



Autostrada dei Fiori

Tronco A10: Savona - Ventimiglia (confine francese)

NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE DI VADO LIGURE

CARREGGIATA SUD / CARREGGIATA NORD
Progr. Km 47+545

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI

PONTE BOSSARINO 2

Relazione tecnica e di calcolo Impalcato

PROGETTISTA	RESPONSABILE INTEGRAZIONE ATTIVITÀ SPECIALISTICHE	IMPRESA	COMMITTENTE
Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993	Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993		Autostrada dei Fiori S.p.A. Via della Repubblica, 46 18100 Imperia (IM)

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
							Gennaio 2020	-
							N. Progr.	
B	Febbraio 2020	REVISIONE INTERNA	SINA	DT/OC	DT	DT		
A	Gennaio 2020	PRIMA EMISSIONE	SINA	DT/OC	DT	DT		

CODIFICA	PROGETTO	LIV	TRONCO	DOCUMENTO	REV	WBS
	P280	D	A10	OMG RC	003 B	A10IBT0001
						CUP
						I44E14000810005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

SINA S.p.A.

**Comune di Vado Ligure
Nuovo Svincolo Autostradale
Progetto Definitivo**

**PONTE "BOSSARINO 2"
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO DELL'IMPALCATO**

							
B	Febbraio 2020	Revisione interna	SINA	DT/OC	DT		
A	Gennaio 2020	Prima Emissione	SINA	DT/OC	DT		
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato		
			Documento: P280_D_OMG_RC_003_B.docx				



INDICE

1.	INTRODUZIONE	4
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	5
3.	MATERIALI.....	6
3.1	ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.	6
3.2	ACCIAIO DA C.A.P	6
3.3	CONGLOMERATO CEMENTIZIO	6
3.3.1	CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO E CORDOLI.....	6
3.3.2	CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE	7
4.	CARICHI DI PROGETTO.....	8
4.1	PESO PROPRIO TRAVI PREFABBRICATE	8
4.2	PESO PROPRIO SOLETTA.....	8
4.3	CARICHI PERMANENTI	8
4.4	CARICHI MOBILI VARIABILI.....	8
4.5	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE	9
4.6	AZIONE DEL VENTO	9
4.6.1	VENTO TRASVERSALE SULLE STRUTTURE DI IMPALCATO	11
4.7	VARIAZIONI TERMICHE (ϵ_3).....	12
4.7.1	VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI (Δ_{TN}).....	12
4.7.2	VARIAZIONI TERMICHE LINEARI (Δ_{TM})	12
4.8	SPINTA DELLE TERRE	12
4.9	SPINTA DEL SOVRACCARICO.....	13
4.10	RICOPRIMENTO.....	13
4.11	AZIONI SISMICHE	13
4.11.1	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE	14
4.11.2	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE	15
4.11.3	INCREMENTO SISMICO DELLA SPINTA DELLE TERRE (TEORIA DI WOOD).....	15
5.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	16
6.	DESCRIZIONE MODELLI DI CALCOLO	18
6.1	SEZIONE TRASVERSALE DELL'IMPALCATO.....	18
6.1.1	GEOMETRIA DEL MODELLO.....	18



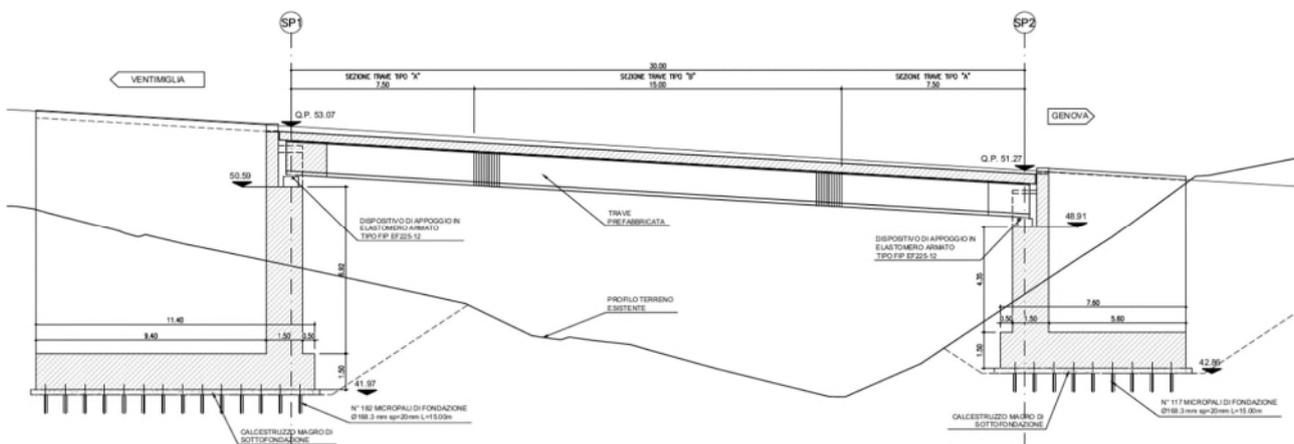
6.1.2	VINCOLI	19
6.1.3	CONDIZIONI DI CARICO STATICO	20
6.1.4	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE: REAZIONI VINCOLARI	27
6.1.5	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE: DIAGRAMMI AZIONI INTERNE.....	34
6.2	SCHEMA TRAVE APPOGGIO-APPOGGIO	37
6.2.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	37
6.2.2	VINCOLI	38
6.2.3	CONDIZIONI DI CARICO STATICO	39
6.2.4	COMBINAZIONI DI CARICO	44
6.2.5	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE: REAZIONI VINCOLARI	45
6.2.6	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE: DIAGRAMMI AZIONI INTERNE.....	49
6.3	SCHEMA IMPALCATO.....	56
6.3.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	56
6.3.2	VINCOLI	59
6.3.3	CONDIZIONI DI CARICO STATICO	60
6.3.4	COMBINAZIONI DI CARICO	65
6.3.5	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE: REAZIONI VINCOLARI	66
6.3.6	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE: DIAGRAMMI AZIONI INTERNE.....	67
7.	VERIFICHE STRUTTURALI TRAVI IN CAP	72
7.1	VERIFICA SLU	72
7.2	VERIFICA A TAGLIO.....	74
7.2.1	VERIFICA A TAGLIO – CAMPATA.....	74
7.2.2	VERIFICA A TAGLIO – APPOGGIO (PRIMI 7.50M).....	75
7.3	VERIFICA TENSIONALE A PRECOMPRESSIONE	76
7.3.1	VERIFICA SLE RARA.....	76
7.3.2	VERIFICA SLE FREQUENTE.....	82
7.4	VERIFICA SOLETTA.....	85
7.5	VERIFICA SPOSTAMENTI IMPALCATO	87

1. INTRODUZIONE

La presente relazione viene redatta nell'ambito del Progetto Definitivo del “Nuovo Svincolo Autostradale” da realizzarsi lungo la “Autostrada dei Fiori” A10 in provincia di Savona, nel Comune di Vado Ligure.

Nella presente relazione sono descritte le geometrie, i carichi e le verifiche strutturali dell'impalcato inerente la realizzazione del “Bossarino 2”, posto lungo il ramo di svincolo Ventimiglia-Casello necessario per l'attraversamento dell'incisione valliva del rio Termini.

Le verifiche strutturali delle sottostrutture e fondazioni sono riportate nell'elaborato specifico di progetto P280_D_OMG_RC_004



Ponte Bossarino 2



2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le opere oggetto della presente relazione di calcolo sono state sviluppate in base alle seguenti principali normative e istruzioni di riferimento.

- [1] Legge 05.11.1971 n.1086 "Norma per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica"
- [2] D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- [3] Circ. 21.01.2019 n.7 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17.01.2018
- [4] UNI EN 1991-1-5 Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche
- [5] UNI EN 1991-2 Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- [6] UNI EN 1992-1-1 Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici



3. MATERIALI

Si riportano le caratteristiche specifiche dei principali materiali da costruzione da utilizzare per la realizzazione degli impalcato per i ponti oggetto della presente Relazione.

3.1 ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.

E' previsto l'impiego di acciaio tipo B450C con le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	540	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_s	=	1.15	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	391.30	N/mm ²
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²

3.2 ACCIAIO DA C.A.P

Tensione nominale di rottura	f_{ptk}	=	1860	N/mm ²
Tensione nominale di snervamento	$f_{p(1)k}$	=	1670	N/mm ²
Allungamento	A_{gt}	=	≥ 3.50	-
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²

3.3 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

3.3.1 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO E CORDOLI

E' previsto l'impiego di calcestruzzo tipo C32/40 con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	=	40,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	=	32,00	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	40,00	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	=	3,02	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	=	2,12	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	=	0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	=	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	=	18,13	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	=	1,41	N/mm ²
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	33350	N/mm ²



Classe di esposizione:	XC4-XF4
Classe di consistenza:	S5
Copriferro minimo:	55 mm
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.50

3.3.2 CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE

E' previsto l'impiego di calcestruzzo tipo C45/55 con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	=	55,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	=	45,00	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	53,00	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	=	3,80	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	=	2,70	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	=	0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	=	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	=	25,50	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	=	2,53	N/mm ²
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	36000	N/mm ²

Classe di esposizione:	XC4-XS1
Classe di consistenza:	S5
Copriferro minimo:	55 mm
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.50



4. CARICHI DI PROGETTO

Per le verifiche relative alle opere in oggetto, le principali azioni considerate sono di seguito riassunte:

- peso proprio travi prefabbricate;
- carichi permanenti portati di tipo non strutturale (pavimentazione stradale, barriere, parapetti ecc.);
- azioni variabili da traffico sulla sede stradale già comprensivi del coefficiente di incremento dinamico;
- azioni longitudinali di avviamento/frenamento;
- azioni trasversali centrifughe;
- azioni del vento;
- azioni sismiche.

Nelle sezioni seguenti si riportano a chiarimento i singoli contributi sopra menzionati.

4.1 PESO PROPRIO TRAVI PREFABBRICATE

Per il calcolo del peso proprio degli elementi in c.a.p. è stato considerato il peso di volume del calcestruzzo pari a $\gamma_{fe} = 25 \text{ kN/m}^3$.

4.2 PESO PROPRIO SOLETTA

Il peso della soletta risulta pari a:

- soletta (sp. 30): $0,3 \text{ m} \times 25,00 \text{ kN/m}^3 = 7,50 \text{ kN/m}^2$

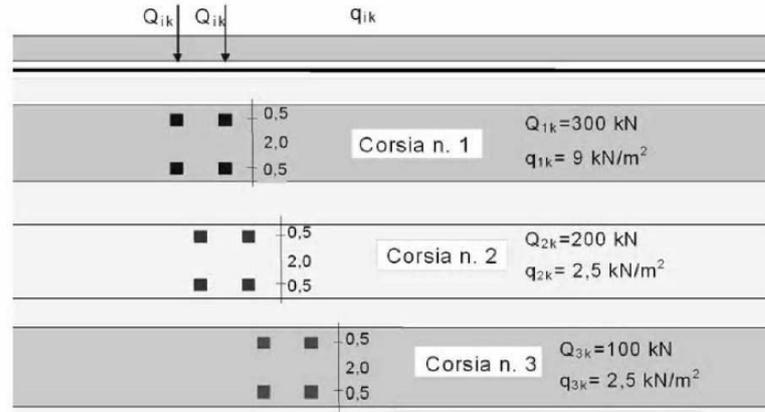
4.3 CARICHI PERMANENTI

I sovraccarichi permanenti considerati sono i seguenti:

- Vele di bordo (sp. 8 cm): $= 2 \times 0,80 \text{ kN/m}$
- Marciapiedi (sp. 15 cm): $0,15 \text{ m} \times 25,0 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- Barriere sicurvia: $= 2 \times 1,50 \text{ kN/m}$
- Reti di protezione e parapetti: $= 2 \times 3,00 \text{ kN/m}$
- Pavimentazione, sp. 10 cm: $= 3,00 \text{ kN/m}^2$

4.4 CARICHI MOBILI VARIABILI

Per i carichi variabili da traffico si farà riferimento allo **Schema di carico 1** costituito da carichi concentrati su due assi in tandem ($Q_{i,k}$) e da carichi distribuiti uniformemente sulle corsie ($q_{i,k}$).



I carichi concentrati sugli assi in tandem ed i carichi uniformemente distribuiti dello **Schema di Carico 1**, comprensivi degli effetti dinamici, vanno differenziati per le diverse corsie convenzionali come indicato nel prospetto seguente.

	Carico singolo asse (Q_{ik})	Carico uniforme (q_{ik})
Corsia n. 1	300 kN (150 kN/impronta)	9,0 kN/m ²
Corsia n. 2	200 kN (100 kN/impronta)	2,5 kN/m ²
Parte carrabile rimanente	--	2,5 kN/m ²

Le disposizioni trasversali dei carichi mobili assunte producono i massimi effetti sulle strutture.

Le disposizioni longitudinali considerate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in progetto (travi, traversi, apparecchi di appoggio) sono state definite per massimizzare gli effetti flettenti in mezzera e i massimi tagli e massimi scarichi agli appoggi.

4.5 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE

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

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

4.6 AZIONE DEL VENTO

La pressione statica equivalente al vento sulle strutture d'impalcato è valutata in base all'espressione seguente:

$$p_v = q_b \times C_e \times C_p \times C_d$$

- $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{b(TR)}^2$ è la pressione cinetica di riferimento, funzione della velocità di riferimento del vento e della densità dell'aria;
- ρ è la densità dell'aria assunta costante e pari a 1,25 kg/m³;



- $V_{b(TR)} = \alpha_R \times v_b$ è la velocità di riferimento del vento riferita ad un generico periodo di ritorno e funzione di v_b e del parametro correttivo α_R ;
 - v_b è la velocità di riferimento del vento a 10 m dal suolo, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni;
 - c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza sul suolo e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
 - c_p è il coefficiente di forma (coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;
- c_d è il coefficiente dinamico che tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Ciò premesso, si evidenziano i parametri che definiscono l'azione del vento sulla struttura in esame:

- Zona 7 (Liguria);
- Velocità di riferimento del vento: $v_{b0} = 28 \text{ m/s (101 km/hr)}$;
- Classe di rugosità del terreno D – Aree prive di ostacoli.
- pressione cinetica di riferimento:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} 1,25 \cdot (1,125 \cdot 28)^2 = 620 \frac{N}{m^2} = 0,620 \frac{kN}{m^2}$$

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno circostante il coefficiente di esposizione è dato dalla formula seguente:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \times \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad (\text{per } z \geq z_{\min})$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad (\text{per } z < z_{\min})$$

ove k_r , z_0 e z_{\min} sono assegnati in funzione della particolare categoria di esposizione che, in mancanza di analisi specifiche, può essere assegnata in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno. Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione



Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

ZONE 7,8		
mare		costa
1.5 km	0.5 km	
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	II *

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

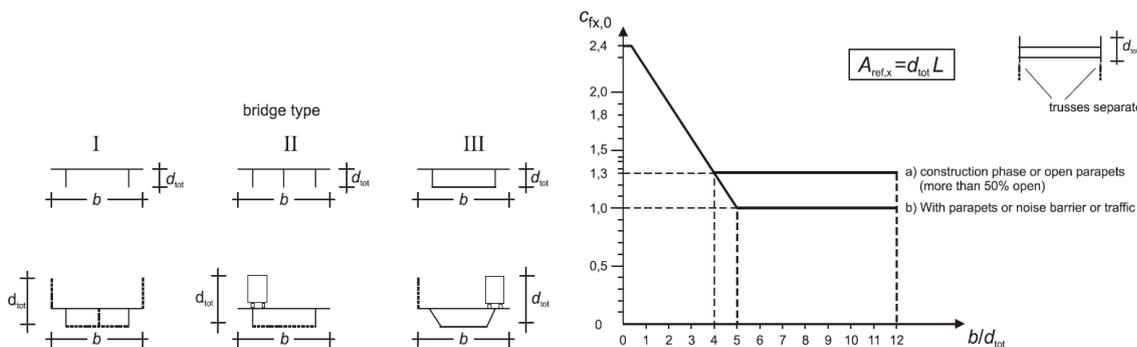
Categoria di esposizione III $k_r = 0,20$; $z_0 = 0,10$ m; $z_{min} = 5,00$ m

Si passa a valutare il coefficiente di esposizione c_e alla quota di estradosso dell'impalcato in corrispondenza della sezione di massima altezza dal suolo, assunta a favore di sicurezza pari a 13,00 m:

$$c_{e1} = c_e(z = 13,00 \text{ m}) = 0,20^2 \cdot 1,00 \cdot \ln\left(\frac{13,00}{0,10}\right) \times \left[7 + 1,00 \cdot \ln\left(\frac{13,00}{0,10}\right)\right] = 2,311$$

4.6.1 VENTO TRASVERSALE SULLE STRUTTURE DI IMPALCATO

Il coefficiente di forma è determinato sulla base del diagramma fornito al § 8.3.1 dall'Eurocodice 1 Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4) e qui di seguito riportato, che mette in relazione l'altezza e la larghezza dell'impalcato investito dall'azione cinetica del vento.



Schema di variabilità del coefficiente di forma per impalcato da ponte

L'altezza di impalcato è determinata prendendo in considerazione i seguenti contributi:

- | | |
|--|--------|
| 1. Altezza impalcato | 1,70 m |
| 2. Altezza cordolo laterale sopra pavimento | 0,15 m |
| 3. Altezza barriera di protezione | 2,50 m |
| 4. Altezza convenzionale della colonna di carico | 3,00 m |

4.7 VARIAZIONI TERMICHE (ϵ_3)

Si fa riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5/NTC18, cap. 3.5, unitamente all’annesso nazionale, sia per quanto riguarda il calcolo del range di temperatura, sia per quanto riguarda l’approccio di calcolo.

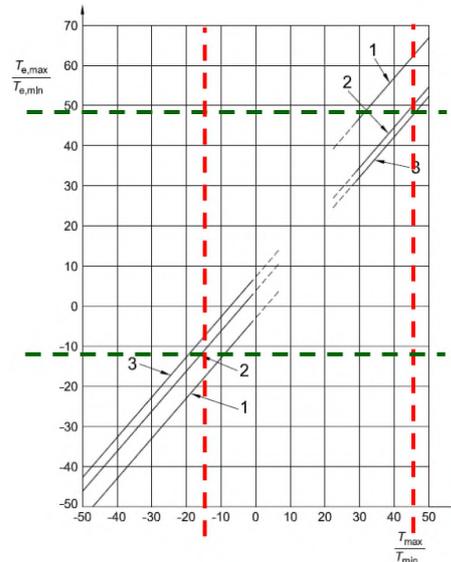
4.7.1 VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI (ΔT_N)

Per l’Italia, il “range” di temperatura dell’aria è definito dai seguenti valori (NTC-08 cap. 3.5 – EN 1991-1-5+N.A.D.):

- $T_{\min} = -15 \text{ °C}$
- $T_{\max} = +45 \text{ °C}$

Per strutture da ponte di gruppo 2 (EN 1991-1-5, 6.1.1.), la temperatura della struttura risulta pertanto:

- $T_{e,\min} = -11 \text{ °C}$
- $T_{e,\max} = +49.3 \text{ °C}$



a cui corrisponde complessivamente un’escursione pari a: $\Delta T_N = 60.3 \text{ °C}$

4.7.2 VARIAZIONI TERMICHE LINEARI (ΔT_M)

La componente lineare della variazione termica sulla soletta di impalcato è valutata in accordo alla procedura semplificata di cui al prospetto 6.2a – § 6.1.4.2 dell’Eurocodice 1 (EN 1991–1–5): Actions on structures – Part 1-5: General actions – Thermal actions tenendo conto di una variazione di temperatura uniforme sulla sola soletta in calcestruzzo pari alternativamente a $\Delta T_s = \pm 10 \text{ °C}$.

4.8 SPINTA DELLE TERRE

La spinta del terreno presente a tergo delle spalle va considerata come carico permanente di tipo *strutturale* in quanto il terreno laterale interagendo con l’opera contribuisce, con le sue caratteristiche di peso, resistenza e rigidità, al comportamento strutturale dell’opera

A favore di sicurezza per il calcolo della spinta del terreno si è utilizzato il coefficiente di spinta a riposo delle terre pari a $k_0 = 1 - \sin(\Phi)$ con Φ pari all’angolo di attrito del terreno riscontrato nelle indagini geologiche e geotecniche.

La spinta avrà pertanto un andamento triangolare e descritto da $p = k_0 \gamma z$.



4.9 SPINTA DEL SOVRACCARICO

La spinta derivante dal sovraccarico presente sul piano stradale a tergo della spalla è considerata tenendo in conto di un contributo pari a $p = k_0 q$ dove k_0 è il coefficiente di spinta a riposo del terreno e q è il valore del sovraccarico presente.

La spinta avrà pertanto un andamento costante lungo tutto lo sviluppo in altezza della spalla.

4.10 RICOPRIMENTO

Dove presente è stato considerato il carico derivante dal ricoprimento dell'elemento orizzontale della spalla. La pressione uniforme è data da $p = \gamma H$ dove H è l'altezza dello strato di ricoprimento.

4.11 AZIONI SISMICHE

La valutazione dell'azione sismica sulle strutture è stata condotta in osservanza alle prescrizioni contenute nel D.M. 17.01.2018: “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Per quanto riguarda la vita nominale, le classi d'uso e il periodo di riferimento, secondo le definizioni di cui al § 2.4 del D.M. 17.01.2018:

Tipo di costruzione: 3 (ponti e opere infrastrutturali di importanza strategica)

Vita nominale: $V_N \geq 100$ anni

Classe d'uso: IV (Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001 n. 6792)

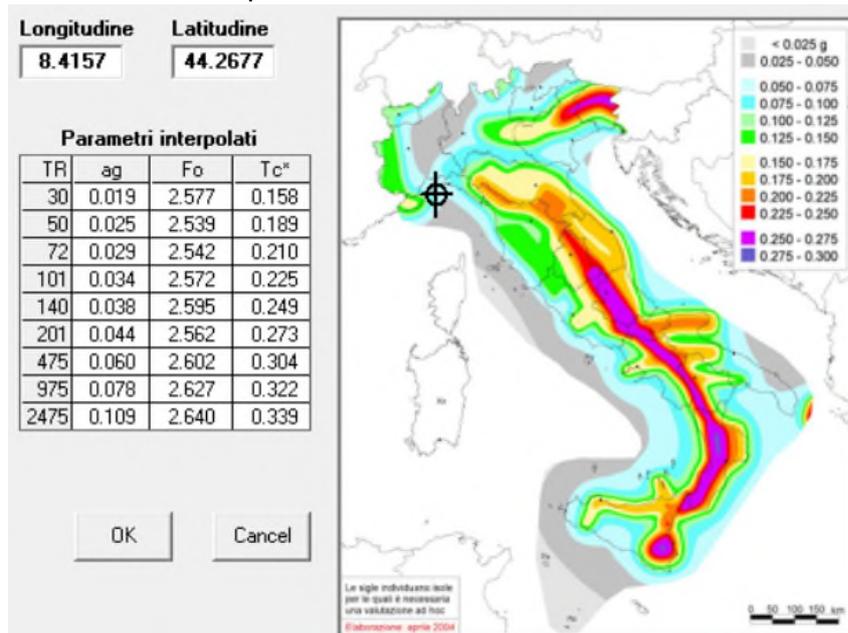
Coefficiente d'uso: $C_u = 2.0$

Periodo di riferimento per le azioni sismiche: $V_R = V_N C_u = 200$ anni

Categoria di sottosuolo: B

Caratteristiche topografiche: T2.

I parametri caratteristici adottati per l'individuazione delle azioni sismiche sono i seguenti:



Sismicità del sito in esame

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico è lo spettro di risposta elastico di cui al § 3.2.3 del D.M. 17.01.2018.

