

**S.T.P. ENGINEERING S.R.L.**

VIA FERRARI, 4 - 43013 LANGHIRANO (PR)

TEL. 0521857222 CELL. 3487675176 FAX 0521857222

WWW.STPENGINEERING.NET E-MAIL: INFO@STPENGINEERING.NET

LA SOCIETÀ S.T.P. ENGINEERING S.R.L. SI RISERVA LA PROPRIETÀ DI QUESTO DISEGNO CON IL DIVIETO DI RIPRODURLO O TRASFERIRLO A TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE SCRITTA

**INGEGNERIA:**

**EDILE  
STRUTTURALE  
INFRASTRUTTURALE  
AMBIENTALE**



REGIONE EMILIA ROMAGNA  
PROVINCIA DI PARMA  
COMUNE DI PALANZANO



**INTERVENTO STRUTTURALE PONTE DI CANETO – DPCM DEL  
27.02.2019 – OCDPC 503/2018 – PIANO DEGLI INTERVENTI URGENTI  
ANNUALITA' 2020 - INTERVENTO 15952**



**C.U.P. J87H19005540001**

**COMMITTENTE:**

Amm.ne Comunale di Palanzano  
Piazza Cardinale Ferrari, 1 - 43025 Palanzano (PR) P.I. 00452160344

**PROGETTO:**



FATTIBILITA'



DEFINITIVO



ESECUTIVO



D.L.

**TAVOLA:**

**RELAZIONE DI CALCOLO  
VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

**N°**

**S 3  
1**

**REVISIONI:**

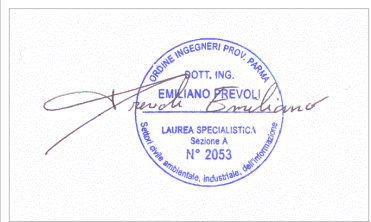

**DATA**

09 / 07 / 2020

**SCALA:**

-

IL PROG. ARC./ STR.  
Ing. Emiliano Prevoli



Consulenze Specifiche  
Studio Montepara S.r.l

R.U.P.  
Geom. Giuseppe Guatteri

## INDICE

1	PREMESSA .....	2
2	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA.....	3
3	DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE .....	5
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	9
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	10
6	LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO .....	17
7	ANALISI DEI CARICHI .....	18
	Parametri della struttura.....	20
8	PROGETTO E VERIFICHE STRUTTURALI .....	24
8.1	Criteri di progettazione e modellazione.....	24
8.2	Carichi sulla struttura.....	32
8.3	Principali risultati .....	41
8.3.1	Sollecitazioni significative (SLU, SLE) .....	41
8.3.2	Verifiche SLU .....	51
8.3.3	SLE .....	55
9	FIRME .....	56

## 1 PREMESSA

La presente relazione riporta i calcoli strutturali e la valutazione della sicurezza effettuati per i lavori di consolidamento dell'impalcato del Ponte sul Cedra che versa in pessime condizioni di manutenzione.

L'intervento può essere individuato come **intervento di miglioramento**, secondo quanto riportato al § 8.4 delle NTC 2018.

L'intervento è ubicato in Località Caneto, nel Comune di Palanzano, Provincia di Parma. La costruzione si colloca alle coordinate di latitudine 44,443 e di longitudine 10,188.



Immagine 1: vista aerea 1



Immagine 2: Vista aerea 2

## 2 DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Per la documentazione fotografica completa si veda la Relazione Fotografica depositata.



Foto 1



Foto 2



Foto 3



Foto 4

### 3 DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE

Come già detto nelle premesse, si riportano di seguito i calcoli e le verifiche effettuati per intervento di consolidamento dell'impalcato del ponte sul Torrente Cedra a Caneto.

La struttura è realizzata in calcestruzzo armato ordinario (non precompresso) gettato in opera, e presenta le seguenti caratteristiche strutturali:

- impalcato di lunghezza 60.00 m, larghezza di 6,10 m circa e altezza media rispetto all'alveo di 6,00 m.
- n° 5 campate a graticcio in travi in c.a. in opera con luce di 12 m circa;
- n°4 pile in alveo con paramento in calcestruzzo;
- n° 2 spalle in calcestruzzo in opera;
- le fondazioni in prima verifica risultano superficiali, con profondità iniziale di circa 2,00 m dal piano fluviale, con appoggio sulla roccia in posto.

L'impalcato presenta la seguente sezione trasversale corrente, trascurando la presenza dei traversi:

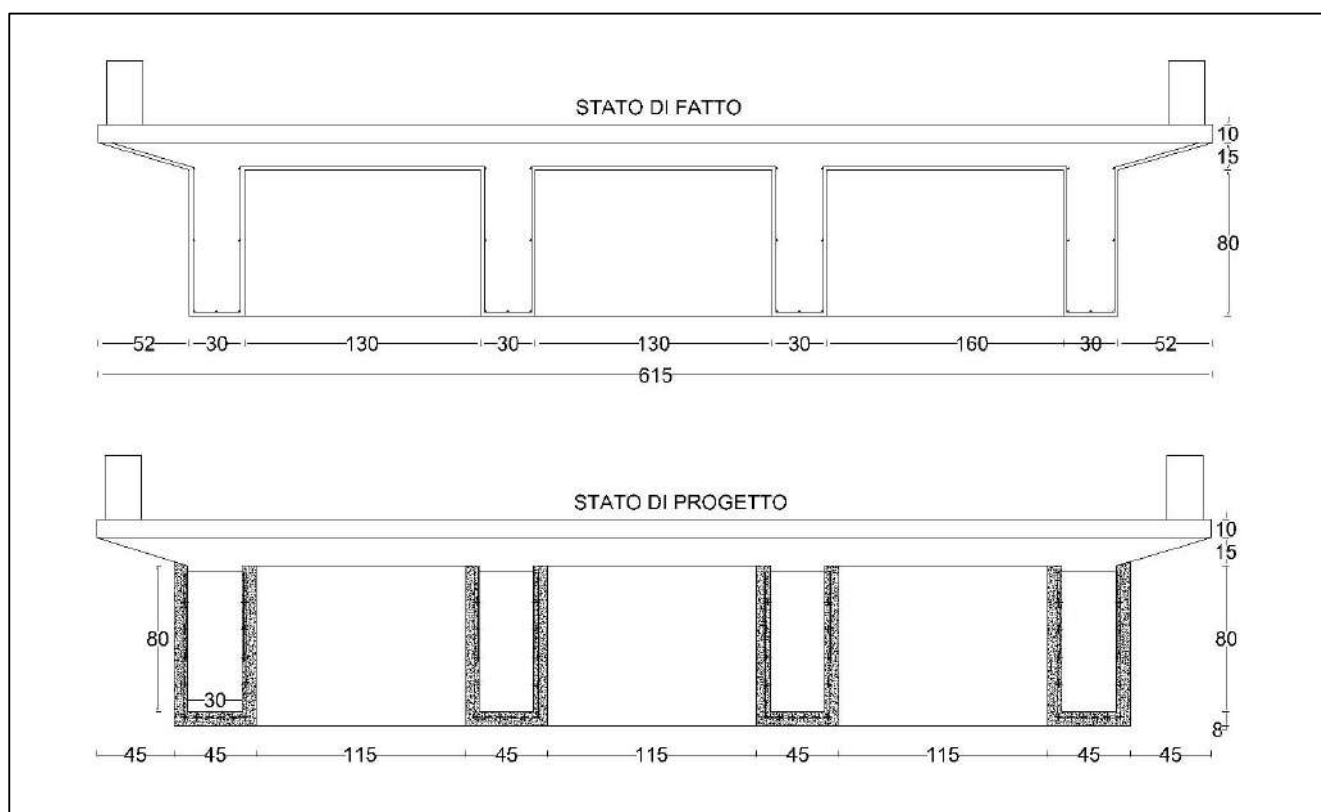


Fig. 1: Sez. trasversale impalcato: stato di fatto e di progetto

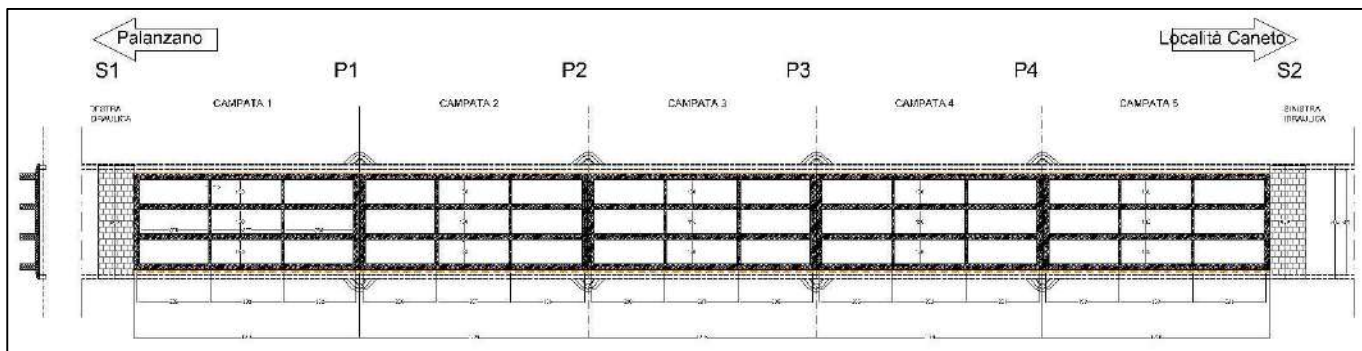


Fig. 2: Pianta impalcato

Come detto, e come visibile dalla pianta (Fig. 2), l'impalcato va a costituire un graticcio di travi collegate all'estradosso da un getto continuo che fa in modo che le varie nervature longitudinali collaborino tra di loro nel caso di carichi non simmetrici ed eccentrici rispetto all'asse di mezzeria.

Le nervature longitudinali sono 4, allo stato di fatto hanno una larghezza di 30 cm, un interasse di 160 cm e sotto sporgono rispetto al getto superiore di calcestruzzo di 80 cm; il getto superiore ha uno spessore totale di 25 cm ed è parzialmente svasato ai lati delle due nervature più esterne.

Le nervature trasversali (traversi) sono 4, 2 agli appoggi e 2 ai terzi della luce, così da dividere ciascuna trave di impalcato in 3 conchi uguali, come meglio evidenziato nelle tavole di progetto. I traversi hanno anch'essi una altezza di 80 cm, ed una larghezza di 15 cm.

La larghezza totale dell'impalcato è di circa 6.10 mt, e presenta una altezza totale di 1.05 mt, di cui 0.80 mt di nervature. L'intradosso del graticcio dista dall'estradosso delle fondazioni circa 3.95 mt.

Come si può osservare dalla documentazione fotografica allegata alla pratica, lo stato di conservazione delle nervature del graticcio dell'impalcato versano in pessime condizioni, con parti di calcestruzzo completamente mancanti, ferri a vista ossidati, porzioni di copriferro parzialmente disgregate o soggette a distacco.

L'intervento di miglioramento consiste nel rimuovere le parti ammalorate di calcestruzzo, provvedere alla pulizia, dei ferri di armatura (per quanto possibile), e soprattutto vuole ripristinare il calcestruzzo mancante così da garantire la protezione dell'armatura.

Inoltre, dal momento che non si conosce l'effettivo stato di degrado delle armature presenti nelle nervature, si è deciso, in fase di intervento, non solo di ripristinare il calcestruzzo mancante, ma anche di realizzare un ringrosso delle nervature, così da consentire la posa di armatura aggiuntiva ad integrazione di quella presente, sia nei riguardi della flessione che a taglio.

La ricostruzione, ed il conseguente ringrosso, delle nervature sarà realizzato con la posa di malta tissotropica fibrorinforzata, tipo Kerabuild Eco R4 Tixo, prodotta da KERAKOLL, a caratteristiche garantite, sia in termini di resistenza che di durabilità, ed opportunamente posata.

Lo spessore aggiuntivo sarà di circa 7.5 cm lateralmente e inferiormente, così da garantire un adeguato copri ferro per le armature aggiuntive; dopo l'intervento, le nervature longitudinali avranno pertanto una larghezza maggiorata

di 45 cm ed una altezza totale di 87.5 cm; rimane invariato invece lo spessore del getto di completamento superiore (25 cm totali).

Oltre all'opera di rinforzo sull'impalcato, l'intervento prevede anche un intervento di rinforzo delle pile e un intervento sulle fondazioni.

L'intervento sulle pile consiste nella rimozione del copriferro su tutta la superficie e di tutto il calcestruzzo ammalorato presente sui del manufatti e successiva realizzazione di un getto integrativo adeguatamente collegato alla struttura esistente da connettori ancorati con resina, come meglio evidenziato dalle tavole di progetto.

All'interno del getto integrativo è prevista una armatura corrente costituita da  $\varnothing 20/20$  in doppio strato, uno a ridosso della struttura esistente ed uno all'esterno, a realizzare una sorta di incamiciatura in grado di resistere alle azioni sismiche di progetto; inoltre sono presenti staffe orizzontali di confinamento  $\varnothing 12/20$ .

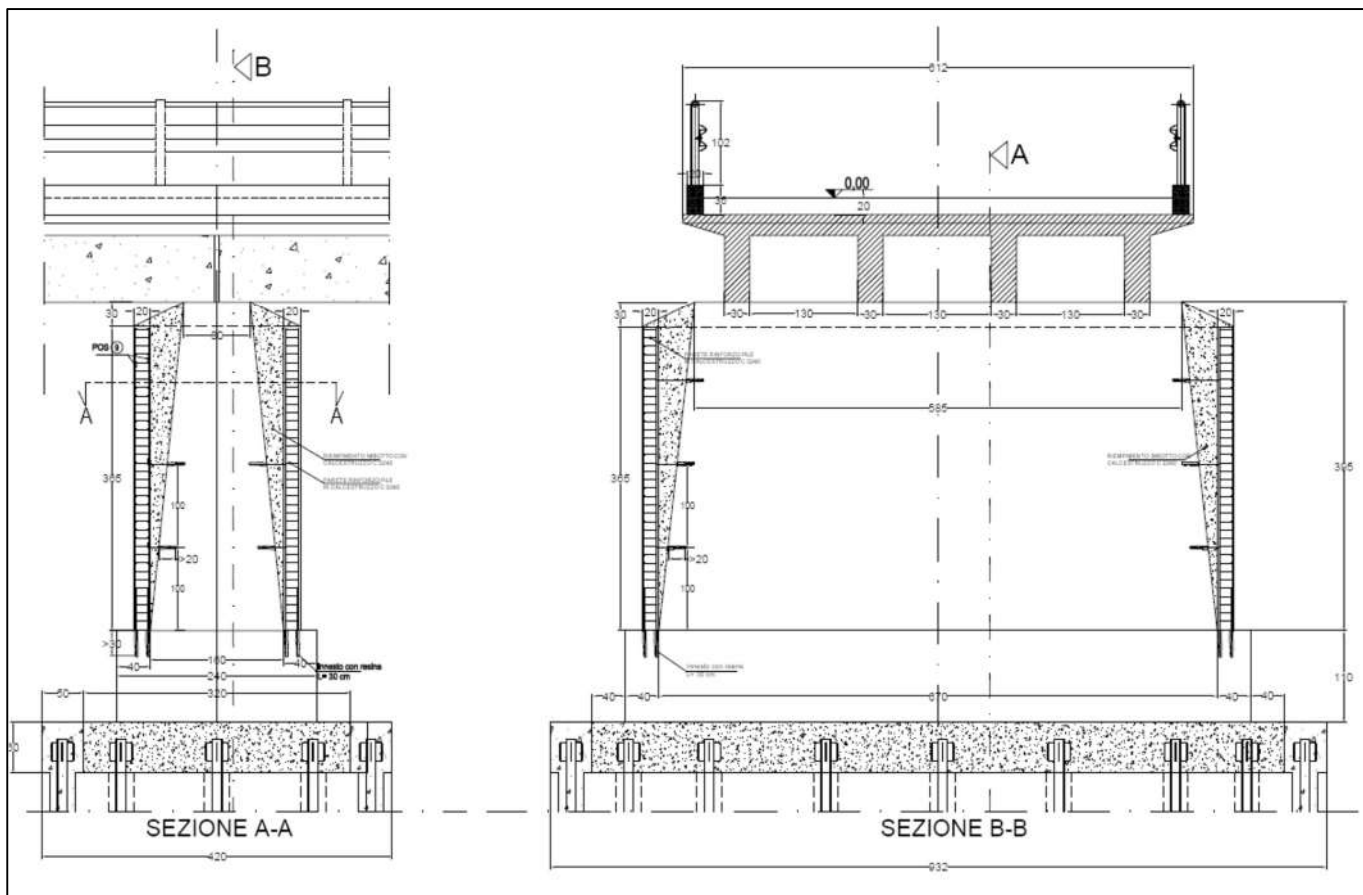


Fig. 2: Sezione pile stato di progetto

L'intervento sulle opere di fondazione è invece riportato in altra relazione di calcolo allegata al progetto depositato.

Trattandosi di un intervento di miglioramento, è stata effettuata una analisi globale dell'intero ponte (pile ed impalcato) allo stato di fatto ed allo stato di progetto, in modo da garantire un aumento della sicurezza strutturale del manufatto, raggiungendo un livello di sicurezza maggiore.

---

## 4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 17.01.2018: Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni";

Circolare 11.2.2019, n.7: "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008.

D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380: "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia" e ss.mm.ii.

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### MATERIALI ESISTENTI

Per quanto riguarda i materiali esistenti, sull'impalcato sono state eseguiti 2 prelievi di calcestruzzo (carotaggi) e 2 di barre di armatura; sulle pile sono stati eseguiti 3 prelievi di calcestruzzo e 2 di barre di armatura; alle pagine seguenti si riporta un estratto dei risultati delle prove effettuate.

Si riprende quanto riportato nelle "Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera".

#### CALCESTRUZZO IN OPERA:

$h/d = 1$  rapporto tra altezza e diametro carota

$R_{c,is} = f_{carota} * F_d$   $R_{c,is}$  in quanto  $h/d = 1$

con  $F_d = 1.09$  Fattore di disturbo

$R_{ck,is} = \min [R_{m,is}-k; R_{is,lowest}+4]$

$R_{m,is}-k = 21.47-7 = 14.47 \text{ N/mm}^2$

$R_{is,lowest}+4 = 20.1 \text{ N/mm}^2$

Da cui:

$R_{ck,is} = 14.47 \text{ N/mm}^2$

Essendo

$R_{ck,is} > 0.85 R_{ck}$ ,

si assume:

$R_{ck} = 17 \text{ N/mm}^2$

#### LIVELLO DI CONOSCENZA

Visto il numero di prove effettuate si assume LC2.

LC2  $\rightarrow$  FC = 1.2

#### ACCIAIO IN OPERA

Sono state rilevate barre lisce; visti i risultati delle prove di laboratorio si desume che sia stato impiegato:

Barre di Armatura acciaio FeB 32 K

Tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 315 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 490 \text{ N/mm}^2$
Tensione di progetto	$F_{yd} \geq 273,9 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$

## INTERVENTO SULL'IMPALCATO:

Per l'intervento di consolidamento si impiega la malta tissotropica Kerabuild Eco R4 Tixo prodotta da Kerakoll, le cui caratteristiche sono riportate alle pagine seguenti.

Armatura aggiuntiva:

### Barre di Armatura acciaio B450C

Tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione di progetto	$F_{yd} \geq 391,3 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$

## INTERVENTO SULLE PILE:

Per il ringrosso delle pile:

### Calcestruzzo C32/40

Modulo elastico normale	$E_c = 33600 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico tangenziale	$G_c = 14000 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} \geq 18,13 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XF1
Rapporto A/C	0,50
Diametro massimo inerti	32 mm
Classe di consistenza	S3/S4

### Barre di Armatura acciaio B450C

Tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione di progetto	$F_{yd} \geq 391,3 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$

Per gli interventi sulle fondazioni i materiali sono indicati nella corrispondente relazione tecnica.



Laboratorio autorizzato dal Ministero Infrastrutture e Trasporti secondo la Circolare n° 7618/2010 - Concessione n° 5953

## ALLEGATO 1 - REPORT ROTTURA PROVINI CILINDRICI



Via A. Pizzardi, 12  
46018 Livadi di Carstano (MN)  
Tel. 0376.291712 - Fax 0376.293042  
e-mail: info@lstm.com  
C.F. e P.I. 01291110319  
Capitale Sociale € 11.440 i.v.  
Regione Ingegn. di Mantova

### SEZIONE CALCESTRUZZI

PROT. N. 185B/2020  
Verbale di accettazione N. 125B/2020 del 26/02/2020 Mantova, 27/03/2020

#### RAPPORTO DI PROVA

Soggetto consegnatorio:	
RICHIEDENTE	: STUDIO MM SRL
INDIRIZZO	: Strada Pedemontana, 40/S - 43029 Mamiano di Traversetolo (PR)
NATURA DEI CAMPIONI	: Campioni cilindrici di calcestruzzo prelevati in opera dal Committente
PROVA RICHIESTA	: Resistenza alla compressione - UNI EN 12390/3
CANTIERE DI PROVENIENZA	: PALANZANO (PR) - LOC. CANETO - "PONTE CANETO"

#### Determinazione della resistenza a compressione secondo UNI EN 12390/3

RISULTATI DELLE PROVE							
N	Contrassegno provini	Dimensioni diametro x altezza (mm)	Rapp. H/D	Massa Volumica (Kg/m³)	Resistenza Max. Unit. (Mpa) $f_c$	Data di prelievo	Data prova
1	C1 - PILA 1	103 x 103	1,00	2124	16,1	20/02/2020	03/03/2020
2	C3 - TRAVE IMPALCATO	103 x 103	1,00	2287	21,3	20/02/2020	03/03/2020
3	C4 - SPALLA DESTRA	103 x 103	1,00	2216	17,4	20/02/2020	03/03/2020
4	C5 - PILA 3	103 x 105	1,02	2301	18,2	20/02/2020	03/03/2020
5	C6 - PILA 4	103 x 105	1,02	2287	19,5	20/02/2020	03/03/2020
6	C7 - TRAVE IMPALCATO	103 x 104	1,01	2359	25,7	20/02/2020	03/03/2020

(\*) 1 MPa = 1N/mm² = 10,2 Kg/cm²

Prova eseguita secondo la norma UNI EN 12390/3

Attrezzatura utilizzata: Pressa idraulica motorizzata "CONTROLS" da 3000 kN - mod. C1601 - matricola 96113575 - Data ultima taratura: 17/05/19

#### OSSERVAZIONI:

Le facce di carico dei provini sono state preventivamente sottoposte a rettificazione meccanica con mola diamantata.

Tipo di rottura soddisfacente.

Il Committente dichiara la seguente profondità di carbonatazione: rif. Campione C1 - C2 - C3 - C4 - C5 - C6: NON RILEVATA

Documento non valido ai fini del D.M. 17/01/18

Il presente rapporto di prova non è riproducibile senza autorizzazione scritta del Laboratorio. Gli enti di accreditamento e i committenti sono avvertiti che i dati sono validi solo per i campioni sottoposti a prova.

