioni.



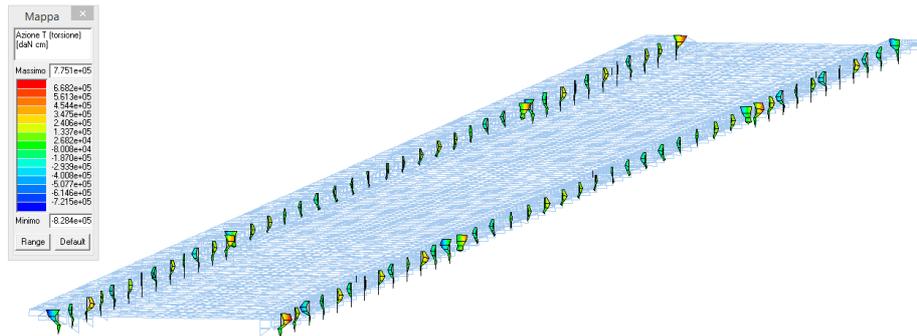
Involuppo SLU Azione N



Involuppo SLU Azione V



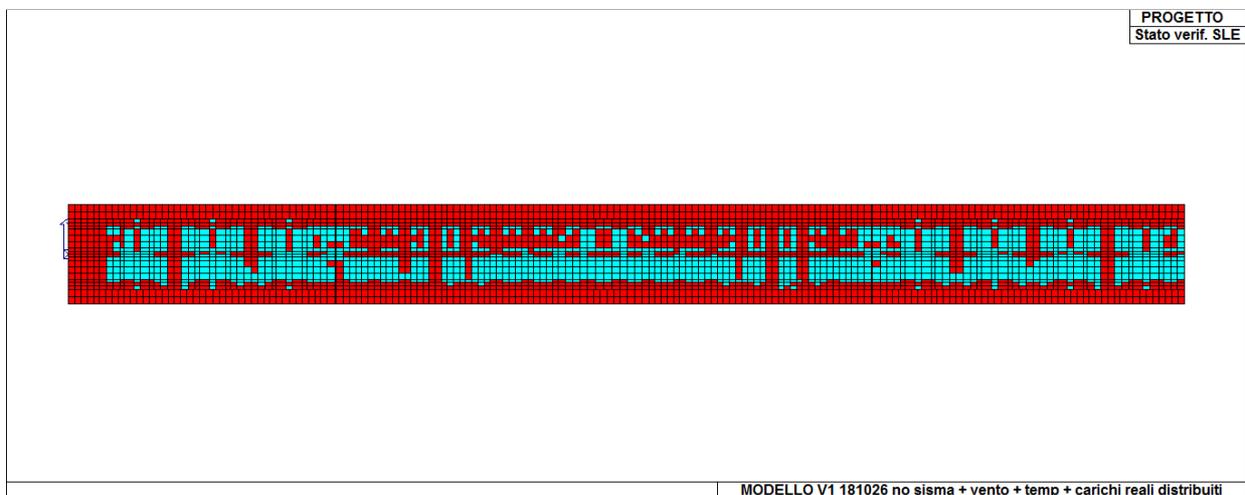
Involuppo SLU Azione M



Inviluppo SLU Azione T

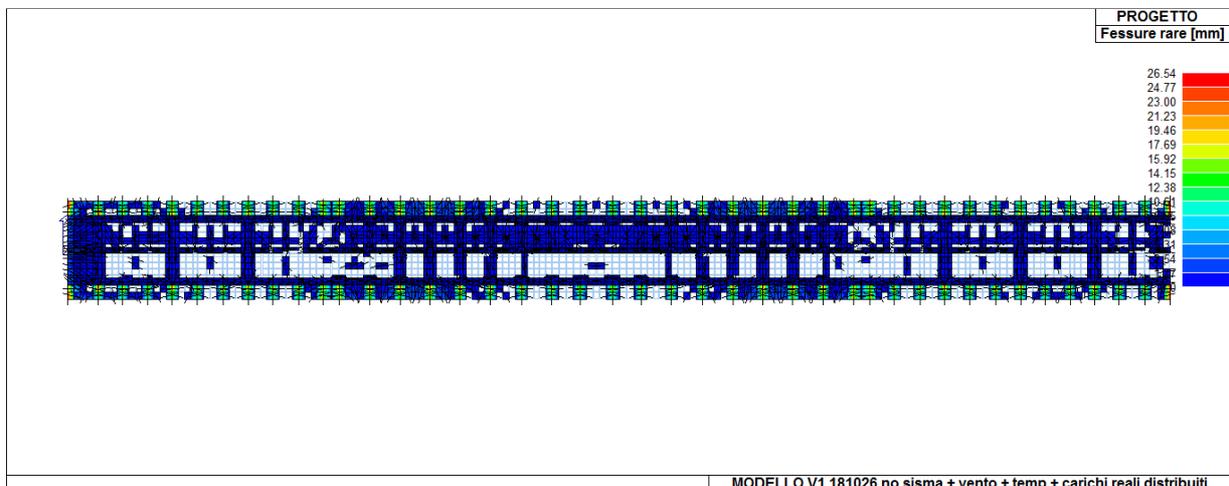
Stato verif. SLE Permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

- colore ciano elementi verificati;
- colore rosso elementi non verificati.



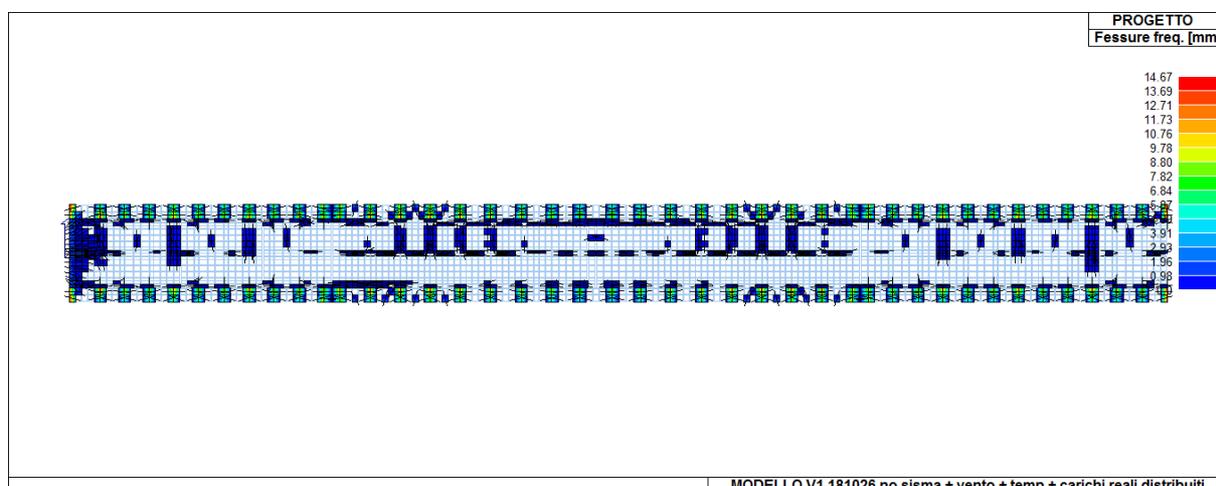
Stato di progetto SLE

Fessure rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare (valori espressi in mm); la rappresentazione esclude gli elementi che non sono interessati da fessurazione. Viene visualizzata, inoltre, la direzione delle fessure. La verifica è ok se \leq ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente.



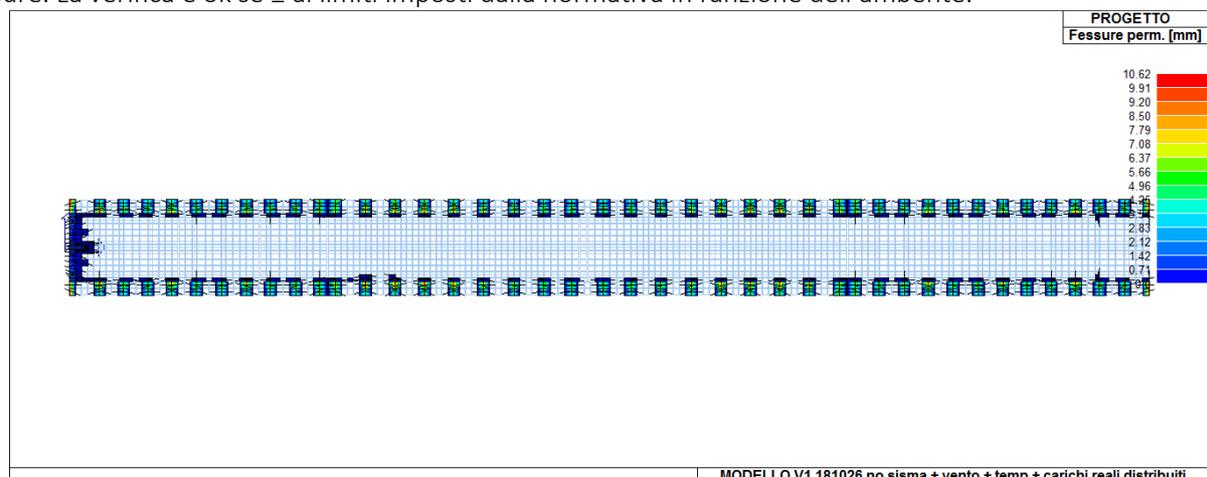
SLE Fessurazione rare

Fessure freq. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni frequenti (valori espressi in mm); la rappresentazione esclude gli elementi che non sono interessati da fessurazione. Viene visualizzata, inoltre, la direzione delle fessure. La verifica è ok se \leq ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente.



SLE Fessurazione frequente

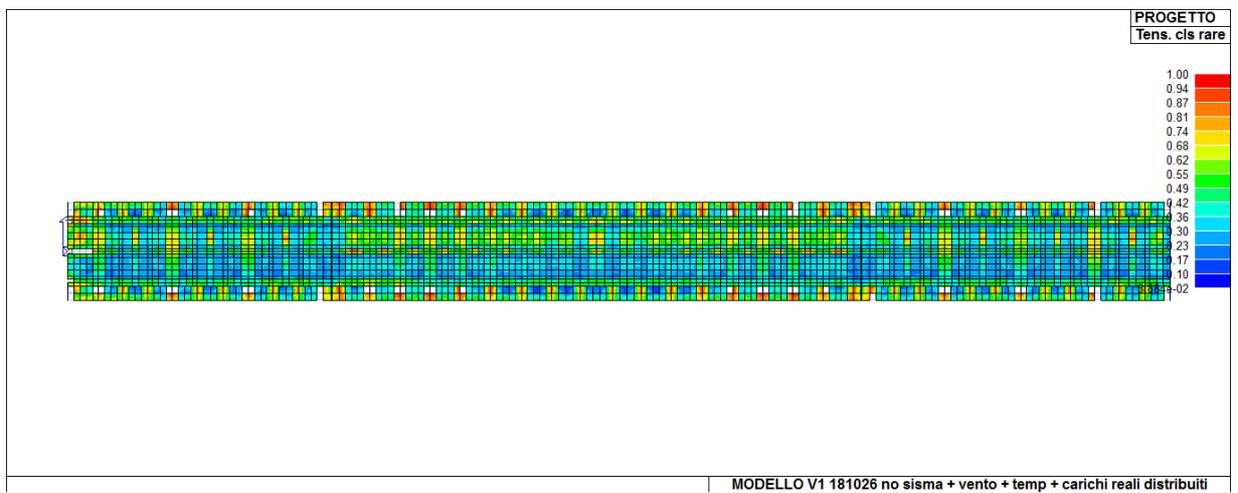
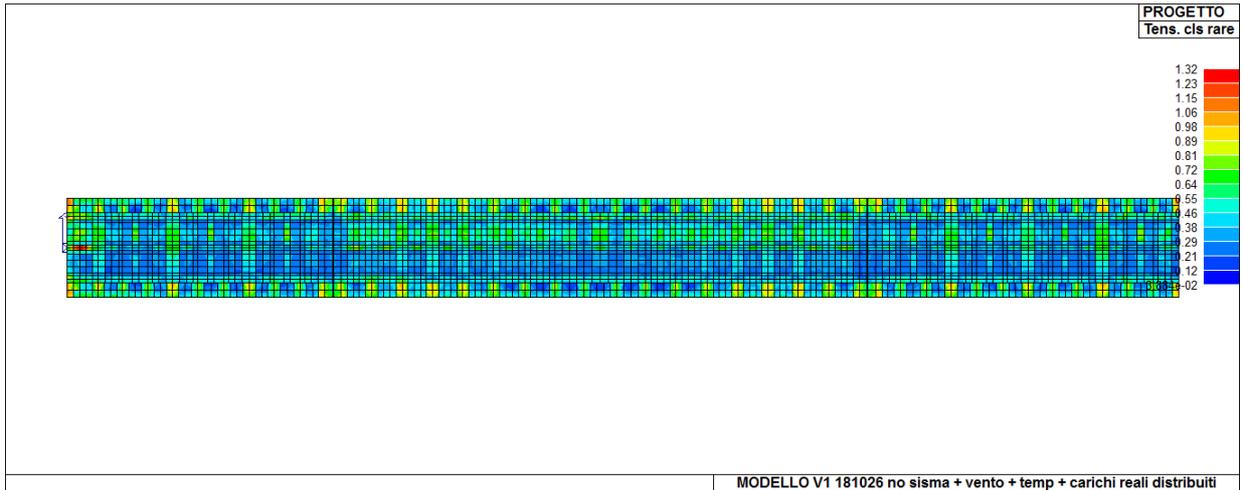
Fessure perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni quasi permanenti (valori espressi in mm); la rappresentazione esclude gli elementi che non sono interessati da fessurazione. Viene visualizzata, inoltre, la direzione delle fessure. La verifica è ok se \leq ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente.



SLE Fessurazione permanente

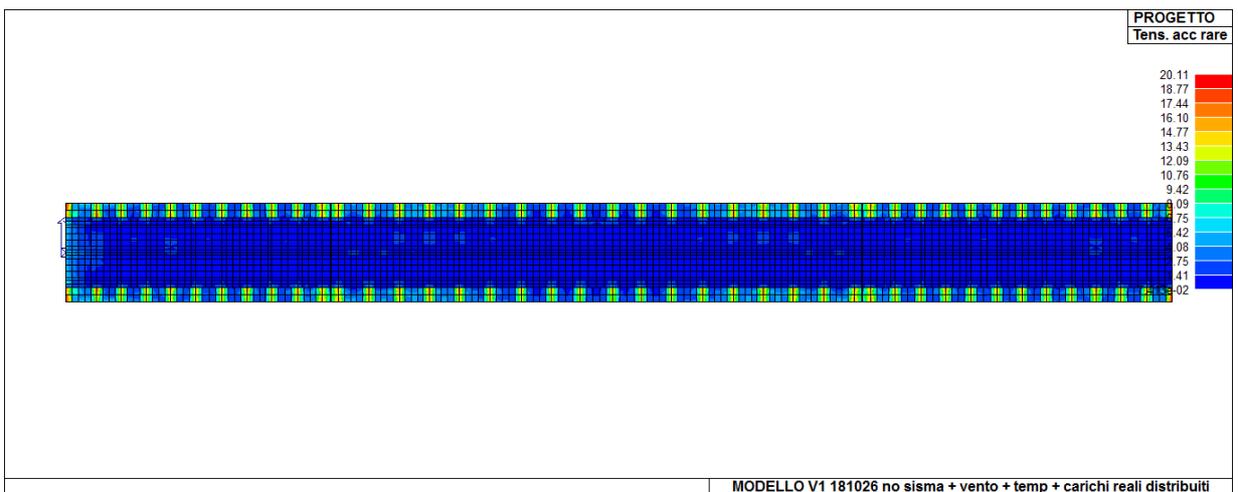
Lo stato limite di fessurazione non risulta soddisfatto.

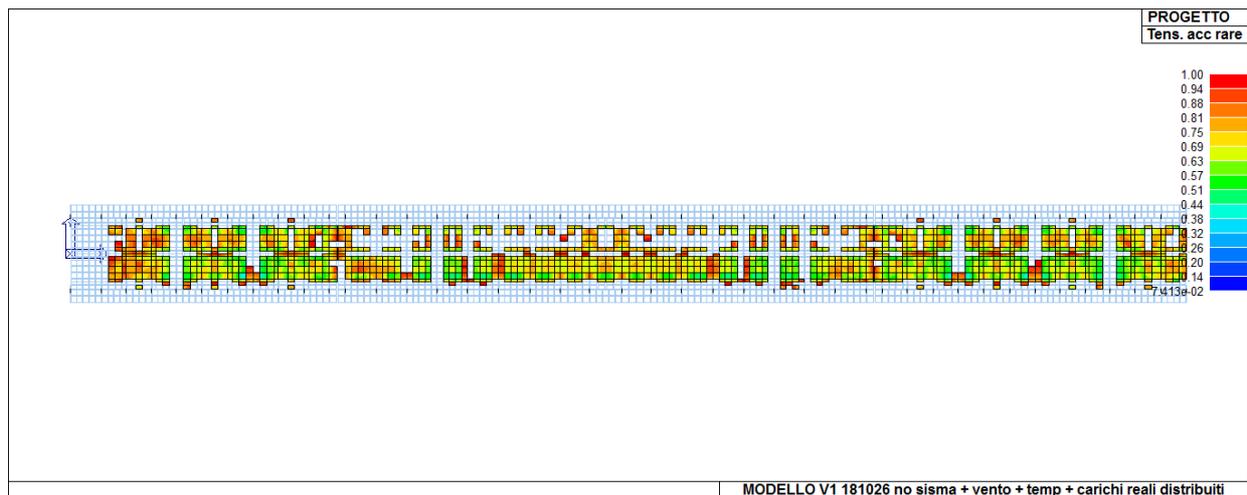
Tens. cls rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva.



SLE Limitazione Tensioni cls rare

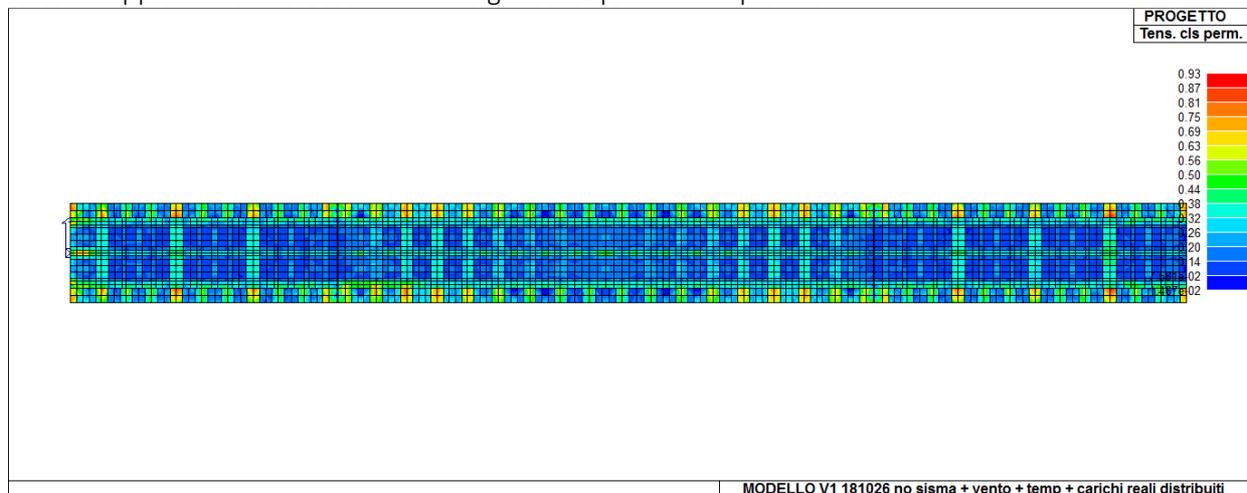
Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell' acciaio e la tensione f_{yk} in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva.





SLE Limitazione Tensioni acciaio rare

Tens. cls perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi permanenti; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva.



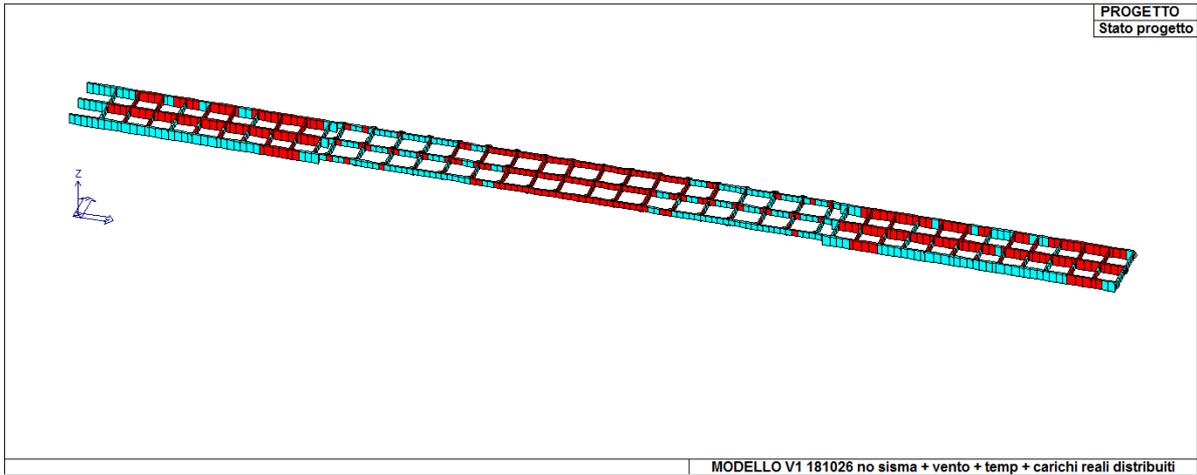
SLE Limitazione Tensioni cls permanente

Lo stato limite di limitazione delle tensioni è verificato soltanto lato cls in combinazione permanente.

TRAVE

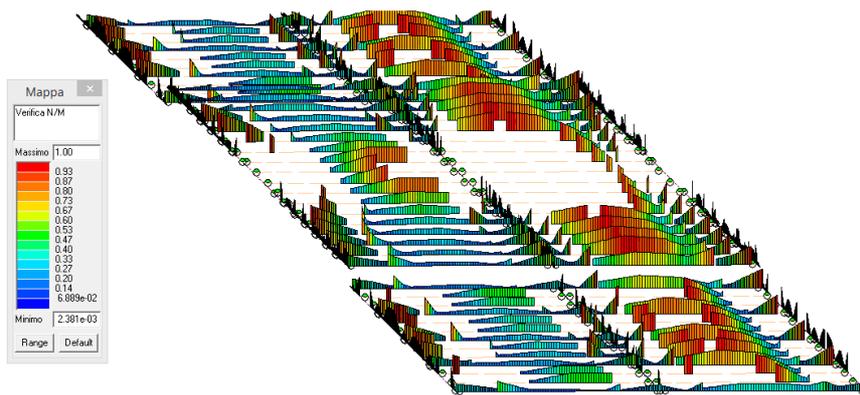
Stato di progetto permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

- o *colore ciano* elementi progettati e verificati;
- o *colore rosso* elementi progettati e non verificati



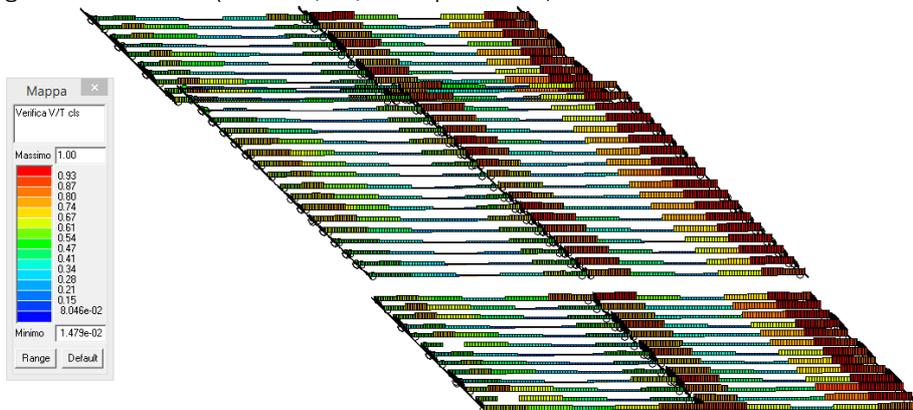
Stato del progetto SLU

Verifica N/M permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi della verifica a pressoflessione come rapporto Ed/Rd ottenuto con incremento proporzionale delle sollecitazioni o a sforzo normale costante (nei criteri di progetto è possibile impostare la verifica a N costante); (Ed = sollecitazione di progetto derivante da N e $M33$, Ru = sollecitazione ultima) (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.1.2, D.M. 2008 par. 4.1.2.1.2.4); ok se ≤ 1 ; le parti di travi prive di diagramma non sono verificate.



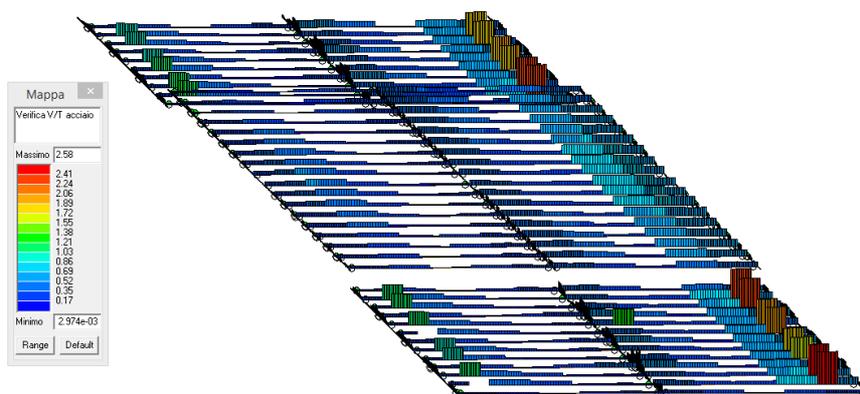
SLU Verifica N/M

Verifica V/T cls Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato calcestruzzo, mediante la seguente espressione: $Ted/TRcd + Ved/VRcd \leq 1$ dove T è la sollecitazione torcente e V è la sollecitazione tagliante. Ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2, D.M. 2008 D.M. 2008 formula 4.1.19).



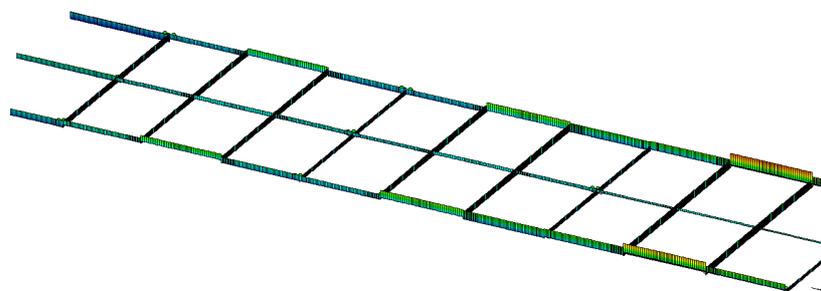
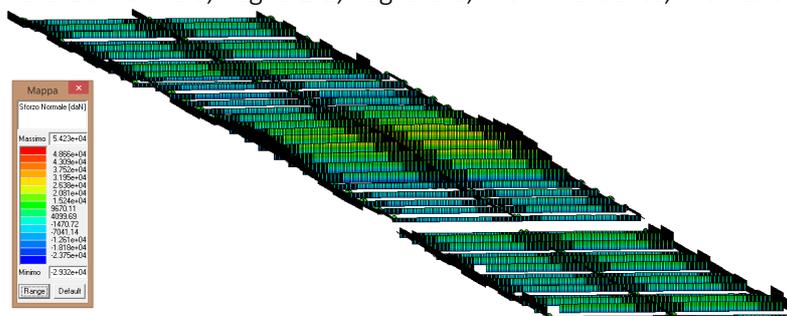
SLU Verifica V/T cls

Verifica V/T acciaio Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato acciaio, ottenuta come rapporto tra la sollecitazione e la resistenza. Ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2, D.M. 2008 formula 4.1.18).

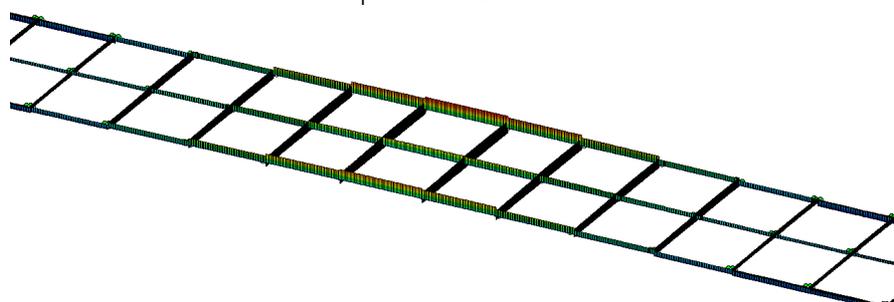


SLU Verifica V/T acciaio

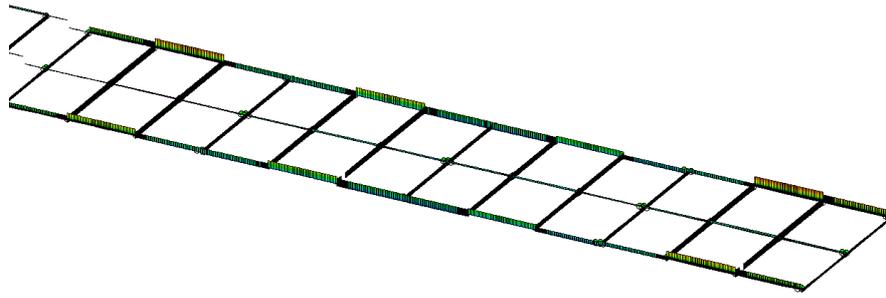
Inviluppo SLU permette la visualizzazione dell'involuppo delle sollecitazioni con cui viene realizzata la progettazione agli stati limite ultimi degli elementi trave. Si possono visualizzare i diagrammi di involuppo delle seguenti sollecitazioni: Sforzo Normale, Taglio 2-2, Taglio 3-3, Mom. Torcente, Momento 2-2 Momento 3-3



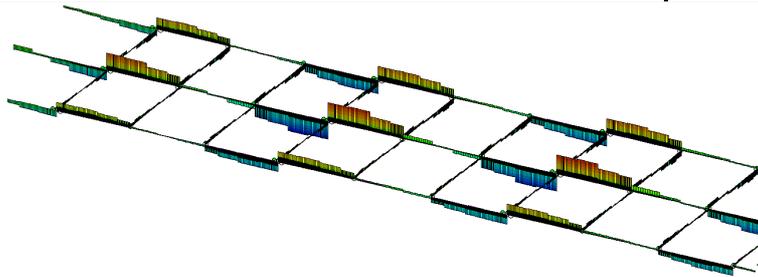
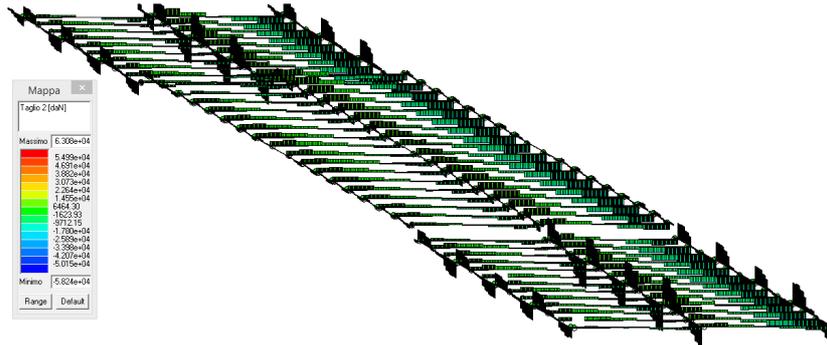
Impalcato Viadotto sx



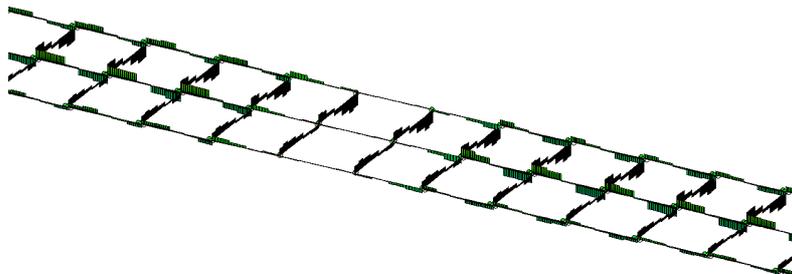
Impalcato arcata



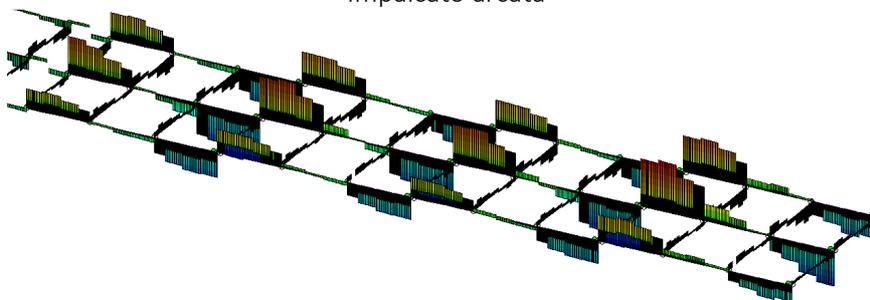
Impalcato Viadotto dx
Inviluppo SLU Sforzo normale



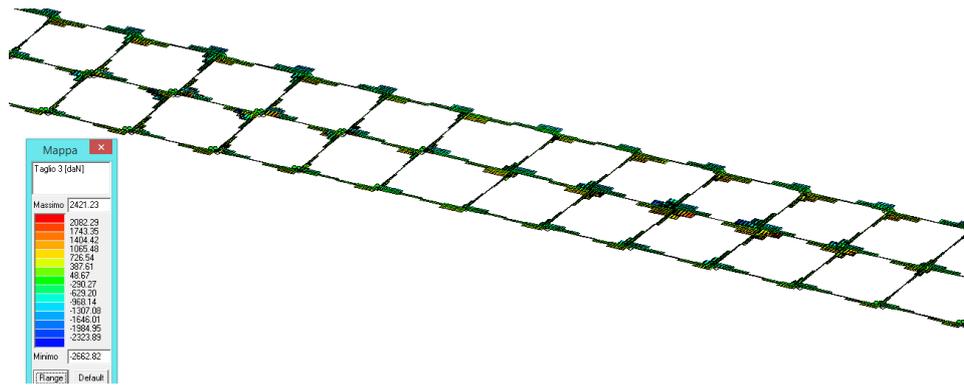
Impalcato Viadotto sx



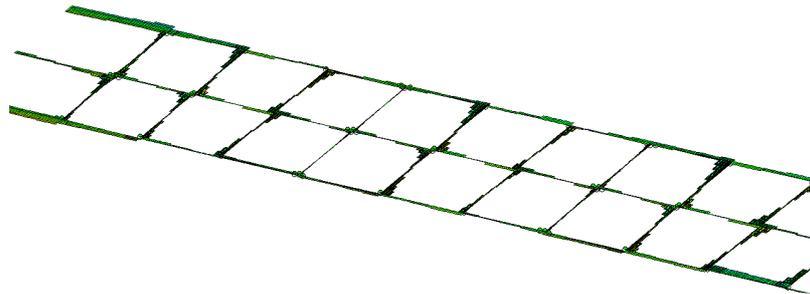
Impalcato arcata



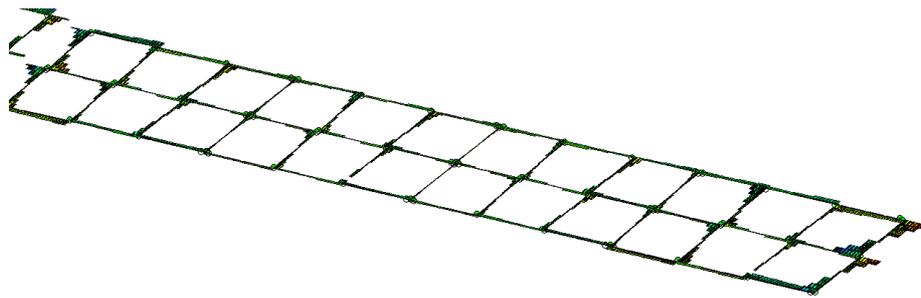
Impalcato Viadotto dx
Inviluppo SLU Taglio 2



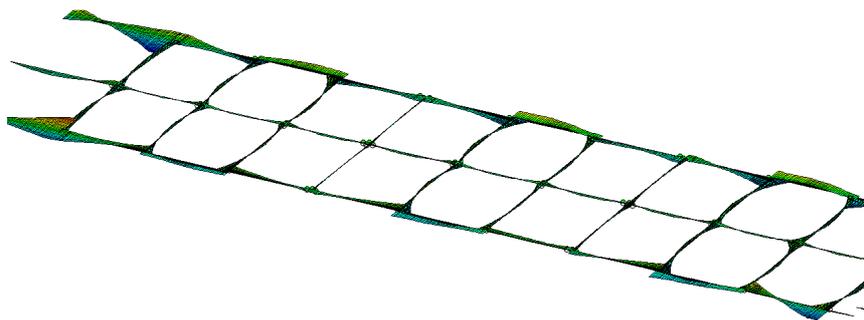
Impalcato arcata



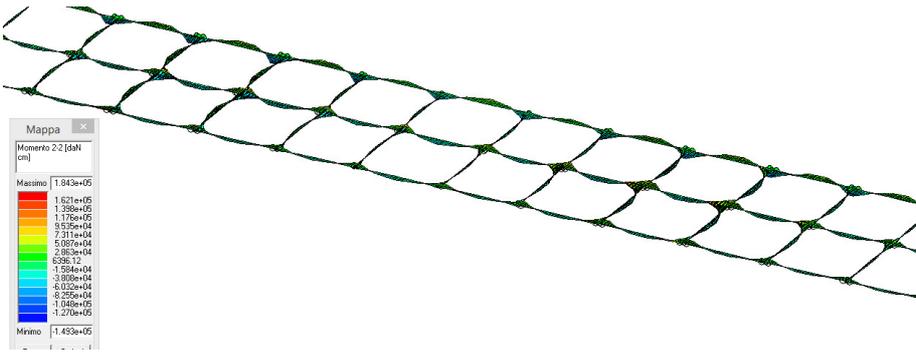
Impalcato Viadotto sx



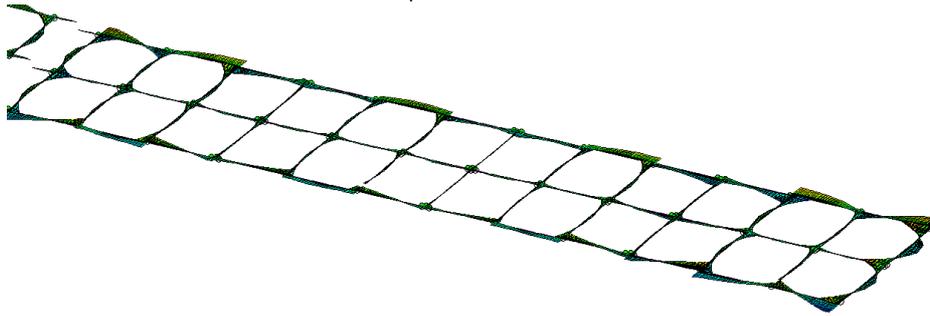
Impalcato Viadotto dx
Involuppo SLU Taglio 3



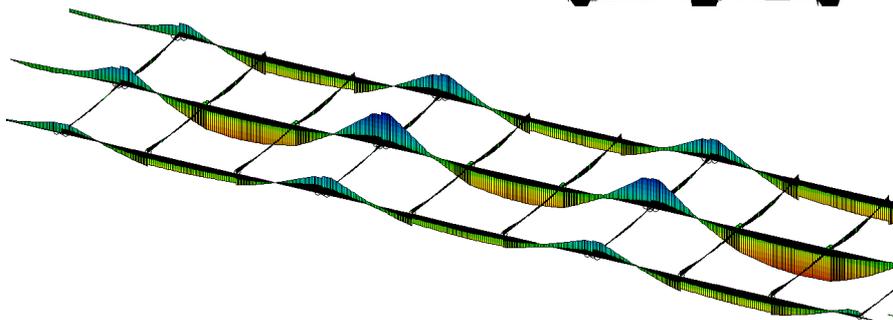
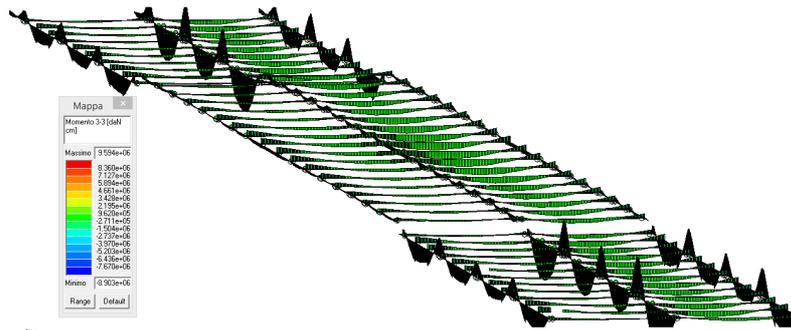
Impalcato Viadotto sx



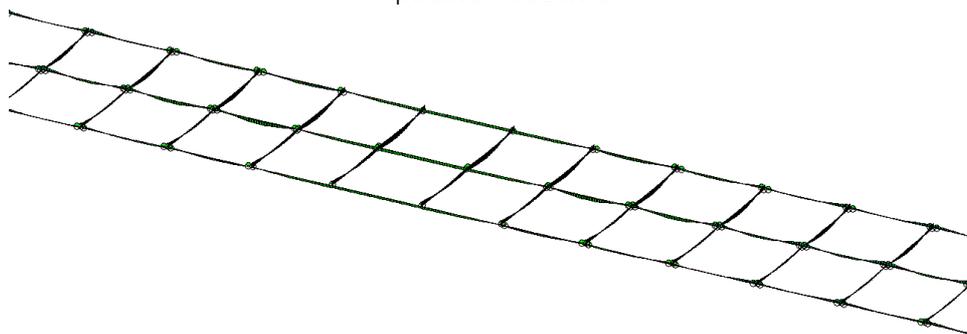
Impalcato arcata



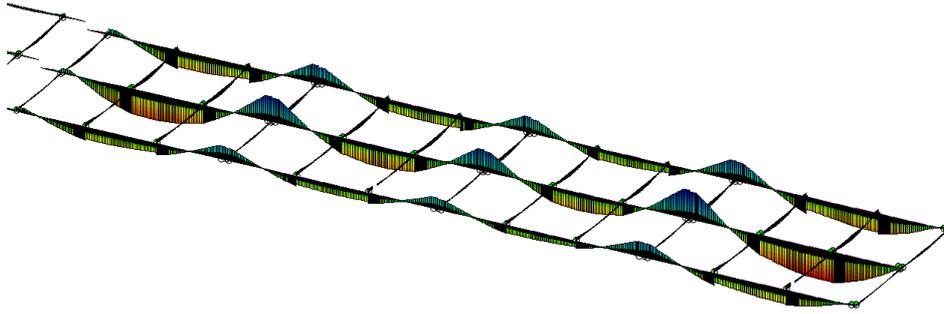
Impalcato Viadotto dx
Inviluppo SLU Momento flettente 2-2



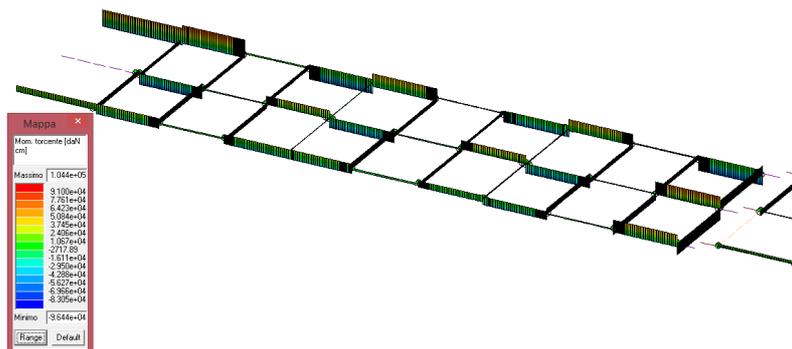
Impalcato Viadotto sx



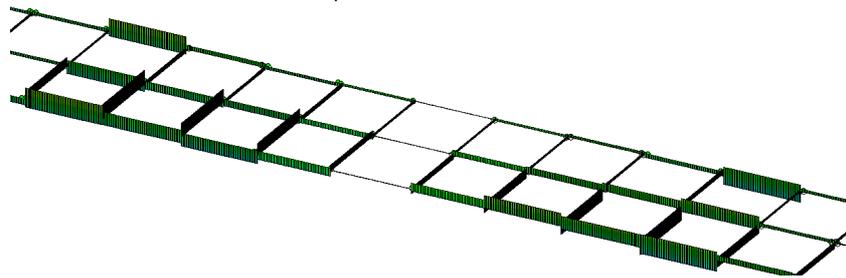
Impalcato arcata



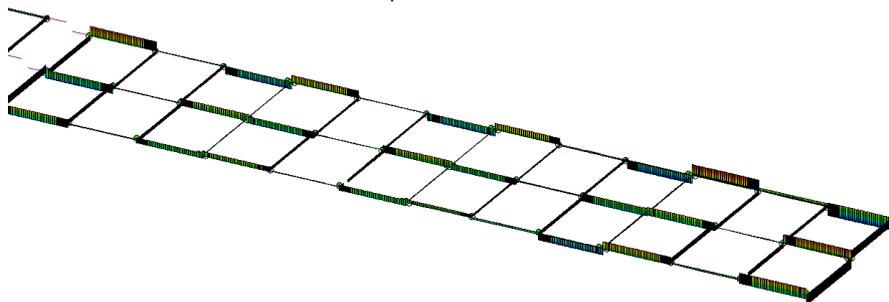
Impalcato Viadotto dx
Inviluppo SLU Momento flettente 3-3



Impalcato Viadotto sx



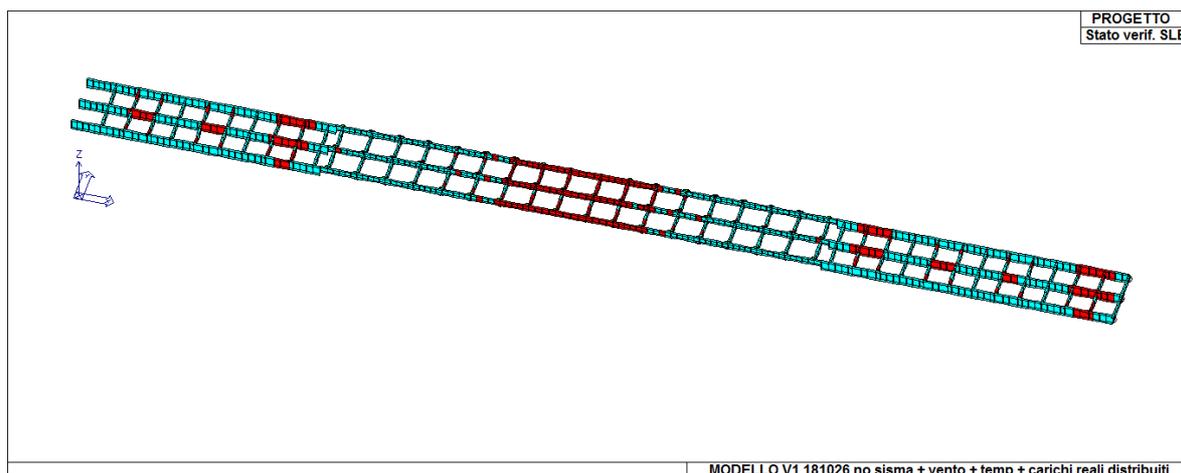
Impalcato arcata



Impalcato Viadotto dx
Inviluppo SLU Momento torcente

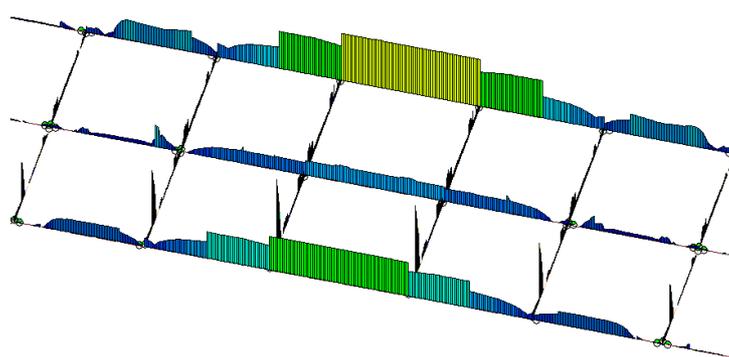
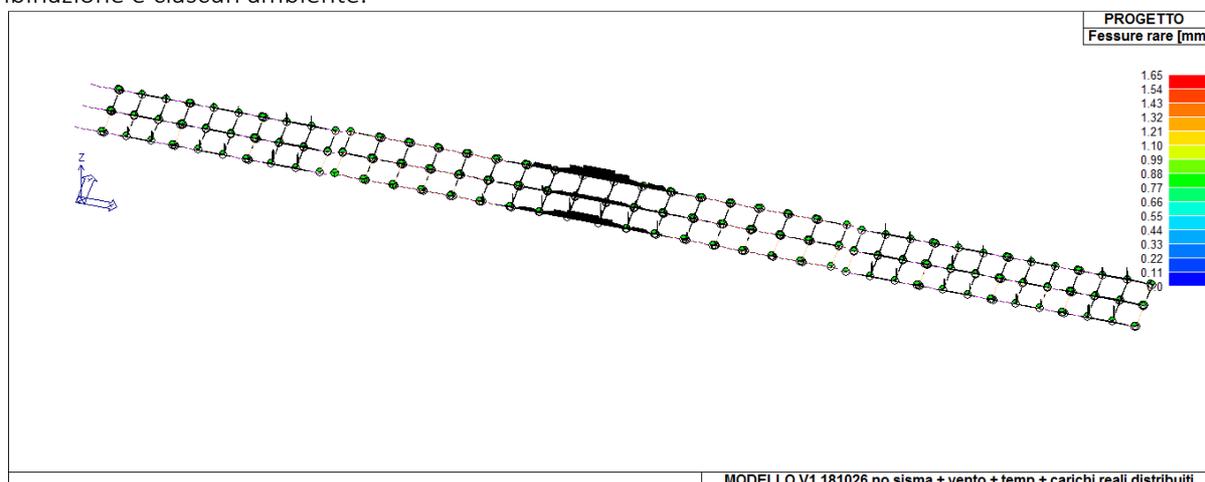
Stato verif. SLE permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.



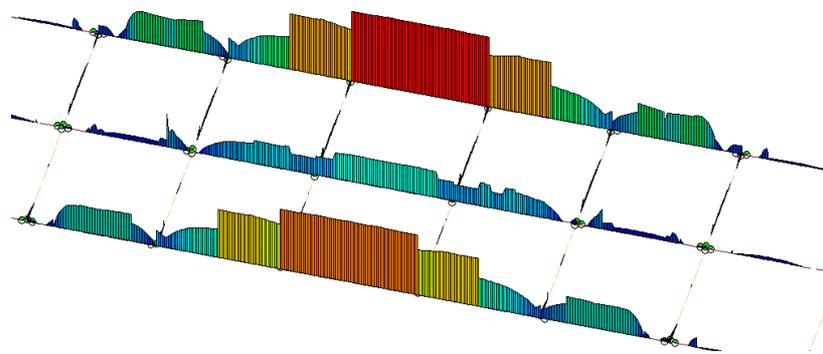
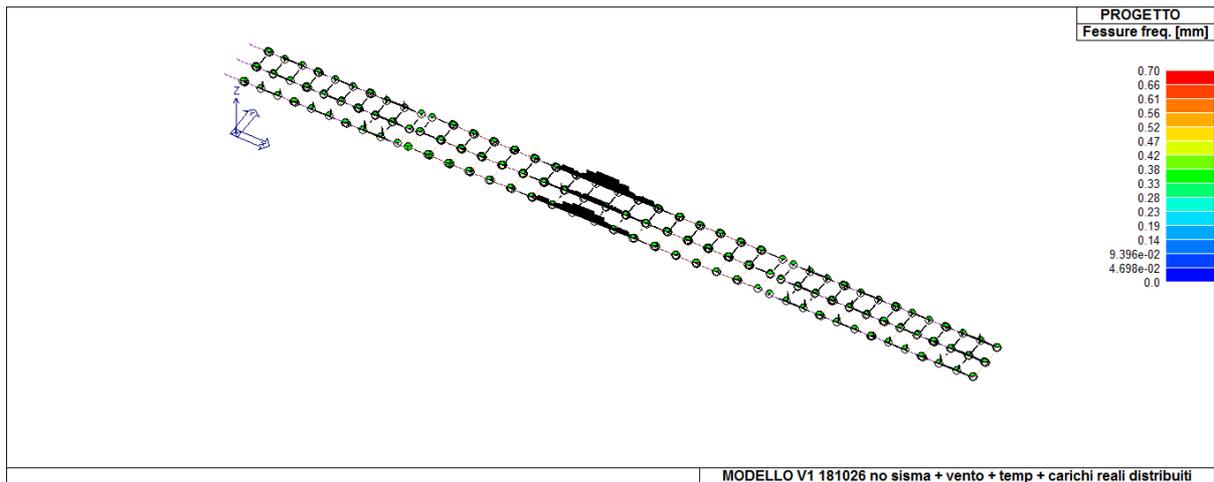
Stato del progetto SLE

Fessure rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.



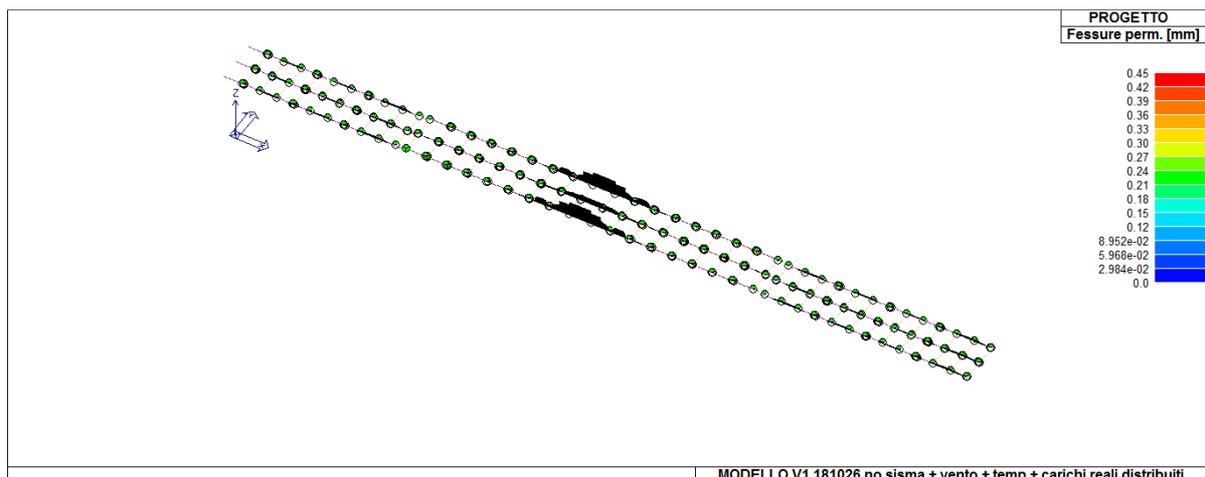
SLE Fessure rare

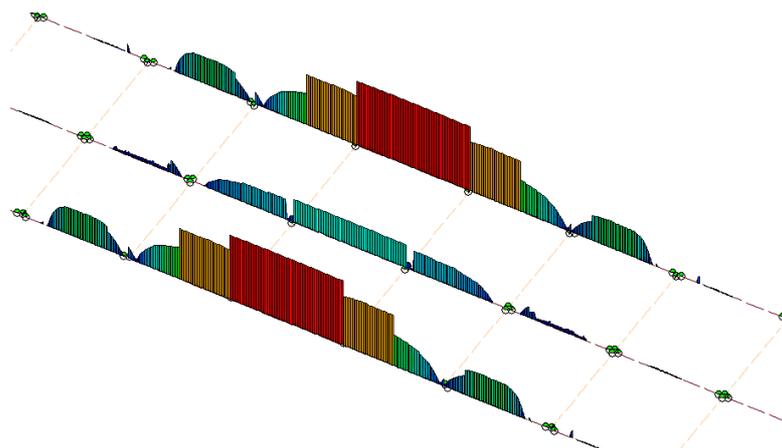
Fessure freq. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni frequenti; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.1.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.



SLE Fessure frequenti

Fessure perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni quasi permanenti; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.

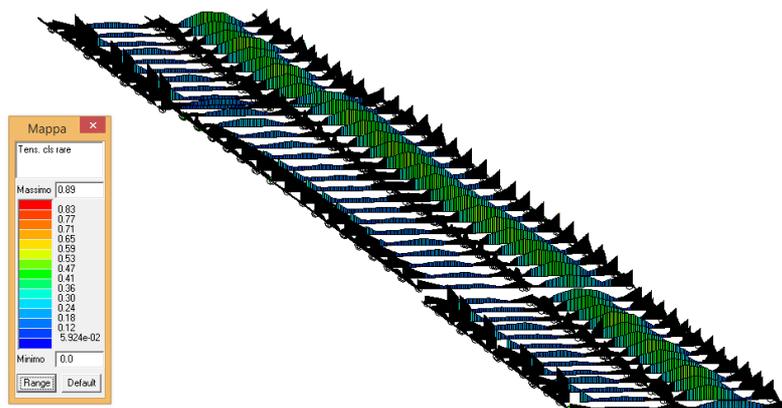




SLE Fessure permanenti

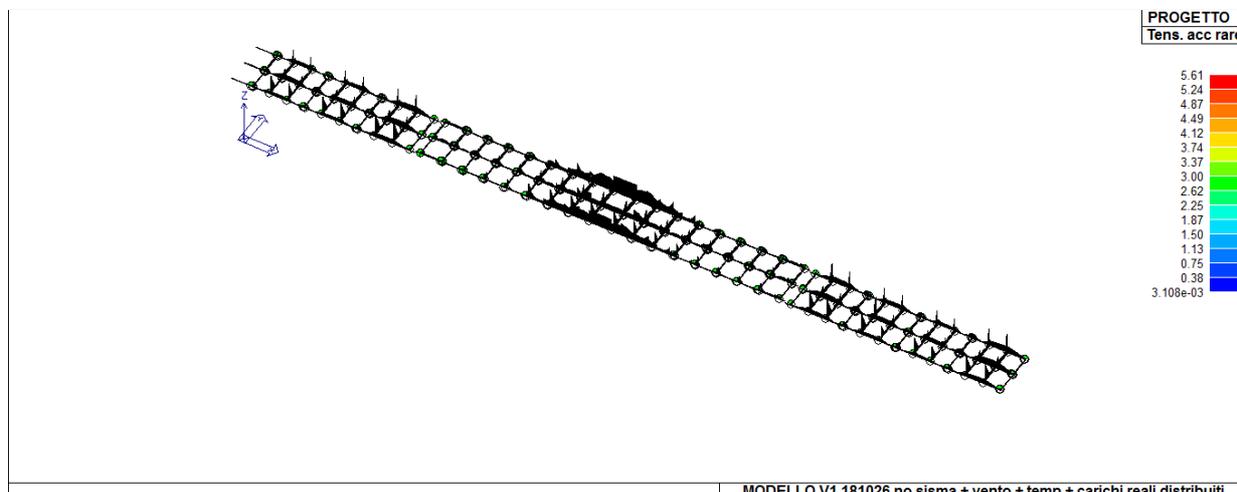
Lo stato limite di fessurazione non risulta soddisfatto.

Tens. cls rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione caratteristica del cls in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.6x f_{ck}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).