In sede di analisi e verifiche si è fatto riferimento al seguente stato limite ultimo:

SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita. Si considera una probabilità di superamento PVR dello SLU nella vita di riferimento pari al 10% che, unitamente al valore V_R della vita di riferimento delle opere, determina il seguente periodo di ritorno dell’azione sismica:

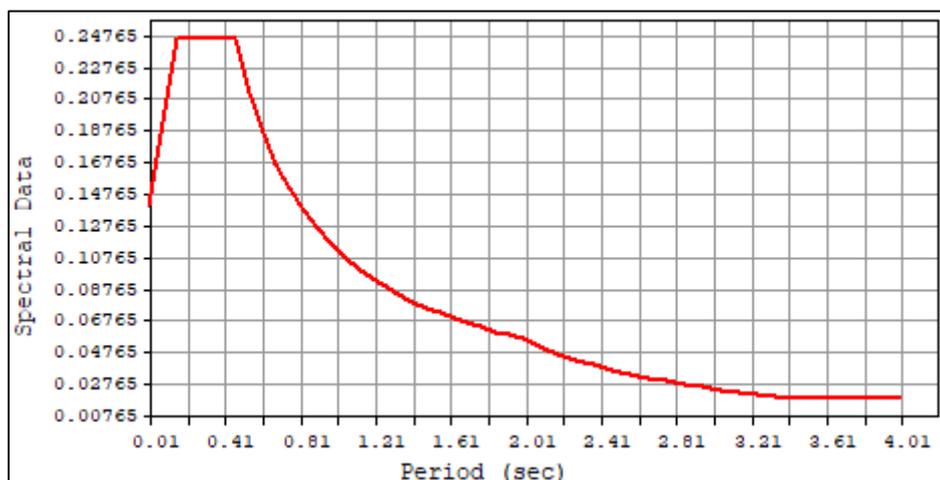
$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{V_R})} = -\frac{200}{\ln(1-0,10)} = 1898 \text{ anni}$$

L’analisi sismica del ponte oggetto della presente relazione di calcolo è stata effettuata mediante analisi lineare dinamica (analisi modale con spettro di risposta) ai sensi di quanto indicato al § 7.10.5.3.2 del D.M. 17.01.2018.

La verifica degli elementi portanti e costituenti le sottostrutture (spalle) è condotta introducendo un fattore di struttura “q” con valore unitario intendendo che tali elementi rimangano sostanzialmente in campo elastico durante un evento sismico.

4.11.1 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

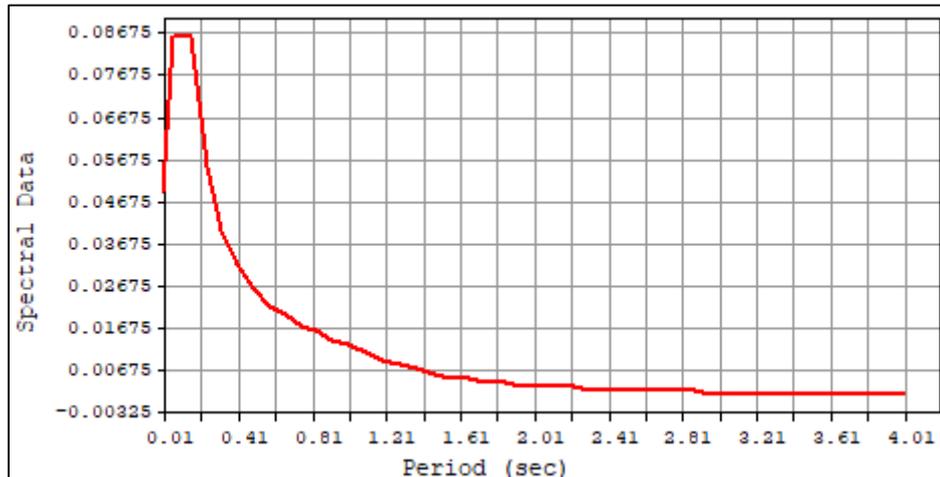
Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (longitudinale e trasversale), per uno smorzamento viscoso convenzionale $\xi = 5\%$ ($\eta = 1$), così ottenuto per lo stato limite di salvaguardia della vita è illustrato alla figura seguente:



Spettro elastico delle componenti orizzontali

4.11.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale, ottenuto per lo stato limite di salvaguardia della vita, è illustrato alla figura seguente:



Spettro elastico della componente verticale

4.11.3 INCREMENTO SISMICO DELLA SPINTA DELLE TERRE (TEORIA DI WOOD)

Le azioni sismiche associate alle spinte del terreno presente a tergo delle spalle sono studiate secondo la teoria di Wood.

È stato pertanto considerato un incremento della spinta delle terre costituito da una pressione uniforme agente su tutto lo sviluppo in alzata della spalla pari al peso del terreno moltiplicato per l'accelerazione massima attesa, ovvero:

$$E = S_s * S_t * a_g/g * \gamma * H$$

5. DESCRIZIONE DELL’OPERA

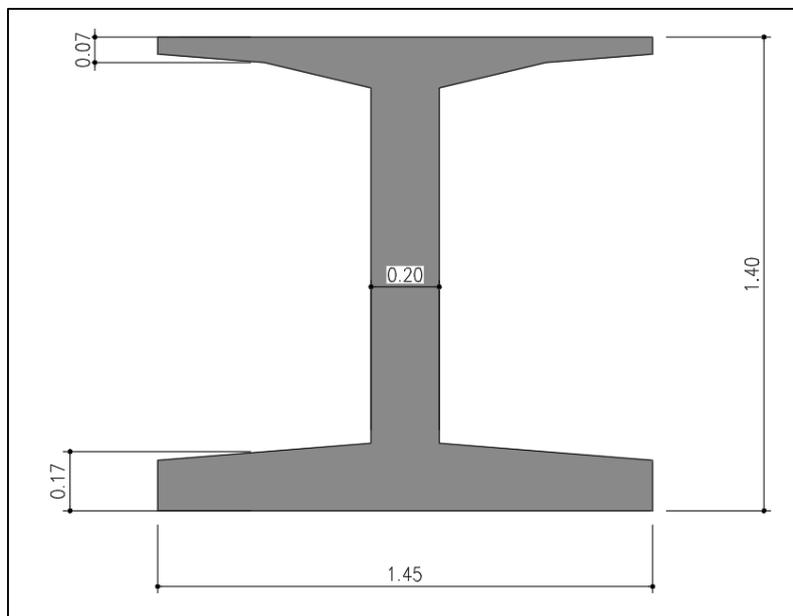
Trattasi di un ponte a una campata semplicemente appoggiata, della lunghezza di 30m, con un impalcato realizzato mediante la posa di travi prefabbricate in c.a.p. con sezione a “doppia T” aventi la piattabanda inferiore più massiva di quella superiore ed il getto di una soletta superiore in c.a. dello spessore di 30cm.

L’impalcato presenta una larghezza complessiva costante pari a 9.5m di cui 6.5m sono di carreggiata utile e due cordoli laterali su cui sono applicate le barriere stradali di sicurezza.

Trasversalmente la sede stradale presenta una pendenza variabile tra i 3.19° sulla spalla lato Ventimiglia ed i 1.18° sulla spalla lato Vado Ligure.

Altimetricamente il ponte si attesta con una pendenza media pari a circa 3° in discesa in direzione di Vado Ligure; le quote risultano essere pari a 53.07m lato Ventimiglia e 51.27m lato Genova.

La realizzazione dell’impalcato è prevista mediante la posa di travi prefabbricate in c.a.p. con sezione a “doppia T” che saranno solidarizzate tra di loro mediante il getto in opera della soletta superiore di spessore 30cm. Le travi avranno un’anima maggiorata agli appoggi (sp.=40cm) che verrà rastremata in corrispondenza della mezzera (sp.=20cm). Sono previsti due traversi in corrispondenza degli appoggi.

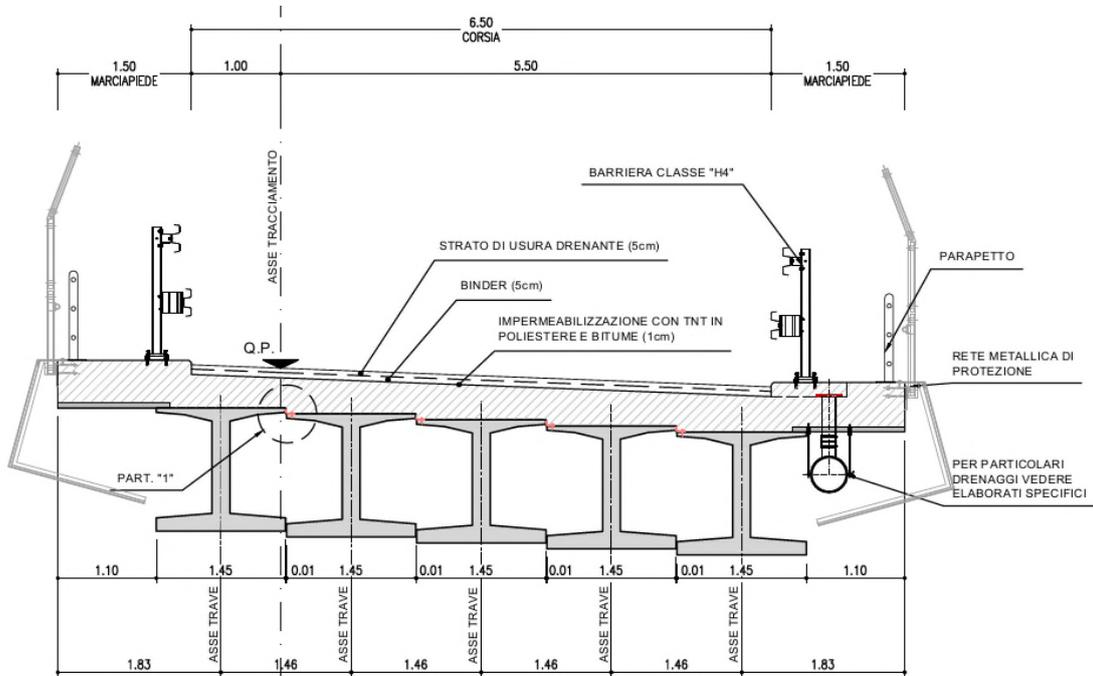


Sezione trave in CAP

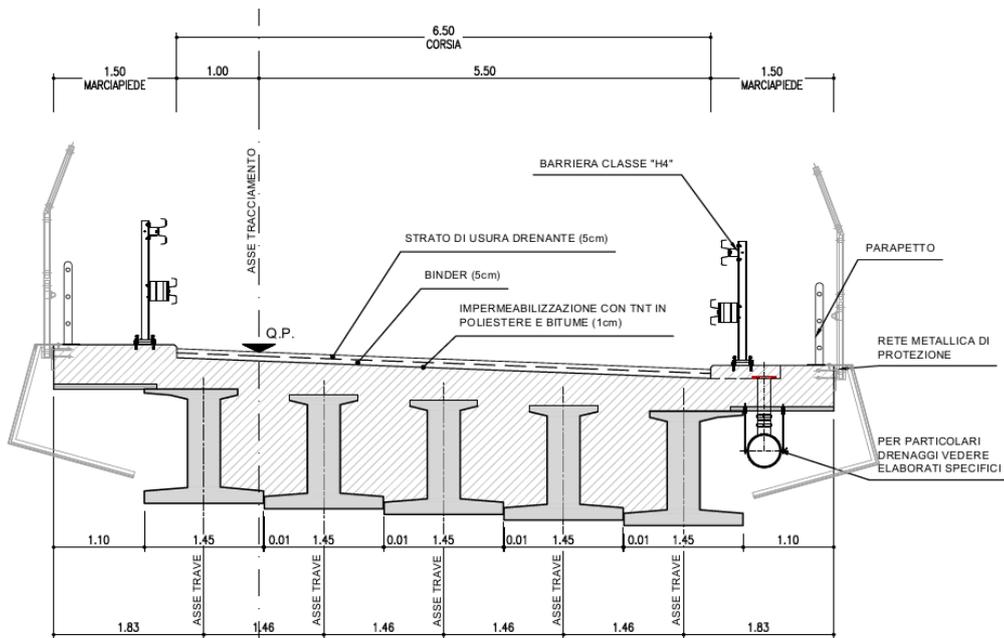
La trave in C.A.P presenta una sezione a doppia “T” con una base pari a 145cm ed un’altezza di 140cm. Lo spessore dell’anima interna è pari a 20cm mentre lo spessore dell’ala inferiore pari a 17cm e quello superiore pari a 7.5cm.

Le spalle sono previste in c.a. gettate in opera e sono composte da un elemento orizzontale ed uno verticale entrambi di spessore 150cm.

Sezione trasversale impalcato



Sezione trasversale impalcato



6. DESCRIZIONE MODELLI DI CALCOLO

Si sono analizzati tre modelli differenti per studiare al meglio il comportamento dell'impalcato e per determinare le azioni che gravano sugli elementi verticali. Come prima cosa si è modellata la sezione trasversale dell'impalcato inserendo i carichi verticali agenti (carichi permanenti e carichi da traffico) in modo da studiare la distribuzione mobile del carico da traffico e massimizzare gli effetti su ciascuna trave. Successivamente si è analizzata la trave maggiormente sollecitata in appoggio – appoggio per poter definire le massime sollecitazioni. Infine si è modellato lo schema a graticcio dell'intero impalcato per studiare gli effetti sismici e termici.

Di seguito verranno descritte tutte le proprietà geometriche e le diverse sollecitazioni per ognuno dei tre modelli.

6.1 SEZIONE TRASVERSALE DELL'IMPALCATO

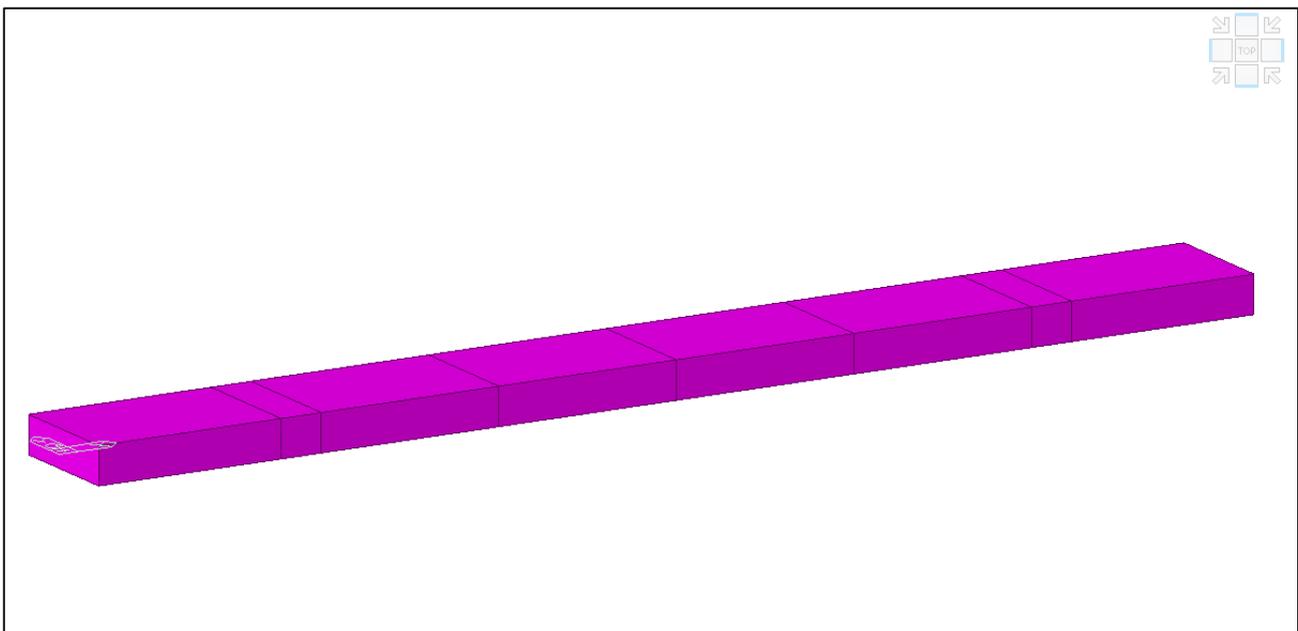
L'analisi per valutare il comportamento globale della struttura è stata eseguita sviluppando un modello ad elementi finiti tridimensionale con il software di calcolo MIDAS GEN.

Le varie parti della struttura sono state schematizzate mediante elementi di tipo *beam*.

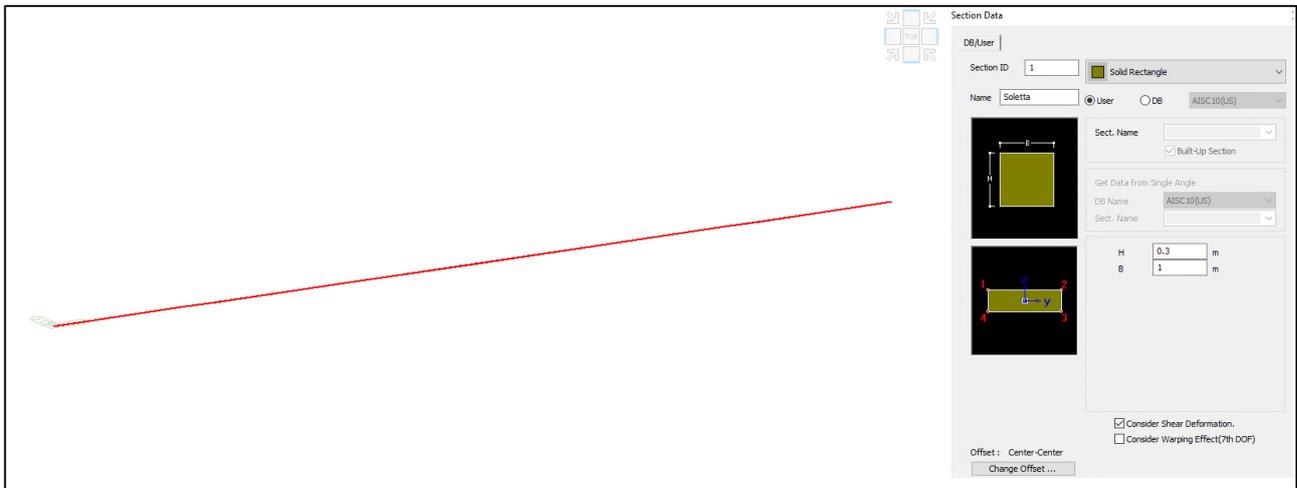
Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

6.1.1 GEOMETRIA DEL MODELLO

E' stato sviluppato un modello schematizzando la soletta dell'impalcato come un elemento beam di altezza pari a 30cm e base 100cm, in modo da simulare il comportamento di un metro lineare.



Modello FEM – Sezione trasversale impalcato

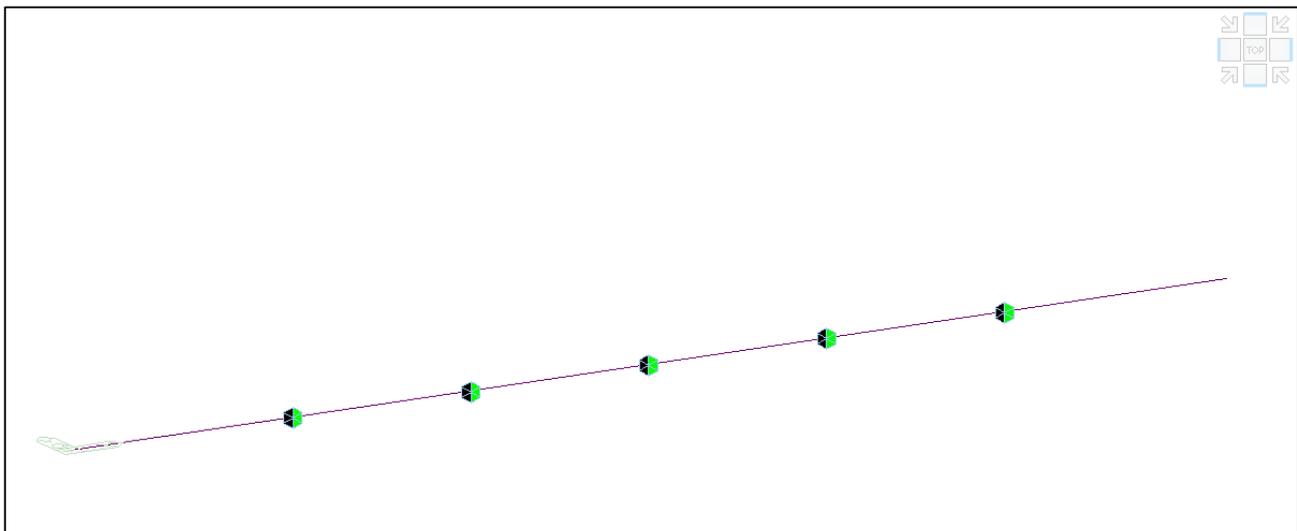


Modello FEM - Identificazione impalcato H = 30cm B = 100cm in calcestruzzo C32/40

6.1.2 VINCOLI

La struttura risulta vincolata mediante un vincolo di appoggio in corrispondenza delle travi in CAP.

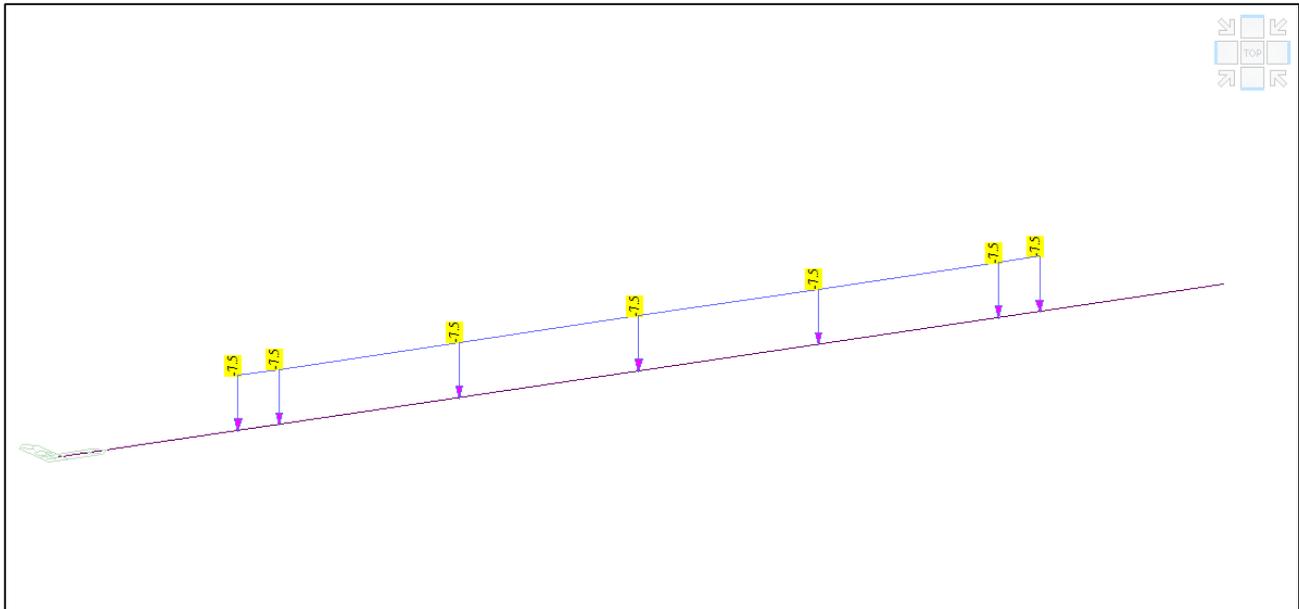
Nella successiva immagine sono riportati i vincoli considerati in corrispondenza delle travi.