Il Tecnico Sperimentatore  
Giovanni Fabio

Il Direttore del Laboratorio  
dott. ing. Giuliano Ferrari

Pagina 1 di 1



Laboratorio autorizzato dal Ministero Infrastrutture e Trasporti secondo la Circolare n° 7618/2010 - Concessione n° 5953

**ALLEGATO 2 - REPORT PROVE DI TRAZIONE SPEZZONI DI ARMATURA**



Via A. Piretti, 12  
46030 Levata di Carstano (MN)  
Tel. 0376 291712 - Fax 0376 291042  
e-mail: info@lstmna.com  
C.F. e P.I. 01251110399  
Capitale Sociale € 11.400 i.v.  
Registro Imprese di Mantova

**SEZIONE ACCIAI**

PROT. N.184B/2020

Verbale di accettazione N.125B/20 del 26/02/20

Mantova, 27/03/2020

**RAPPORTO DI PROVE A TRAZIONE (D.M. 17/01/18)**

COMMITTENTE	: STUDIO MM
INDIRIZZO	: Strada Pedemontana, 40/S - 43029 Mamiano di Traversetolo (PR)
NATURA DEI CAMPIONI	: Tondi lisci prelevati da struttura in opera
PROVENIENZA CAMPIONI	: PALANZANO (PR) - LOC. CANETO - "PONTE CANETO"

**RISULTATI DELLE PROVE A TRAZIONE**

N° campioni L.T.M.	Contrassegno	Ø nominale (mm)	Sezione S <sub>0</sub> (mm²)	Tensione di snervamento f <sub>y</sub> (MPa)*	Tensione di rottura f <sub>t</sub> (MPa)*	A <sub>g</sub> (%)	Data di prova
1	F1-Trave impalcato	25	490,6	258,0	359,2	29,0	07/03/20
2	F2-Pila 1	20	314,0	292,3	387,2	31,3	07/03/20
3	F3-Trave impalcato	28	615,4	257,1	319,5	27,6	07/03/20
4	F4-Pila 3	20	314,0	286,1	382,1	29,7	07/03/20

(\*): 1 Mpa = 1 N/mm² = 10,2 Kg/cm²

Prove eseguite secondo le normative UNI EN ISO 6892-1/2

Apparecchio utilizzato: Pressa idraulica motorizzata METROCONFER 800 kN - mod. LI 80 C - Metrocola 7388 - Data ultima taratura: 17/06/19

OSSERVAZIONI: Nessun marchio di ferreria rilevato



Pagina 1 di 1

40

LINEA EDILIZIA / Malte minerali per ripristino calcestruzzo

## Kerabuild Eco R4 Tixo

Malta minerale eco-compatibile per il ripristino e il consolidamento a durabilità garantita di strutture in calcestruzzo, ideale nel GreenBuilding. Riciclabile come inerte a fine vita.

Kerabuild Eco R4 Tixo è una malta polimero-modificata, tixotropica, fibrorinforzata, a ritiro compensato, Zero Crack Risk, conforme ai requisiti prestazionali richiesti dalla EN 1504-3 per malte strutturali di classe R4 di tipo CC e PCC.



### GREENBUILDING RATING\*

**Kerabuild Eco R4 Tixo**  
- Categoria: Inorganici minerali  
- Classe: Malte minerali per ripristino calcestruzzo  
- Rating: Eco 1



SISTEMI DI MISURAZIONE AUTORIZZATI DALLENTE DI CERTIFICAZIONE SES

### ECO NOTE

- Riciclabile come inerte minerale evitando oneri di smaltimento e impatto ambientale

### PLUS PRODOTTO

- Eccellente lavorabilità e facilità di applicazione
- Conforme alla EN 1504-3 Classe R4 per strutture aeree (PCC) e a contatto permanente con acqua (CC)
- Zero Crack Risk: a rischio fessurativo nullo
- Resistente alle aggressioni ambientali (EN 206)



### CAMPI D'APPLICAZIONE

**Destinazione d'uso**  
Ripristino e consolidamento di elementi di strutture e infrastrutture in calcestruzzo armato quali ponti, viadotti, gallerie, canali idraulici...

### INDICAZIONI D'USO

#### Preparazione dei supporti

Prima di applicare Kerabuild Eco R4 Tixo occorre irruvidire il substrato (asperità di almeno 5 mm) mediante scarifica meccanica o idrodemolizione. Successivamente è necessario rimuovere la ruggine dai ferri d'armatura, che dovranno essere preparati al grado St2 per pulizia manuale e Sa2 per pulizia meccanica (sabbatura) secondo la Norma ISO 8501-1, e rivestiti con malta ad azione protettiva attiva/passiva Kerabuild Eco Steel P.

Si procederà quindi alla pulizia del substrato, eliminando qualsiasi residuo di polvere, grasso, oli e altre sostanze contaminanti con aria compressa o idropulitrice, e alla bagnatura a rifiuto fino ad ottenere un substrato saturo, ma privo di acqua liquida in superficie. Verificare l'idoneità della classe di resistenza del calcestruzzo di supporto prima dell'applicazione della malta.

Ripristi a spessore su superfici estese: si richiede l'applicazione di un'armatura metallica di contrasto ancorata al supporto mediante tassellatura.

#### Preparazione

Kerabuild Eco R4 Tixo si prepara mescolando 25 kg di polvere con l'acqua indicata sulla confezione (è consigliabile utilizzare l'intero contenuto di ogni sacco). La preparazione dell'imposto può essere effettuata in betoniera, mescolando fino ad ottenere una malta omogenea e priva di grumi. E' anche possibile impiegare una macchina spruzzatrice per malte a pistone o a coccia, per miscelare e

\* EMISSION DANS L'AIR INTERIEUR: Information sur le niveau d'émission de substances volatiles dans l'air intérieur, présentant un risque de toxicité par inhalation, sur une échelle de classe allant de A+ (très faibles émissions) à C (fortes émissions).

**KERA KOLL**  
The GreenBuilding Company

Kerabuild Eco R4 Tixo Code: 2716 3014/20

## INDICAZIONI D'USO

successivamente spruzzare. Per ridotte quantità, mescolare il prodotto in secchio utilizzando un trapano con frusta a basso numero di giri.

Conservare il materiale al riparo da fonti di umidità e in luoghi protetti dall'insolazione diretta.

## Applicazione

L'applicazione di Kerabuild Eco R4 Tixo potrà avvenire manualmente (a cazzuola) o mediante macchina spruzzatrice, in spessori non inferiori a 10 mm e non superiori a 35 mm per mano, nel rispetto delle corrette tecniche applicative.

Per spessori di riporto superiori a 35 mm, inserire una rete elettrosaldata Ø 5 a maglia 10x10 cm di contrasto, ancorata al supporto e da questo opportunamente distanziata. L'applicazione deve garantire il riempimento di tutte le cavità e l'inglobamento dei ferri d'armatura nella malta da ripristino.

Terminata l'applicazione si procederà alla staggiatura e alla rifinitura con frattazzo di spugna, curando la stagionatura umida delle superfici per almeno 24 ore.

## Pulizia

La pulizia degli attrezzi da residui di Kerabuild Eco R4 Tixo si effettua con acqua prima dell'indurimento del prodotto.

## VOCE DI CAPITOLATO

Ripristino e consolidamento di elementi di strutture in calcestruzzo armato, mediante applicazione a cazzuola e a spruzzo di malta minerale eco-compatibile, per il ripristino e il consolidamento a durabilità garantita di strutture in calcestruzzo, tipo Kerabuild Eco R4 Tixo di Kerakoll Spa, provvista di marcatura CE, GreenBuilding Rating\* Eco 1 e conforme ai requisiti prestazionali richiesti dalla Norma EN 1504-3, per malte strutturali di Classe R4 di tipo CC e PCC.

## DATI TECNICI SECONDO NORMA DI QUALITÀ KERAKOLL

Aspetto	polvere	
Massa volumica apparente	1430 kg/m <sup>3</sup>	UEAt:
Natura mineralogica aggregato	silicatica-carbonatica	
Intervallo granulometrico	0 - 2,5 mm	EN 12192-1
Conservazione	≈ 12 mesi nella confezione originale in luogo asciutto	
Confezione	sacchi 25 kg	
Acqua d'impasto	≈ 4,5 l / 1 sacco 25 kg	
Spandimento dell'impasto:		
- dopo 5 minuti	150 - 170 mm	EN 13395-1
- dopo 60 minuti	140 - 150 mm	EN 13395-1
Massa volumica dell'impasto	≈ 2050 kg/m <sup>3</sup>	
pH dell'impasto	≥ 12,5	
Durata dell'impasto (pot life)	≥ 1 h	
Temperatura di applicazione	da +5 °C a +35 °C	
Spessore minimo	10 mm	
Spessore massimo per strato	35 mm	
Resa	≈ 17,5 kg/m <sup>2</sup> per cm di spessore	

*Rilevazione dati a +21 °C di temperatura, 60% U.R. e assenza di ventilazione. Possono variare in funzione delle specifiche condizioni di cantiere.*

Kerabuild EcoR4 Tixo-Classe CEM 32,5R

**KERAKOLL**  
The GreenBuilding Company

**KERAKOLL S.p.a.**  
Via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italy  
Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 591  
info@kerakoll.com - www.kerakoll.com

## 6 LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Comune: PALANZANO – Loc. Caneto  
Provincia: PARMA  
Regione: EMILIA-ROMAGNA  
Coordinate GPS:  
Latitudine : 44.443° N  
Longitudine: 10.188° E  
Altitudine s.l.m.: ≈ 535 mt

## 7 ANALISI DEI CARICHI

### CARICHI PERMANENTI

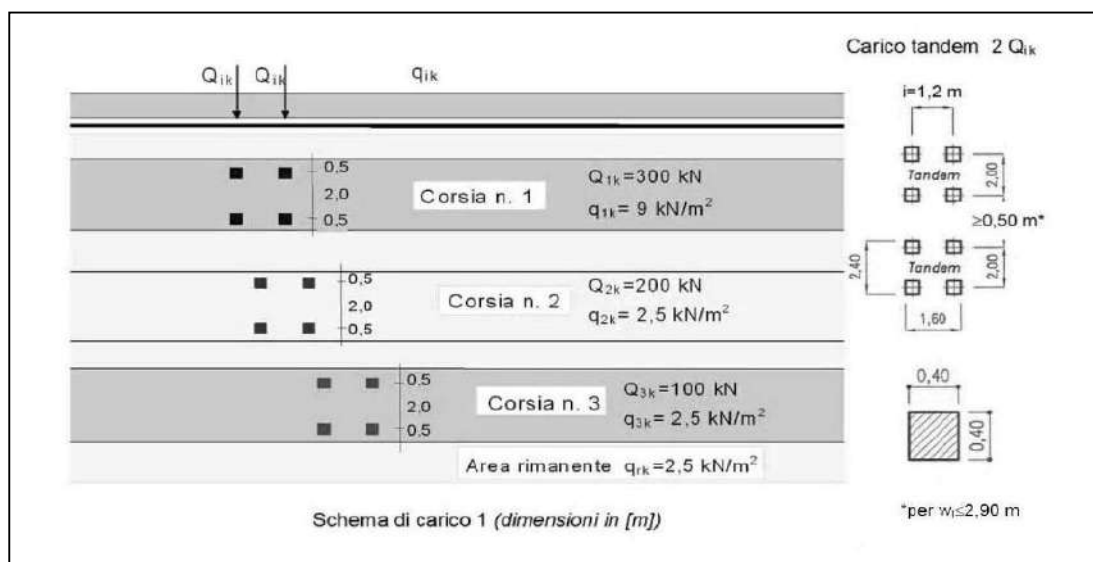
Peso manto stradale:	200 daN/m <sup>2</sup>
Peso barriere:	100 daN/m
Peso Cordoli parapetti	180 daN/m

### PESO PROPRIO

Peso calcestruzzo:	2500 daN/m <sup>3</sup>
--------------------	-------------------------

### CARICHI VARIABILI

Come carichi variabili si considera quanto indicato nelle NTC 2018 al § 5.1.3.3.5, di seguito riportato



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

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

### 5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: $q_3$

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad [5.1.4]$$

essendo  $w_1$  la larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

In questo caso si è assunto, distribuito sull'impalcato:

$$q = 100 \text{ daN/mq}$$

### 5.1.3.11 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI: $q_9$

Nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Nel caso di appoggi in gomma dette forze devono essere valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti.

Le resistenze passive dei vincoli devono essere considerate associate a quelle azioni per le quali danno effetto.

Il coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU deve essere assunto come per le azioni variabili.

In questo caso si è assunto, per ogni appoggio:

$$F_x = 750 \text{ daN}$$

## AZIONE DELLA NEVE

Zona Neve = I Mediterranea

Periodo di ritorno,  $Tr = 50$  anni

$Ctr = 1$  per  $Tr = 50$  anni

$C_e$  (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

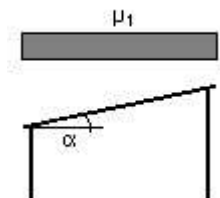
Valore caratteristico del carico al suolo =  $q_{sk} C_e Ctr = 313 \text{ daN/mq}$

Copertura PIANA:

- Copertura piana  $W = 10.0 \text{ m}$ ,  $L = 50.0 \text{ m} \Rightarrow L_c = 18.0$ ,  $C_{ef} = 1.000$

$$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 250 \text{ daN/mq}$$

Schema di carico:



## AZIONE DEL VENTO

Zona vento = 2

Velocità base della zona,  $V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$  (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona,  $A_o = 750 \text{ m}$  (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito,  $A_s = 691 \text{ m}$

Velocità di riferimento,  $V_b = 25,00 \text{ m/s}$  ( $V_b = V_{b.o}$  per  $A_s \leq A_o$ )

Periodo di ritorno,  $T_r = 50 \text{ anni}$

$C_r = 1$  per  $T_r = 50 \text{ anni}$

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto,  $V_r = V_b C_r = 25,00 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: D

[Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innestate o ghiacciate, mare, laghi,...)]

Esposizione: Cat. II - Entroterra fino a 750 m di altitudine

( $K_r = 0,20$ ;  $Z_o = 0,10 \text{ m}$ ;  $Z_{min} = 5 \text{ m}$ )

Pressione cinetica di riferimento,  $q_b = 39 \text{ daN/mq}$

Coefficiente di forma,  $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico,  $C_d = 1,00$

Coefficiente di esposizione,  $C_e = 2,00$

Coefficiente di esposizione topografica,  $C_t = 1,00$

Altezza dell'edificio,  $h = 8,00 \text{ m}$

Pressione del vento,  $p = q_b C_e C_p C_d = 78 \text{ daN/mq}$

## AZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento  $V_r$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento  $V_r$  e la probabilità di superamento  $P_{ver}$  associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno  $T_r$  e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T\*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

### Parametri della struttura

Classe d'uso	Vita $V_n$ [anni]	Coeff. Uso	Periodo $V_r$ [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
III	100.0	1.5	150.0	B	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente  $S = S_s \cdot S_t$  (3.2.3)

Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale

massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale

T<sub>B</sub> è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

T<sub>C</sub> è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

T<sub>D</sub> è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S<sub>e</sub>, è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Dove per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S<sub>s</sub> e C<sub>c</sub> valgono 1; mentre per le categorie di sottosuolo B, C, D, E i coefficienti S<sub>s</sub> e C<sub>c</sub> vengono calcolati mediante le espressioni riportate nella seguente Tabella

Categoria sottosuolo	S <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S<sub>T</sub> riportati nella seguente Tabella

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S <sub>T</sub>
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S<sub>ve</sub>, è definito dalle espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

I valori di  $S_s$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , sono riportati nella seguente Tabella

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
			Km
Loc.	10.192	44.435	
17157	10.133	44.387	7.079
17158	10.203	44.389	5.172
16936	10.200	44.439	0.773
16935	10.130	44.437	4.911

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	90.0	0.099	2.434	0.265
SLD	63.0	151.0	0.122	2.436	0.272
SLV	10.0	1424.0	0.266	2.417	0.307
SLC	5.0	2475.0	0.313	2.443	0.320

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.099	1.200	2.434	1.034	0.127	0.380	1.996
SLD	0.122	1.200	2.436	1.150	0.129	0.388	2.089
SLV	0.266	1.143	2.417	1.682	0.143	0.428	2.663
SLC	0.313	1.094	2.443	1.845	0.147	0.442	2.852

## VERIFICHE

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

		Coefficiente	EQU <sup>1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1} \cdot \gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qk}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{d1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>3)</sup>	1,00 <sup>4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{d2}, \gamma_{d3}, \gamma_{d4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>4)</sup> 1,20 per effetti locali

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

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

### 5.1.4.4 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture viene prefissato uno stato limite di fessurazione, commisurato alle condizioni ambientali e di sollecitazione, nonché alla sensibilità delle armature alla corrosione.

#### Strutture in calcestruzzo armato ordinario

Per le strutture in calcestruzzo armato ordinario, devono essere rispettate le limitazioni di cui alla Tab. 4.1.IV per armatura poco sensibile.

#### Strutture in calcestruzzo armato precompresso

Valgono le limitazioni della Tab. 4.1.IV per armature sensibili.

### 5.1.4.5 Verifiche allo stato limite di deformazione

L'assetto di una struttura, da valutarsi in base alle combinazioni di carico precedentemente indicate, deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze del traffico, nonché con i vincoli ed i dispositivi di giunto previsti in progetto.

Le deformazioni della struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili alle velocità di progetto della strada.

## 8 PROGETTO E VERIFICHE STRUTTURALI

### 8.1 Criteri di progettazione e modellazione

#### MODELLAZIONE:

E' stato realizzato un modello FEM 3D dell'intero ponte ,costituito da 4 pile e 5 graticci di impalcato; le spalle del ponte non sono state inserite nel modello, ma sono stati semplicemente inseriti degli appoggi (cerniere).

Si è modellato il graticcio come costituito dalle nervature longitudinali e dai cordoli trasversali, rappresentati da elementi beam; si sono considerate 4 travi longitudinali aventi sezione rettangolare, collegate tra loro da 4 cordoli trasversali, aventi anch'essi sezione rettangolare. E' stata inoltre inserita una superficie costituita da elementi shell, aventi uno spessore di 20 cm, a modellare il getto di completamento soprastante in graticcio.

L'impalcato è stato considerato semplicemente appoggiato alle estremità in corrispondenza di ogni nervatura longitudinale, come in effetti è.

Le pile sono state modellate come elementi beam incastrati alla base; alla sommità degli elementi è stato modellato un "*capitello*" a simulare gli appoggi delle singole campate a graticcio; il *capitello* di appoggio è stato modellato con elementi beam infinitamente rigidi (rigid link) senza peso.

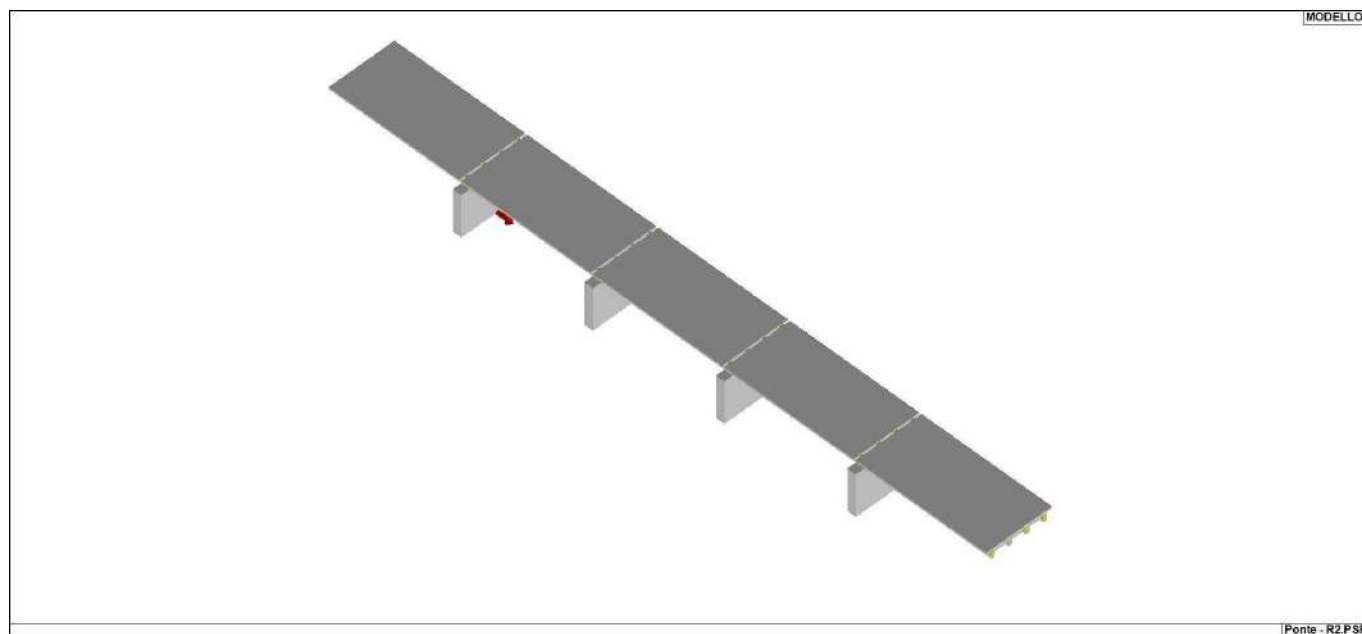
Ovviamente, trattandosi di un intervento di miglioramento, la modellazione è stata effettuata sia per lo stato di fatto che per quello di progetto, variando geometria e caratteristiche dei singoli elementi.

Una volta determinati i Momenti e i Tagli sollecitanti gli elementi strutturali, si è provveduto alle verifiche nelle condizioni più gravose, confrontando i risultati allo stato di fatto ed allo stato di progetto.