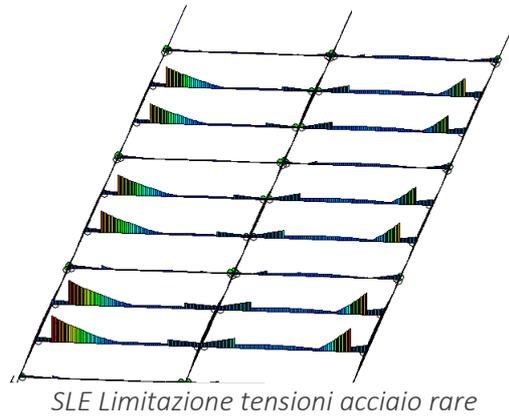


SLE Limitazione tensioni cls rare

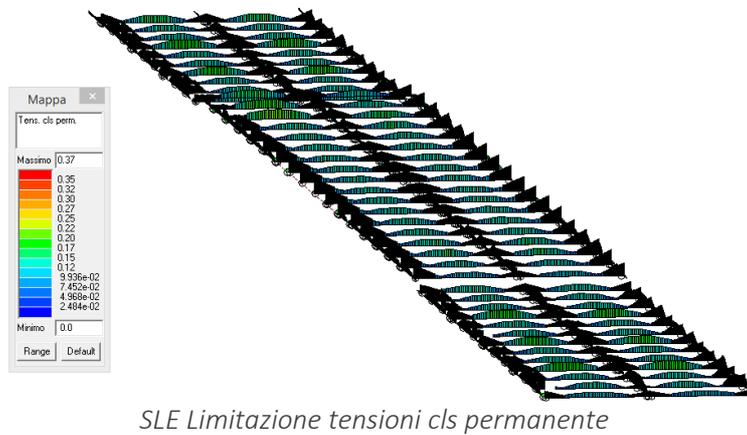
Tens. acc rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione caratteristica dell'acciaio in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.8x f_{yk}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



MODELLO V1 181026 no sisma + vento + temp + carichi reali distribuiti



Tens. cls perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi permanenti fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.45 \times f_{ck}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



Lo stato limite di limitazione delle tensioni non è soddisfatto lato acciaio in combinazione rara

9.2.3 Verifica carichi reali circolanti e 100 % di sisma

Si valuta adesso il comportamento della struttura soggetta all'azione dei carichi circolanti realmente e con il 100 % di sisma.

Come per il precedente caso entrano in gioco le resistenze del calcestruzzo armato e dell'acciaio, dato che siamo in fase di verifica e si confronteranno sollecitazioni e resistenze. Anche qui si riportano i valori ottenuti dalle indagini del giugno 2012 (valori di R_{cm}), con il calcolo dei diversi parametri meccanici secondo le formule nei paragrafi 11.2.10.1, 11.2.10.2, 11.2.10.3 precedentemente visti

Si riportano per comodità i valori di resistenza medi, ottenuti dalle indagini svolte dalla Città Metropolitana di Torino, nel giugno 2012:

Calcestruzzo Arco		
R _{cm}	Mpa	21,45
f _{cm}	Mpa	17,80
f _{ck}	Mpa	9,80
f _{ctm}	Mpa	1,37
Modulo Elastico	E	26156
Modulo tangenziale	G	10898
Calcestruzzo Pilastro		
R _{cm}	Mpa	18,07
f _{cm}	Mpa	15,00
f _{ck}	Mpa	7,00
f _{ctm}	Mpa	1,10
Modulo Elastico	E	24845
Modulo tangenziale	G	10352
Calcestruzzo Travi		
R _{cm}	Mpa	22,73
f _{cm}	Mpa	18,87
f _{ck}	Mpa	10,87
f _{ctm}	Mpa	1,47
Modulo Elastico	E	26615
Modulo tangenziale	G	11090
Calcestruzzo Soletta- marciapiede		
R _{cm}	Mpa	38,22
f _{cm}	Mpa	31,72
f _{ck}	Mpa	23,72
f _{ctm}	Mpa	2,48
Modulo Elastico	E	31105
Modulo tangenziale	G	12961

Figura 9.2.3.1 Valori di resistenza medi dei materiali

Cui corrispondono le seguenti classi di calcestruzzo, inserite nel modello:

Materiale Arco-Calcestruzzo Classe C18/21
 Materiale Pilastri-Calcestruzzo Classe C15/18
 Materiale Travi-Calcestruzzo Classe C19/23
 Materiale Soletta - Marciapiede-Calcestruzzo Classe C32/38

Per quanto riguarda il materiale acciaio si considera il caso di un acciaio FeB22 con tensione di snervamento pari a 2200 kg/cm² ed a rottura di 3400. Nel programma, lavorando con Ntc 2018, si è inserito il valore di snervamento. Con le TA abbiamo invece lavorato con un valore di tensione ammissibile per l' acciaio pari a 1200 kg/cm².

Nel modello FEM realizzato considerando i carichi reali, sono stati usati tali valori per i materiali, affrontando ora una vera e propria verifica.

Carichi mobili considerati:

- carico ripartito su tutta la lunghezza del ponte, pari a 1.96 t/mq agente sulla prima corsia (stesa di autobetoniere da 33t l'una, con incremento dinamico pari ad 1,4); 0.35 t/mq agente sulla corsia adiacente (stesa di automobili, con incremento dinamico pari ad 1,4)

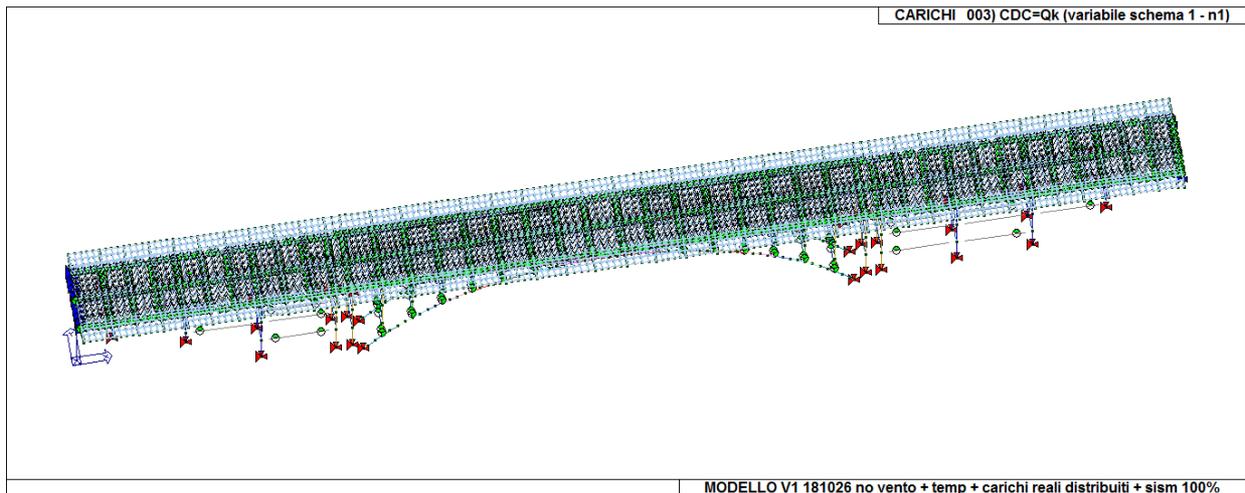


Figura 9.2.3.2 Carico ripartito su tutta la lunghezza del ponte

- carico dato da una fila indefinita di autobetoniere posta al centro dell' impalcato, in corrispondenza della trave longitudinale centrale. Il carico corrisponde come prima ad $1,96 \text{ t/mq} = 1960 \text{ kg/mq}$ ed è stato già incrementato di un fattore dinamico pari ad 1,4.

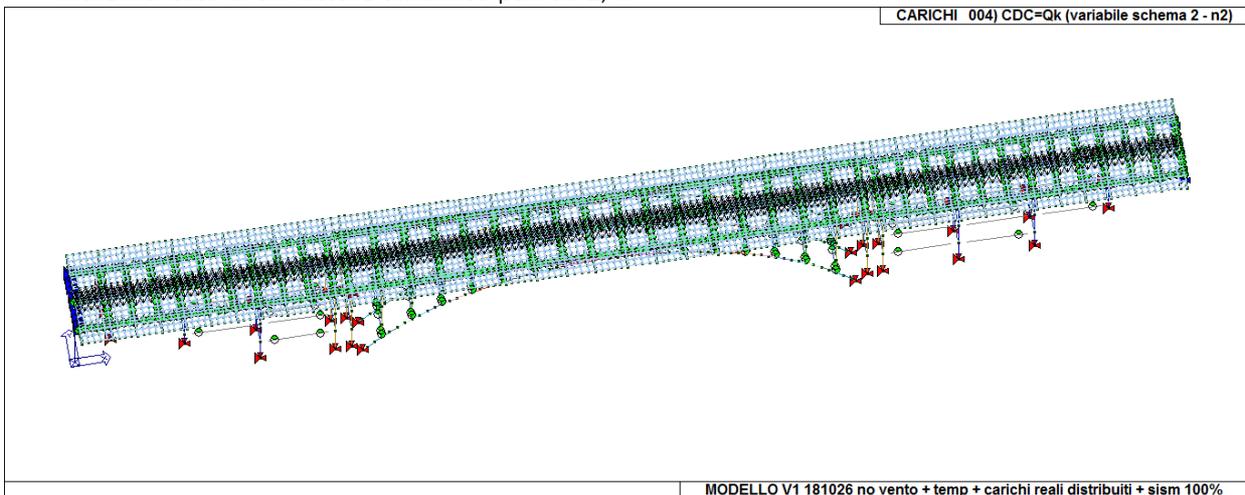


Figura 9.2.3.3 Carico dato da una fila di autobetoniere centrali

In aggiunta sono stati considerati il carico neve, la temperatura con distribuzione uniforme e lineare, ed il carico dovuto alla folla. La novità qui è l' introduzione del sisma.

Ricordiamo a tal proposito che il Ponte di Alpignano non è stato progettato originariamente per sopportare alcun carico orizzontale.

- Carichi sismici

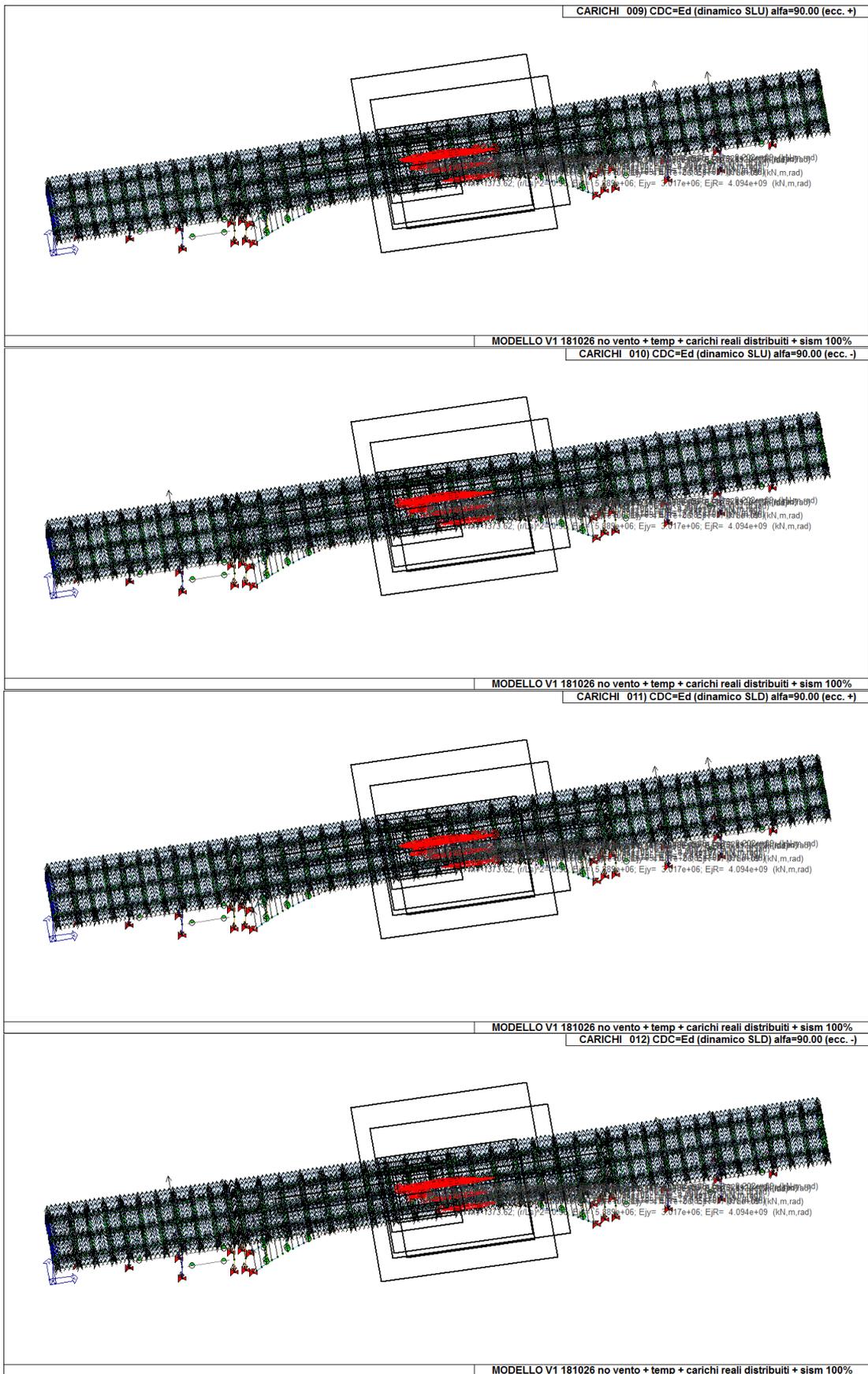


Figura 9.2.3.4 Carico sismico

Caso di carico: sismico

Funzionamento del Programma e Risultati

Il programma FEM consente per mezzo di mappe, diagrammi e tabelle, l'esaustivo controllo dello stato di progetto della struttura. Trattiamo ora il problema di tipo sismico.

Il caso di carico E_{dk} è il caso di carico riservato al sisma dinamico. La definizione di questo carico richiede la direzione del sisma, l'eventuale eccentricità accidentale del baricentro delle masse e lo stato limite a cui fare riferimento.

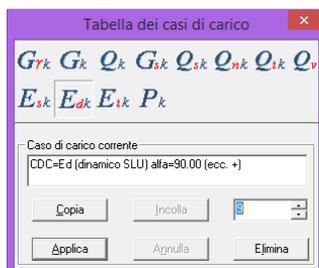


Figura 9.2.3.5 Tabella dei casi di carico

Per il carico sismico è necessario eseguire una procedura guidata articolata in cinque passi, attivabile con il comando *Dati di carico* → *Casi di carico: sismica*. In base ai dati inseriti dall'utente in questa procedura il programma può determinare ed applicare automaticamente alla struttura l'azione sismica.

Casi di carico sismici per le analisi lineari → I casi di carico sismici possono essere definiti manualmente dall'utente oppure li può definire automaticamente il programma usando i comandi descritti nei paragrafi precedenti.

Nel caso sia stato indicato al programma di definire automaticamente i casi di carico sismici vengono considerati i seguenti casi di carico (sia per l'analisi statica lineare che per quella dinamica lineare):

- SLU con angolo d'ingresso 0 ed eccentricità positiva e negativa
- SLU con angolo d'ingresso 90 ed eccentricità positiva e negativa
- SLD con angolo d'ingresso 0 ed eccentricità positiva e negativa
- SLD con angolo d'ingresso 90 ed eccentricità positiva e negativa

In conformità al D.M. 2008, essendo necessario considerare l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse, occorre definire quattro casi di carico sismici per ogni stato limite da considerare nell'analisi e nel progetto della struttura.

Nel caso si scelga di eseguire un'analisi dinamica lineare il programma è predisposto per individuare automaticamente la modalità di combinazione modale SRSS o CQC come indicato dalla normativa. È comunque possibile specificare di usare regole diverse di combinazione.

Le informazioni richieste per definire un caso di carico sismico lineare (sia per l'analisi statica che per l'analisi dinamica) sono le seguenti:

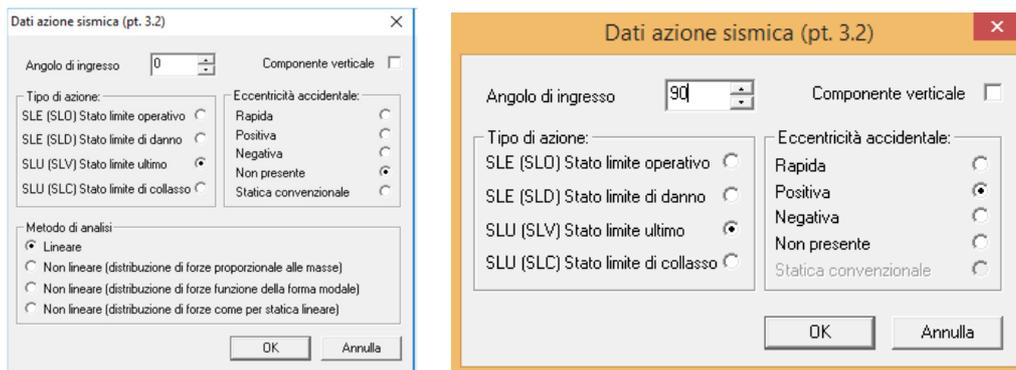


Figura 9.2.3.6 Dati dell'azione sismica

Angolo di ingresso Definisce l'angolo di ingresso del sisma rispetto alla direzione dell'asse X del sistema di riferimento globale. Angolo di ingresso = 0 definisce un sisma parallelo all'asse X, Angolo di ingresso = 90 definisce un sisma parallelo all'asse Y

Tipo di azione Questa cornice consente di definire la tipologia di sisma che in accordo al §3.2.1 del D.M. 2008 può essere di tipo:

- SLE (SLO) Stato Limite di Operatività
- SLE (SLD) Stato Limite di Danno
- SLU (SLV) Stato Limite di salvaguardia della Vita
- SLU (SLC) Stato limite di Collasso

Eccentricità accidentale Consente di definire la modalità di inserimento dell'eccentricità addizionale percentuale in direzione perpendicolare all'azione sismica. Per la definizione di essa è stata scelta l'opzione "positiva" e "negativa", che sposta il baricentro delle masse in direzione perpendicolare alla direzione assegnata al sisma (segno positivo o negativo della coppia torcente generata, rispetto all'asse di riferimento globale); per esempio un sisma con angolo d'ingresso 0 ed eccentricità positiva avrà una traslazione del baricentro delle masse in direzione y negativa, in modo che la coppia torcente indotta dalla traslazione del baricentro delle masse abbia verso positivo.

Definizione dello spettro di risposta

È possibile definire lo spettro di risposta tramite la procedura guidata in cinque passi che si attiva con il comando **Dati di carico ► Casi di carico: sismica**.

Passo 1

Classe d'uso Si veda §2.4.3 del D.M. 2008

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Modalità di progettazione semplificata per zona 4 Attiva la modalità di progettazione semplificata per zona 4 prevista dal D.M. 2008 per gli edifici situati nella ex Zona 4 individuata dalle precedenti norme tecniche. *Nota:* Nel D.M. 2008 non

vengono definite le zone sismiche, tuttavia vengono fatti riferimenti a queste zone, ad esempio “costruzioni ricadenti in zona 4” par. 7 D.M. 2008

Pericolosità sismica Consente di accedere alla finestra *Valutazione della pericolosità sismica* per la definizione della località dell'intervento e dei parametri di pericolosità sismica.

Strutture esistenti questa cornice permette di specificare livello di conoscenza e fattore di confidenza.

Per la modalità di progettazione semplificata in zona 4 si consiglia di eseguire un'analisi statica lineare in modo da considerare la a_g ridotta prevista dalla norma per la progettazione semplificata. Se si esegue un'analisi dinamica lineare la progettazione semplificata avrà effetto solo su combinazioni di calcolo e gerarchia delle resistenze, non sull'azione sismica; l'azione sismica rimarrà quella determinata dalla sovrapposizione dei modi di vibrare della struttura.

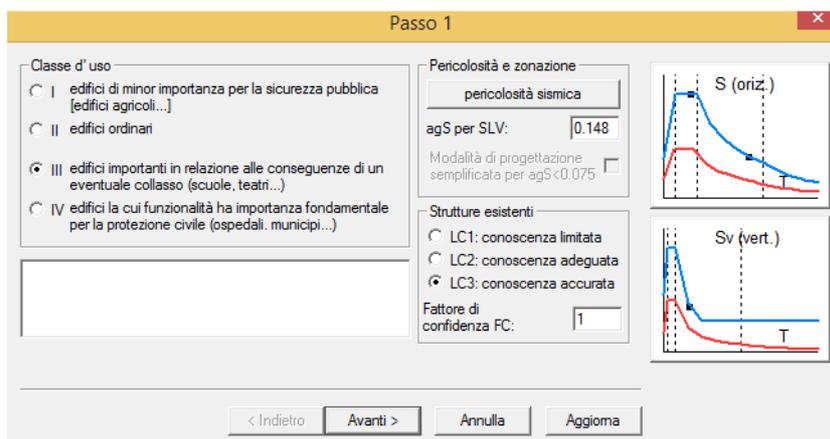


Figura 9.2.3.7 Passo 1

Valutazione della pericolosità sismica

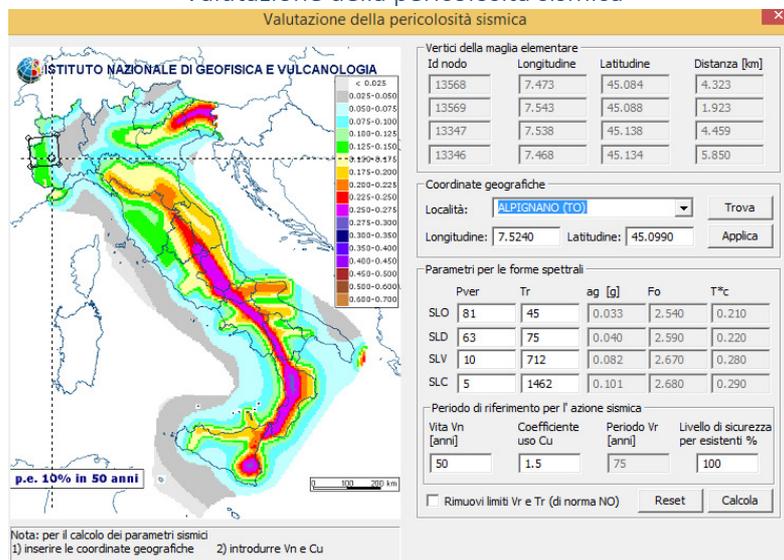


Figura 9.2.3.8 Pericolosità sismica

La finestra *Valutazione della pericolosità sismica* consente di definire la località dell'intervento e di determinare le caratteristiche dell'azione sismica. Il D.M. 2008 non considera più le zone sismiche per la determinazione dell'azione sismica, ma definisce una maglia elementare tramite una serie di punti notevoli sul territorio nazionale dotati di valori caratteristici dei coefficienti a_g , F_0 e T_c^* . L'azione sismica per la località di interesse è determinata, **indipendentemente dalla ex zona sismica**, andando a collegarsi ai quattro punti della maglia più vicini e mediando i valori a seconda della distanza della località.

Vertici della maglia elementare Questa cornice riporta le informazioni sui nodi del reticolo di riferimento più vicini alla località interessata dall'intervento. *ID nodo*, *longitudine* e *latitudine* sono individuati nella tabella dei

parametri spettrali del D.M. 2008, distanza rappresenta la distanza in km tra i singoli nodi del reticolo e la località individuata nella cornice *Coordinate geografiche*.

Coordinate geografiche Consente di assegnare la località; è possibile eseguire una ricerca per nome del comune oppure inserire direttamente le coordinate geografiche del sito di interesse

Parametri per le forme spettrali Contiene i valori di **ag**, **F₀**, **T_c*** per i periodi di ritorno **Tr** indicati. I valori dei periodi di ritorno **Tr** sono calcolati con la formula dell'allegato A sulla base del periodo di riferimento **Vr** e della probabilità di superamento **P_{ver}** espressa in percentuale. Nella tabella 3.2.1 del D.M. 2008 è possibile reperire le definizioni degli stati limite in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento (**Vr**)

Periodo di riferimento per l'azione sismica Contiene il valore della vita nominale **Vn** (proposta sulla base della classe d'uso assegnata al passo 1 della definizione della massa sismica) e del coefficiente d'uso **Cu** (si veda §2.4.1 e §2.4.3 del D.M. 2008)

Livello di sicurezza per esistenti % Consente di progettare una struttura esistente assegnando un'azione sismica ridotta. Per esempio assegnando 60%, **PRO_SAP** riduce tutte le azioni sismiche (SLO, SLD, SLV e SLC) in maniera che $ag [g] \cdot S$ sia il 60% dell' $ag \cdot S$ previsto per una struttura nuova. Il comando **Calcola** determina i parametri per le forme spettrali per il valore del periodo di ritorno $Vr = Vn \cdot Cu$

Passo 2

Categoria suolo di fondazione Si veda tabella 3.2.II del D.M.2008

Categoria topografica Si veda tabella 3.2.IV del D.M.2008

Analisi dello smorzamento Consente di assegnare lo smorzamento percentuale del suolo (valore tipico 5%)

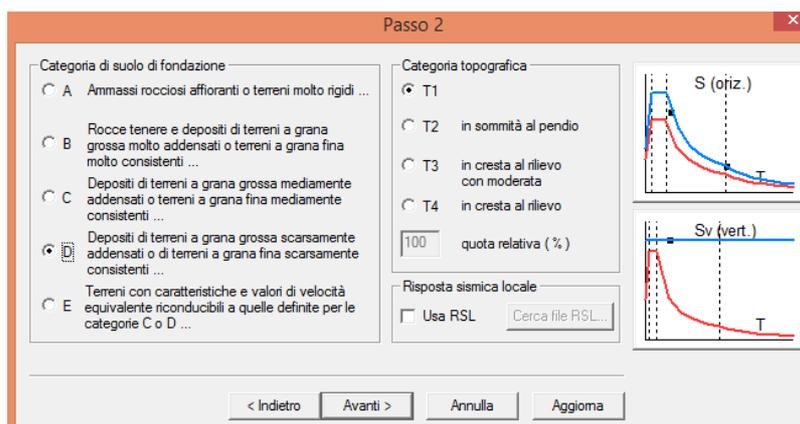


Figura 9.2.3.9 Passo 2

Passo 3

ag Accelerazione orizzontale massima (ricavata in automatico dal programma)

eta Si veda §3.2.3.2 del D.M. 2008

S, F₀, F_v, T_B, T_C, T_D Si veda §3.2.3.2 del D.M. 2008 (ricavati in automatico dal programma)

Risposta sismica locale Consente di importare uno spettro di progetto da file anziché utilizzare quello previsto da normativa. Si veda il successivo paragrafo *Risposta sismica locale*

Fattore di struttura Consente di assegnare il valore del fattore di struttura. È possibile avvalersi del comando **Aiuto...** per far calcolare il fattore di struttura da utilizzare al programma.

Edifici isolati In questa cornice è possibile assegnare il periodo e lo smorzamento del sistema di isolamento

Classe di duttilità Per gli edifici nuovi è possibile specificare se effettuare la progettazione in bassa duttilità (CD"B") oppure in alta duttilità (CD"A"). Per la progettazione in **alta duttilità è necessario adeguare manualmente i criteri di progetto**

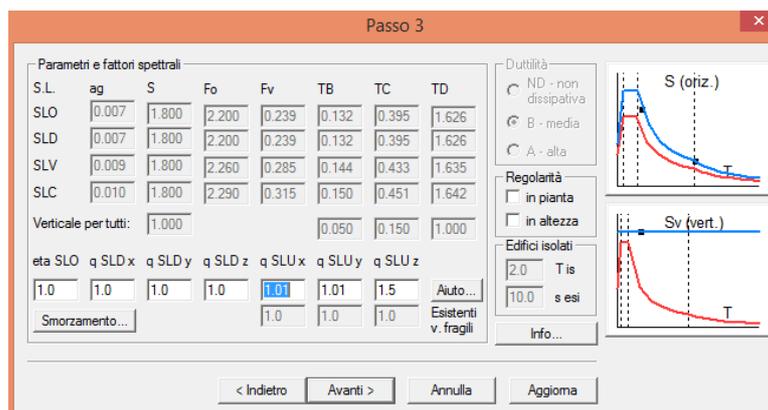


Figura 9.2.3.10 Passo 3

Passo 4

La cornice *Dati comuni per le analisi* è da compilare per qualsiasi tipo di analisi:

Quota spiccato Definisce la quota al di sotto della quale sono trascurati i carichi applicati alle strutture ai fini della determinazione delle masse sismiche. È utile se il progettista intende considerare l'ipotesi che le parti di struttura interrata si muovano unitamente al terreno e quindi non generano masse sismiche orizzontali. Sono esclusi dal calcolo delle masse sismiche anche i carichi applicati alla quota definita. La quota spiccato va assegnata in cm a partire dal sistema di riferimento globale.

Contributo carichi in fondazione Di norma gli elementi con assegnata la proprietà di fondazione ed i carichi ad essi applicati non contribuiscono al computo delle masse sismiche. Questa opzione permette di forzare il programma a considerare anche la massa ed i carichi applicati a questi elementi nel computo delle masse sismiche. Può essere utile per esempio nelle analisi delle masse applicate da macchine vibranti in fondazione.

Eccentricità aggiuntiva Assegna il valore dell'eccentricità accidentale in direzione perpendicolare all'azione sismica definita in fase di introduzione dei casi di carico sismici. Per i valori da assegnare fare riferimento al §7.2.3 (se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in pianta assegnare il 10% di eccentricità) e §7.2.6 del D.M. 2008

Spost. relativo limite 1000/h Permette di assegnare il valore limite dello spostamento di interpiano per edifici in muratura e in cemento armato. Questo valore serve ad individuare automaticamente gli elementi rotti durante un'analisi pushover

Dati per analisi dinamica

La cornice *Dati per analisi dinamica* è da compilare nel caso siano stati inseriti dei casi di carico sismici Edk e si voglia dunque eseguire un'analisi dinamica lineare:

N. modi Numero di modi di vibrare da considerare per l'analisi modale

N. modi rigidi Numero di forme modali corrispondenti a spostamenti che avvengono in assenza di deformazione della struttura (presenti nel caso in cui la struttura non sia staticamente determinata)

Fattore per calcolo rigidità secante Attivo per travi in c.a., permette di tenere conto degli effetti della fessurazione nella valutazione della rigidità degli elementi, considerando la rigidità secante a snervamento (si veda §7.2.6 del D.M. 2008)

Dati per analisi statica lineare e non lineare

La cornice *Dati per analisi statica lineare e non lineare* è da compilare nel caso siano stati inseriti dei casi di carico sismici Esk e si voglia dunque eseguire un'analisi statica lineare o non lineare:

Dati per l'analisi statica (par. 7.3.3.2, D.M. 2008):

Altezza edificio Necessario per il calcolo del periodo T1 (si veda §7.3.3.2 del D.M. 2008) Capitolo 8 Pag. 11

Tipologia dell'edificio Necessario per la definizione del coefficiente C1 (si veda §7.3.3.2 del D.M. 2008)

Periodo T1 (primo modo) Calcolato in base alla formula 7.3.5 del D.M. 2008.

Fattore lambda (0.85-1) Si veda §7.3.3.2 del D.M. 2008

Sd(T1)-SLU Valore delle ordinate dello spettro di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), componente orizzontale (grafico blu)

Se(T1)-SLD Valore delle ordinate dello spettro per lo stato limite di danno (SLD), componente orizzontale (grafico rosso)

Accelerazione uniforme Permette di assegnare valore unitario al coefficiente di distribuzione delle azioni sismiche

Eccentricità convenzionale con momenti Mz Attivo solo per casi di carico sismici con *Eccentricità Statica convenzionale*; consente di generare la coppia torcente indotta dalla traslazione del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione iniziale, mediante momenti Mz applicati ai nodi.

La funzione non è utilizzabile nel caso siano presenti elementi tipo asta.

Usa spostamenti medi di piano per pushover Nelle analisi di pushover viene considerata la media degli spostamenti dei nodi alla quota del nodo di controllo anziché lo spostamento del punto di controllo per la realizzazione della curva di capacità

Distrib. triangolare per pushover Permette di realizzare una distribuzione di forze triangolare analoga a prevista per l'analisi statica lineare anziché effettuare una analisi dinamica modale



Figura 9.2.3.11 Passo 4

Passo 5

In questa tabella è possibile inserire i coefficienti moltiplicatori dei casi di carico per il calcolo delle masse sismiche. È possibile usare il comando *Definizione masse automatica* per far compilare la tabella al programma. La tabella contiene i seguenti dati:

- nelle *righe* i casi di carico non sismici definiti dall'utente nella *Tabella dei casi di carico*
- nella *prima colonna* i casi di carico sismici definiti dall'utente nella *Tabella dei casi di carico*
- nelle restanti *colonne* i coefficienti moltiplicativi dei casi di carico per la determinazione delle masse sismiche. Vengono automaticamente esclusi dal computo delle masse sismiche i casi di carico Qvk, Qtk ed Etk. La definizione automatica è eseguita assegnando:
 - *casi di carico permanenti*: valore 1
 - *casi di carico Qsk e Qnk*: valore 1 (il programma andrà automaticamente a leggere i coefficienti *psi2* inseriti dall'utente nell'archivio dei carichi solai e coperture).

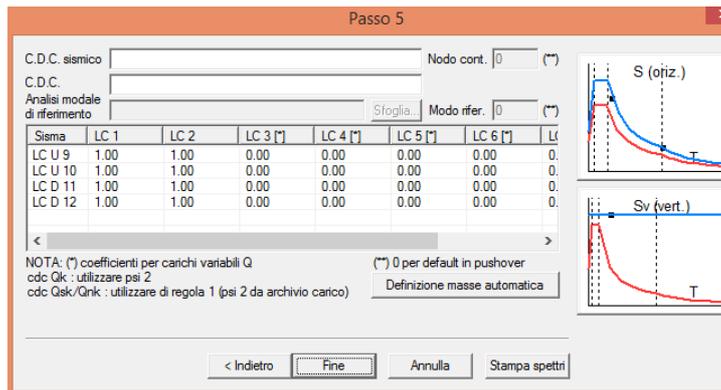
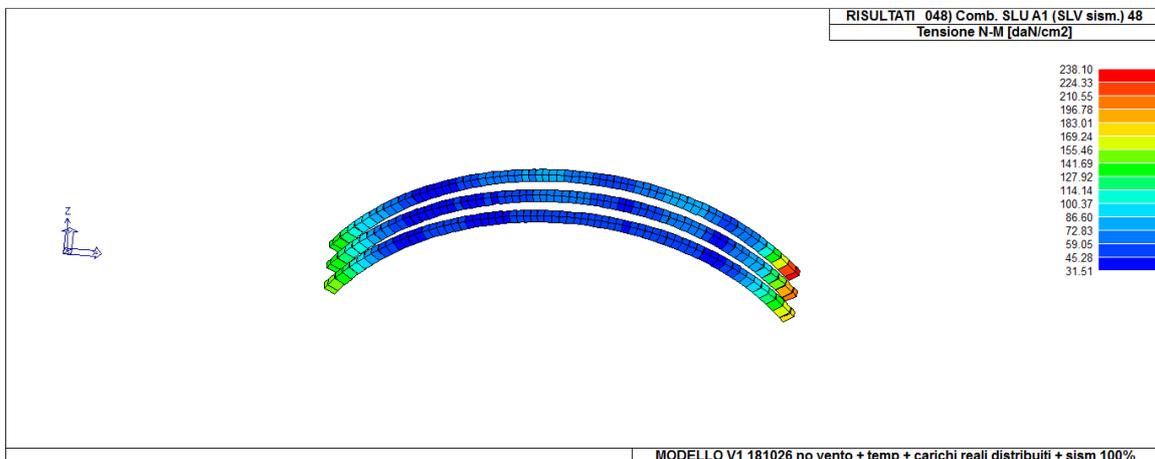
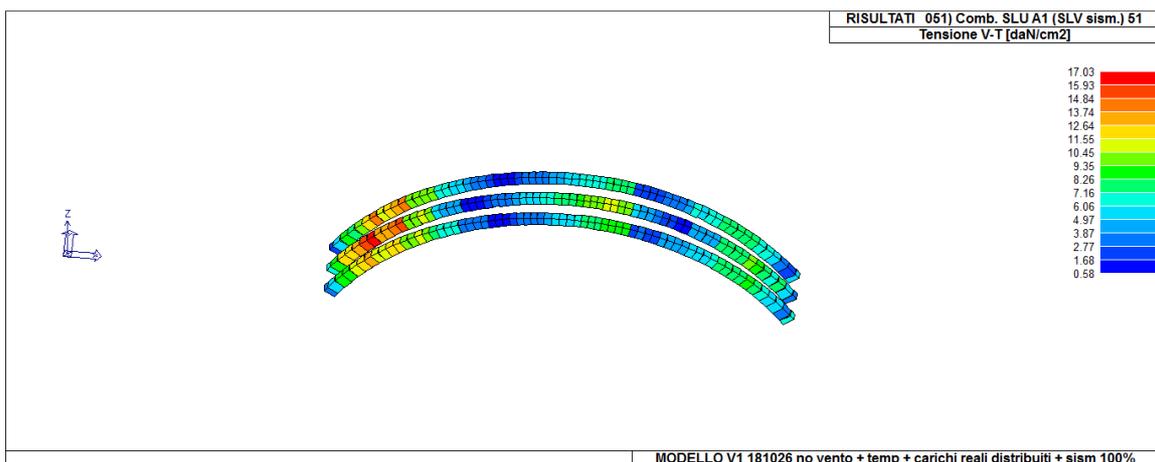


Figura 9.2.3.12 Passo 5

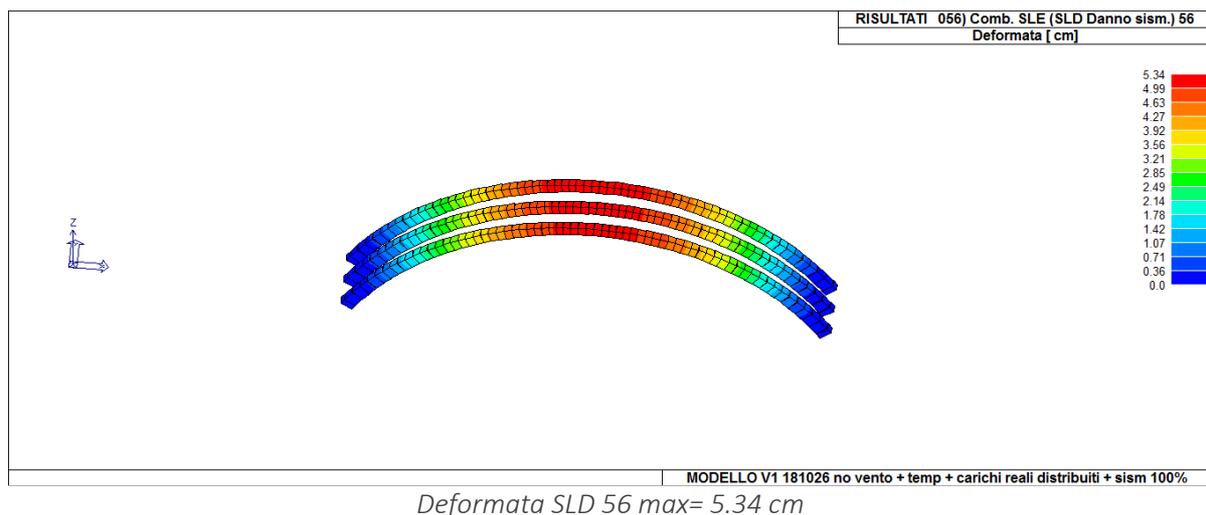
ARCO



Tensione N-M max SLV 48 = 238 kg/cm^q



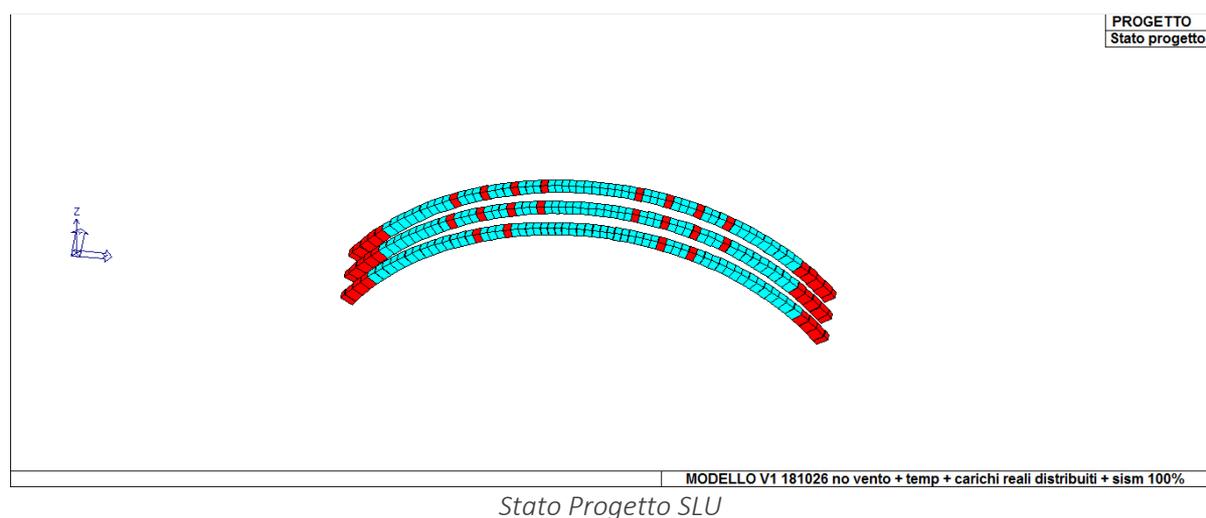
Tensione V-T max SLV 51 = 17 kg/cm^q



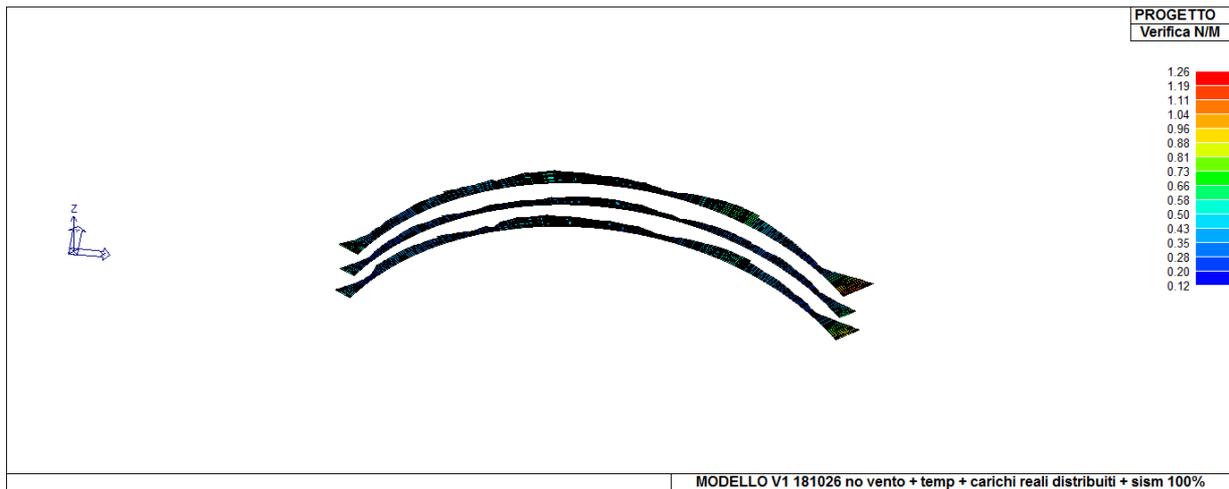
Gli elementi tipo trave in c.a. sono sottoposti alle verifiche previste dalla normativa NTC 2018.

Il comando *Stato di progetto SLU* permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.

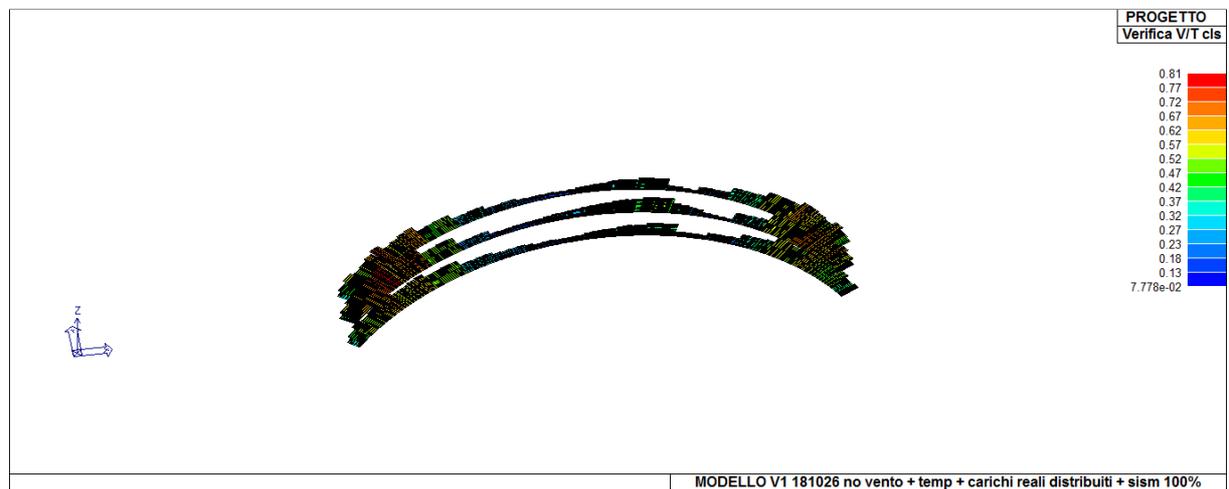


Il grafico che segue permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi della verifica a pressoflessione come rapporto E_d/R_d . La verifica è soddisfatta se tale valore è ≤ 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.1.2, D.M. 2008 par. 4.1.2.1.2.4). Si tratta del diagramma di interazione in cui in ascissa ed ordinata si hanno i rapporti N_{sd}/N_{rd} ed M_{sd}/M_{rd} e ci si deve mantenere dentro al dominio di interazione, per far sì che la verifica a pressoflessione sia soddisfatta. Nel secondo grafico si fissa il massimo valore pari ad 1 per evidenziare quali sezioni degli arconi non rispettano la verifica N/M (sezioni senza grafico).



SLU Verifica N/M

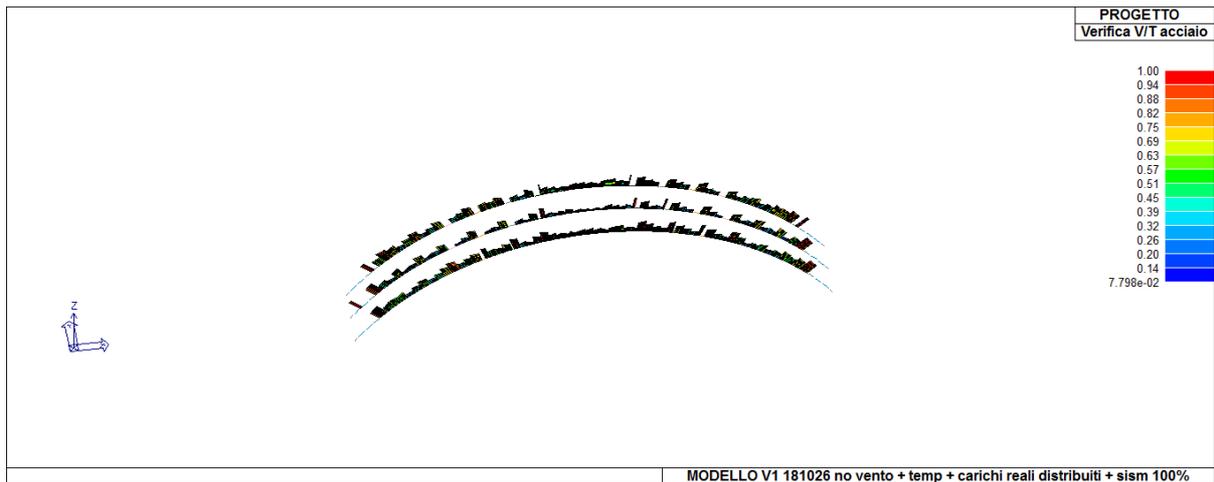
Questo grafico permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato calcestruzzo, mediante la seguente espressione: $T_{ed}/T_{Rcd} + V_{ed}/V_{Rcd} \leq 1$ dove T è la sollecitazione torcente e V è la sollecitazione tagliante. Ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2, D.M. 2008 D.M. 2008 formula 4.1.19).



SLU Verifica V/T cls

Questo grafico permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato acciaio, ottenuta come rapporto tra la sollecitazione e la resistenza. Ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2, D.M. 2008 formula 4.1.18). Anche qui fissando il valore unitario per tale rapporto, possiamo osservare quali sezioni non soddisfano la verifica, e saranno quelle per le quali non abbiamo il diagramma.

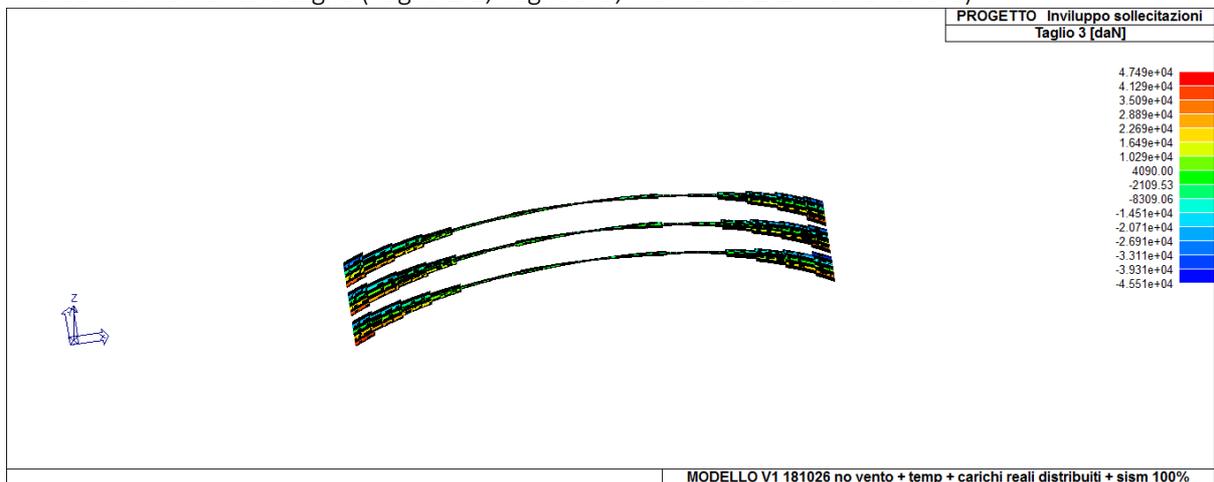




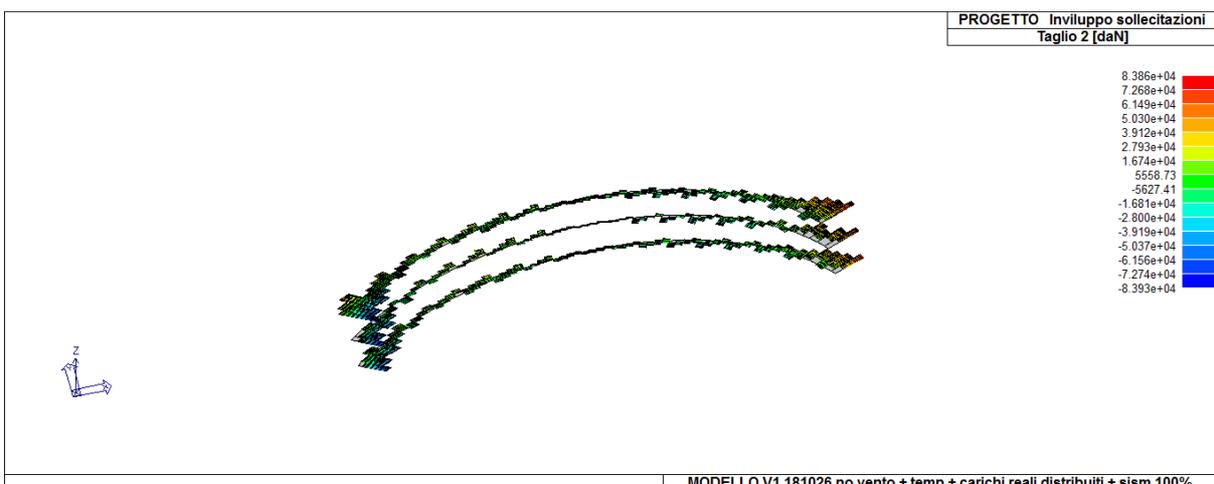
SLU Verifica V/T acciaio

Il comando *Inviluppo SLU* permette la visualizzazione dell'inviluppo delle sollecitazioni con cui viene realizzata la progettazione agli stati limite ultimi degli elementi trave.

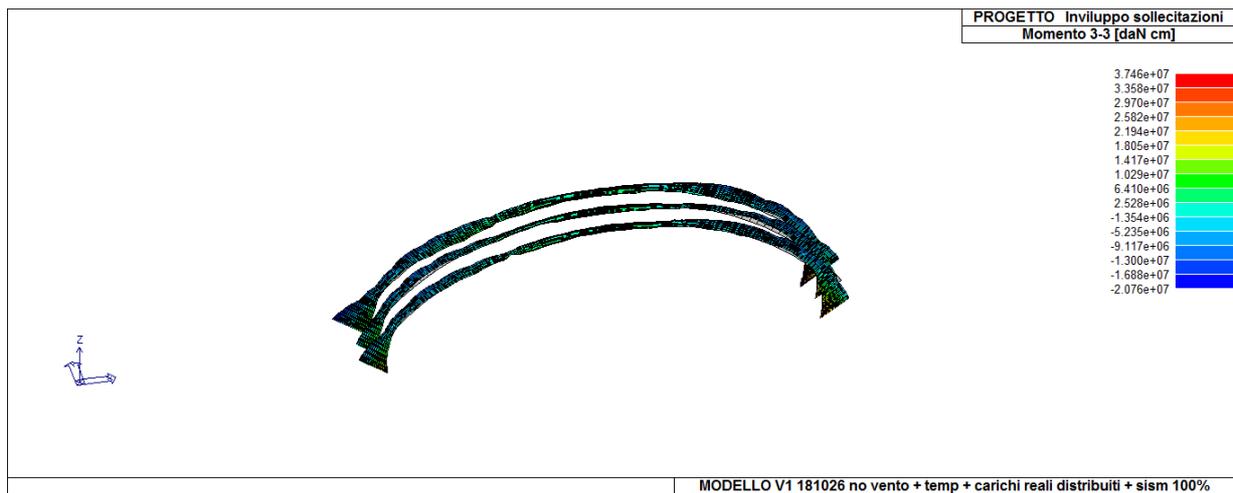
Analogamente si potrebbero mostrare anche i diversi inviluppi delle sollecitazioni; per brevità si mostreranno quelli relativi al momento e taglio (Taglio 2-2, Taglio 3-3, Momento 2-2 Momento 3-3).



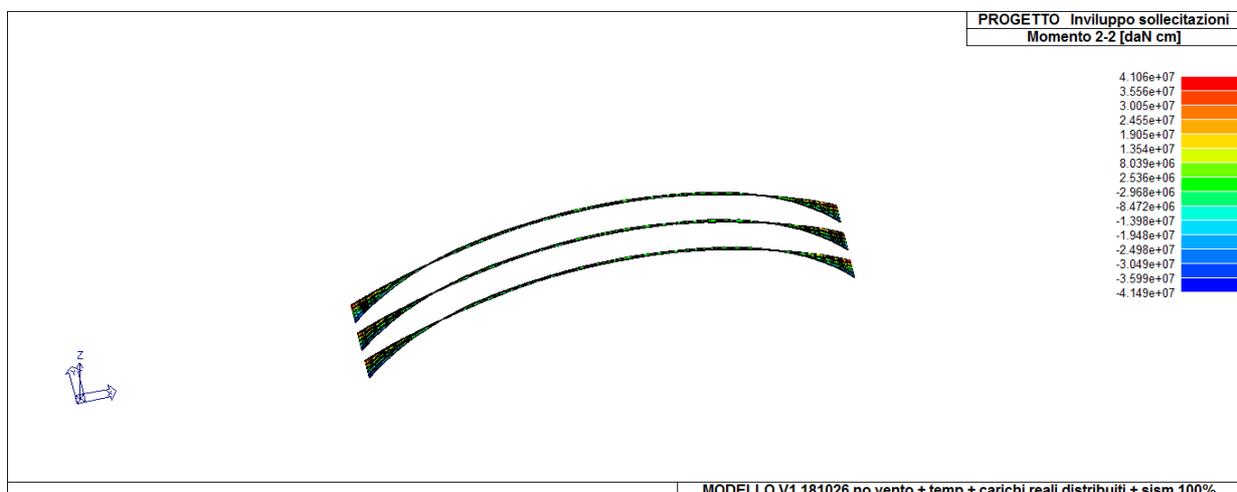
Inviluppo S.L.U- Taglio 3



Inviluppo S.L.U- Taglio 2



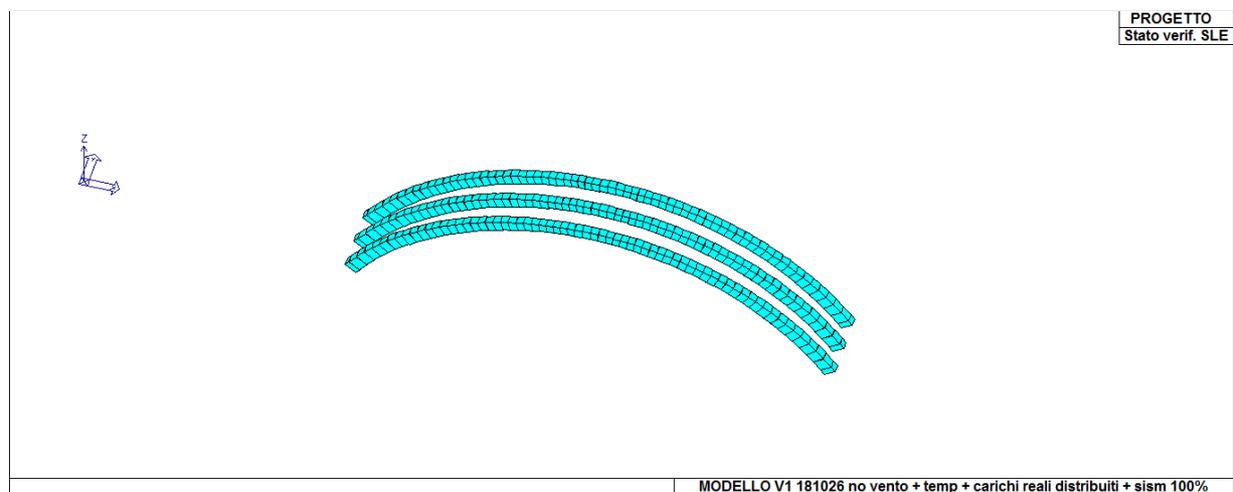
Involuppo S.L.U- Momento flettente 3-3



Involuppo S.L.U- Momento flettente 2-2

Il comando *Stato verifica SLE* Permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

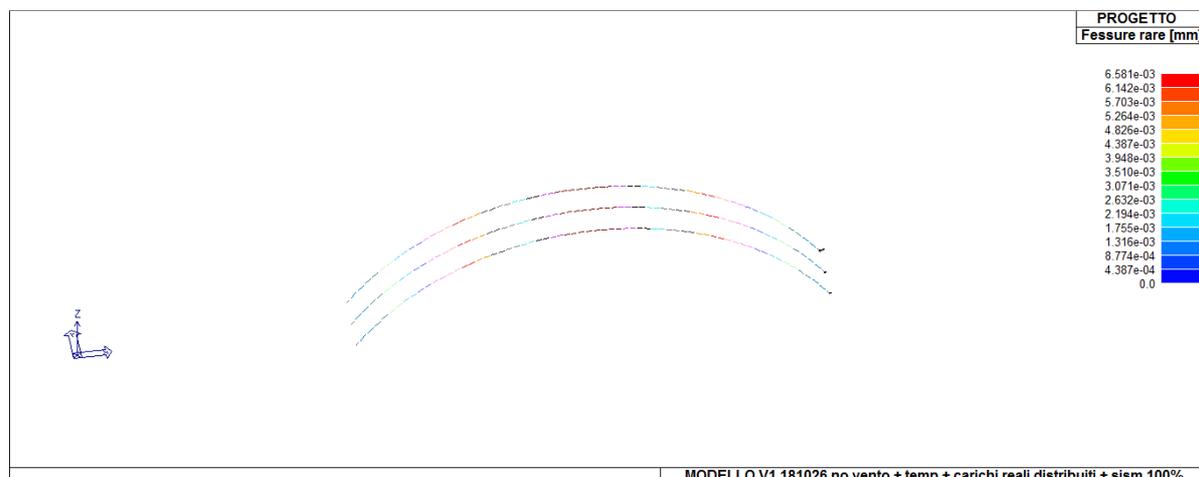
- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.