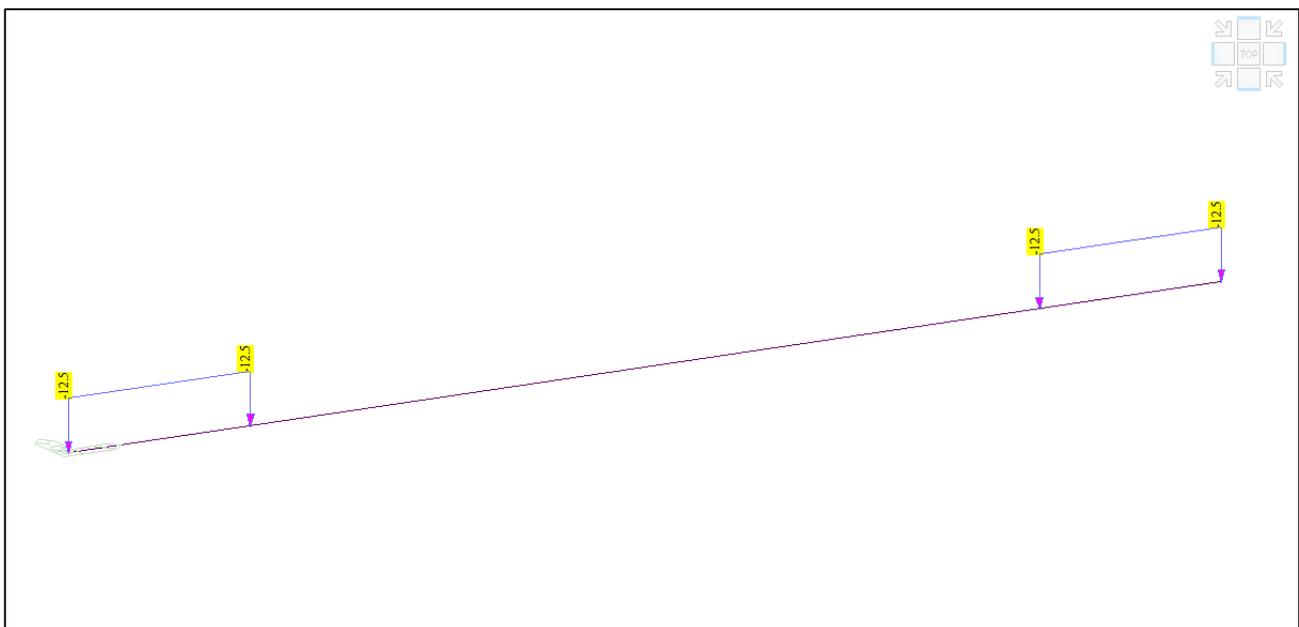
Modello FEM – Identificazione vincoli di appoggio in corrispondenza delle travi in CAP

6.1.3 CONDIZIONI DI CARICO STATICO

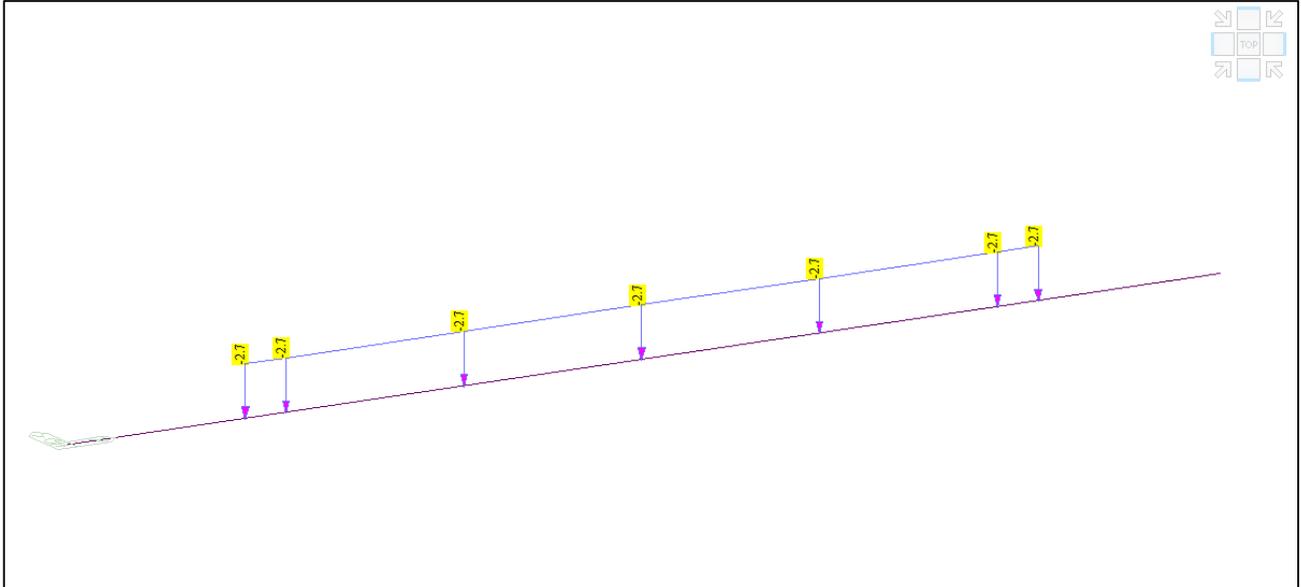
Nel presente paragrafo vengono descritte le condizioni di carico agenti sull'impalcato.



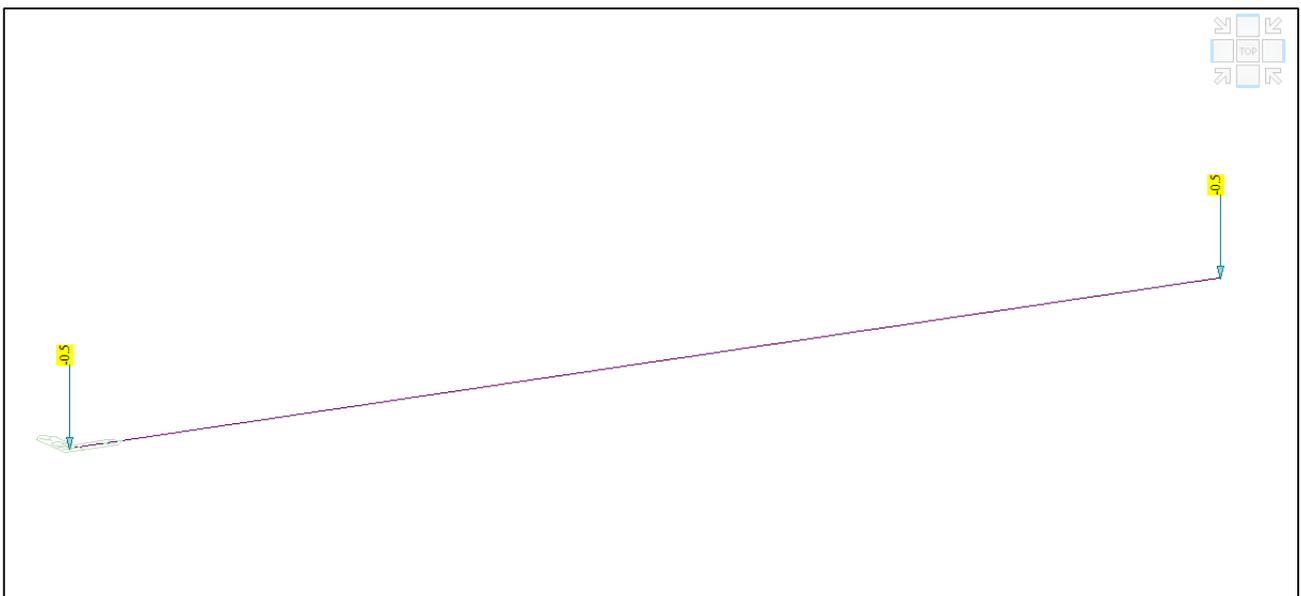
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio Soletta



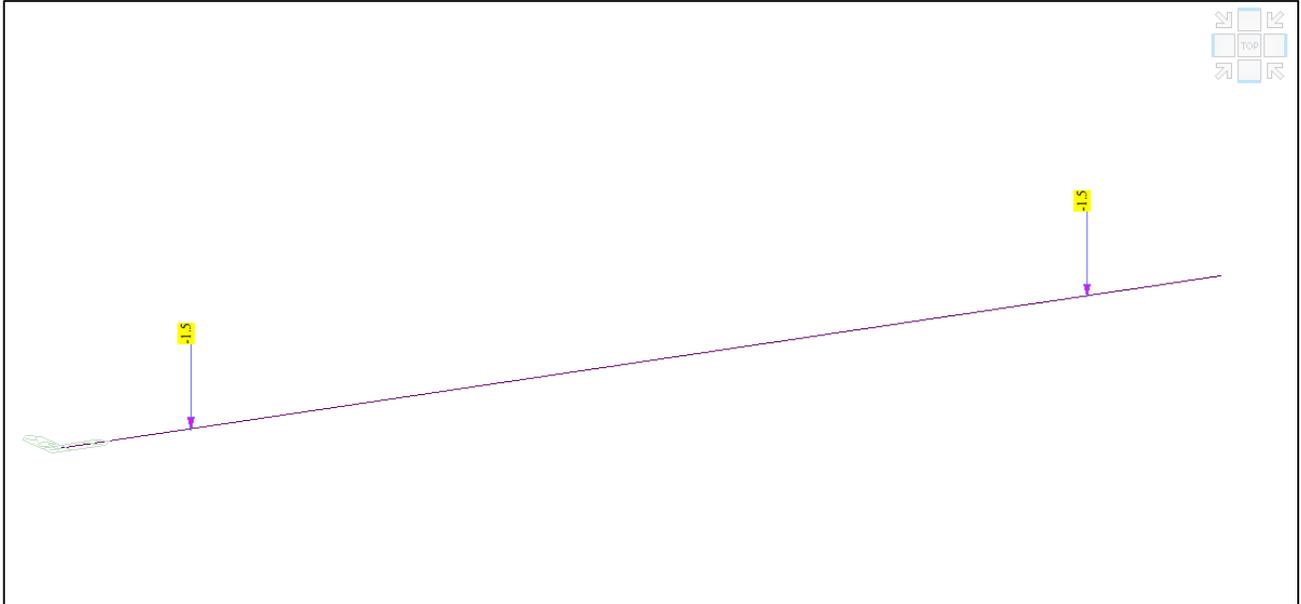
Modello FEM – Condizione di carico Peso Cordolo



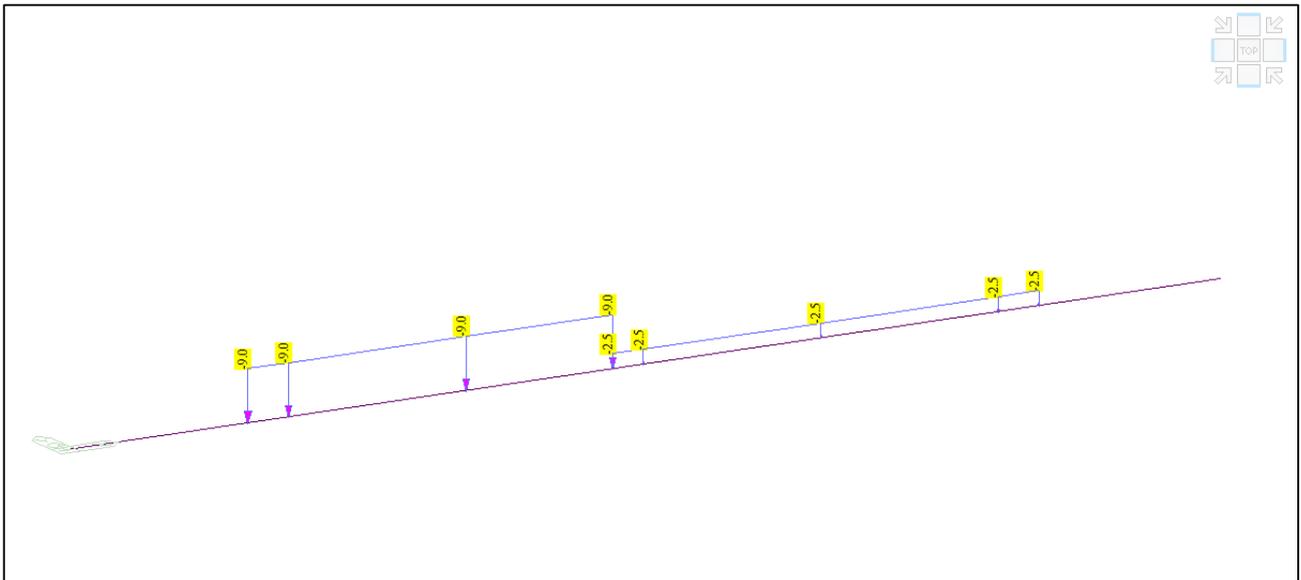
Modello FEM – Condizione di carico Peso Finitura



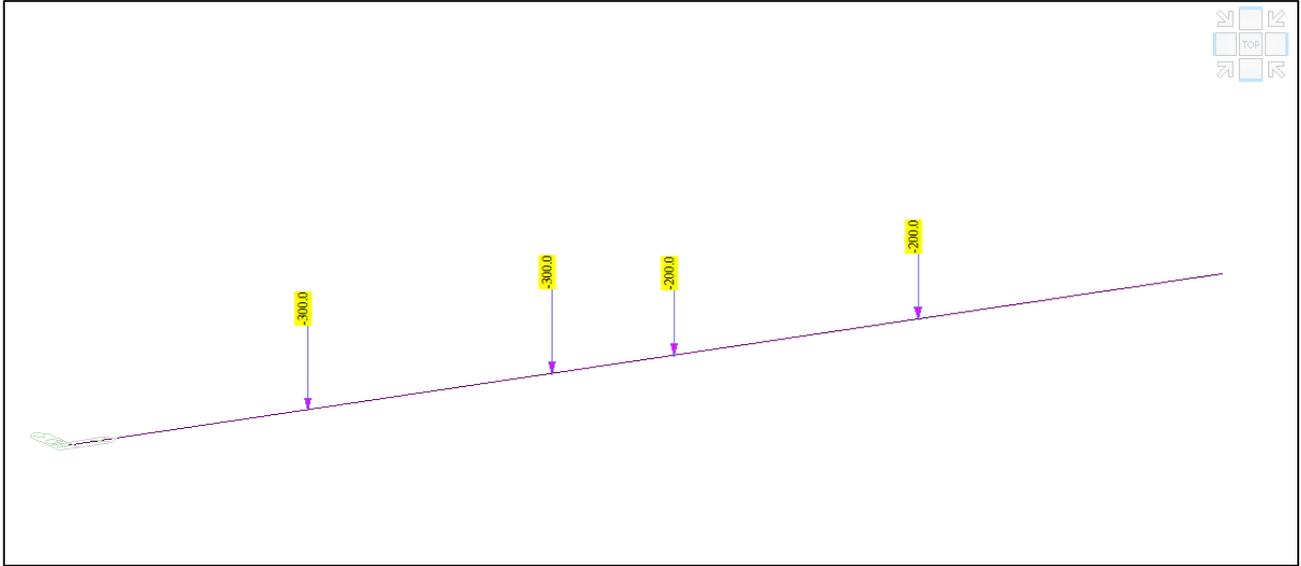
Modello FEM – Condizione di carico Peso Barriera



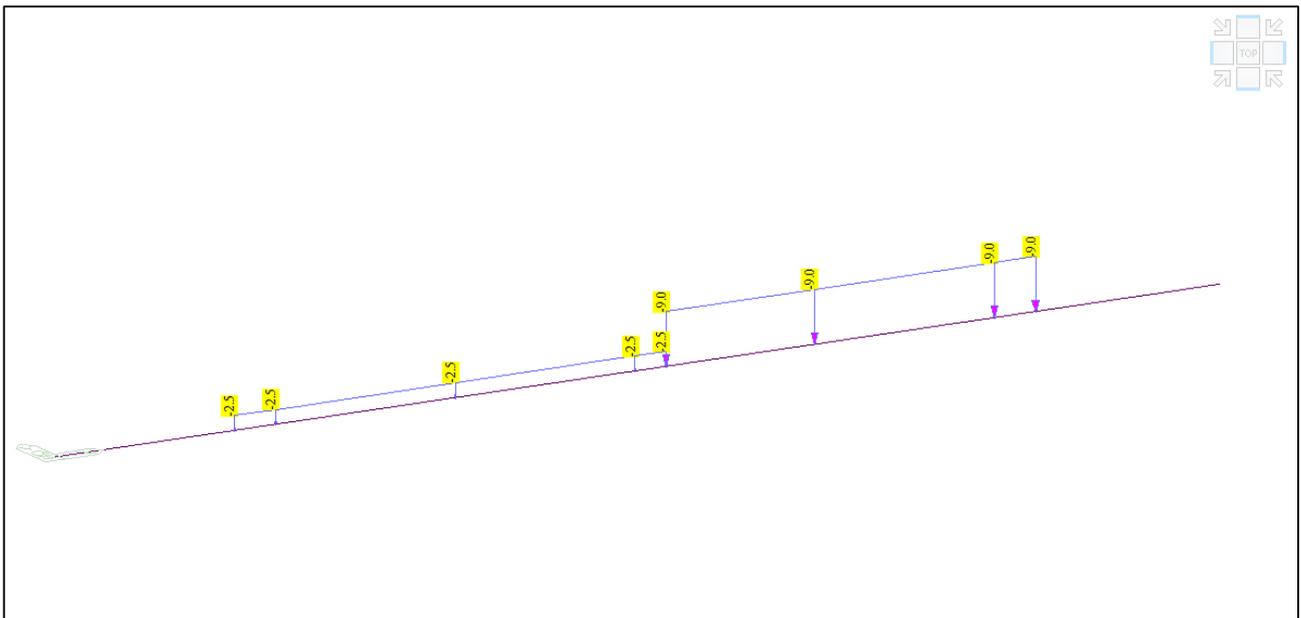
Modello FEM – Condizione di carico Peso Guard Rail



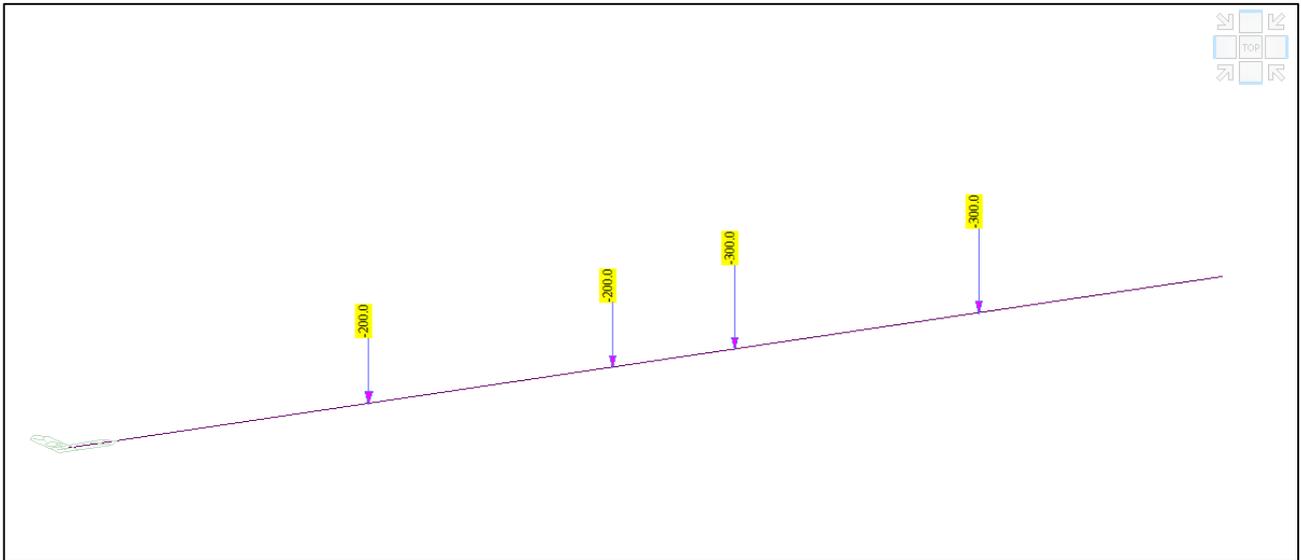
Modello FEM – Schema di carico distribuito 1



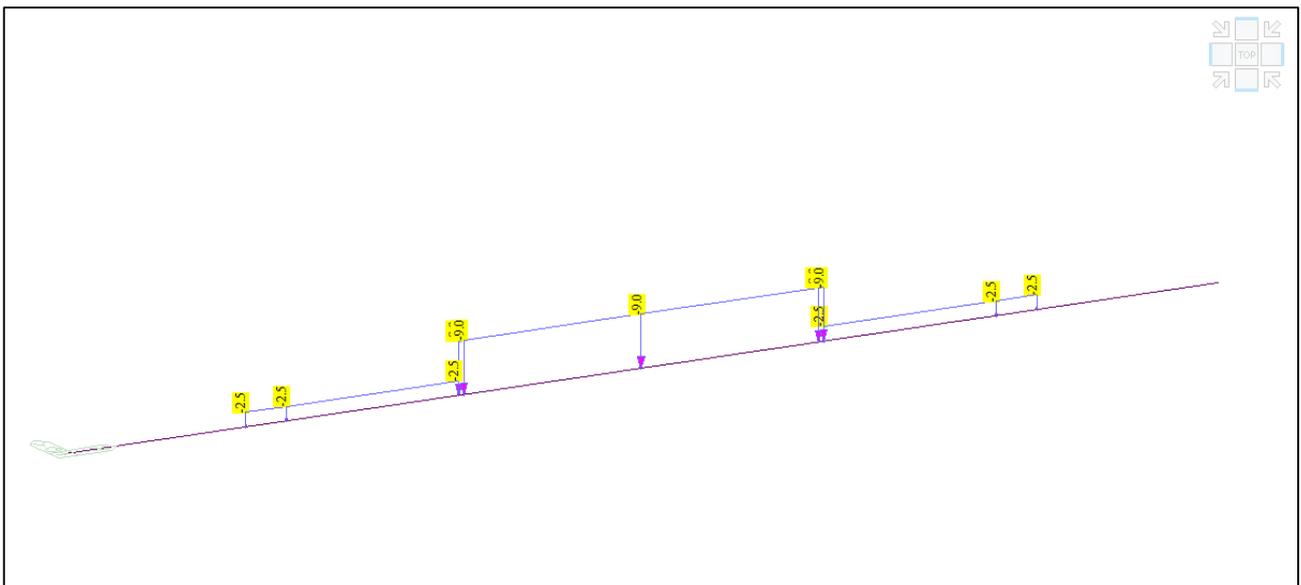
Modello FEM – Schema di carico tandem 1



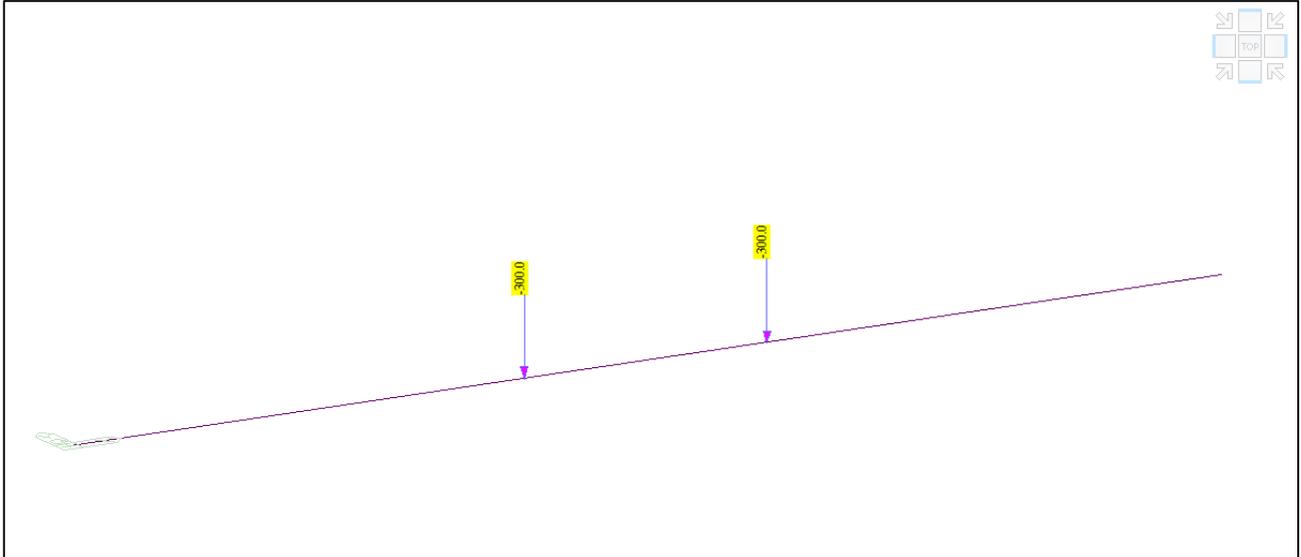
Modello FEM – Schema di carico distribuito 2