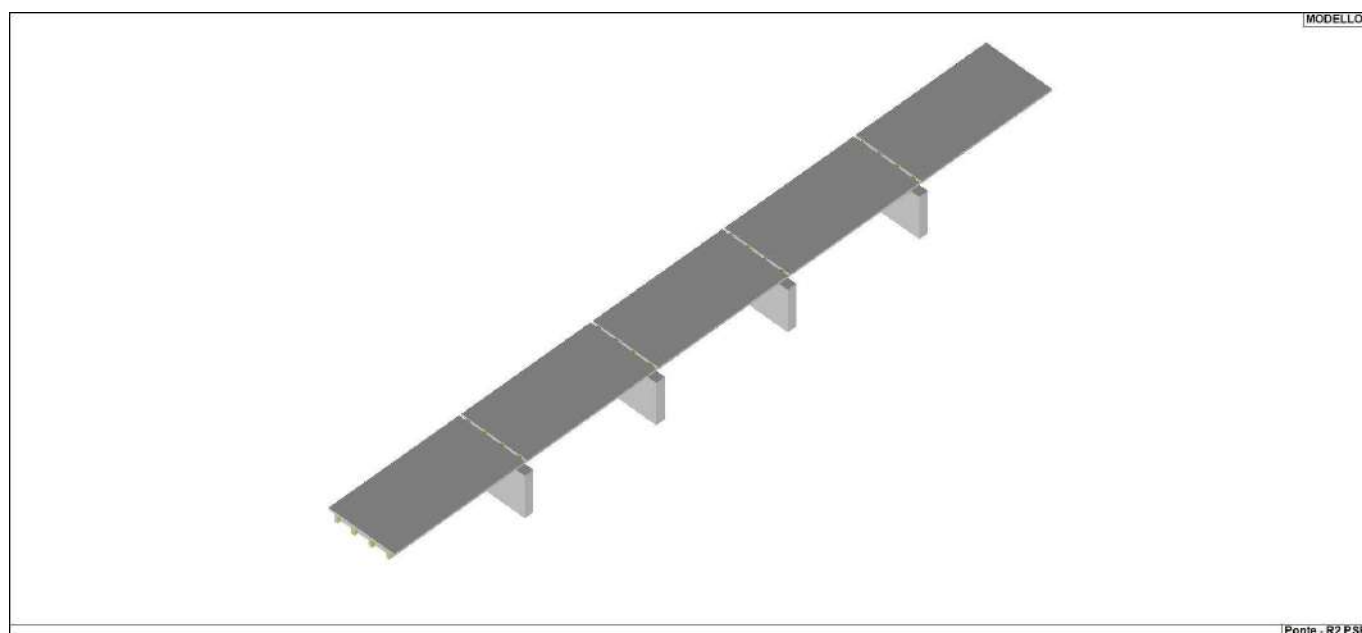
I carichi sono stati posizionati in modo da massimizzare Momento flettente e Taglio.

STATI LIMITE INDAGATI: SLU, SLE.

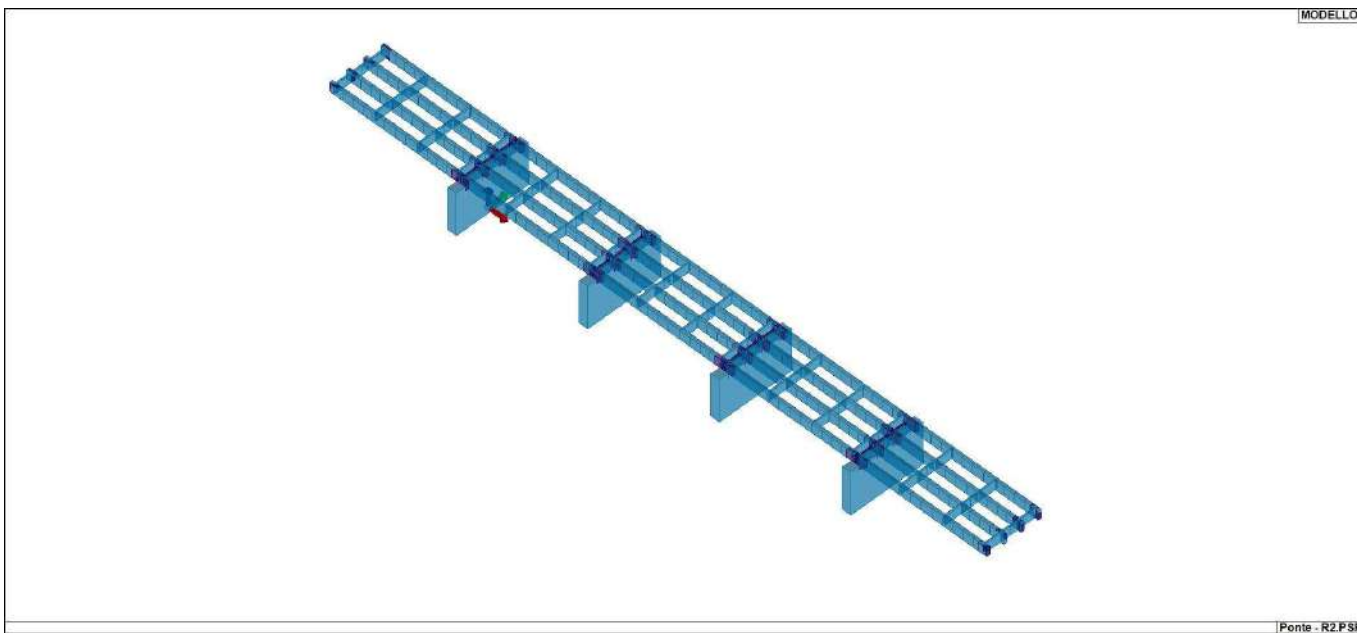
Di seguito si riportano gli elementi più significativi della progettazione (modelli, carichi e principali risultati e verifiche); l'Allegato 1A comprende i tabulati di calcolo della modellazione FEM allo stato di fatto; l'Allegato 1B comprende i tabulati di calcolo della modellazione FEM allo stato di progetto.