Stato progetto SLE

Fessure rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura

caratteristica delle fessure in combinazioni rare; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.



SLE Fessure rare

Il diagramma per le fessure in combinazione permanente e frequente restituisce un valore nullo per il caso degli archi.

Per il nostro studio vale:

B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

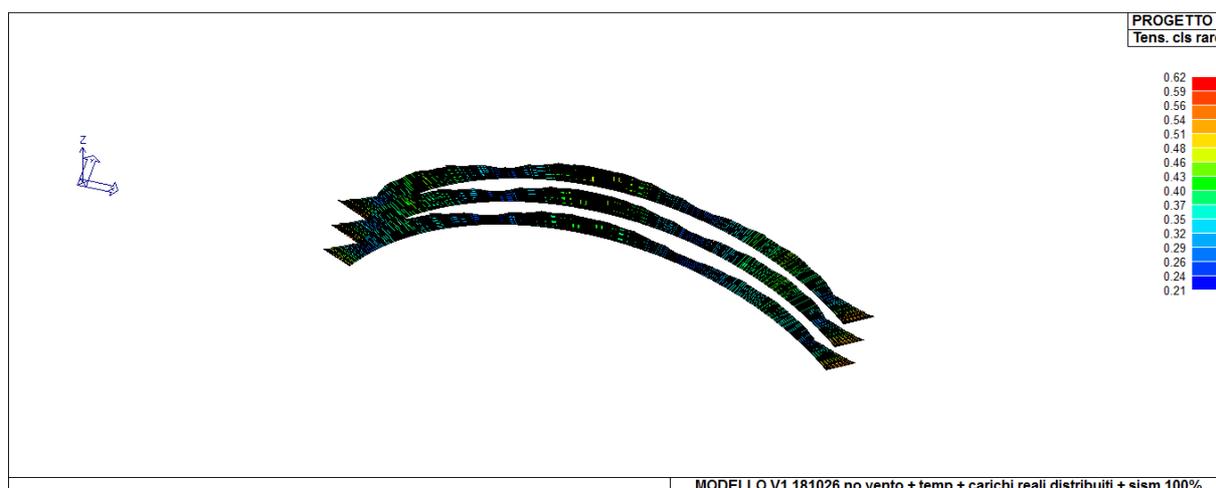
Il valore di w_1 e di w_2 è assunto pari a :

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

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

La verifica di stato limite di fessurazione è soddisfatta per tutte e tre le combinazioni.

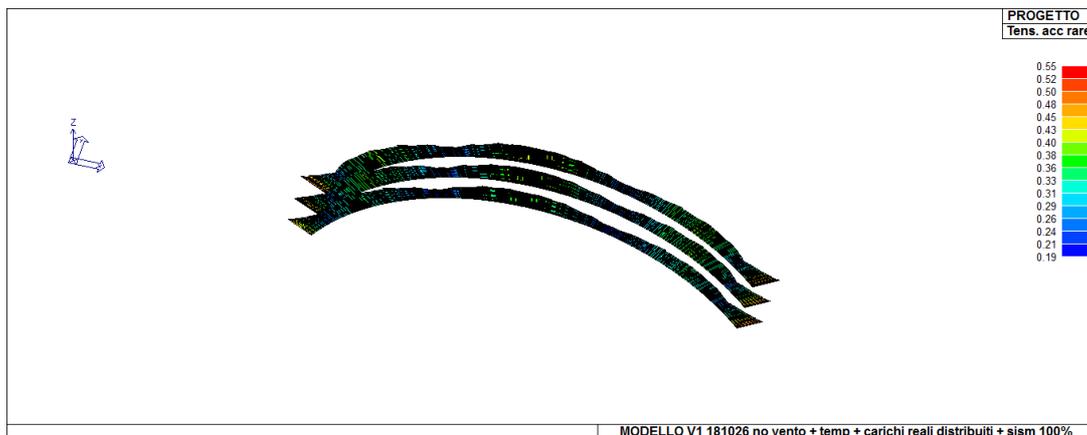
Tens. cls rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione caratteristica del cls in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.6x_{fck}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



SLE limitazione tensioni cls rare

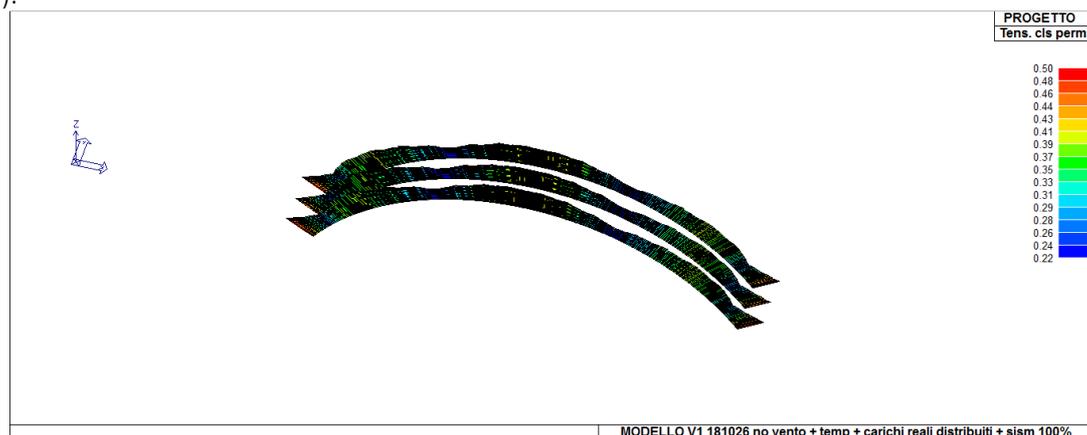
Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione caratteristica dell'acciaio in combinazioni rare fattorizzata in base ai

casi previsti dalla normativa (ad es. $0.8x_{fyk}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. .3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



SLE limitazione tensioni acciaio rare

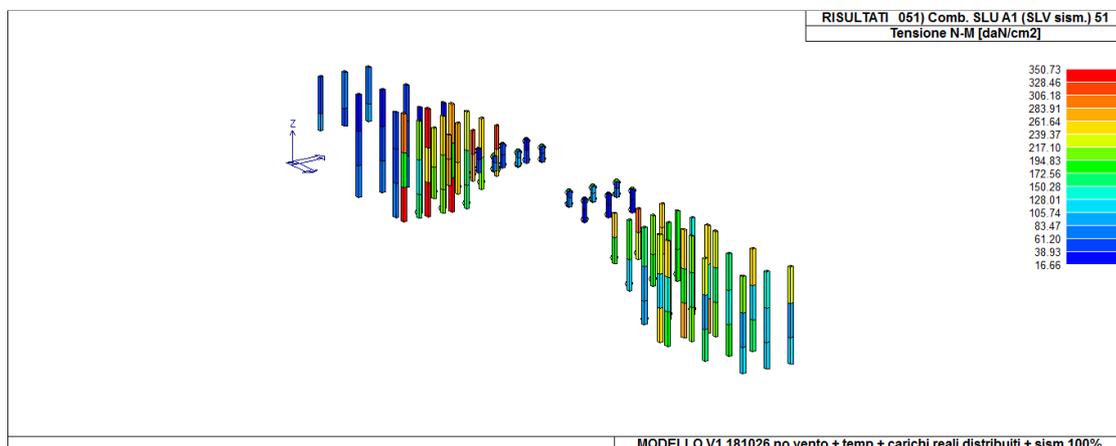
Tens. cls perm. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi permanenti fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.45x_{fck}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



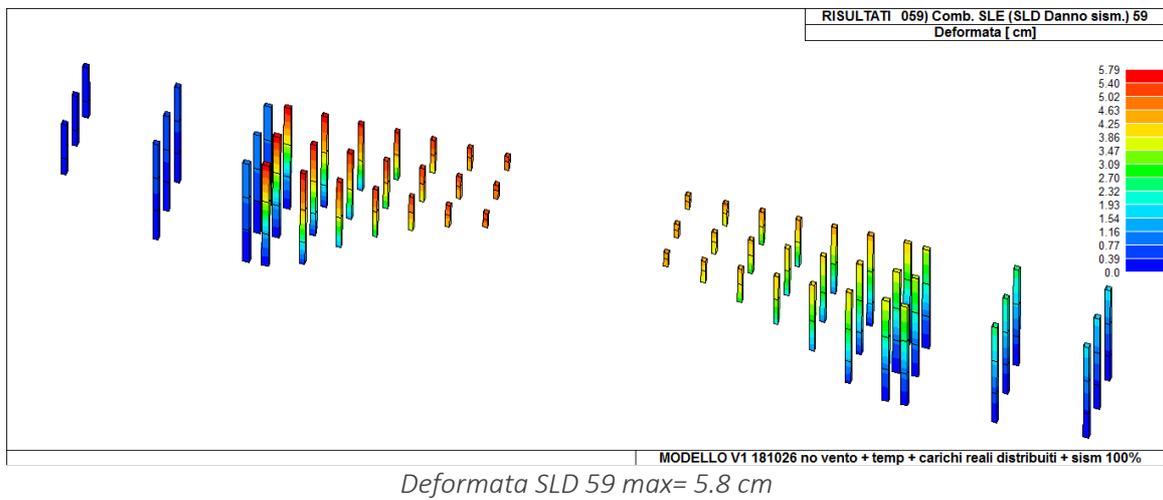
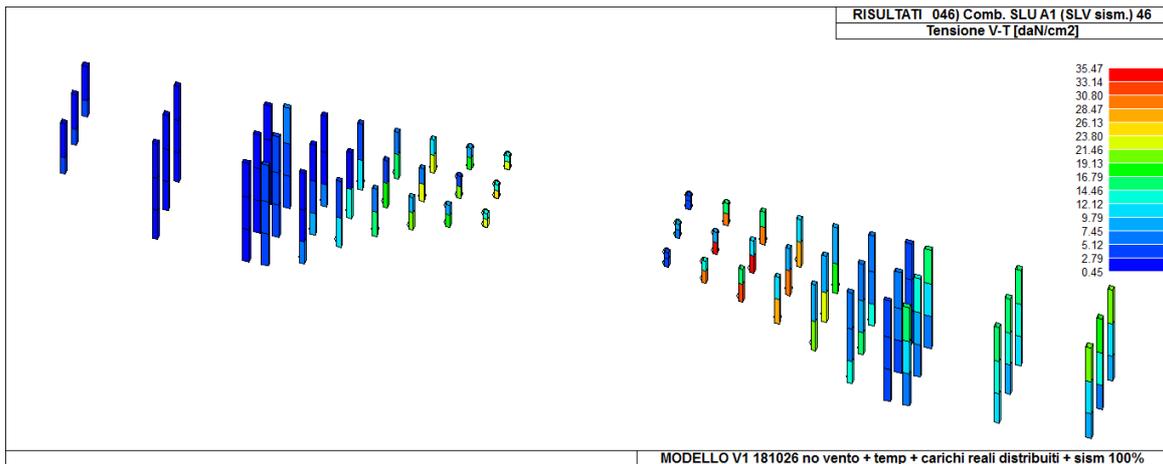
SLE limitazione tensioni cls perm.

Lo stato limite di limitazione delle tensioni è verificato lato cls e lato acciaio.

PILASTRI

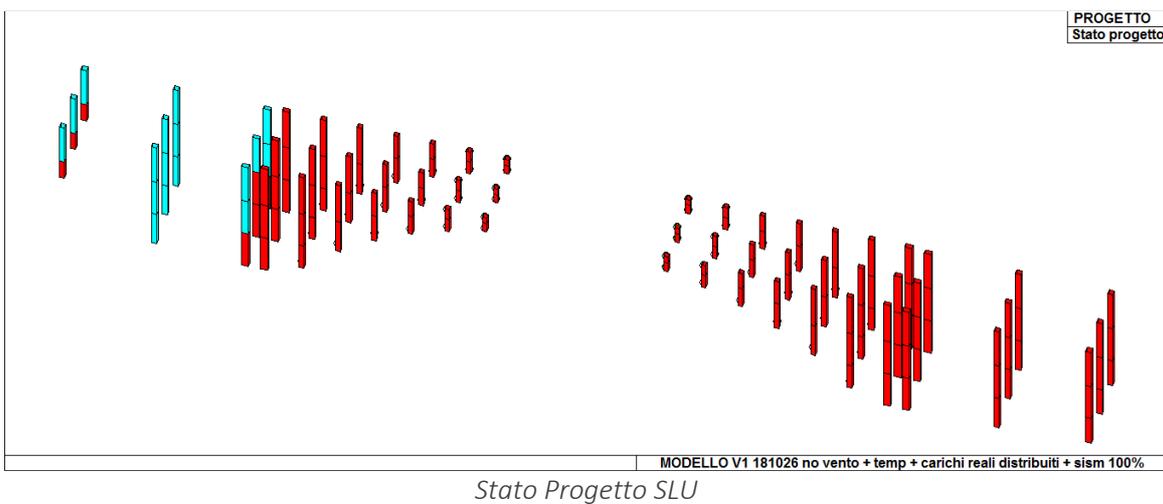


Tensione N-M max SLV 51= 350 kg/cmq



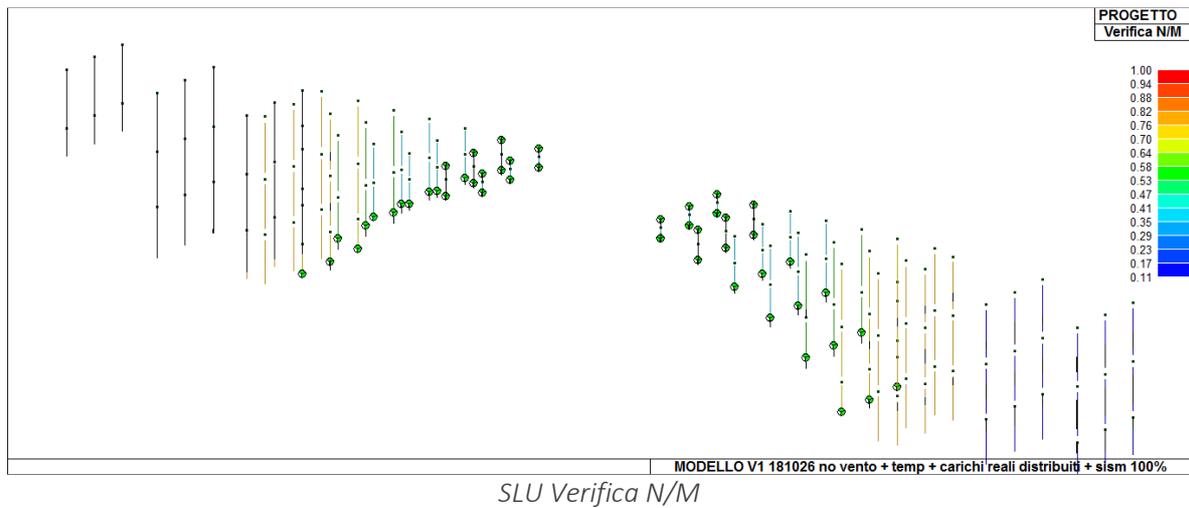
Il comando *Stato di progetto SLU* permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.

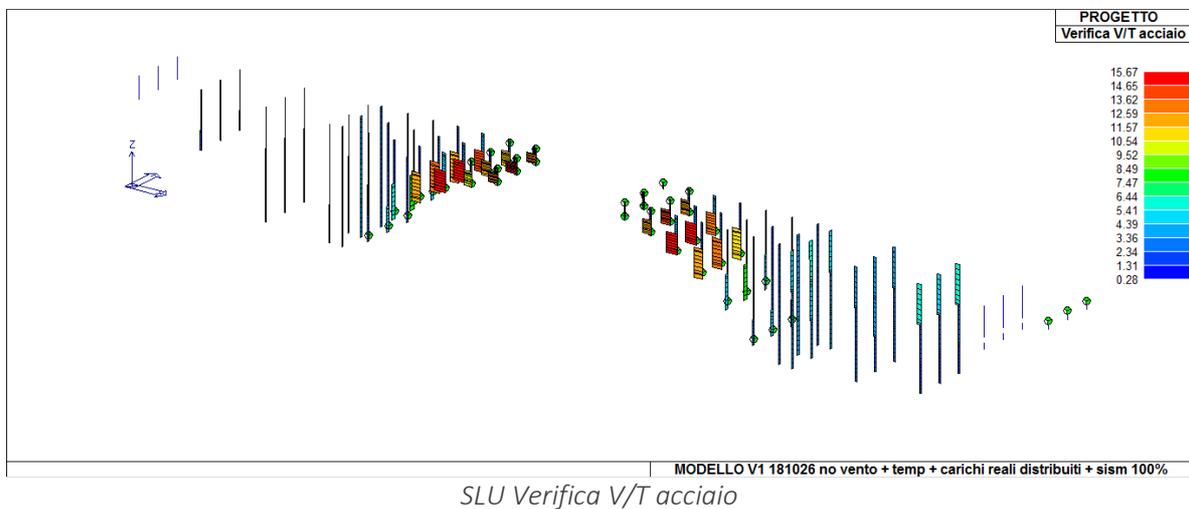
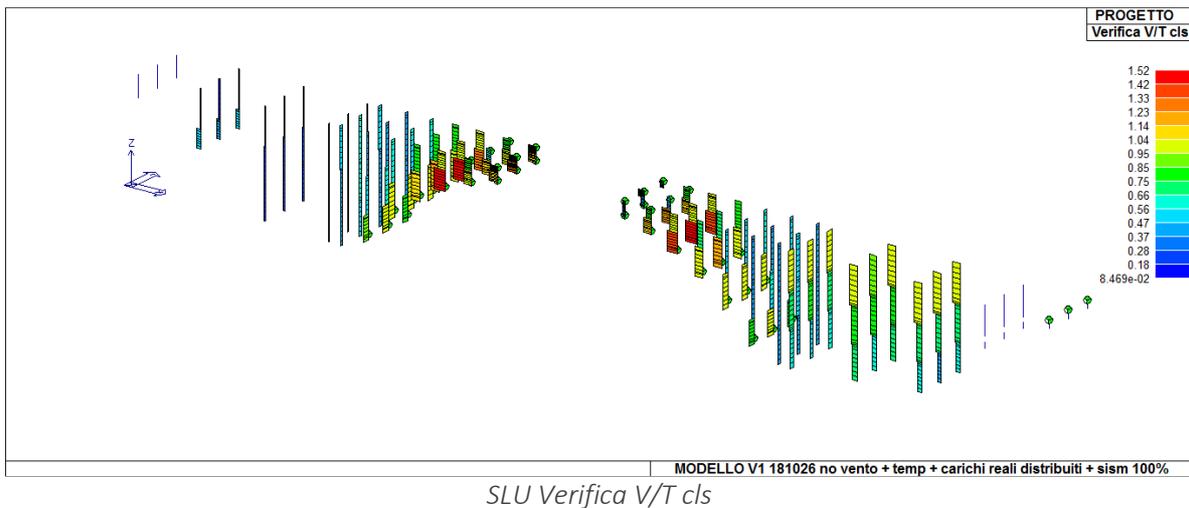


Il comando *Verifica N/M* Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto S_d/S_u con sollecitazioni ultime proporzionali; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per Capitolo 11 Pag. 26 verifica positiva (S_d = sollecitazione di progetto, S_u = sollecitazione ultima) (D.M. 09/01/1996 par.

4.2.1.2; D.M. 2008 par. 4.1.2.1.2.4). Ponendo il massimo valore pari ad 1, si osserva che nessun pilastro risulta verificato.

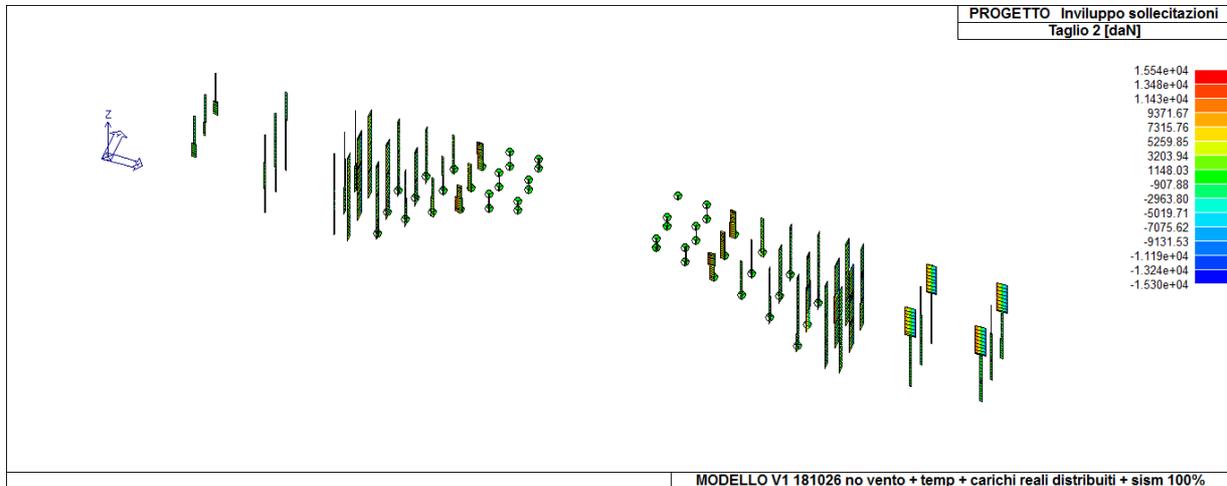


Il comando *Verifica (V/T)* Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto S_d/S_u con sollecitazioni taglianti e torcenti proporzionali; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva; in altre parole la verifica V/T indica la verifica a taglio lato calcestruzzo (S_d = sollecitazione di progetto, S_u = sollecitazione ultima) (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2 D.M. 2008 par. 4.1.2.1.3).

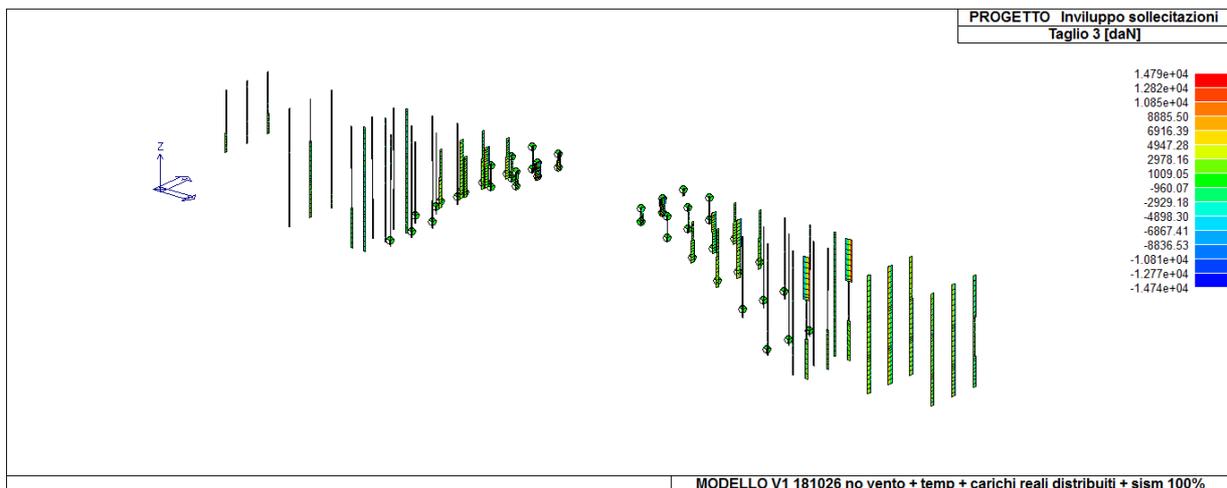


Il comando *Inviluppo SLU* permette la visualizzazione dell'involuppo delle sollecitazioni con cui viene realizzata la progettazione agli stati limite ultimi degli elementi trave.

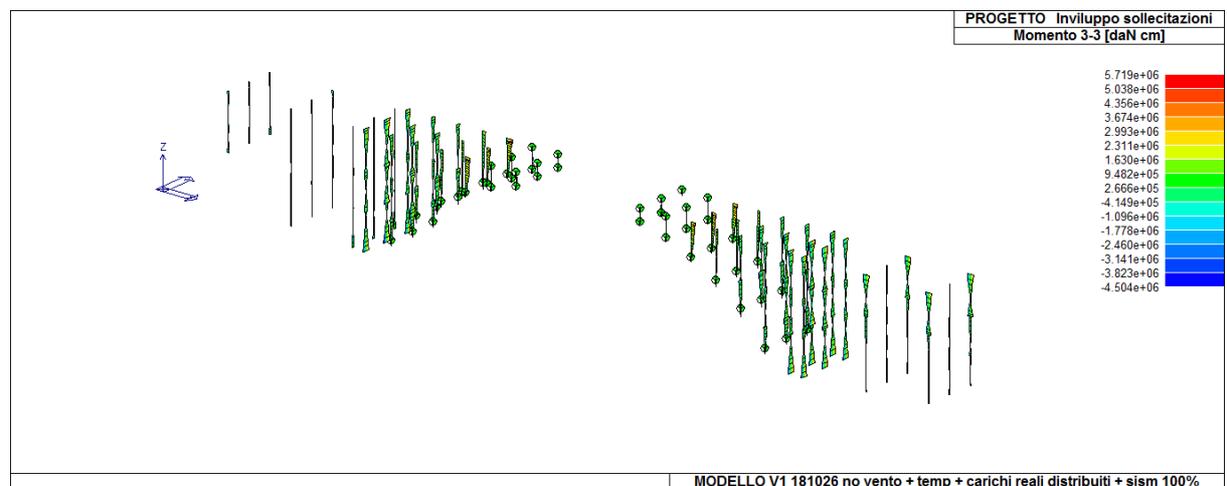
Analogamente si potrebbero mostrare anche i diversi involuppi delle sollecitazioni; per brevità si mostreranno quelli relativi al momento e taglio (Taglio 2-2, Taglio 3-3, Momento 2-2 Momento 3-3).



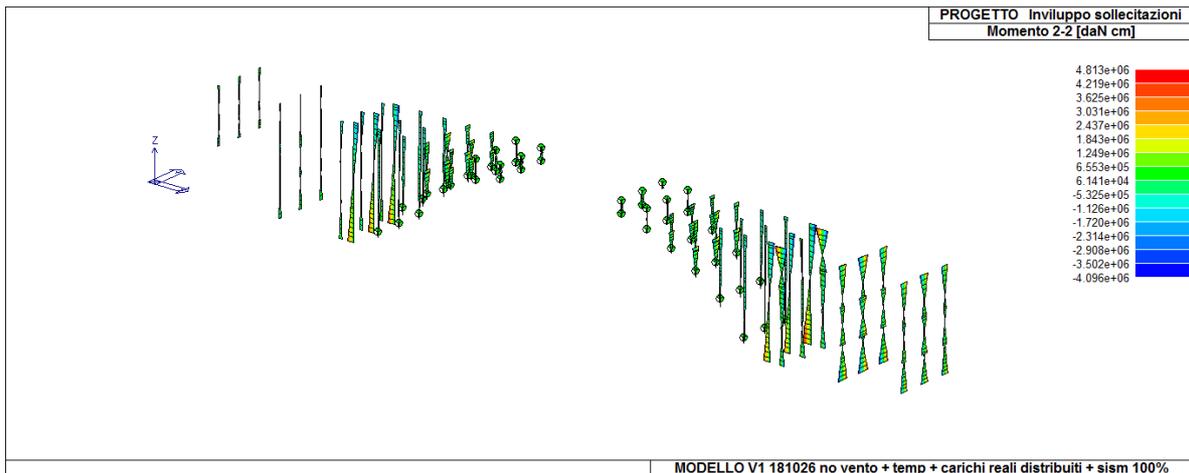
Inviluppo S.L.U- Taglio 2



Inviluppo S.L.U- Taglio 3



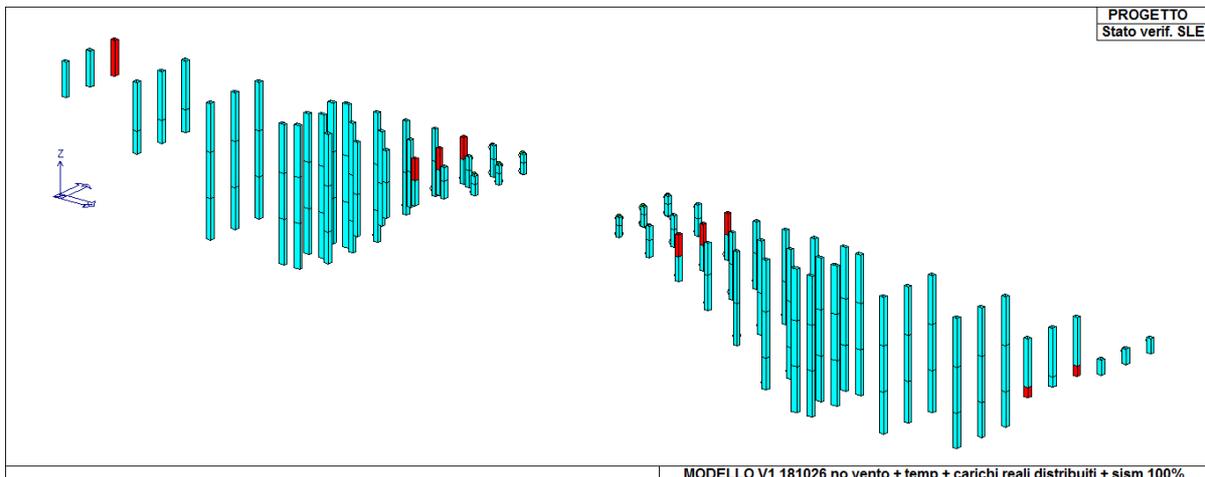
Inviluppo S.L.U- Momento flettente 3-3



Involuppo S.L.U- Momento flettente 2-2

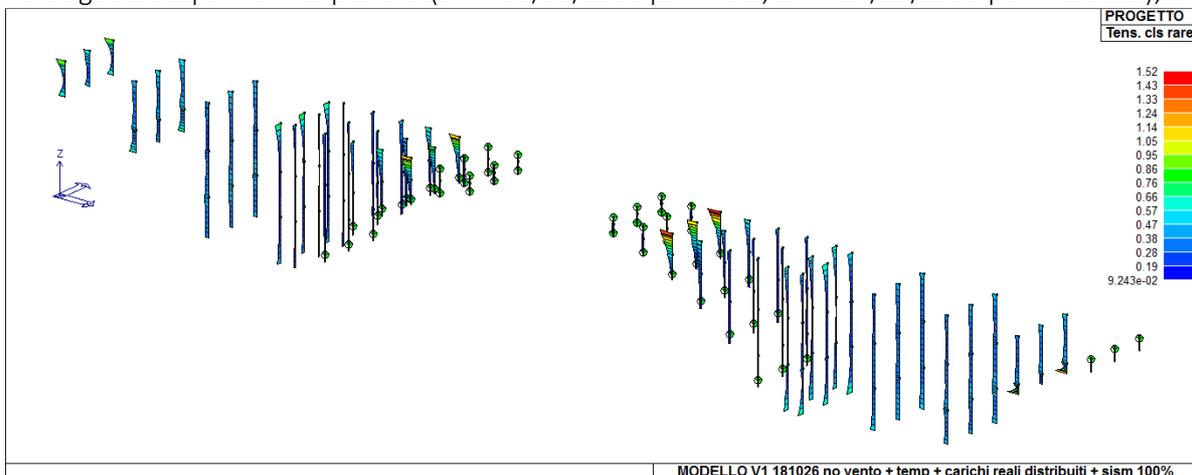
Il comando *Stato verifica SLE* Permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.



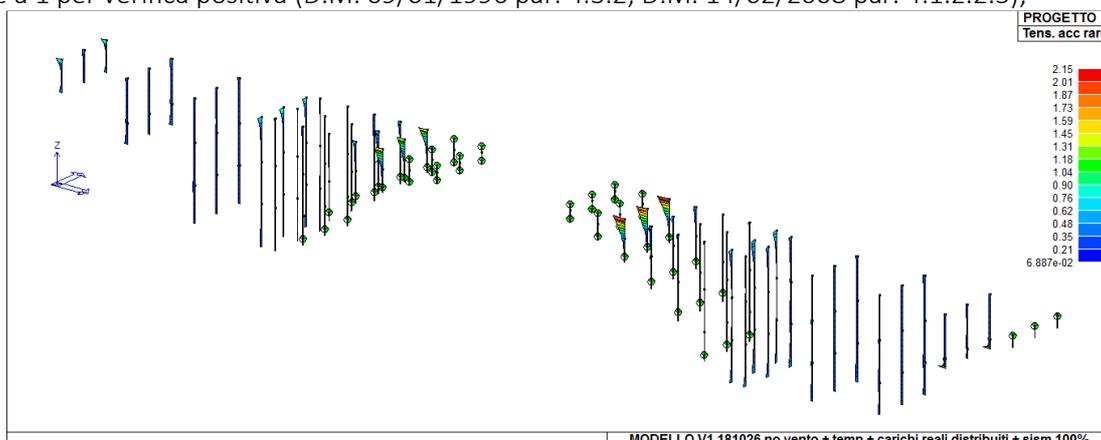
Stato progetto SLE

Tens. cls rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5);



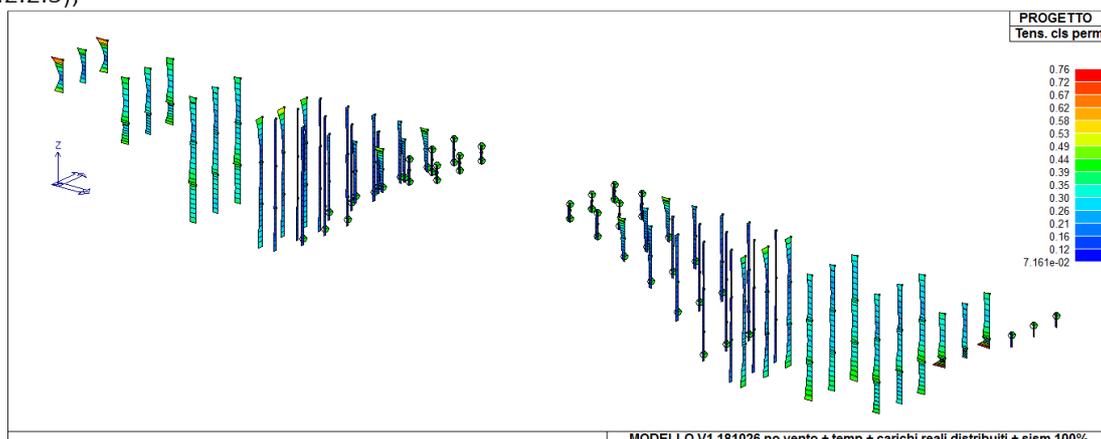
SLE limitazione tensioni cls rare

Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell' acciaio e la tensione f_{yk} in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5);



SLE limitazione tensioni acciaio rare

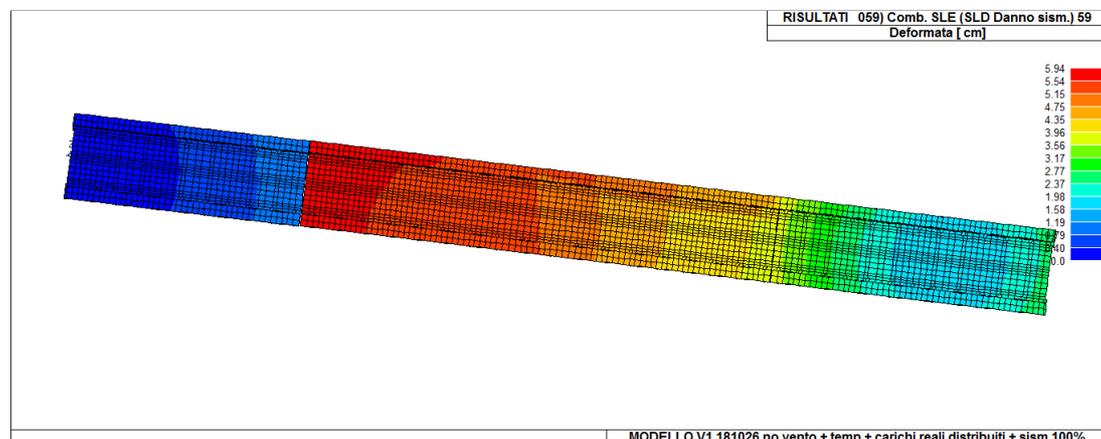
Tens. cls perm Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi permanenti; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5);



SLE limitazione tensioni cls perm.

Risulta soddisfatto il solo stato limite di limitazione delle tensioni lato cls in combinazione permanente

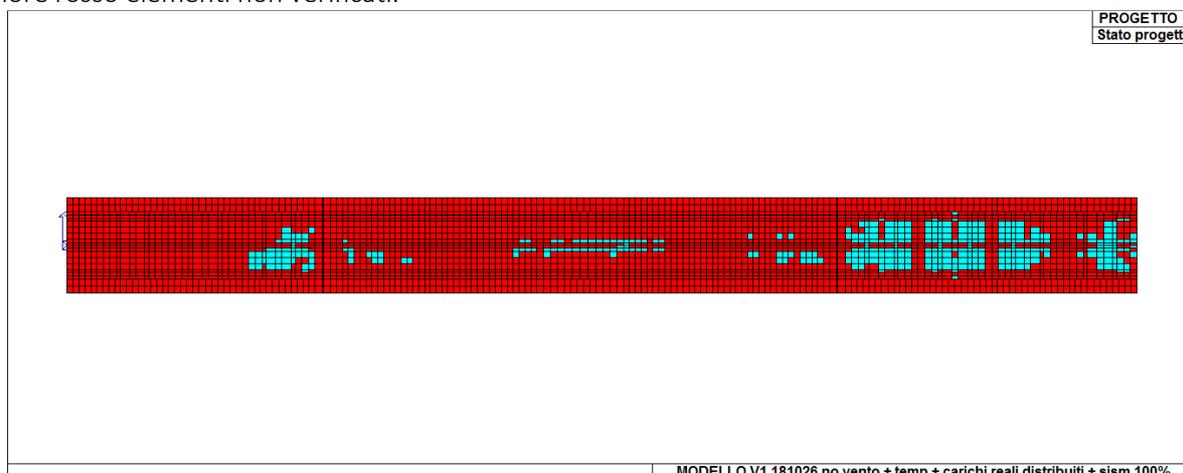
SOLETTA



Deformata SLD 59 max= 5.9 cm

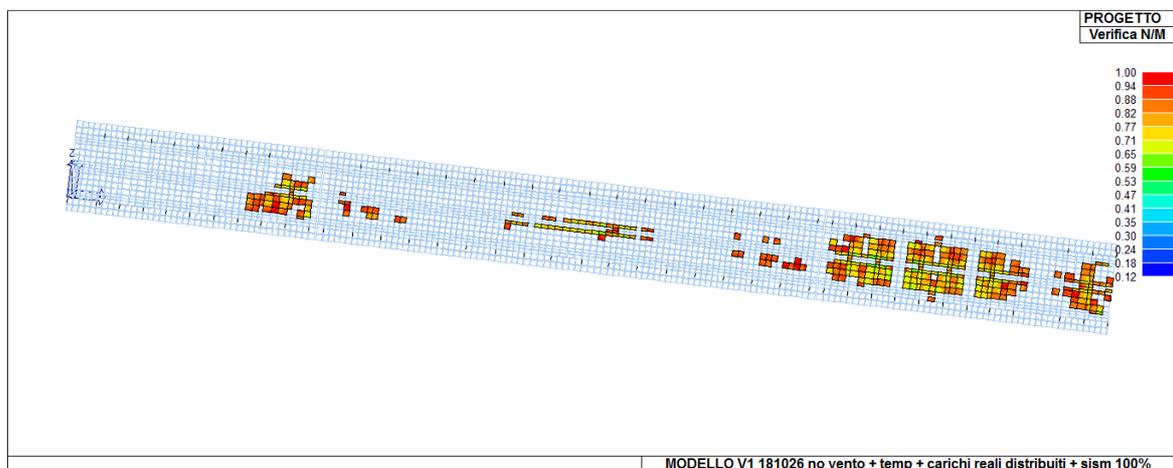
Con il comando *Stato di progetto SLU* si ottiene la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

- o colore ciano elementi verificati;
- o colore rosso elementi non verificati.



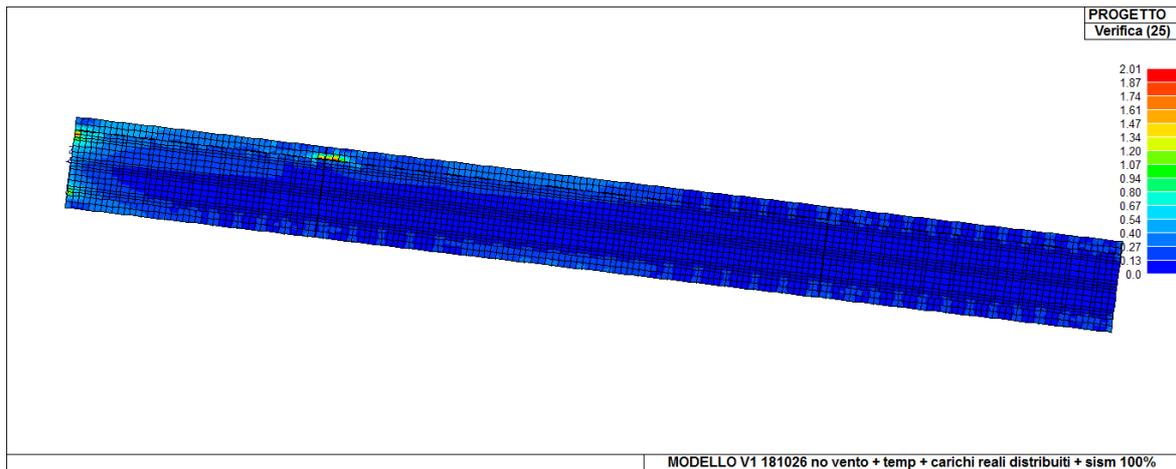
Stato di progetto SLU

Verifica N/M permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto S_d/S_u ; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (S_d = sollecitazione di progetto, S_u = sollecitazione ultima). In particolare fissando il massimo valore pari ad 1 si ottiene una mappa di colore riferita solo agli elementi che soddisfano la verifica; gli elementi che non soddisfano la verifica *N/M* non presentano una mappa di colore.



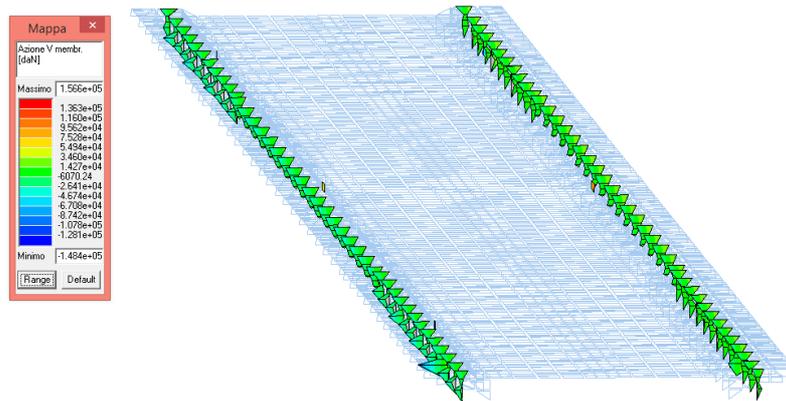
SLU Verifica N/M

Verifica (25) Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto N_d/N_u , dove N_u viene ottenuto con riduzione del 25% di f_{cd} ; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (N_d = sollecitazione normale di progetto, N_u = sollecitazione normale ultima).

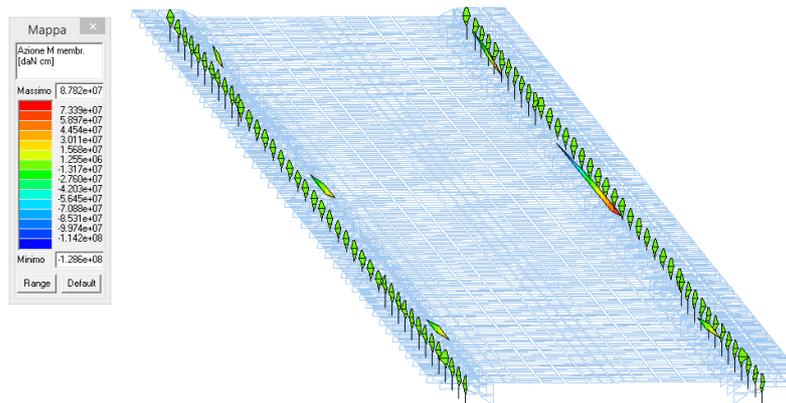


SLU Verifica (25)

Inviluppi SLU permette la visualizzazione dell'involuppo delle sollecitazioni; per brevità si mostreranno quelli relativi al momento e taglio.



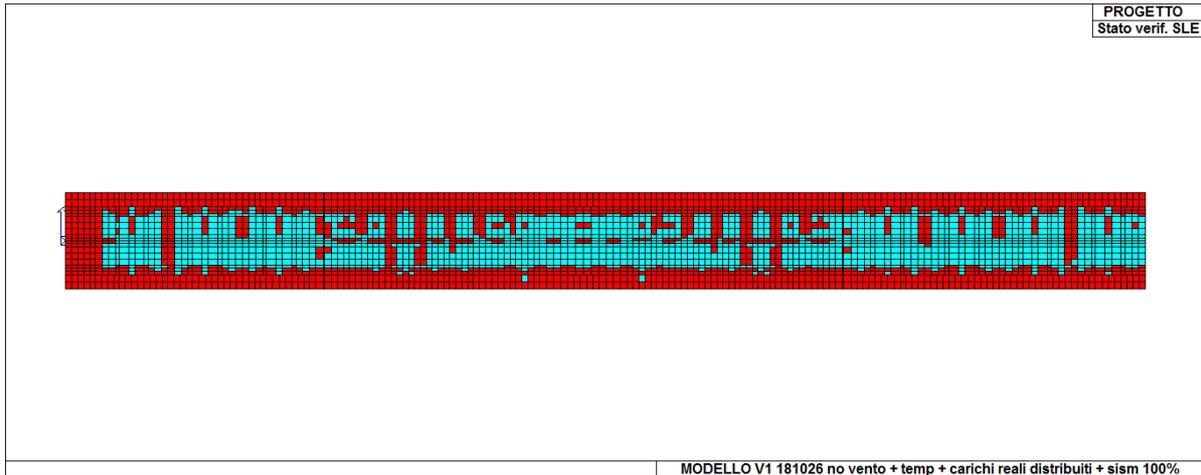
Inviluppo SLU Azione V



Inviluppo SLU Azione M

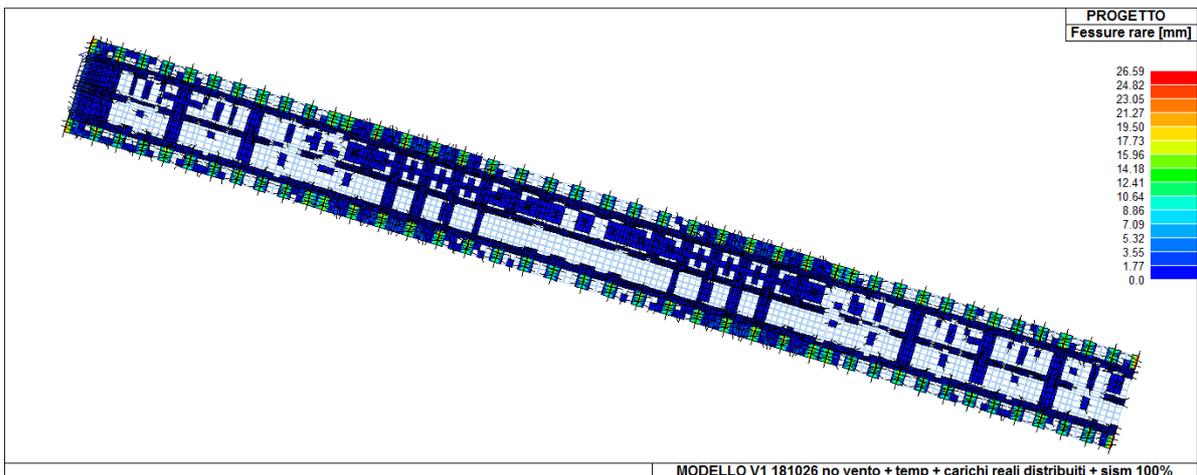
Stato verif. SLE Permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

- colore ciano elementi verificati;
- colore rosso elementi non verificati.



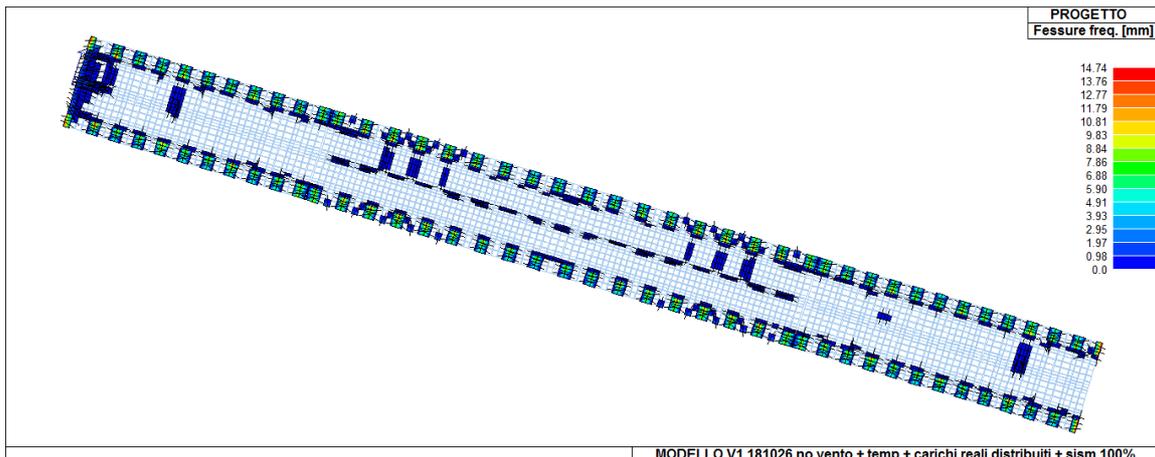
Stato di progetto SLE

Fessure rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare (valori espressi in mm); la rappresentazione esclude gli elementi che non sono interessati da fessurazione. Viene visualizzata, inoltre, la direzione delle fessure. La verifica è ok se \leq ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente.



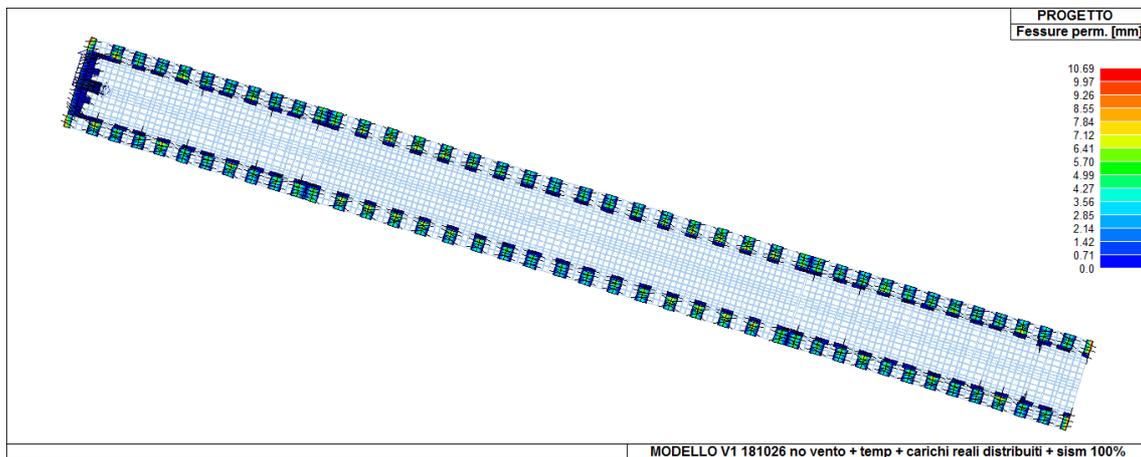
SLE Fessurazione rare

Fessure freq. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni frequenti (valori espressi in mm); la rappresentazione esclude gli elementi che non sono interessati da fessurazione. Viene visualizzata, inoltre, la direzione delle fessure. La verifica è ok se \leq ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente.



SLE Fessurazione frequente

Fessure perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni quasi permanenti (valori espressi in mm); la rappresentazione esclude gli elementi che non sono interessati da fessurazione. Viene visualizzata, inoltre, la direzione delle fessure. La verifica è ok se \leq ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente.



SLE Fessurazione permanente

Per il nostro studio vale:

B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

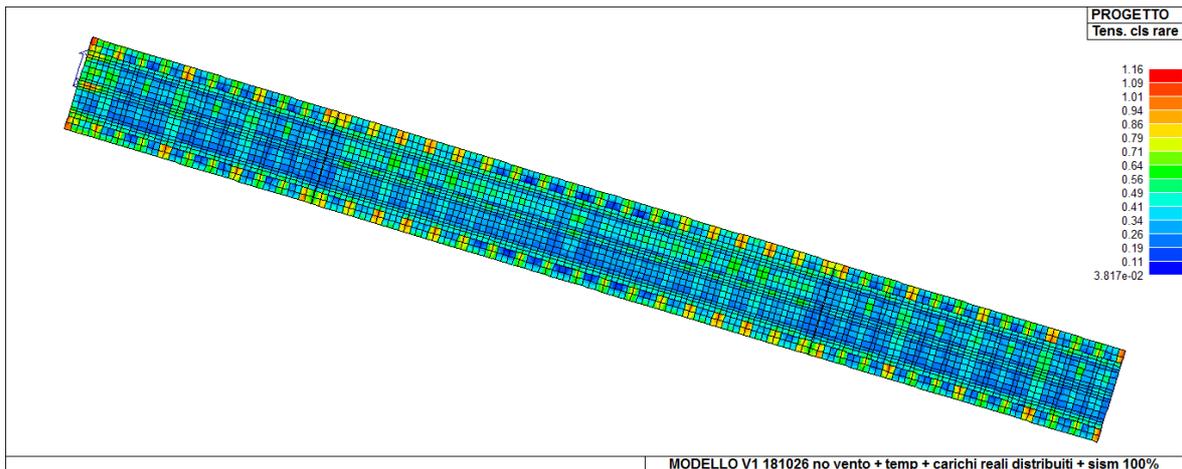
Il valore di w_1 e di w_2 è assunto pari a :

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

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

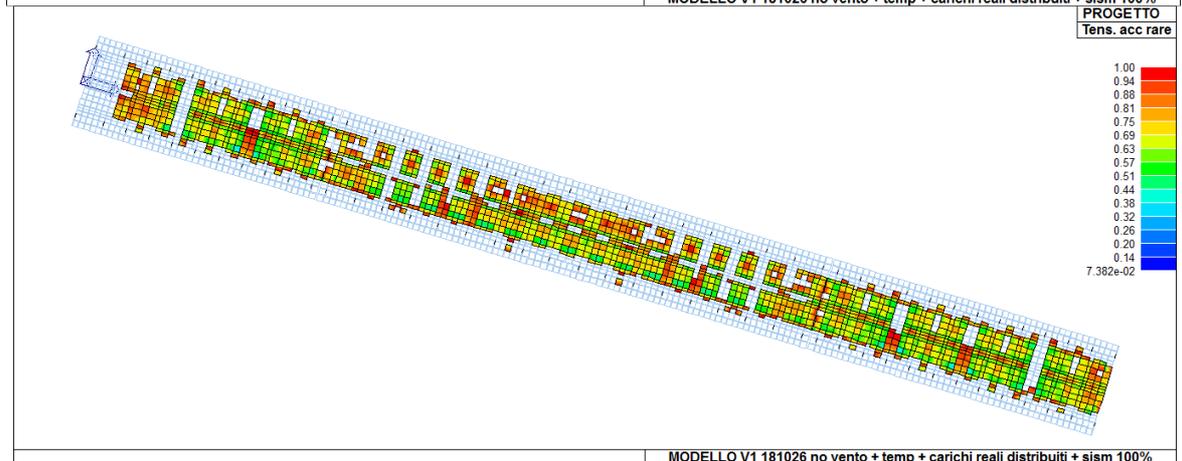
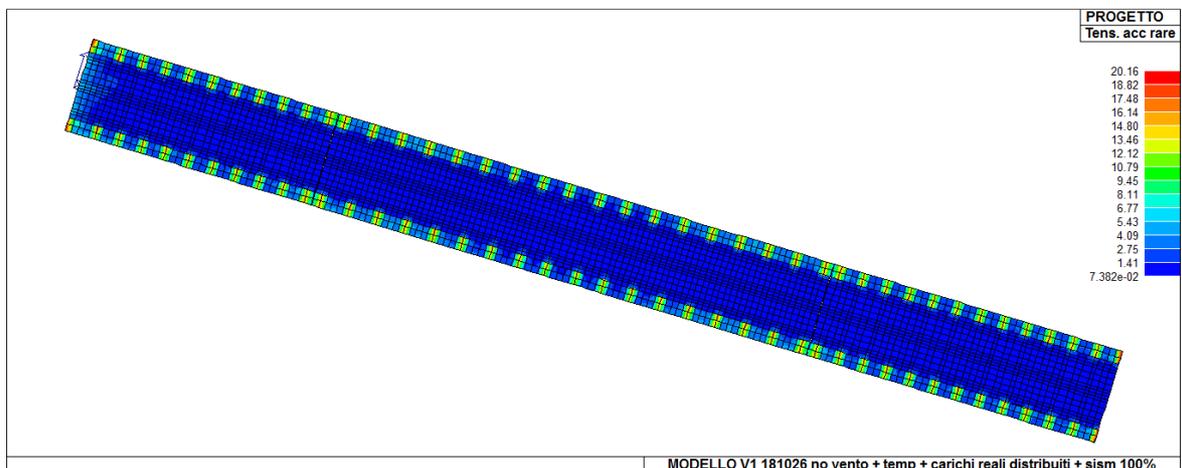
La verifica di stato limite di fessurazione non è soddisfatta per nessuna delle tre le combinazioni.

Tens. cls rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva.