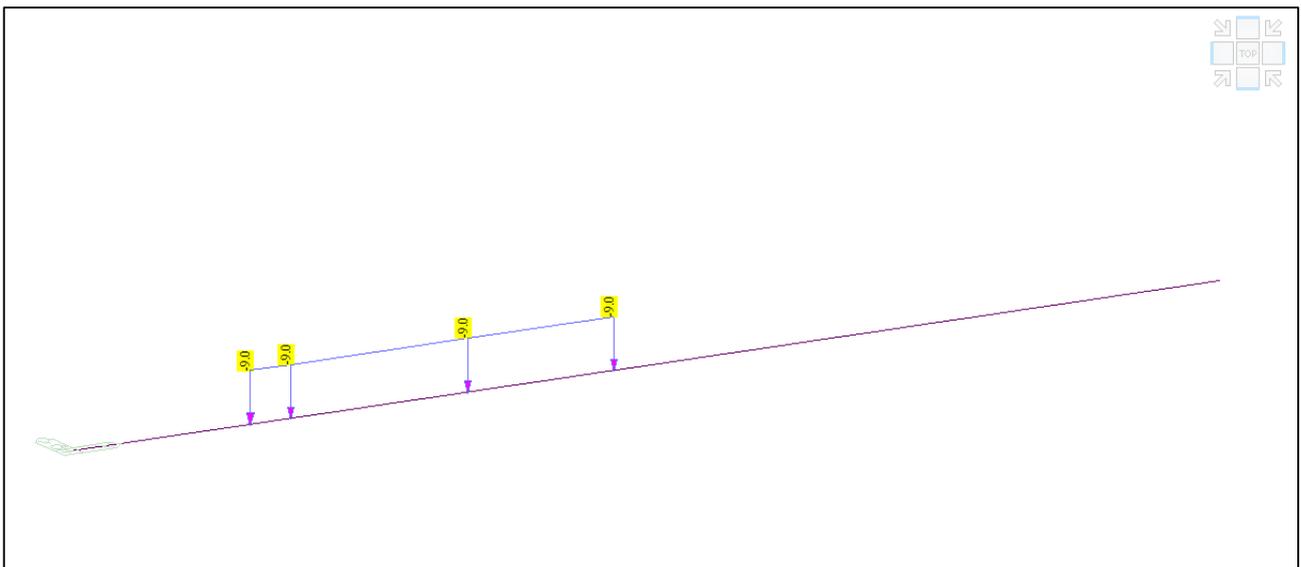
Modello FEM – Schema di carico tandem 2



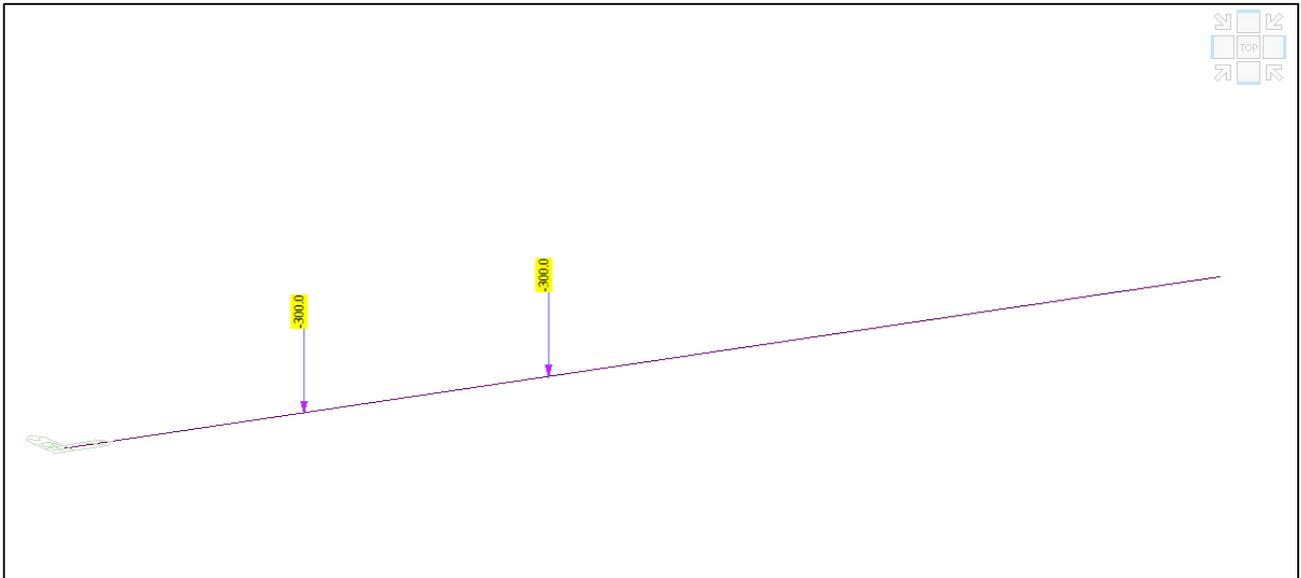
Modello FEM – Schema di carico distribuito 3



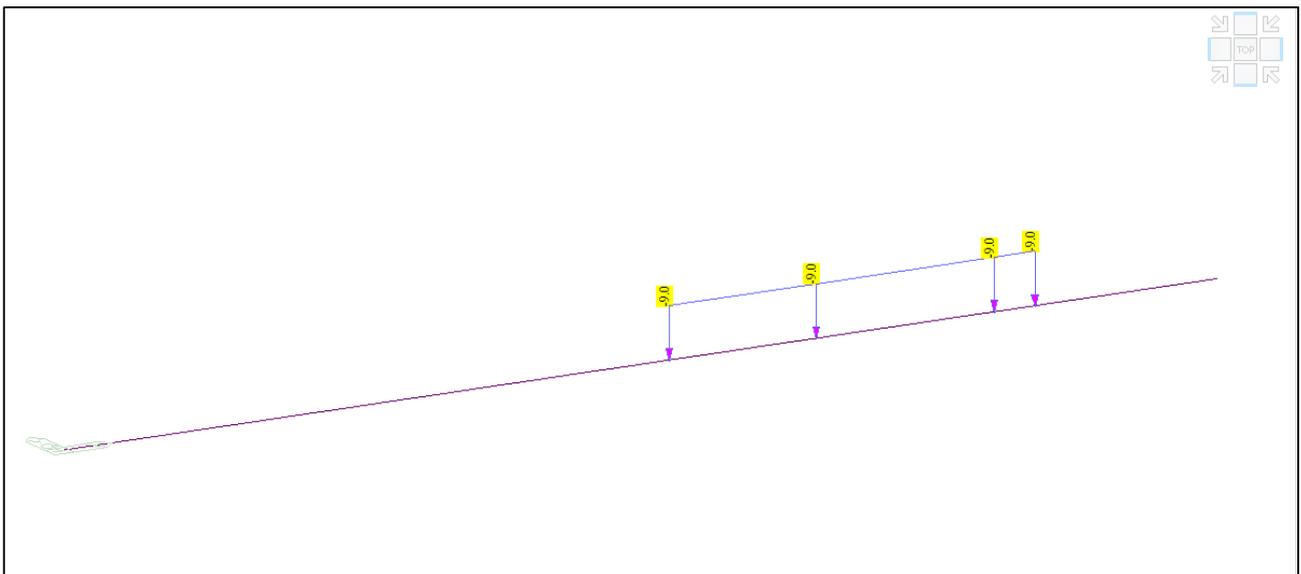
Modello FEM – Schema di carico tandem 3



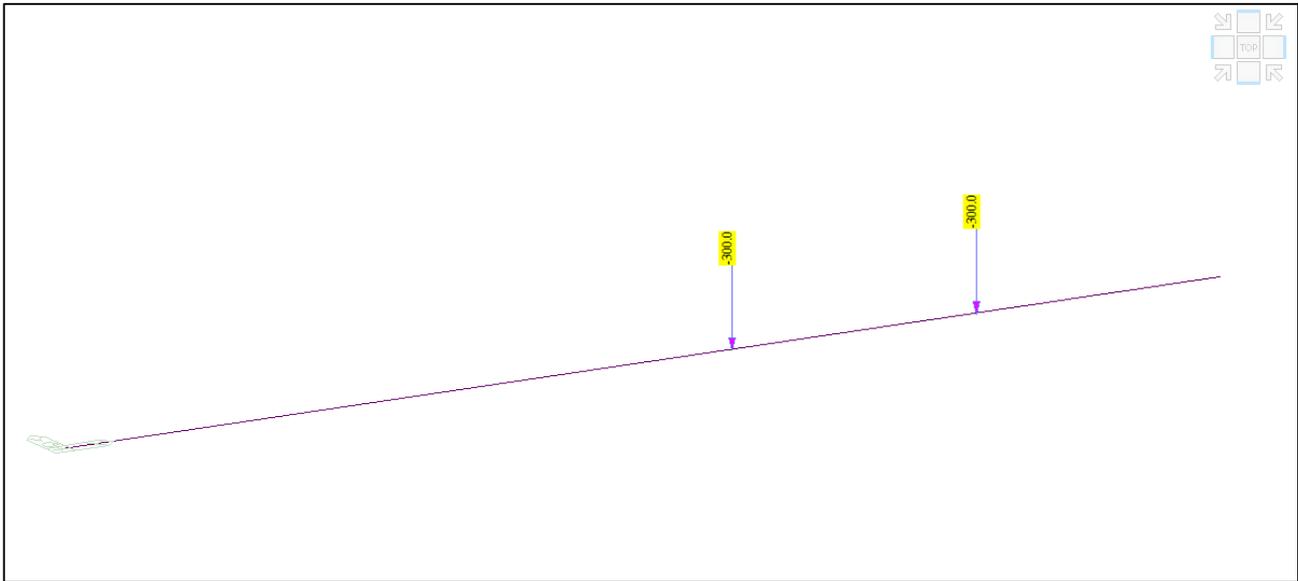
Modello FEM – Schema di carico distribuito 4



Modello FEM – Schema di carico tandem 4



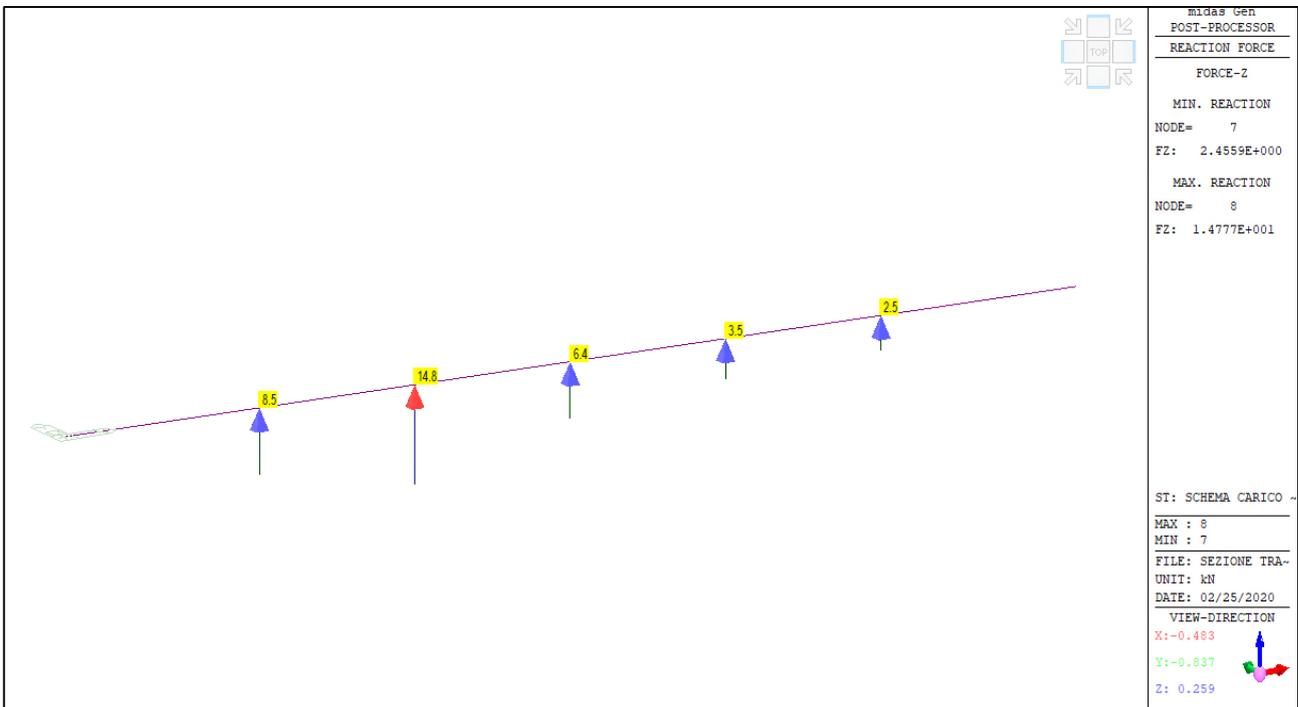
Modello FEM – Schema di carico distribuito 5



Modello FEM – Schema di carico tandem 5

6.1.4 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE: REAZIONI VINCOLARI

Si presentano le reazioni vincolari massime che si sviluppano alle condizioni ENV - DIST, ENV - TAND e Permanenti.



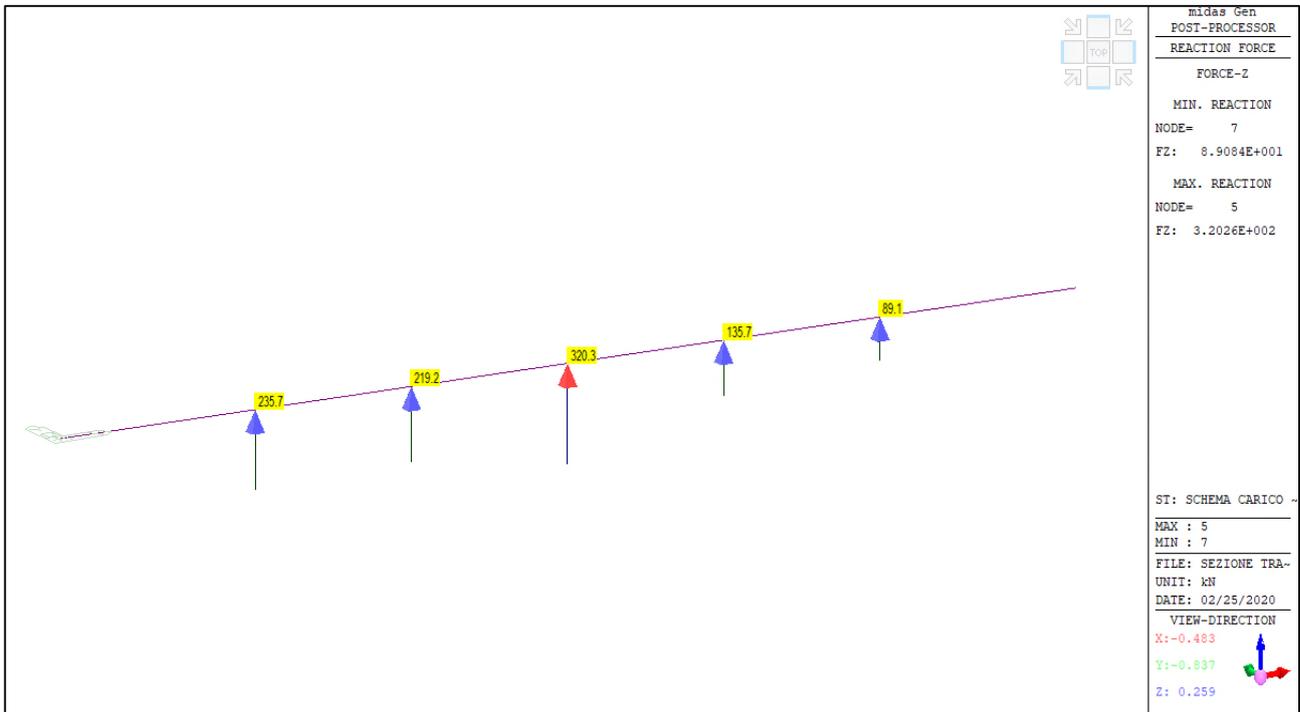
SCHEMA CARICO DIST. 1 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



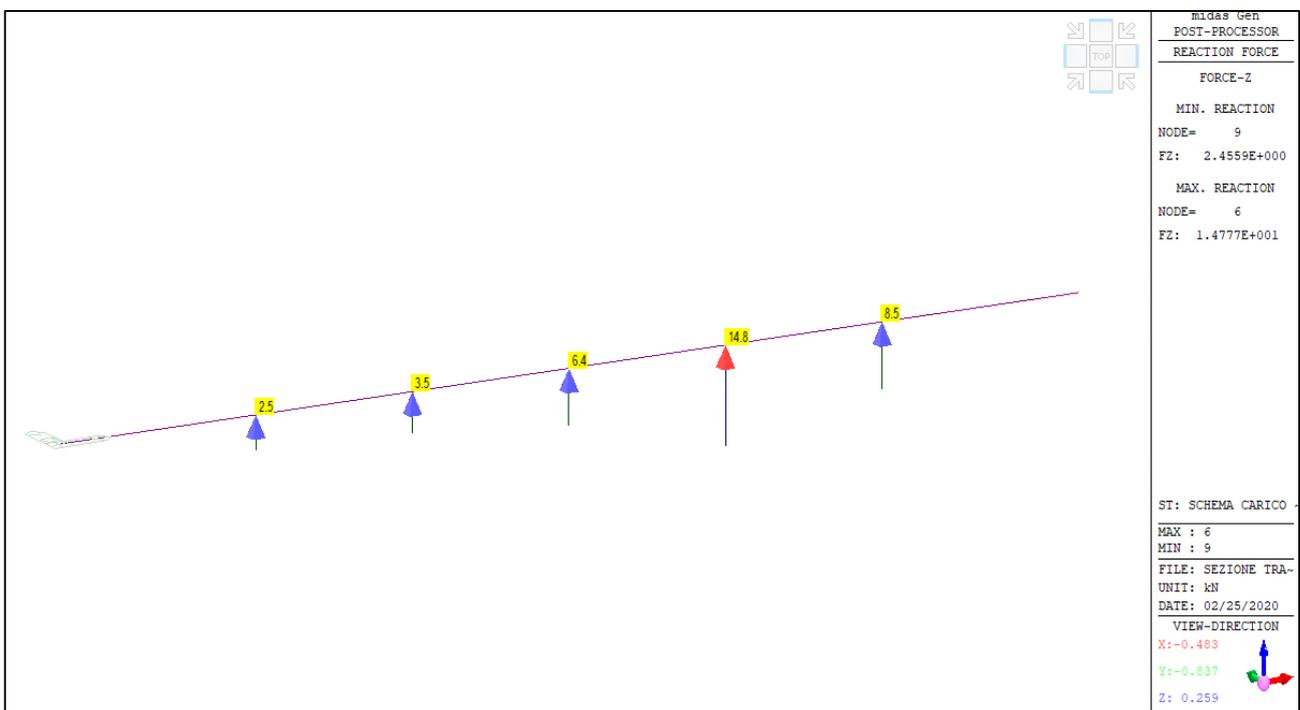
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



SCHEMA CARICO TAND. 1 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



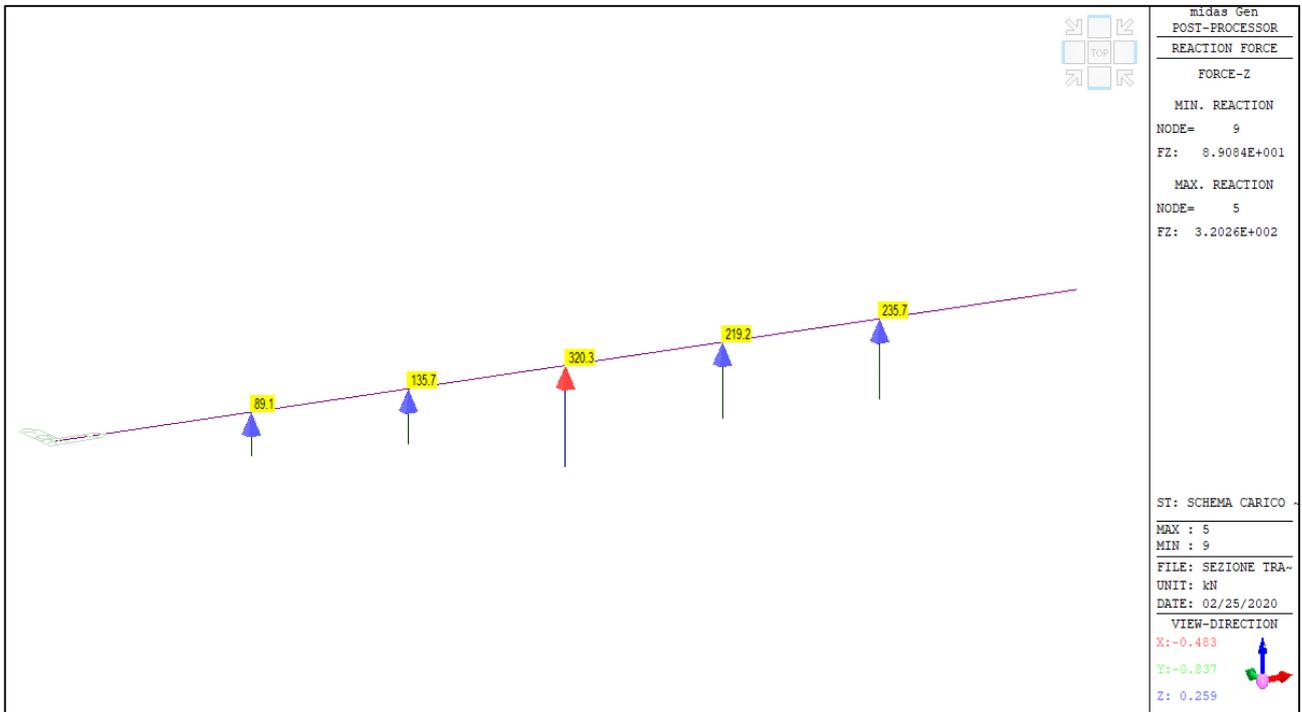
SCHEMA CARICO DIST. 2 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



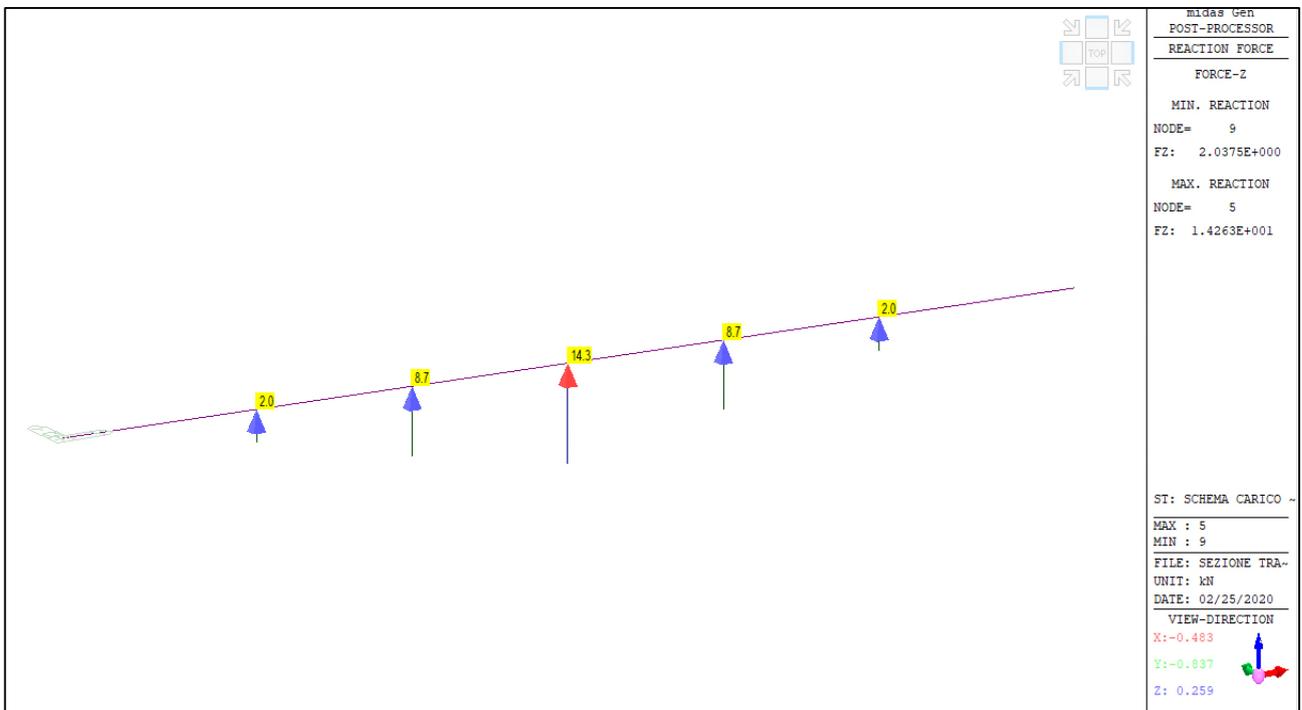
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