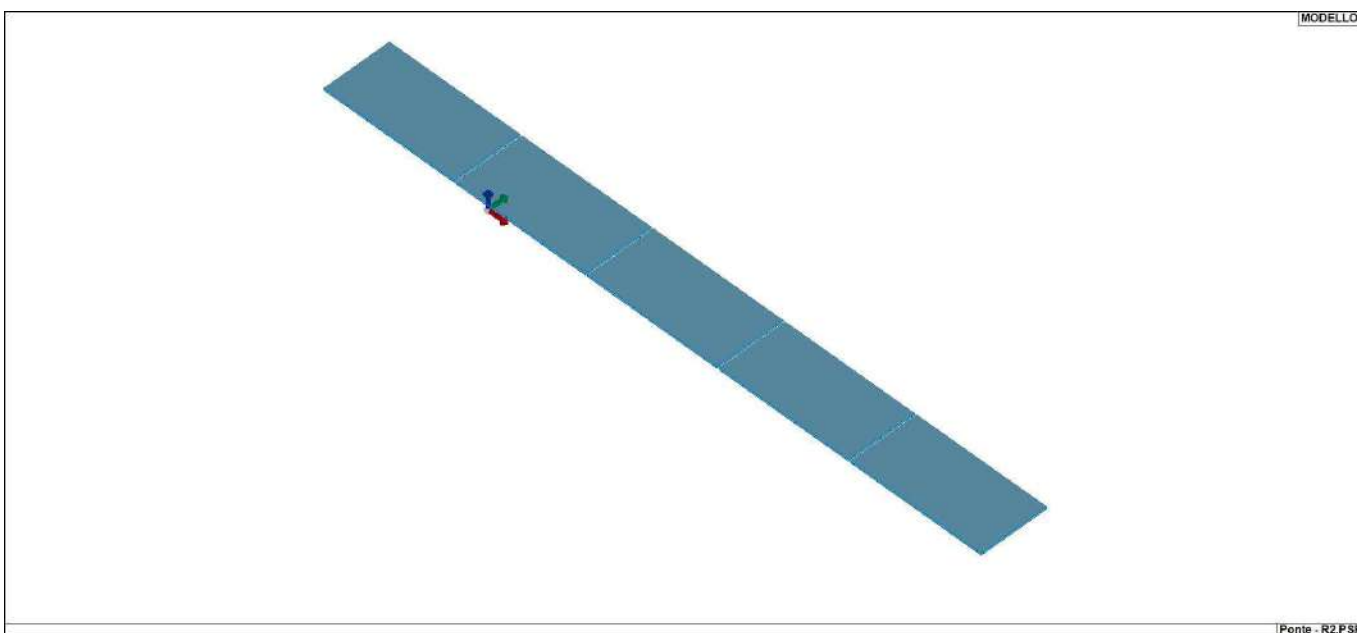
01\_INT\_VISTA\_SOLIDA\_001



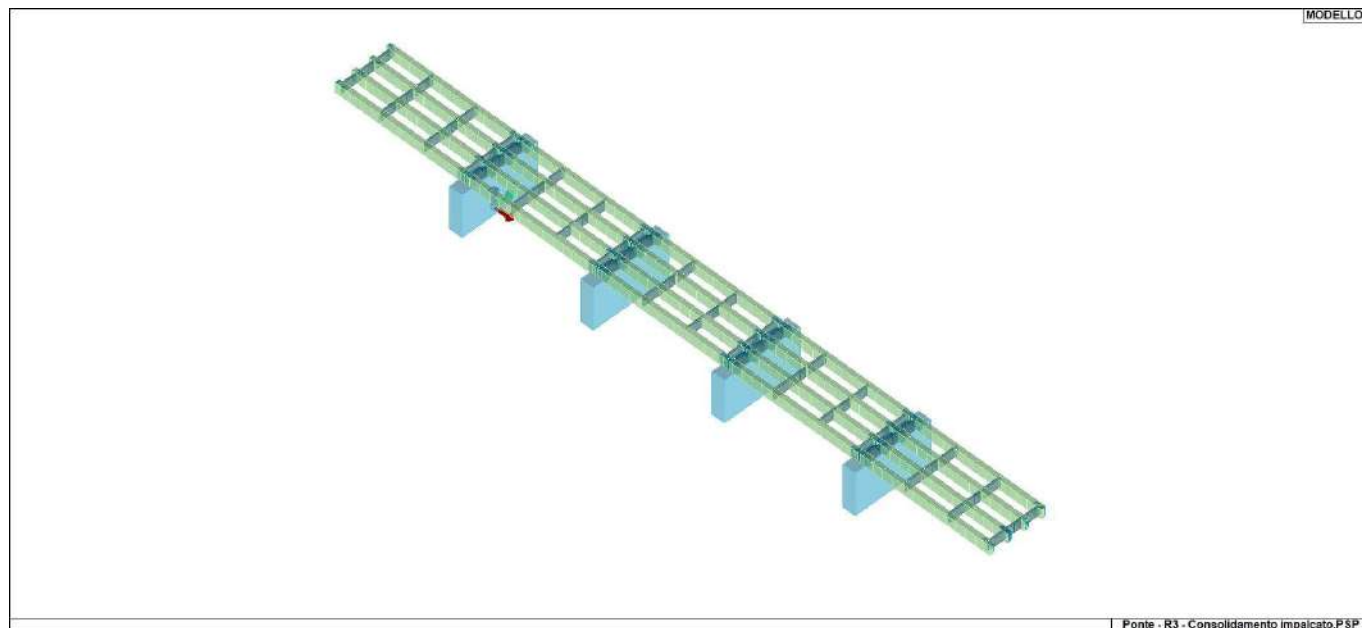
01\_INT\_VISTA\_SOLIDA\_002



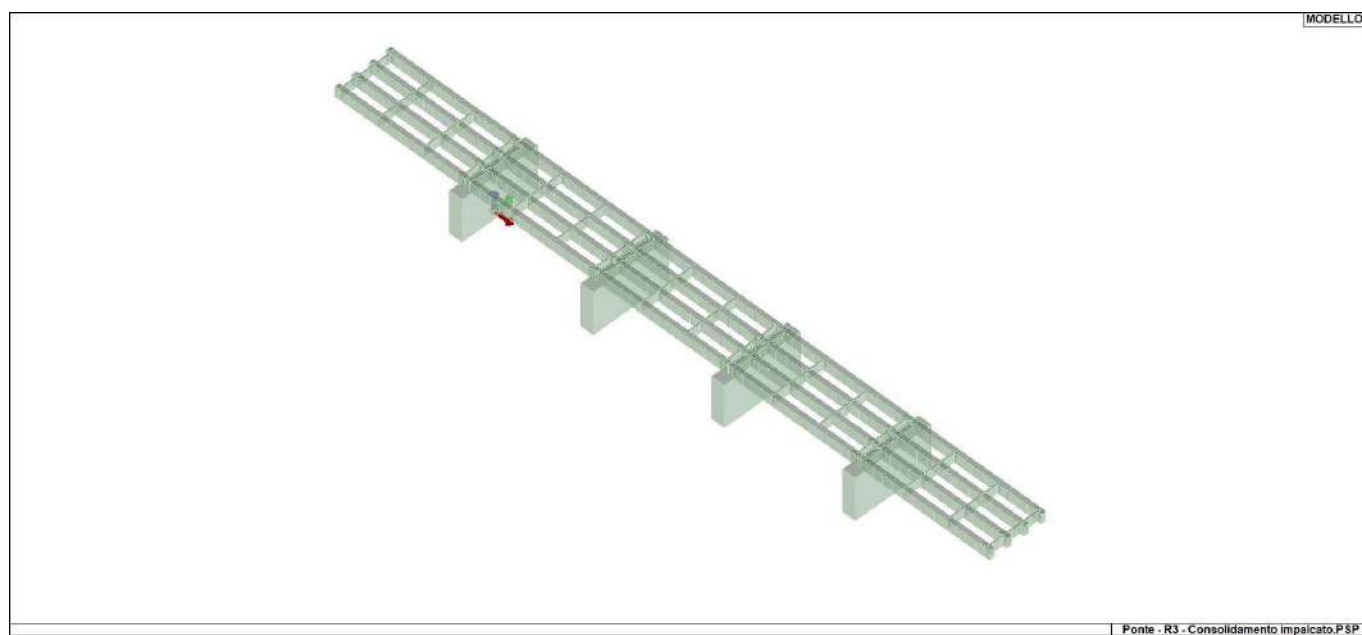
11\_MOD\_MATERIALI\_D2



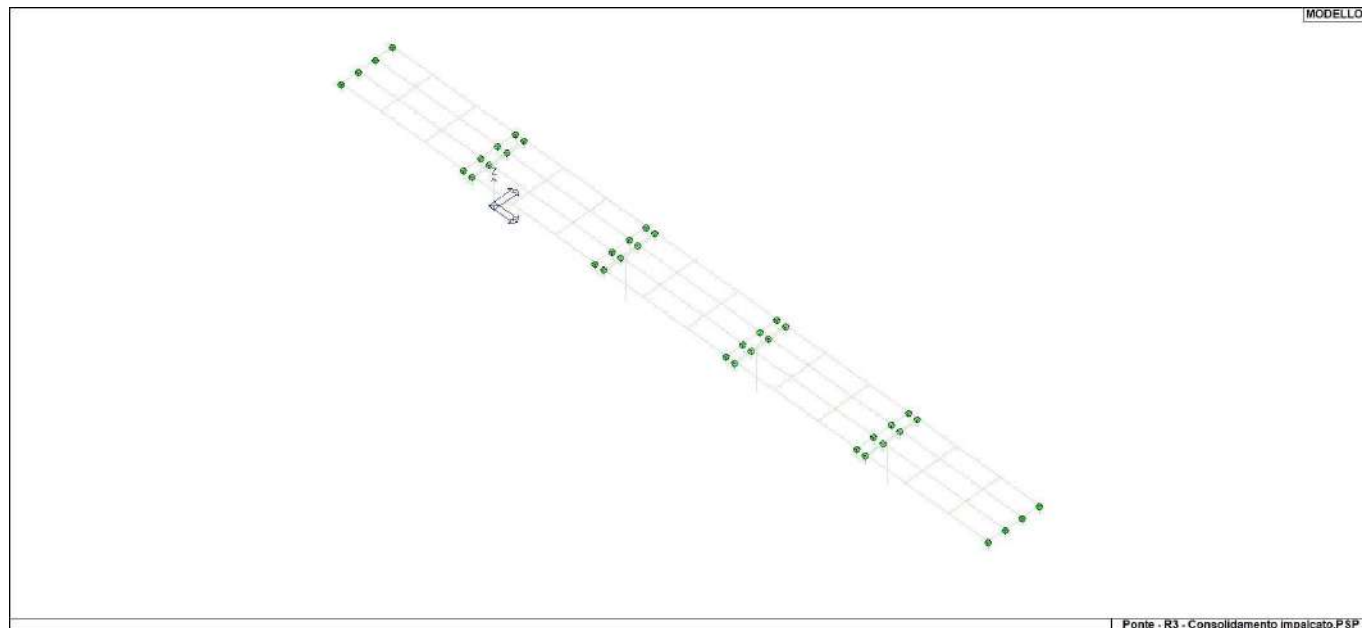
11\_MOD\_MATERIALI\_D3



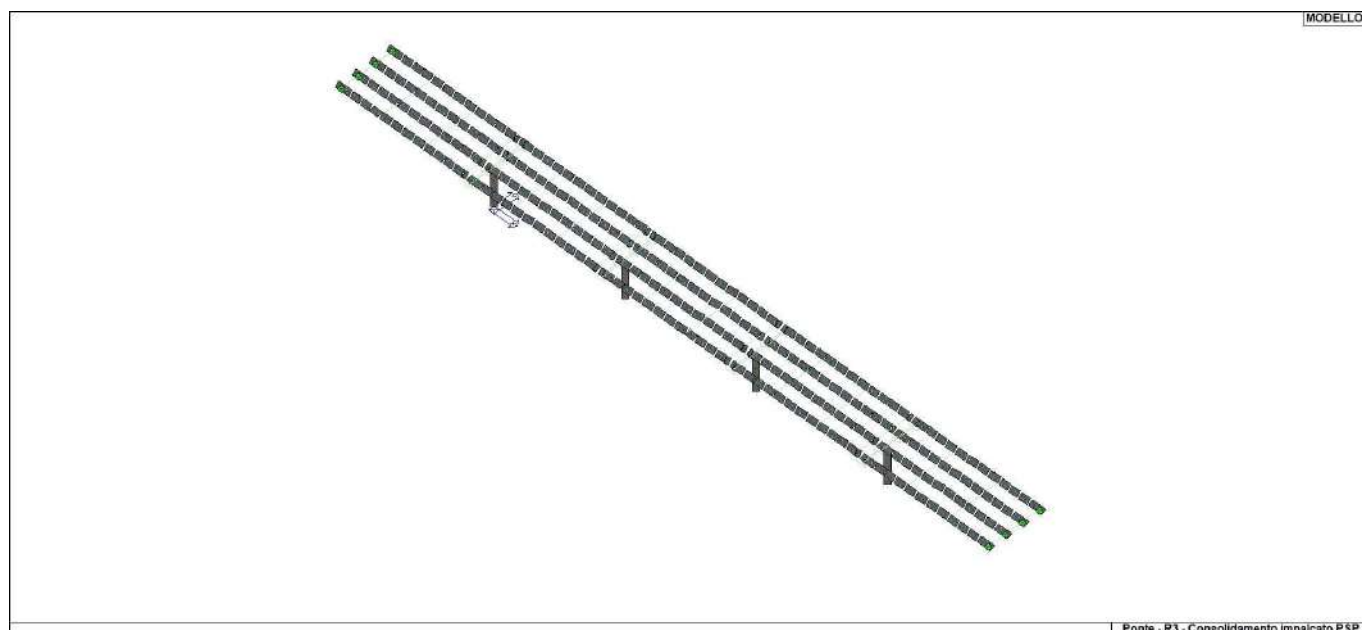
13\_MOD\_SEZIONI



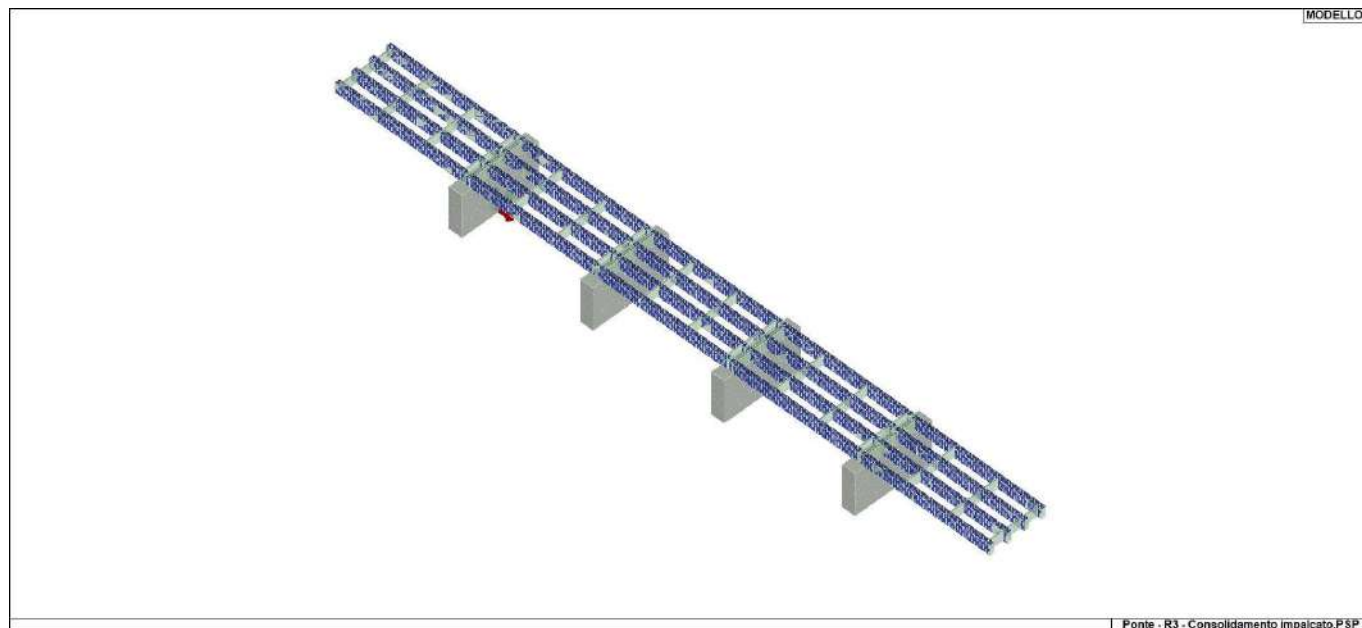
12\_MOD\_RINFORZI\_D2\_AO



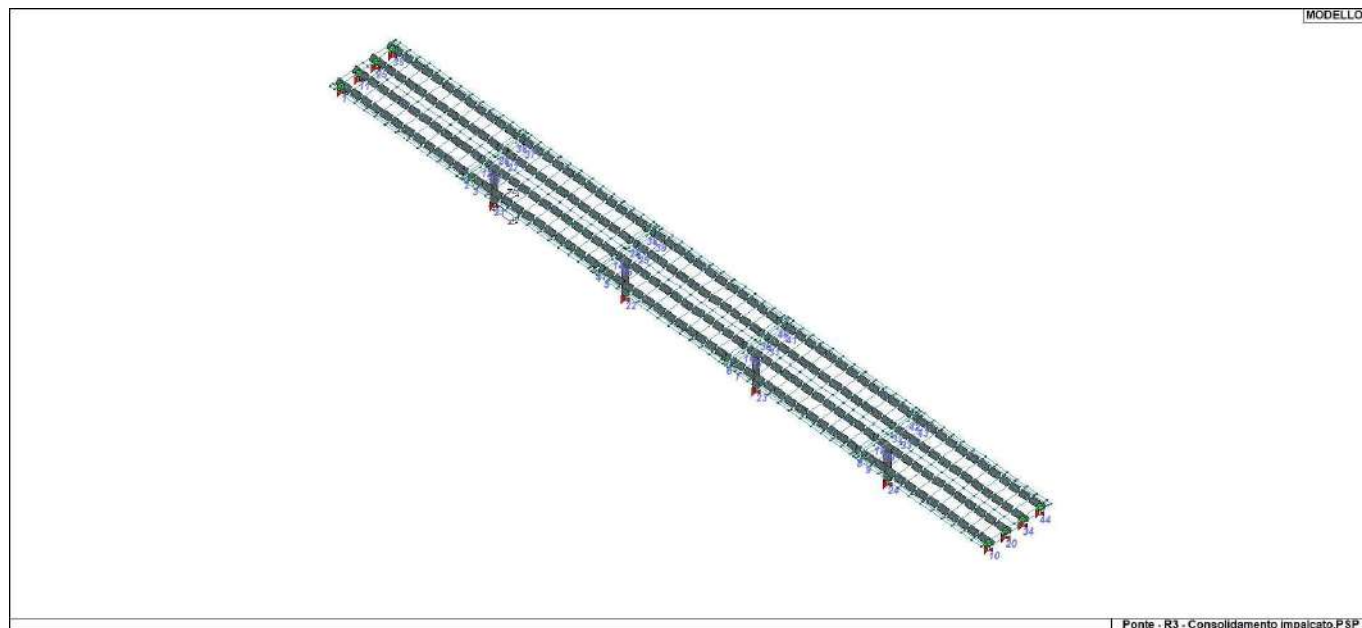
12\_MOD\_RINFORZI\_D2\_FILO\_AO



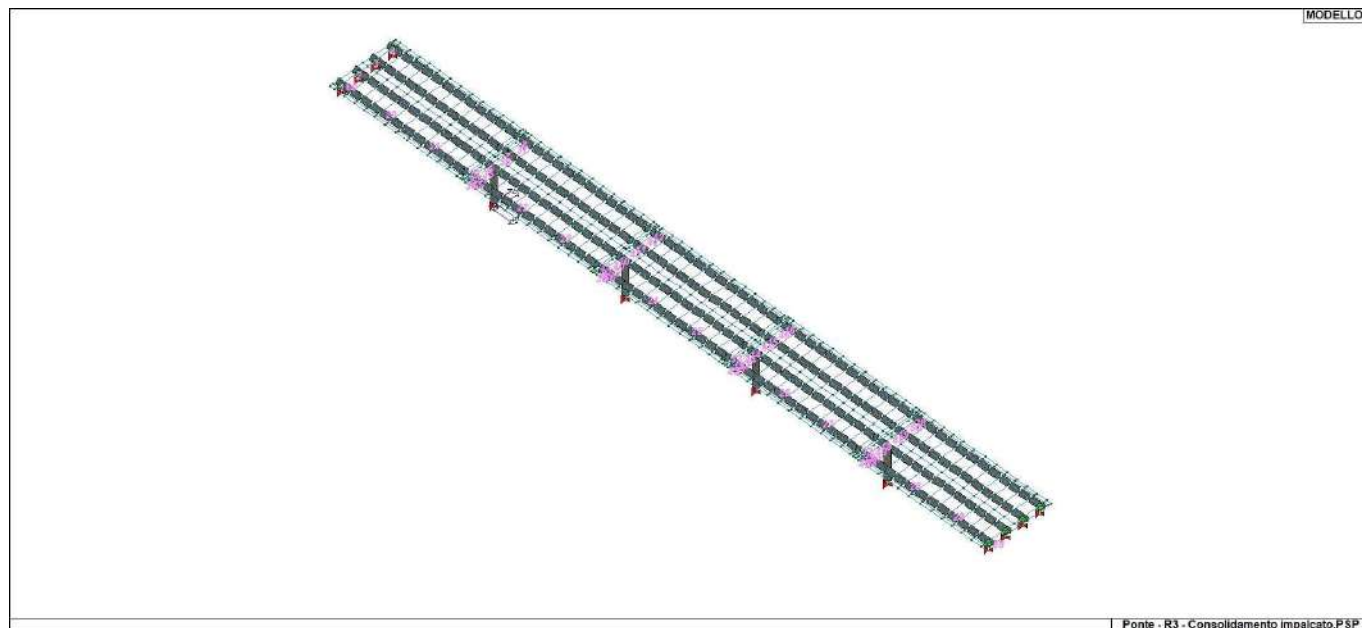
12\_MOD\_RINFORZI\_D2\_FILO\_PO



12\_MOD\_RINFORZI\_D2\_PO

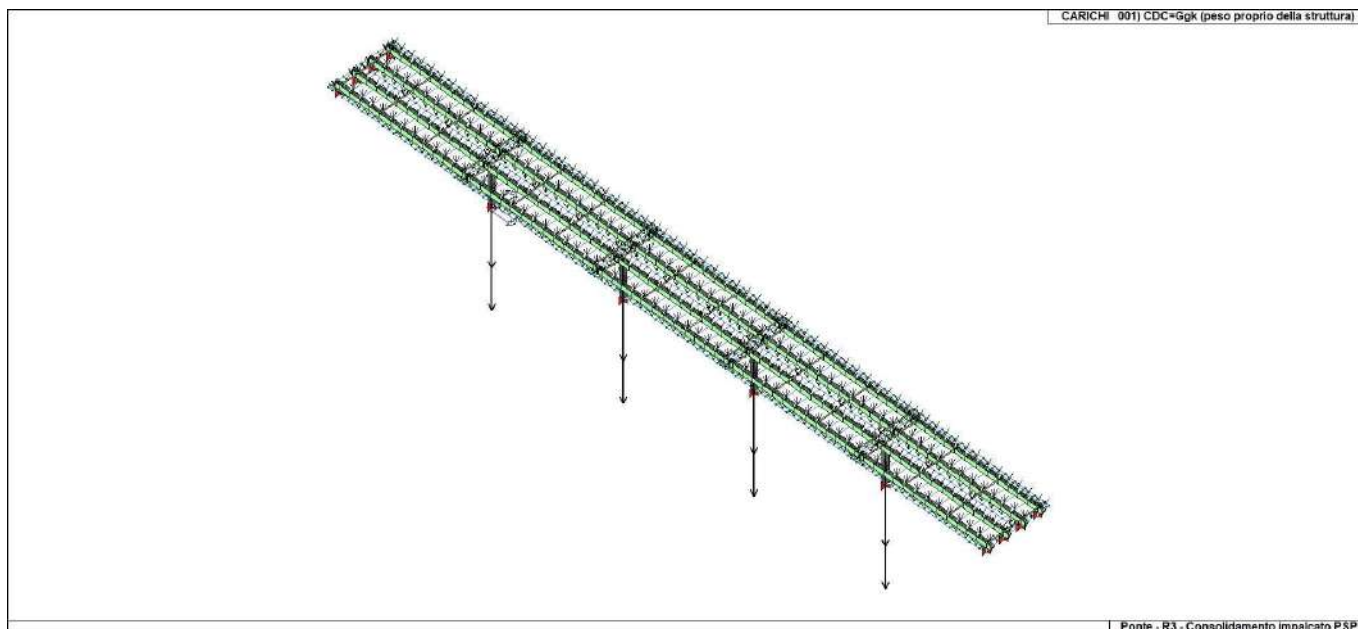


15\_MOD\_NUMERAZIONE\_D2\_PILASTRATE

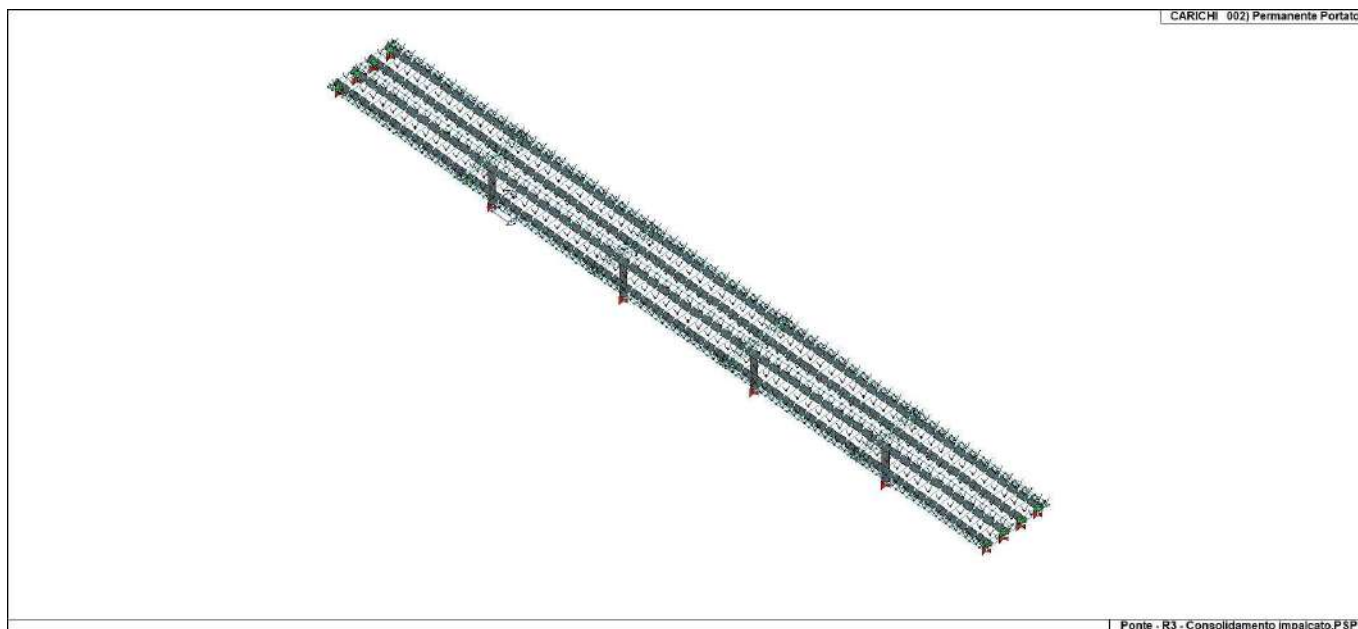


15\_MOD\_NUMERAZIONE\_D2\_TRAVATE

## 8.2 Carichi sulla struttura



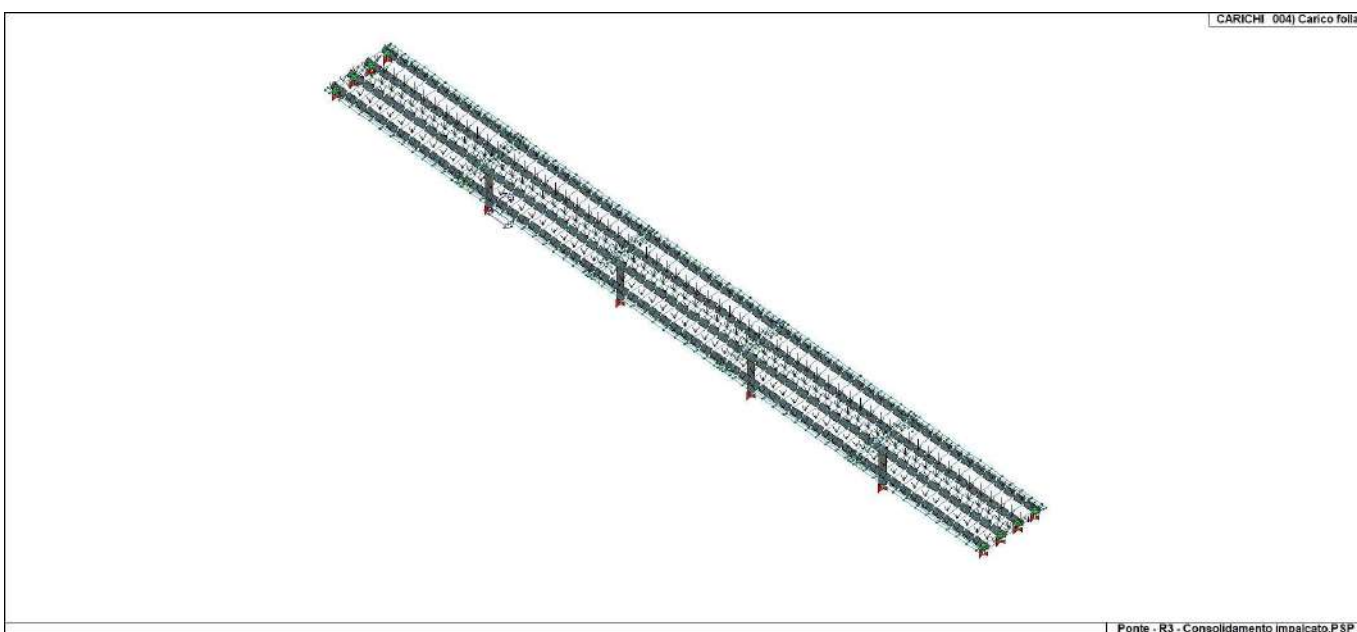
22\_CDC\_001\_CDC=Ggk (peso proprio della struttura)