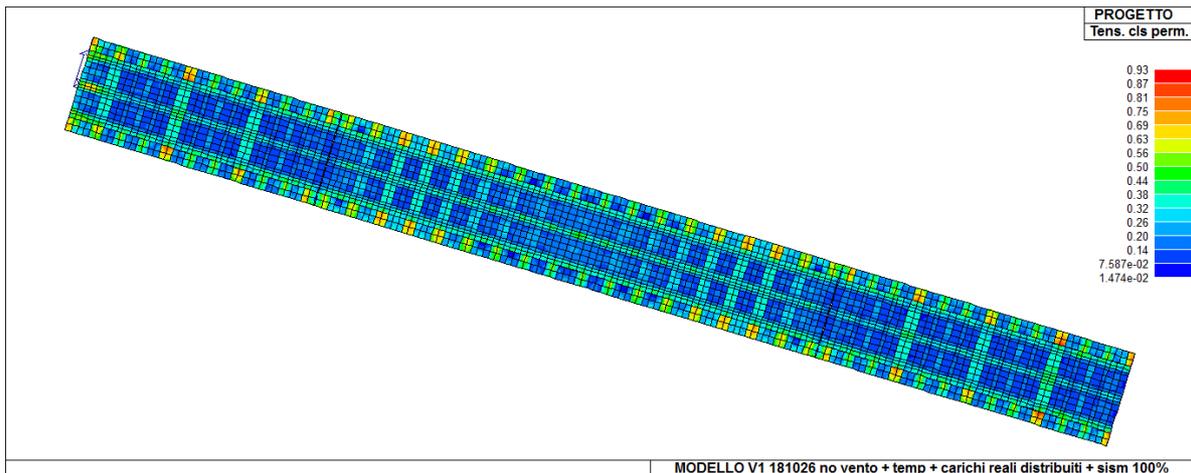
SLE Limitazione Tensioni cls rare

Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell' acciaio e la tensione f_{yk} in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva.



SLE Limitazione Tensioni acciaio rare

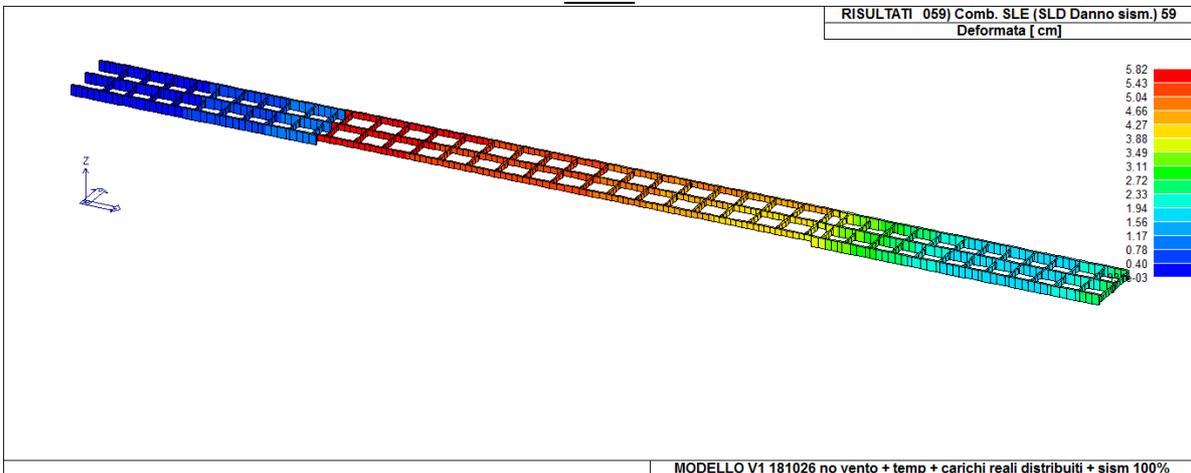
Tens. cls perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi permanenti; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva.



SLE Limitazione Tensioni cls permanente

Lo stato limite di limitazione delle tensioni risulta soddisfatto lato cls in combinazione permanente.

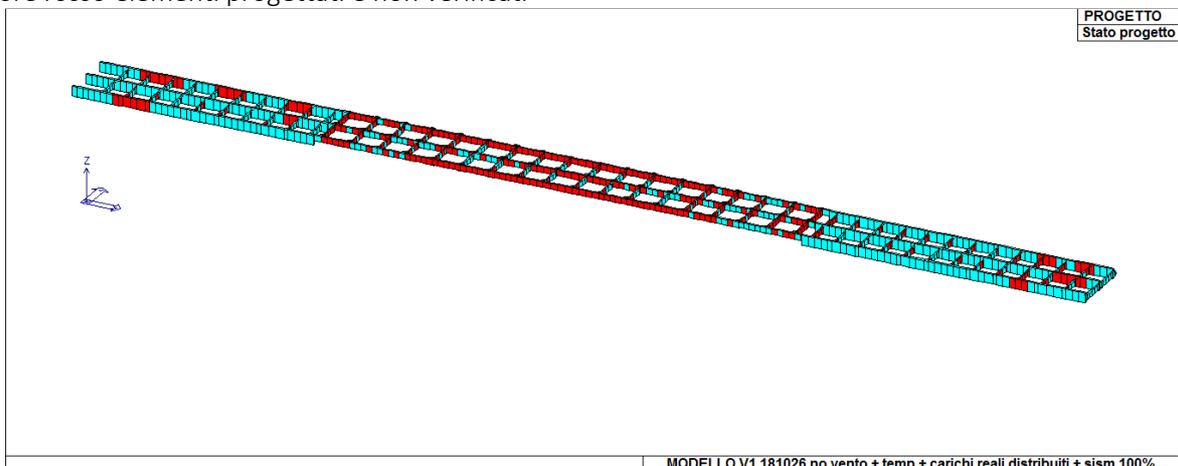
TRAVI



Deformata SLD 59 max= 3.7 cm

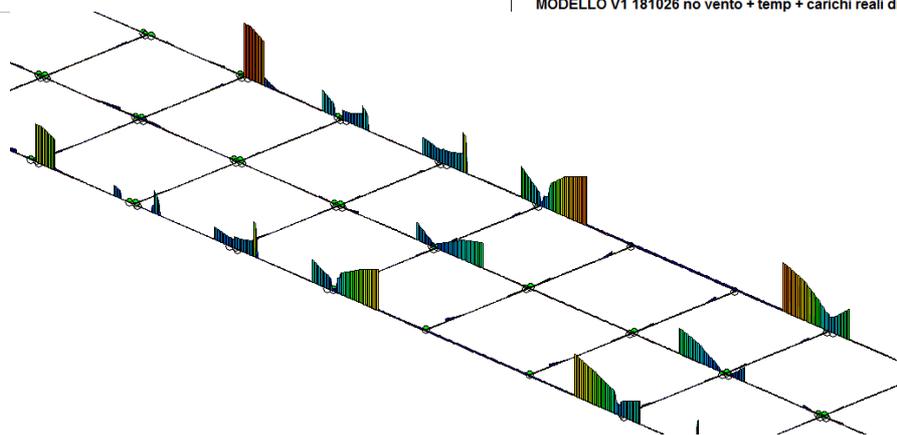
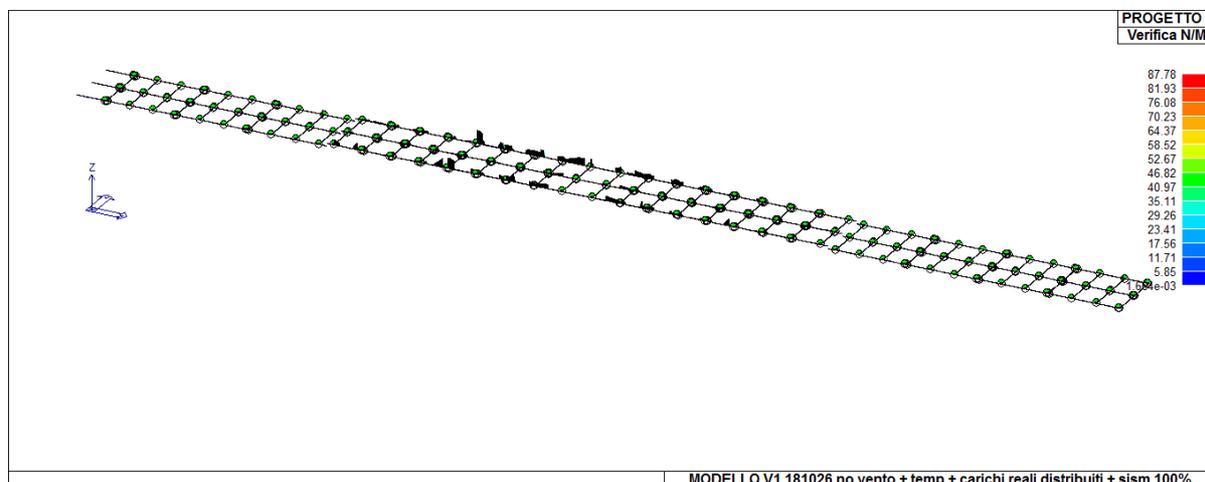
Stato di progetto permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

- o colore ciano elementi progettati e verificati;
- o colore rosso elementi progettati e non verificati

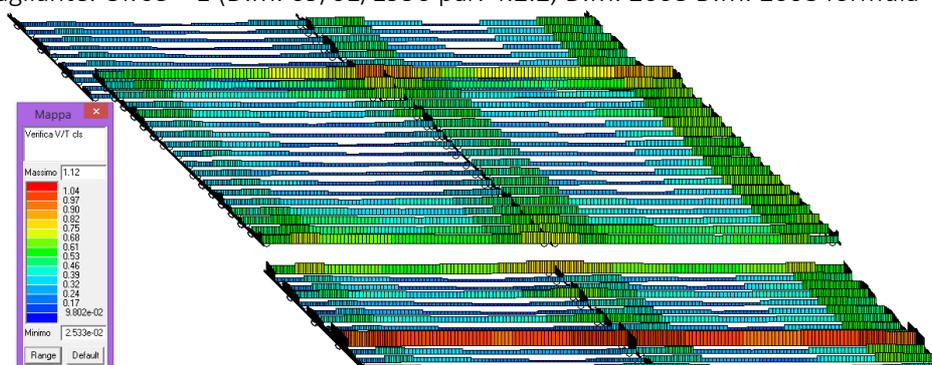


Stato del progetto SLU

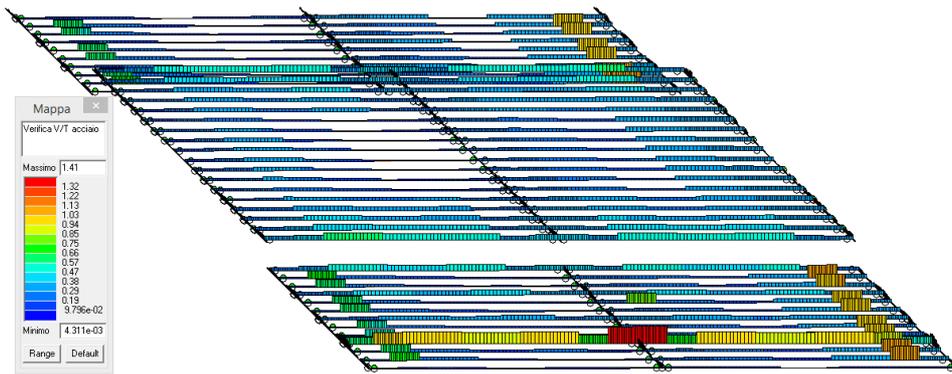
Verifica N/M permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi della verifica a pressoflessione come rapporto E_d/R_d ottenuto con incremento proporzionale delle sollecitazioni o a sforzo normale costante (nei criteri di progetto è possibile impostare la verifica a N costante); (E_d = sollecitazione di progetto derivante da N e M_{33} , R_u = sollecitazione ultima) (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.1.2, D.M. 2008 par. 4.1.2.1.2.4); ok se ≤ 1 ; le parti di travi prive di diagramma non sono verificate.



Verifica V/T cls Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato calcestruzzo, mediante la seguente espressione: $T_{ed}/T_{Rcd} + V_{ed}/V_{Rcd} \leq 1$ dove T è la sollecitazione torcente e V è la sollecitazione tagliante. Ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2, D.M. 2008 D.M. 2008 formula 4.1.19).

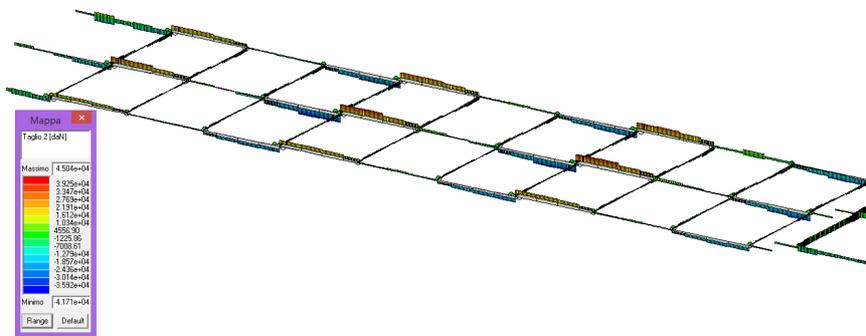


Verifica V/T acciaio Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato acciaio, ottenuta come rapporto tra la sollecitazione e la resistenza. Ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2, D.M. 2008 formula 4.1.18).

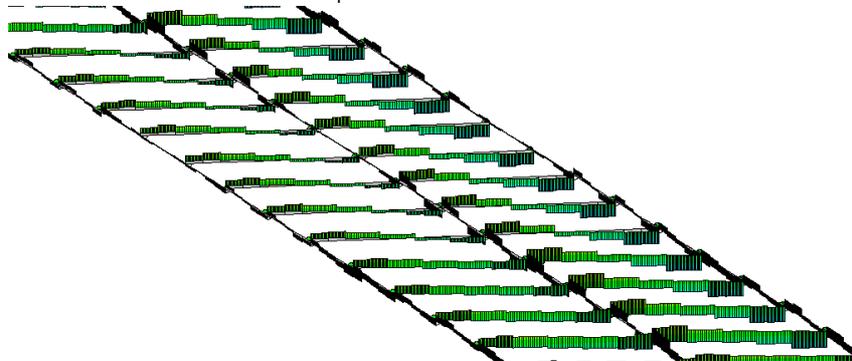


SLU Verifica V/T acciaio

Inviluppo SLU permette la visualizzazione dell'inviluppo delle sollecitazioni con cui viene realizzata la progettazione agli stati limite ultimi degli elementi trave. Si possono visualizzare i diagrammi di inviluppo delle seguenti sollecitazioni: Taglio 2-2, Taglio 3-3, Momento 2-2 Momento 3-3

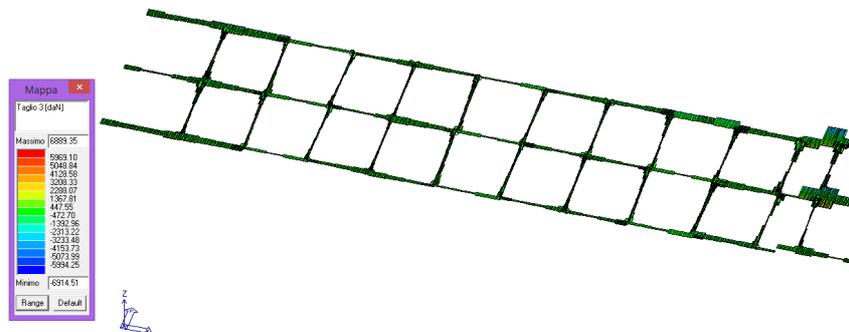


Impalcato Viadotto sx

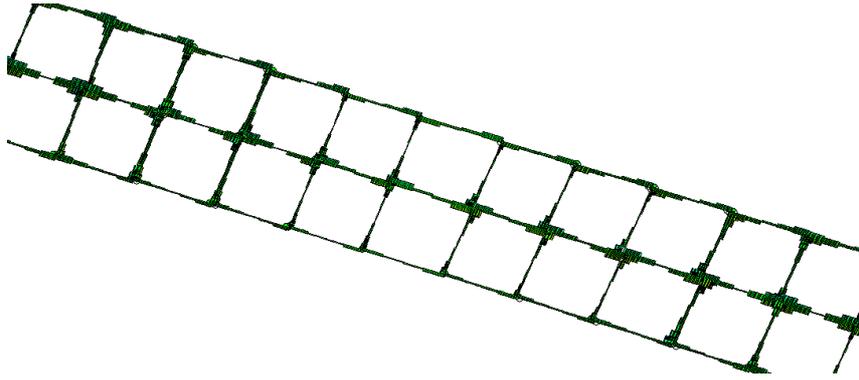


Impalcato arcata

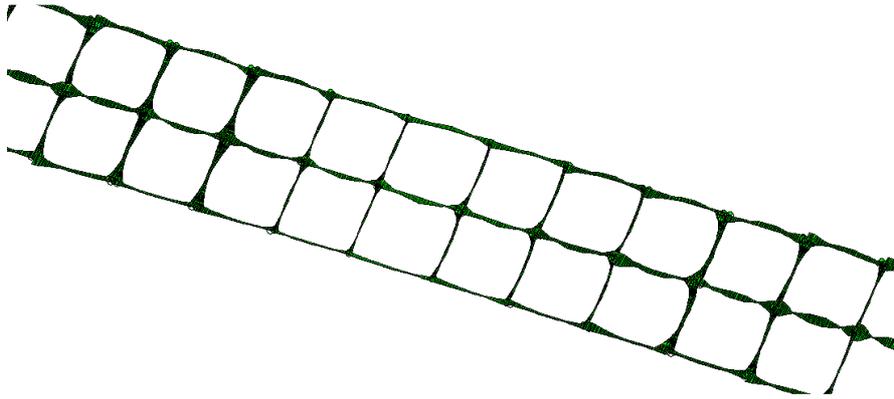
Inviluppo SLU Taglio 2



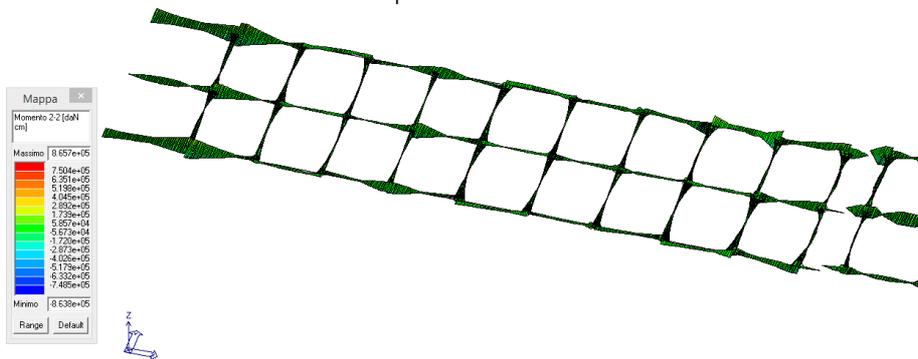
Impalcato Viadotto sx



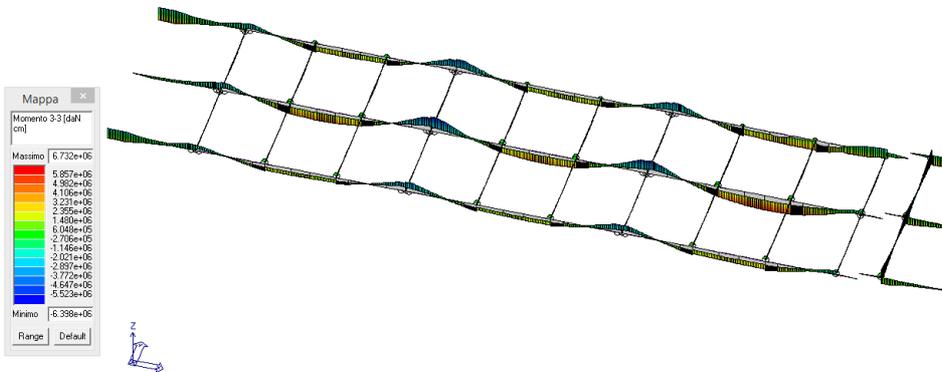
Impalcato arcata
Involuppo SLU Taglio 3



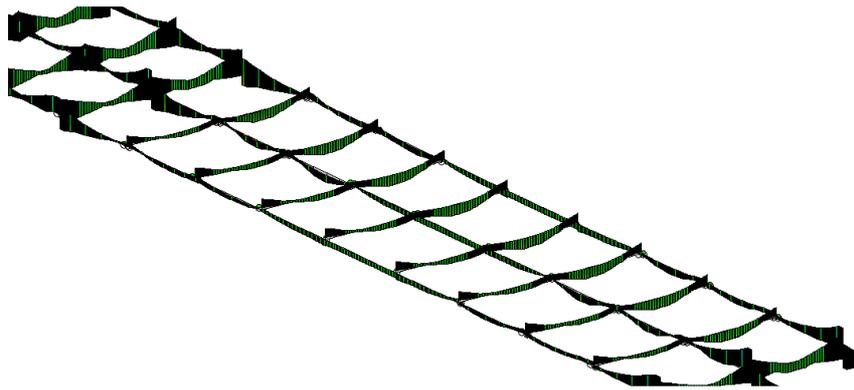
Impalcato arcata



Impalcato Viadotto sx
Involuppo SLU Momento flettente 2-2



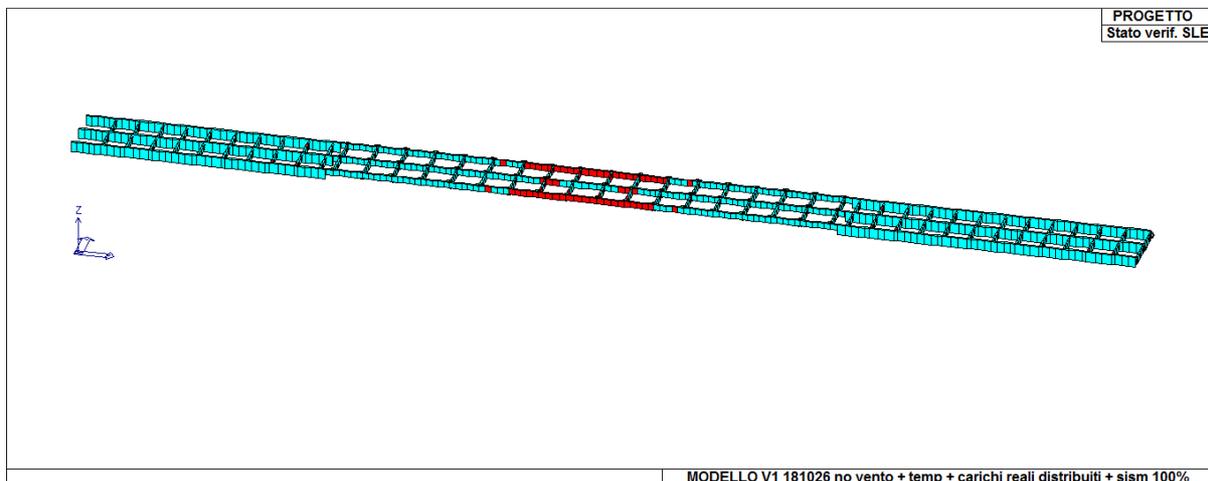
Impalcato Viadotto sx



Impalcato arcata
Inviluppo SLU Momento flettente 3-3

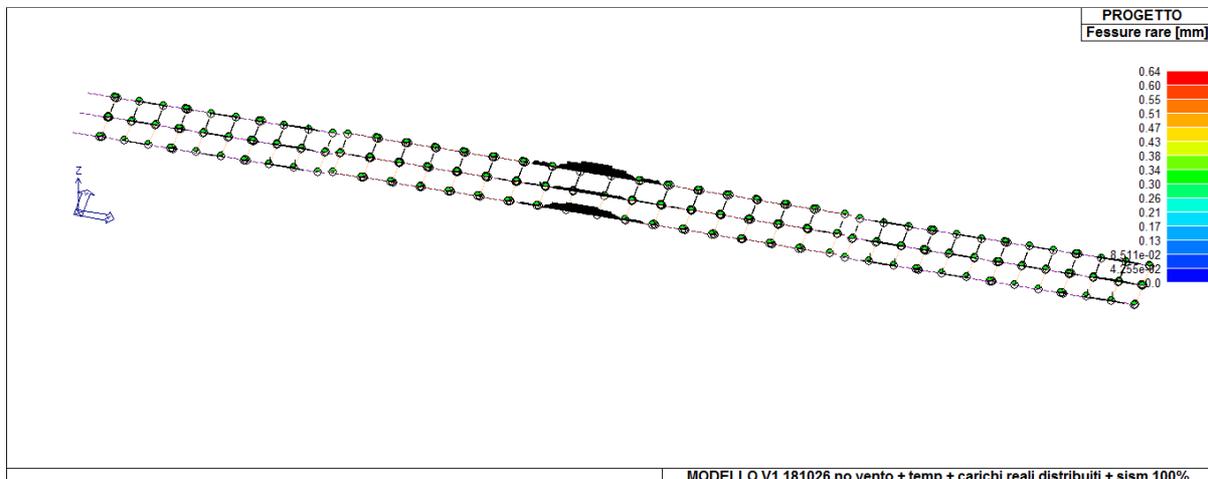
Stato verif. SLE permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

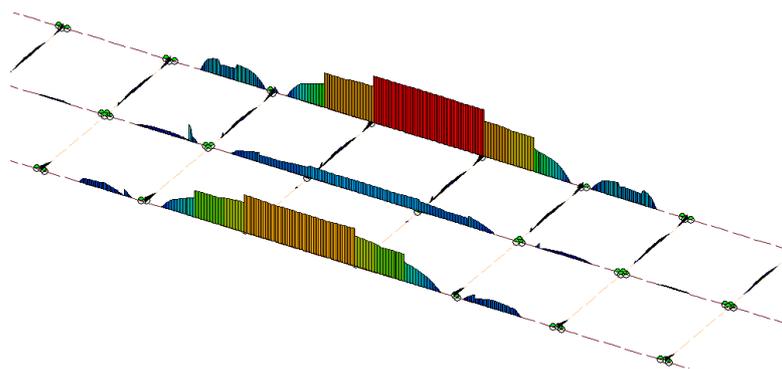
- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.



Stato del progetto SLE

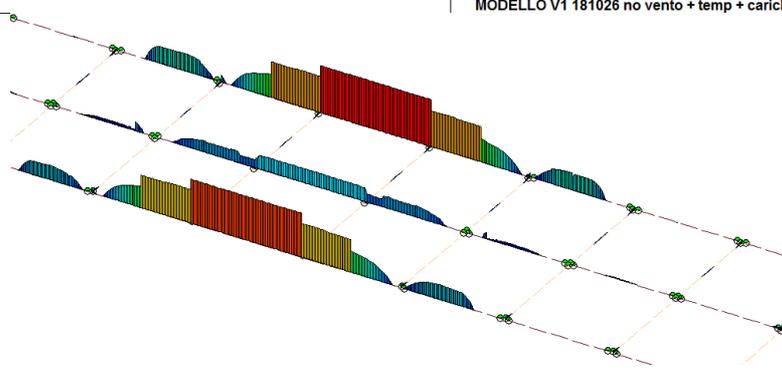
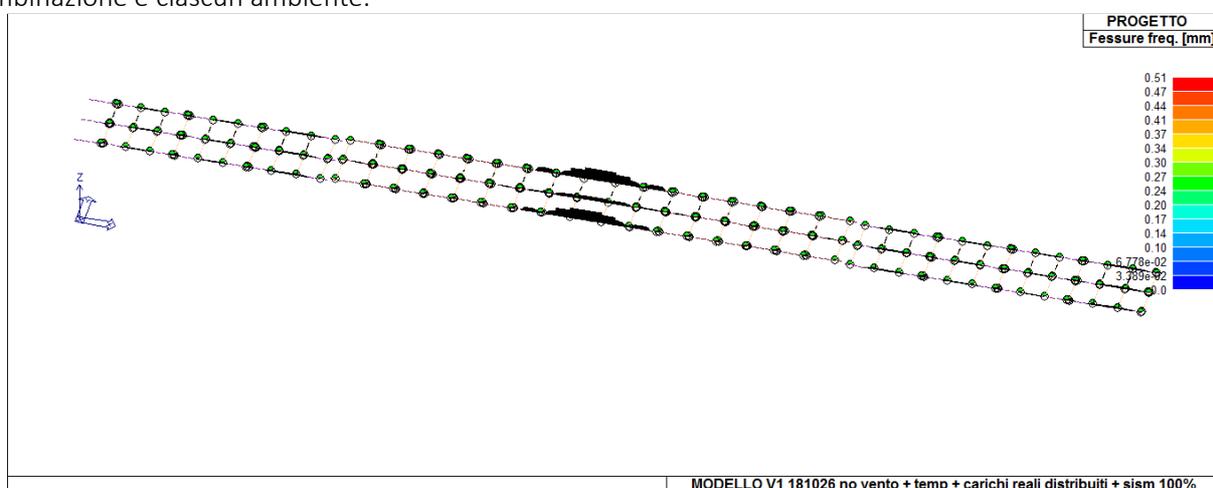
Fessure rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.





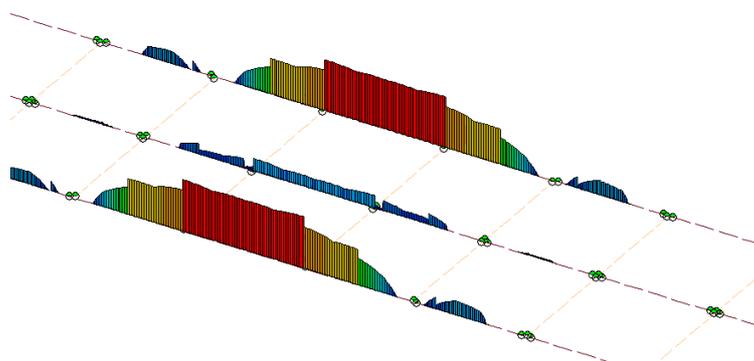
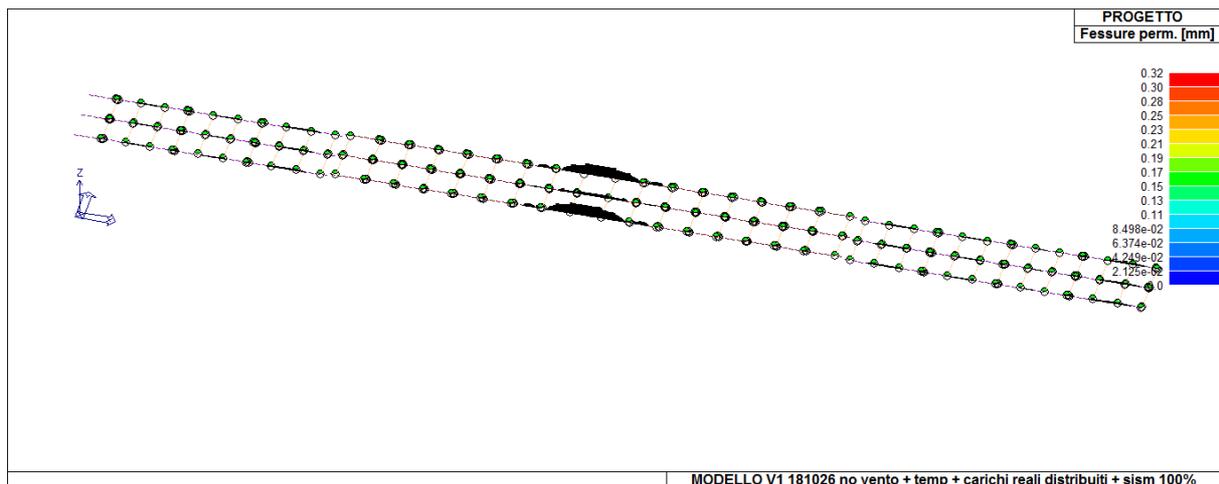
SLE Fessure rare

Fessure freq. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni frequenti; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.1.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.



SLE Fessure frequenti

Fessure perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni quasi permanenti; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.



SLE Fessure permanenti

Per il nostro studio vale:

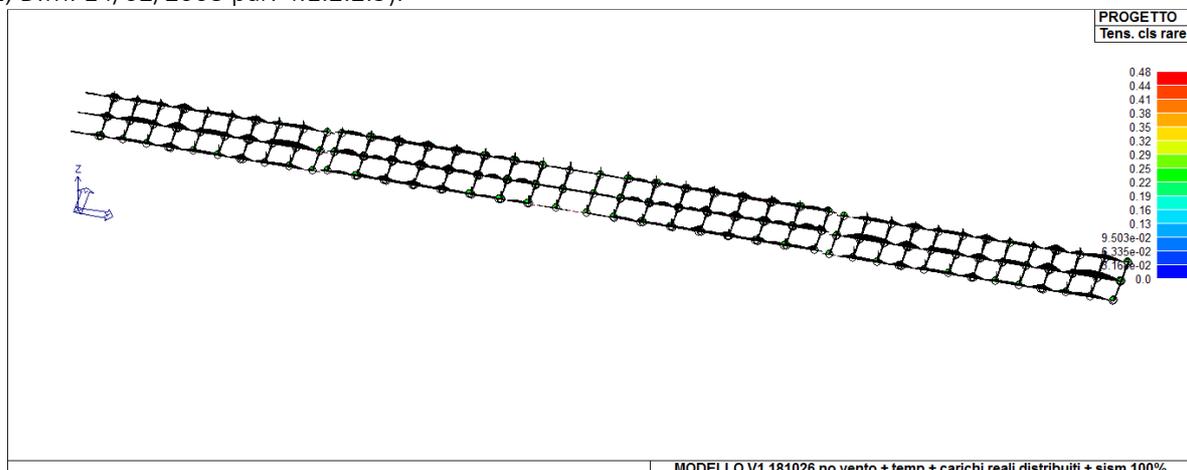
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Il valore di w_1 e di w_2 è assunto pari a :

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

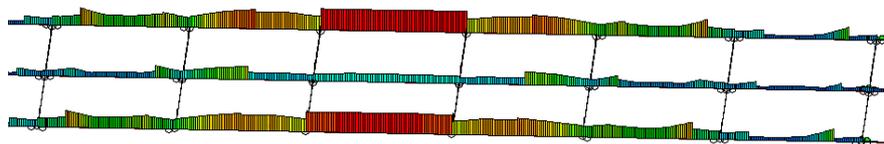
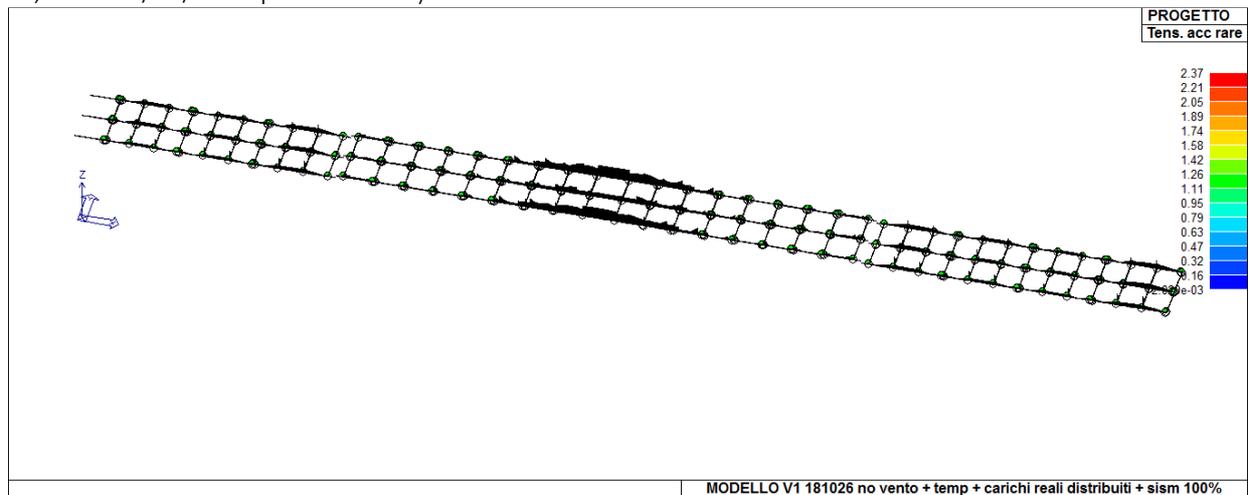
$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

La verifica di stato limite di fessurazione non è soddisfatta per nessuna delle tre le combinazioni. *Tens. cls rare* permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione caratteristica del cls in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.6 \times f_{ck}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



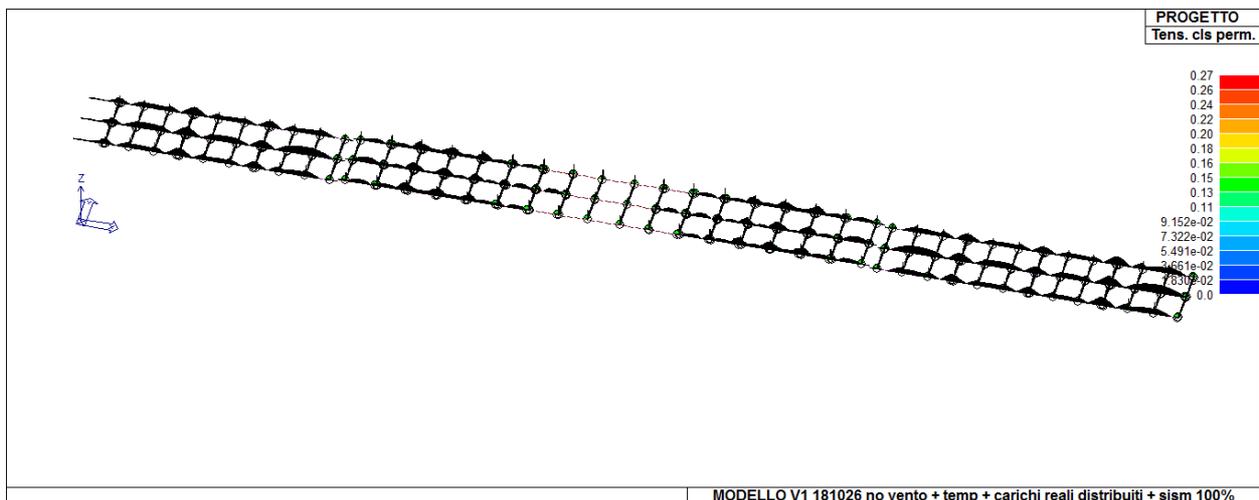
SLE Limitazione tensioni cls rare

Tens. acc rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione caratteristica dell'acciaio in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.8 \times f_{yk}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



SLE Limitazione tensioni acciaio rare

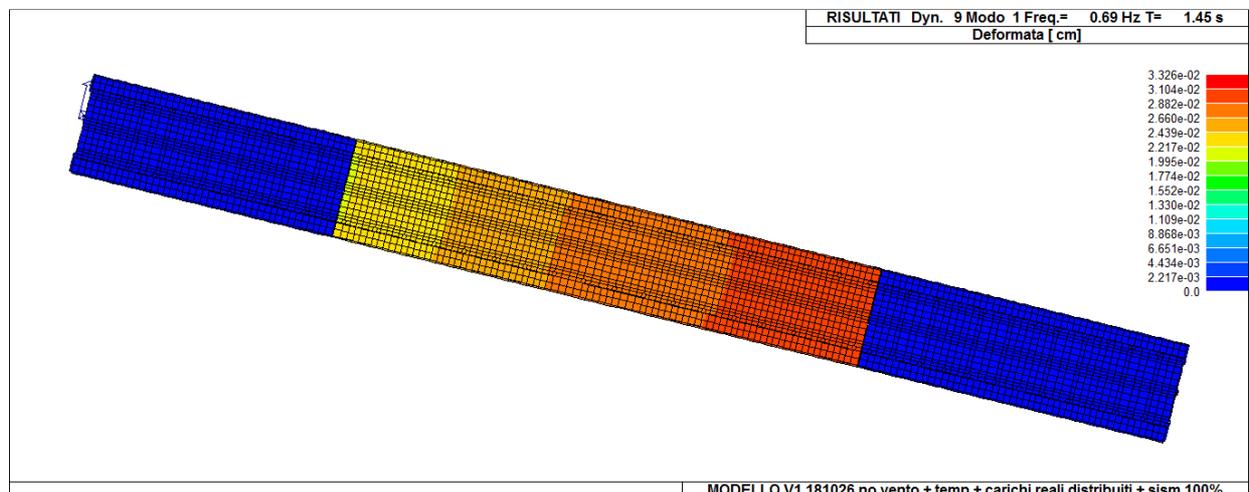
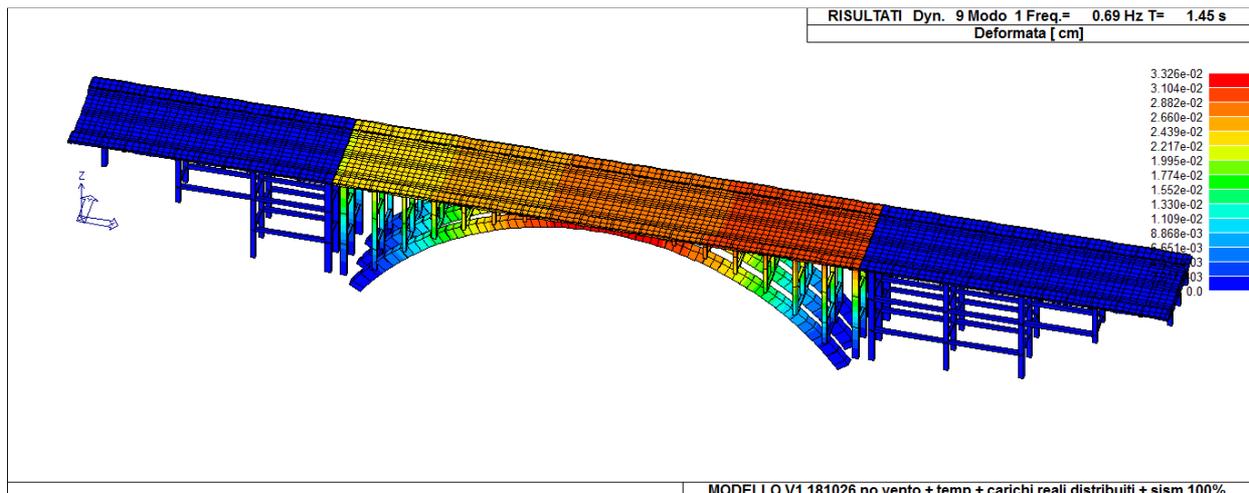
Tens. cls perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi permanenti fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.45 \times f_{ck}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



SLE Limitazione tensioni cls permanente

Lo stato limite di limitazione delle tensioni non risulta soddisfatto lato acciaio in combinazione rara.

MODO DI VIBRARE



Modo di vibrare 1

9.2.4 Verifica carichi reali circolanti e 60 % di sisma

Si valuta adesso il comportamento della struttura soggetta all'azione dei carichi circolanti realmente e con il 60 % di sisma.

Come per il precedente caso entrano in gioco le resistenze del calcestruzzo armato e dell'acciaio, dato che siamo in fase di verifica e si confronteranno sollecitazioni e resistenze. Anche qui si riportano i valori ottenuti dalle indagini del giugno 2012 (valori di R_{cm}), con il calcolo dei diversi parametri meccanici secondo le formule nei paragrafi 11.2.10.1, 11.2.10.2, 11.2.10.3 precedentemente visti

Si riportano per comodità i valori di resistenza medi, ottenuti dalle indagini svolte dalla Città Metropolitana di Torino, nel giugno 2012:

Calcestruzzo Arco		
R _{cm}	Mpa	21,45
f _{cm}	Mpa	17,80
f _{ck}	Mpa	9,80
f _{ctm}	Mpa	1,37
Modulo Elastico	E	26156
Modulo tangenziale	G	10898
Calcestruzzo Pilastro		
R _{cm}	Mpa	18,07
f _{cm}	Mpa	15,00
f _{ck}	Mpa	7,00
f _{ctm}	Mpa	1,10
Modulo Elastico	E	24845
Modulo tangenziale	G	10352
Calcestruzzo Travi		
R _{cm}	Mpa	22,73
f _{cm}	Mpa	18,87
f _{ck}	Mpa	10,87
f _{ctm}	Mpa	1,47
Modulo Elastico	E	26615
Modulo tangenziale	G	11090
Calcestruzzo Soletta- marciapiede		
R _{cm}	Mpa	38,22
f _{cm}	Mpa	31,72
f _{ck}	Mpa	23,72
f _{ctm}	Mpa	2,48
Modulo Elastico	E	31105
Modulo tangenziale	G	12961

Figura 9.2.4.1 Valori di resistenza medi

Cui corrispondono le seguenti classi di calcestruzzo, inserite nel modello:

Materiale Arco-Calcestruzzo Classe C18/21
 Materiale Pilastri-Calcestruzzo Classe C15/18
 Materiale Travi-Calcestruzzo Classe C19/23
 Materiale Soletta - Marciapiede-Calcestruzzo Classe C32/38

Per quanto riguarda il materiale acciaio si considera il caso di un acciaio FeB22 con tensione di snervamento pari a 2200 kg/cm² ed a rottura di 3400. Nel programma, lavorando con Ntc 2018, si è inserito il valore di snervamento. Con le TA abbiamo invece lavorato con un valore di tensione ammissibile per l'acciaio pari a 1200 kg/cm².

Nel modello FEM realizzato considerando i carichi reali, sono stati usati tali valori per i materiali, affrontando ora una vera e propria verifica.

Carichi mobili considerati:

- carico ripartito su tutta la lunghezza del ponte, pari a 1.96 t/mq agente sulla prima corsia (stesa di autobetoniere da 33t l'una, con incremento dinamico pari ad 1,4); 0.35 t/mq agente sulla corsia adiacente (stesa di automobili, con incremento dinamico pari ad 1,4)

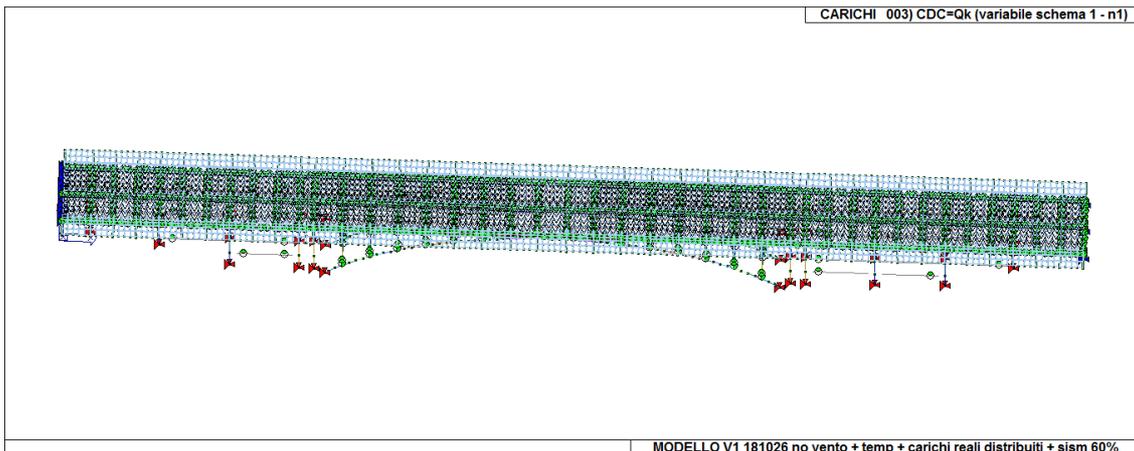


Figura 9.2.4.2 Carico ripartito su tutta la lunghezza del ponte

- carico dato da una fila indefinita di autobetoniere posta al centro dell' impalcato, in corrispondenza della trave longitudinale centrale. Il carico corrisponde come prima ad $1,96 \text{ t/mq} = 1960 \text{ kg/mq}$ ed è stato già incrementato di un fattore dinamico pari ad 1,4.

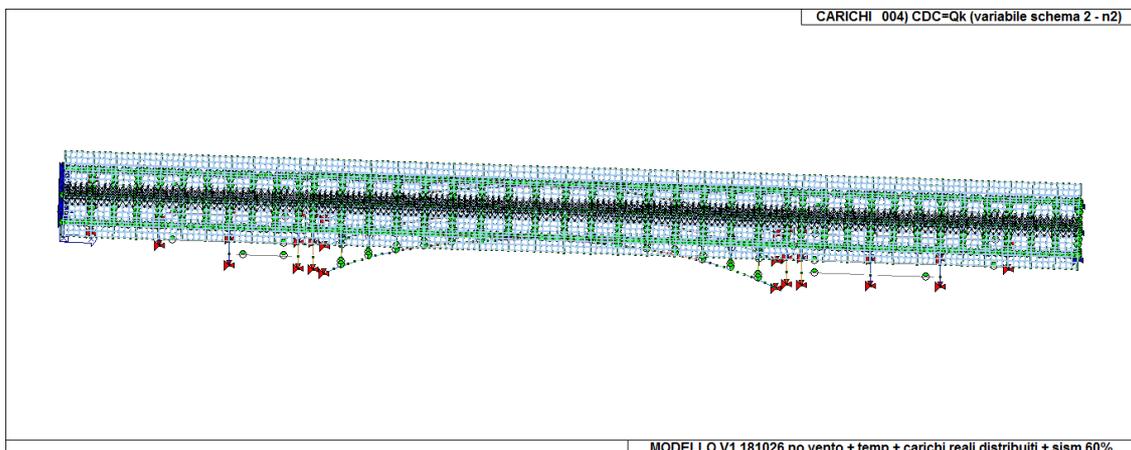
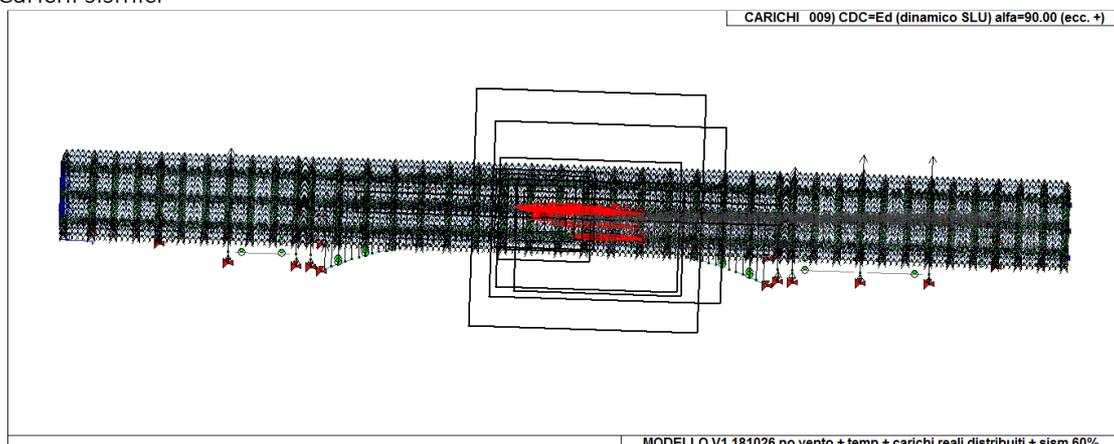


Figura 9.2.4.3 Carico dato da una fila di autobetoniere centrali

In aggiunta sono stati considerati il carico neve, la temperatura con distribuzione uniforme e lineare, ed il carico dovuto alla folla. La novità qui è l' introduzione del sisma.

Ricordiamo a tal proposito che il Ponte di Alpignano non è stato progettato originariamente per sopportare alcun carico orizzontale.

- Carichi sismici



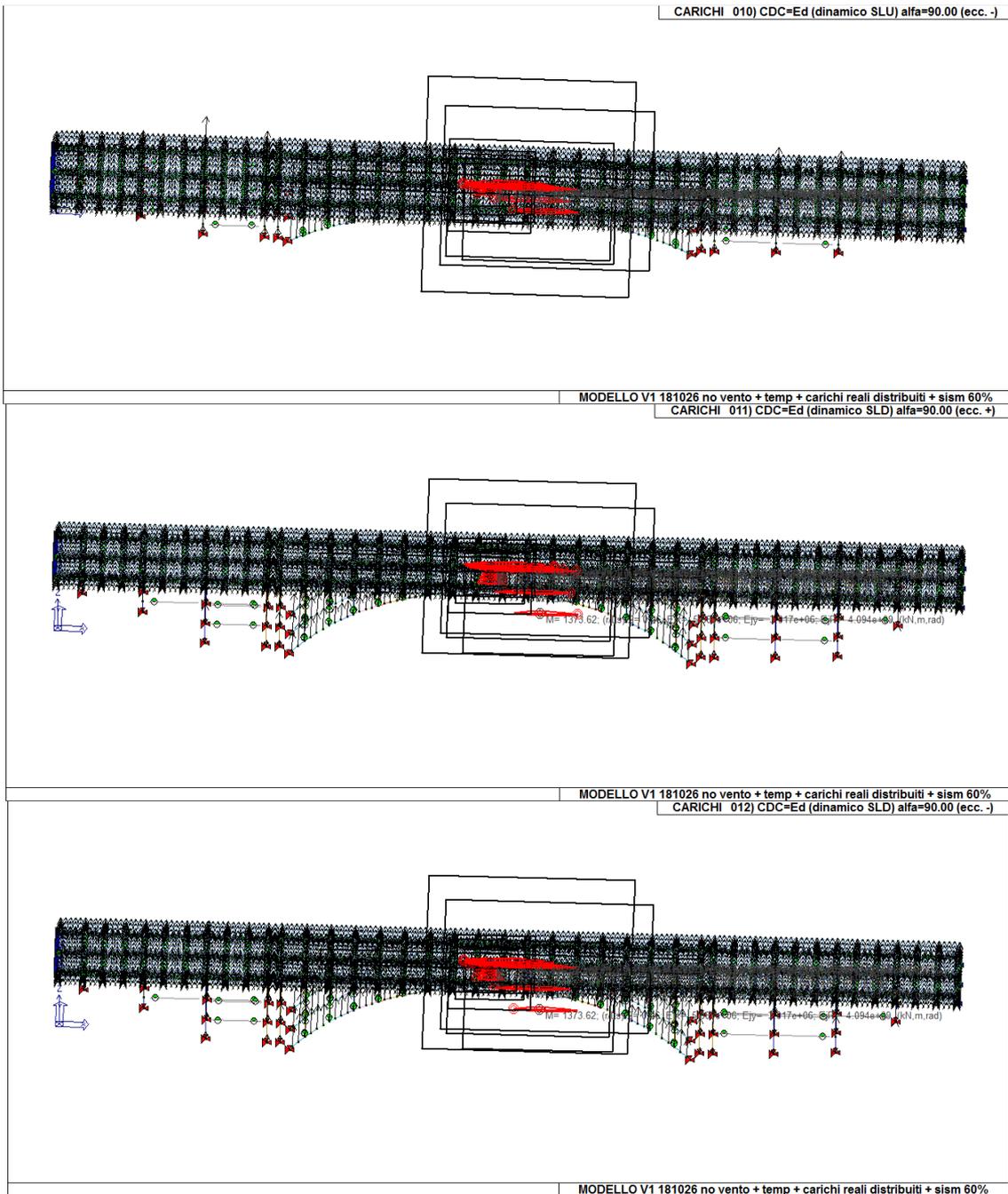
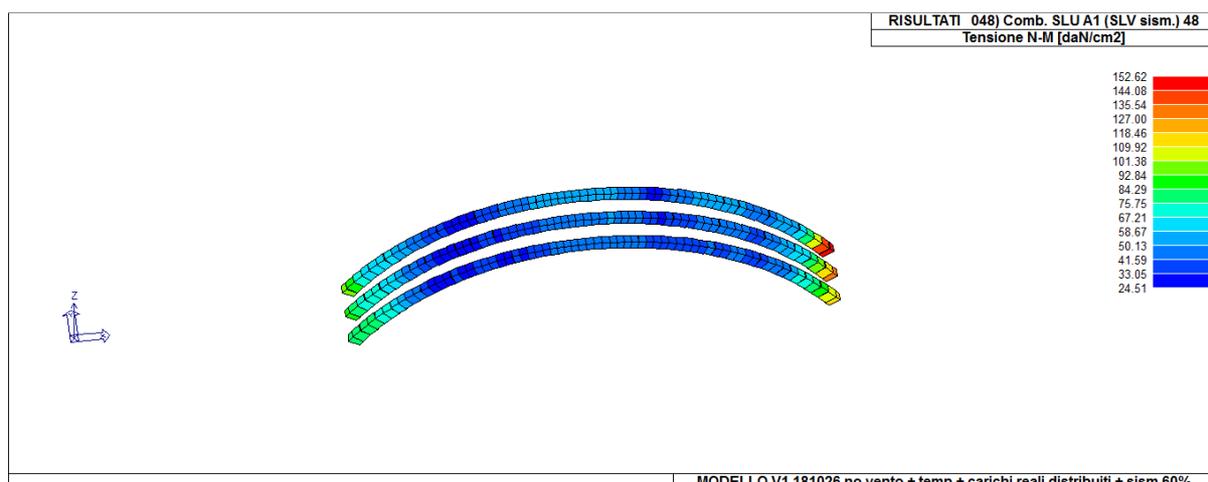
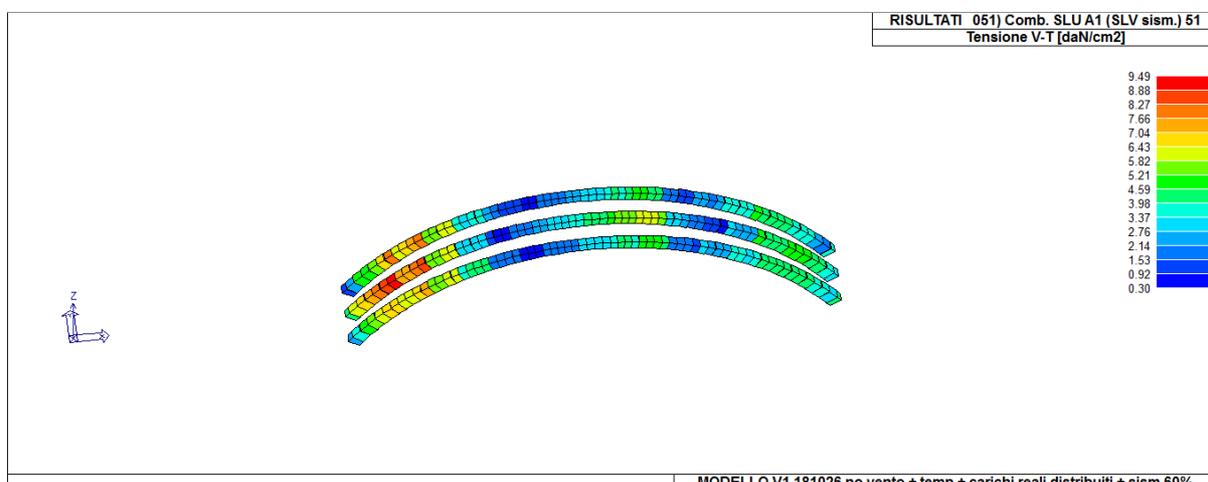


Figura 9.2.4.4 Carico sismico

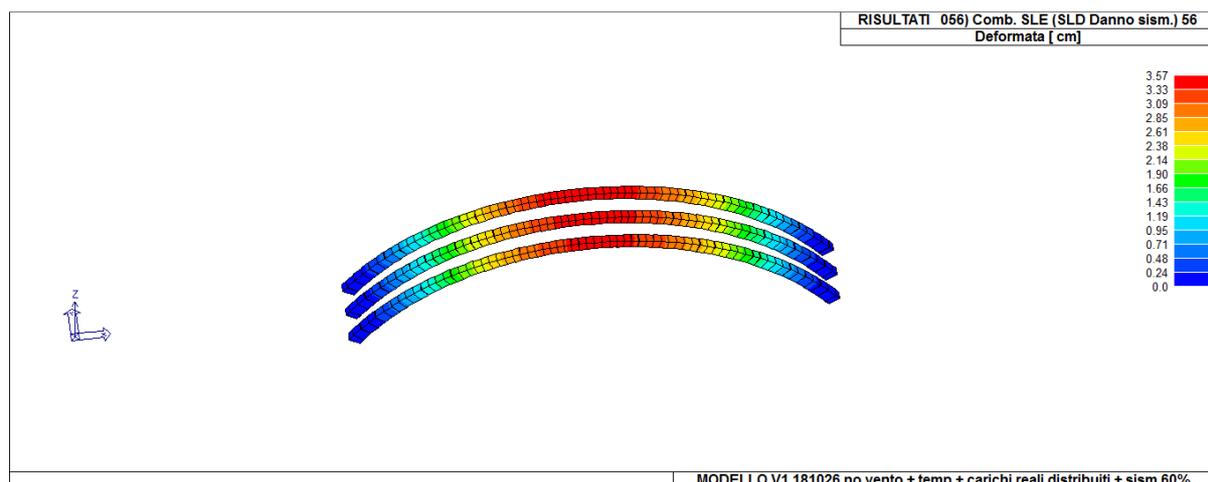
ARCO



Tensione N-M max SLV 48 = 152.5 kg/cmq



Tensione V-T max SLV 51 = 9.5 kg/cmq

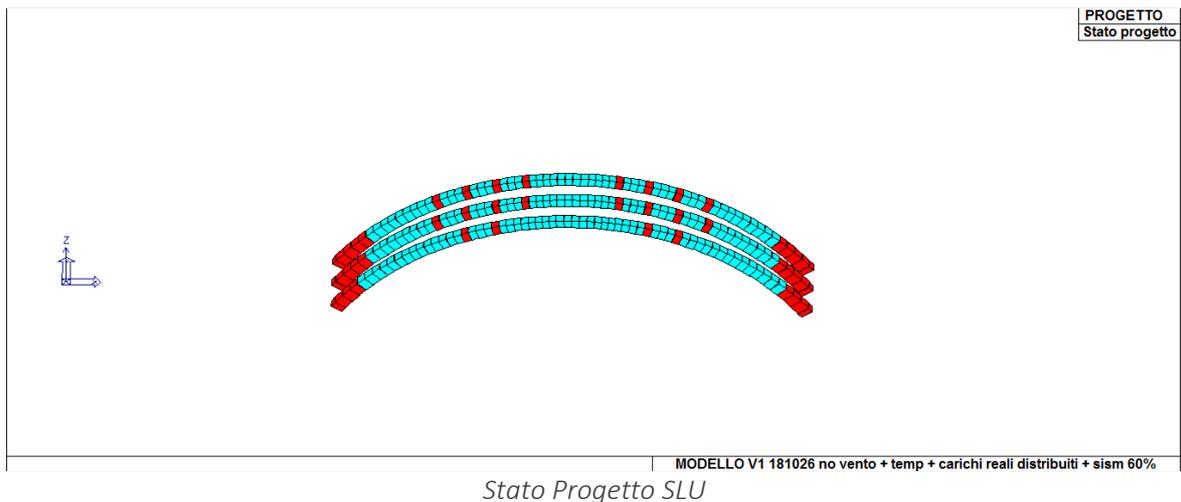


Deformata SLD 56 max = 3.6 cm

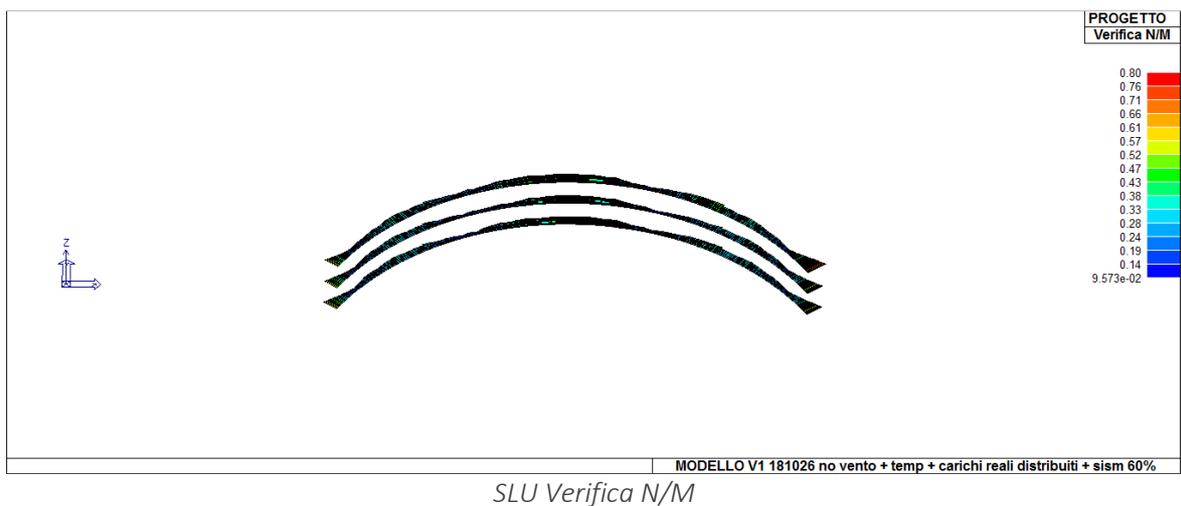
Gli elementi tipo trave in c.a. sono sottoposti alle verifiche previste dalla normativa NTC 2018.