SCHEMA CARICO TAND. 2 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



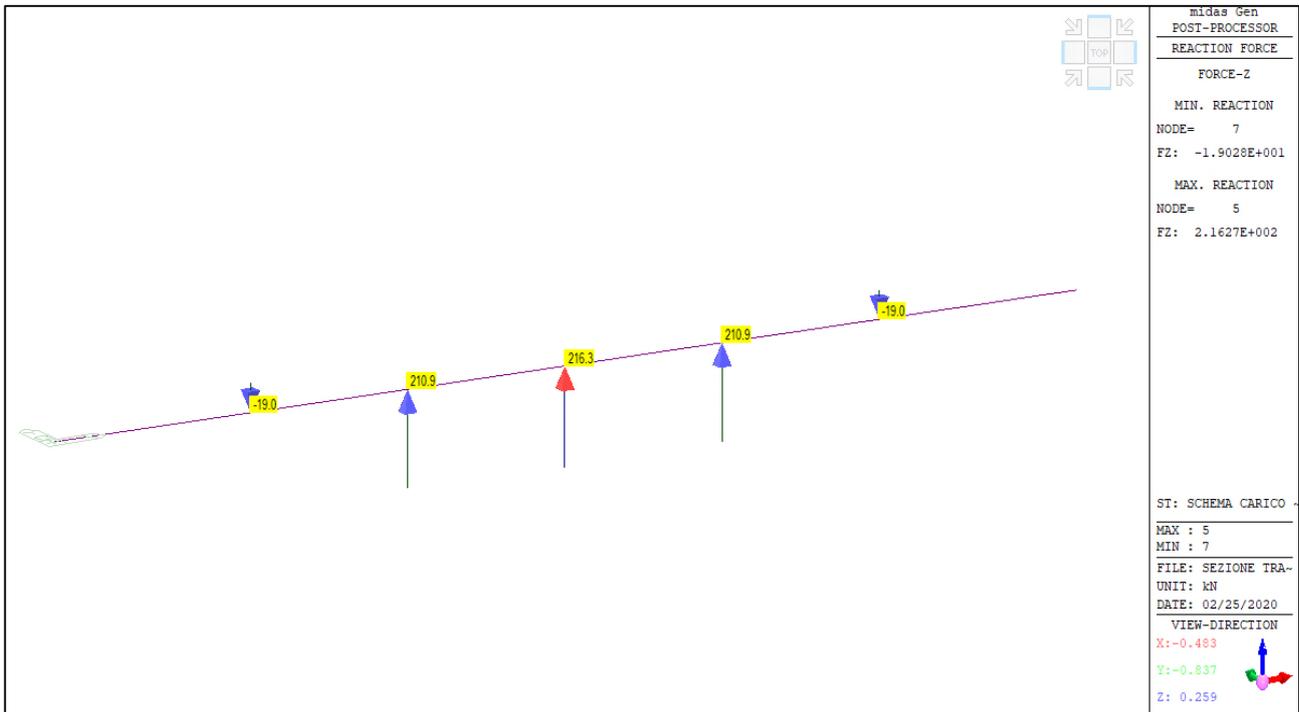
SCHEMA CARICO DIST. 3 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



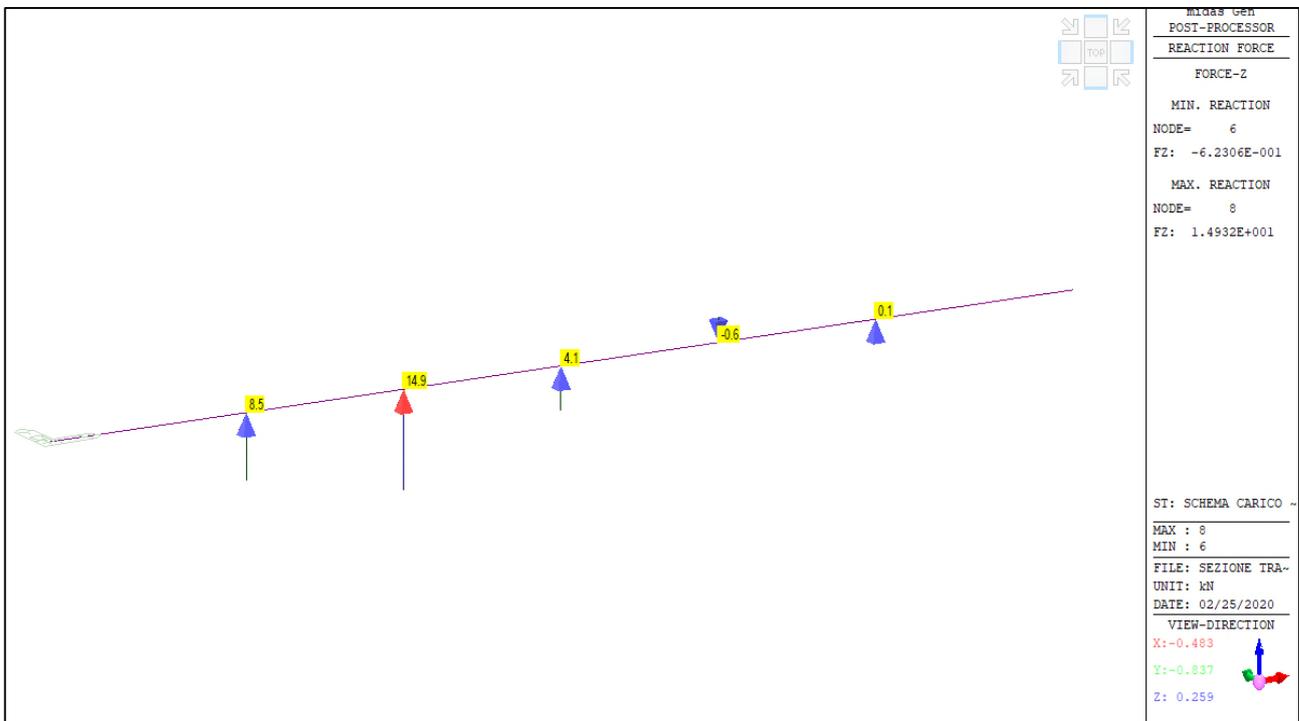
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



SCHEMA CARICO TAND. 3 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



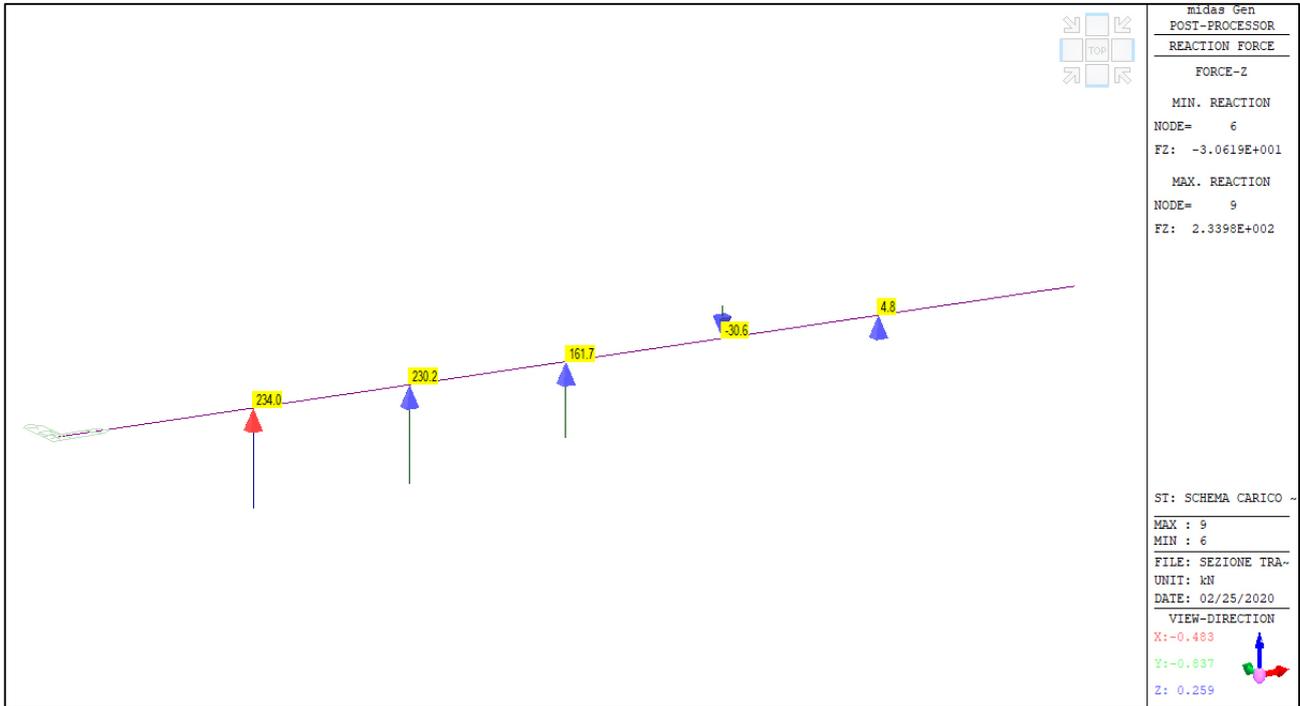
SCHEMA CARICO DIST. 4 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



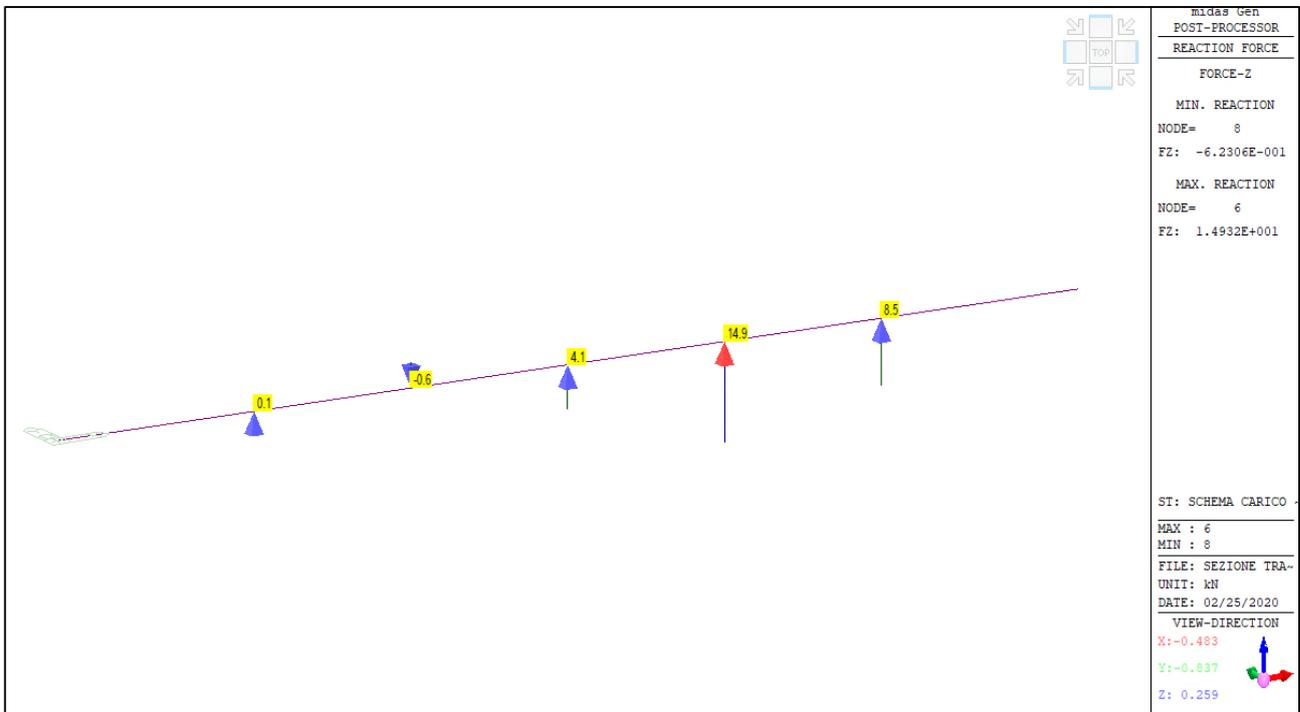
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



SCHEMA CARICO TAND. 4 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



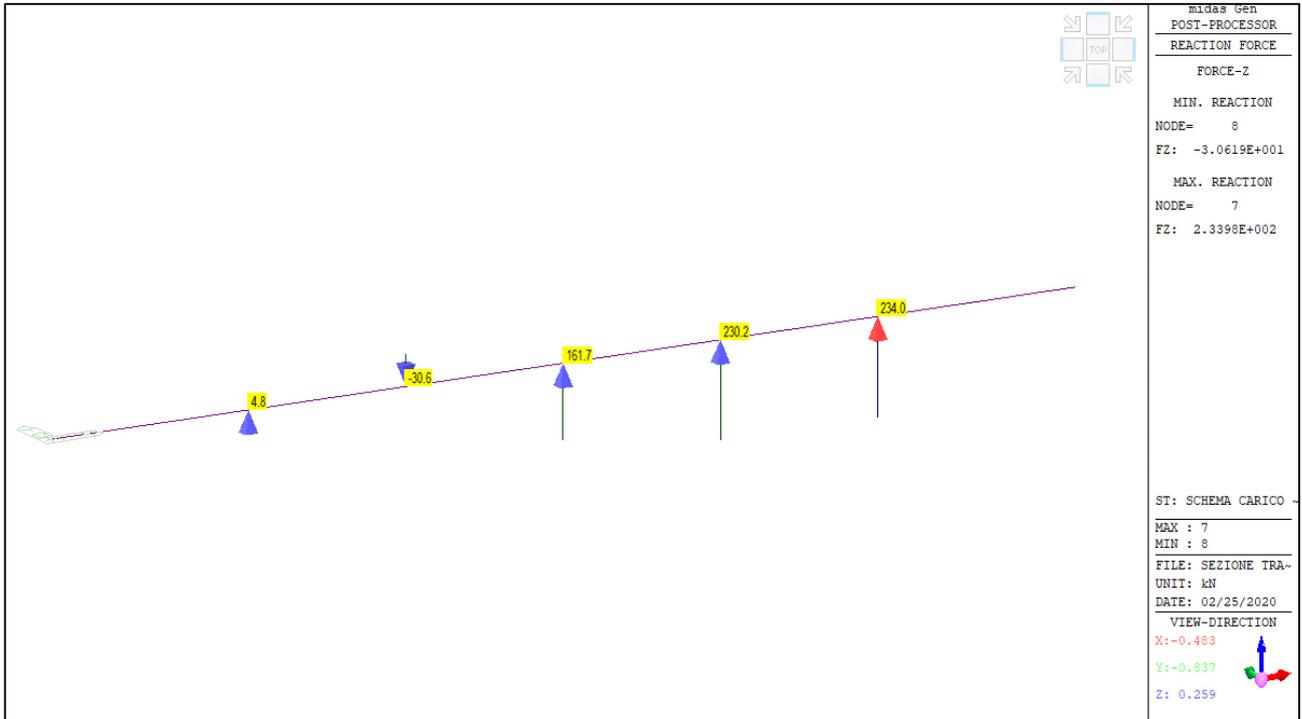
SCHEMA CARICO DIST. 5 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



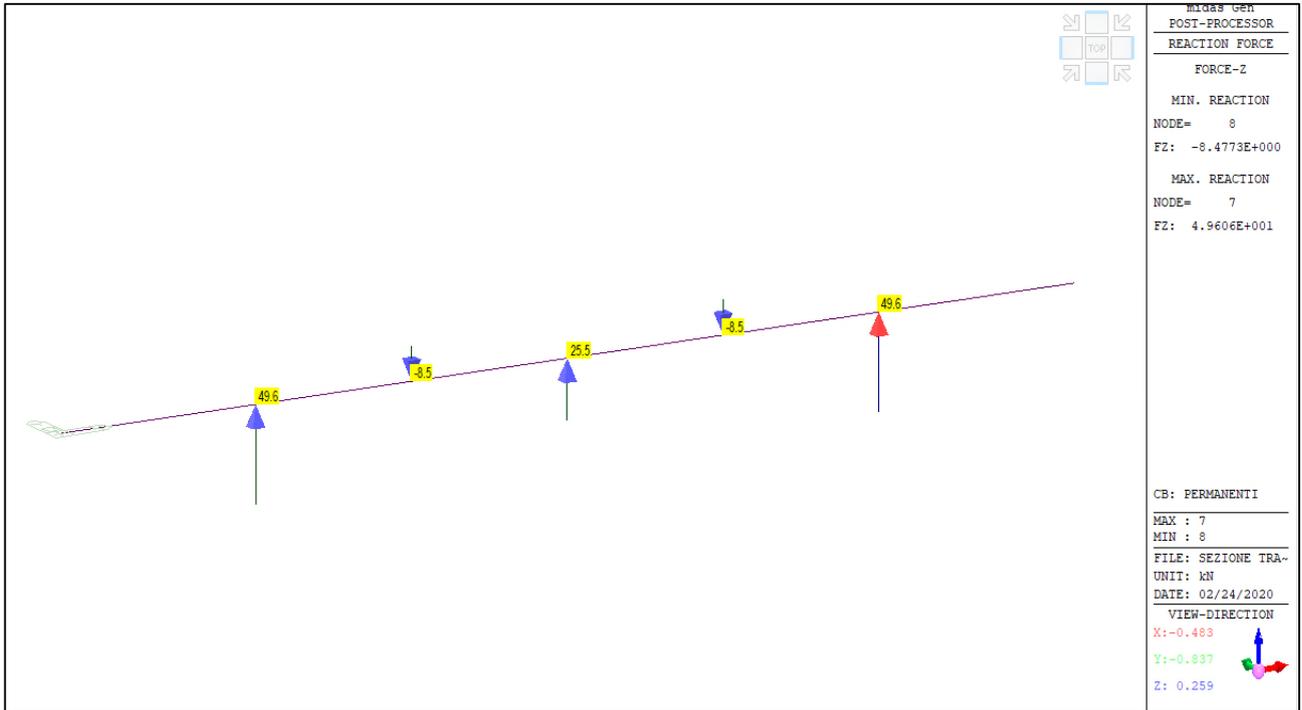
SCHEMA CARICO TAND. 5 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

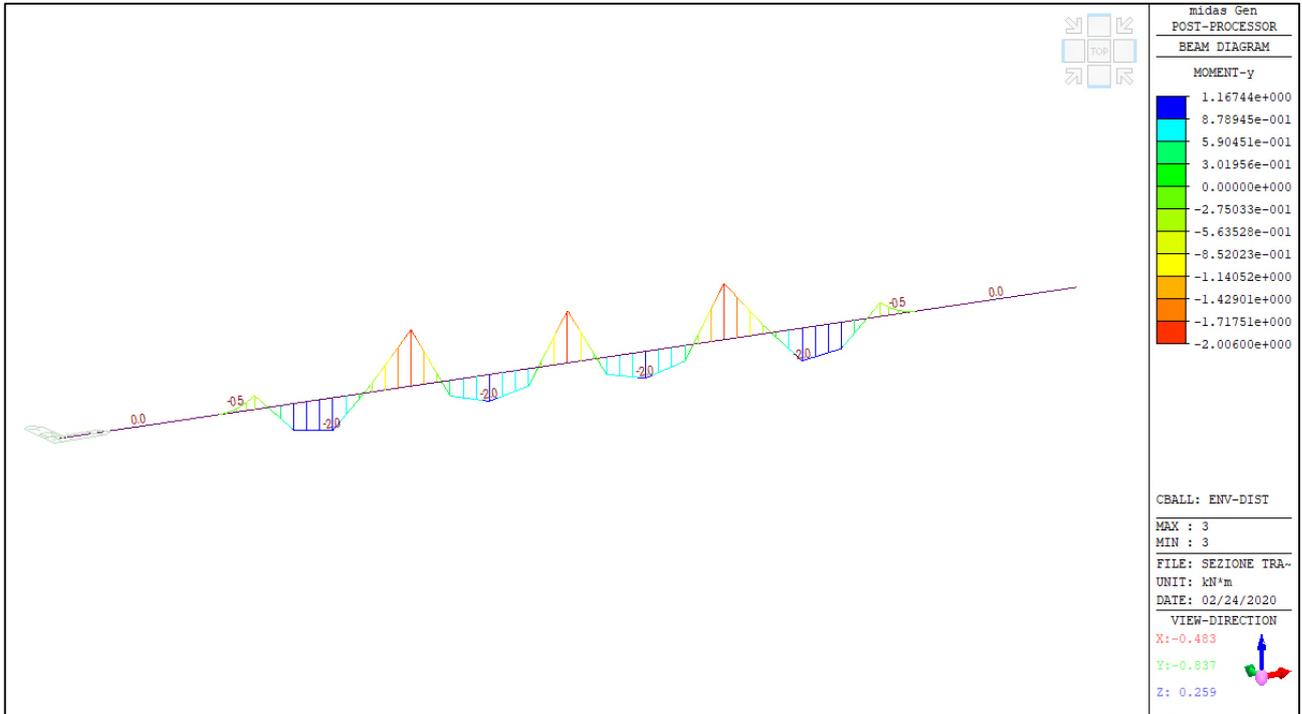


PERMANENTI – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime

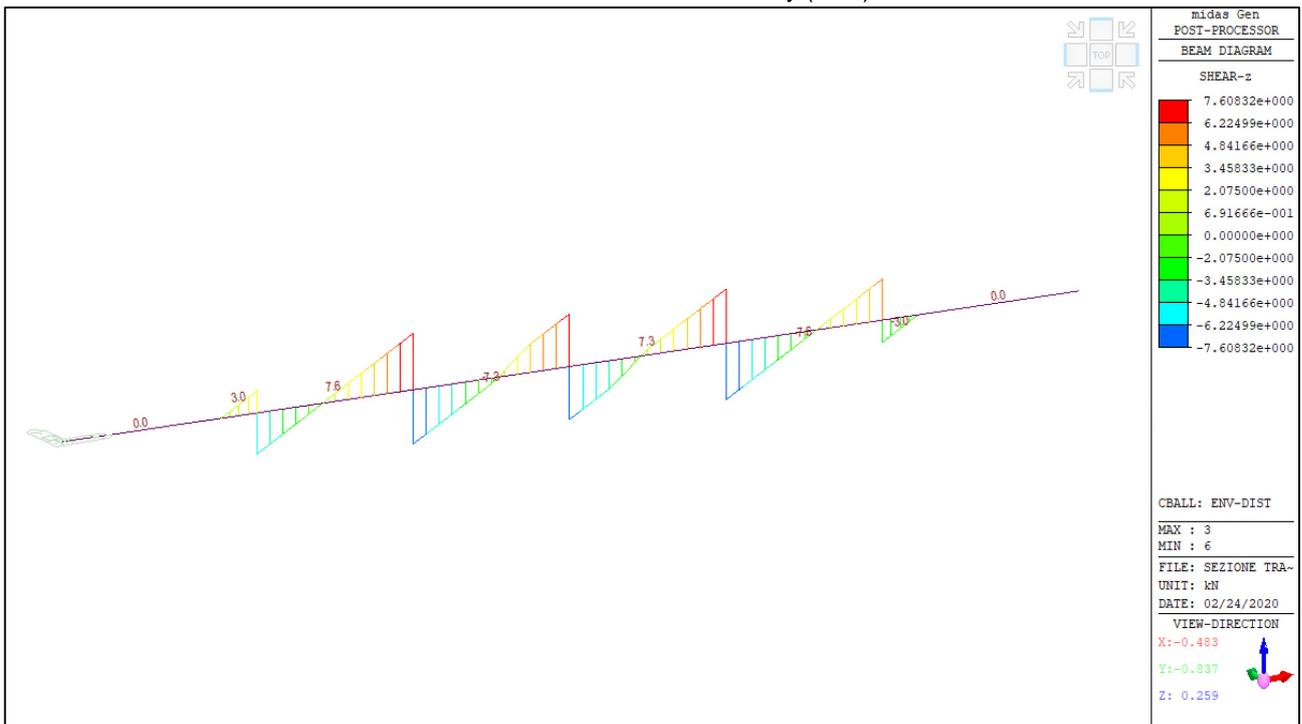


6.1.5 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE: DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

Si presentano i diagrammi delle azioni interne che si sviluppano alle condizioni ENV - DIST, ENV - TAND e Permanenti.