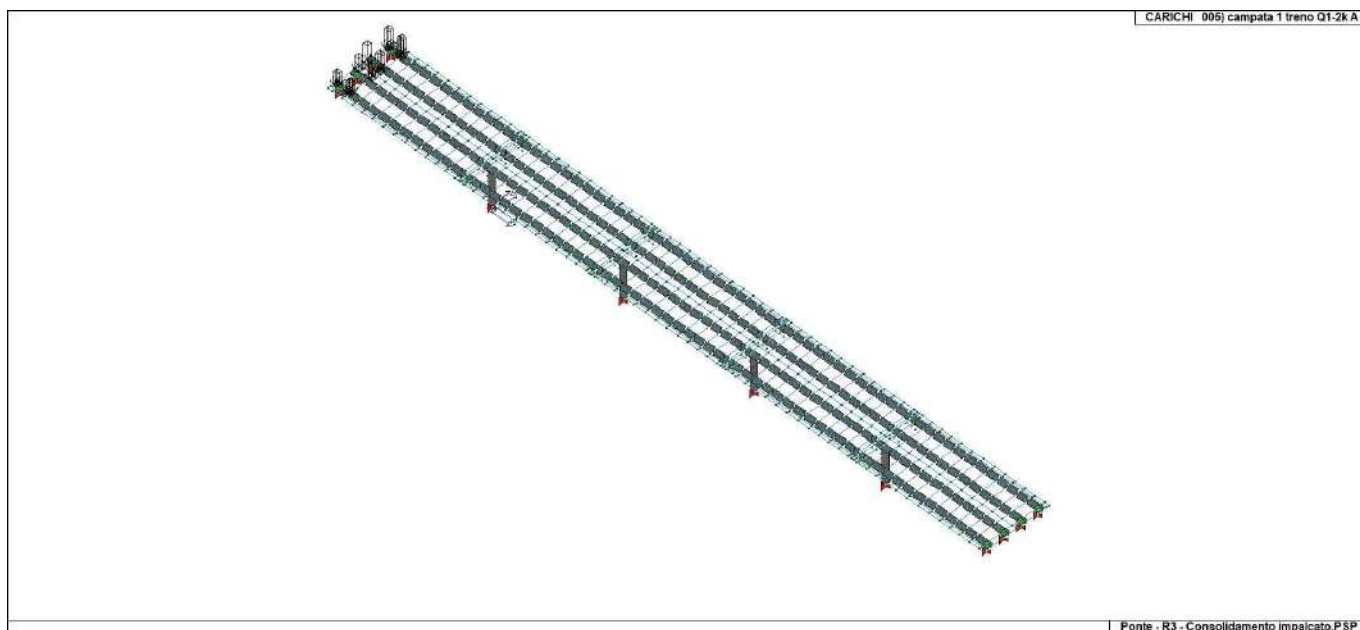
22\_CDC\_002\_Permanente Portato



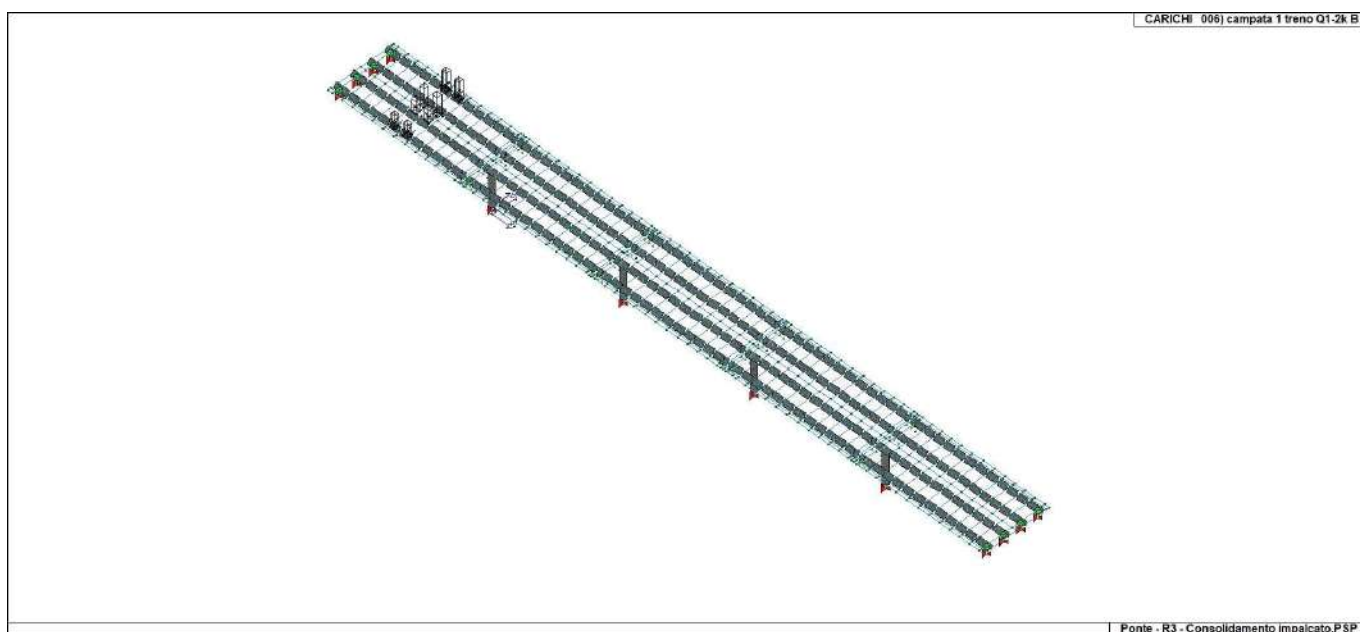
22\_CDC\_003\_Barriera



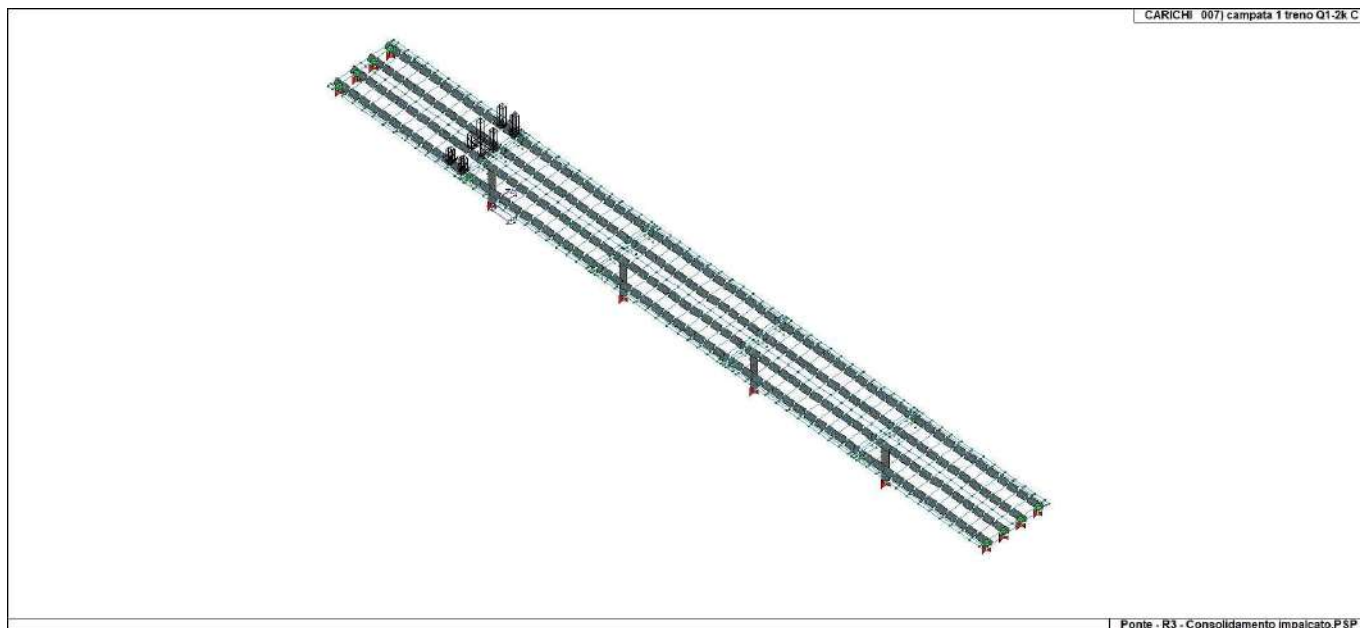
22\_CDC\_004\_Carico folla



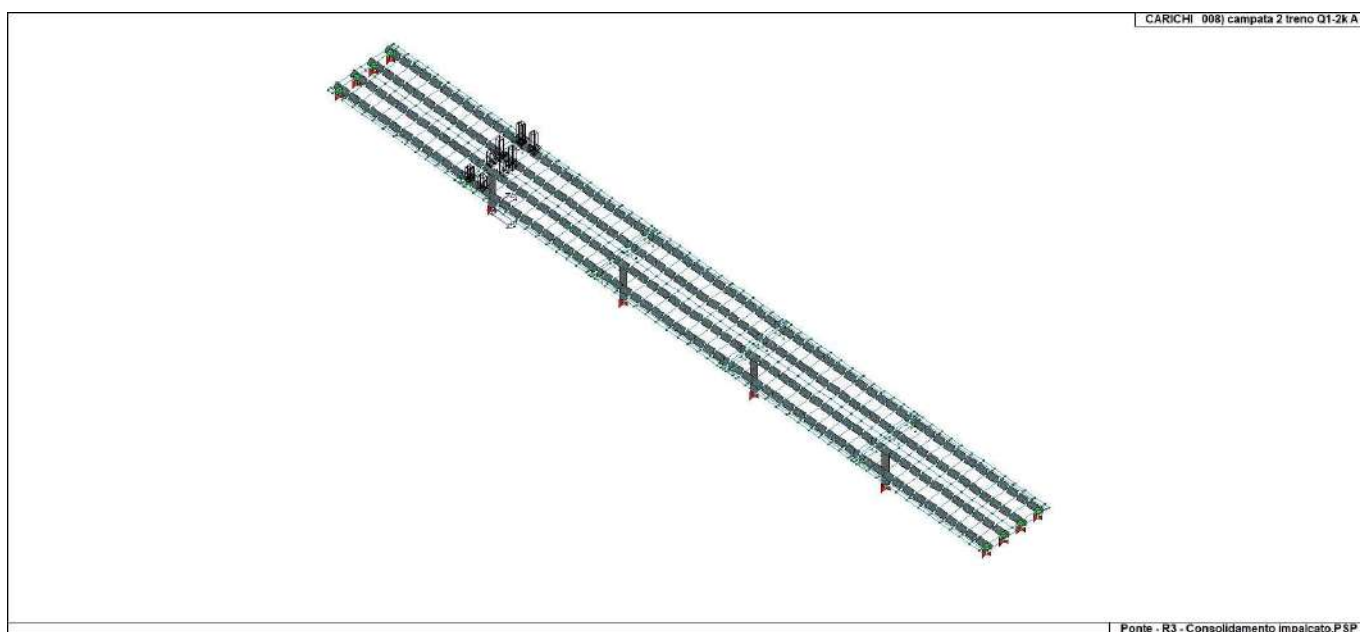
22\_CDC\_005\_campata 1 treno Q1-2k A



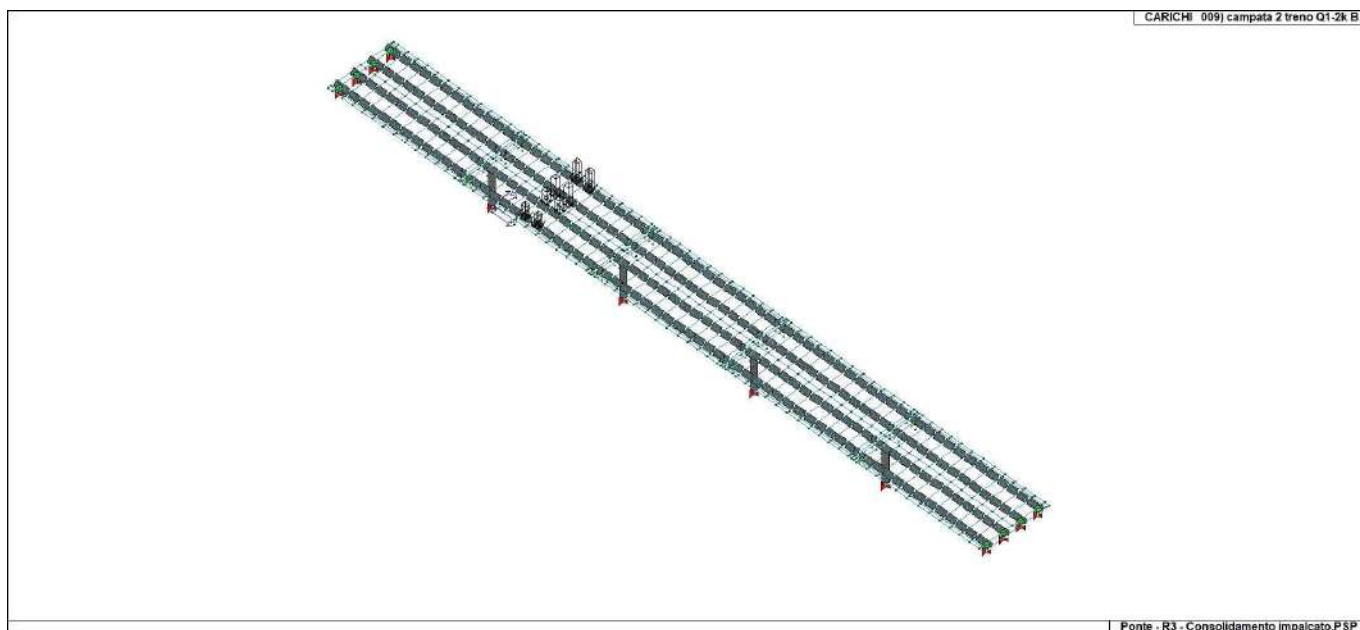
22\_CDC\_006\_campata 1 treno Q1-2k B



22\_CDC\_007\_campata 1 treno Q1-2k C



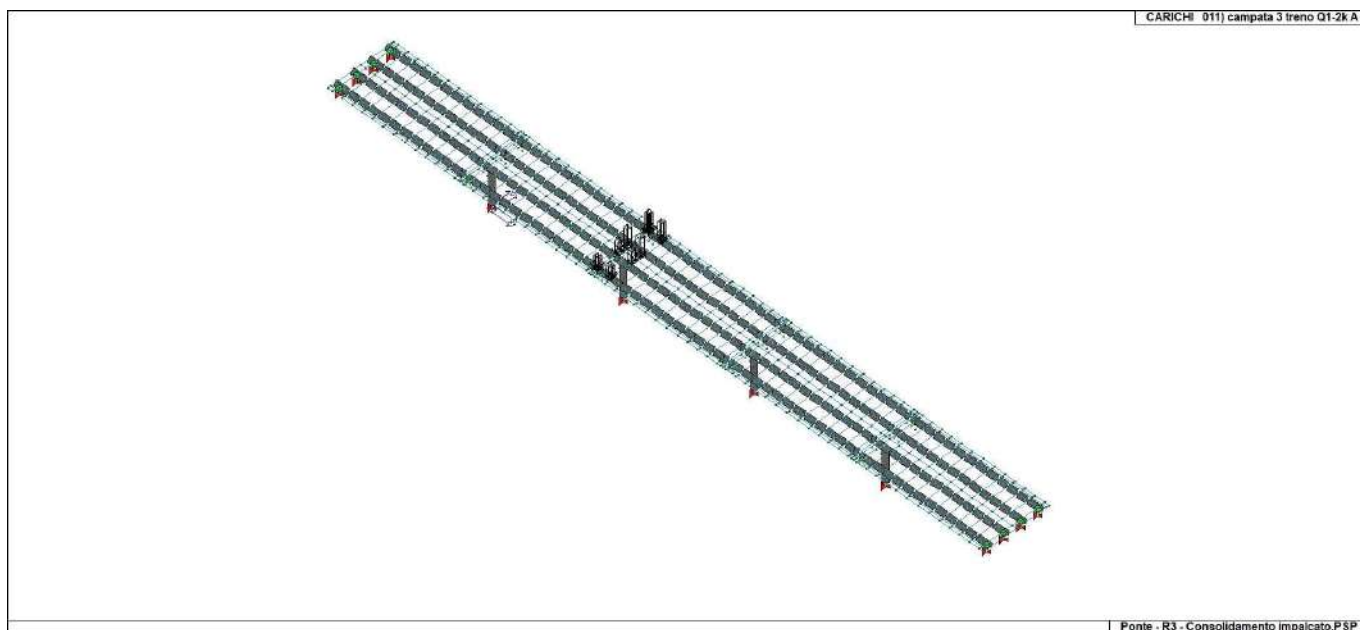
22\_CDC\_008\_campata 2 treno Q1-2k A



22\_CDC\_009\_campata 2 treno Q1-2k B



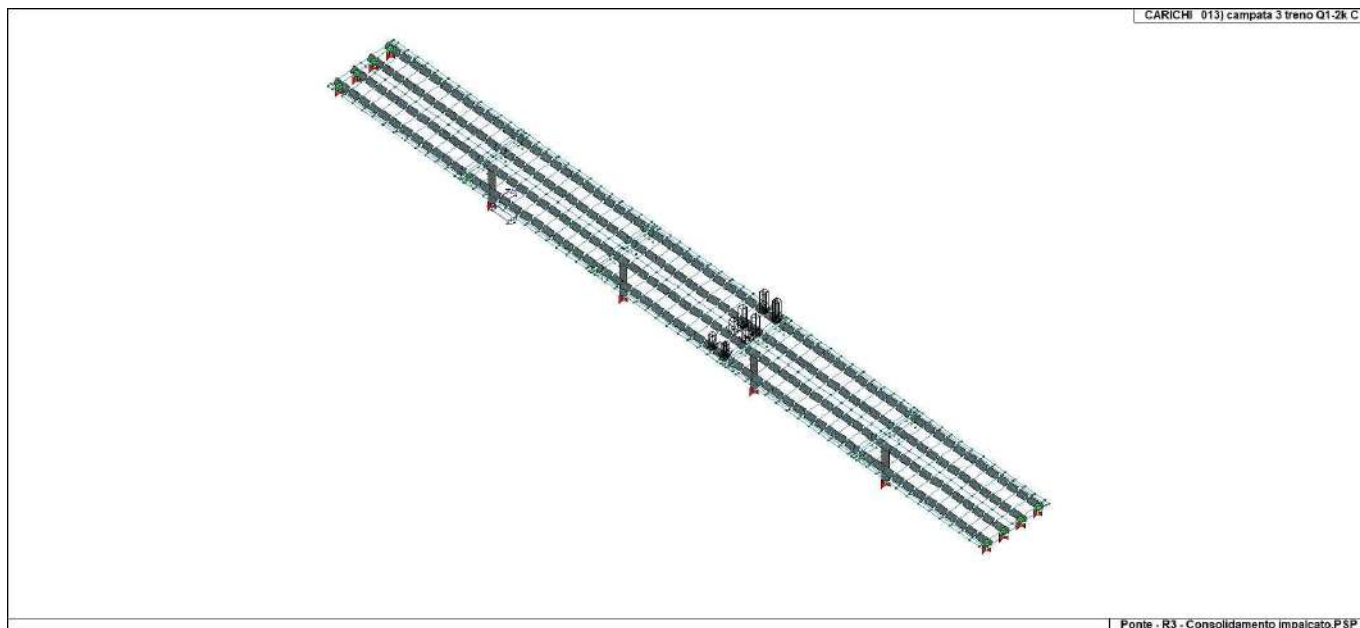
22\_CDC\_010\_campata 2 treno Q1-2k C



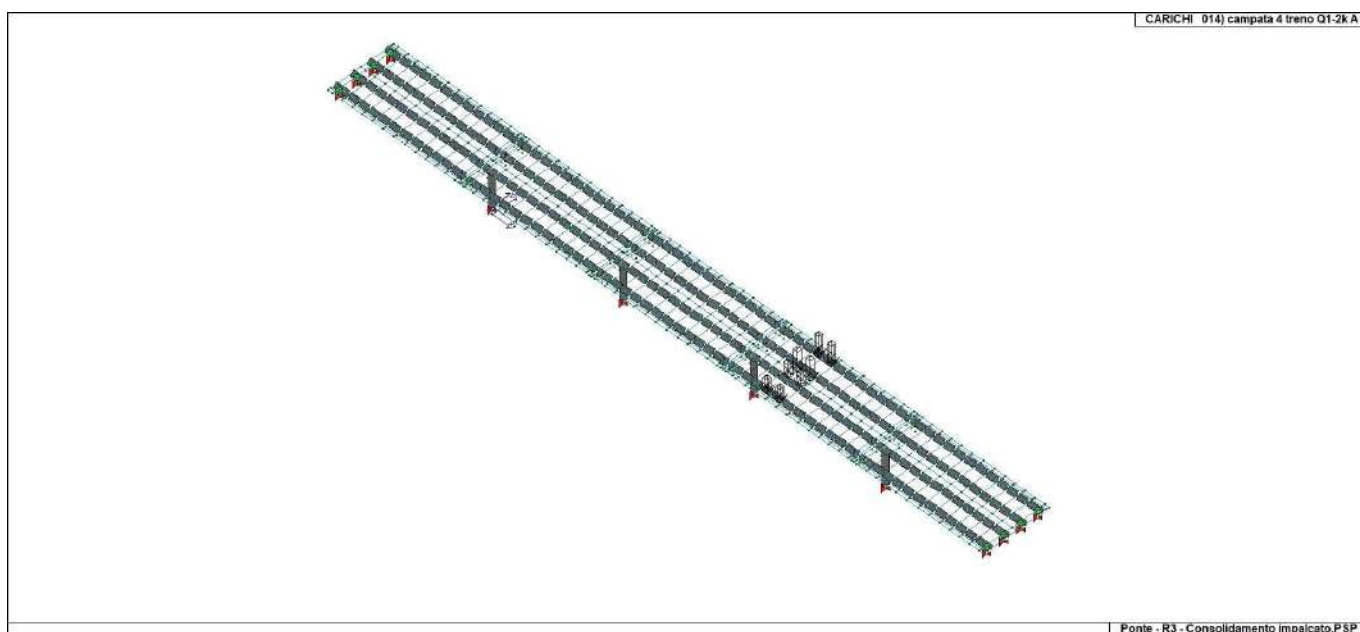
22\_CDC\_011\_campata 3 treno Q1-2k A



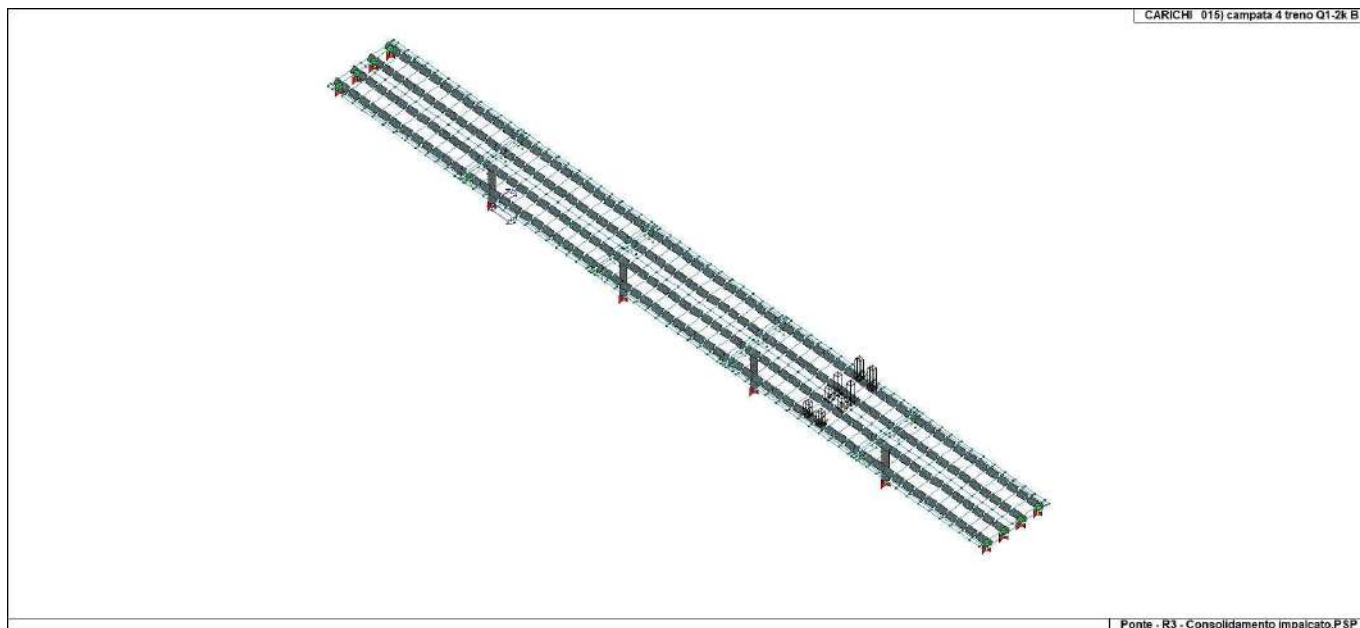
22\_CDC\_012\_campata 3 treno Q1-2k B



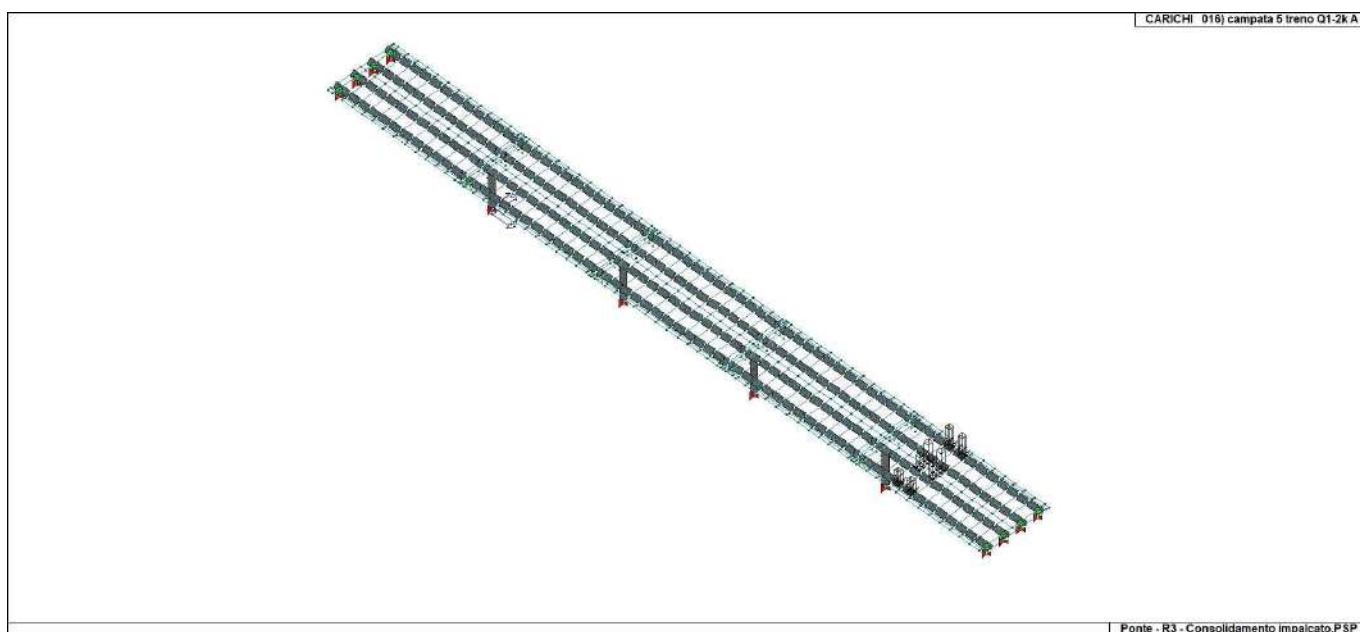
22\_CDC\_013\_campata 3 treno Q1-2k C



22\_CDC\_014\_campata 4 treno Q1-2k A



22\_CDC\_015\_campata 4 treno Q1-2k B



22\_CDC\_016\_campata 5 treno Q1-2k A

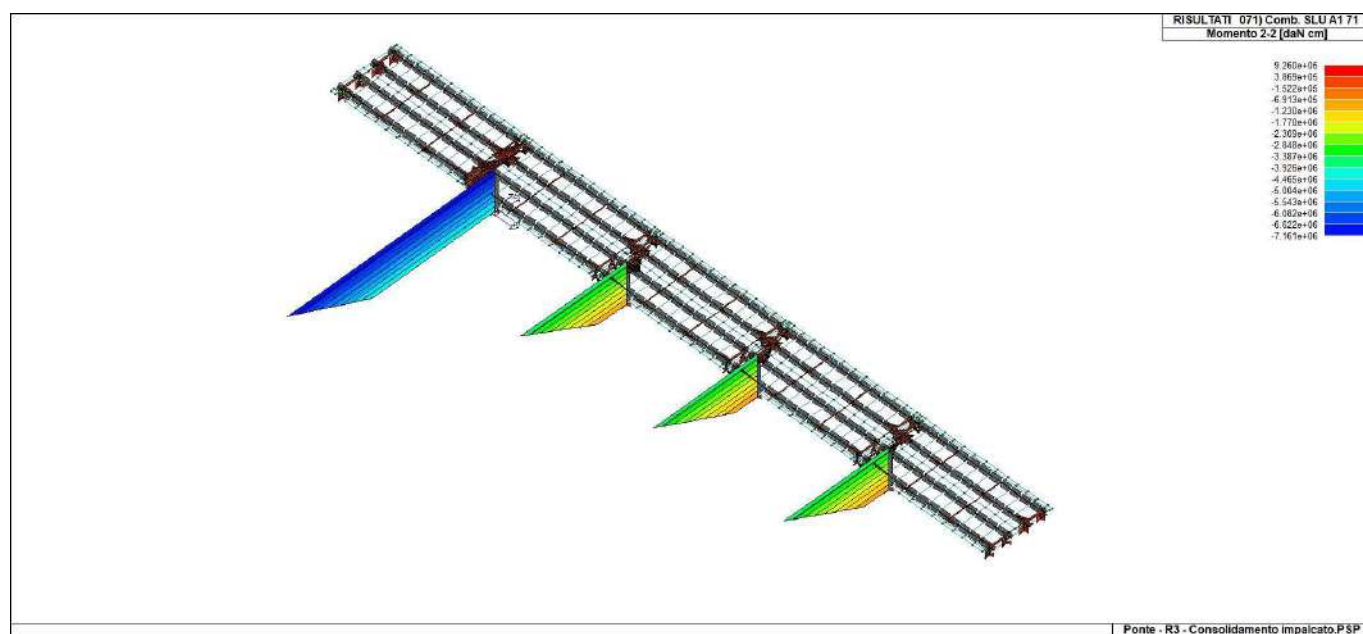


22\_CDC\_017\_campata 5 treno Q1-2k B

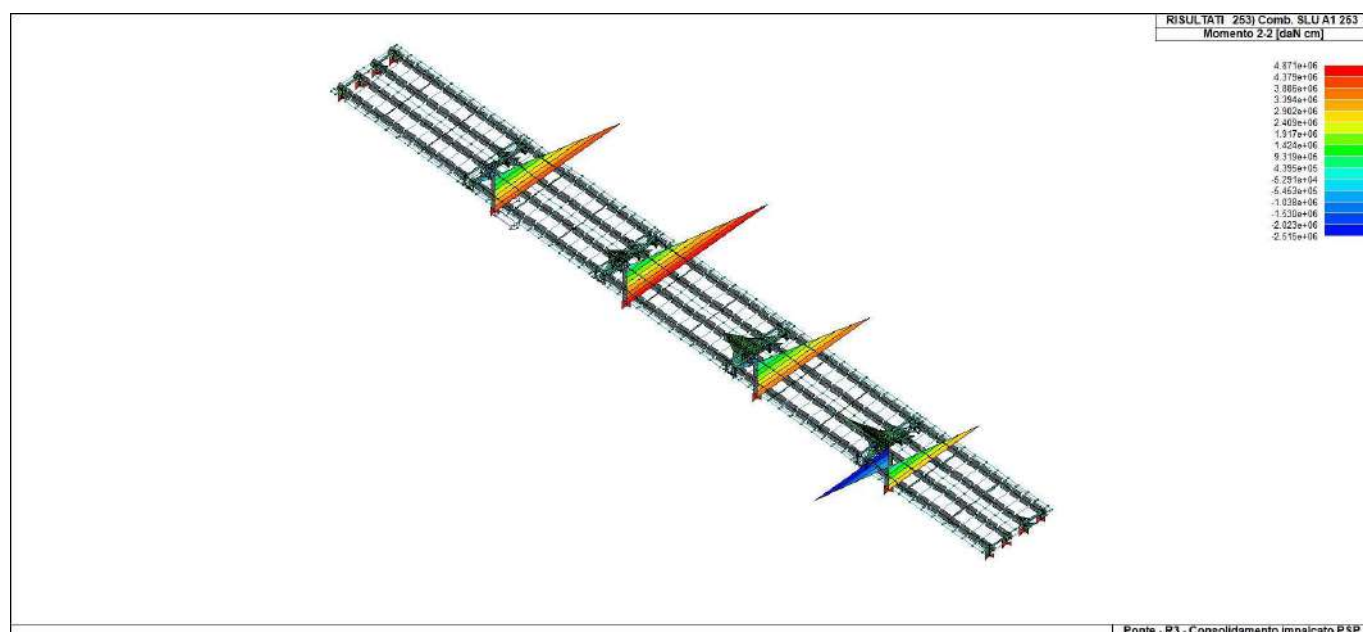
## 8.3 Principali risultati

Si riportano di seguito i principali risultati ottenuti dalla modellazione FEM.