Il comando *Stato di progetto SLU* permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

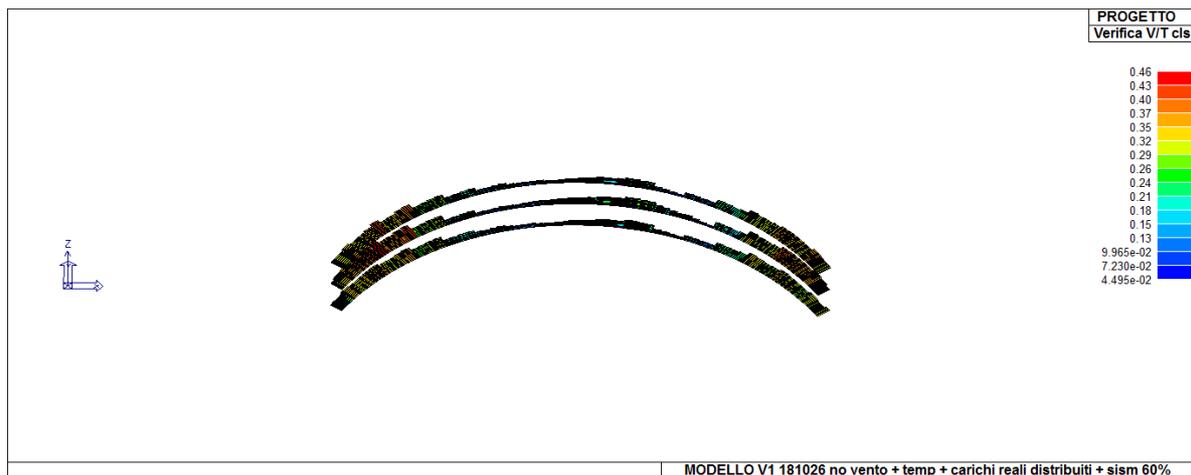
- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.



Il grafico che segue permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi della verifica a pressoflessione come rapporto E_d/R_d . La verifica è soddisfatta se tale valore è ≤ 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.1.2, D.M. 2008 par. 4.1.2.1.2.4). Si tratta del diagramma di interazione in cui in ascissa ed ordinata si hanno i rapporti N_{sd}/N_{rd} ed M_{sd}/M_{rd} e ci si deve mantenere dentro al dominio di interazione, per far sì che la verifica a pressoflessione sia soddisfatta. Nel secondo grafico si fissa il massimo valore pari ad 1 per evidenziare quali sezioni degli archi non rispettano la verifica N/M (sezioni senza grafico).

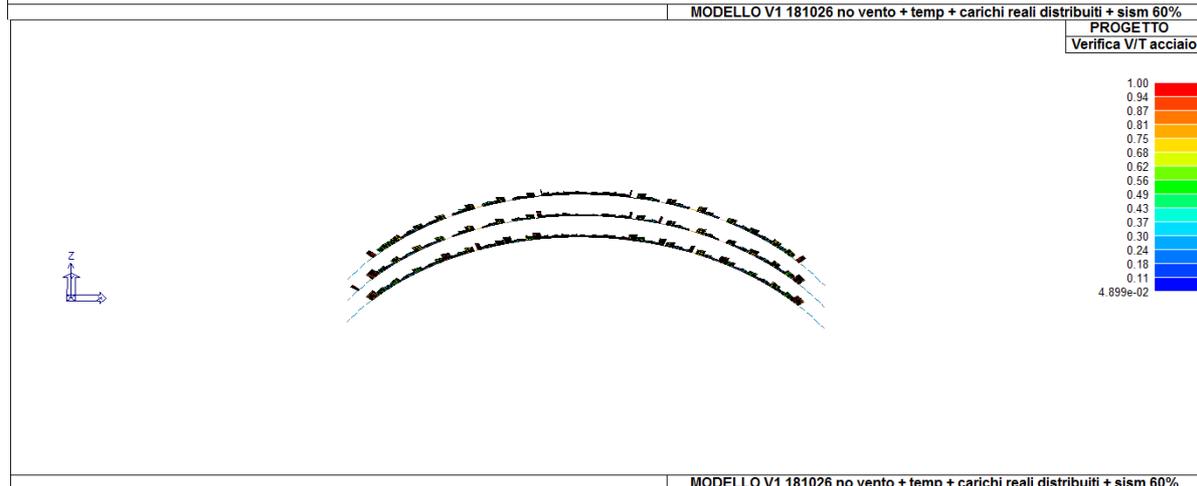
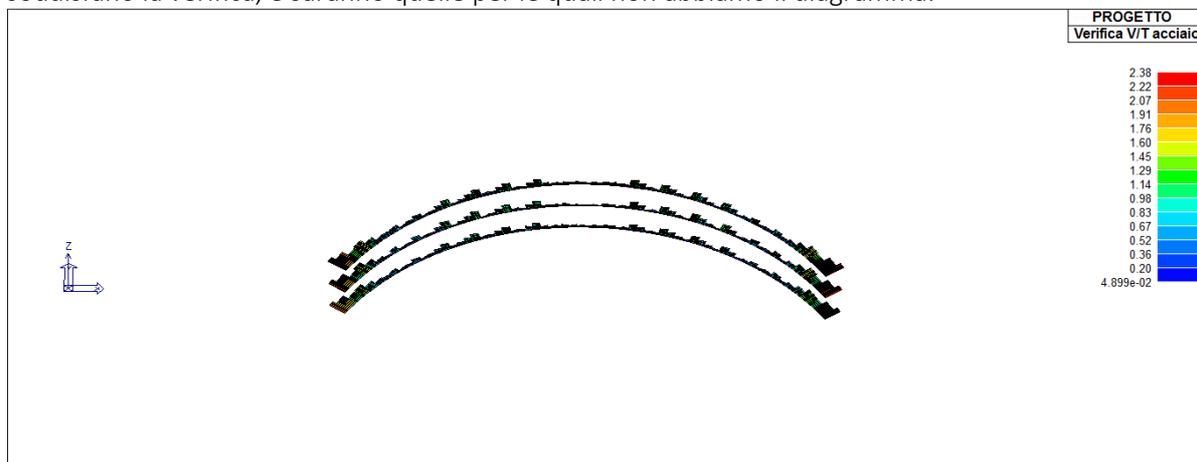


Questo grafico permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato calcestruzzo, mediante la seguente espressione: $T_{ed}/T_{Rcd} + V_{ed}/V_{Rcd} \leq 1$ dove T è la sollecitazione torcente e V è la sollecitazione tagliante. Ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2, D.M. 2008 D.M. 2008 formula 4.1.19).



SLU Verifica V/T cls

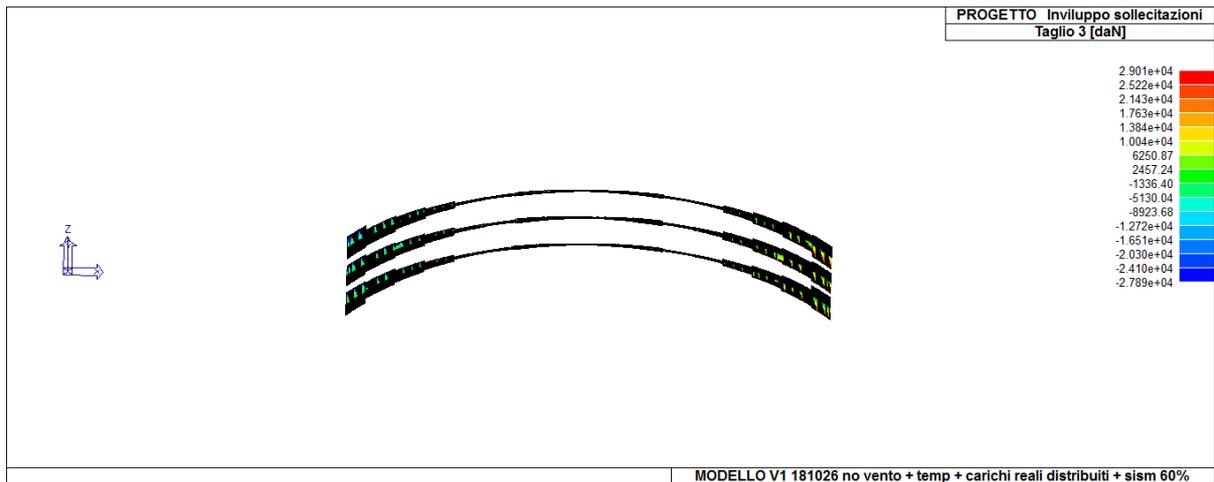
Questo grafico permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato acciaio, ottenuta come rapporto tra la sollecitazione e la resistenza. Ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2, D.M. 2008 formula 4.1.18). Anche qui fissando il valore unitario per tale rapporto, possiamo osservare quali sezioni non soddisfano la verifica, e saranno quelle per le quali non abbiamo il diagramma.



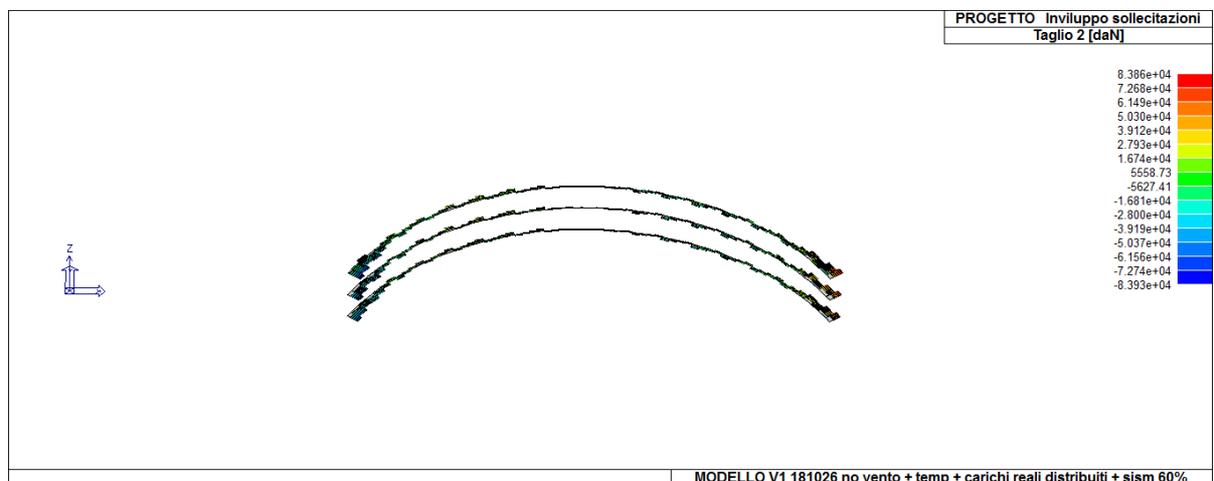
SLU Verifica V/T acciaio

Il comando *Inviluppo SLU* permette la visualizzazione dell'inviluppo delle sollecitazioni con cui viene realizzata la progettazione agli stati limite ultimi degli elementi trave.

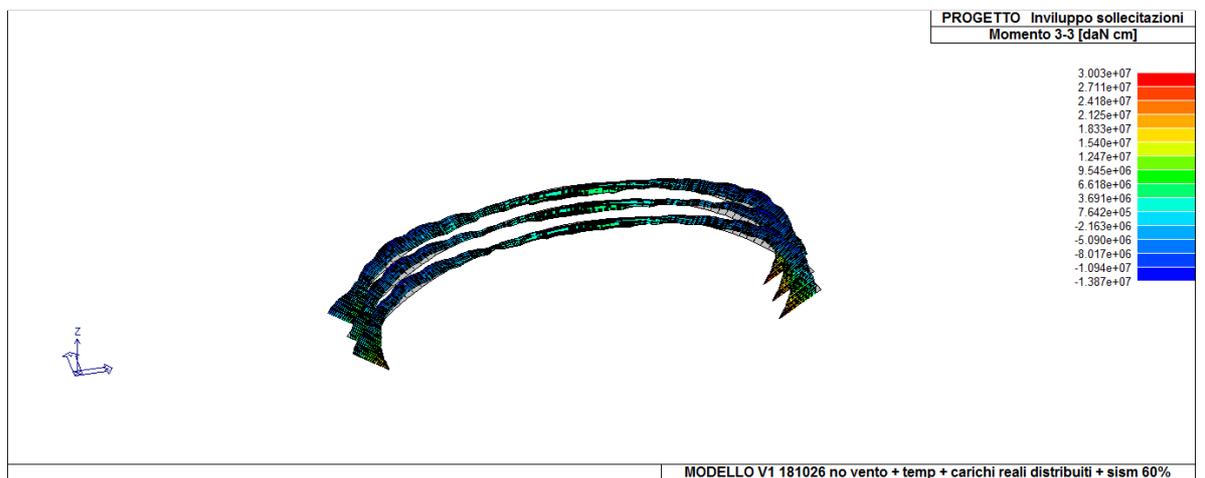
Analogamente si potrebbero mostrare anche i diversi inviluppi delle sollecitazioni; per brevità si mostreranno quelli relativi al momento e taglio (Taglio 2-2, Taglio 3-3, Momento 2-2 Momento 3-3).



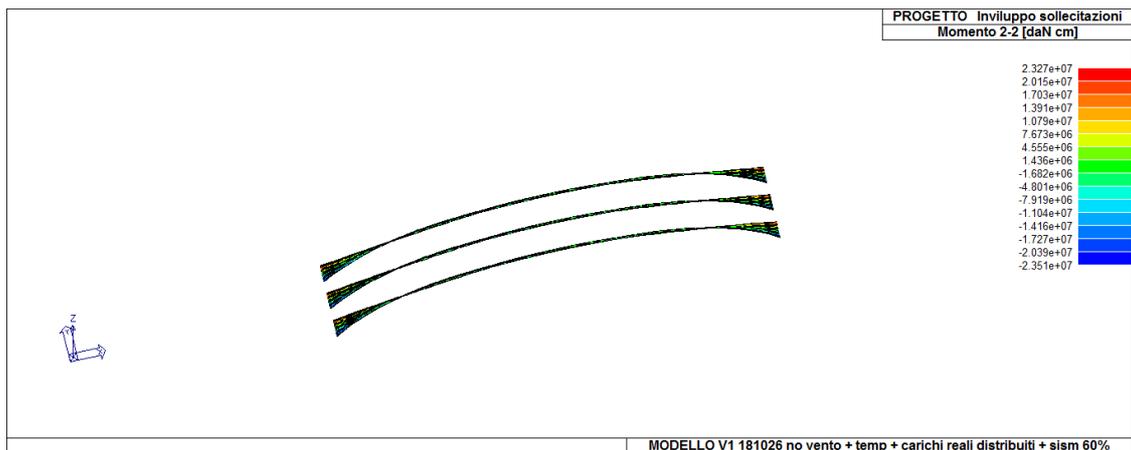
Inviluppo S.L.U- Taglio 3



Inviluppo S.L.U- Taglio 2



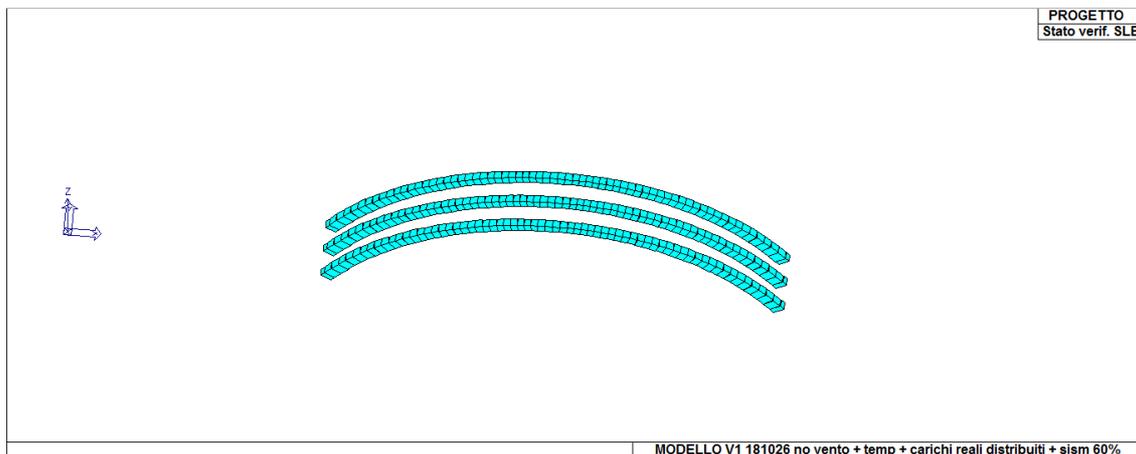
Inviluppo S.L.U- Momento flettente 3-3



Inviluppo S.L.U- Momento flettente 2-2

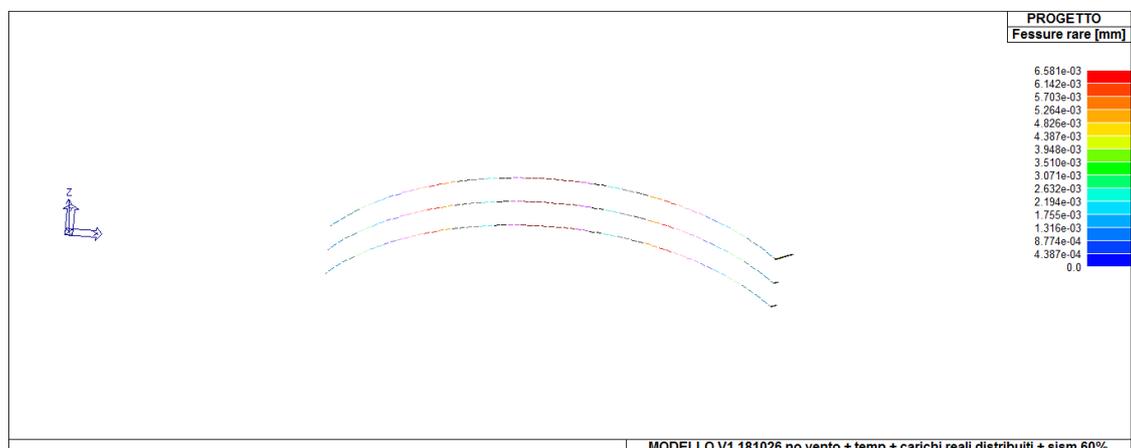
Il comando *Stato verifica SLE* Permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.



Stato progetto SLE

Fessure rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.



SLE Fessure rare

Il diagramma per le fessure in combinazione permanente e frequente restituisce un valore nullo per il caso degli arconi.

Per il nostro studio vale:

B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

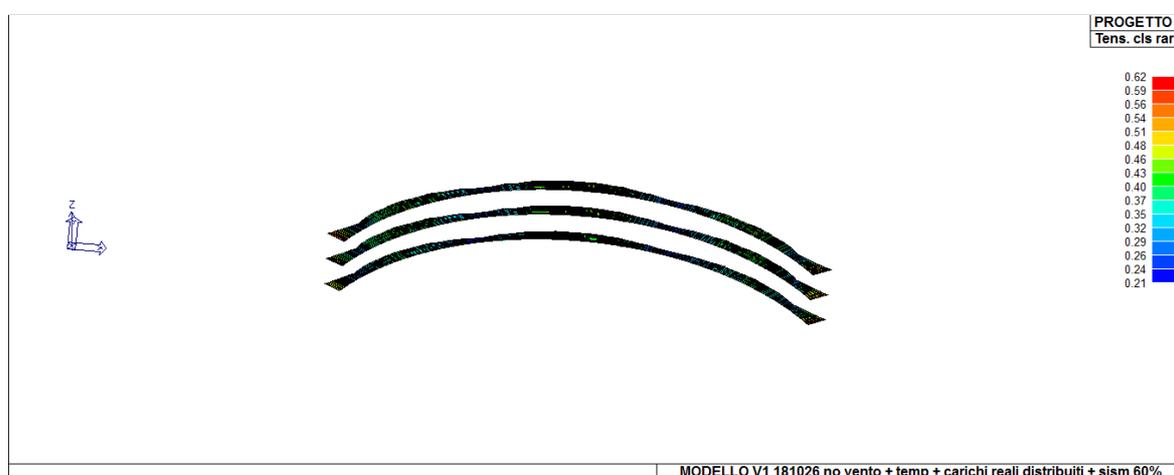
Il valore di w_1 e di w_2 è assunto pari a :

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

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

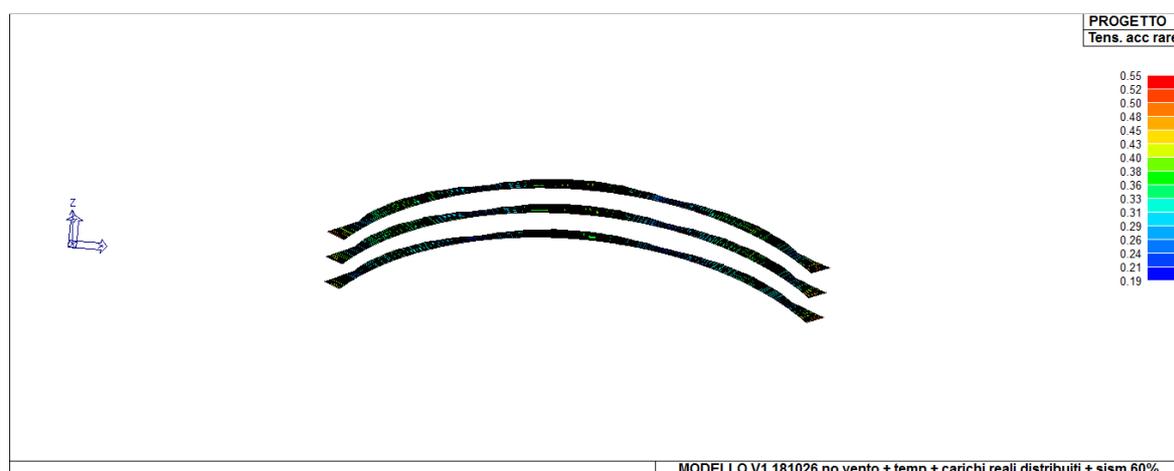
La verifica di stato limite di fessurazione è soddisfatta per tutte e tre le combinazioni.

Tens. cls rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione caratteristica del cls in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.6x_{fck}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



SLE limitazione tensioni cls rare

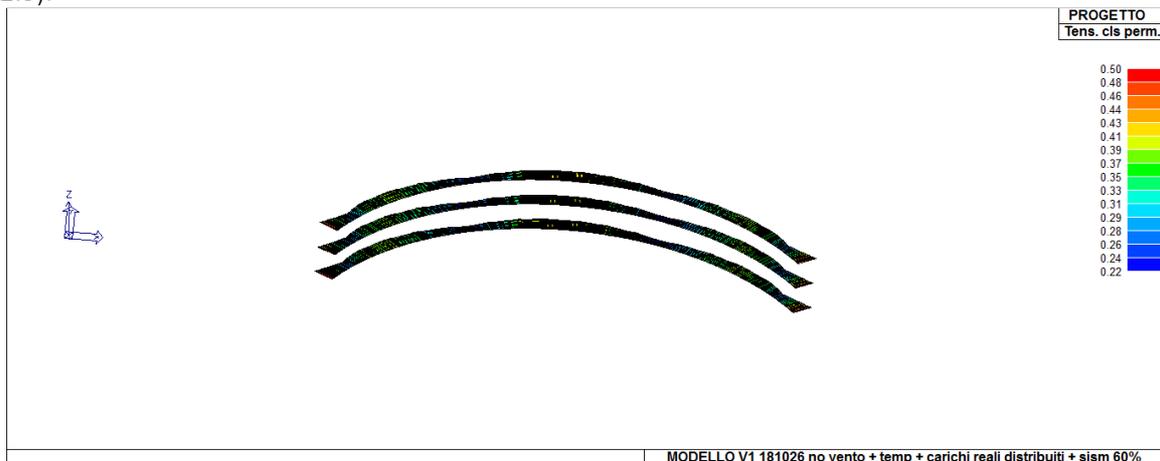
Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione caratteristica dell'acciaio in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.8x_{fyk}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. .3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



SLE limitazione tensioni acciaio rare

Tens. cls perm. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi permanenti fattorizzata in base

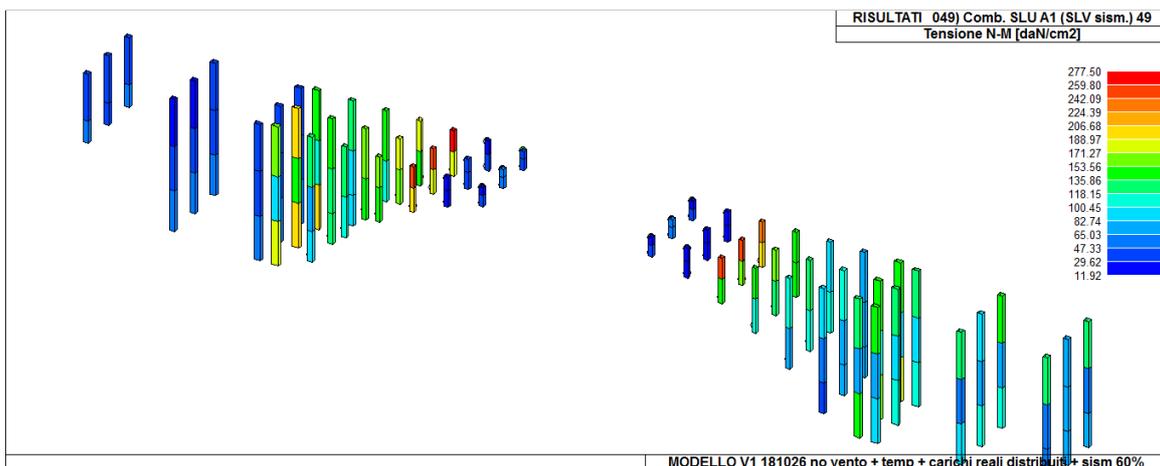
ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.45 \cdot f_{ck}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



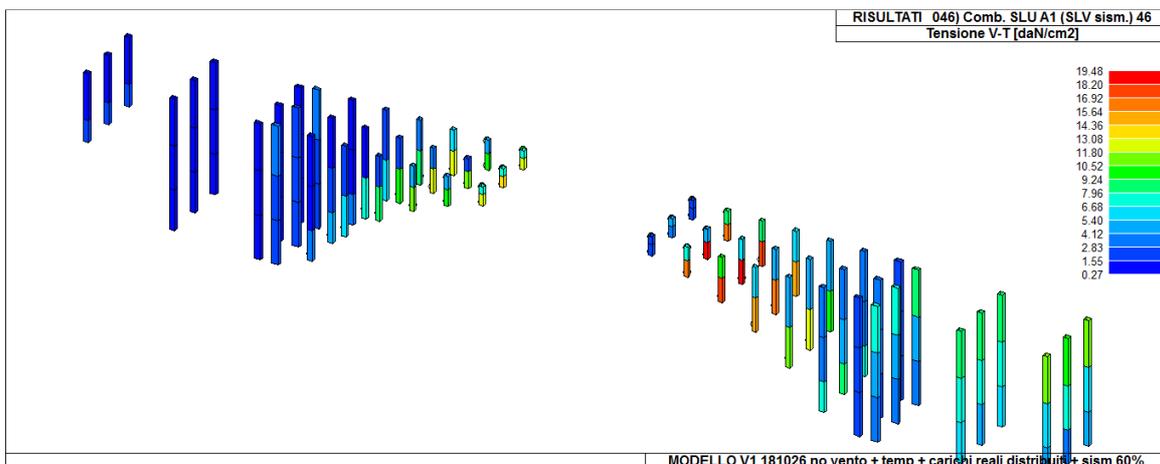
SLE limitazione tensioni cls perm.

Lo stato limite di limitazione delle tensioni è verificato lato cls e lato acciaio.

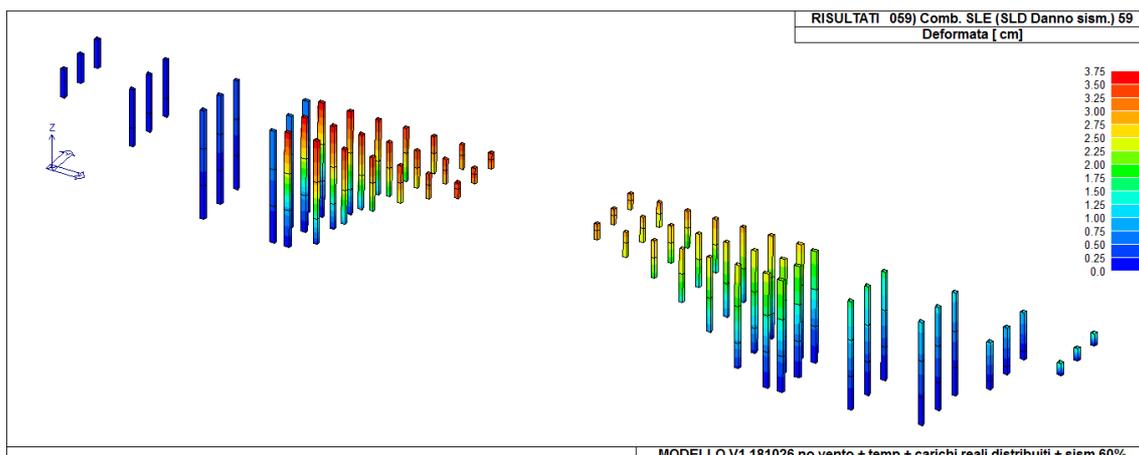
PILASTRI



Tensione N-M max SLV 49= 277.5 kg/cmq



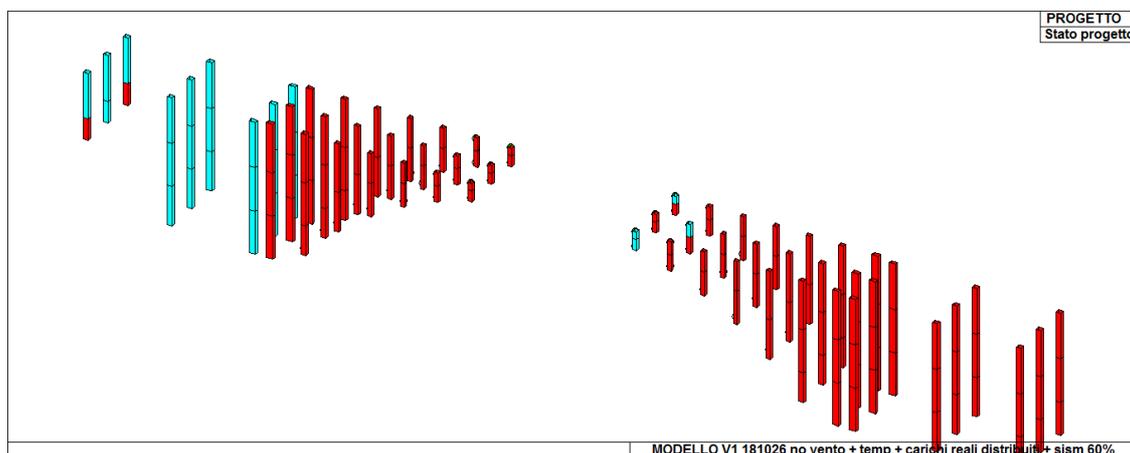
Tensione V-T max SLV 46=19.5 kg/cmq



Deformata SLD 59 max= 3.8 cm

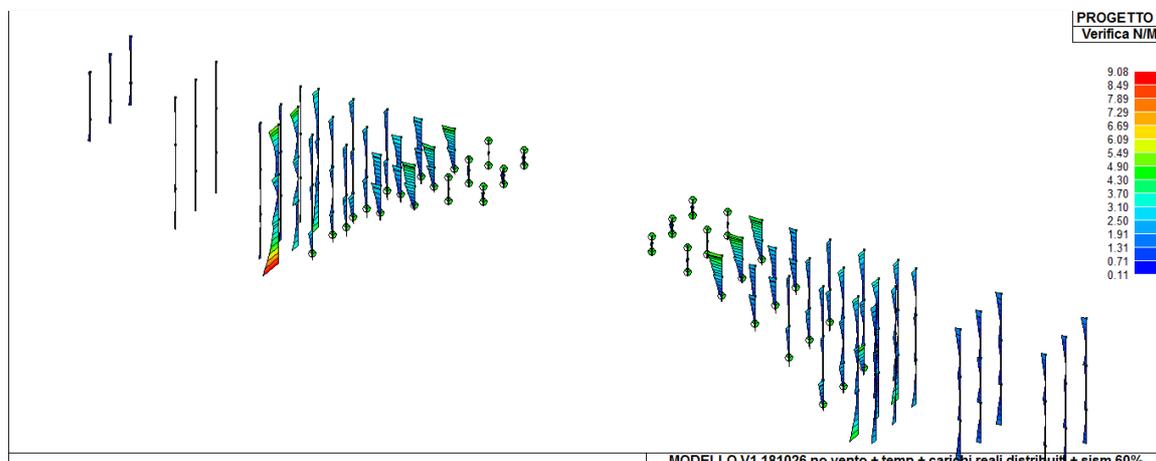
Il comando *Stato di progetto SLU* permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.



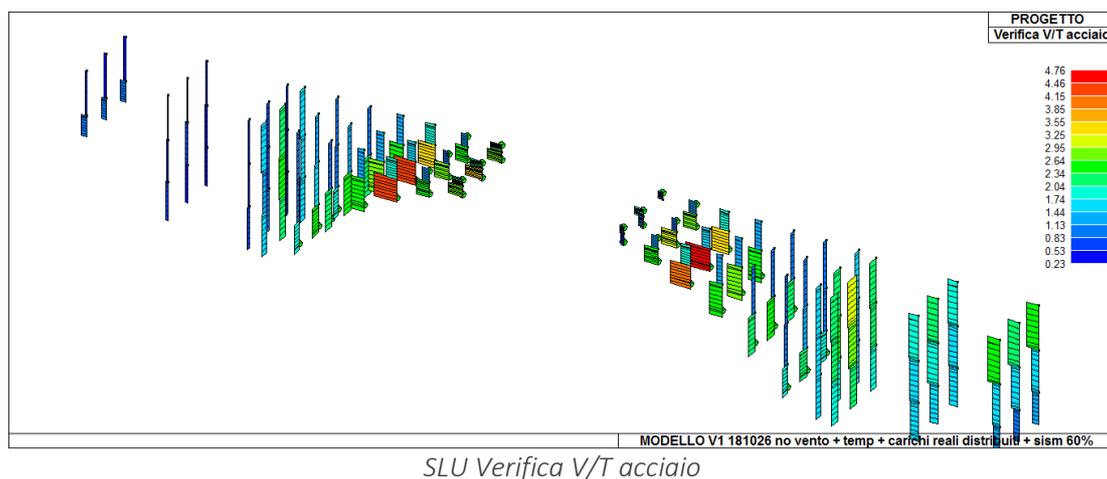
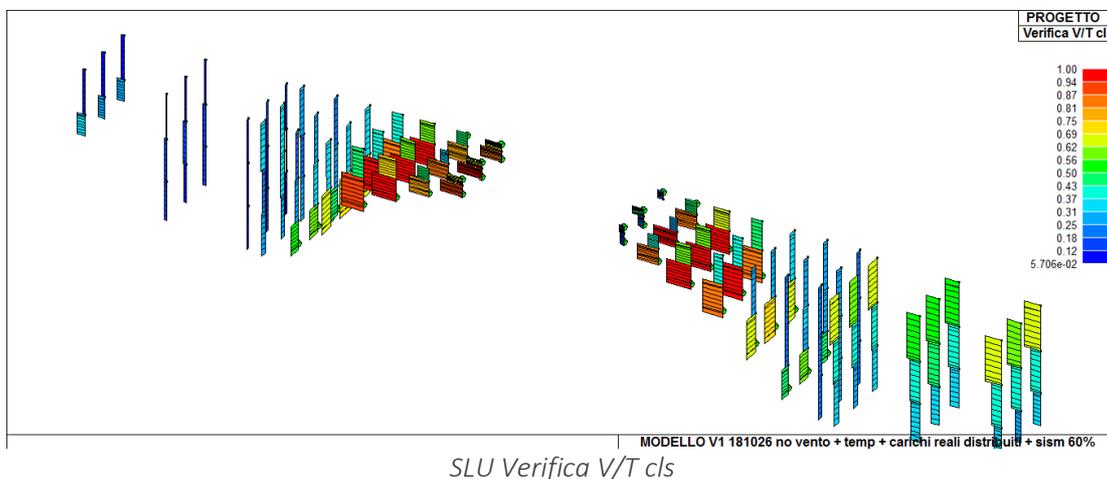
Stato Progetto SLU

Il comando *Verifica N/M* Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto S_d/S_u con sollecitazioni ultime proporzionali; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per Capitolo 11 Pag. 26 verifica positiva (S_d = sollecitazione di progetto, S_u = sollecitazione ultima) (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.1.2; D.M. 2008 par. 4.1.2.1.2.4).

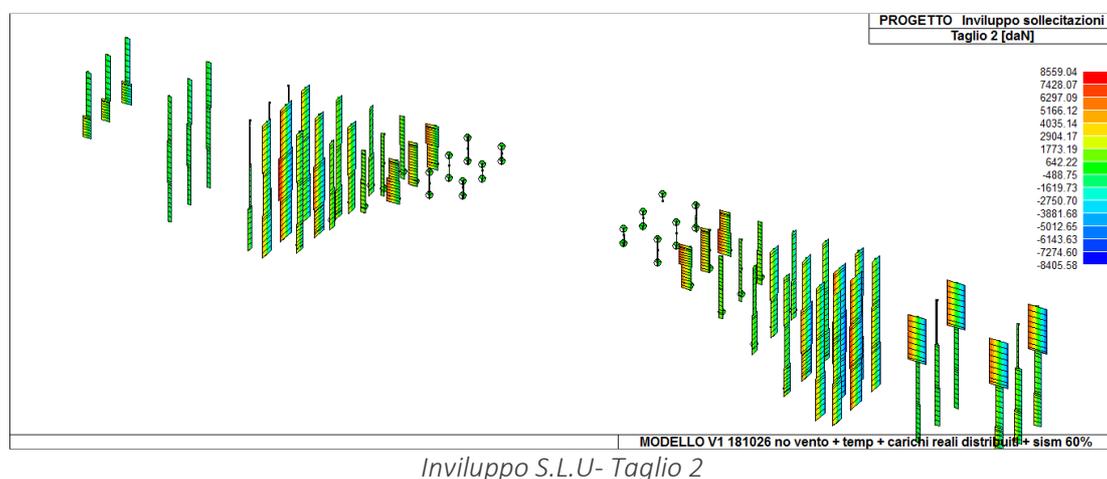


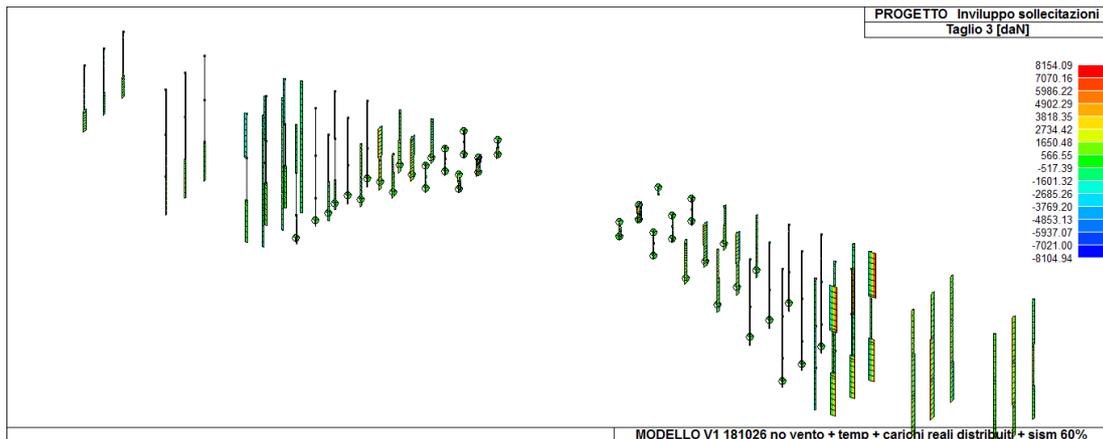
SLU Verifica N/M

Il comando *Verifica (V/T)* Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto S_d/S_u con sollecitazioni taglianti e torcenti proporzionali; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva; in altre parole la verifica V/T indica la verifica a taglio lato calcestruzzo (S_d = sollecitazione di progetto, S_u = sollecitazione ultima) (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2 D.M. 2008 par. 4.1.2.1.3).

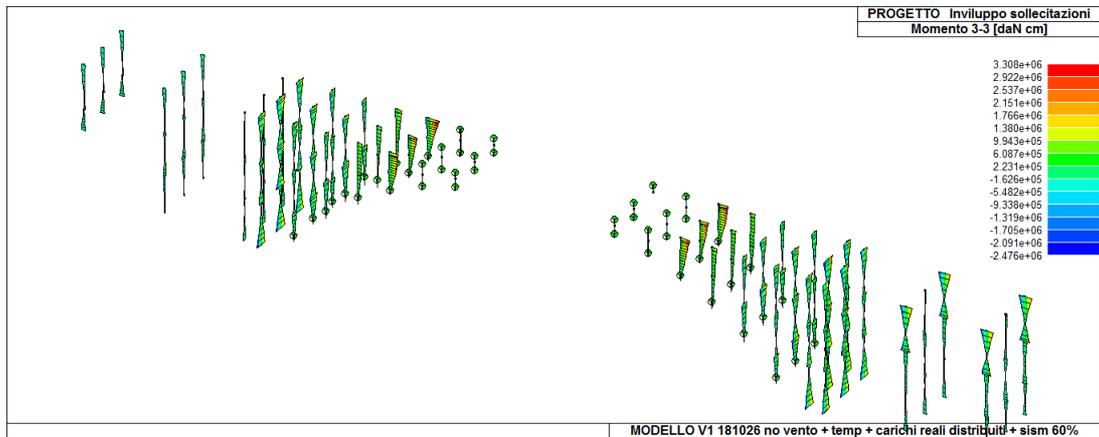


Il comando *Inviluppo SLU* permette la visualizzazione dell'inviluppo delle sollecitazioni con cui viene realizzata la progettazione agli stati limite ultimi degli elementi trave. Analogamente si potrebbero mostrare anche i diversi inviluppi delle sollecitazioni; per brevità si mostreranno quelli relativi al momento e taglio (Taglio 2-2, Taglio 3-3, Momento 2-2 Momento 3-3).

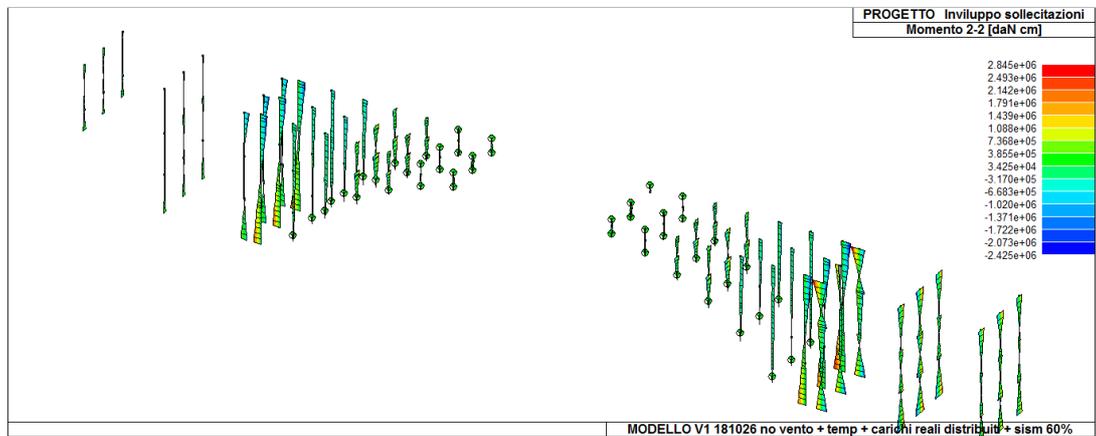




Involuppo S.L.U- Taglio 3



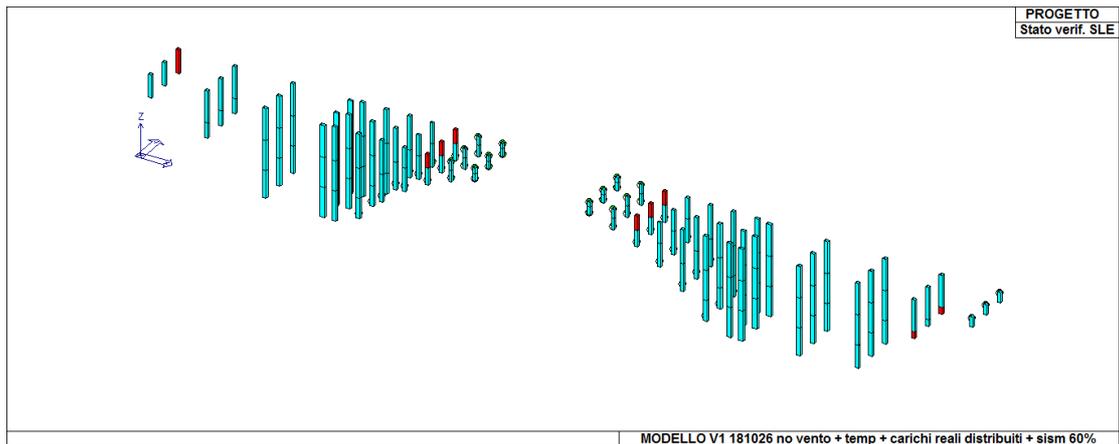
Involuppo S.L.U- Momento flettente 3-3



Involuppo S.L.U- Momento flettente 2-2

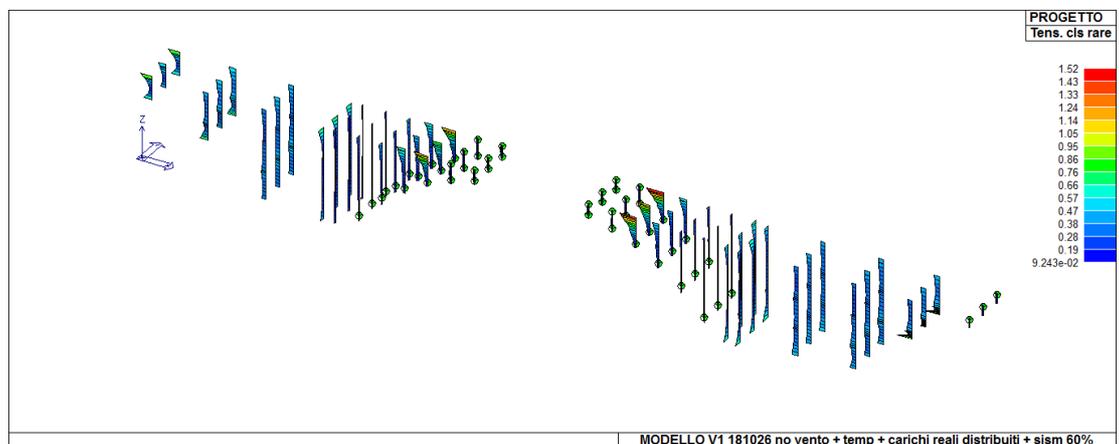
Il comando *Stato verifica SLE* Permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

- o *colore ciano* elementi verificati;
- o *colore rosso* elementi non verificati.



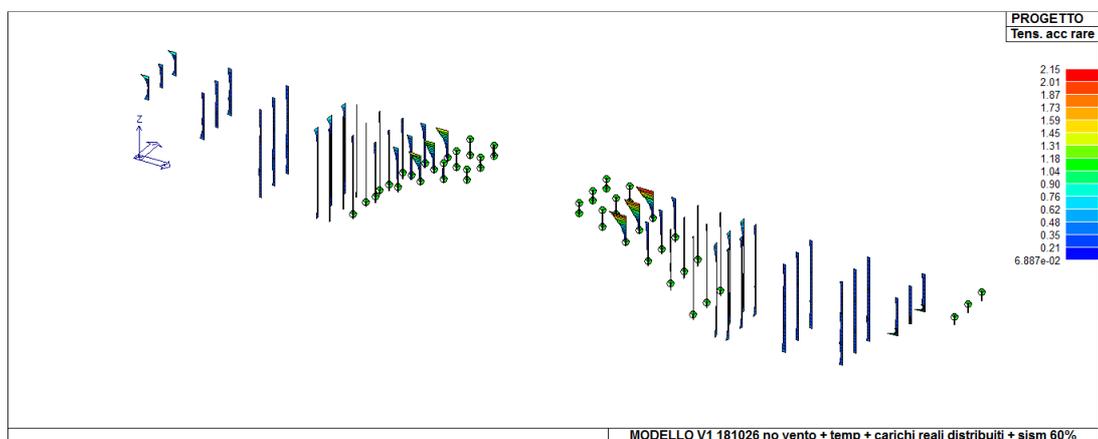
Stato progetto SLE

Tens. cls rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5);



SLE limitazione tensioni cls rare

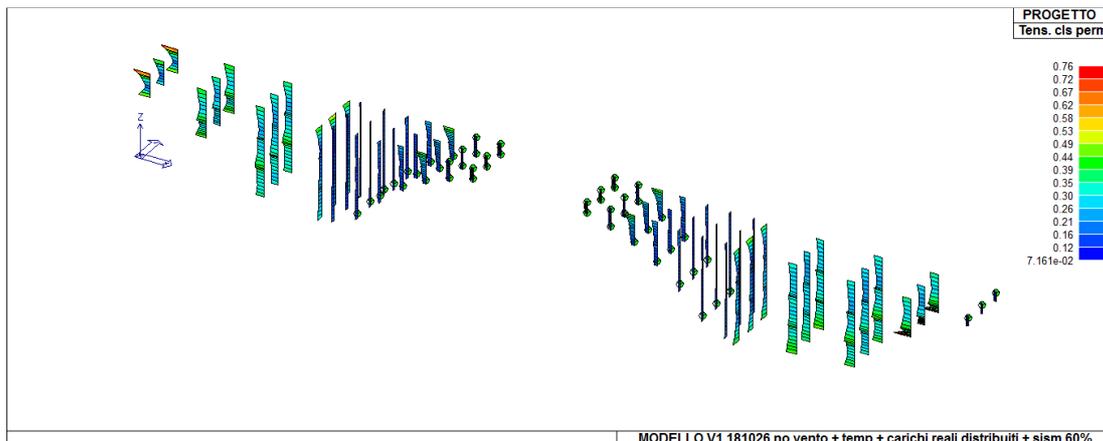
Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione fyk in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5);



SLE limitazione tensioni acciaio rare

Tens. cls perm Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni quasi permanenti; il valore del

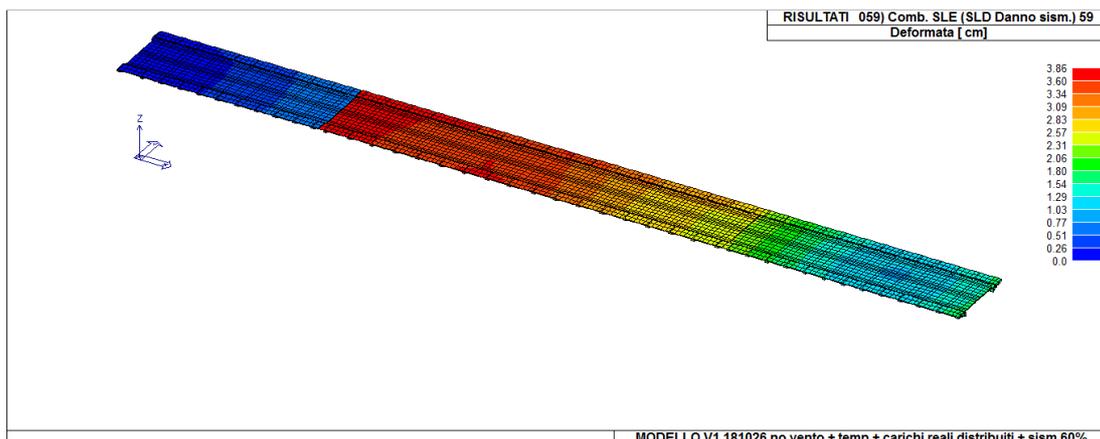
rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5);



MODELLO V1 181026 no vento + temp + carichi reali distribuiti + sism 60%
SLE limitazione tensioni cls perm.

Lo stato limite di limitazione delle tensioni è soddisfatto solo lato cls in combinazione permanente.

SOLETTA



MODELLO V1 181026 no vento + temp + carichi reali distribuiti + sism 60%
Deformata SLD 59 max= 3.9 cm

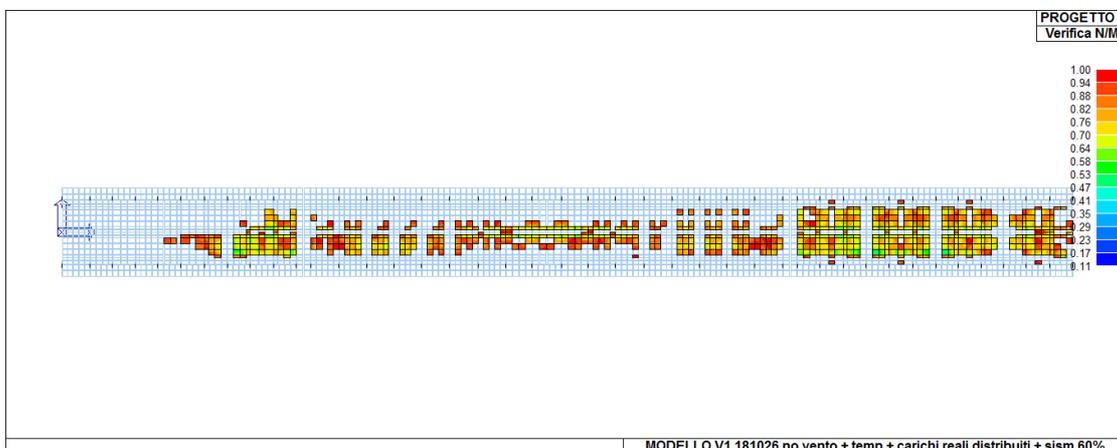
Con il comando *Stato di progetto SLU* si ottiene la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

- o colore ciano elementi verificati;
- o colore rosso elementi non verificati.



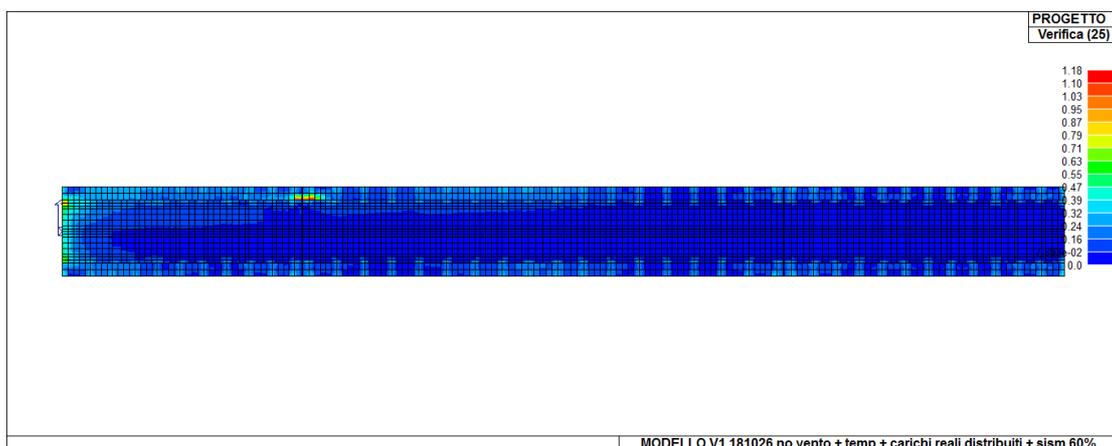
MODELLO V1 181026 no vento + temp + carichi reali distribuiti + sism 60%
Stato di progetto SLU

Verifica N/M permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto S_d/S_u ; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (S_d = sollecitazione di progetto, S_u = sollecitazione ultima). In particolare fissando il massimo valore pari ad 1 si ottiene una mappa di colore riferita solo agli elementi che soddisfano la verifica; gli elementi che non soddisfano la verifica N/M non presentano una mappa di colore.