ENV-DIST – Momento flettente My (kNm)



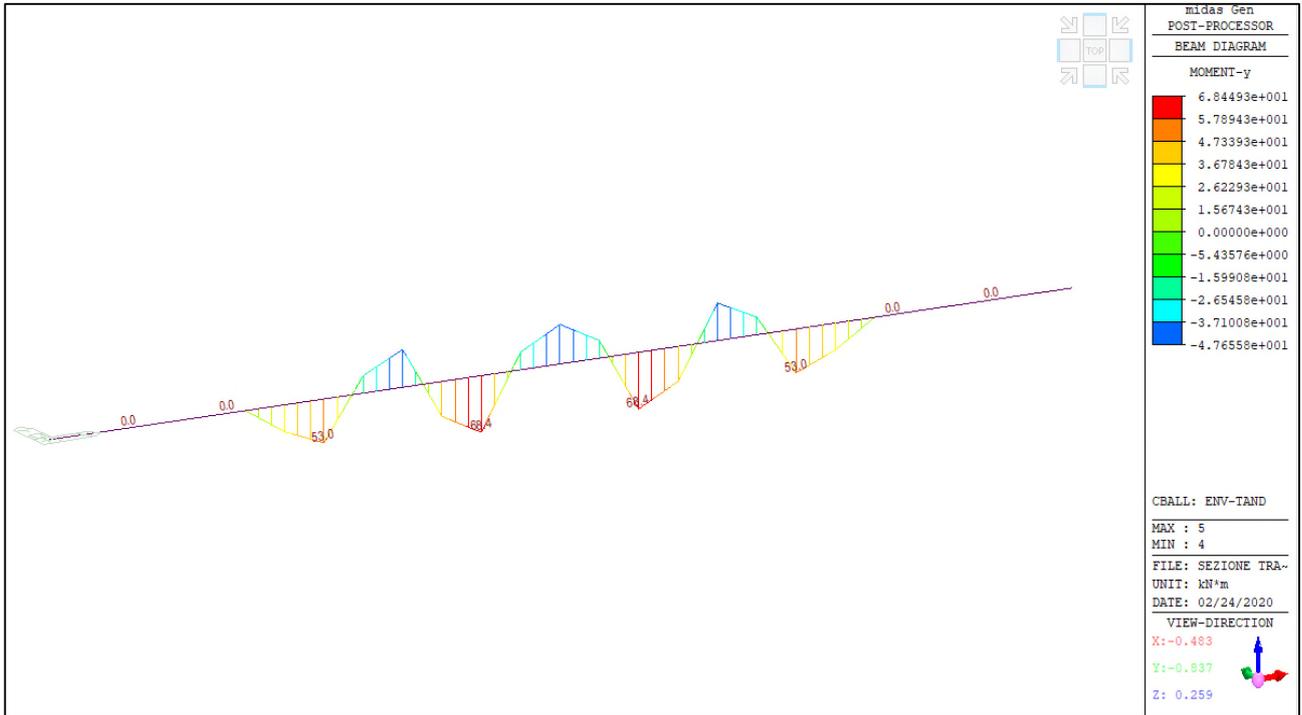
ENV-DIST – Azione Tagliante Fz (kN)



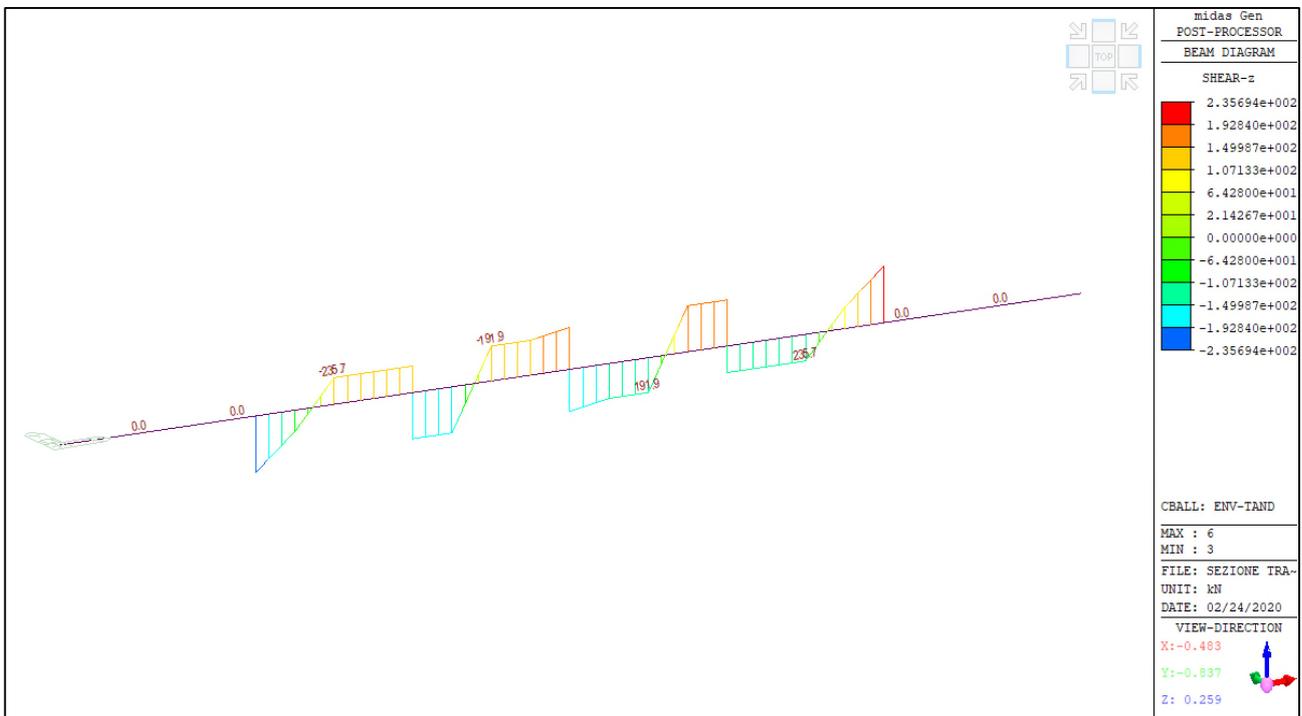
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



ENV-TAND – Momento flettente My (kNm)



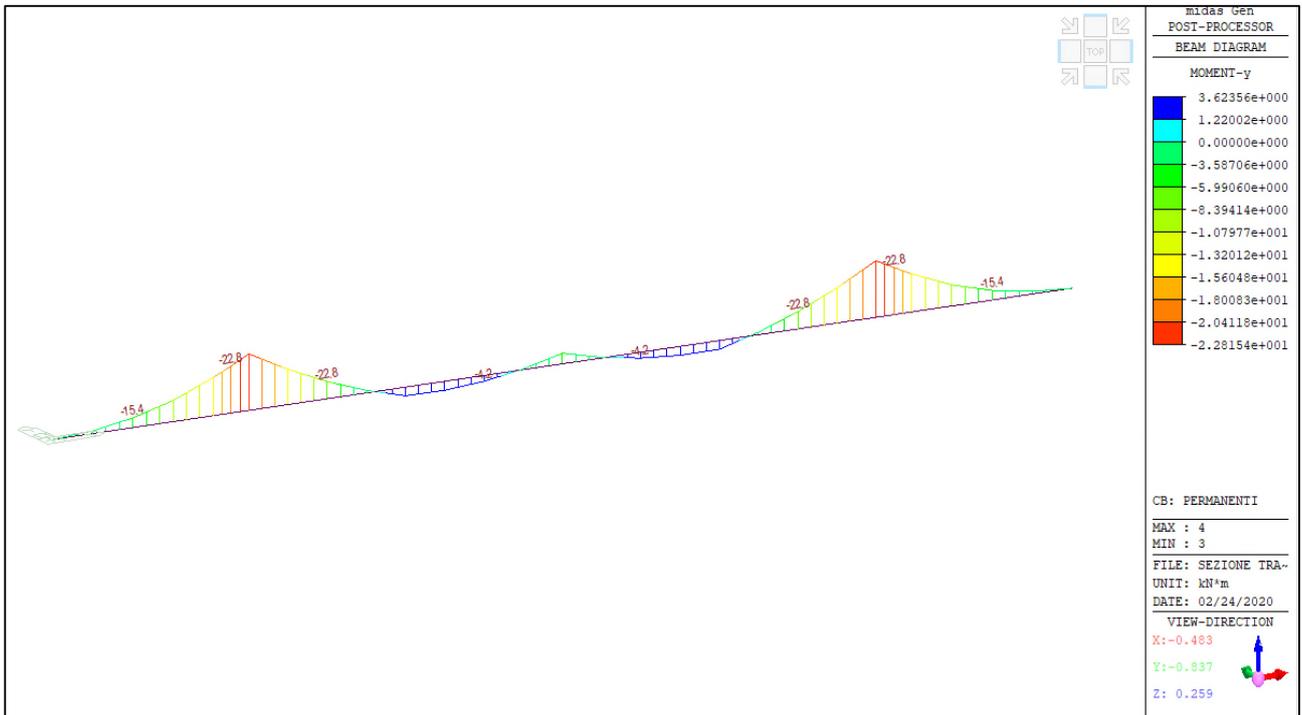
ENV-TAND – Azione tagliante Fz (kN)



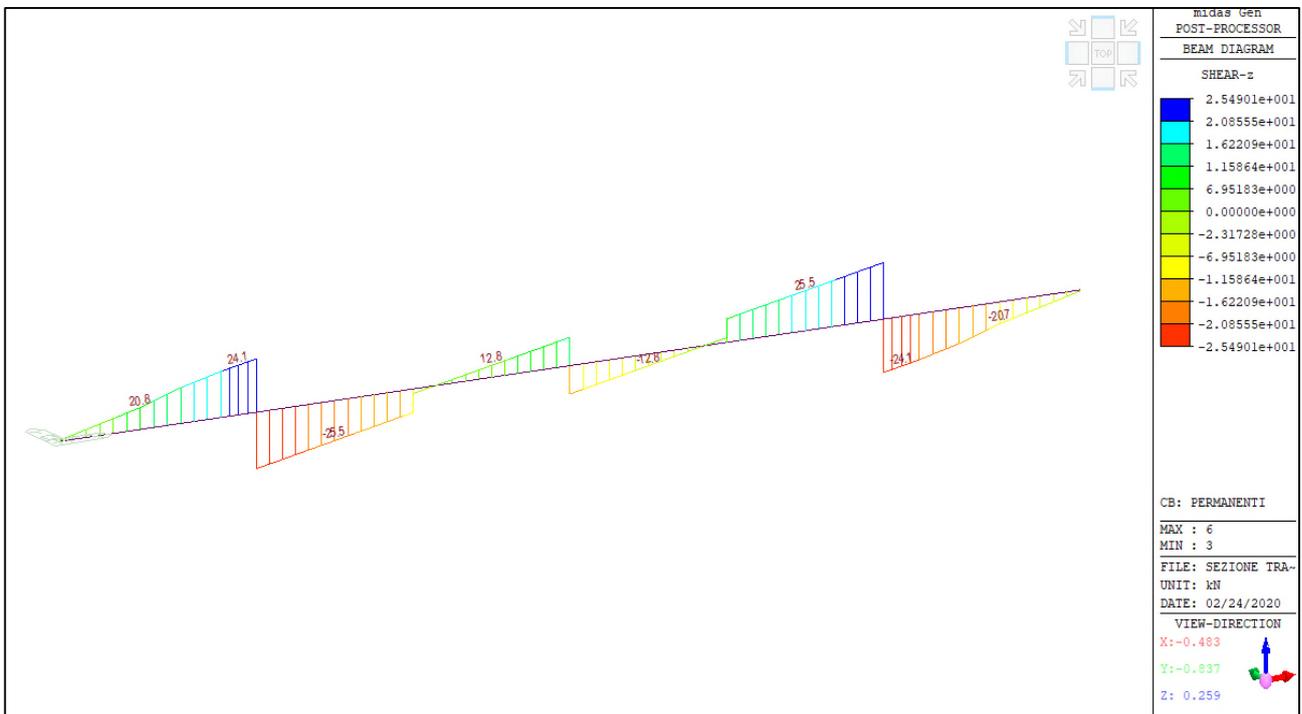
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



ENV-TAND – Momento flettente My (kNm)



ENV-TAND – Azione tagliante Fz (kN)

6.2 SCHEMA TRAVE APPOGGIO-APPOGGIO

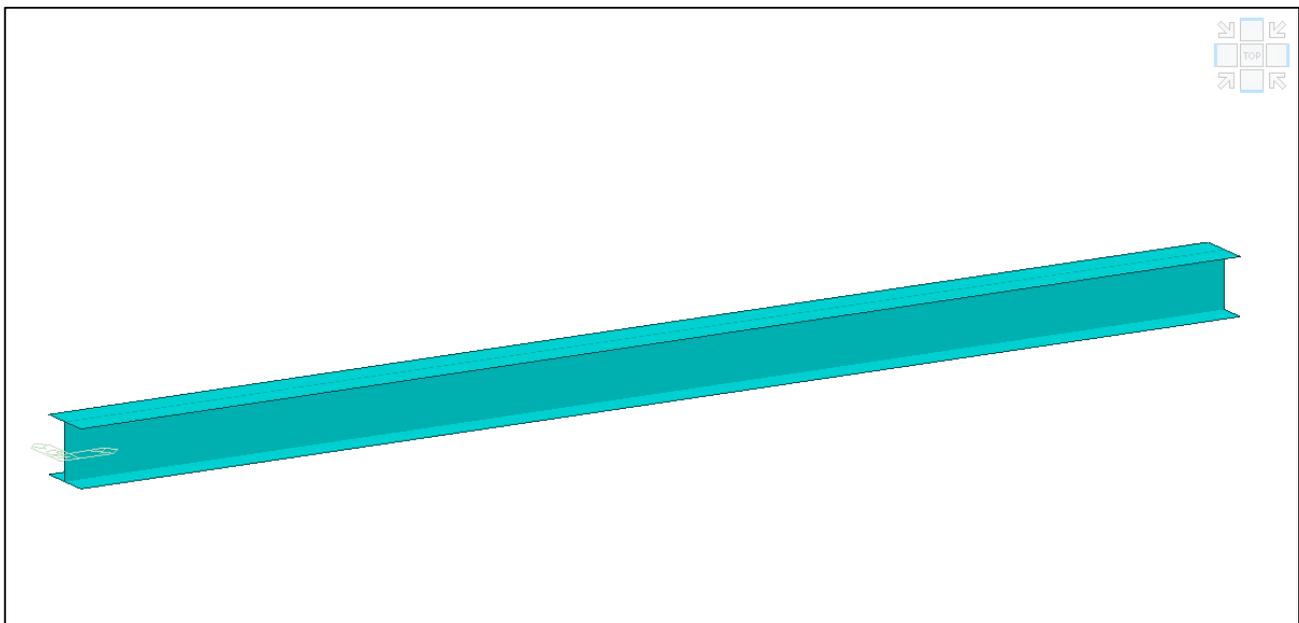
L'analisi per valutare il comportamento globale della struttura è stata eseguita sviluppando un modello ad elementi finiti tridimensionale con il software di calcolo MIDAS GEN.

Le varie parti della struttura sono state schematizzate mediante elementi di tipo *beam*.

Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

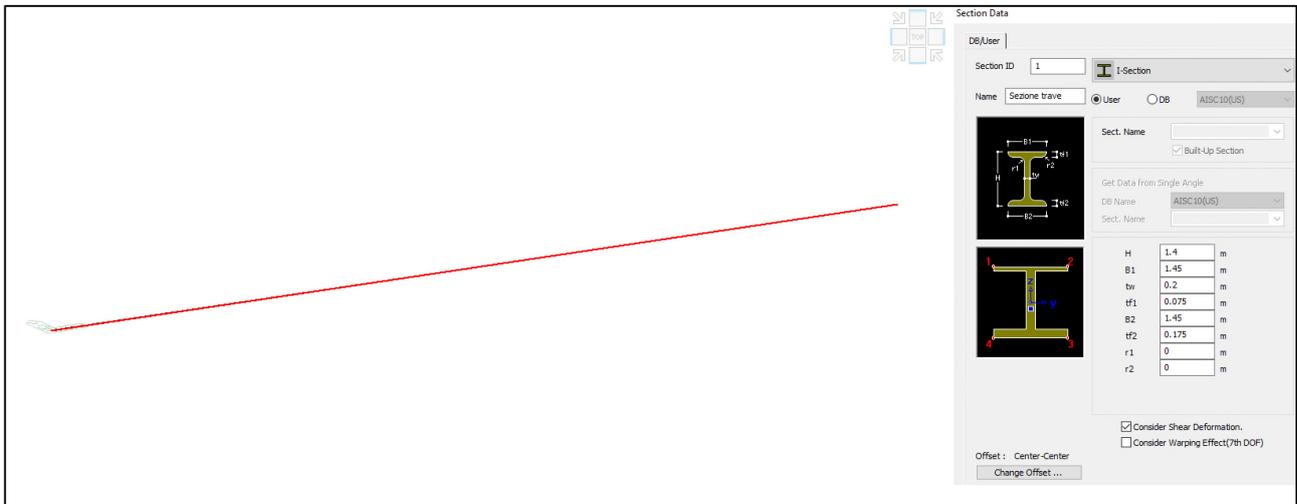
6.2.1 GEOMETRIA DEL MODELLO

E' stato sviluppato un modello globale della struttura di tipo lineare schematizzando la trave come un elemento beam di sezione a doppia “T” di altezza pari a 1.40m e base 1.45m.



Modello FEM – Trave a doppia “T”

La trave è stata modellata con le caratteristiche geometriche descritte nel capitolo 5.DESCRIZIONE DELL'OPERA.

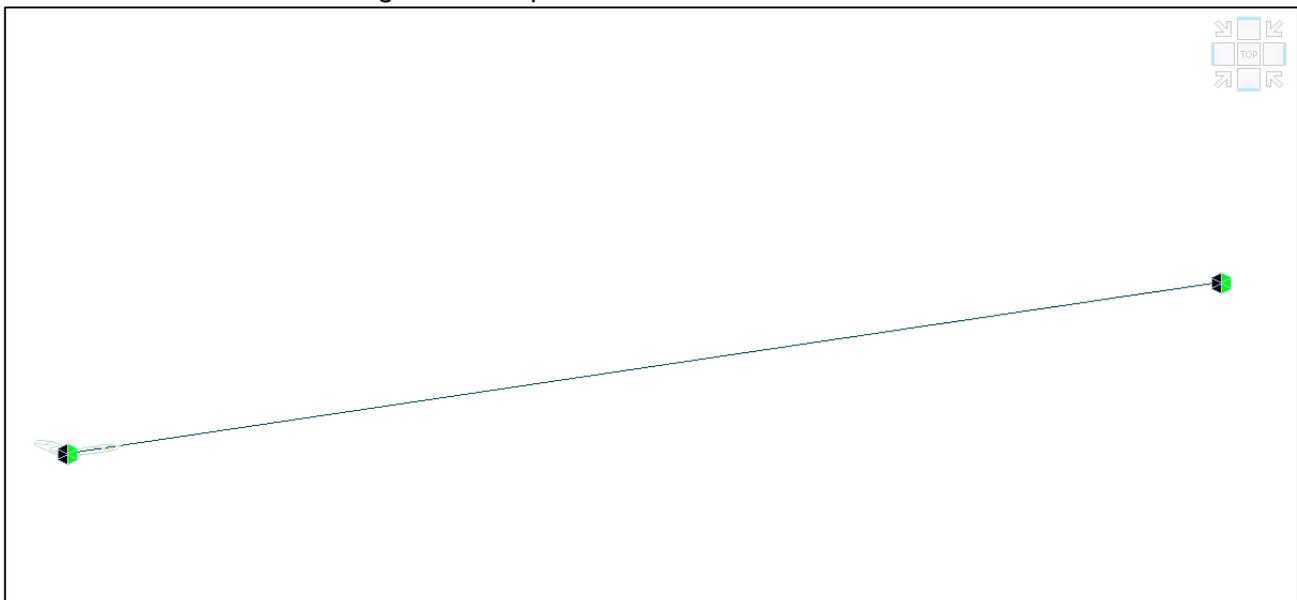


Modello FEM - Identificazione trave a doppia “T” in calcestruzzo armato precompresso

6.2.2 VINCOLI

La struttura risulta vincolata mediante un vincolo di appoggio in corrispondenza delle spalle dell’impalcato.

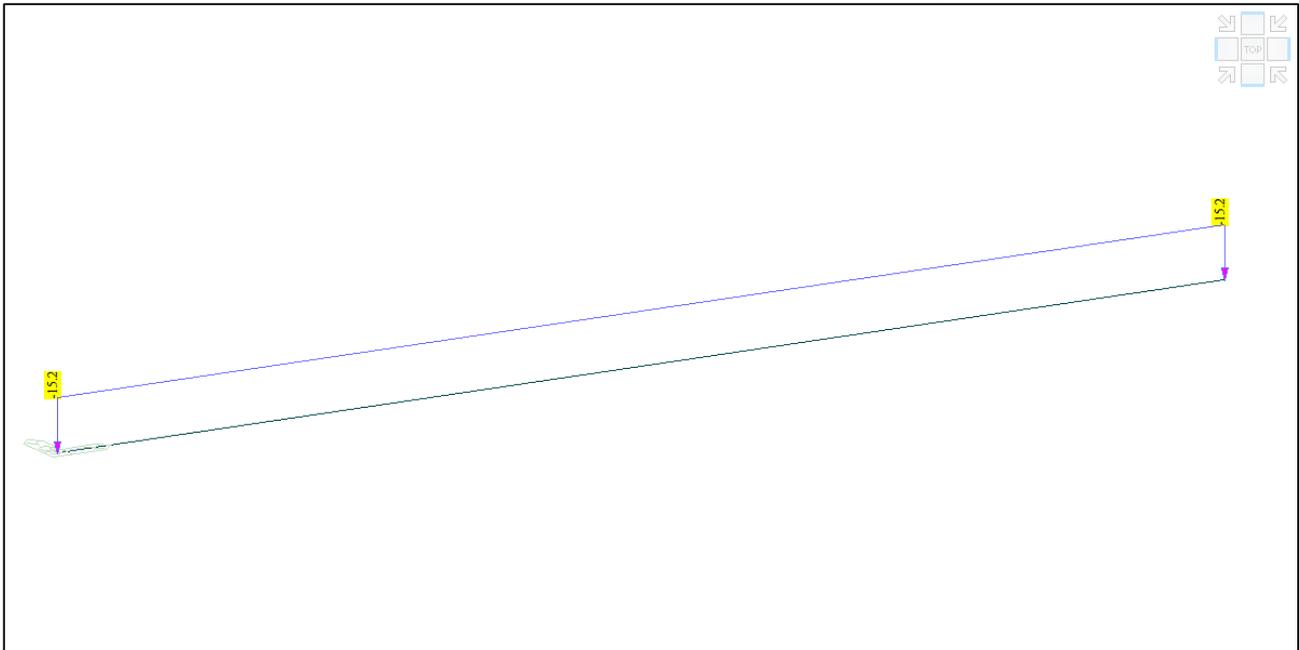
Nella successiva immagine sono riportati i vincoli considerati.