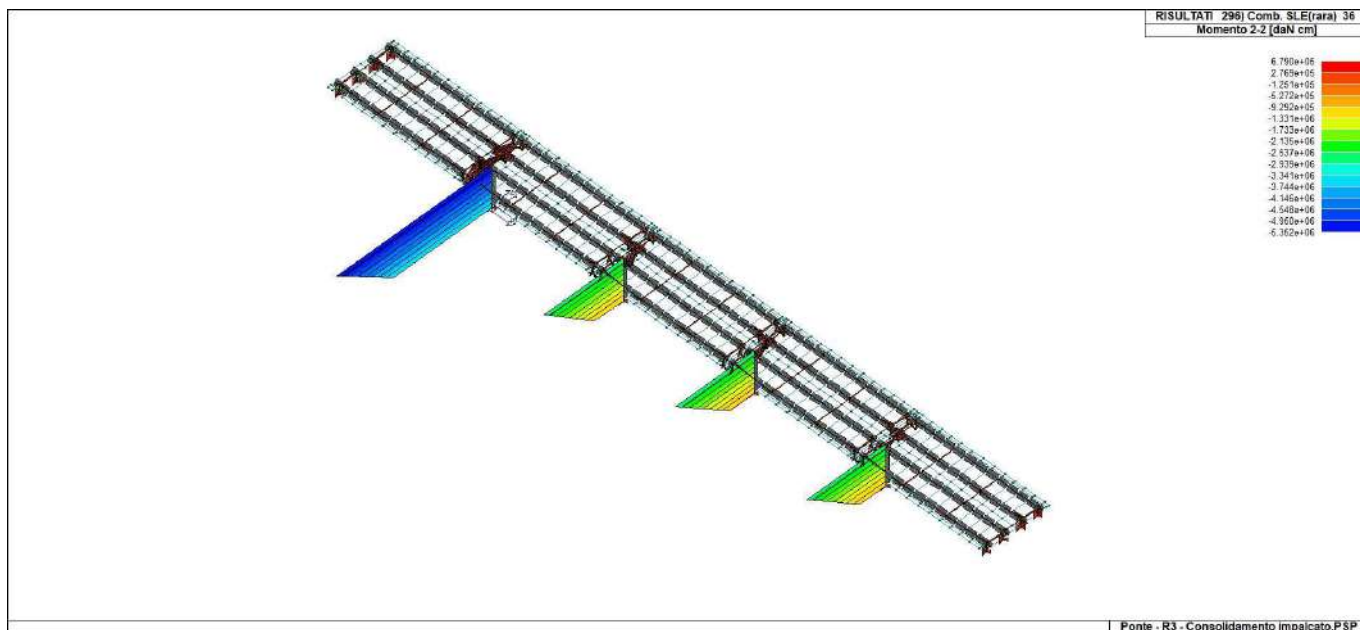
### 8.3.1 Sollecitazioni significative (SLU, SLE)



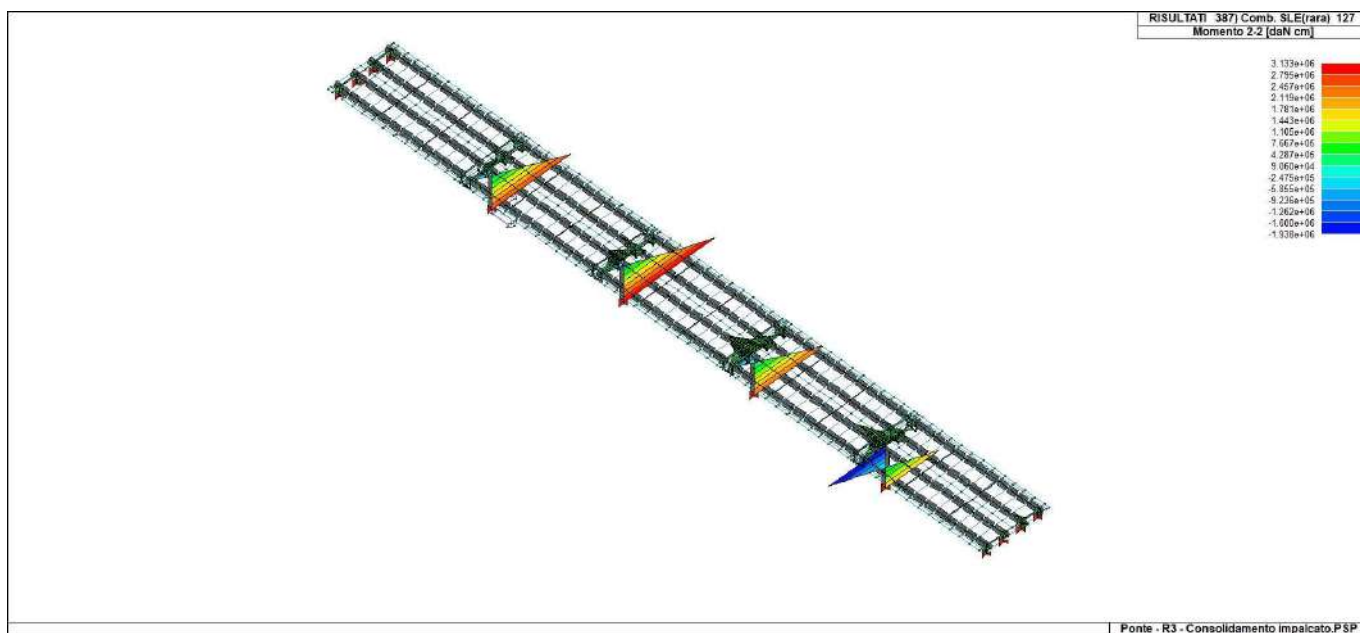
43\_RIS\_M2\_071\_Comb. SLU A1 71



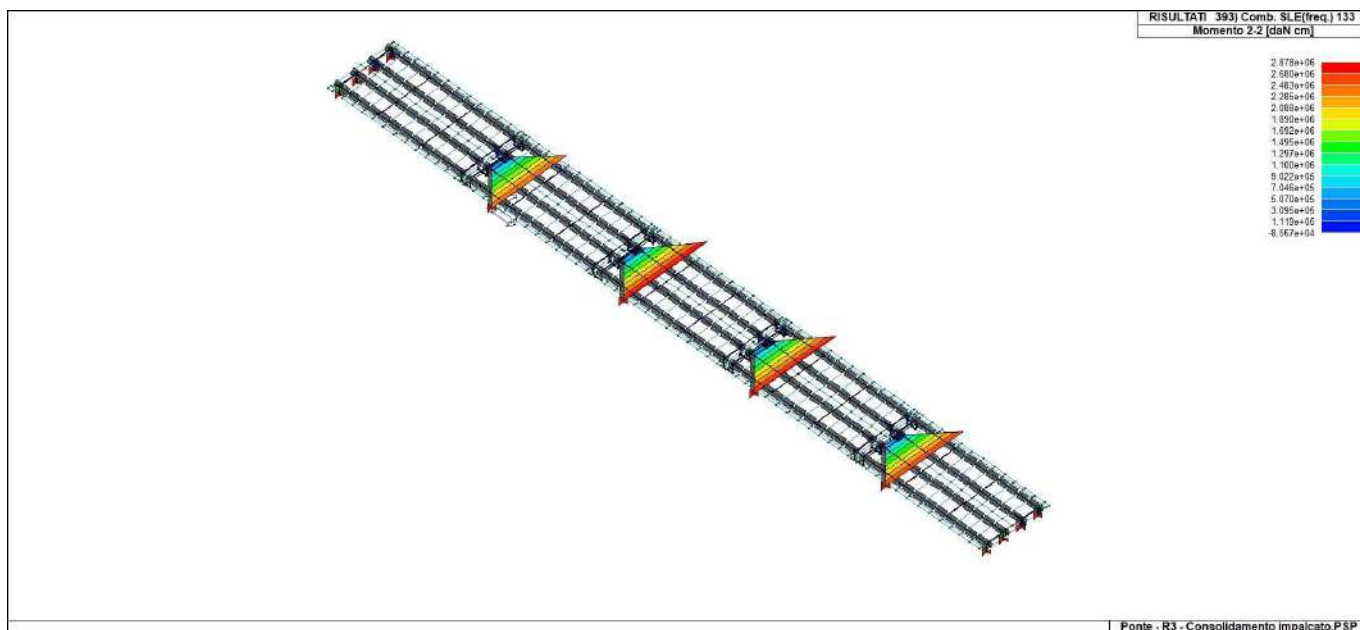
43\_RIS\_M2\_253\_Comb. SLU A1 253



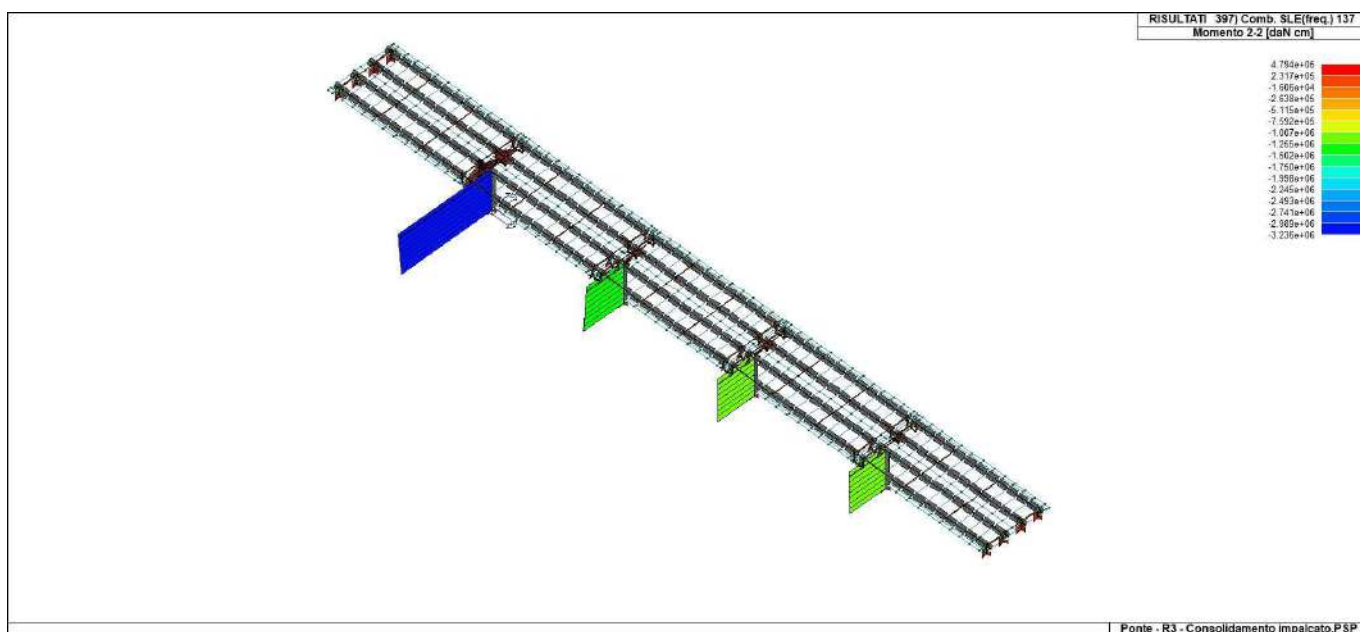
43\_RIS\_M2\_296\_Comb. SLE(rara) 36



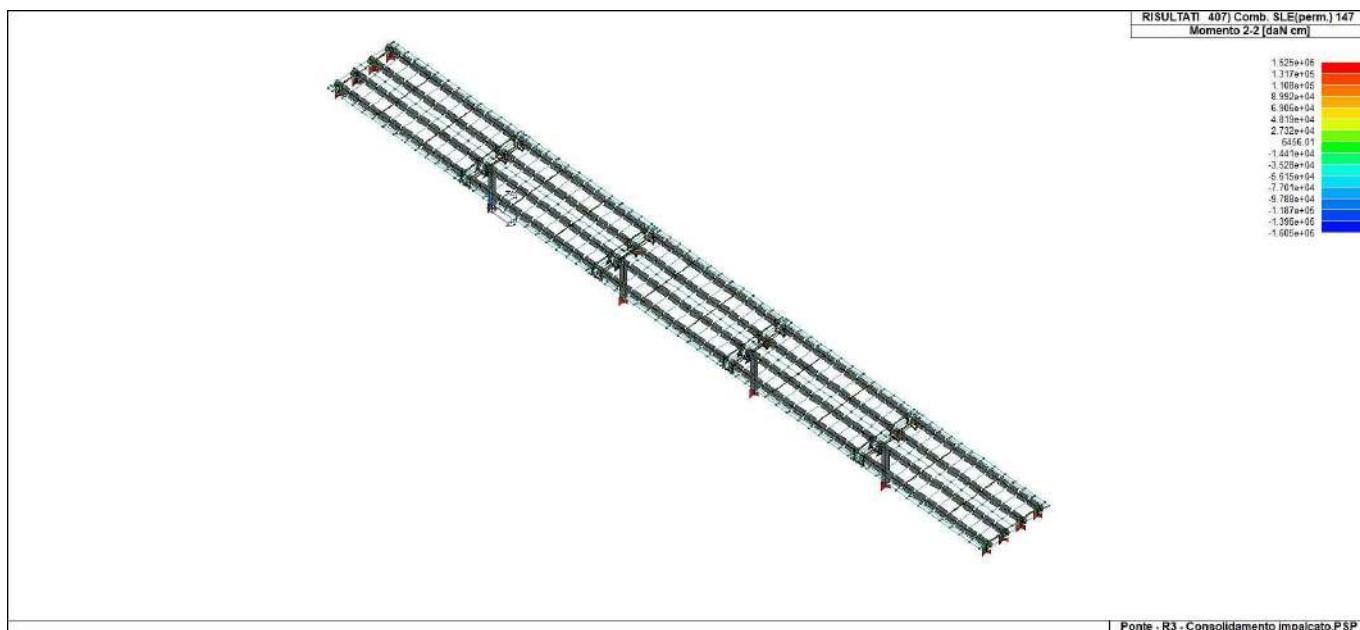
43\_RIS\_M2\_387\_Comb. SLE(rara) 127



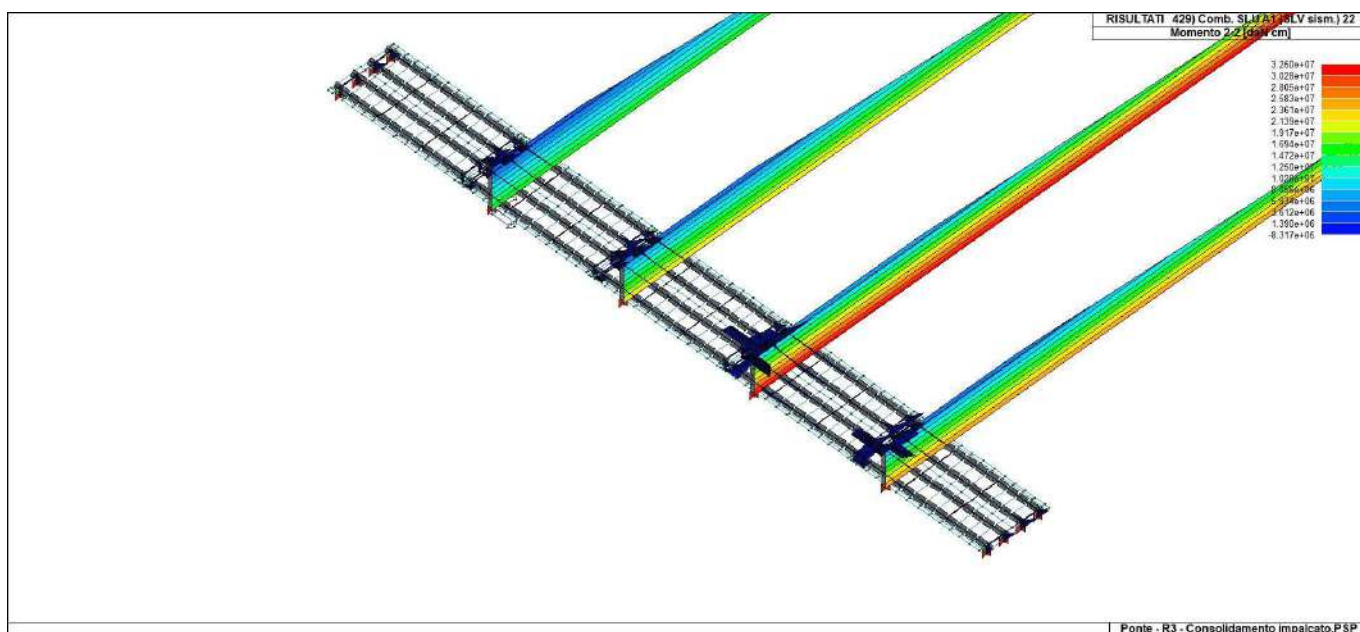
43\_RIS\_M2\_393\_Comb. SLE(freq.) 133



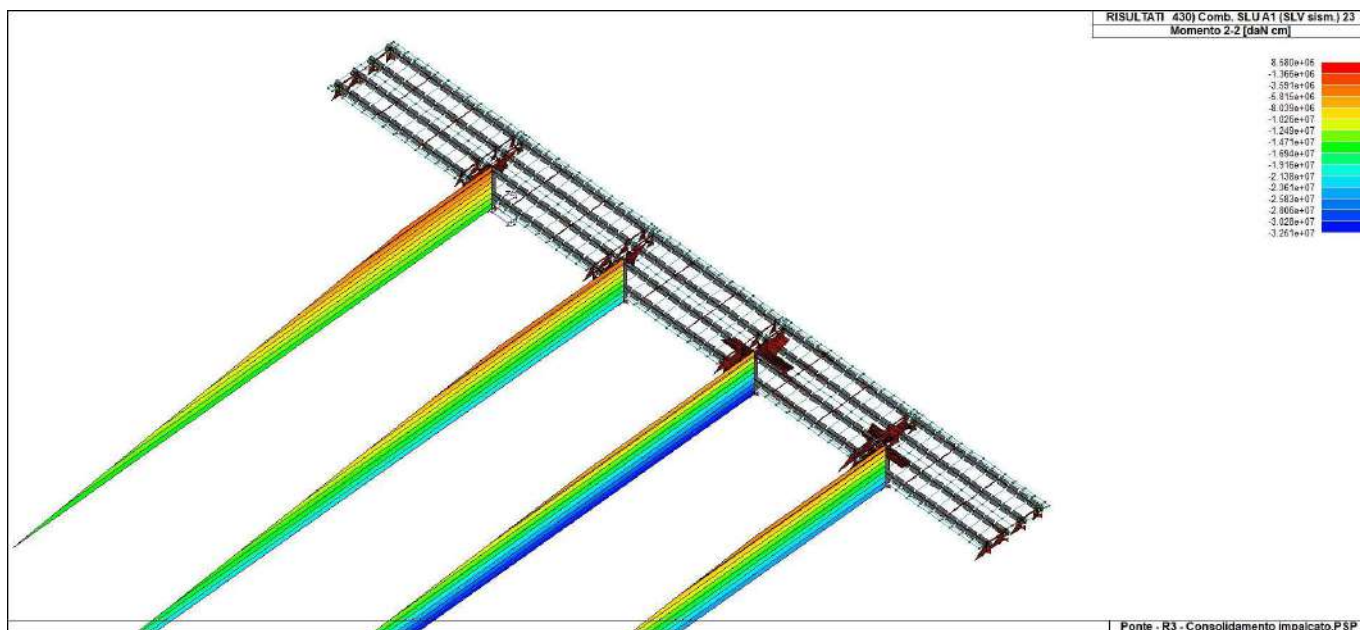
43\_RIS\_M2\_397\_Comb. SLE(freq.) 137



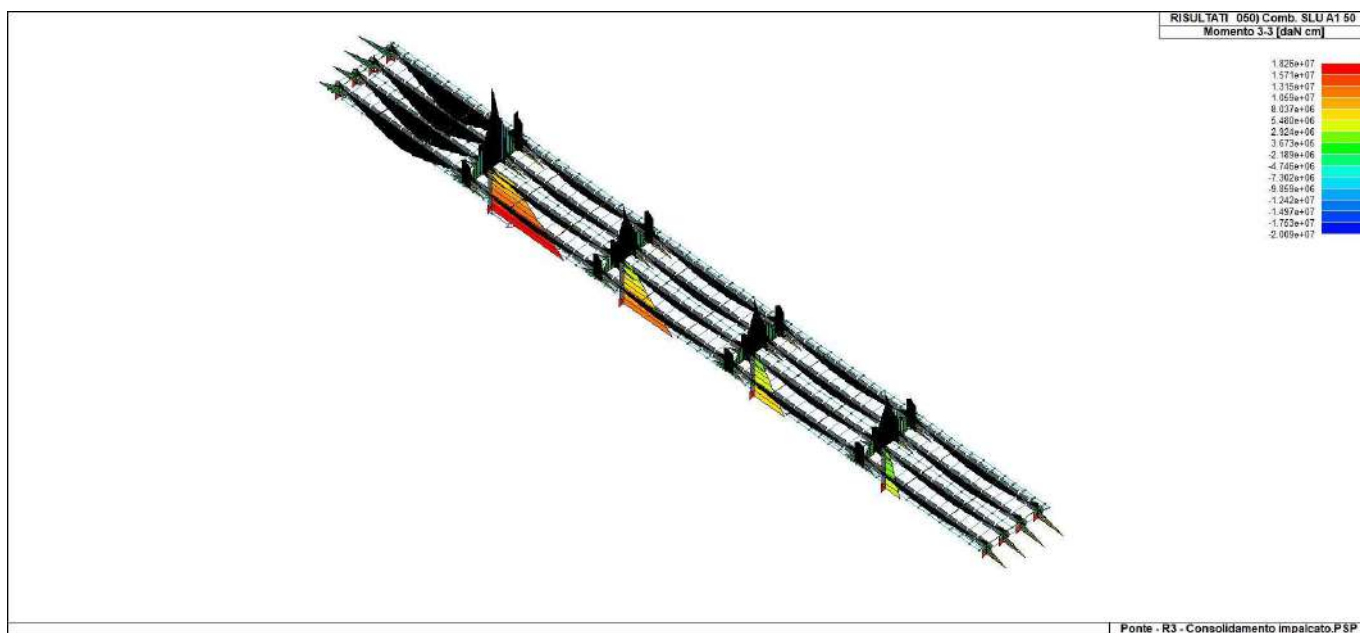
43\_RIS\_M2\_407\_Comb. SLE(perm.) 147



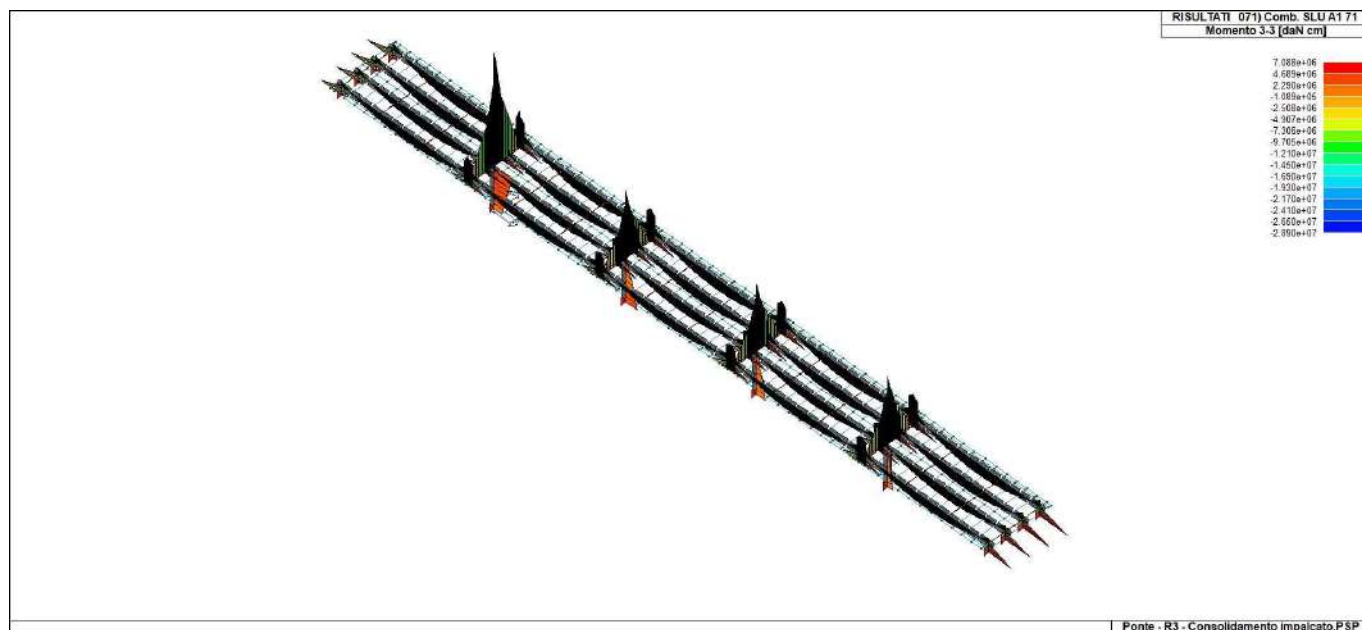
43\_RIS\_M2\_429\_Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22