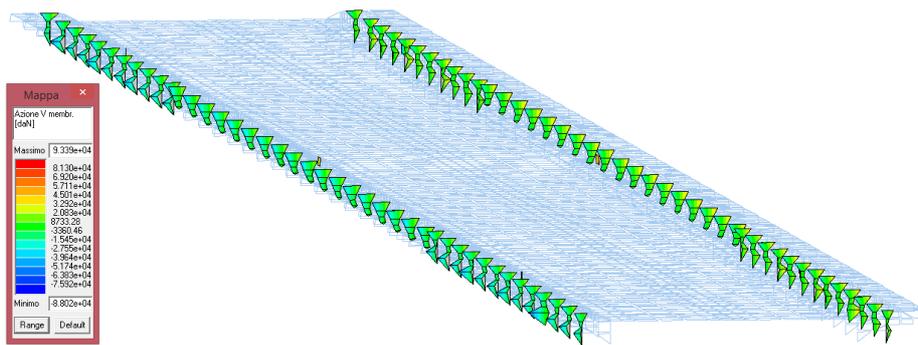
MODELLO V1 181026 no vento + temp + carichi reali distribuiti + sism 60%
SLU Verifica N/M

Verifica (25) Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto N_d/N_u , dove N_u viene ottenuto con riduzione del 25% di f_{cd} ; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva (N_d = sollecitazione normale di progetto, N_u = sollecitazione normale ultima).

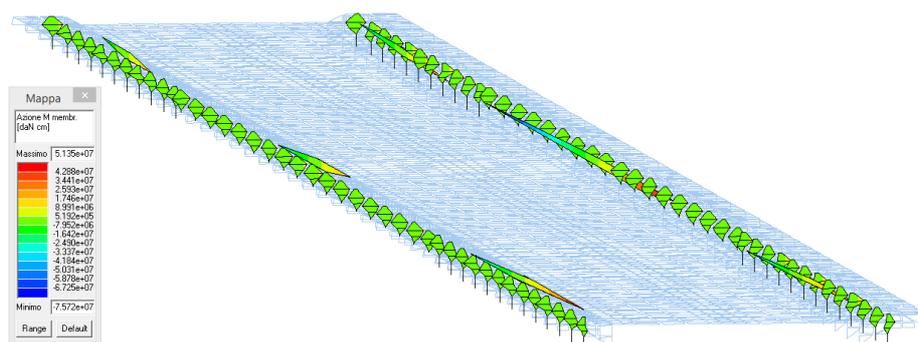


MODELLO V1 181026 no vento + temp + carichi reali distribuiti + sism 60%
SLU Verifica (25)

Involuppi SLU permette la visualizzazione dell'involuppo delle sollecitazioni; per brevità si mostreranno quelli relativi al momento e taglio.



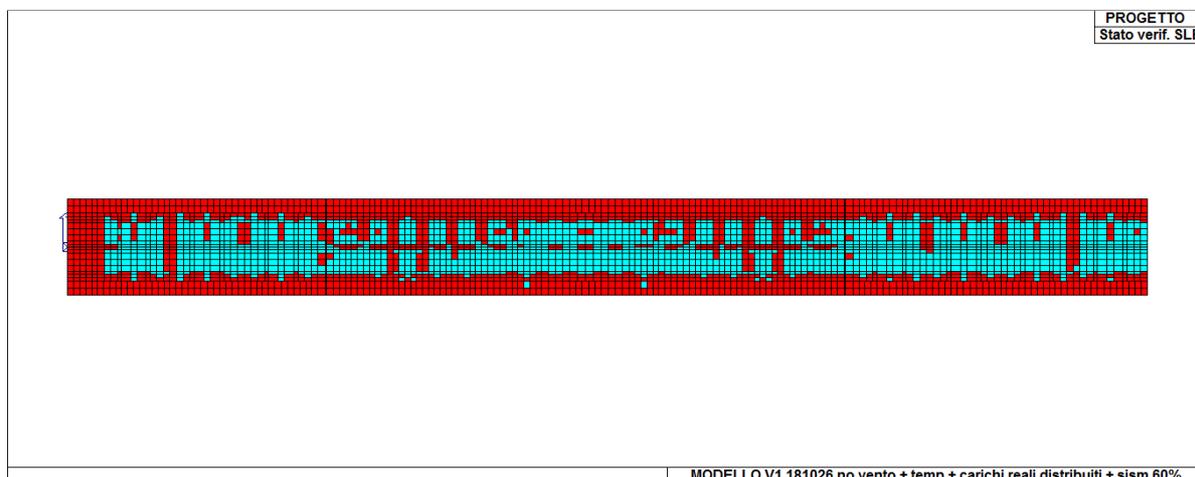
Involuppo SLU Azione V



Involuppo SLU Azione M

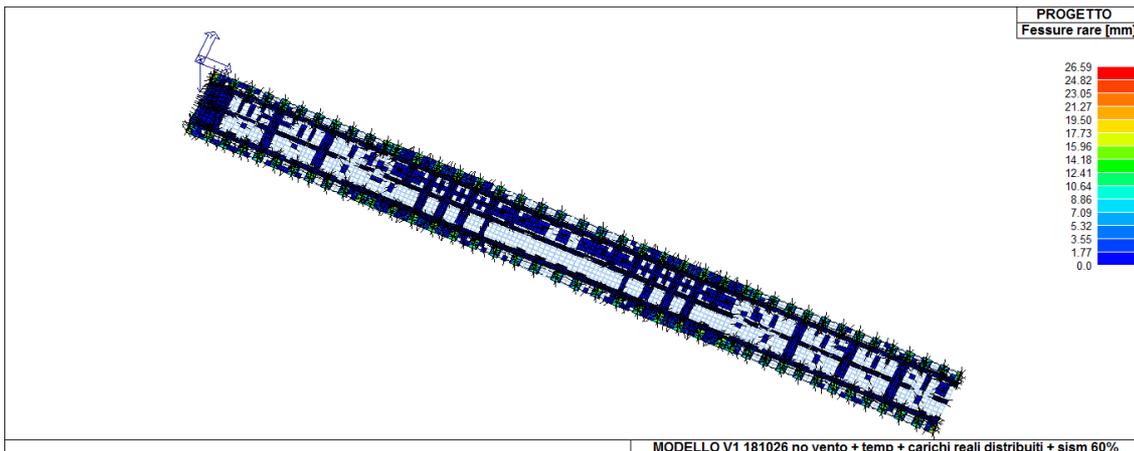
Stato verif. SLE Permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

- colore ciano elementi verificati;
- colore rosso elementi non verificati.



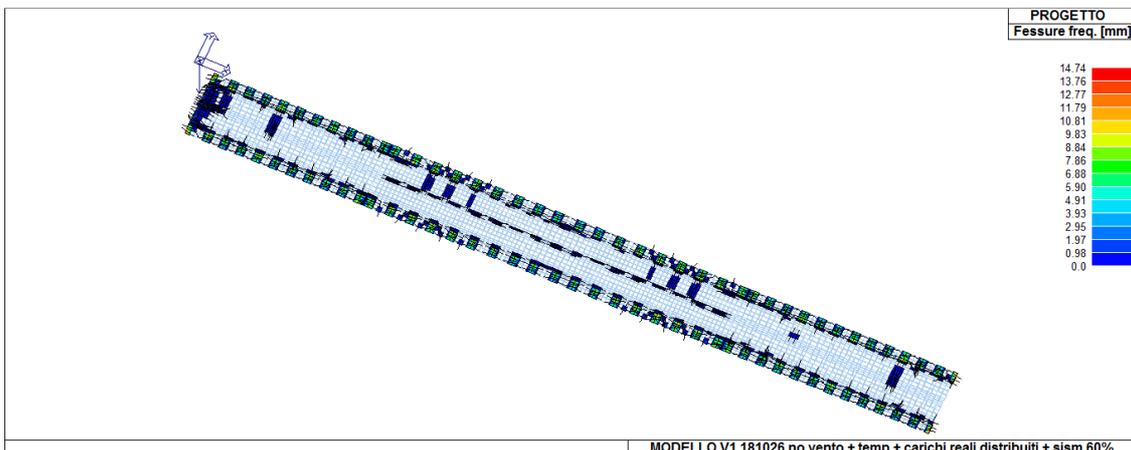
Stato di progetto SLE

Fessure rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare (valori espressi in mm); la rappresentazione esclude gli elementi che non sono interessati da fessurazione. Viene visualizzata, inoltre, la direzione delle fessure. La verifica è ok se \leq ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente.



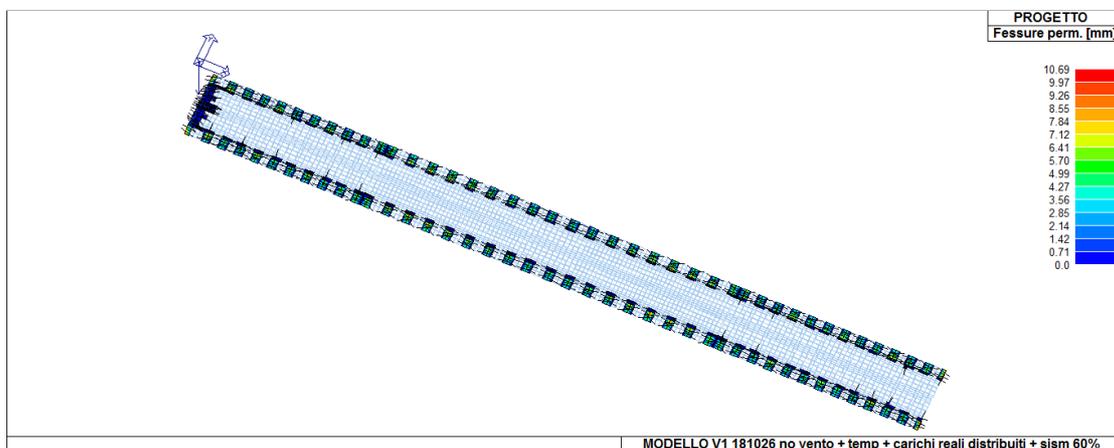
SLE Fessurazione rare

Fessure freq. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni frequenti (valori espressi in mm); la rappresentazione esclude gli elementi che non sono interessati da fessurazione. Viene visualizzata, inoltre, la direzione delle fessure. La verifica è ok se \leq ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente.



SLE Fessurazione frequente

Fessure perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni quasi permanenti (valori espressi in mm); la rappresentazione esclude gli elementi che non sono interessati da fessurazione. Viene visualizzata, inoltre, la direzione delle fessure. La verifica è ok se \leq ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente.



SLE Fessurazione permanente

Per il nostro studio vale:

B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

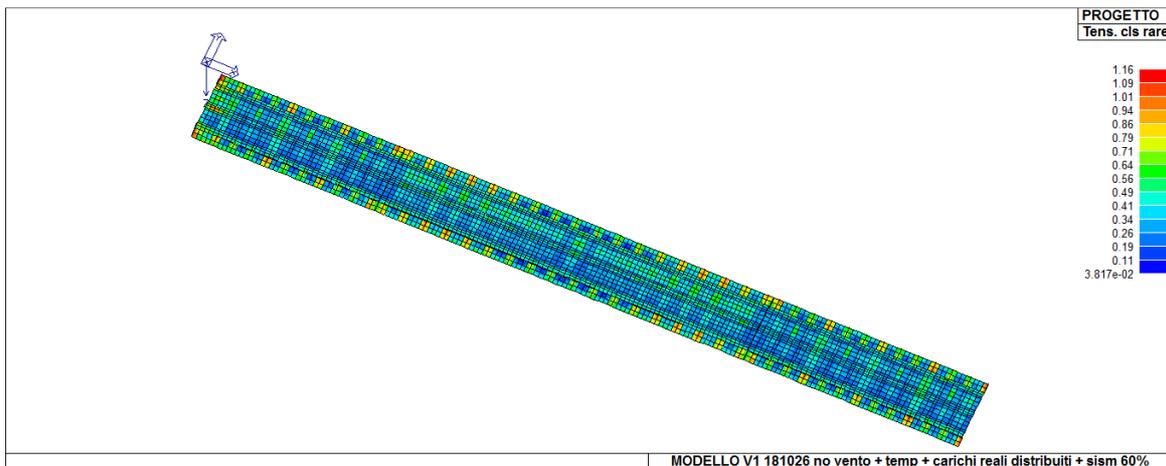
Il valore di w_1 e di w_2 è assunto pari a :

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

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

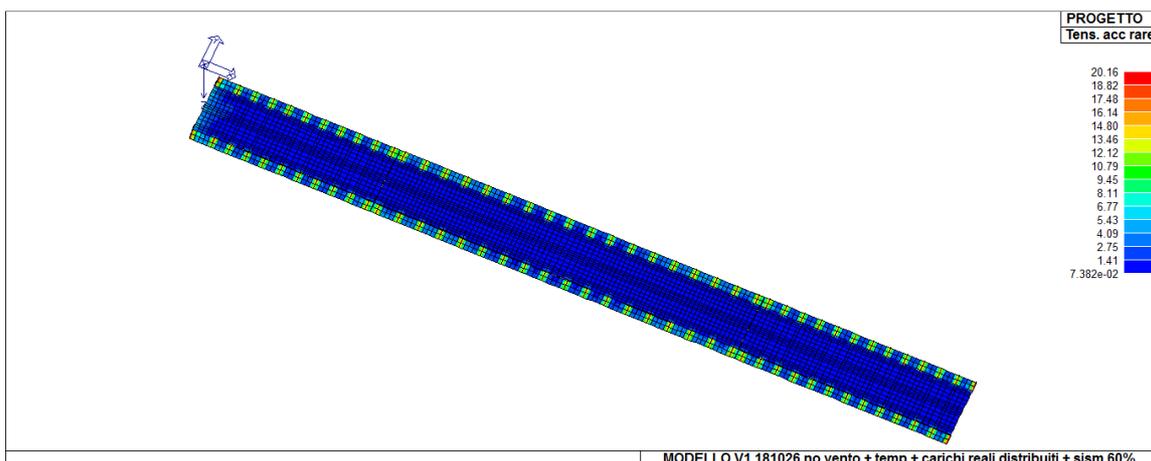
La verifica di stato limite di fessurazione non è soddisfatta per nessuna delle tre le combinazioni.

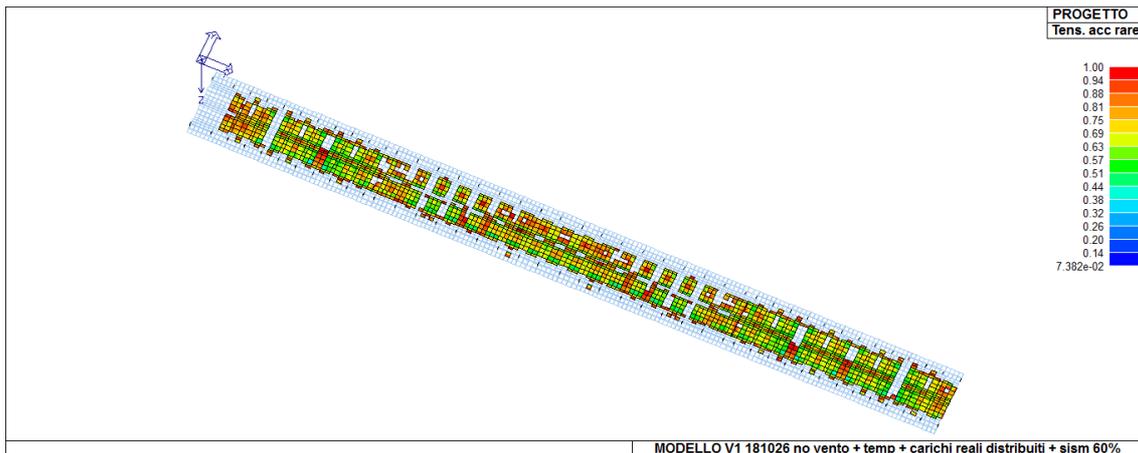
Tens. cls rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva.



SLE Limitazione Tensioni cls rare

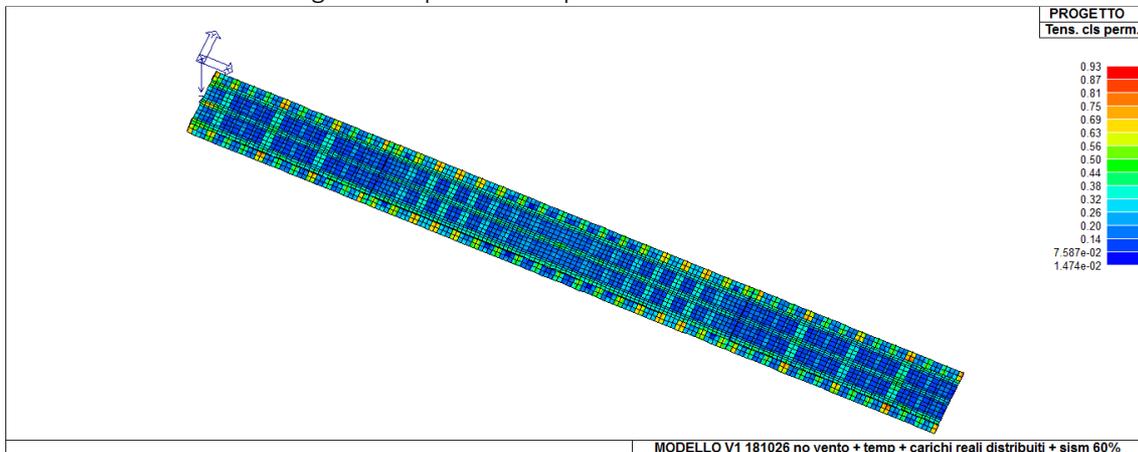
Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell' acciaio e la tensione f_{yk} in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva.





SLE Limitazione Tensioni acciaio rare

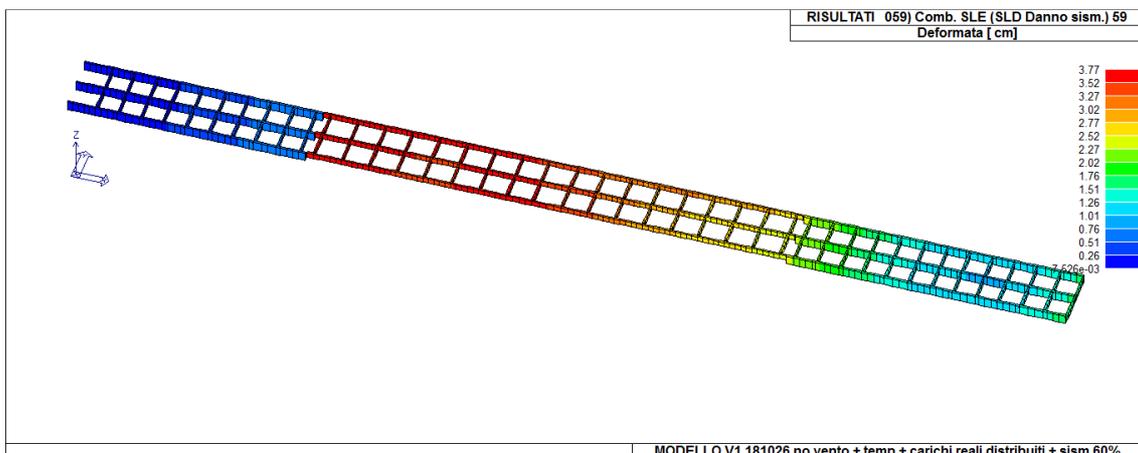
Tens. cls perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi permanenti; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva.



SLE Limitazione Tensioni cls permanente

Lo stato limite di limitazione delle tensioni risulta soddisfatto lato cls in combinazione permanente.

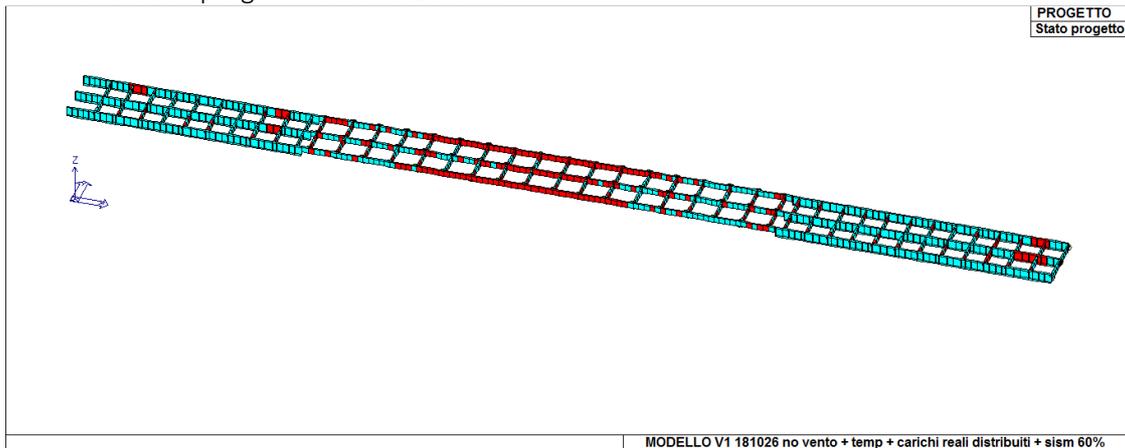
TRAVI



Deformata SLD 59 max= 3.7 cm

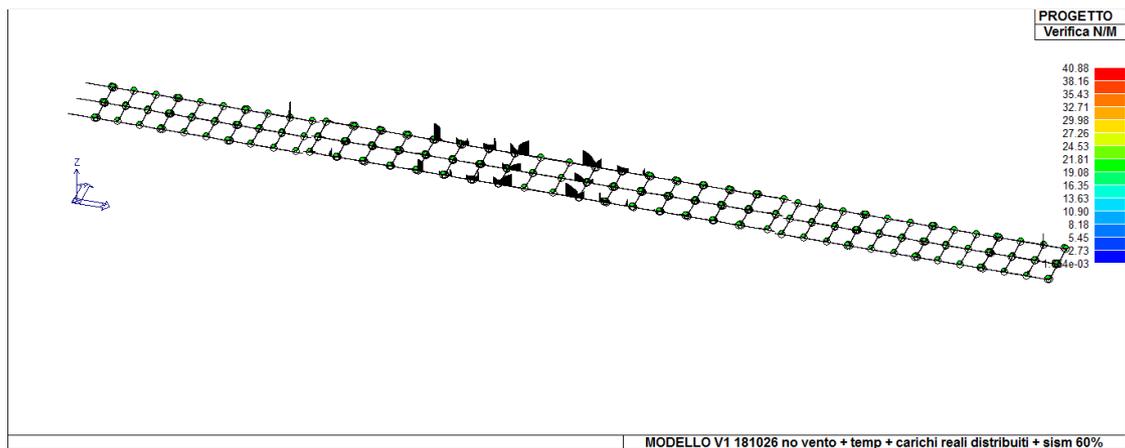
Stato di progetto permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite Ultimi mediante colorazione, nel seguente modo:

- o colore ciano elementi progettati e verificati;
- o colore rosso elementi progettati e non verificati



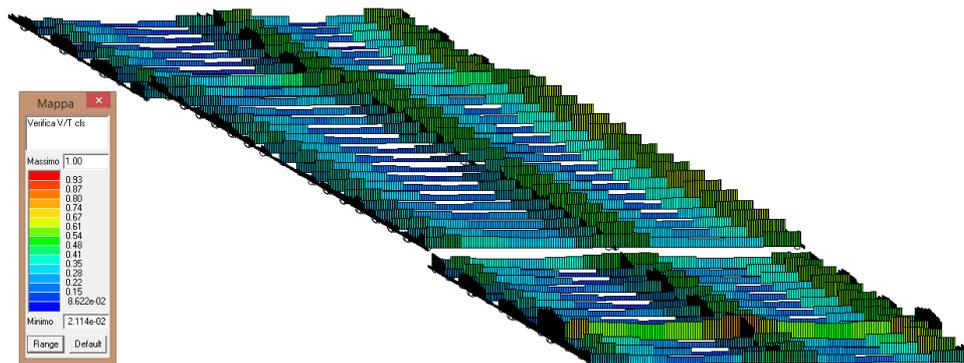
Stato del progetto SLU

Verifica N/M permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi della verifica a pressoflessione come rapporto Ed/Rd ottenuto con incremento proporzionale delle sollecitazioni o a sforzo normale costante (nei criteri di progetto è possibile impostare la verifica a N costante); (Ed = sollecitazione di progetto derivante da N e $M33$, Ru = sollecitazione ultima) (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.1.2, D.M. 2008 par. 4.1.2.1.2.4); ok se ≤ 1 ; le parti di travi prive di diagramma non sono verificate.



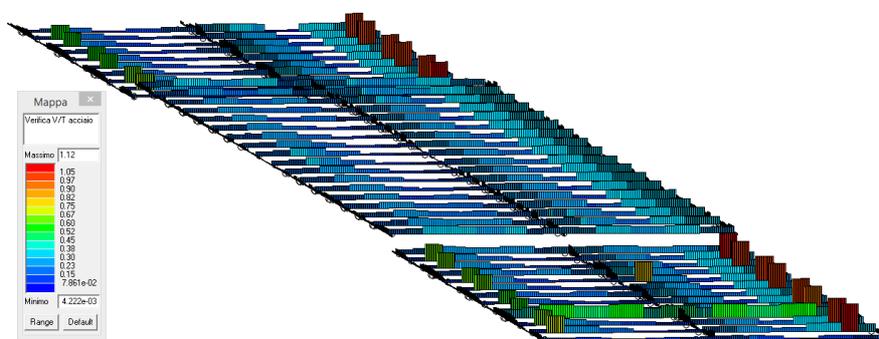
SLU Verifica N/M

Verifica V/T cls Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato calcestruzzo, mediante la seguente espressione: $Ted/TRcd + Ved/VRcd \leq 1$ dove T è la sollecitazione torcente e V è la sollecitazione tagliante. Ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2, D.M. 2008 D.M. 2008 formula 4.1.19).



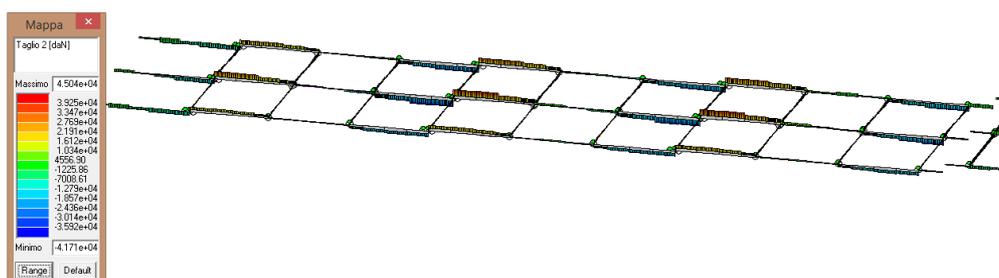
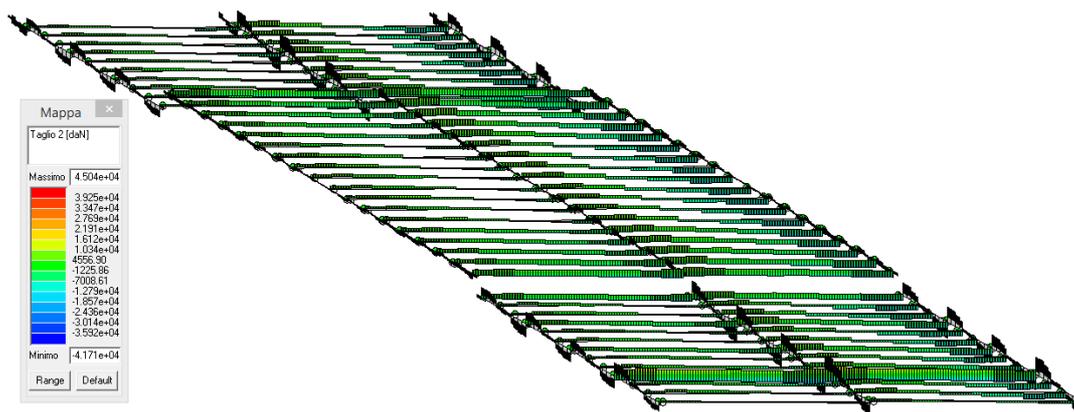
SLU Verifica V/T cls

Verifica V/T acciaio Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, della verifica a taglio lato acciaio, ottenuta come rapporto tra la sollecitazione e la resistenza. Ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.2.2, D.M. 2008 formula 4.1.18).

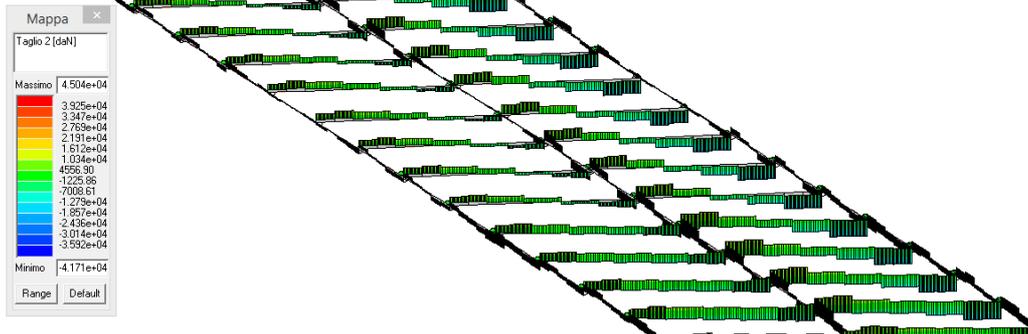


SLU Verifica V/T acciaio

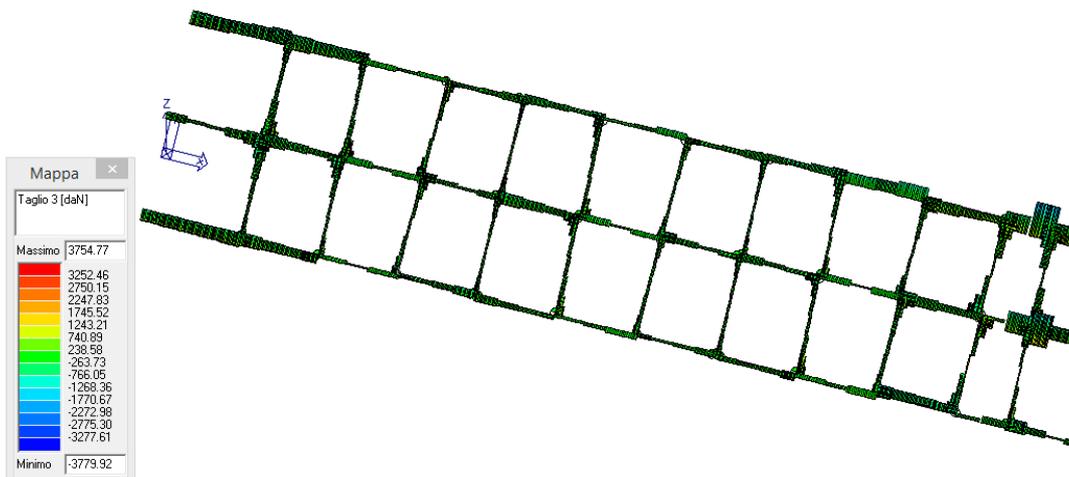
Inviluppo SLU permette la visualizzazione dell'inviluppo delle sollecitazioni con cui viene realizzata la progettazione agli stati limite ultimi degli elementi trave. Si possono visualizzare i diagrammi di inviluppo delle seguenti sollecitazioni: Taglio 2-2, Taglio 3-3, Momento 2-2 Momento 3-3



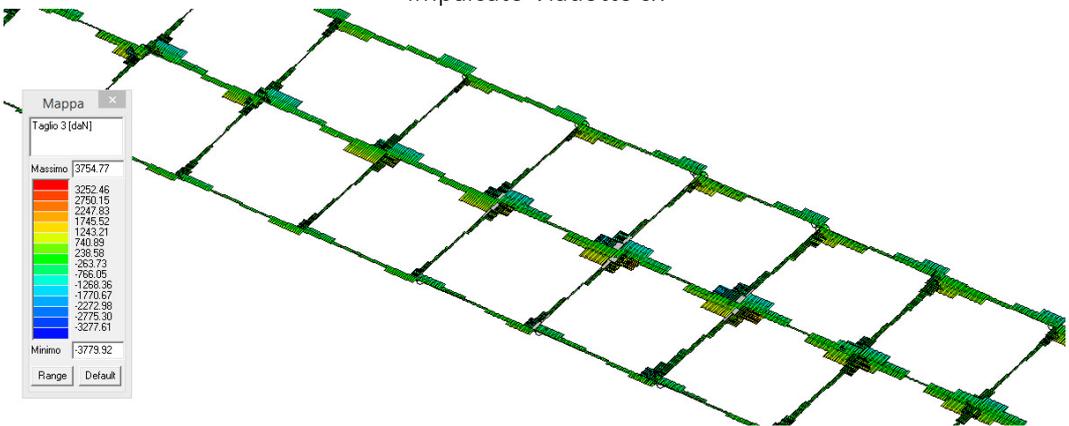
Impalcato Viadotto sx



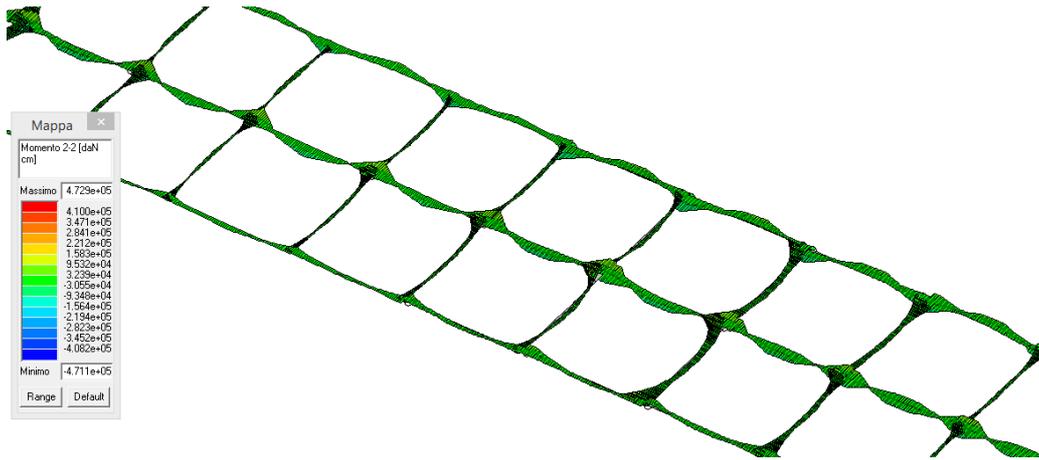
Impalcato arcata
Inviluppo SLU Taglio 2



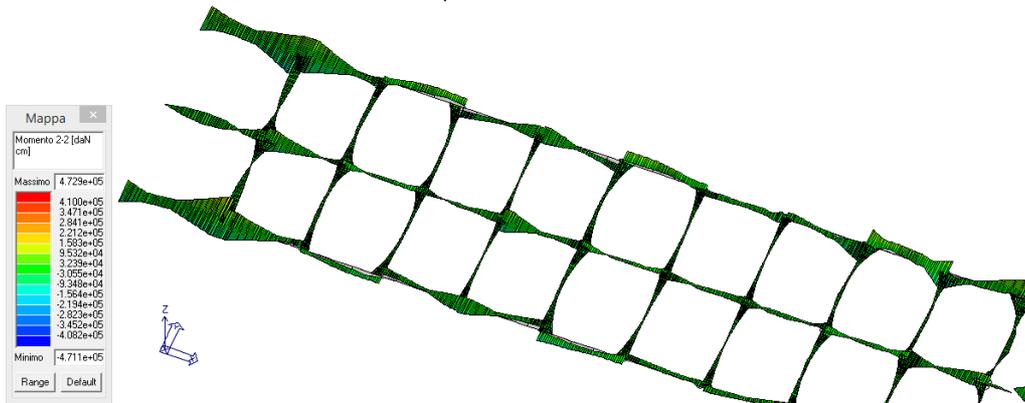
Impalcato Viadotto sx



Impalcato arcata
Inviluppo SLU Taglio 3

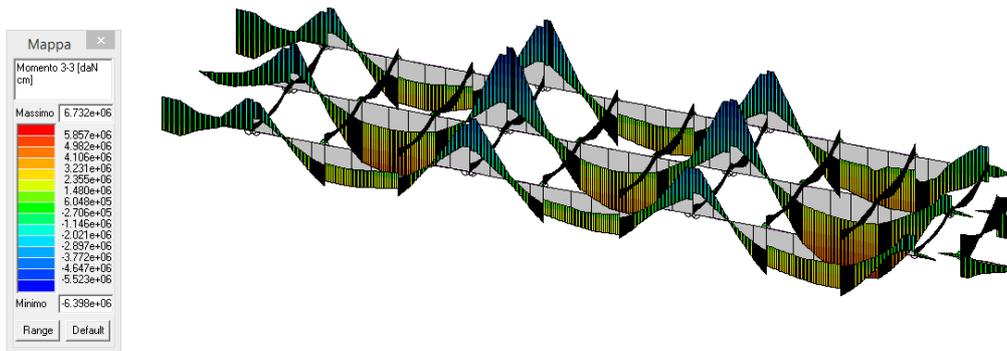


Impalcato arcata

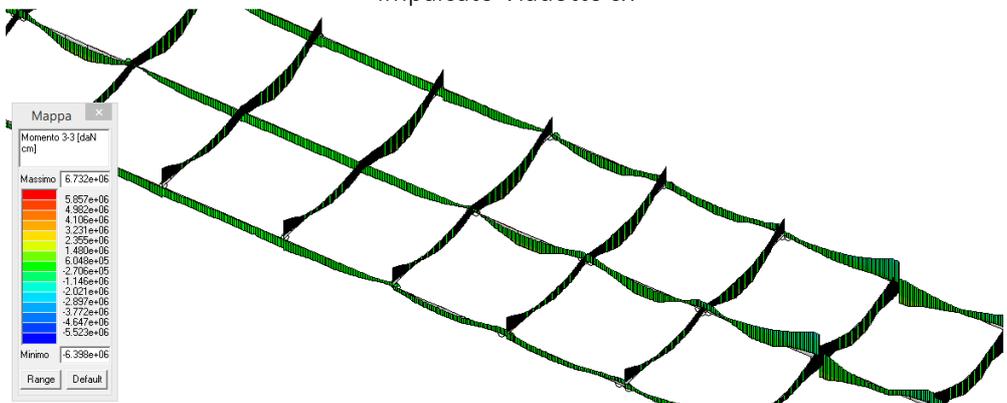


Impalcato Viadotto sx

Inviluppo SLU Momento flettente 2-2



Impalcato Viadotto sx

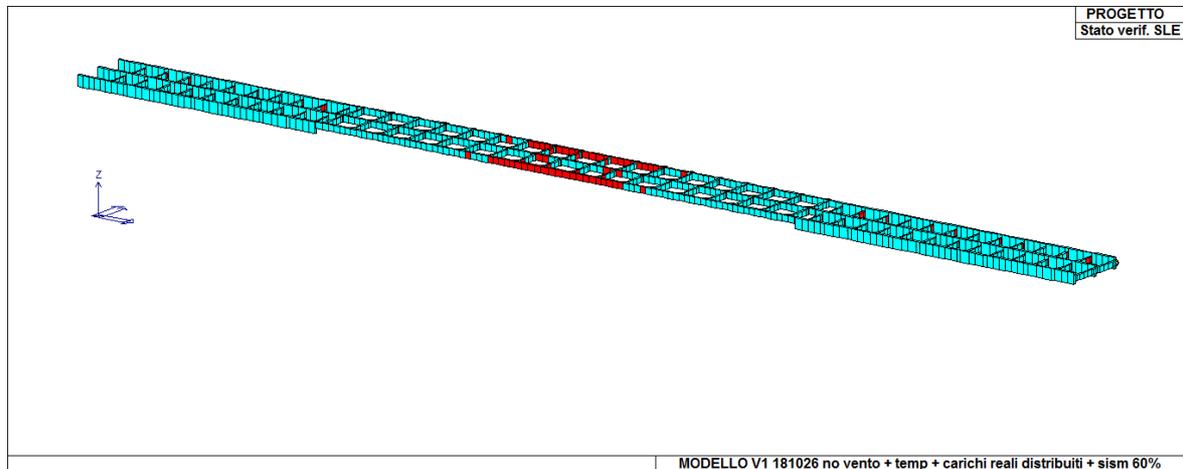


Impalcato arcata

Inviluppo SLU Momento flettente 3-3

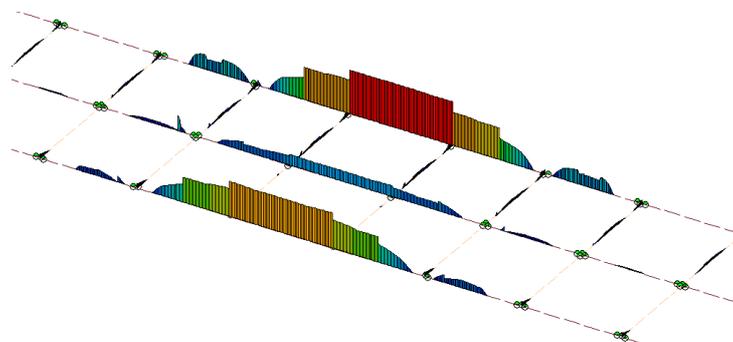
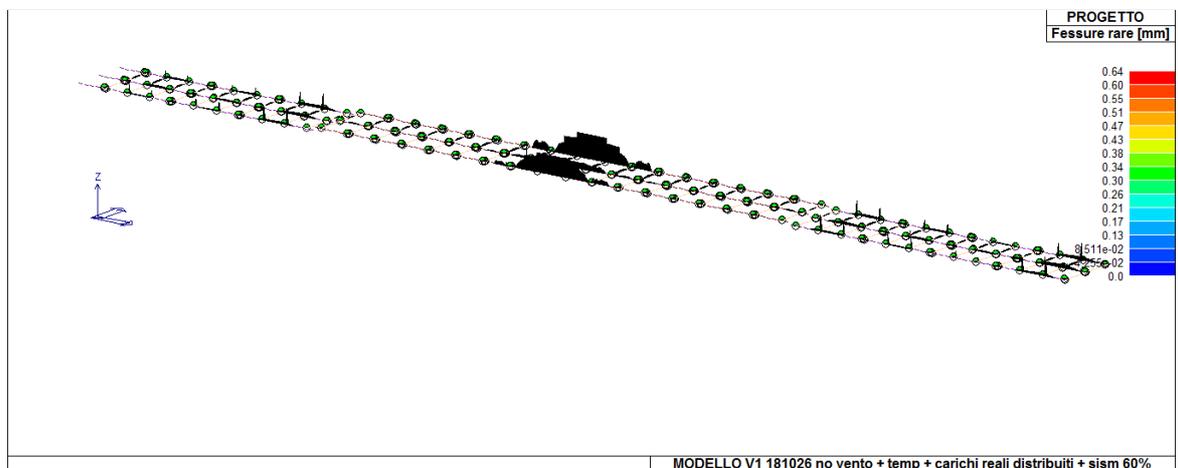
Stato verif. SLE permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura agli Stati Limite di Esercizio mediante colorazione, nel seguente modo:

- o colore ciano elementi verificati;
- o colore rosso elementi non verificati.



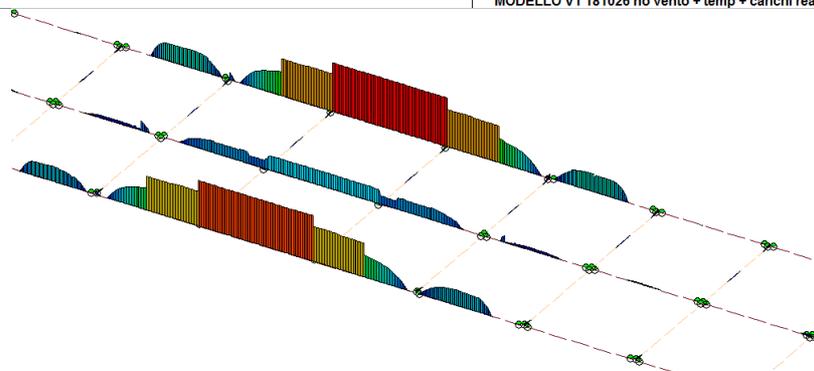
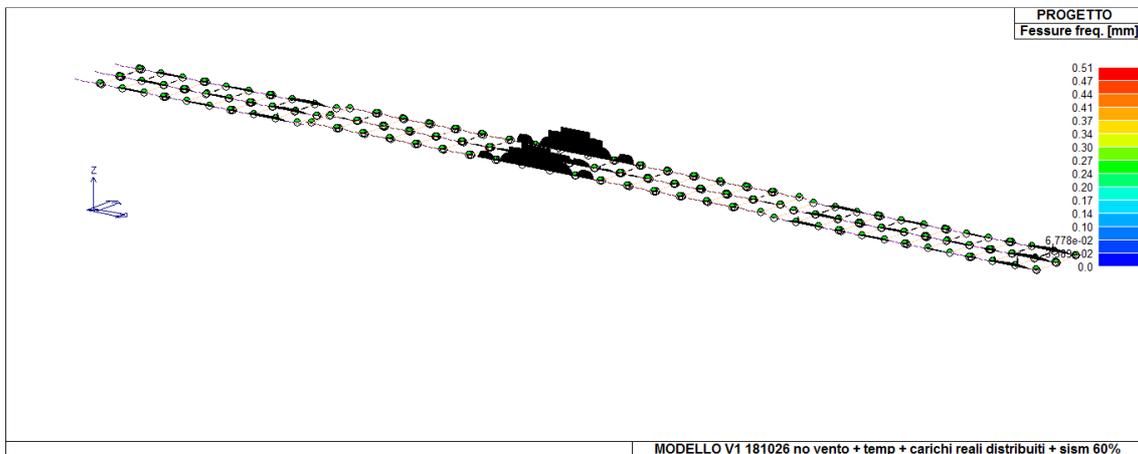
Stato del progetto SLE

Fessure rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.



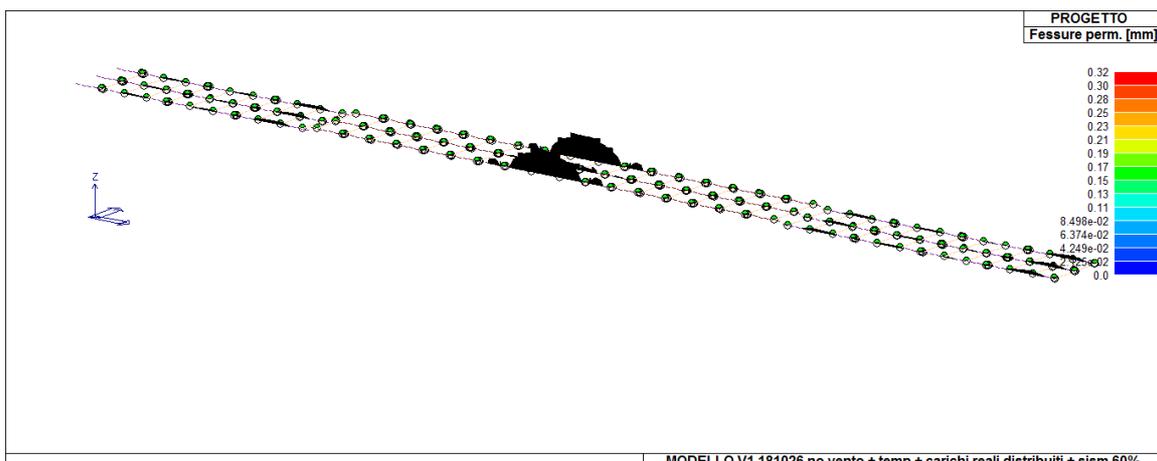
SLE Fessure rare

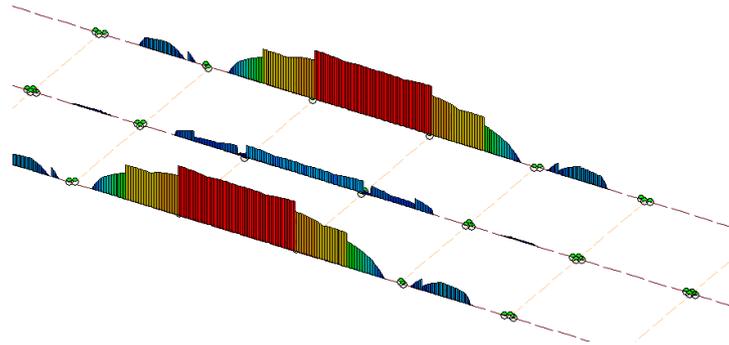
Fessure freq. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni frequenti; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.1.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.



SLE Fessure frequenti

Fessure perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni quasi permanenti; valori espressi in mm (D.M. 09/01/1996 par. 4.3; D.M.2008, par 4.1.2.2.4). La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente.





SLE Fessure permanenti

Per il nostro studio vale:

B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

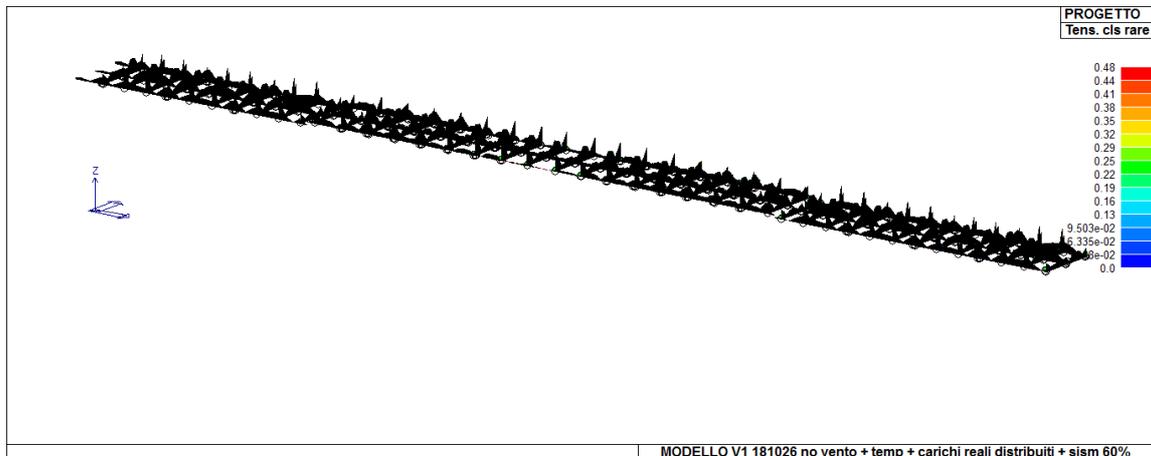
Il valore di w_1 e di w_2 è assunto pari a :

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

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

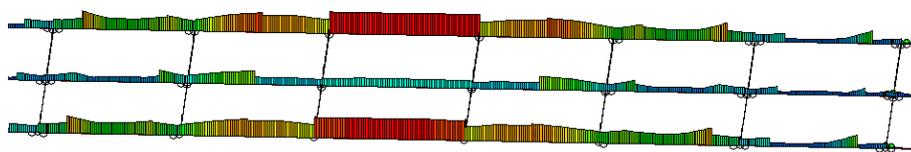
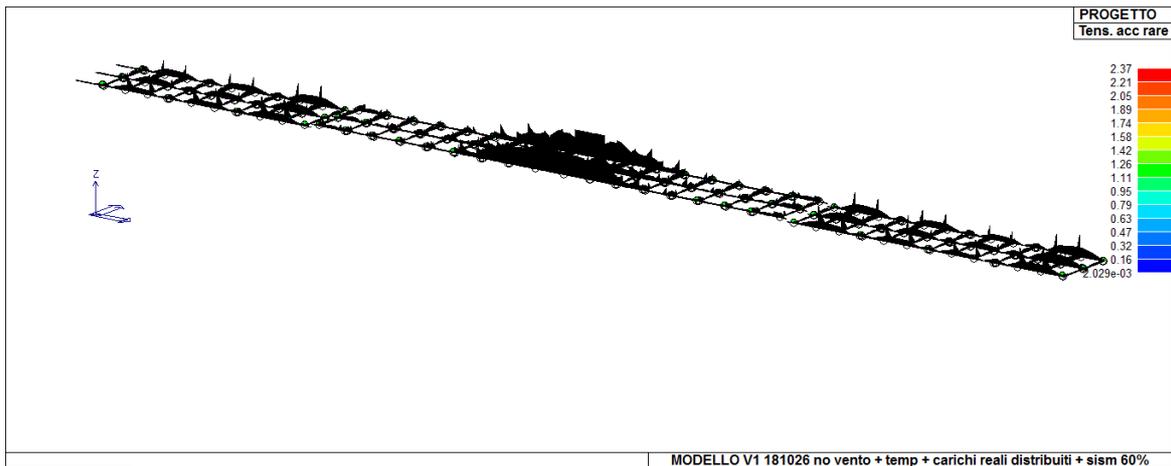
La verifica di stato limite di fessurazione non è soddisfatta per nessuna delle tre le combinazioni.

Tens. cls rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione caratteristica del cls in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.6x f_{ck}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



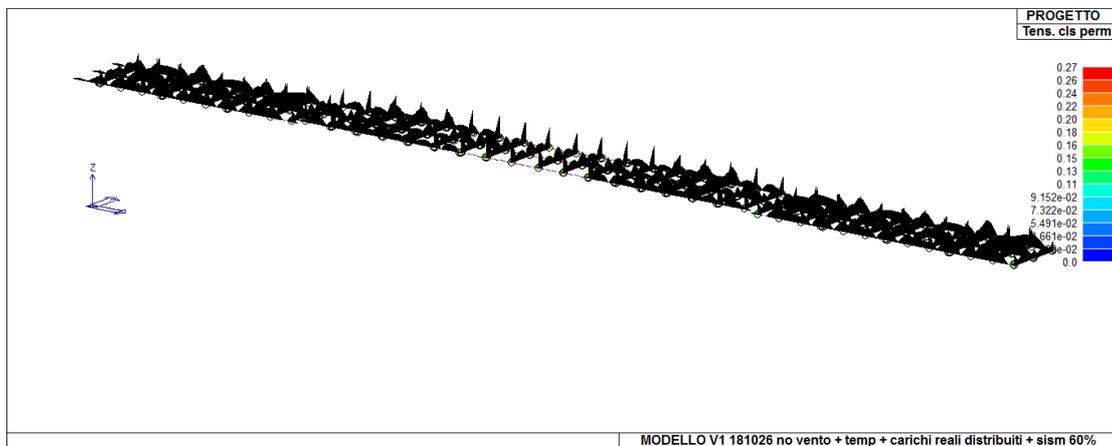
SLE Limitazione tensioni cls rare

Tens. acc rare permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione caratteristica dell'acciaio in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.8x f_{yk}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



SLE Limitazione tensioni acciaio rare

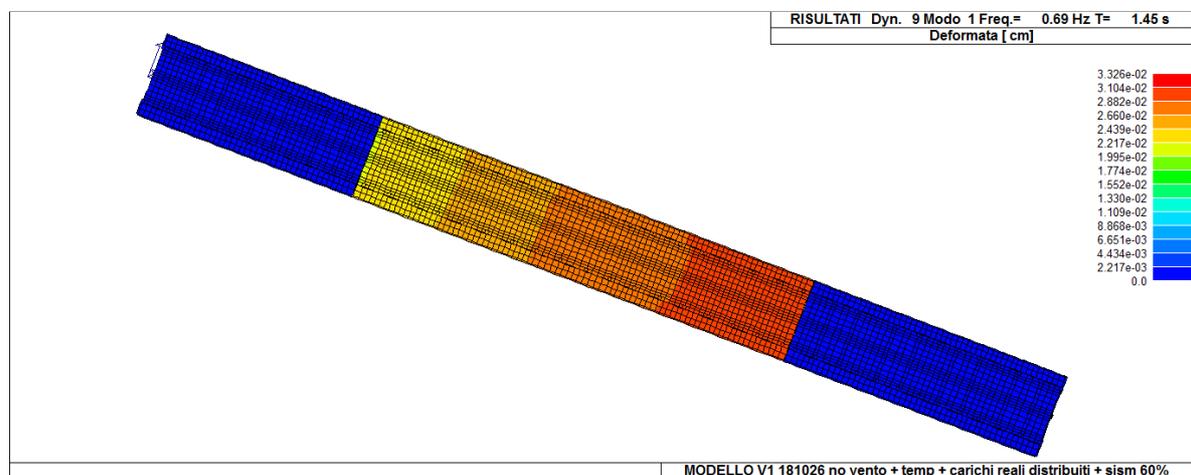
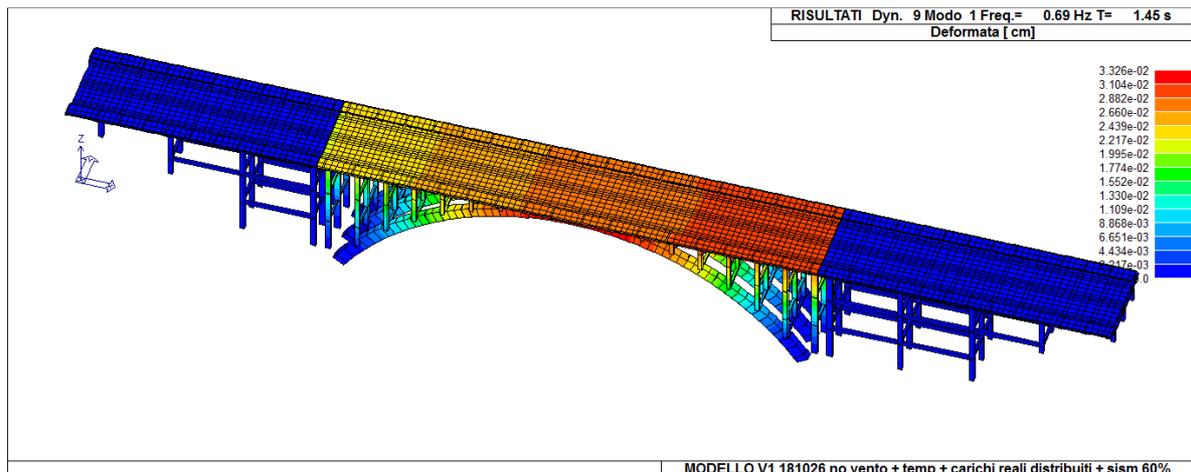
Tens. cls perm. permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi permanenti fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa (ad es. $0.45 \times f_{ck}$); ok se < 1 (D.M. 09/01/1996 par. 4.3.2, D.M. 14/02/2008 par. 4.1.2.2.5).



SLE Limitazione tensioni cls permanente

Lo stato limite di limitazione delle tensioni non risulta soddisfatto lato acciaio in combinazione rara.

MODO DI VIBRARE



Modo di vibrare 1

9.3 Modello con rinforzo: intervento di miglioramento sismico

Si riportano per completezza alcune parti del capitolo 8 delle Norme tecniche, riguardanti le costruzioni esistenti.

9.3.1 Generalità sulle opere esistenti ed indicazioni relative ai ponti

Nei ponti esistenti in calcestruzzo armato soggetti ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere “duttili” o “fragili”. Gli interventi su questi ultimi devono essere effettuati con i materiali previsti dalle presenti norme; possono altresì essere utilizzati materiali non tradizionali, purché nel rispetto di normative e documenti di comprovata validità.

Particolare attenzione sarà posta agli aspetti che riguardano la duttilità. Si dovranno quindi assumere le informazioni necessarie a valutare se i dettagli costruttivi, i materiali utilizzati e i meccanismi resistenti siano in grado di sostenere cicli di sollecitazione o deformazione anche in campo anelastico.

Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà di calcolo come per le nuove costruzioni.