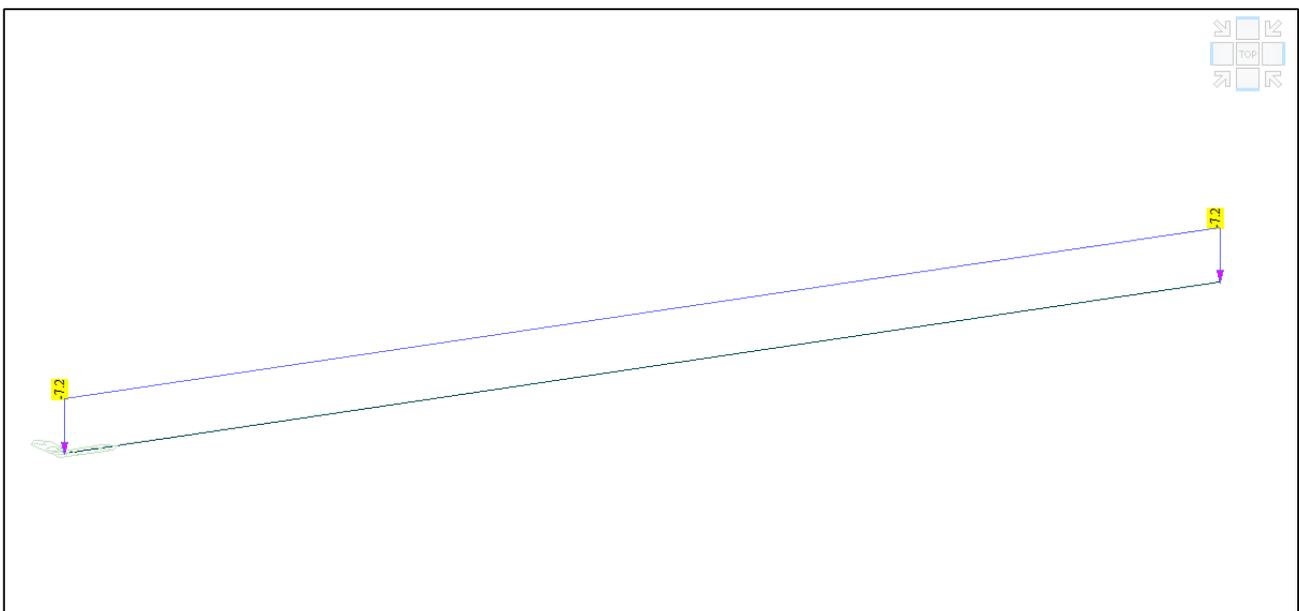
Modello FEM – Identificazione vincoli di appoggio in corrispondenza delle spalle

6.2.3 CONDIZIONI DI CARICO STATICO

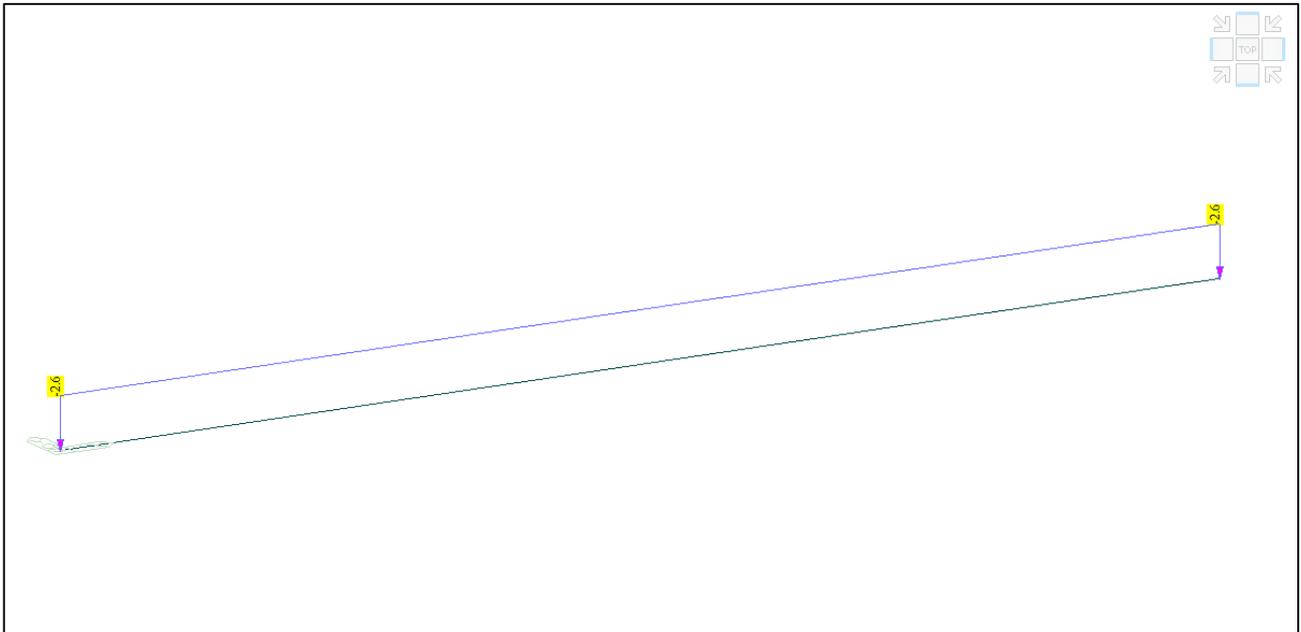
Nel presente paragrafo vengono descritte le condizioni di carico agenti sull'impalcato.



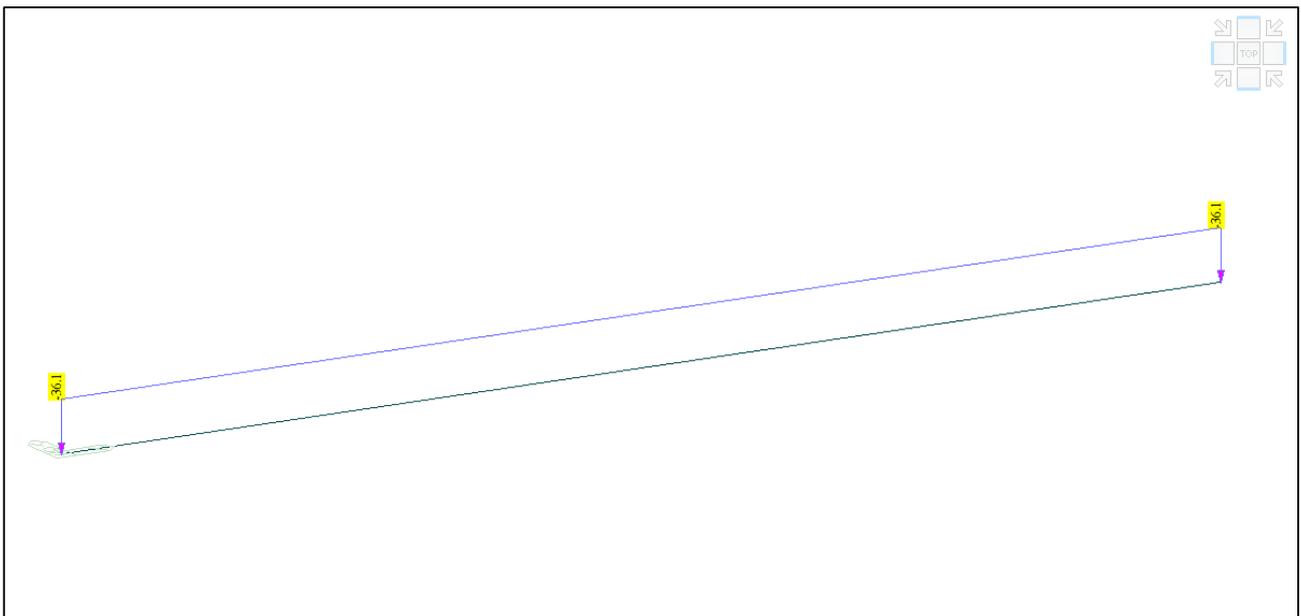
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio Trave



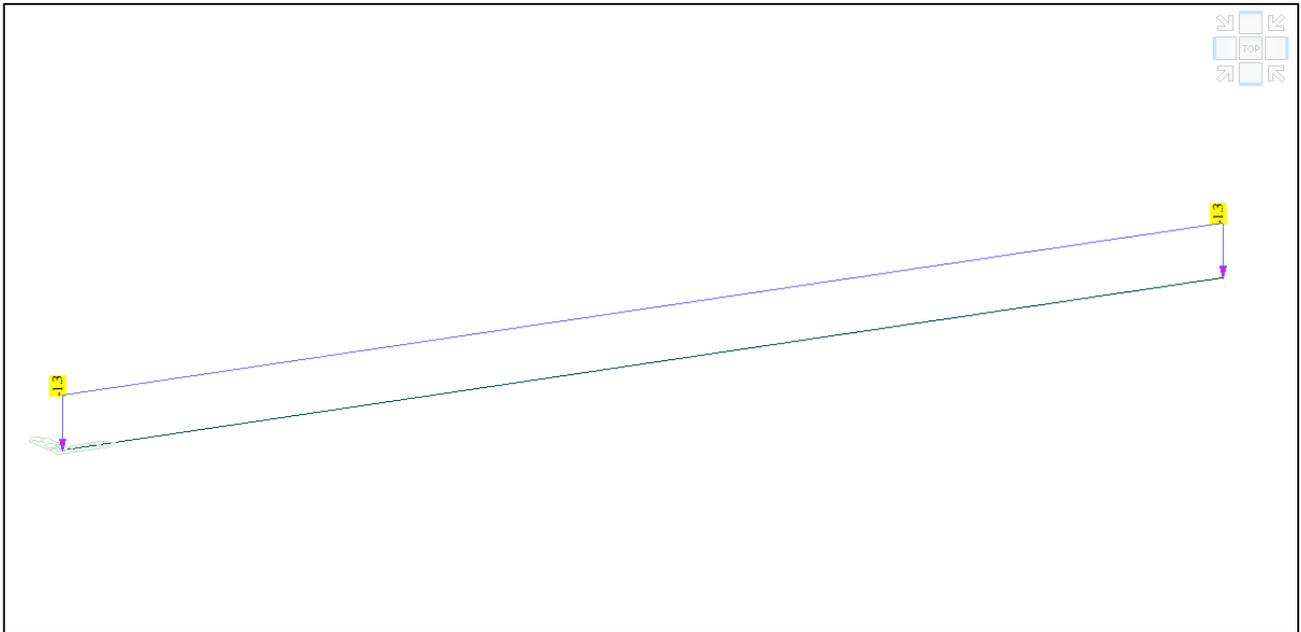
Modello FEM – Condizione di carico Peso soletta



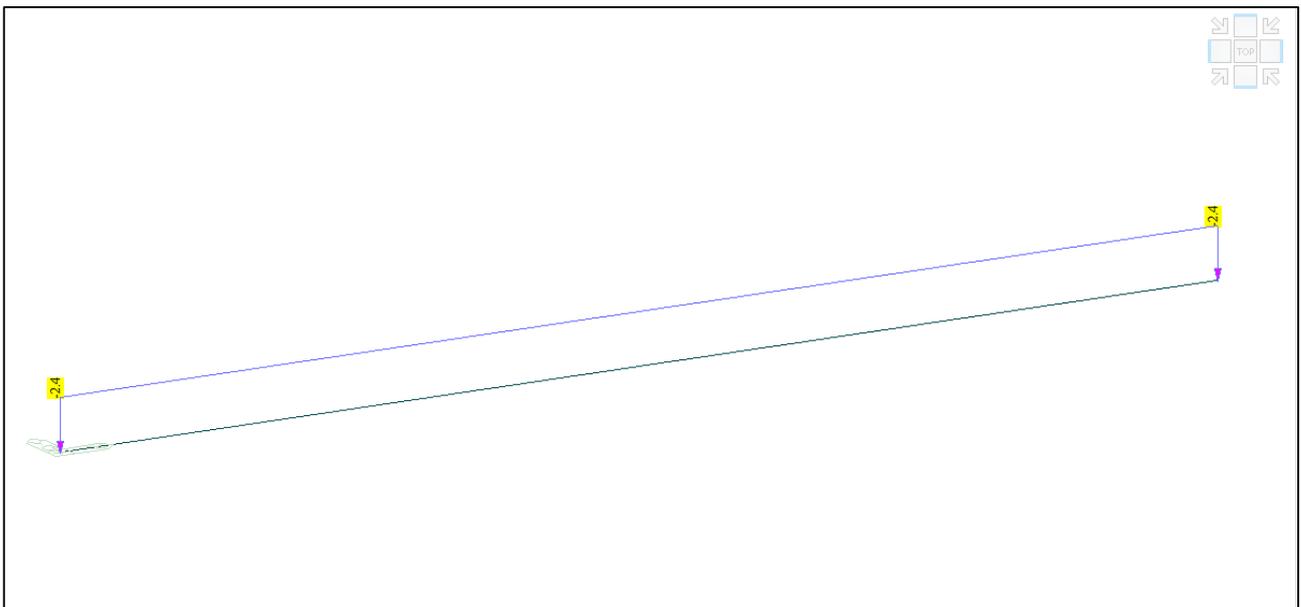
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio finitura



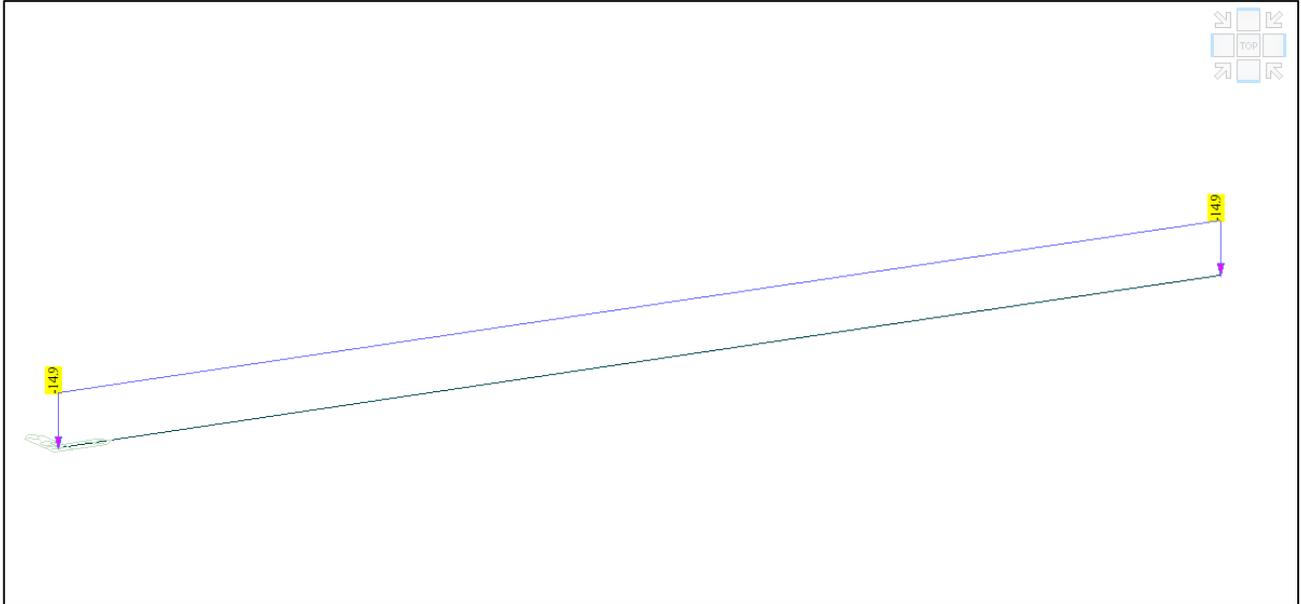
Modello FEM – Condizione di carico Peso Cordolo



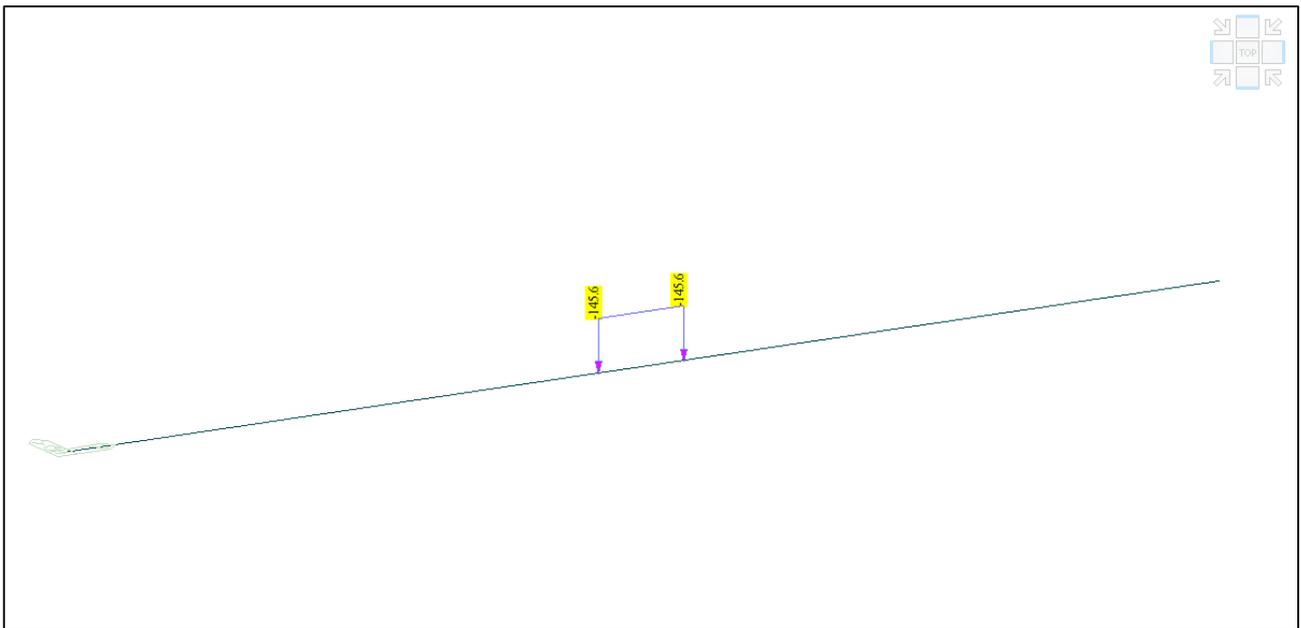
Modello FEM – Condizione di carico Peso barriera



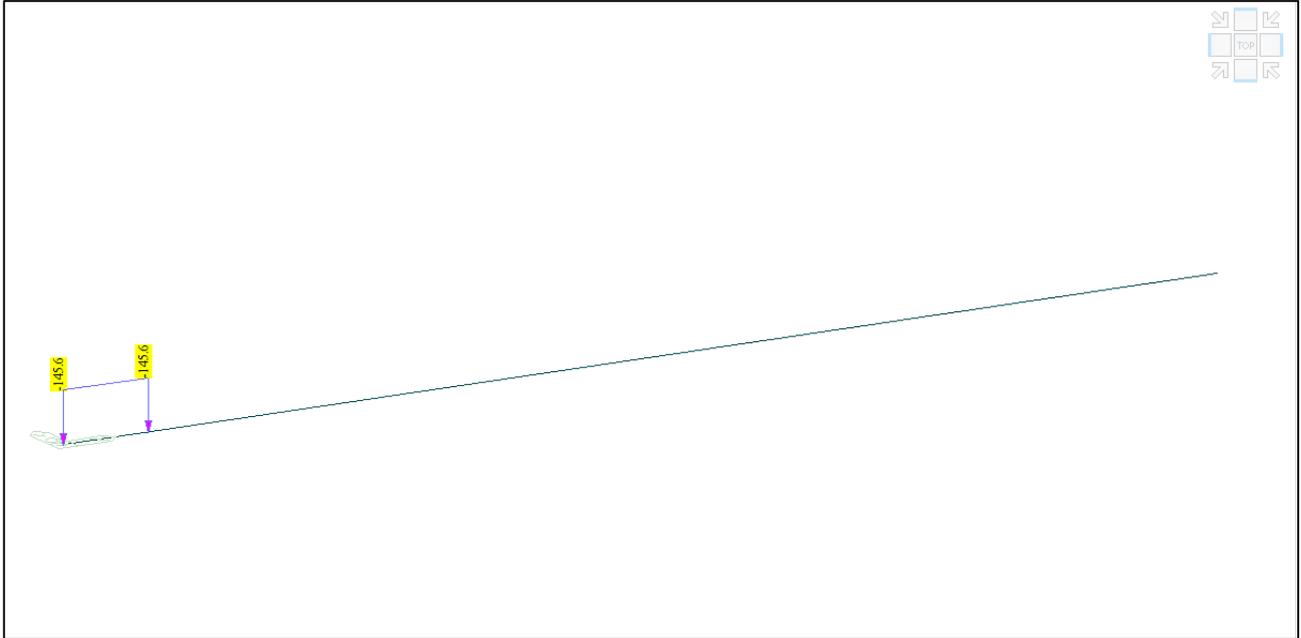
Modello FEM – Condizione di carico Peso guard rail



Modello FEM – Condizione di Carico distribuito



Modello FEM – Condizione di Carico tandem (Massimo momento)



Modello FEM – Condizione di Carico tandem (Massimo taglio)



6.2.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Si sono determinate le seguenti combinazioni di carico:

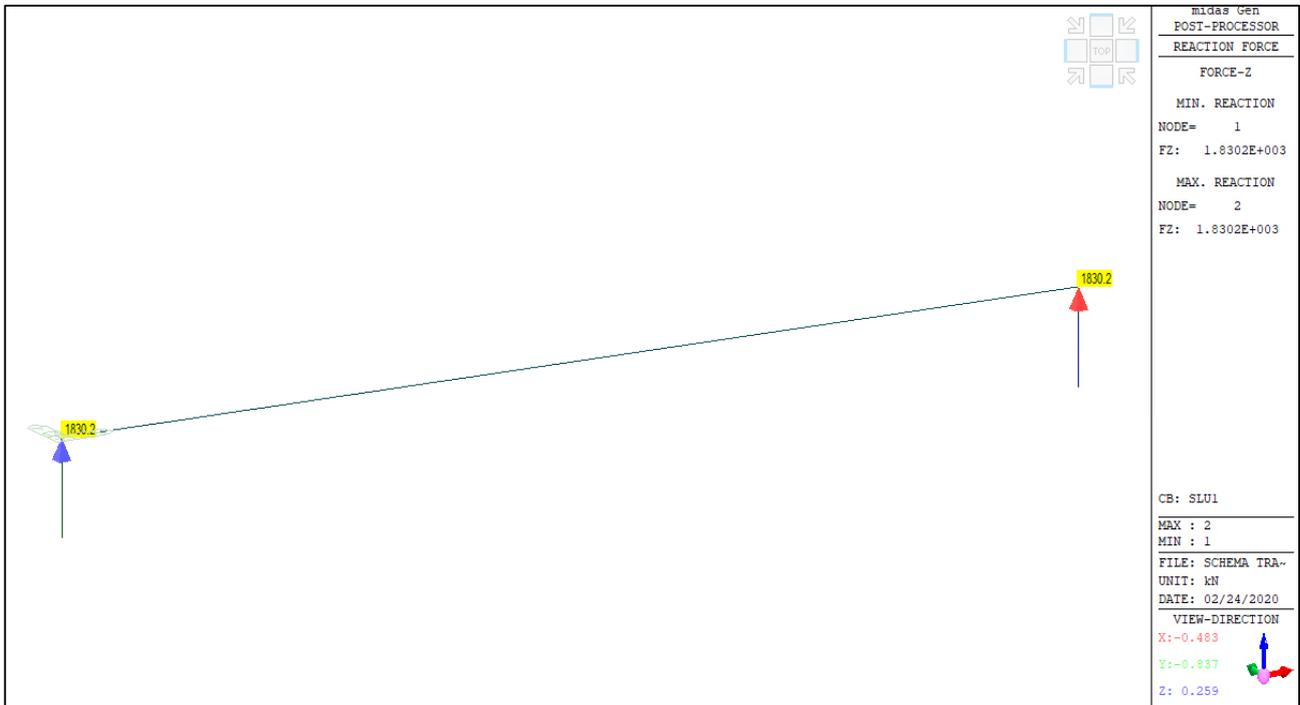
- SLU: Combinazioni allo SLU dove sono presenti i carichi "statici";
- SLE RARA: Combinazioni allo Stato Limite d'Esercizio Rara;
- SLE FREQUENTE: Combinazioni allo Stato Limite d'Esercizio Frequente;
- SLE QUASI PERMANENTE: Combinazioni allo Stato Limite d'Esercizio Quasi Permanente;

No	Name	Active	Type	Peso trave(ST)	Peso soletta(ST)	Peso finitura(ST)	Peso cordolo(ST)	Peso barriera(ST)	Peso guard rail(ST)	Carico distribuito(ST)	Carico tandem (M)(ST)	Carico tandem (V)(ST)
1	SLU1	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	
2	SLU2	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500		1.3500
3	SLE R1	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	
4	SLE R2	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000		1.0000
5	SLE F1	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.4000	0.7500	
6	SLE F2	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.4000		0.7500
7	SLE QP	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			

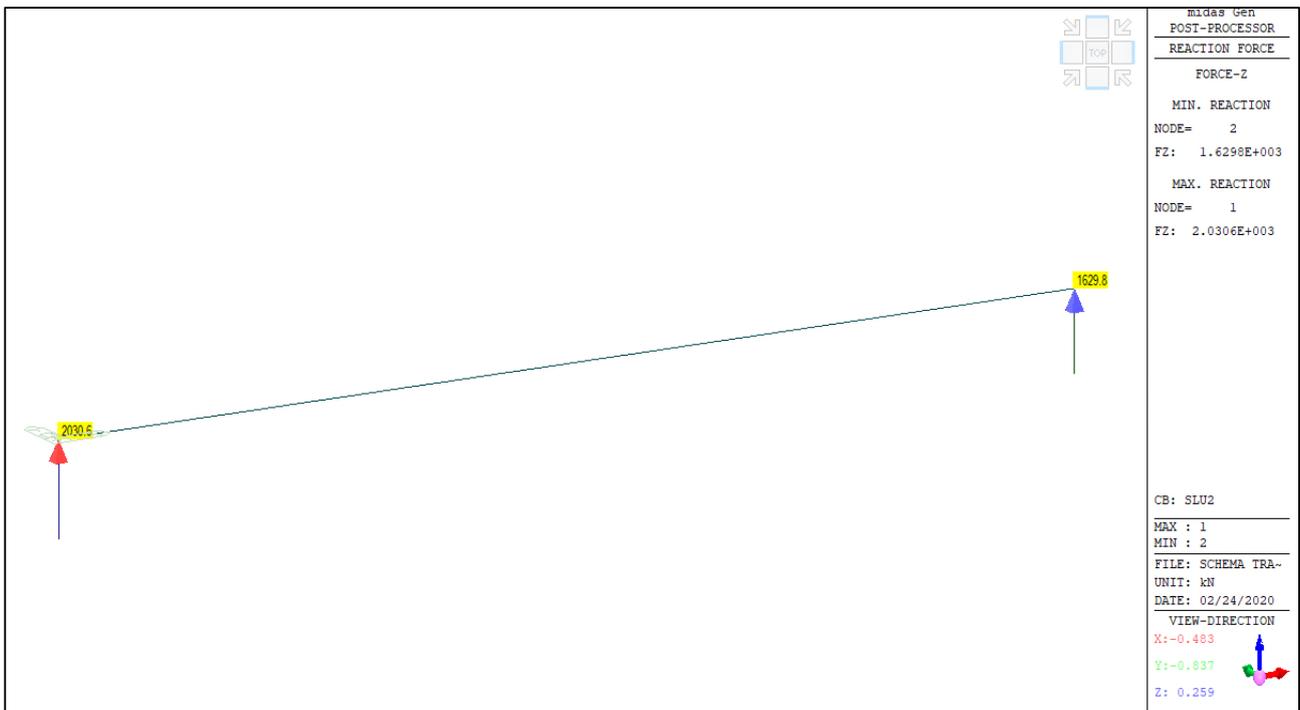


6.2.5 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE: REAZIONI VINCOLARI

Si presentano le reazioni vincolari massime che si sviluppano alle condizioni di carico.