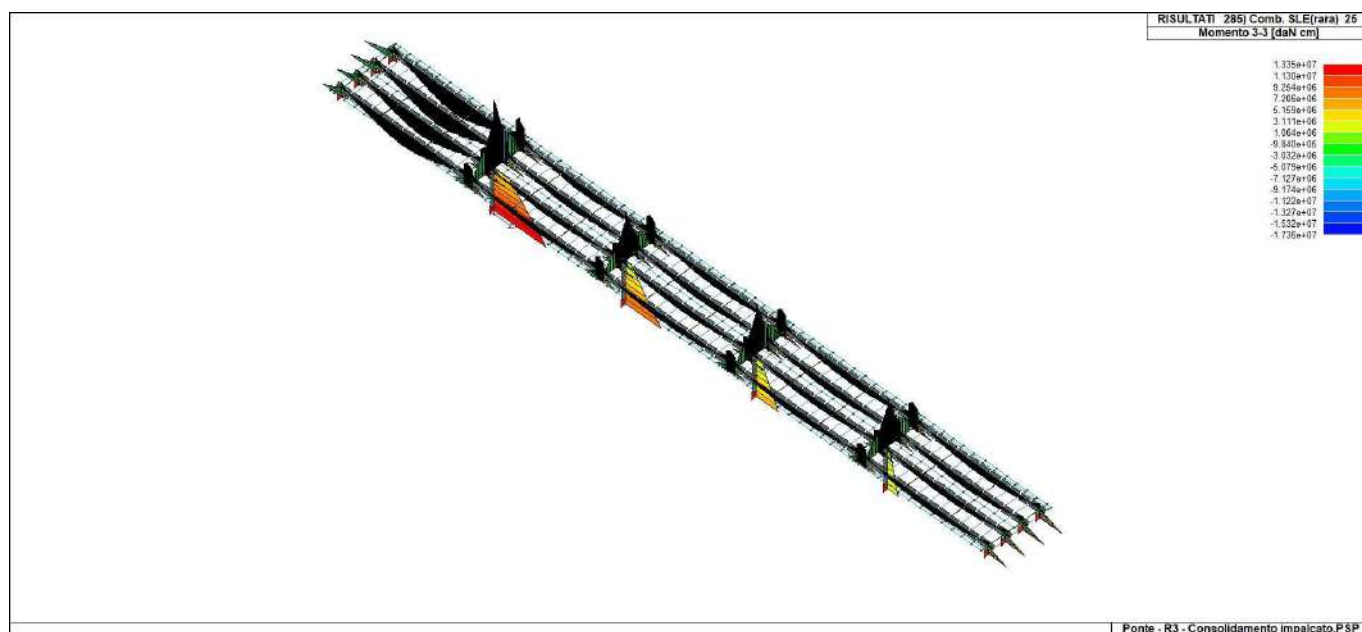
43\_RIS\_M2\_430\_Comb. SLU A1 (SLV sism.) 23



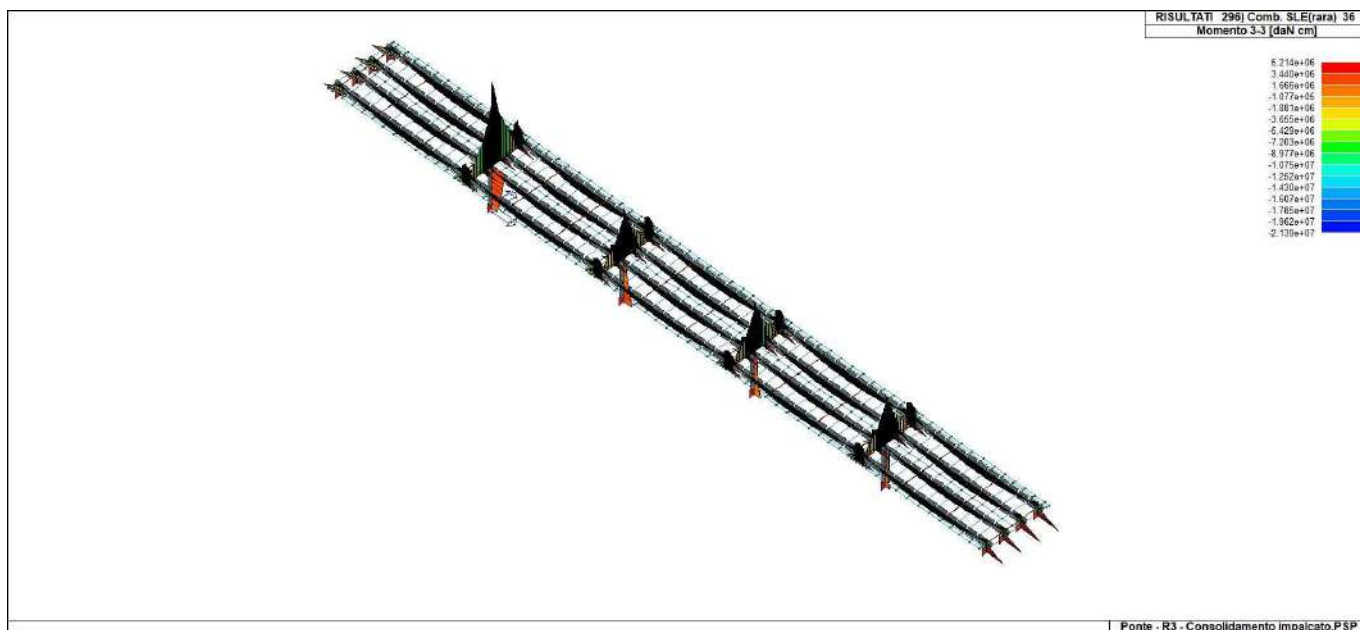
43\_RIS\_M3\_050\_Comb. SLU A1 50



43\_RIS\_M3\_071\_Comb. SLU A1 71



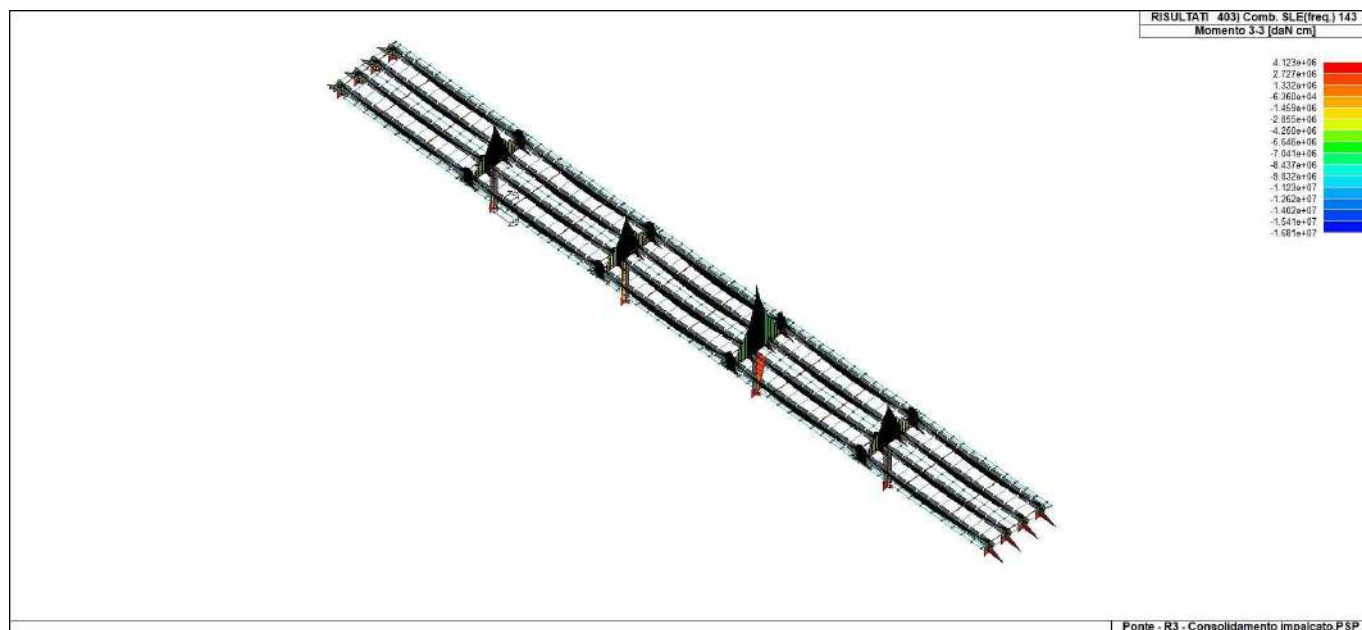
43\_RIS\_M3\_285\_Comb. SLE(rara) 25



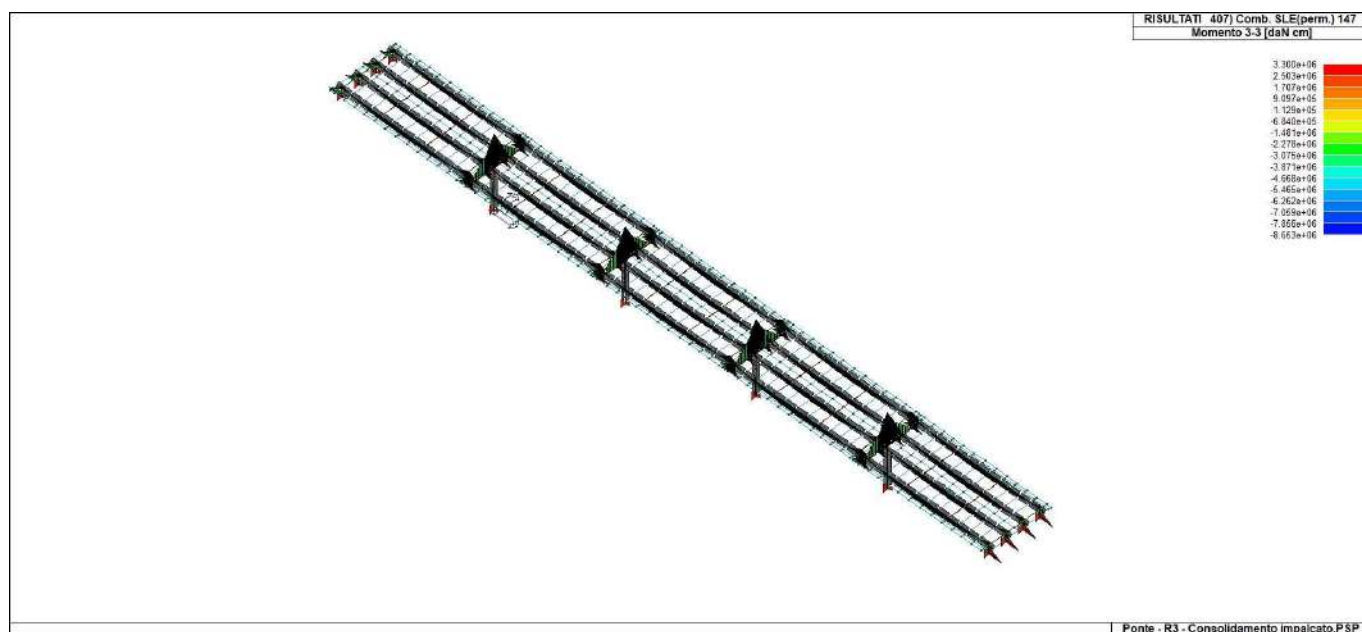
43\_RIS\_M3\_296\_Comb. SLE(rara) 36



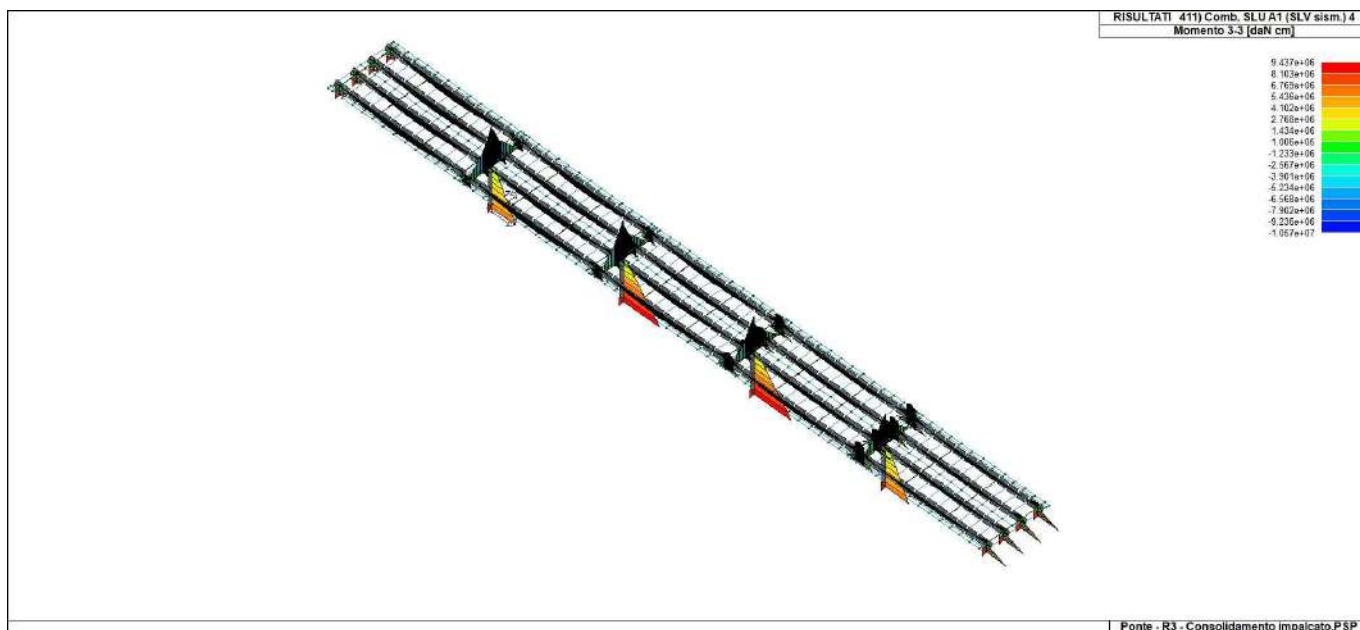
43\_RIS\_M3\_396\_Comb. SLE(freq.) 136



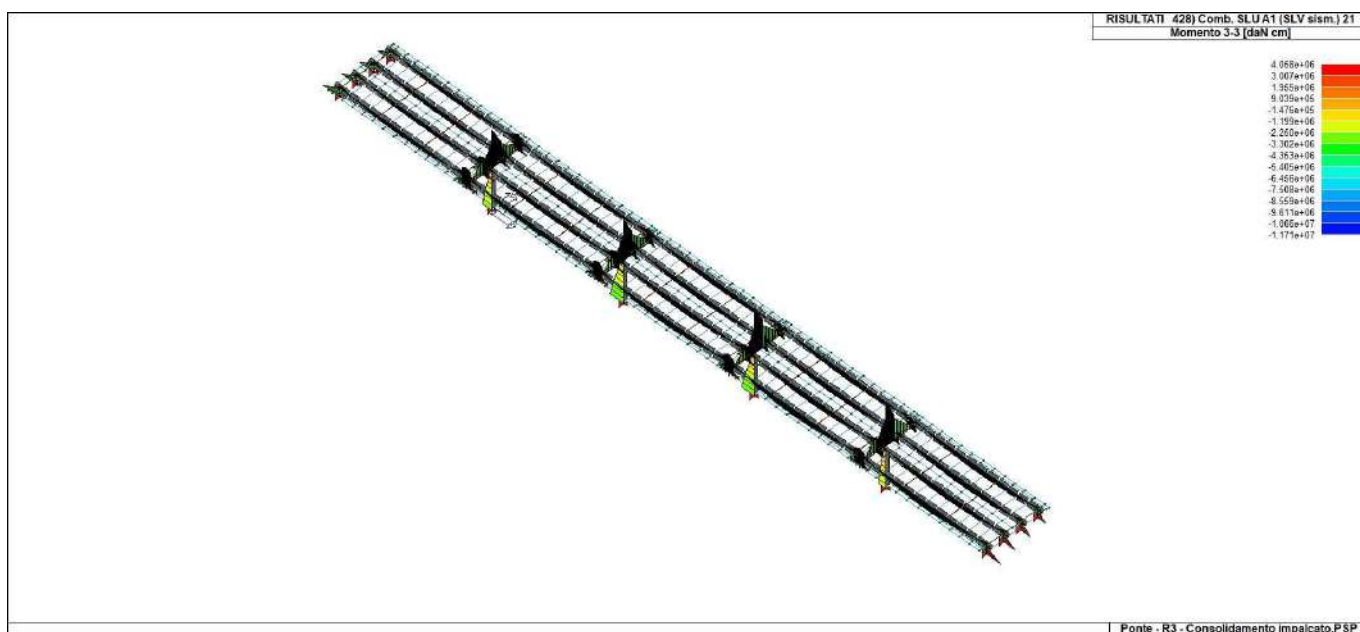
43\_RIS\_M3\_403\_Comb. SLE(freq.) 143



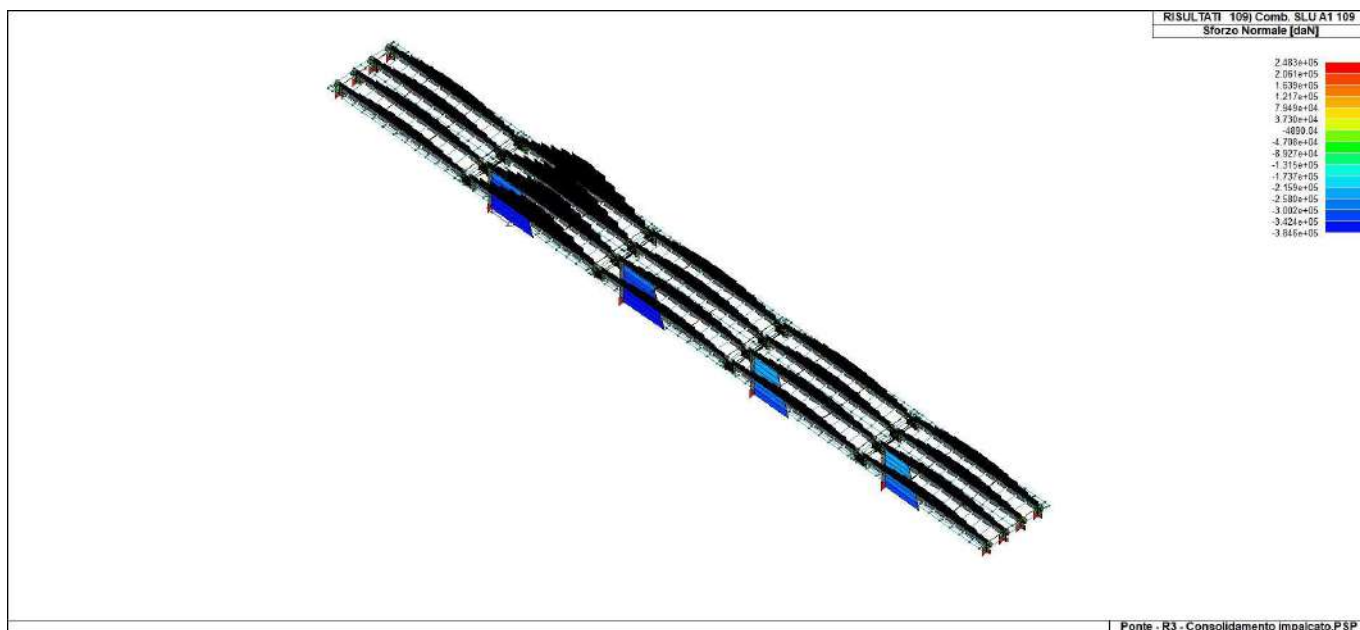
43\_RIS\_M3\_407\_Comb. SLE(perm.) 147



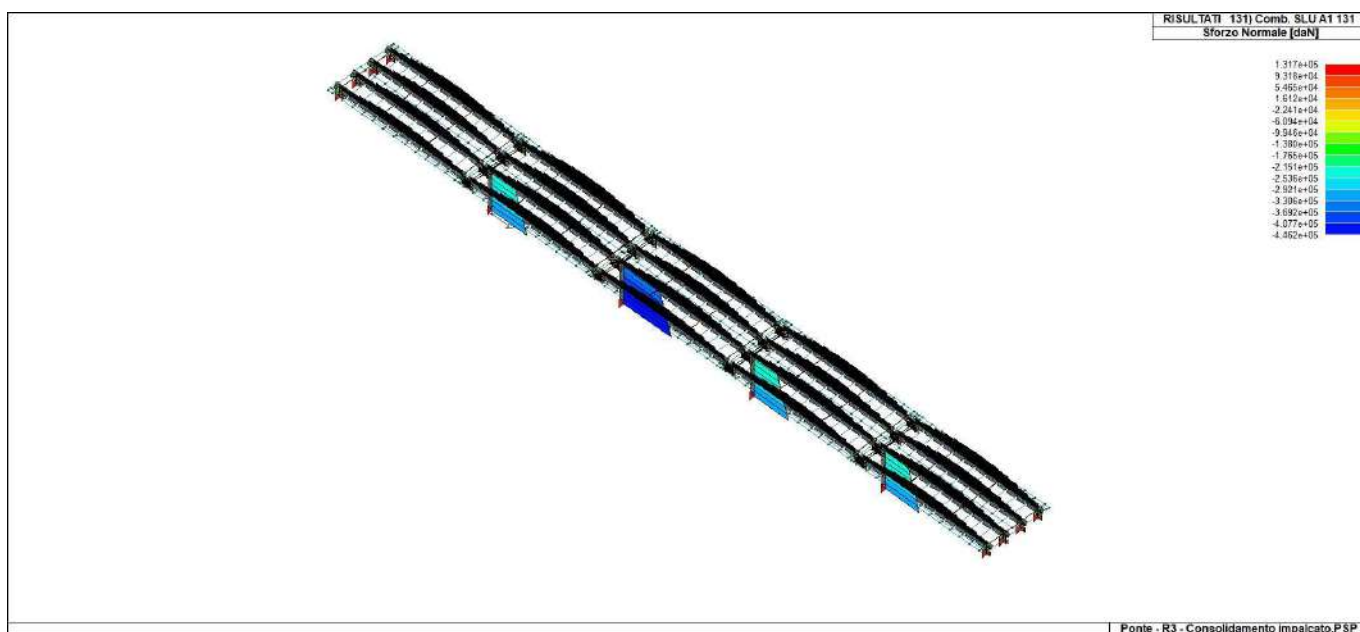
43\_RIS\_M3\_411\_Comb. SLU A1 (SLV sism.) 4