Gli interventi vanno progettati ed eseguiti, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme. L’esecuzione di interventi su porzioni limitate di un ponte va opportunamente valutata e giustificata, considerando la variazione nella distribuzione delle rigidità e delle resistenze e la conseguente eventuale interazione con le parti restanti

della struttura. Particolare attenzione deve essere posta alla fase esecutiva degli interventi, in quanto una cattiva esecuzione può peggiorare il comportamento globale dell' opera.

In generale dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- riparazione di eventuali danni presenti;
- riduzione delle carenze dovute ad errori grossolani;
- miglioramento della capacità deformativa ("duttilità") di singoli elementi;
- riduzione delle condizioni, anche legate alla presenza di elementi non strutturali, che determinano situazioni di forte irregolarità, sia planimetrica sia altimetrica, degli edifici, in termini di massa, resistenza e/o rigidità;
- riduzione delle masse, anche mediante demolizione parziale o variazione di destinazione d'uso;
- riduzione dell'impegno degli elementi strutturali originari mediante l'introduzione di sistemi d'isolamento o di dissipazione di energia;
- riduzione dell'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti, sia nel loro piano che ortogonalmente ad esso;
- miglioramento dei collegamenti degli elementi non strutturali, alla struttura e tra loro;
- incremento della resistenza degli elementi verticali resistenti, tenendo eventualmente conto di una possibile riduzione della duttilità globale per effetto di rinforzi locali;
- realizzazione, ampliamento, eliminazione di giunti sismici o interposizione di materiali atti ad attenuare gli eventuali urti;
- miglioramento del sistema di fondazione, ove necessario.

Si può procedere seguendo tali possibilità di intervento:

- rinforzo di tutti o parte degli elementi;
- aggiunta di nuovi elementi resistenti, quali pareti in c.a., controventi in acciaio, etc.;
- introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto;
- eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, come nel caso di incamiciatura in c.a.

Per l'azione sismica da utilizzare nella valutazione e la progettazione degli interventi su ponti esistenti si fa riferimento al Cap. 3 delle NTC. Per quanto riguarda i criteri generali, valgono quelli indicati per i ponti di nuova costruzione al § 7.9.2. delle NTC. Come indicato al § 8.3 delle NTC, la valutazione della sicurezza è eseguita solo per gli SLU (SLV o SLC in alternativa).

Nel caso di interventi antisismici, si effettueranno preferibilmente gli interventi di adeguamento, considerati più appropriati per le strutture da ponte, in quanto il raggiungimento dei livelli di sicurezza previsti per l'adeguamento non risultano, generalmente, molto più costosi di quelli che conseguono livelli inferiori della sicurezza. È evidente, peraltro, che l'opportunità di conseguire un livello di sicurezza per quanto possibile uniforme su un ramo di una rete di trasporto, del quale il ponte in esame fa parte, e l'eventuale limitata disponibilità di fondi disponibili possono rendere accettabile l'assunzione di livelli di sicurezza inferiori, ma uniformi, per tutti gli elementi critici del ramo o della rete, e dunque l'adozione del miglioramento antisismico, fermo restando l'obbligo della verifica del livello di sicurezza raggiunto con l'intervento.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente:

- LC1;
- LC2;
- LC3.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

Specifica attenzione dovrà essere posta alla completa individuazione dei potenziali meccanismi di collasso locali e globali, duttili e fragili.

Le verifiche di sicurezza di cui alle presenti istruzioni comportano una analisi strutturale, di tipo lineare oppure non lineare, e successive verifiche puntuali di resistenza o di deformabilità in tutte le parti critiche dell'opera. L'utilizzo delle istruzioni richiede quindi la disponibilità dei valori di tutte le grandezze geometriche e meccaniche che consentono una verifica del tipo indicato.

Di regola il livello di conoscenza da perseguire nel caso dei ponti esistenti è quello massimo, cui corrisponde un fattore di confidenza $FC=1$. In particolare è necessario disporre di:

- *geometria dell'opera nel suo stato attuale*, ovvero le dimensioni di tutti gli elementi strutturali, comprese le fondazioni, e la disposizione e quantità delle armature. Essa può essere desunta dai disegni costruttivi originali o, a vantaggio di più sicura attendibilità, dai disegni di contabilità. Ciò si estende naturalmente anche alle eventuali variazioni introdotte a seguito di interventi di rilevanza strutturale successivi alla costruzione. In mancanza della documentazione suddetta, è necessario un rilievo completo della geometria ed un numero di saggi sulle strutture che consenta la determinazione delle armature presenti in un numero di sezioni sufficiente per costruire un modello strutturale adeguato al tipo di analisi e alle successive verifiche.

- *proprietà meccaniche dei materiali*: conglomerato e acciaio. Le informazioni devono provenire, oltre che dalle indicazioni iniziali di progetto, da risultati di prove sperimentali eseguite all'atto del collaudo strutturale o successivamente ad esso.

In mancanza di dati sperimentali, per il conglomerato è necessario effettuare prelievi di campioni da sottoporre a prove di laboratorio. Il numero di campioni deve essere dello stesso ordine di grandezza di quello richiesto dalle norme sulle opere in cemento armato per le nuove costruzioni.

Prove di tipo non distruttivo eseguite a più larga scala sono un utile complemento ma non possono essere utilizzate in sostituzione di quelle distruttive.

Per l'acciaio, in assenza di dati sperimentali adeguati, è consentito far riferimento alle caratteristiche del materiale prescritto in sede di progetto previa limitata verifica a campione dell'effettivo utilizzo dello stesso.

Le prescrizioni di cui sopra si riferiscono alle strutture di sostegno degli impalcati, ossia a pile e spalle. Per quanto riguarda gli impalcati, qualunque sia la loro tipologia (c.a., c.a.p., struttura mista), è sufficiente la verifica del loro buono stato di conservazione, anche senza rilevazioni sperimentali, se ritenute non necessarie dal progettista.

- *caratterizzazione geotecnica* (stratigrafia e parametri meccanici) adeguata allo svolgimento delle verifiche delle spalle (spinta del terreno retrostante) e delle fondazioni.

9.3.2 Classificazione degli interventi

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- interventi di riparazione o locali: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- interventi di miglioramento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al paragrafo 8.3.4;
- interventi di adeguamento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al paragrafo 8.3.4.

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.

9.3.3 Riparazione o intervento locale

Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;
- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;
- impedire meccanismi di collasso locale;
- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale.

9.3.4 Intervento di miglioramento e di adeguamento

Miglioramento. La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno $\zeta_E = 1,0$.

Adeguamento. L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
 - b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
 - c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
 - d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.
 - e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.
- In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere $\zeta_E \geq 1,0$. Nei casi c) ed e) si può assumere $\zeta_E \geq 0,80$.

9.3.5 Tipologie di intervento di rinforzo dei ponti esistenti

Nella maggioranza dei casi il rinforzo sismico deve essere realizzato in soggezione di traffico, quindi non solo in tempi molto stretti per ridurre il disagio alla viabilità, ma anche con notevoli condizionamenti sui metodi di rinforzo. Le soluzioni particolari o più innovative, come ad esempio l'impiego di materiali ad alta resistenza o prestazioni, trovano spesso il terreno naturale di impiego nei casi di rinforzo.

Le pila in cemento armato progettate secondo criteri non sismici presentano spesso inadeguate lunghezze di sovrapposizione o di ancoraggio delle barre longitudinali e ridotto quantitativo di armatura trasversale, peraltro non ancorata nel nucleo. Ne risultano un difetto di resistenza a taglio e di duttilità (confinamento del calcestruzzo e delle barre longitudinali compresse inadeguati, sfilamento delle barre tese).

Le tecniche di rinforzo consolidate e mirate a risolvere tali problemi sono:

- Incamiciatura in calcestruzzo, acciaio, o elementi prefabbricati in calcestruzzo
- Fasciatura con materiali fibro-rinforzati
- Cambiamento dello schema statico della pila mediante interposizione di muri a taglio o aggiunta di colonne supplementari.

Incamiciatura in c.a.

L'incamiciatura consiste nella costruzione intorno alla pila esistente di una nuova sezione in cemento armato (Fig. 8.3.5.1). La buona connessione tra la due porzioni di calcestruzzo è essenziale per la riuscita del rinforzo. Questo avviene attraverso una serie di barre inserite in appositi fori, praticati nel calcestruzzo esistente dopo la rimozione del copriferro, e iniettati con malta cementizia o resine epossidiche.

Ai pilastri possono essere applicate camicie in c.a. per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della capacità portante verticale;
- aumento della resistenza a flessione e/o taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Lo spessore delle camicie deve essere tale da consentire il posizionamento di armature longitudinali e trasversali con un copriferro adeguato. Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;
- si trascura il fatto che il carico assiale è applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento, e si considera che esso agisca sull'intera sezione incamiciata;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive.

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative su indicate ridotte secondo le espressioni seguenti:

$$\text{resistenza a taglio: } \tilde{V}_R = 0.9V_R \quad (\text{C8A.7.1})$$

$$\text{resistenza a flessione: } \tilde{M}_y = 0.9M_y \quad (\text{C8A.7.2})$$

$$\text{deformabilità allo snervamento: } \tilde{\theta}_y = 0.9\theta_y \quad (\text{C8A.7.3})$$

$$\text{deformabilità ultima: } \tilde{\theta}_u = \theta_u \quad (\text{C8A.7.4})$$

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali saranno: a) per l'acciaio esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e, solo nel calcolo di V_R soprasedgnato, divisa anche per il coefficiente parziale; b) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, la resistenza di calcolo. I valori da impiegare per le resistenze dei materiali nel calcolo del valore di M_y soprasedgnato da usare per la valutazione del taglio agente su elementi/meccanismi fragili saranno: a) per l'acciaio esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, moltiplicata per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto; b) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, il valore caratteristico della resistenza.

La camicia può essere di due tipi: a) staccata dalla base, mediamente di 100-150mm, nel qual caso fornisce un incremento di duttilità e di resistenza a taglio, b) connessa con la fondazione e dotata di barre longitudinali ancorate nella fondazione, nel qual caso fornisce anche un contributo alla resistenza flessionale. L'incremento del confinamento migliora sia il comportamento del calcestruzzo compresso che la trasmissione delle forze nelle zone di sovrapposizione tra le barre. Nel caso b, poiché lo spessore della camicia è normalmente compreso tra i 200 e i 300 mm, l'incremento di resistenza flessionale può essere importante e la fondazione potrebbe risultare inadeguata alle nuove forze trasmesse dalla pila. Per questo motivo la prima opzione è molto più diffusa. Naturalmente, se le fondazioni possono offrire una resistenza maggiore, la seconda opzione può essere utile per limitare le deformazioni plastiche e in particolare quelle residue.

Questo tipo di intervento risulta molto efficace per pile con sezione circolare. Nel caso di pile a sezione rettangolare esso presenta invece una riduzione di efficienza, crescente con le dimensioni della sezione da incamiciare. Il problema è particolarmente sentito nel rinforzo delle pile a setto, che possono presentare deficit di resistenza, nonostante la grande sezione, perché sono caratterizzate da quantitativi di armatura spesso ridotti. In tali casi è necessario provvedere al posizionamento di barre passanti attraverso la sezione esistente, parallelamente al lato corto, per connettere le due facce della camicia. Tali barre sono normalmente disposte a distanza di 300-400 mm in direzione verticale, e 1.0 m in direzione trasversale. L'operazione di perforazione per l'inserimento risulta essere quella più delicata, in quanto il rischio di troncane le armature esistenti è elevato. Lo sviluppo recente di tecniche che fanno uso di barre di diametro inferiore (anche di materiali innovativi quali le plastiche rinforzate con fibre di arramidio) risolve parzialmente questo problema.

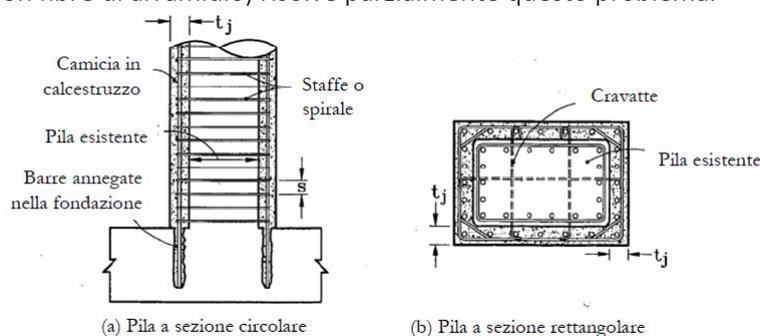


Figura 9.3.5.1 Esempio di incamiciatura in c.a. per incrementare la duttilità e la resistenza

L'incamiciatura dei pilastri e dei nodi pilastro-trave, il cosiddetto "jacketing", è una efficace tecnica di rinforzo ottenuta mediante il ringrosso della sezione originaria con una camicia di calcestruzzo armato. Tale tecnica viene già applicata da tempo ed è supportata da chiari riferimenti normativi (Norme Tecniche Italiane ed Eurocodice 8). Con le opportune attenzioni ai dettagli si ottengono contemporaneamente una serie di benefici per la correzione dei difetti costruttivi tipici del passato, come l'aumento della rigidezza, l'incremento delle resistenze a flessione e a taglio, l'accrescimento della duttilità, contribuendo a raggiungere agevolmente l'adeguamento sismico nella maggioranza dei casi della pratica professionale. Rispetto ad altre soluzioni più complesse il jacketing presenta anche il vantaggio che il progettista non si trova costretto ad adottare procedure di calcolo laboriose in quanto i principi di base sono i medesimi di una comune struttura nuova in c.a. Inoltre le maestranze operano con prodotti e metodi di installazione di uso comune.

La tecnica dell'incamiciatura in c.a. è ideale per risolvere tali carenze, a condizione che siano curati al meglio i dettagli costruttivi, assicurando una perfetta funzionalità delle staffe aggiuntive.

A tal fine vi sono speciali giunzioni a serraggio meccanico aventi la peculiarità di poter realizzare la continuità delle staffe in caso di incamiciatura di nodi e pilastri. Le dimensioni molto contenute del manicotto e degli speciali strumenti di posa permettono di realizzare camicie di cemento armato di spessore contenuto entro 6/7 cm.

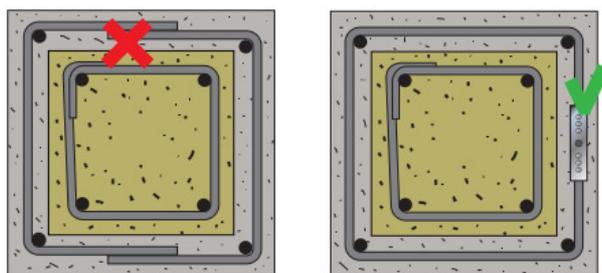


Figura 9.3.5.2 Giunzione delle barre

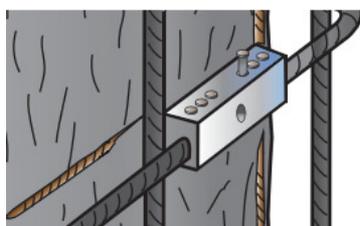
In analogia a quanto avviene per le nuove strutture nelle quali le staffe devono essere ripiegate a 135° e non a 90° come in passato, allo stesso modo nella tecnica della incamiciatura in c.a. è necessario realizzare la continuità delle staffe aggiuntive mediante una giunzione meccanica.

È importante eseguire una diagnosi per verificare lo stato di fatto. In caso di calcestruzzo degradato è opportuno scalpellare lo strato esterno fino alla zona interna resistente, mettere a nudo le barre ossidate, spazzolarle e passivarle. Le nuove armature verticali dovranno preferibilmente essere continue. Le staffe dovranno contenere le nuove barre verticali, con infittimento nelle zone del piede e della sommità del pilastro, ad interasse di circa 15 -20 cm. Per contenere gli spessori non intersecare le barre longitudinali con i manicotti. Solo nelle zone centrali del pilastro è possibile chiudere le staffe con saldatura. Sono generalmente sufficienti staffe di diametro 8 mm o 10 mm.



Figura 9.3.5.3 Sezione dell'intervento di rinforzo

È necessario assicurare una collaborazione tra le due porzioni di calcestruzzo utilizzando un connettore. In generale sono sufficienti 4 ÷ 5 elementi connettori per lato. La chiusura meccanica delle staffe mediante i manicotti avviene grazie all'azione di chiodi inseriti forzatamente. Il controllo del corretto fissaggio è eseguito semplicemente a vista, verificando la penetrazione dei chiodi e osservando il corretto posizionamento delle barre nel foro di ispezione.



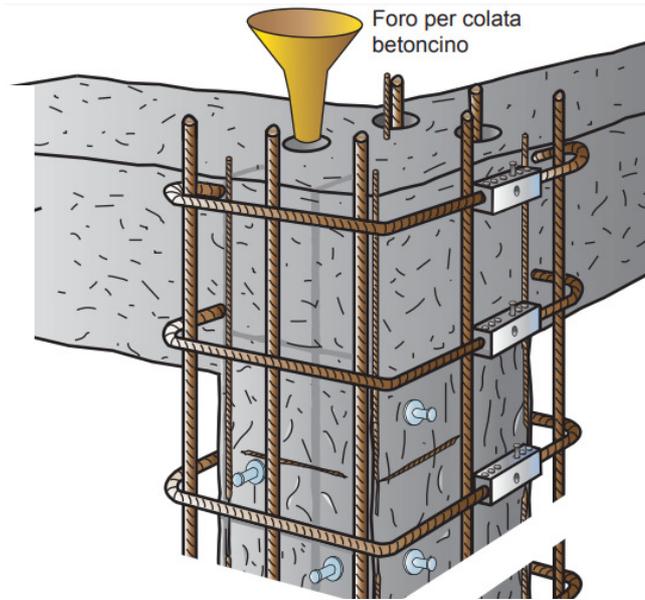


Figura 9.3.5.4 Schema di rinforzo jacketing

Si utilizzano normalmente malte strutturali colabili di classe minima C28/35 con spessore non inferiore a 5 cm. Prima di eseguire il getto bagnare il calcestruzzo esistente. In tutte le situazioni in cui la staffa non può avvolgere in modo continuo il pilastro, si dovranno realizzare dei fori inclinati nel pilastro ed al loro interno inserire le staffe fissate con resine. Le estremità delle staffe saranno successivamente chiuse con i manicotti. Le barre verticali andranno inghisate alle fondazioni con la resina epossidica in appositi fori creati al piede del pilastro.

Incamiciatura in acciaio

Le camicie in acciaio possono essere applicate principalmente a pilastri per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della resistenza a taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione;
- aumento della capacità portante verticale.

Nella forma di camicie circolari o ellittiche, per le sezioni rettangolari, questa tecnica è stata una delle prime usate per il rinforzo delle pile in cemento armato. Utilizzata per migliaia di pile da ponte in California ha dimostrato di essere molto efficace durante il terremoto di Northridge del 1994: oltre cinquanta ponti rinforzati in questo modo hanno superato, senza danni alle pile, accelerazioni di picco alla base superiori a 0.3g. In Giappone la tecnica è stata utilizzata per oltre 40000 pile dopo il terremoto di Kobe del 1995, durante il quale pile rinforzate con camicie in acciaio e soggette ad accelerazioni di picco superiori a 0.8g non hanno riportato danni.

Le camicie in acciaio applicate a pilastri rettangolari sono generalmente costituite da quattro profili angolari sui quali vengono saldate piastre continue in acciaio o bande di dimensioni ed interasse adeguati, oppure vengono avvolti nastri in acciaio opportunamente dimensionati. I profili angolari possono essere fissati con resine epossidiche o semplicemente resi aderenti al calcestruzzo esistente. Le bande possono essere preriscaldate prima della saldatura e i nastri presolleccati, in modo da fornire successivamente una pressione di confinamento.

Il contributo della camicia alla resistenza a taglio può essere considerato aggiuntivo alla resistenza preesistente purché la camicia rimanga interamente in campo elastico. Tale condizione è necessaria affinché essa limiti l'ampiezza delle fessure e assicuri l'integrità del conglomerato, consentendo il funzionamento del meccanismo

resistente dell'elemento preesistente. L'effetto di confinamento di una camicia in acciaio si valuta come per le staffe, con riferimento al percentuale geometrica di armatura presente in ciascuna delle direzioni trasversali. Le camicie in acciaio possono fornire un'efficace azione di serraggio nelle zone di giunzione per aderenza. Per ottenere questo risultato occorre che:

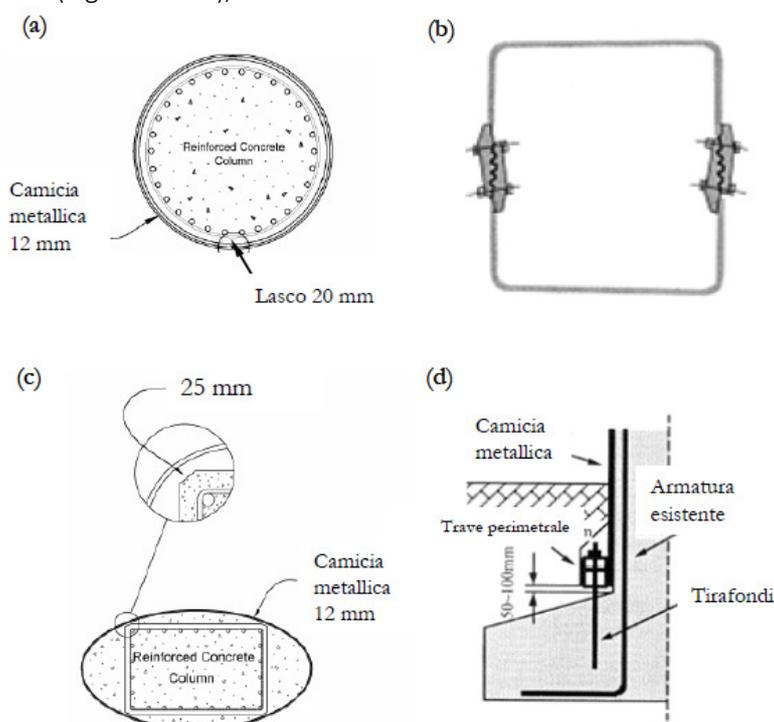
- la camicia si prolunghi oltre la zona di sovrapposizione per una lunghezza pari almeno al 50% della lunghezza della zona di sovrapposizione;
- nella zona di sovrapposizione la camicia è mantenuta aderente in pressione contro le facce dell'elemento mediante almeno due file di bulloni ad alta resistenza;
- nel caso in cui la sovrapposizione sia alla base del pilastro, le file di bulloni devono venire disposte una alla sommità della zona di sovrapposizione, l'altra ad un terzo dell'altezza di tale zona misurata a partire dalla base.

Come si evidenzia delle immagini sottostanti, la camicia, normalmente di spessore intorno ai 6÷12 mm, viene saldata in opera e lo spessore che la separa dalla pila (12,5÷25 mm) viene iniettato con malta cementizia o resine (Fig. 9.3.5.5 a). In alternativa alla saldatura, sono stati sviluppati anche giunzioni meccaniche (Fig. 9.3.5.5 b). Come per le camicie in calcestruzzo, il campo di applicazione preferenziale è quello delle pile circolari piene. L'efficacia del confinamento per pile di diametro superiore ai 4 m non è stata ancora suffragata sperimentalmente.

Dati gli spessori utilizzati il quantitativo di acciaio è considerevole, specialmente se confrontato con l'acciaio presente nella pila.

Al di là dell'aspetto economico, che rende meno competitiva questa soluzione, è necessario osservare che l'incremento di resistenza flessionale e a taglio con questa soluzione di rinforzo è molto elevato e il distacco dalla base della pila è quasi obbligato (normalmente nella misura di 50÷100 mm). Se si vuole incrementare anche la resistenza a flessione è necessario ancorarla alla fondazione.

Questo può essere fatto saldando alla base della camicia dei profili che vengono poi ancorati con tirafondi. Per le pile rettangolari le camicie, di forma ellittica (Fig. 9.3.5.5 c), hanno effetto sulla resistenza a taglio, e possono averlo su quella a flessione (Fig. 9.3.5.5 d), ma non sul confinamento.



9.3.5.5 Esempio di incamiciatura in acciaio

Fasciature con FRP

Molte varianti di polimeri/plastiche fibro-rinforzate sono usati nel rinforzo di pile da ponte. L'uso che ne viene fatto dipende dalla rigidità, dalla resistenza e dalla deformazione di rottura del tipo specifico di materiale utilizzato (fibre di carbonio, aramidio, vetro, etc). Questi materiali, pur avendo un costo generalmente ancora elevato risultano economicamente competitivi in quei casi in cui il loro utilizzo permette un notevole accorciamento dei tempi di realizzazione del rinforzo, e quindi dell'interferenza con il traffico. Inoltre essendo normalmente leggeri e facilmente maneggiabili sono un'ottima alternativa alle camicie in c.a. o acciaio in tutte quelle situazioni in cui lo spazio operativo sia limitato o disagiato.

Se lo scopo del rinforzo è quello di aumentare il confinamento, le fibre più adatte sono quelle di carbonio, caratterizzate dal modulo elastico più elevato (simile all'acciaio) e da un comportamento elastico lineare fino a rottura. Particolarmente rilevante in questo senso è l'elevata resistenza delle fibre di carbonio che è dell'ordine di 10 volte rispetto a quella dell'acciaio delle armature ordinarie. Il confinamento quindi risulta più efficace di quello offerto dall'armatura trasversale in quanto l'espansione laterale del calcestruzzo è contrastata elasticamente anche a livelli molto elevati di deformazione.

Questi materiali vengono forniti in fogli. Sono normalmente utilizzati trasversalmente all'asse della pila, per incrementare confinamento e resistenza a taglio, e si stanno sperimentando anche verticalmente, ancorati mediante piastre metalliche nella fondazione, per incrementare la resistenza flessionale.

Riassumendo, l'uso di idonei materiali compositi (o altri materiali resistenti a trazione) nel rinforzo sismico di elementi in c.a. è finalizzato agli obiettivi seguenti:

- aumento della resistenza a taglio di pilastri e pareti mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe;
- aumento della resistenza nelle parti terminali di travi e pilastri mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle barre longitudinali ed opportunamente ancorate;
- aumento della duttilità nelle parti terminali di travi e pilastri mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro; miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, sempre mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro.

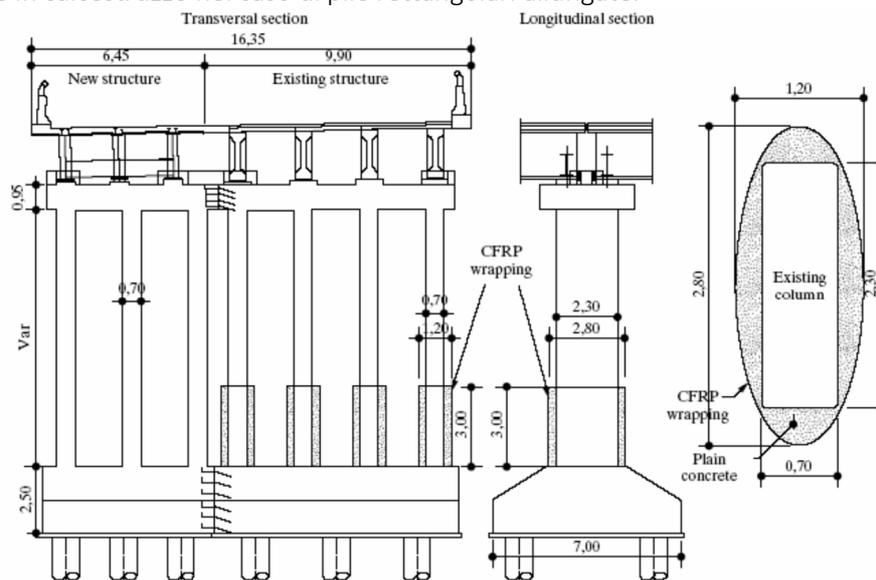
Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP si possono adottare le Istruzioni CNR-DT 200/04.



9.3.5.6 Esempio di fasciatura con FRP per incrementare la resistenza a taglio e flessione

Un altro tipo di fibre utilizzate sono quelle di aramidio, che sono meno rigide di quelle di carbonio, motivo per cui sono più adatte all'utilizzo su pile a sezione leggermente variabile. Vengono confezionate in fogli, barre,

nastro intrecciato e non. I fogli e le barre sono quelli impiegati nel rinforzo dei ponti. In particolare i fogli sono utilizzati per le fasciature, mentre le barre sono utilizzate per precomprimere le fondazioni o come connessione tra i lati di camicie in calcestruzzo nel caso di pile rettangolari allungate.

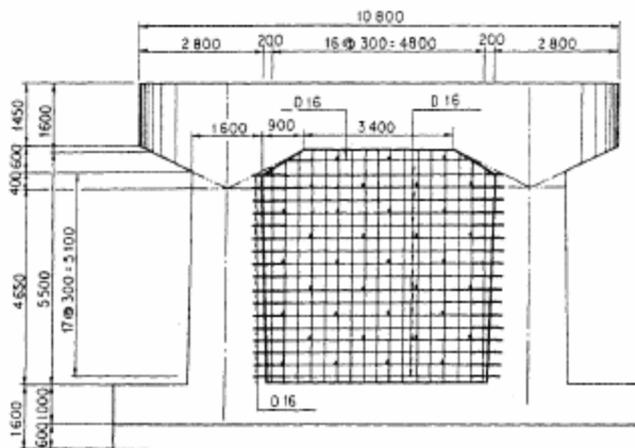


9.3.5.7 Esempio di fasciatura con CFRP previa realizzazione di un profilo ellittico intorno alla sezione rettangolare esistente

Un utilizzo interessante, per le modalità di applicazione, è quello delle fibre di vetro mescolate a resine. Questo materiale è spruzzato sulla superficie della pila da rinforzare, sulla quale normalmente è disposta anche una rete metallica, con modalità simili a quelle del betoncino spruzzato. Questa soluzione, sottoposta a prove cicliche, ha fornito buoni risultati in termini di incremento della duttilità.

Trasformazione di pile a portale a setto

Un intervento realizzato in alcuni casi di pile a portale è quello consistente nella realizzazione di un riempimento in c.a. tra i due ritti, la fondazione e il pulvino. Il nuovo getto viene connesso alla pila esistente mediante fiorettature praticate sul contorno e il risultato finale è una pila a setto di rigidezza e resistenza molto elevate nella piano del nuovo muro (Fig. 8.3.5.8).



9.3.5.8 Realizzazione di un setto tra i due ritti di una pila a portale

Precompressione verticale

Un intervento meno diffuso ma meritevole di considerazione in virtù dei benefici che esso può portare consiste nella precompressione verticale a "cavi esterni" delle pile.

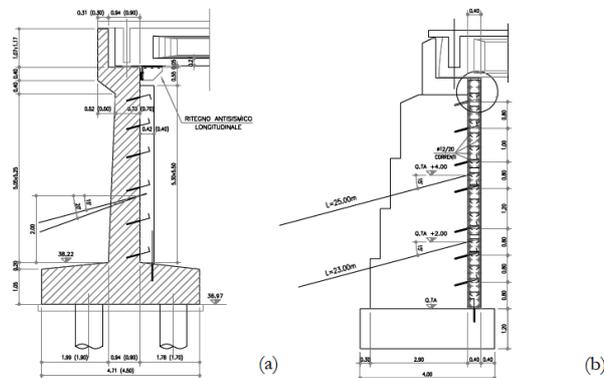
Questo intervento riesce più agevolmente con pile a sezione cellulare, nel qual caso i cavi possono essere disposti all'interno della sezione. L'azione della precompressione può essere modulata lungo l'altezza avendo cura di controllare che non si verifichino bruschi cambi di rigidezza o spostamenti non intenzionali delle zone di plasticizzazione.

Le tipologie di spalle più frequentemente impiegate nelle opere da ponte esistenti del nostro paese sono del tipo a gravità, in calcestruzzo non armato, e a mensola in c.a., a parete continua o passante. Le fondazioni sono sia superficiali che su pali.

Gli interventi sulle spalle possono rendersi necessari a causa di una progettazione eseguita prescindendo dall'azione sismica, o con un'azione sismica di progetto convenzionale e minore rispetto a quella prevista dall'attuale mappa di pericolosità.

L'intervento più comune per risolvere i problemi di stabilità globale è costituito dalla realizzazione di tiranti congiuntamente a una paretina esterna di c.a. con funzione di ripartizione delle forze nei tiranti sul paramento della spalla. Le file di tiranti possono essere più di una nel caso di spalle alte e, in particolar modo, in quello delle spalle a gravità che presentano un deficit di resistenza flessionale anche al di sopra della sezione di base.

Un altro intervento che viene a volte adottato per ridurre le spinte sismiche sul paramento della spalla è il rimpiazzo del riempimento a tergo con un materiale di peso inferiore e caratteristiche meccaniche migliori.



9.3.5.9 Rinforzo spalle mediante camicia in c.a. e tiranti: a) spalla e mensola; b) spalla a gravità

L'intervento sulle fondazioni può rendersi necessario nel caso in cui la fondazione esistente non sia adeguata a trasmettere al terreno le forze provenienti dalla sovrastruttura, valutate per un'azione sismica di verifica che è in generale maggiore di quella del progetto originale. Inoltre, nel caso in cui la pila o la spalla sia stata rinforzata occorre, sulla base del principio di gerarchia delle resistenze, verificare che la fondazione sia in grado di sopportare le nuove aumentate forze che l'elevazione può trasmettere.

L'intervento è infine sempre necessario quando la pila viene allargata per accogliere un impalcato di larghezza maggiore.

La porzione di fondazione di nuova realizzazione è costituita da un plinto normalmente fondato su micropali. La geometria del plinto riprende quella del plinto esistente nel caso di allargamento, e lo ingloba quando occorre nel caso di rinforzo. In entrambi i casi il problema principale è quello della solidarizzazione delle due porzioni del plinto in modo da garantire un comportamento monolitico. La soluzione più comune consiste nell'uso di una fitta serie di fiorettature. Nel caso sia necessario trasmettere sollecitazioni elevate si può ricorrere anche alla precompressione trasversale.

Dal punto di vista sismico, le carenze più comunemente rilevate nei ponti di costruzione meno recente riguardano l'inadeguatezza degli appoggi e delle lunghezze di appoggio, fattori che possono facilmente portare alla perdita di supporto e al conseguente collasso di intere campate negli impalcato semplicemente appoggiati. Gli interventi per adeguare il sistema di appoggio sono molto vari e dipendono dalla tipologia dell'impalcato e dalla qualità dell'intervento che si intende realizzare.

Un intervento economico ed efficace consiste nella sostituzione degli appoggi esistenti con appoggi nuovi della stessa tipologia e la realizzazione in cima alla pila di un sistema di ritegni che eviti la caduta degli impalcati e limiti gli spostamenti relativi.

Nei casi in cui la lunghezza di appoggio risulti invece insufficiente si può intervenire collegando gli impalcati ai ritegni o al pulvino, oppure realizzando delle seggiole in acciaio o c.a.

9.3.6 Miglioramento sismico del ponte per il 60% del sisma e carichi reali circolanti

Si premette che lo studio qui esposto non tiene conto della cantierabilità degli interventi, dal momento che è stata fatta una ipotesi sul rinforzo, dunque senza tenere conto del costo degli interventi e della loro fattibilità. Viene qui riportato un esempio di intervento di rinforzo, senza addentrarci in calcoli specifici.

In questo paragrafo si effettuano le stesse verifiche viste nell'ultimo caso pag. 373, tenendo conto di ipotesi sul rinforzo.

Nel nostro studio si procederà allo studio di un intervento di miglioramento sismico, considerando la verifica al 60% ed all'80% di azione sismica. Vedremo, adesso, che gli schemi dello stato di progetto ad SLU ed SLE saranno verificati, senza eccezione per ogni verifica delle NTC.

Riportiamo brevemente gli interventi che sono stati ipotizzati e studiati con modello FEM per giungere al soddisfacimento delle verifiche Ntc, in presenza del 60% di sisma agente:

Soletta

- Demolizione della soletta originaria;
- Spessore nuova soletta 25 cm;
- Classe di cls utilizzata C50/60;
- L'armatura è stata disposta nelle due direzioni ed è stata realizzata con dei $\phi 24/20$.

Arco

- Utilizzo di materiali compositi, fibrorinforzo con frp

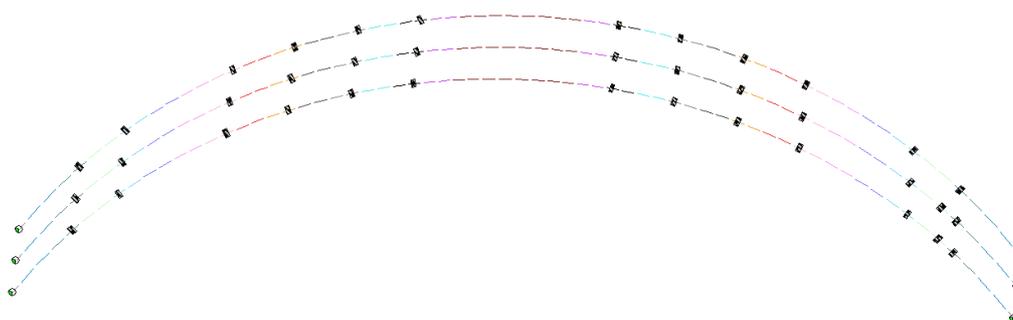


Figura 9.3.6.1 Schema di utilizzo delle fibre sui diversi tratti dell'arco

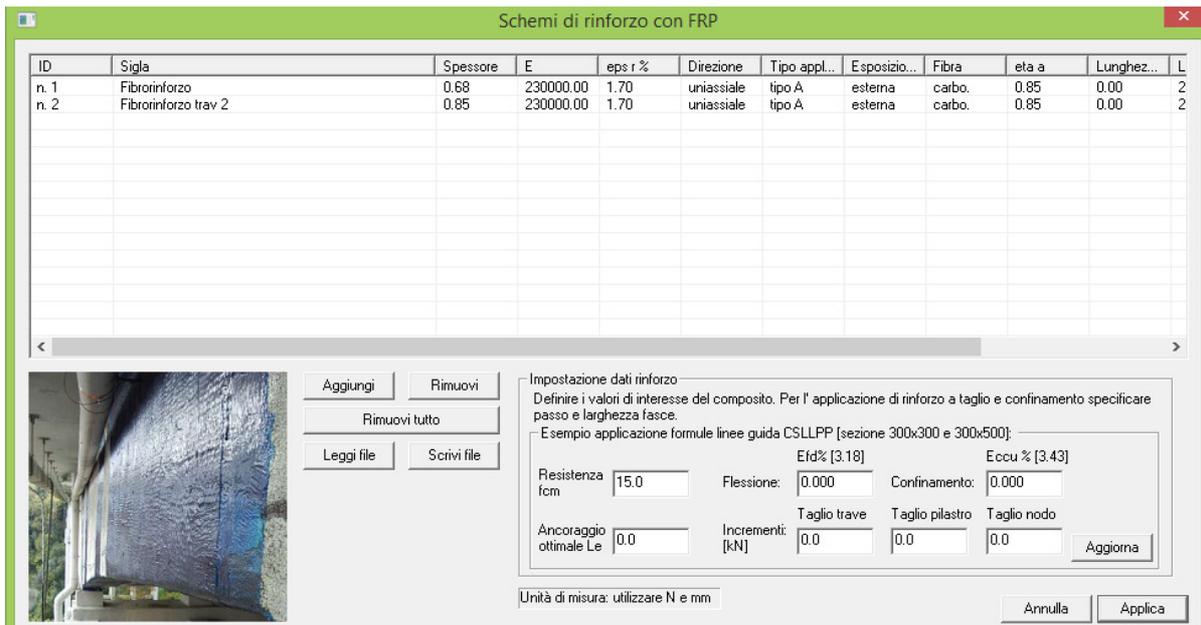
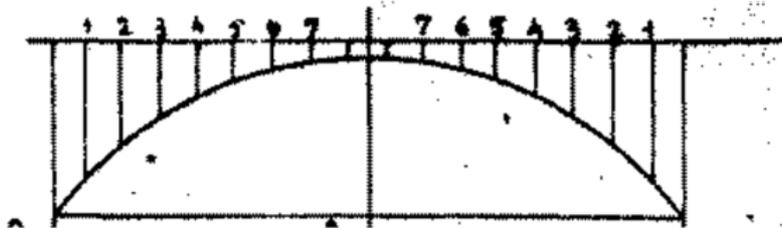


Figura 9.3.6.2 Schemi di rinforzo con FRP da Pro-Sap

- Spessore fibrorinforzo usato pari a 0.68 cm;
- Ringrosso delle sezioni nella zona vicina all'imposta degli arconi fino al primo ordine di pilastri incastrati sugli archi (aumento di 10 cm della sezione, 5 per lato).

Pilastri

PILASTRI SULLE ARCATE



PILASTRO 1 sezione: 55*45, h =13 m;

PILASTRO 2 sezione: 50*45, h= 9.60m;

PILASTRO 3 sezione 45*45, h= 6.80;

PILASTRO 4 sezione 45*45, h= 4.60 m;

PILASTRO 5 sezione 45*45, h=2.70m;

PILASTRO 6 sezione:45*45, h= 1.30 m.

Pilastri viadotti: 50*55 cm², h= 15 m

Pilastri doppi sulle spalle delle arcate sull' asse verso l' arcata (in corrispondenza dei giunti): 70*40 cm², h=14.7 m

Figura 9.3.6.3 Numerazione e dimensione dei pilastri sull' arcata

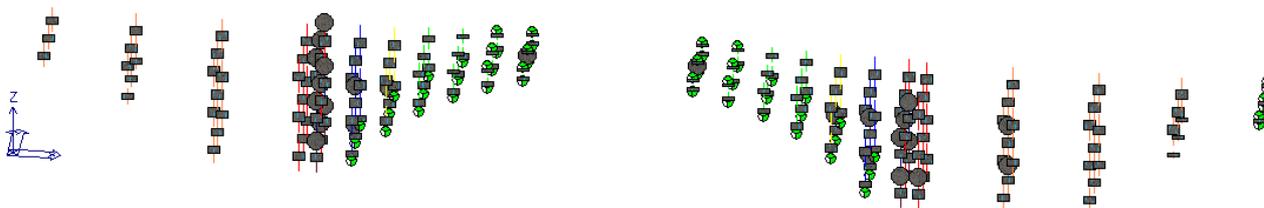


Figura 9.3.6.4 Schema di rinforzo dei pilastri- Ringrosso pilastri e nodi

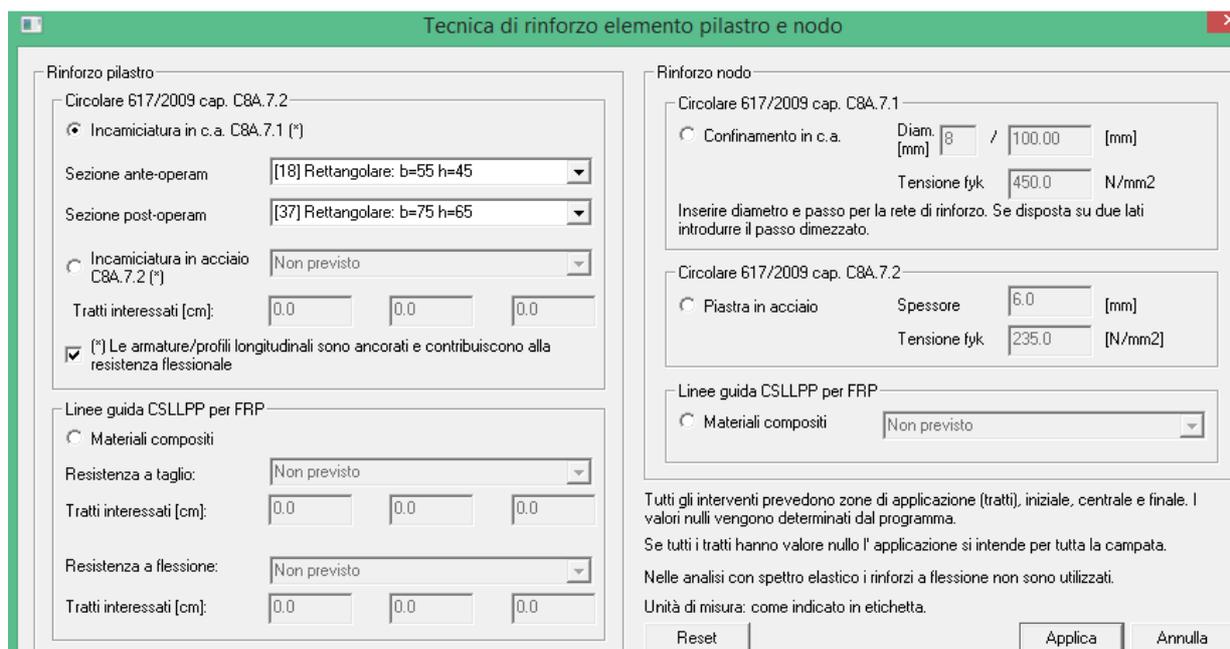


Figura 9.3.6.5 Esempio di schermata del rinforzo del pilastro e del nodo su Pro Sap

Pilastri 1: C32/39, dimensione 75*65, incamicature in c.a. con $\phi 20$, con staffe $\phi 12/5$, staffe di confinamento nodo $\phi 8/10$.

Pilastri 2: C32/39, dimensione 70*65, incamicature in c.a. con $\phi 20$, con staffe $\phi 12/5$, staffe di confinamento nodo $\phi 8/10$.

Pilastri 3: C32/39, dimensione 65*65, incamicature in c.a. con $\phi 20$, con staffe $\phi 12/5$.

Pilastri 4,5,6: C32/39, dimensione 65*65, incamicature in c.a. con staffe $\phi 12/5$, staffe di confinamento nodo $\phi 8/10$.

Pilastri viadotti h=12 m: C32/39, dimensione 60*65, incamicature in c.a., con $\phi 20$, con staffe $\phi 12/5$.

Pilastri doppi lato viadotto: C32/39, dimensione 80*50, incamicature in c.a., con $\phi 20$, con staffe $\phi 12/5$.

Pilastri doppi lato arcata esterni: C32/39, dimensione alla base 160*80, in sommità 80*50, con $\phi 20$, incamicature in c.a. con staffe $\phi 12/5$, staffe di confinamento nodo $\phi 12/10$.

Pilastri doppi lato arcata interni: C32/39, dimensione 80*50, con $\phi 20$, incamicature in c.a. con staffe $\phi 12/5$, staffe di confinamento nodo $\phi 12/10$.

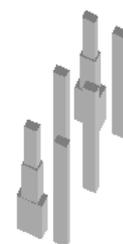
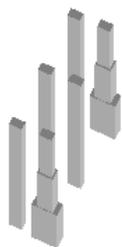


Figura 9.3.6.6 Schema dei doppi pilastri con incamiciatura in c.a.

Inserimento controventi d'acciaio

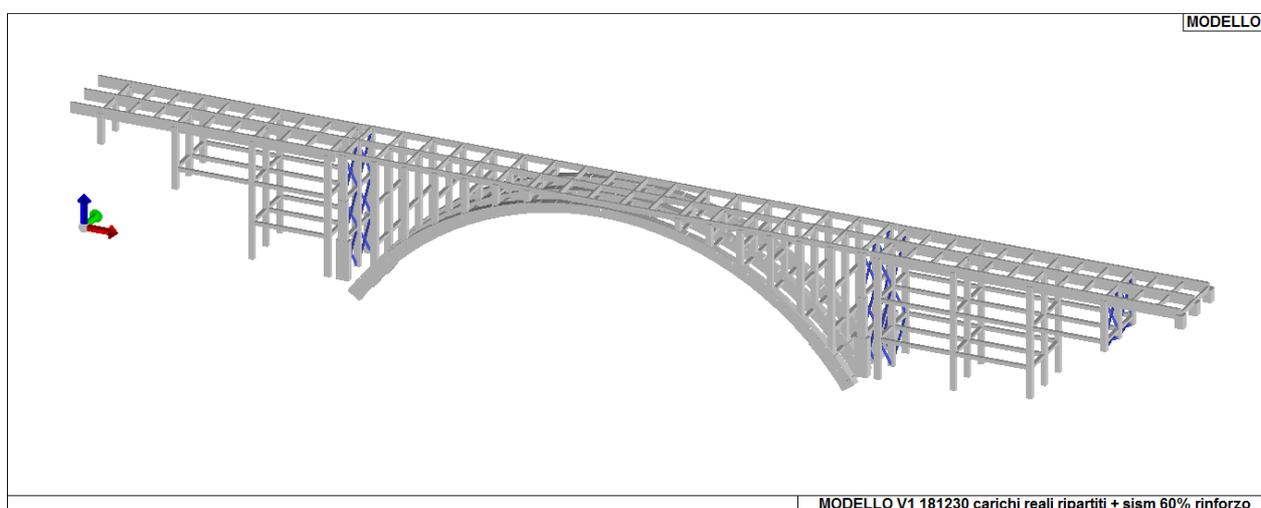


Figura 9.3.6.7 Controventi di acciaio

Per i controventi di acciaio sono stati usati dei profili HEB 220, in acciaio Fe210.

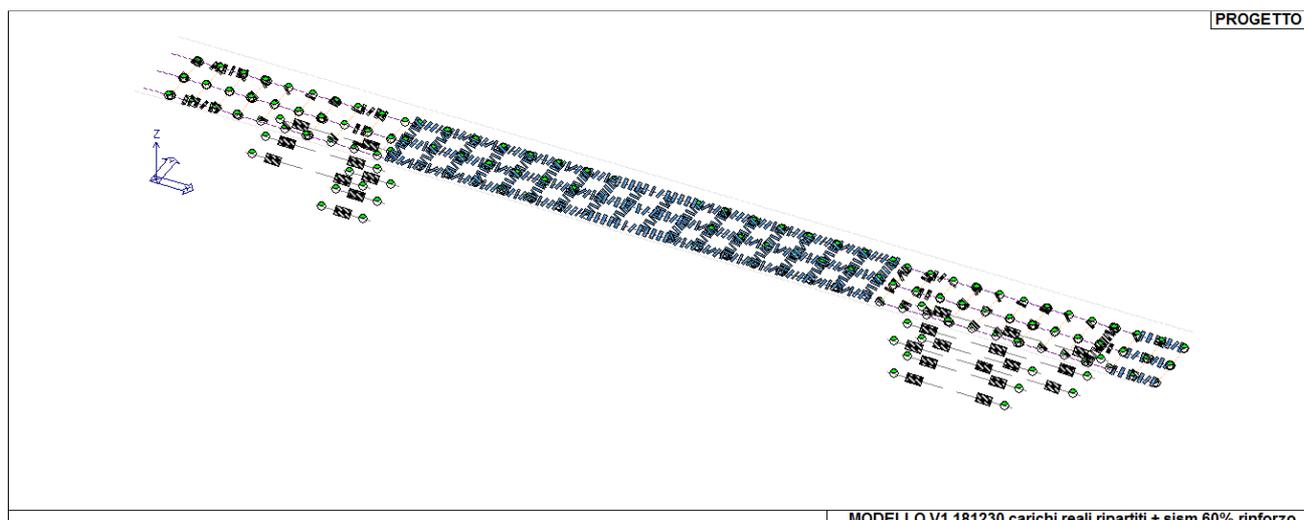


Figura 9.3.6.8 Incamiciatura in acciaio delle travi principali e secondarie dell'impalcato nella zona di arcata e fibrorinforzo delle parti in corrispondenza dei viadotti

Per le travi si è usato la tecnica di incamiciatura in c.a. (metodo CAM) localizzato nella zona di arcata e nella zona estrema del viadotto di sinistra. In particolare sono stati usati dei profili ad L. In aggiunta si ha l'utilizzo di fibre.

Controventi longitudinali

Utilizzo di fibrorinforzo riportato nella figura precedente.

Controventi trasversali

Intervento di incamiciatura in c.a. con sezione post operam pari a 45*40, con C28/34, staffe $\phi 10/10$.

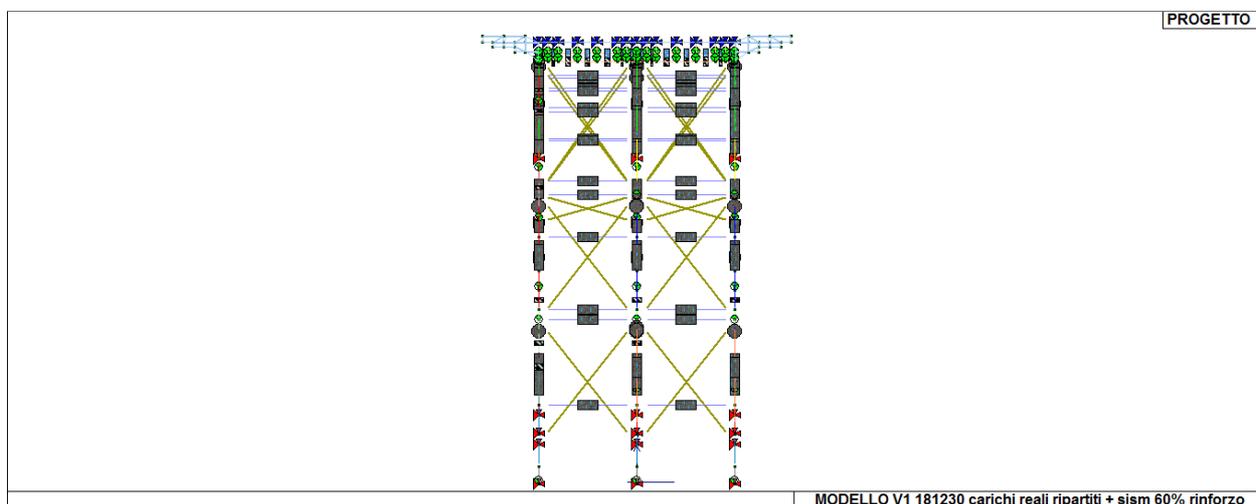


Figura 9.3.6.9 Rinforzo dei controventi trasversali

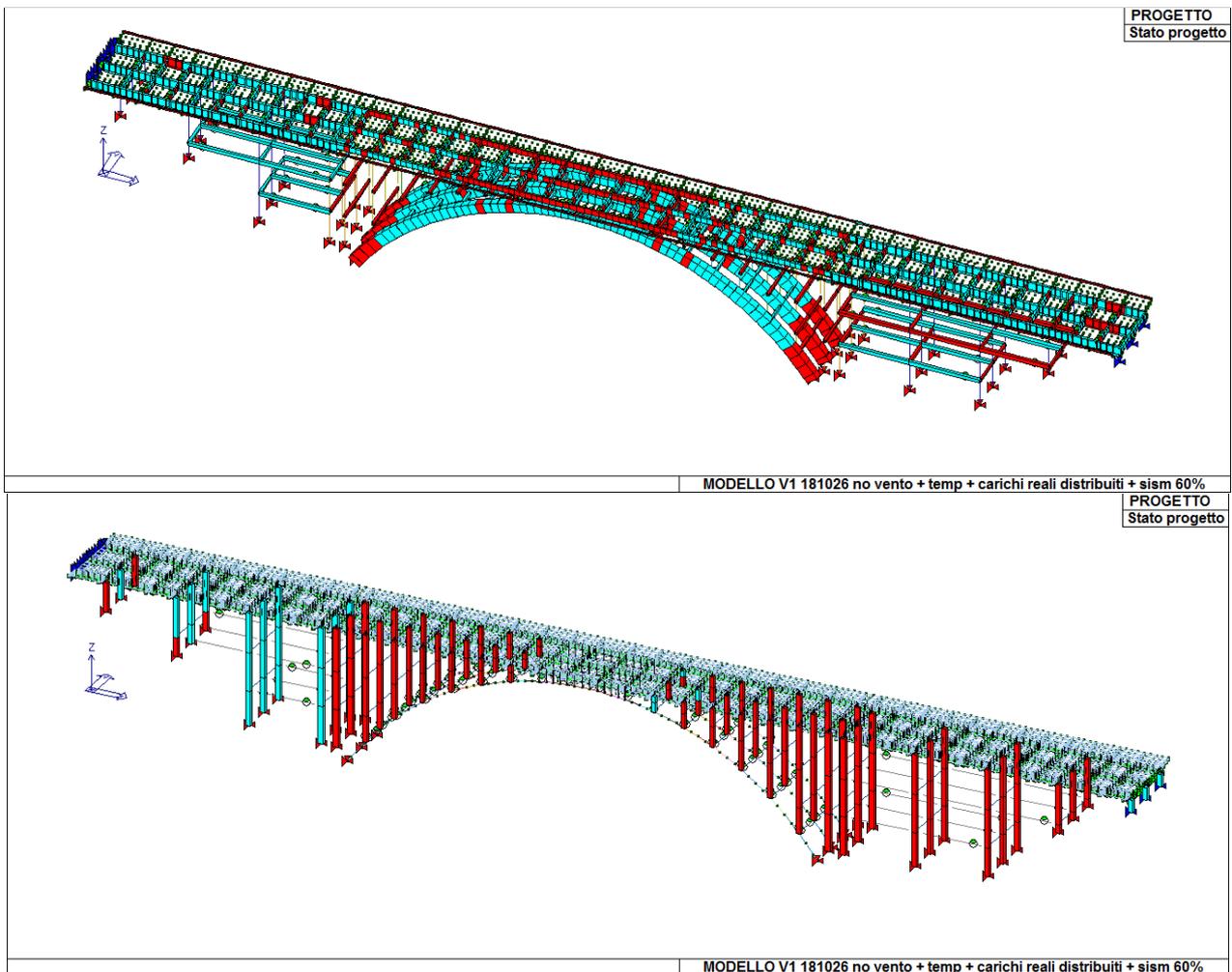
Si riportano brevemente gli schemi principali dello stato tensionale nei diversi elementi strutturali del ponte con rinforzo e senza rinforzo, al fine di effettuarne un confronto.

	Arco	Pilastr	Soletta	Travi
Tensioni totali NO RINFORZO (Von Mises) (kg/cm ²)			(SLV 50) 216	

Tensioni totali CON RINFORZO (Von Mises) (kg/cm ²)			(SLV 51) 140	
Tensione N-M NO RINFORZO (kg/cm ²)	(SLV 48) 152.6	(SLV 51) 202		(SLV 46) 180
Tensione N-M CON RINFORZO (kg/cm ²)	(SLV 47) 85	(SLV 48) 99		(SLV 49) 94

Tabella 9.3.6.1 Confronto stato tensionale ponte non rinforzato e rinforzato con 60% sisma e carichi reali circolanti

Si riporta lo stato di progetto SLU nel caso del complesso arco, pilastri e travi non rinforzati, già discusso al capitolo 8.2.4, nelle medesime condizioni di carico agenti qui considerate.