43\_RIS\_M3\_428\_Comb. SLU A1 (SLV sism.) 21

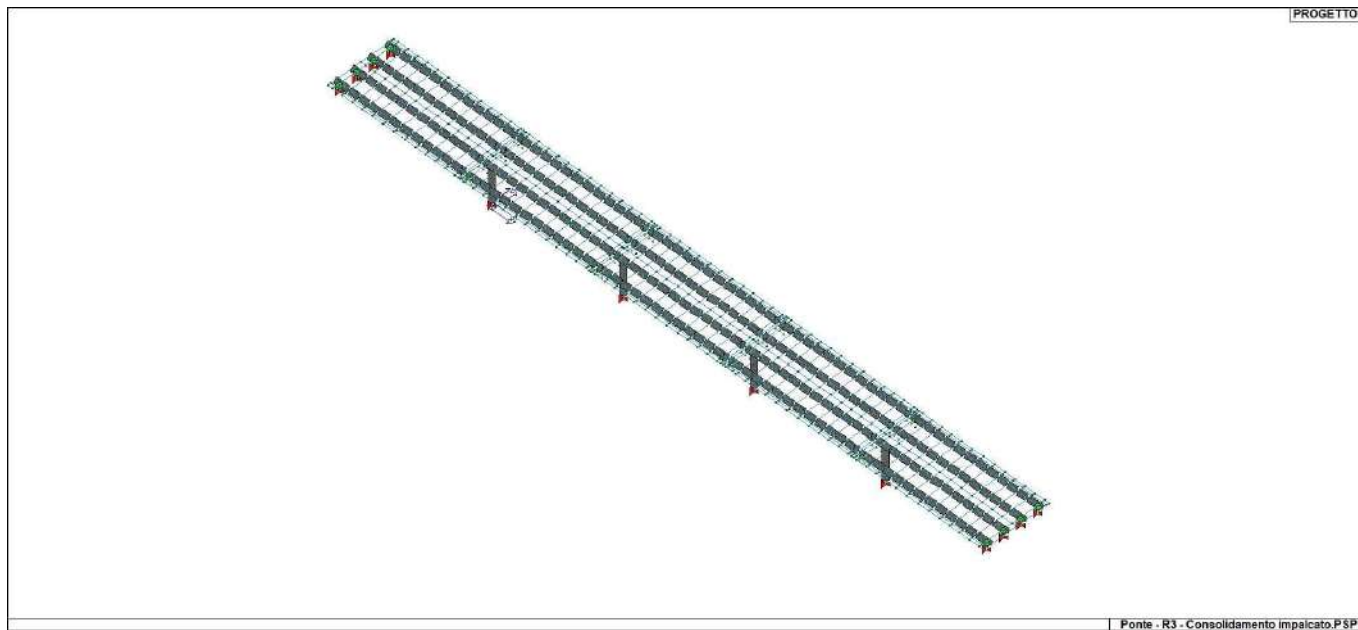


43\_RIS\_N\_109\_Comb. SLU A1 109

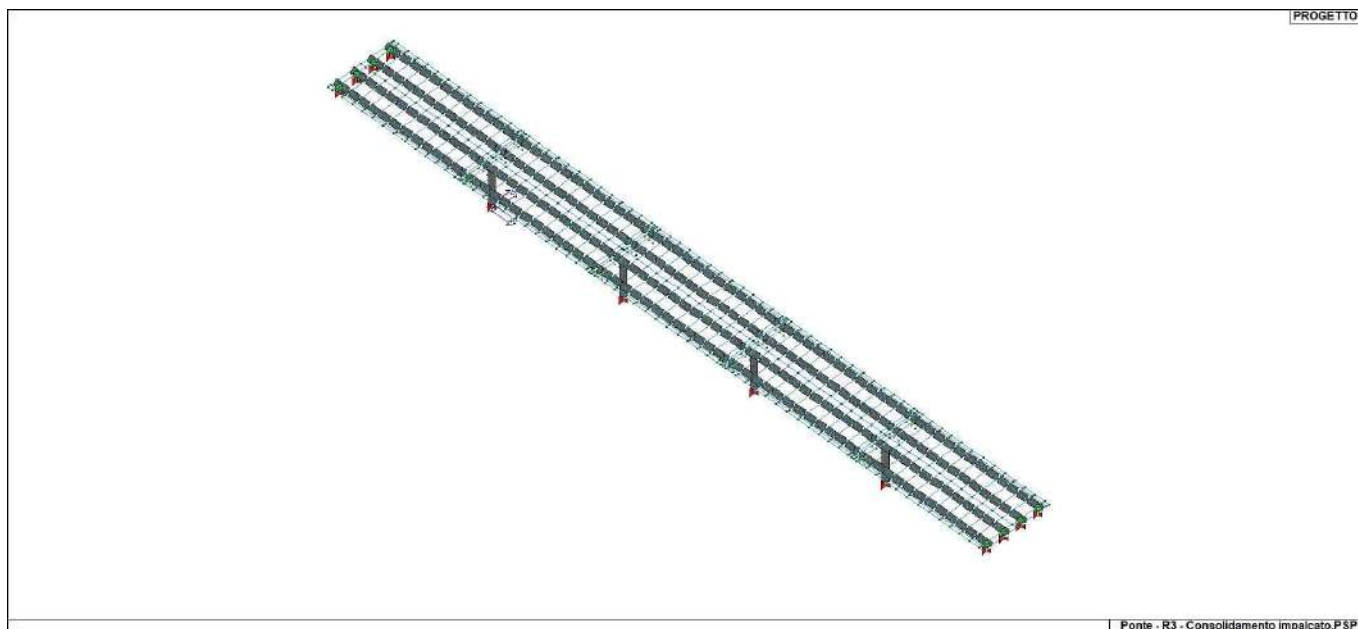


43\_RIS\_N\_131\_Comb. SLU A1 131

## 8.3.2 Verifiche SLU

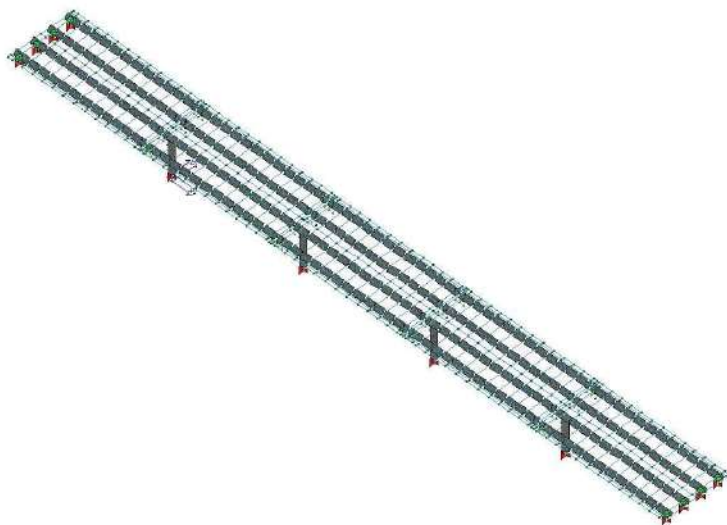


71\_PRO\_CA\_PIL\_VER\_NM



71\_PRO\_CA\_PIL\_VER\_NSIS

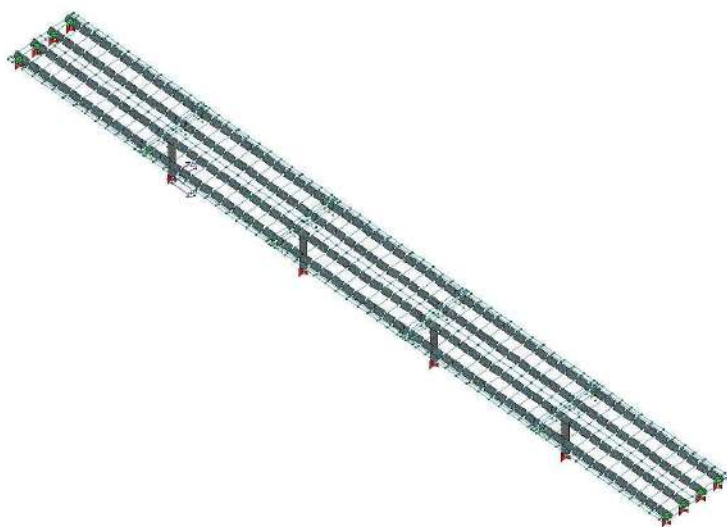
PROGETTO



Ponte - R3 - Consolidamento impalcato.PSP

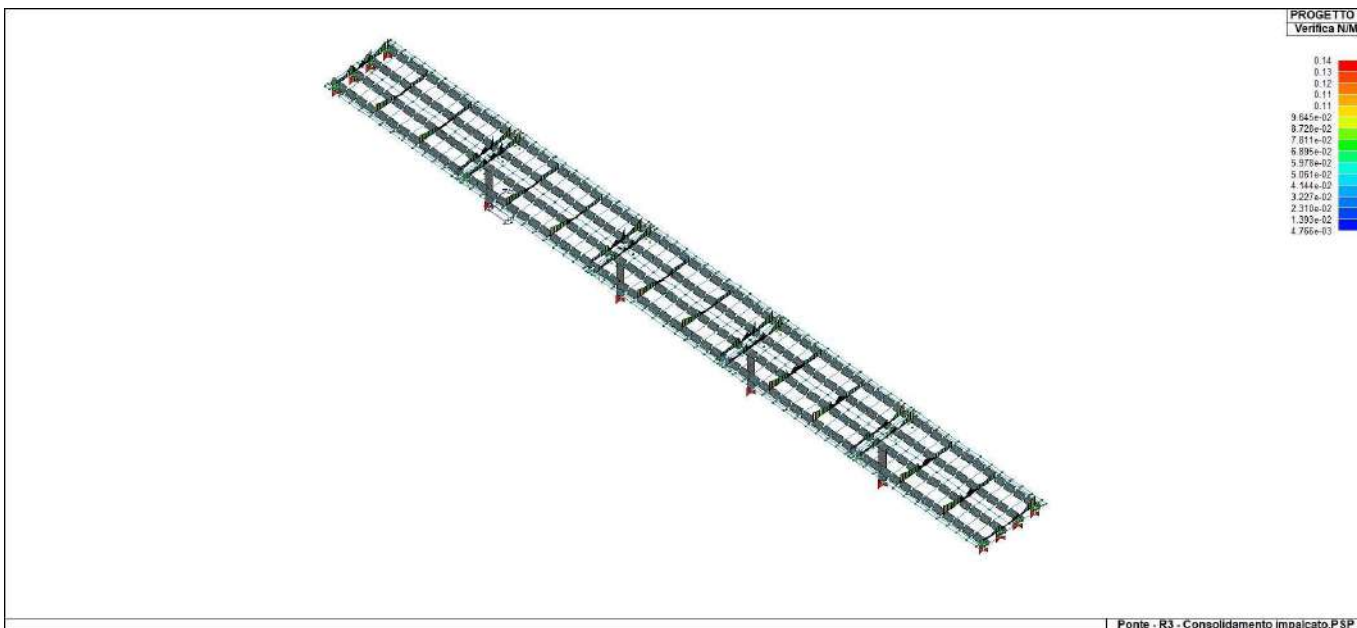
71\_PRO\_CA\_PIL\_VER\_VRCD

PROGETTO

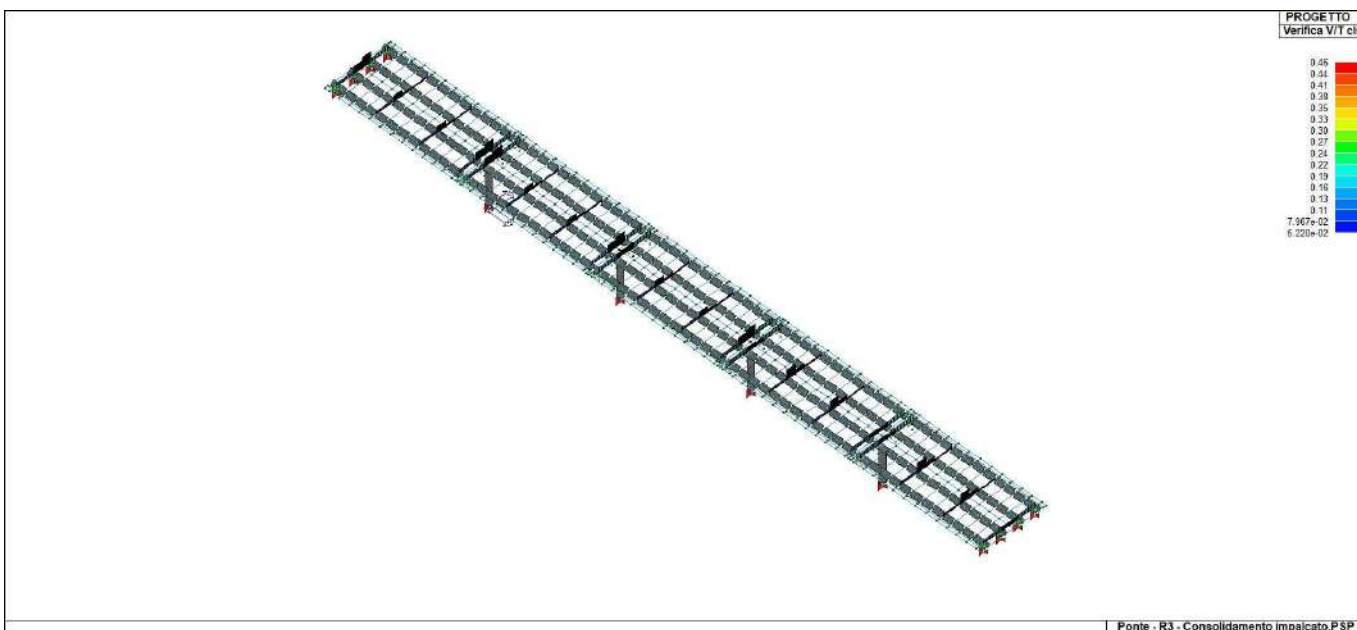


Ponte - R3 - Consolidamento impalcato.PSP

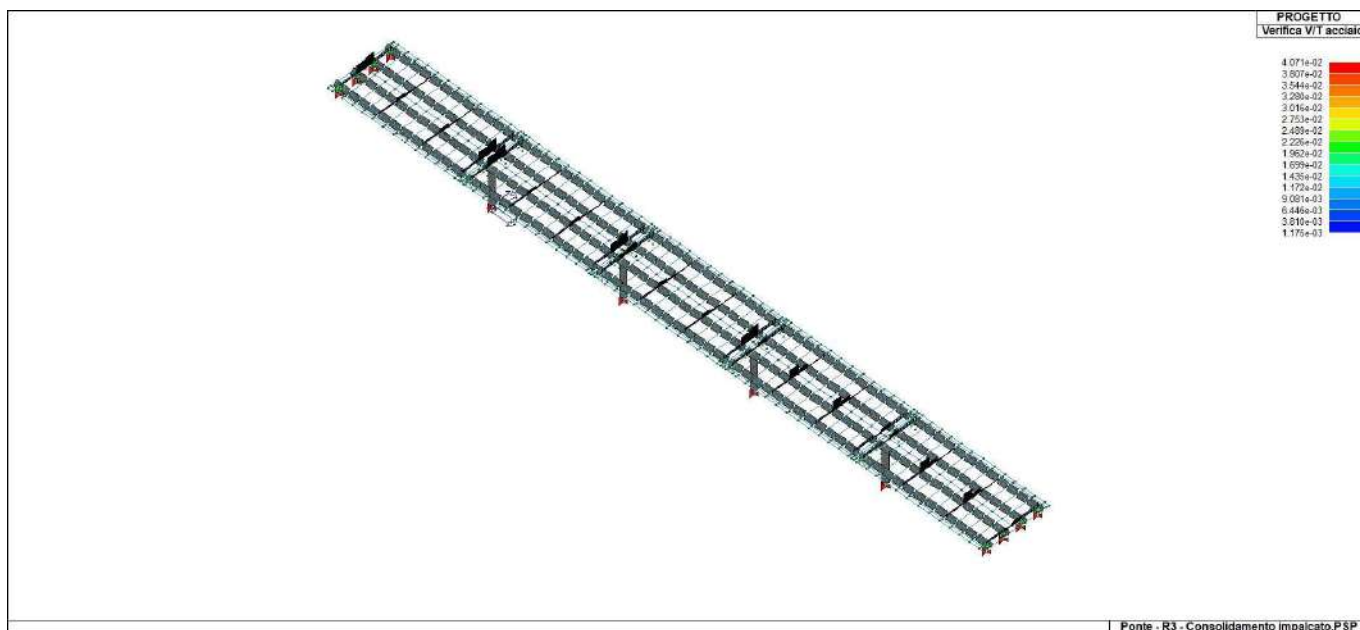
71\_PRO\_CA\_PIL\_VER\_VRSD



71\_PRO\_CA\_TRV\_VER\_NM

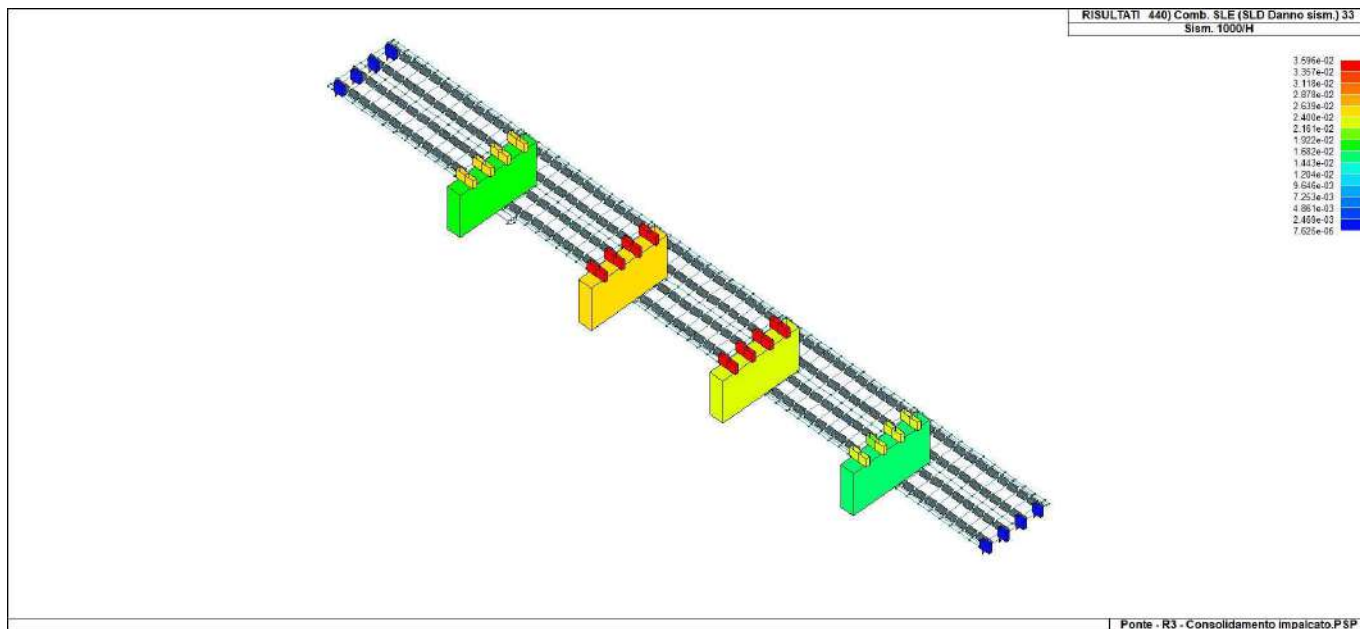


71\_PRO\_CA\_TRV\_VER\_VRCD



71\_PRO\_CA\_TRV\_VER\_VRSD

### 8.3.3 SLE



31\_RIS\_SLE\_440\_Comb. SLE (SLD Danno sism.) 33

## 9 FIRME

Langhirano, 26/05/2020

Il tecnico

Ing. Prevoli Emiliano



ALLEGATO 1A: Tabulati di Calcolo stato di fatto  
ALLEGATO 1B: Tabulati di Calcolo stato di progetto