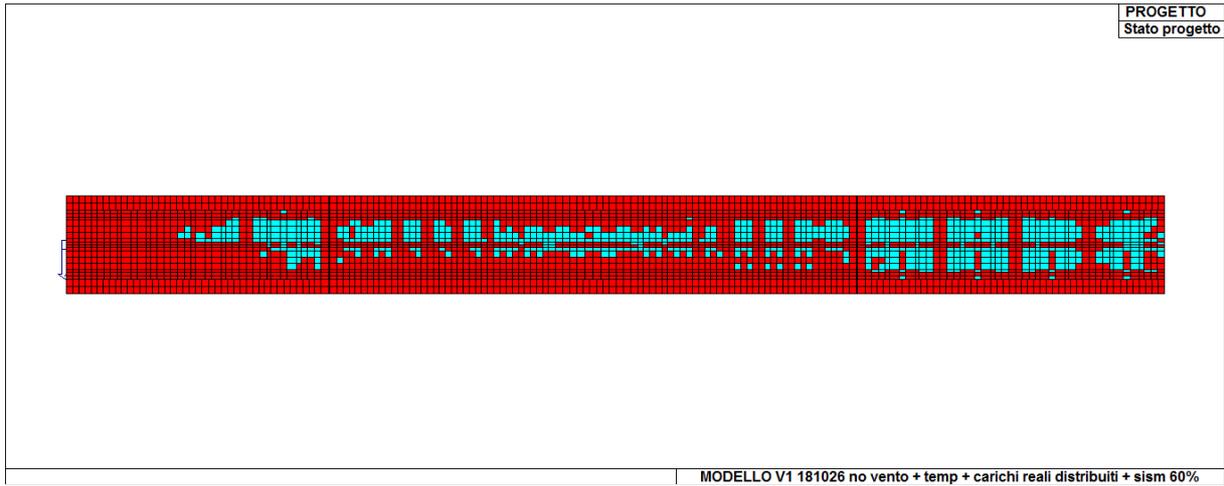
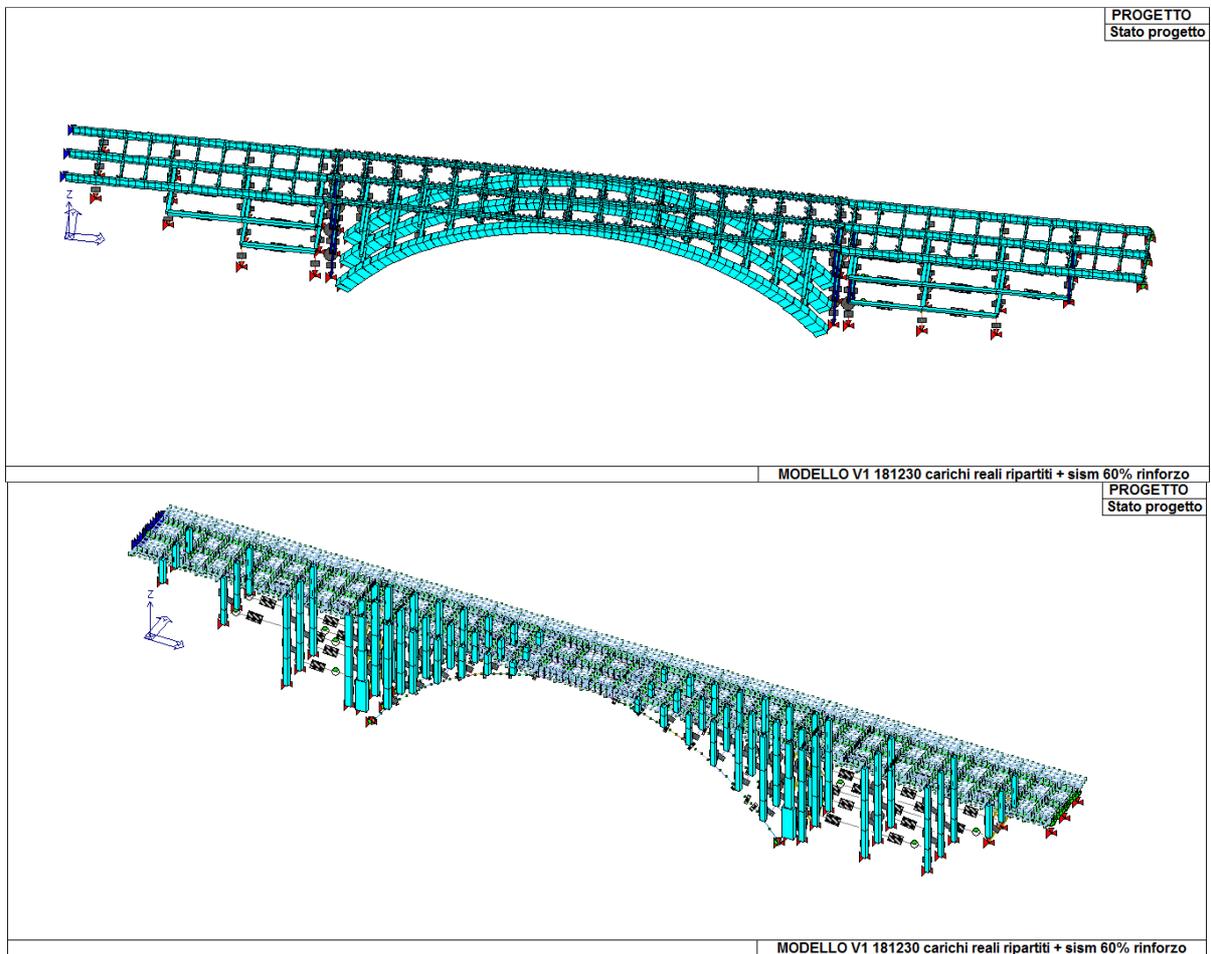


Figura 9.3.6.10 Stato Progetto SLU senza rinforzo

Considerando invece il rinforzo appena detto, si ottiene uno stato di progetto SLU totalmente verificato.



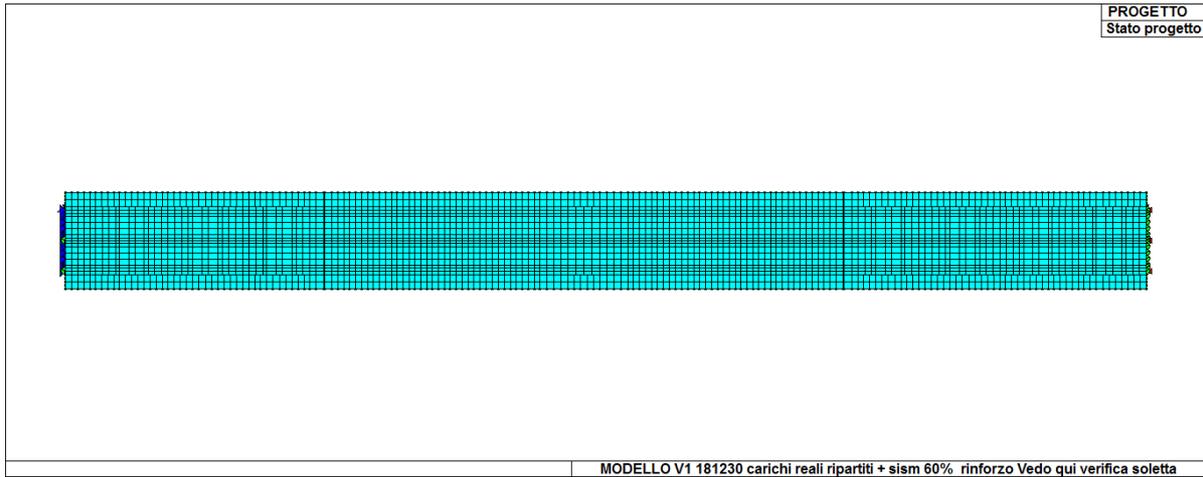
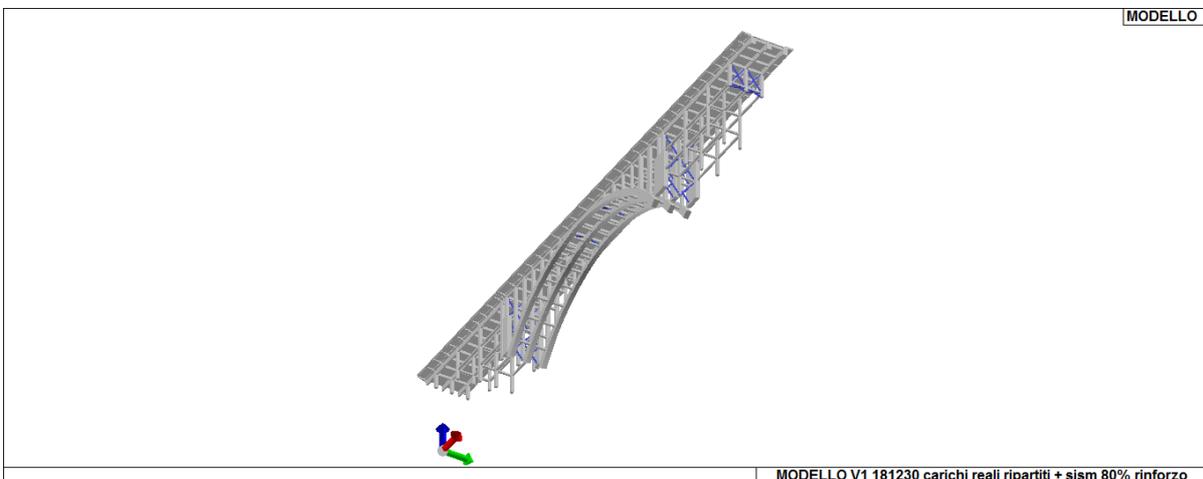


Figura 9.3.6.11 Stato di progetto SLU con rinforzo

Dai risultati ottenuti in tabella e dallo stato di progetto SLU si evidenzia l'efficacia del rinforzo ipotizzato; si ottiene infatti una riduzione dello stato tensionale presente nei diversi elementi ed il soddisfacimento delle verifiche delle Ntc.

9.3.7 Miglioramento sismico del ponte per l'80% del sisma e carichi reali circolanti

Per riuscire a soddisfare le verifiche delle Ntc anche con l'80% del sisma, occorre intervenire in maniera ancora più pesante sui diversi elementi strutturali. In particolare si evidenzia la presenza di controventi in corrispondenza della zona di chiave del ponte ed una dimensione maggiore dei pilastri in corrispondenza dei giunti, che sono trattati con incamiciatura in c.a. anche in questo caso.



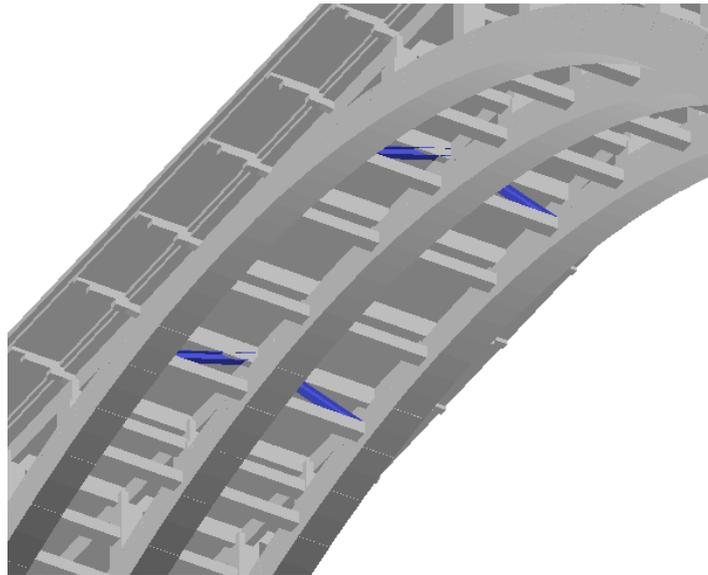


Figura 9.3.7.1 Controventi d'acciaio presenti in chiave

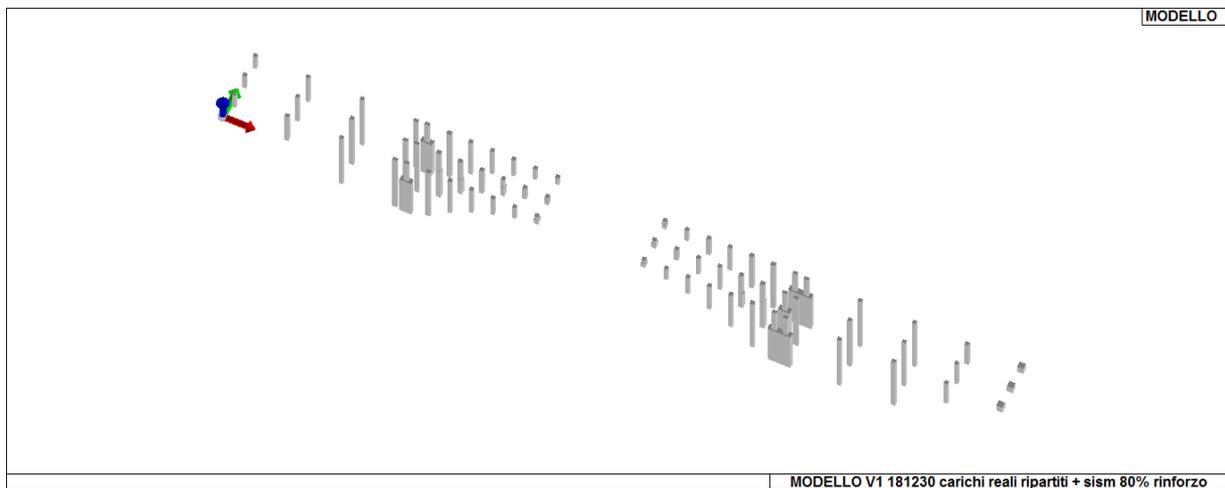
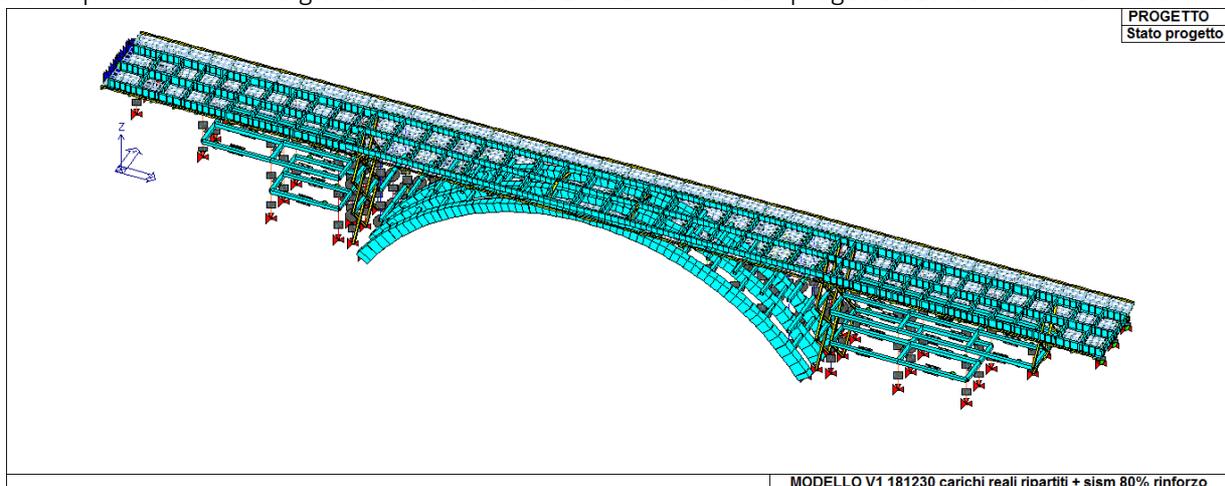


Figura 9.3.7.2 Incamiciatura in c.a. dei pilastri

Anche in questo caso siamo giunti con il modello FEM ad uno stato di progetto SLU del tutto verificato:



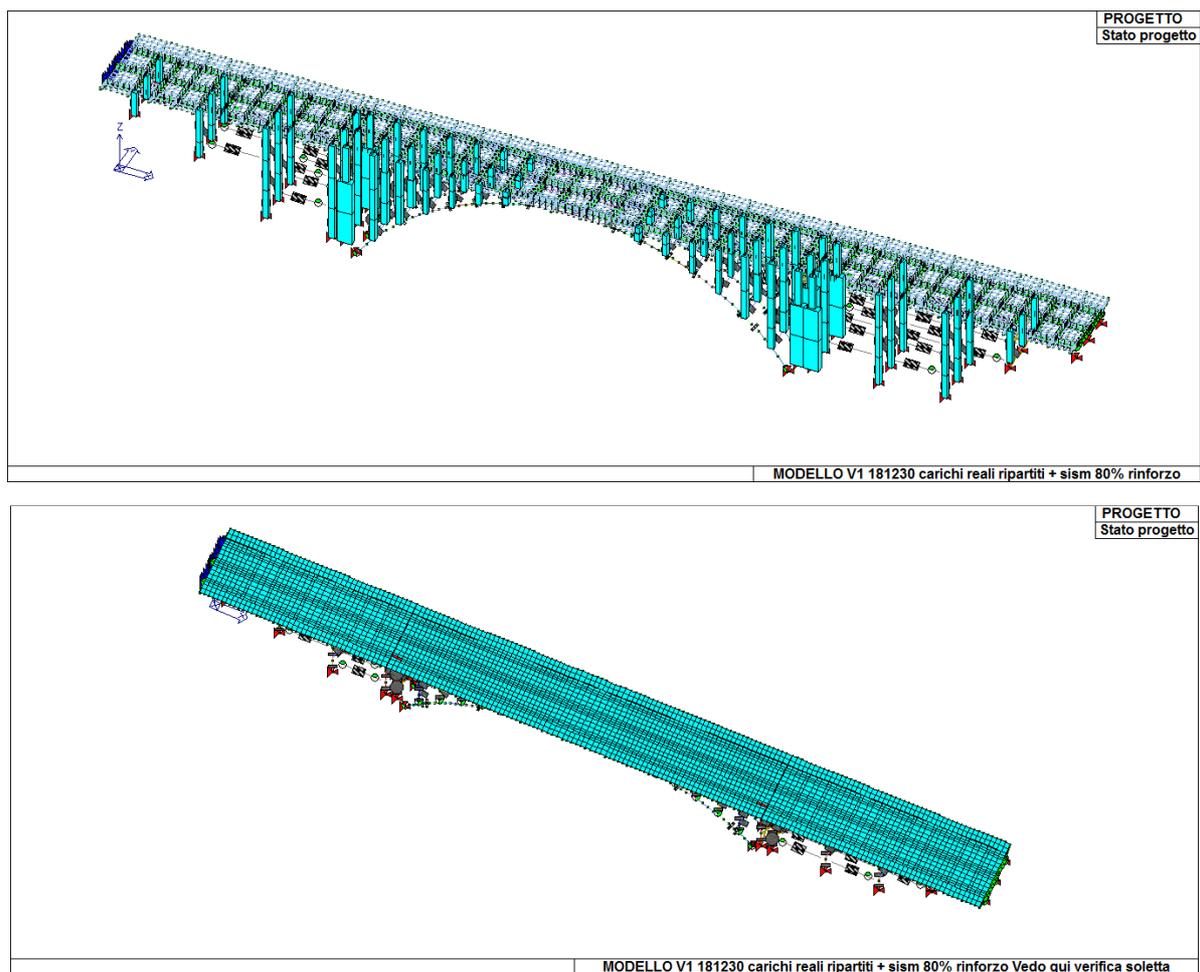


Figura 9.3.7.3 Stato di progetto SLU con rinforzo

Si riportano per completezza le tensioni ottenute per i diversi elementi strutturali,

	Arco	Pilastrì	Soletta	Travi
Tensioni totali CON RINFORZO (Von Mises) (kg/cm ²)			(SLV) 178	
Tensione N-M CON RINFORZO (kg/cm ²)	(SLV 47) 97	(SLV 51) 85		(SLV 49) 120

Tabella 9.3.7.1 Stato tensionale nei diversi elementi strutturali

10. CONSIDERAZIONI SULLO STUDIO DEL PONTE DI ALPIGNANO

Ho visto che il Ponte di Alpignano resiste molto bene ai carichi verticali, meno a quelli orizzontali da sisma. Metto il 100 % del sisma sulla struttura, perché in natura si può avere tutto il sisma e devo considerare la presenza di tutto il sisma quindi e non del 60, dell' 80% di esso. Infatti le verifiche sono state condotte con il 100% del sisma.

Nella trattazione si è valutato il rinforzo da disporre per sostenere il 60 e l'80 % del sisma → in questo studio ci siamo posti come obiettivo il soddisfacimento delle verifiche date dalle NTC che sono molto stringenti, ma mi chiedo ora: per un esistente dobbiamo davvero rinforzare al massimo per soddisfare le NTC? O è sufficiente fare un discorso di questo tipo? → Posso dire che ho i valori di resistenza ultima dei materiali dalle indagini 2012 e poi posso caricare con carichi verticali e mettere il 100% del sisma e vedere con qualche rinforzo di quanto scende la tensione negli elementi: se per ogni elemento lo stato tensionale agente è al di sotto del valore di resistenza ultima per ogni elemento, dico OK, e potrei fare un discorso in termini di margine di resistenza disponibile → rinforzo i pilastri e l' arco e dico tengo i carichi verticali reali ed il sisma 100% NON RISPETTO LE NTC, MA nei pilastri, ad esempio, giungo come stato tensionale alla metà del loro valore di resistenza a rottura e dunque ho con tali carichi un margine di resistenza pari a 2 per i pilastri CON QUEI CARICHI. Quindi vado nel modello con rinforzo e provo a togliere dai modelli ultra armati (fatti per soddisfare le NTC al 60 ed 80 % del sisma) dei rinforzi, per renderli ragionevoli, facendo questo discorso del margine di sicurezza cui si giunge rispetto al valore di RESISTENZA ULTIMA A ROTTURA. Faccio un discorso di questo tipo, sottolineando che sono stati fatti dei rinforzi enormi e si è intervenuti su tutti gli elementi per riuscire a soddisfare le verifiche delle NTC e che quindi è preferibile, per avvicinarci al reale, ridurre i rinforzi e dire che per gli esistenti faccio il discorso sui margini di resistenza detto. Posso fare un caso togliendo le fibre agli archi, alle travi ed agli elementi longitudinali di collegamento e vedere cosa accade all' elemento arco, pilastri, travi, soletta. La soletta si è ipotizzato di cambiarla del tutto, essendo questa insufficiente nella realtà, ed è una ipotesi possibile (demolizione e ricostruzione), mentre posso modificare gli interventi agli altri elementi riducendoli e vedere cosa succede. (NON FARÒ MAI INTERVENTI ENORMI SU TUTTI GLI ELEMENTI). MI PONGO COME OBIETTIVO IL RIENTRO DELLO STATO TENSIONALE DEI DIVERSI ELEMENTI AL DI SOTTO DELLA RESISTENZA ULTIMA DEI DIVERSI ELEMENTI.

Voglio arrivare a dire il ponte porta tot carico verticale ed orizzontale con un margine di resistenza per ogni elemento, facendo tali rinforzi (che non sono enormi e che chiaramente non soddisfano le NTC). Faccio un caso tipo con sisma al 100 % con rinforzo medio, non di tutti gli elementi del ponte.

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa delle resistenze ultime dei diversi elementi strutturali del Ponte di Alpignano, già vista al paragrafo 7.5.

RIEPILOGO RESISTENZE PROVINI CALCESTRUZZO - INDAGINI GIUGNO 2012

Elemento strutturale	Resistenza media provini calcestruzzo (cubica in situ) kg/cm ²
Trave - Traverso impalcato	227,3
Solette marciapiede - Impalcato ponte	382,2
Archi	214,5
Pilastri	180,7

Tabella 10.1 Resistenza media provini di calcestruzzo indagini Giugno 2012

Avevamo fatto delle considerazioni relative alla relazione di calcolo originale, confrontando le tensioni agenti nei materiali da relazione e valori di resistenza ultima dei materiali dei diversi elementi ricavati dalle indagini del 2012, osservando come i margini di resistenza fossero molto ampi (paragrafo 7.5). Il ponte è stato poi studiato con un modello FEM che realizzasse diverse e più reali condizioni di carico inserendo anche il caso di carico sismico, non previsto nella relazione di calcolo originale.

Abbiamo visto che nel caso di carico reale ipotizzato e sisma al 100% agente, i risultati in termini tensionali assumono valori molto grandi nei diversi elementi e le verifiche NTC non risultano soddisfatte; ciò si verifica già per un sisma ben più piccolo, dal momento che assumendo anche solo un 20% di azione sismica il ponte presenta tensioni maggiori e che crescono via via all' aumentare del sisma. Facendo riferimento al caso già studiato al paragrafo 8.2.3 (Verifica carichi reali circolanti e 100 % di sisma) si evince che questo è lo stato tensionale nei diversi elementi strutturali del ponte:

ARCONI Tensione N-M max SLV 48 = 238 kg/cm^q

PILASTRI Tensione N-M max SLV 51= 350 kg/cm^q

SOLETTE Tensione N-M max SLV 50= 370 kg/cm^q

TRAVI Tensione N-M max SLV 46= 314 kg/cm^q

Riassumendo:

Elemento strutturale	Stato tensionale NO rinforzo kg/cm ²	Resistenza media provini calcestruzzo (cubica in situ) kg/cm ²
Trave - Trasverso impalcato	314	227,3
Solette marciapiede - Impalcato ponte	370	382,2
Archi	238	214,5
Pilastrri	350	180,7

Tabella 10.2 Confronto stato tensionale negli elementi non rinforzati e resistenza media ultima

Come evidenziato in tabella, i valori delle tensioni agenti nei diversi elementi, senza rinforzi, con carico reale ipotizzato e 100% di sisma sono prossimi ai valori medi di resistenza dei materiali nel caso delle solette di impalcato e marciapiede, mentre nel caso degli arconi, dei pilastrri e delle travi, tali valori sono maggiori.

Vogliamo rientrare al di sotto di tali valori e dunque si ipotizzano dei rinforzi.

Considerando ora il caso di rinforzo del ponte di Alpignano, con le medesime azioni agenti, faremo un discorso di questo tipo: definisco un margine di resistenza per i diversi elementi tenendo conto degli interventi di rinforzo eseguiti (fibre, incamiciatura, ricostruzione della soletta, ringrosso degli arconi alla base etc.). Non ci preoccuperemo dunque di soddisfare le verifiche delle NTC ma parleremo di margini di resistenza nei confronti dei valori ultimi dei materiali.

Come visto al capitolo precedente, considerando il 60 e l' 80% di sisma agente è necessario rinforzare in modo molto pesante tutti gli elementi del ponte, altrimenti le verifiche delle NTC non risultano soddisfatte. Ma ai fini pratici fare un intervento così invasivo è molto dispendioso e porta a snaturare l' opera, perciò si preferisce, con un manufatto esistente, fare un ragionamento legato ai margini resistenza, più che al rispetto delle NTC.

Volessimo rispettare le NTC, come riportato nel capitolo 9, si avrebbe un intervento molto invasivo ed esteso a tutti gli elementi della struttura:

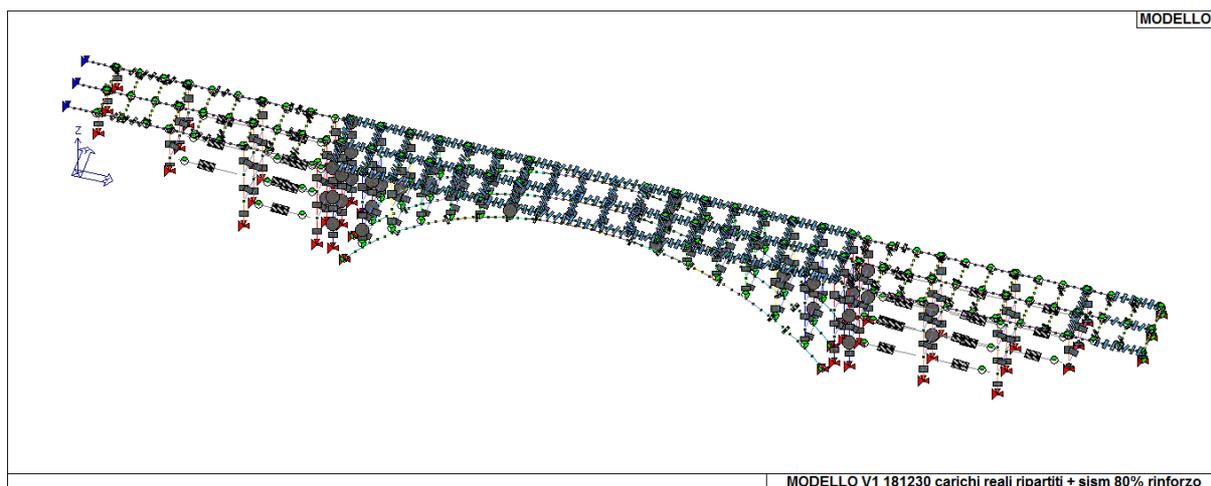


Figura 10.1 Modello FEM che soddisfa le NTC con sisma all' 80%

Considerando il modello del ponte con rinforzo e con sisma pari al 100% si evidenzia che lo stato tensionale rientra al di sotto dei valori di resistenza ultima dei materiali. In questo caso è stato realizzato un rinforzo così articolato:

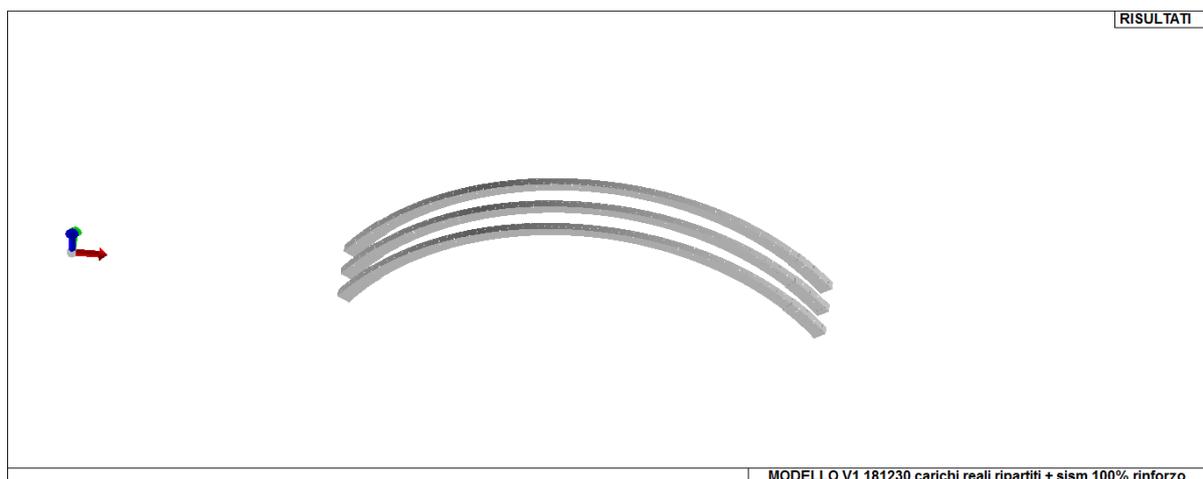


Figura 10.2 Ringrosso degli archi all'imposta da entrambi i lati

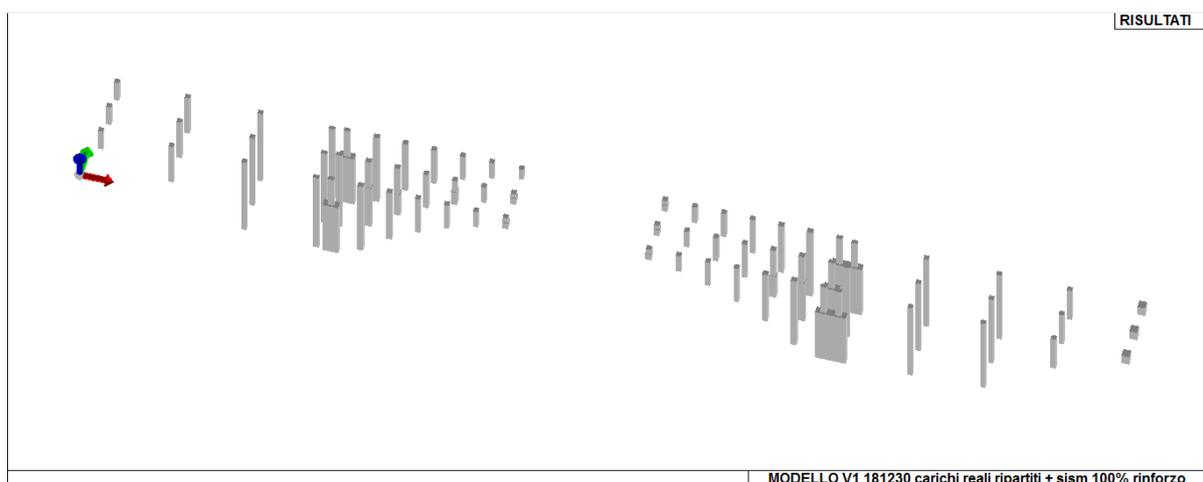


Figura 10.3 Ringrosso di tutti i pilastri e dei nodi

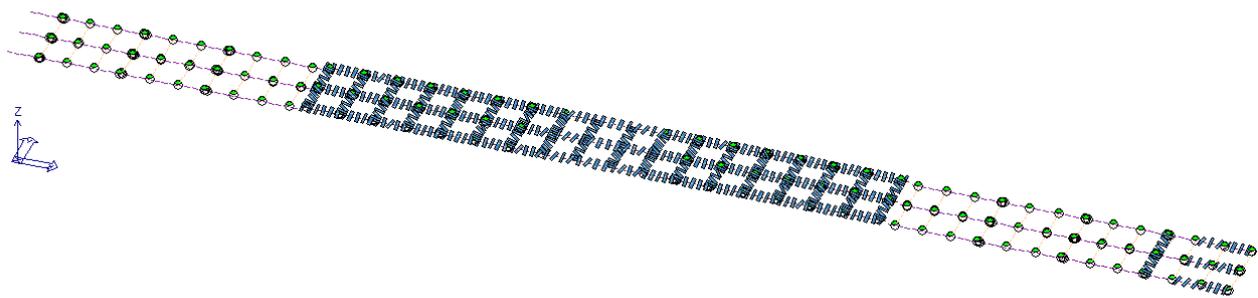


Figura 10.4 Incamiciatura in acciaio delle travi di impalcato sull'arcata e della parte destra dell'impalcato sul viadotto

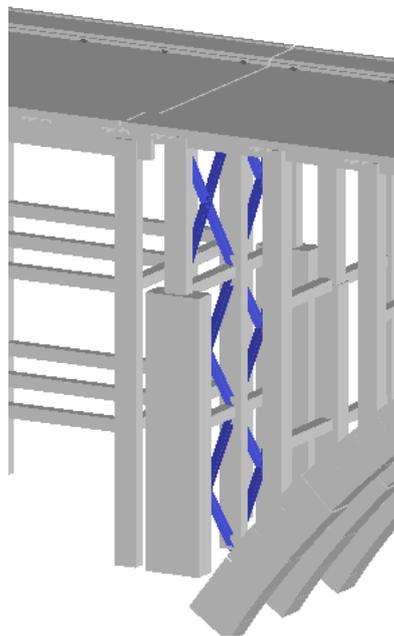


Figura 10.5 Controventi d'acciaio nei pilastri doppi lato arcata vista monte lato sx

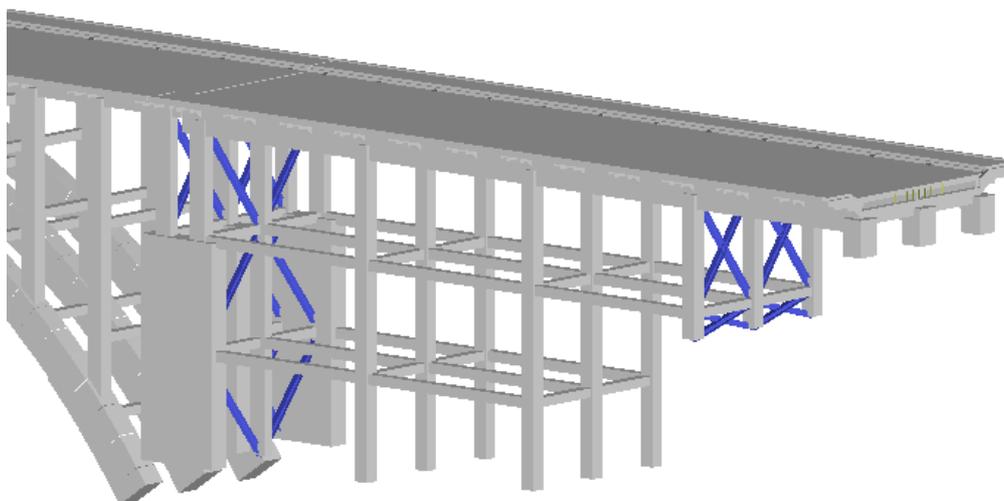


Figura 10.6 Controventi d'acciaio nei pilastri doppi vista monte lato dx nell'ultimo ordine di pilastri

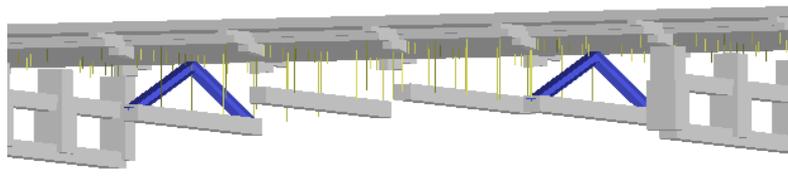


Figura 10.7 Controventi in acciaio in chiave

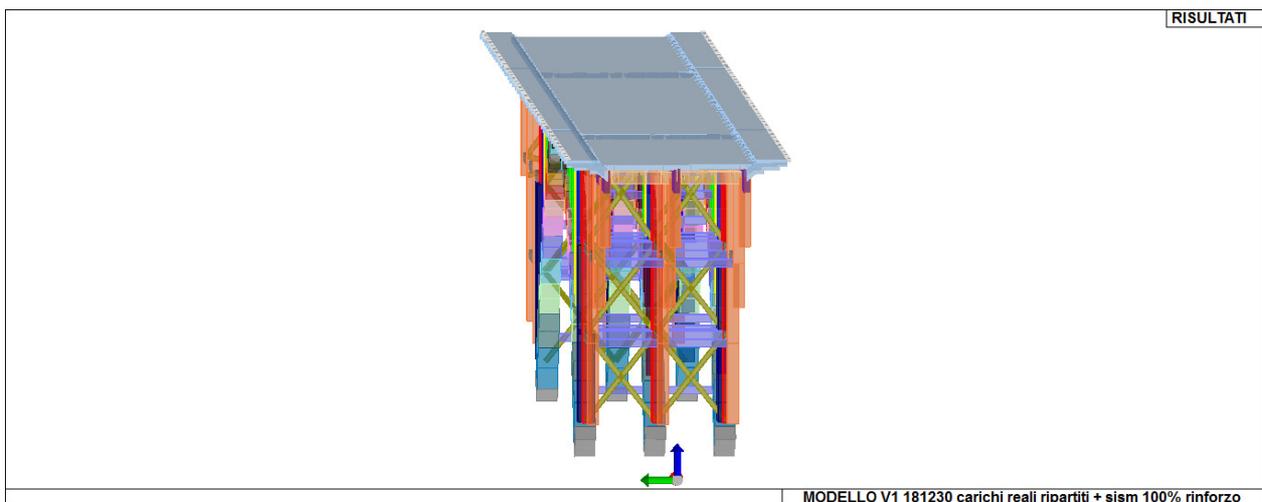


Figura 10.8 Demolizione soletta originaria e costruzione di una soletta con C50/60 spessore 25 cm

Si riporta nel seguito lo stato tensionale cui si giunge nei diversi elementi, inseguito al rinforzo suddetto:

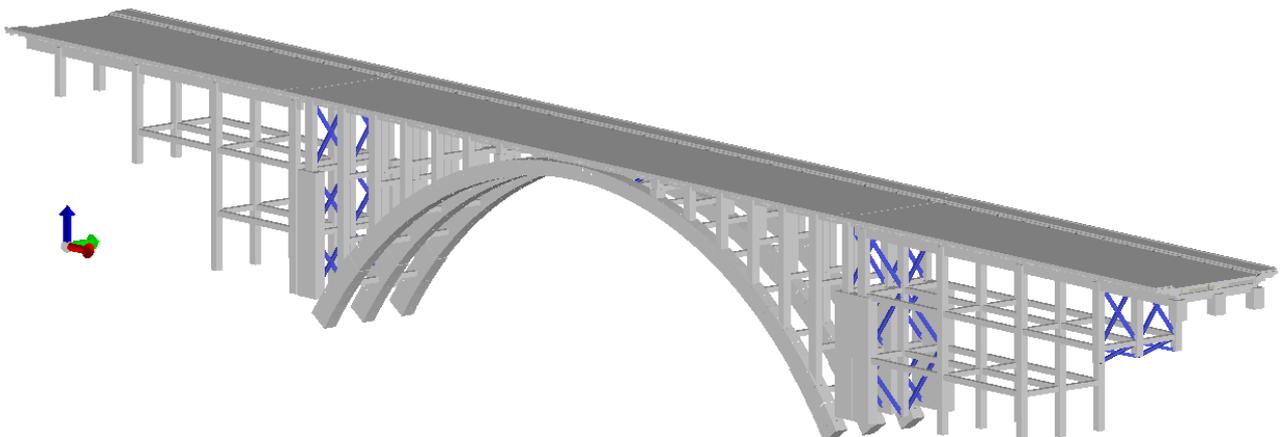
ARCONI Tensione N-M max SLV 47 = 111.6 kg/cmq

PILASTRI Tensione N-M max SLV 51 = 105 kg/cmq

SOLETTE Tensione N-M max SLV 51 = 222 kg/cmq

TRAVI Tensione N-M max SLV 49 = 149 kg/cmq

Il rinforzo globale qui illustrato è il seguente:



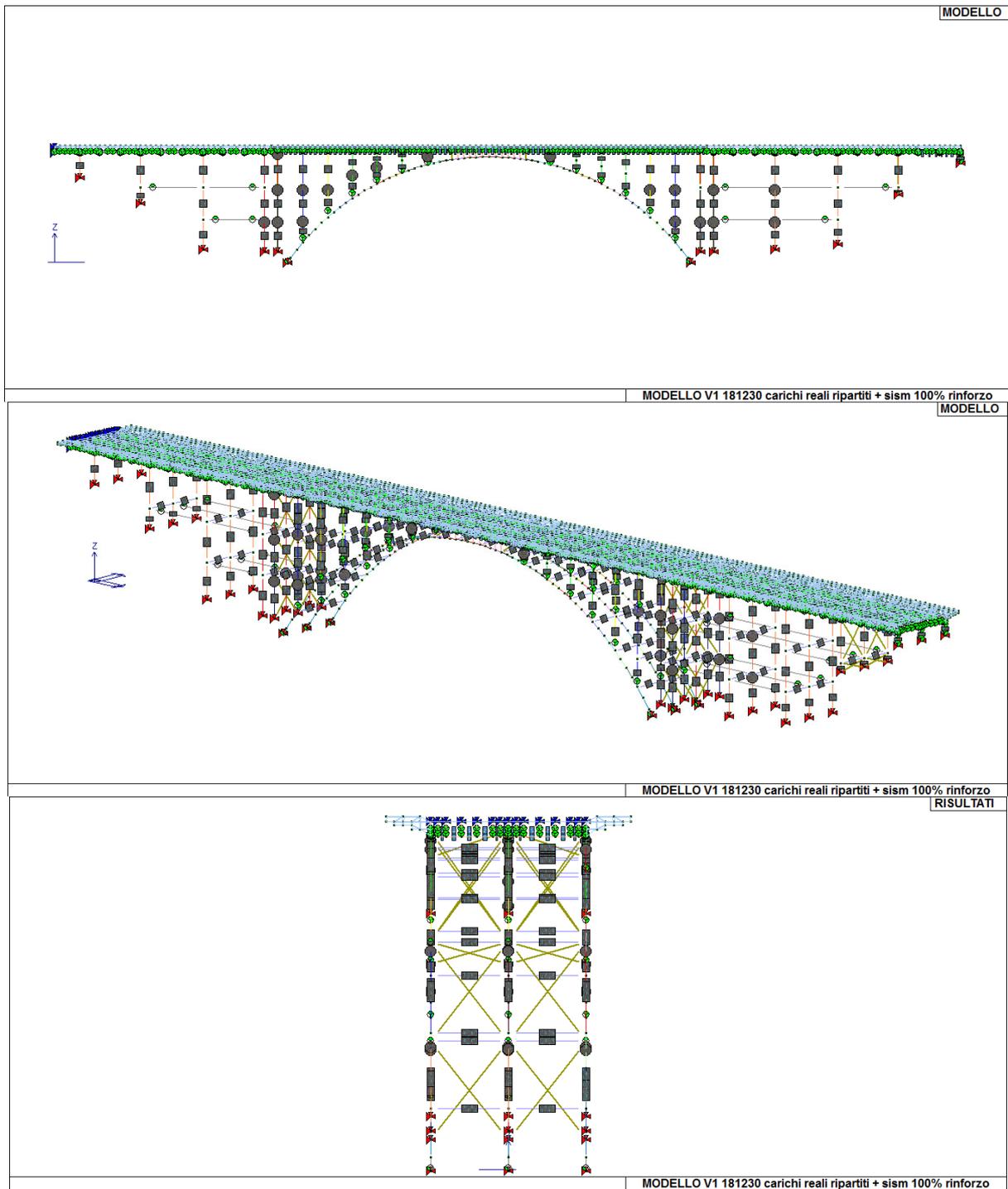


Figura 10.9 Riepilogo rinforzi nel modello FEM

Elemento strutturale	Stato tensionale con rinforzo kg/cm ²	Resistenza media provini calcestruzzo (cubica in situ) kg/cm ²
Trave - Trasverso impalcato	149	227,3
Solette marciapiede - Impalcato ponte	222	382,2
Archi	111	214,5
Pilastrri	105	180,7

Tabella 10.3 Confronto stato tensionale nei diversi elementi e resistenza media ultima

Si osserva come in questo caso di rinforzo lo stato tensionale nei diversi elementi sia in tutti i 4 casi al di sotto del valore di resistenza media ultima; si evidenzia:

Pilastrini → giungo al 58 % della resistenza media ultima del materiale;
Arconi → giungo al 50% della resistenza media ultima del materiale;
Travi → giungo al 65% della resistenza media ultima del materiale;
Solette → giungo al 58 % della resistenza media ultima del materiale.

Con queste percentuali di resistenza io riesco, avendo rinforzato gli elementi nel modo visto, a sopportare un carico reale dato da autobetoniere e l' azione sismica definita per il Comune di Alpignano.

I carichi mobili che riesco a sopportare sono:

- carico ripartito su tutta la lunghezza del ponte, pari a 1.96 t/mq agente sulla prima corsia (stesa di autobetoniere da 33t l'una, con incremento dinamico pari ad 1,4); 0.35 t/mq agente sulla corsia adiacente (stesa di automobili, con incremento dinamico pari ad 1,4)

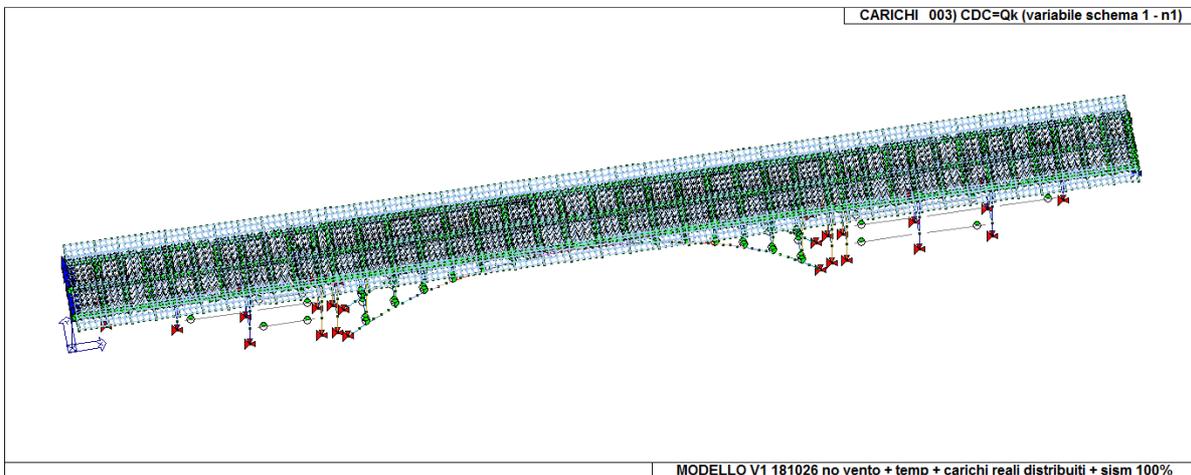


Figura 10.10 Carico ripartito su tutta la lunghezza del ponte

- carico dato da una fila indefinita di autobetoniere posta al centro dell' impalcato, in corrispondenza della trave longitudinale centrale. Il carico corrisponde come prima ad 1,96 t/mq= 1960 kg/mq ed è stato già incrementato di un fattore dinamico pari ad 1,4.

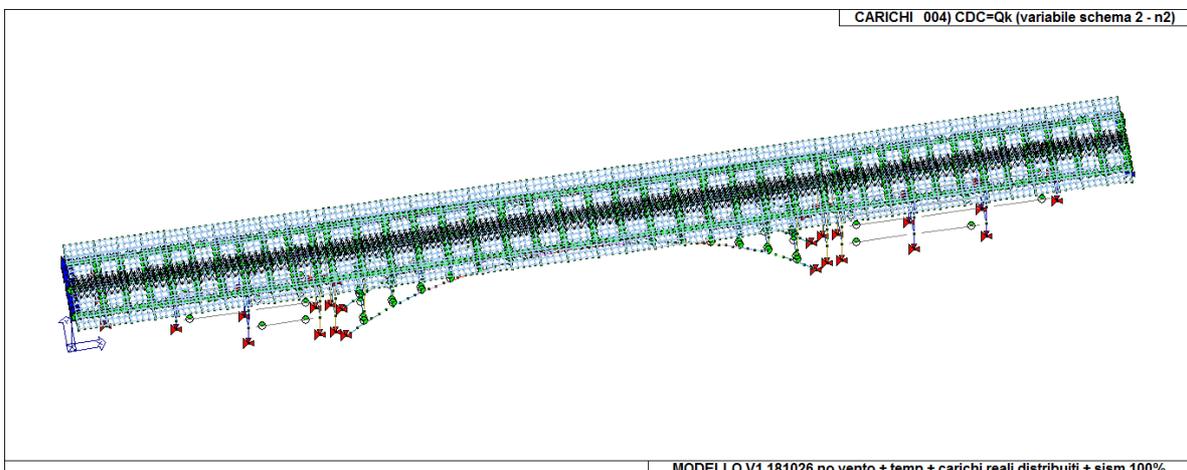
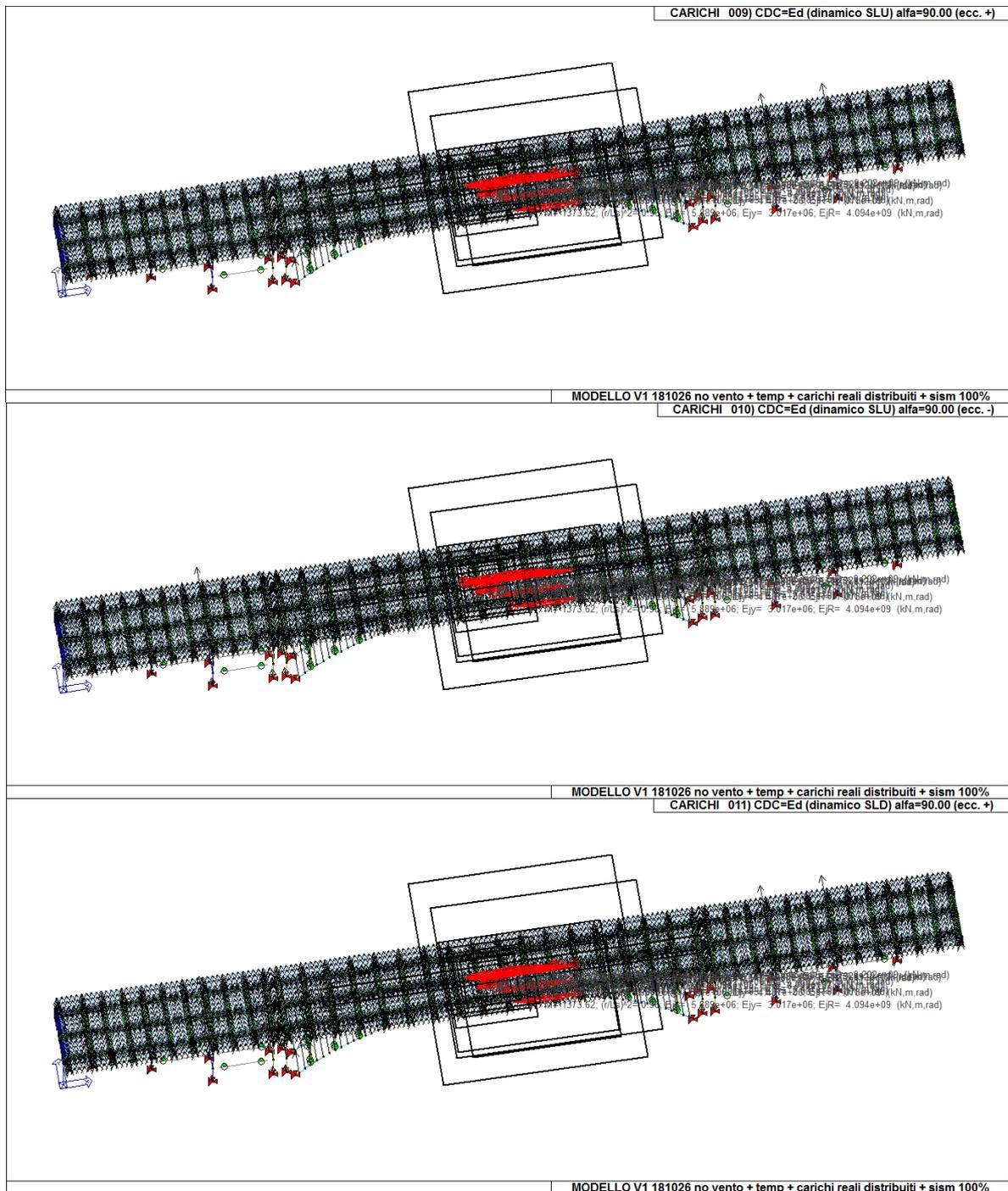


Figura 10.11 Carico dato da una fila di autobetoniere centrali

In aggiunta sono stati considerati il carico neve, la temperatura con distribuzione uniforme e lineare, ed il carico dovuto alla folla. La novità qui è l' introduzione del sisma.

- Carichi sismici



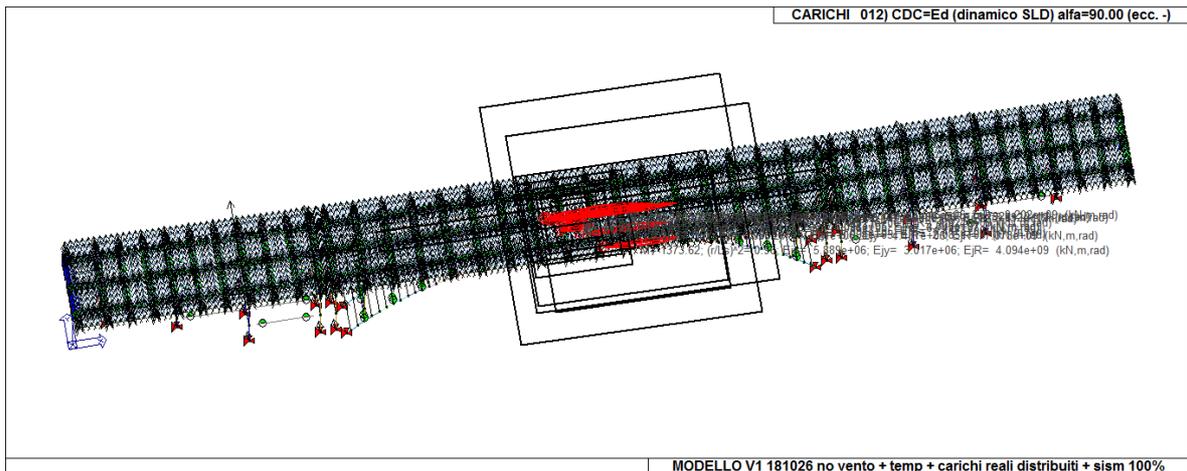


Figura 10.12 Carico sismico

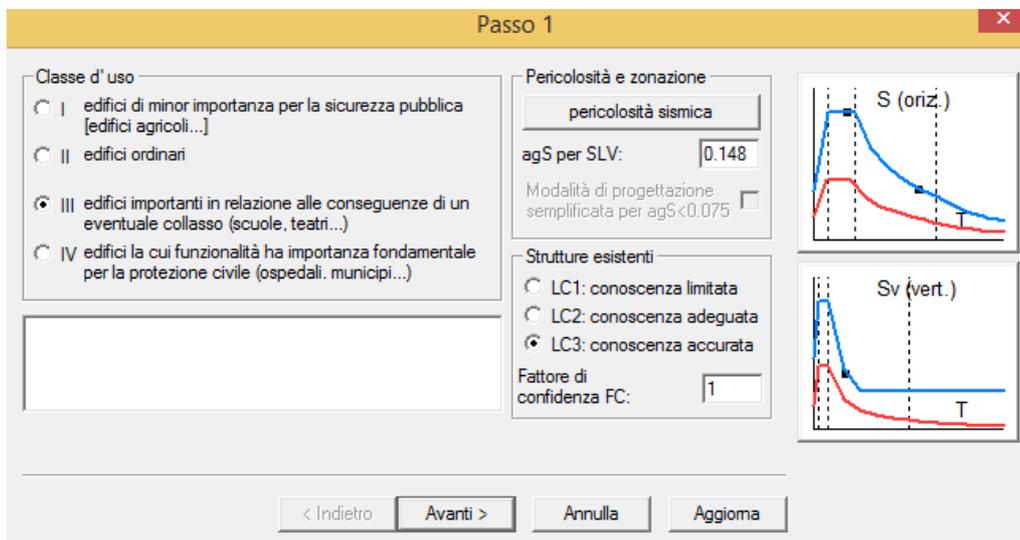


Figura 10.13 Spettro di risposta definito per il Comune di Alpignano

CONCLUSIONI

Lo studio condotto in questa tesi riassume le fasi che possono essere seguite per svolgere una trattazione su una struttura esistente, considerando tutti gli aspetti e le problematiche relativi a quest'ultima. In particolare, come visto nei primi capitoli, è importante fare un quadro del degrado cui è soggetta la struttura nel tempo, valutare la sua entità e come evolve nel tempo. Se si possiede una campagna di indagini effettuata sull'opera è bene riportare le informazioni a riguardo unitamente ad una buona documentazione fotografica, utile per successive ispezioni.

Si può pensare poi, avendo a disposizione la relazione di calcolo originaria, di fare una piccola analisi di essa, cercando di capire quali norme siano state usate e di che entità siano le tensioni valutate nei diversi elementi con i carichi dell'epoca. A questo punto, adottando i carichi da normativa Ntc attuali è possibile valutare come risponde la struttura, in termini di stato tensionale; tale fase mostra sicuramente criticità dal momento che i carichi da normativa sono molto gravosi per la struttura. Alla luce di ciò possiamo disporre dei carichi realmente circolanti sulla struttura facendo delle ipotesi; abbiamo visto il carico indicato come "reale" caratterizzato da autobetoniere ed auto adiacenti, che porta ad un carico ben gravoso sul ponte. Si può svolgere una verifica con questi carichi, inserendo anche l'azione orizzontale data dal sisma.

Giunti ad una serie di condizioni di carico diverse per il ponte, possiamo svolgere un confronto per capire di che entità è lo stato tensionale che nasce nei diversi elementi della struttura al variare del carico agente; in particolare per un esistente possiamo valutare a che percentuale di resistenza media ultima del singolo elemento, lavorano le componenti strutturali.

Da quanto visto, emerge che se dovessimo rispettare le Ntc, sarebbe necessario un intervento globale e molto invasivo su tutta la struttura; tenendo conto invece di un confronto tra stato tensionale presente negli elementi e resistenza media di essi valutata tramite indagini, si evince come sia necessario sicuramente un rinforzo del ponte, ma in forma locale e meno invasiva, dunque anche dal punto di vista economico più fattibile. Dobbiamo inoltre considerare che una struttura datata può essere tutelata ed un intervento invasivo potrebbe snaturare completamente l'opera.

Tutti questi aspetti concorrono a rendere molto complessa la procedura di analisi e studio di opere antiche, che dovranno dunque essere trattate con particolare cura ed attenzione.

BIBLIOGRAFIA

“Progettazione e costruzione di ponti, con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti”, Mario Paolo Pietrangeli, 2004

“Ponti e viadotti: concezione, progetto, analisi, gestione”, Francesco Martinez y Cabrera, Carmelo Gentile, Pier Giorgio Malerba, 1999

Documentazione Indagini dal Servizio Programmazione ed Esecuzione Interventi Viabilità III della Città Metropolitana di Torino, giugno 2012

Documentazione da Archivio storico della Città Metropolitana di Torino

SITOGRAFIA

“Prove di diagnostica strutturale”, 4 EMME, 2017