SLU 1 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



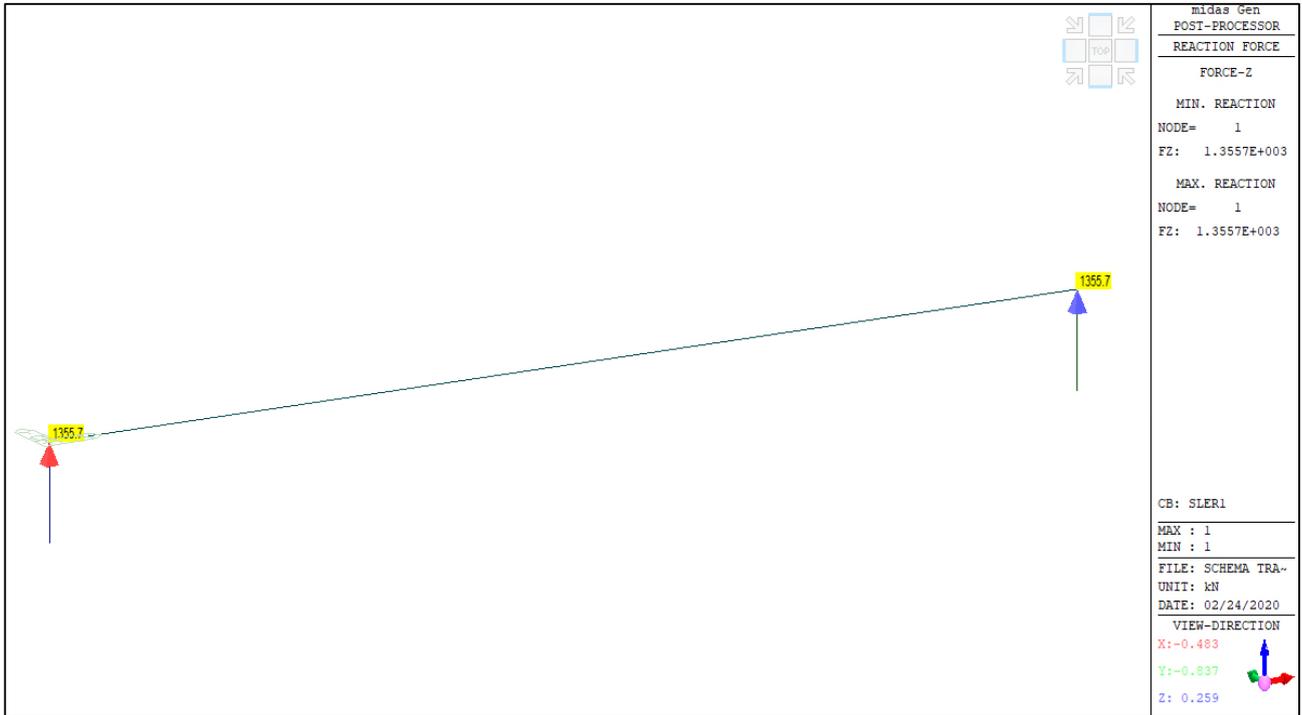
SLU 2 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



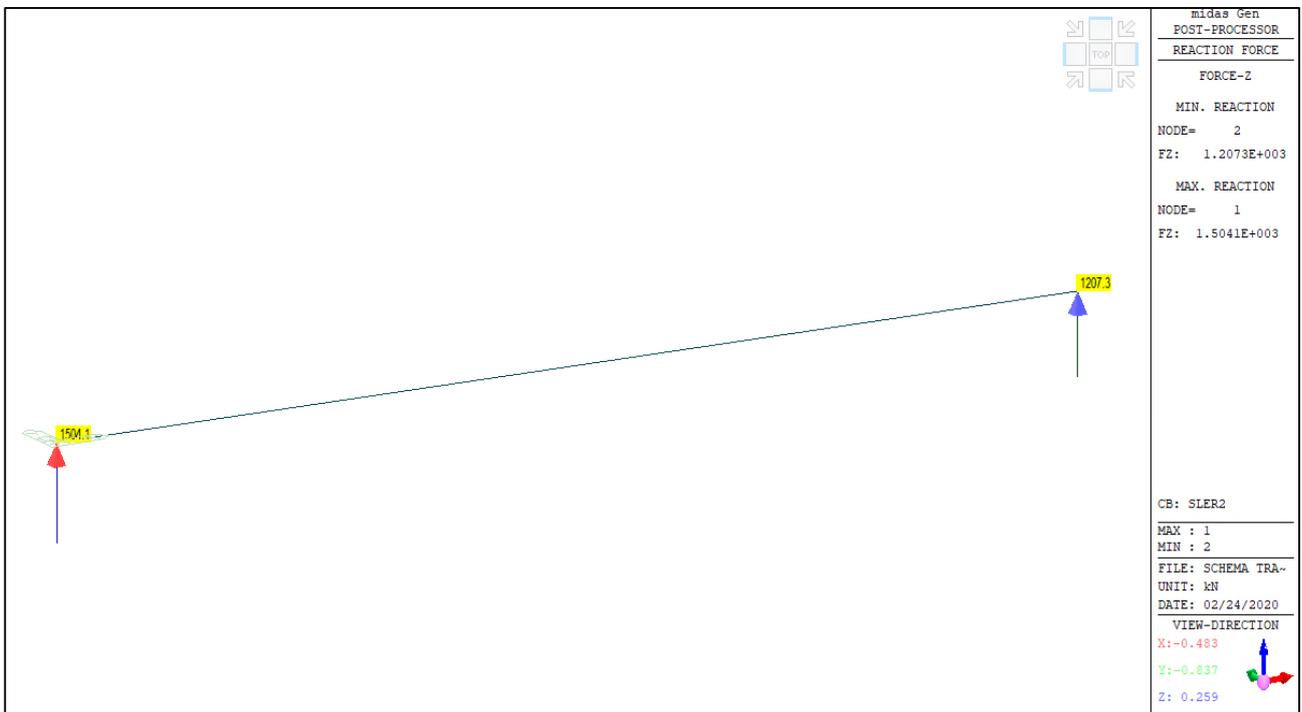
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



SLE R1 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



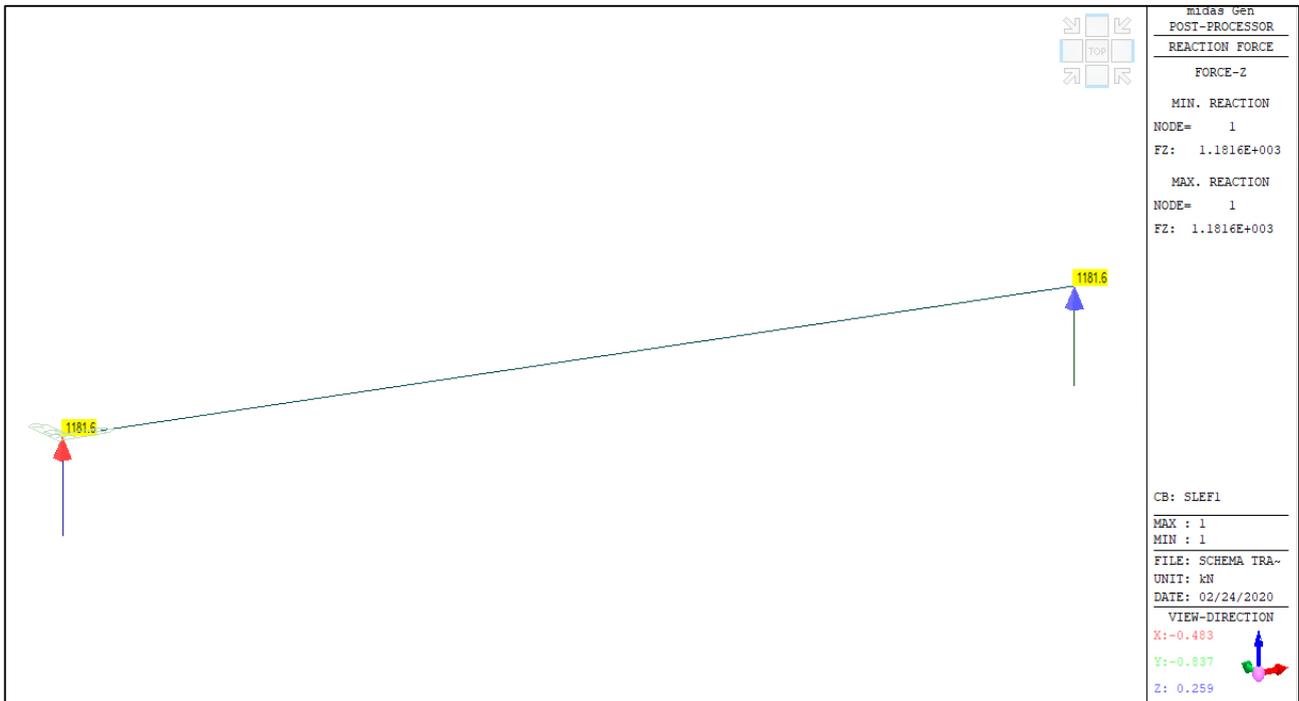
SLE R2 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



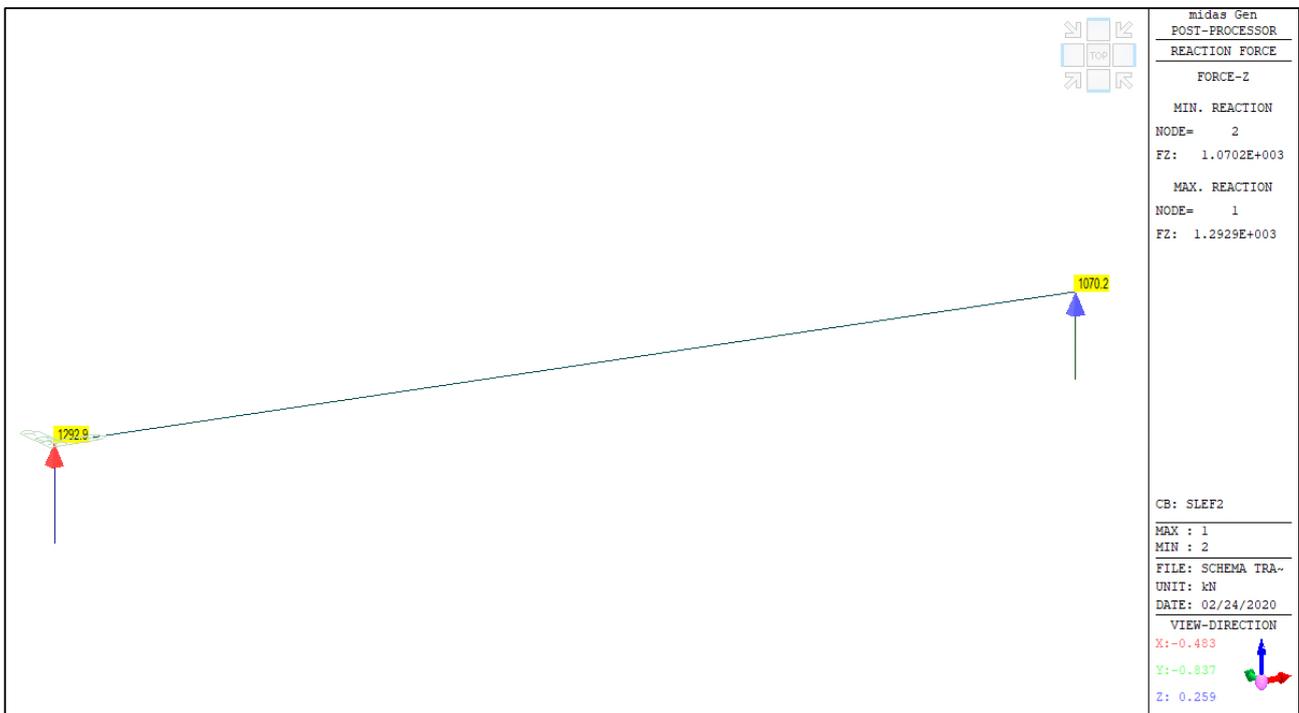
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



SLE F1 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



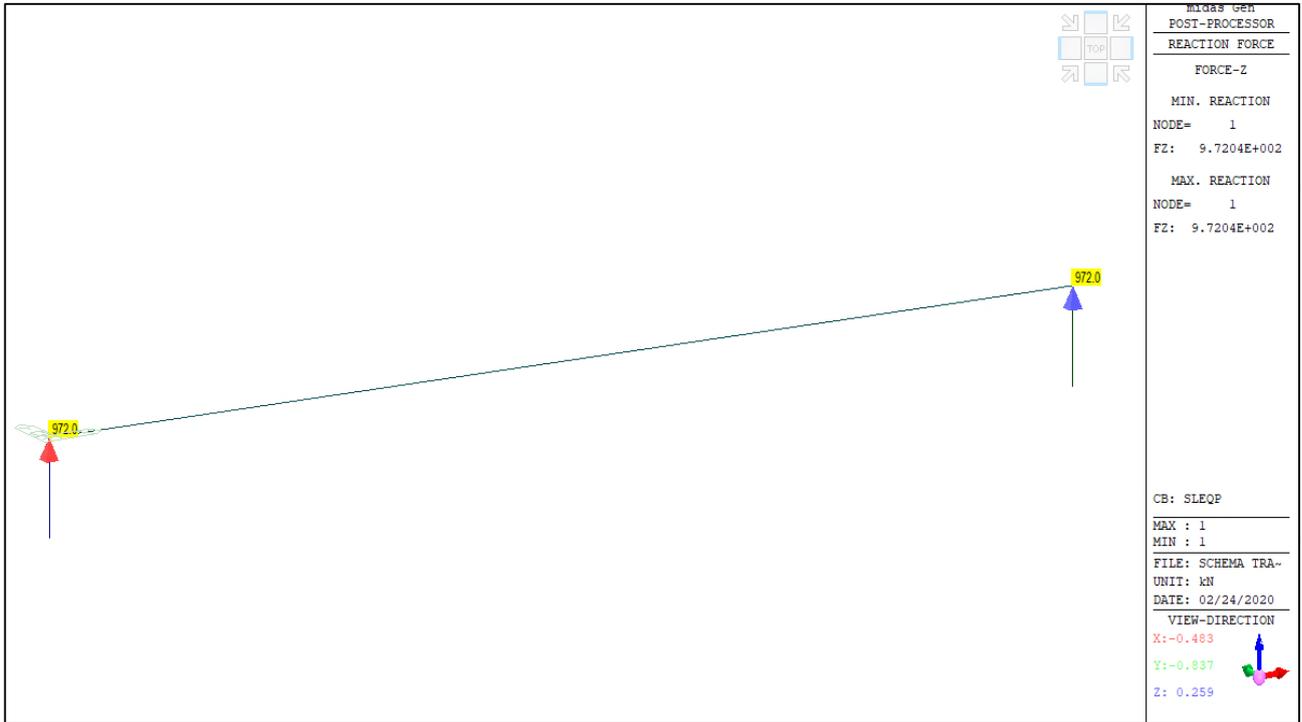
SLE F2 – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

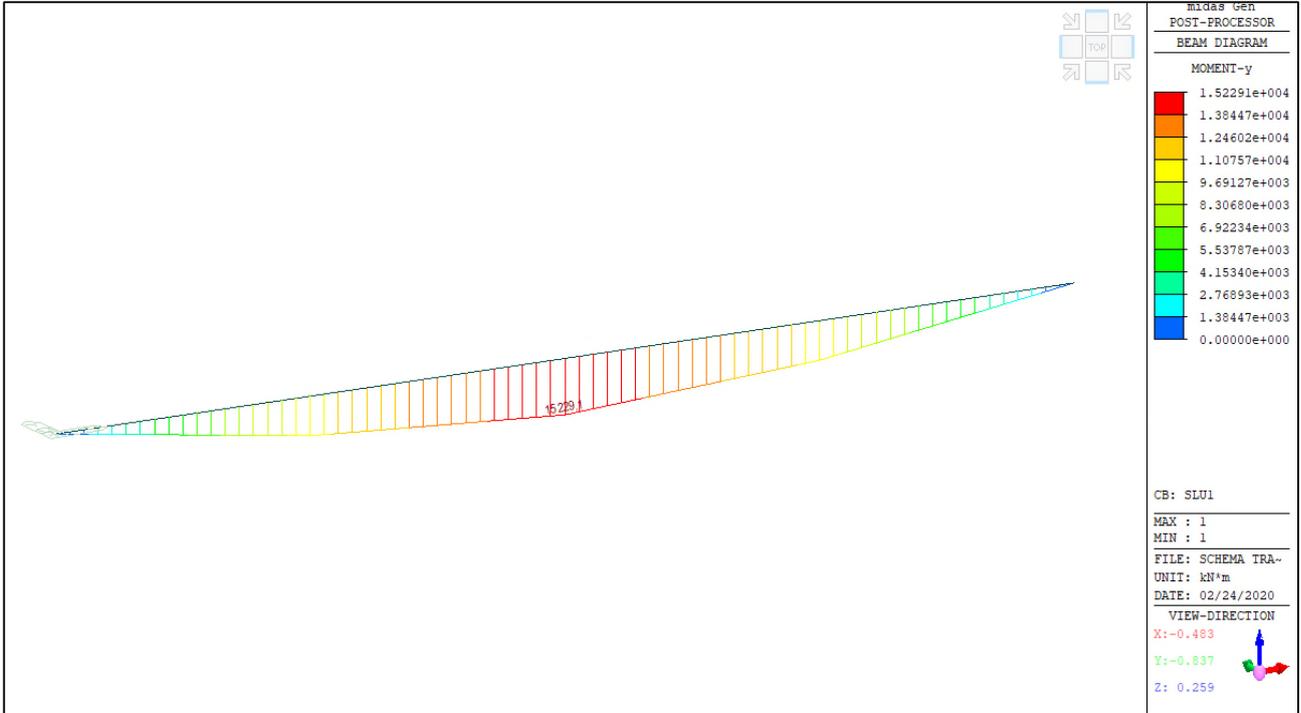
Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



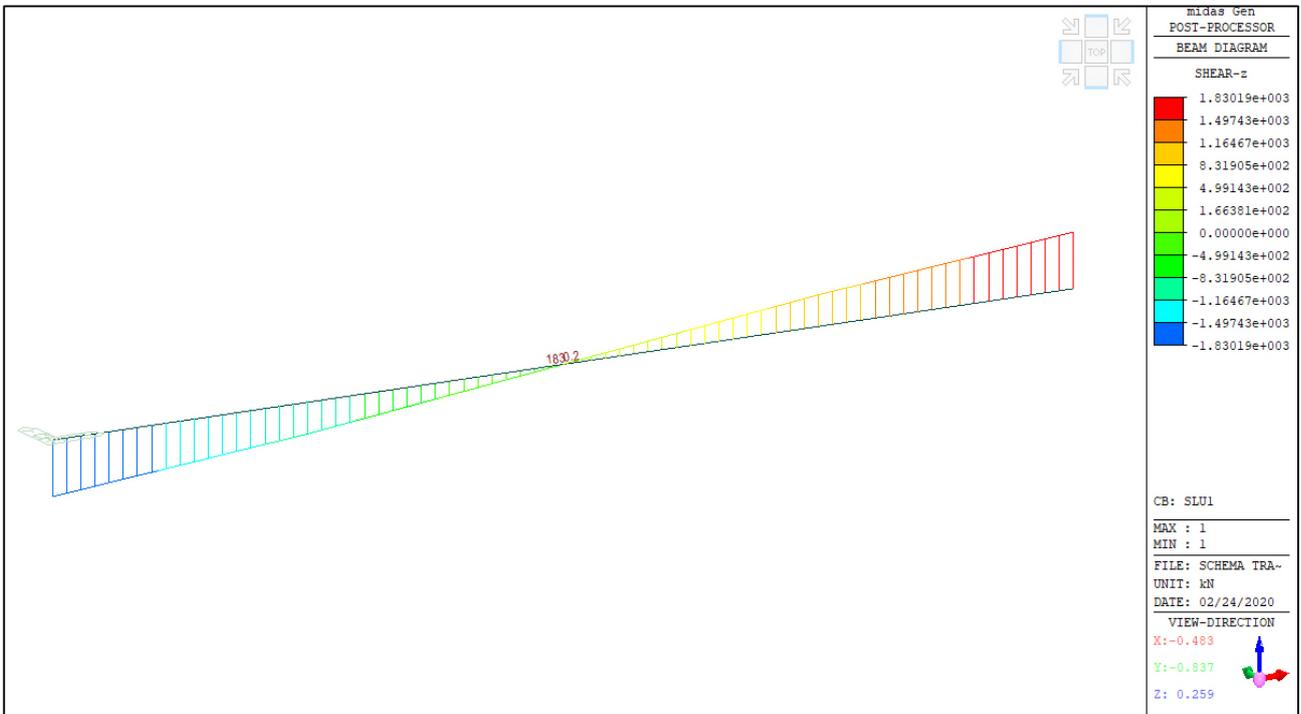
SLE QP – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime

6.2.6 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE: DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

Si presentano i diagrammi delle azioni interne che si sviluppano alle combinazioni di carico.



SLU 1 – Momento flettente M_y (kNm)



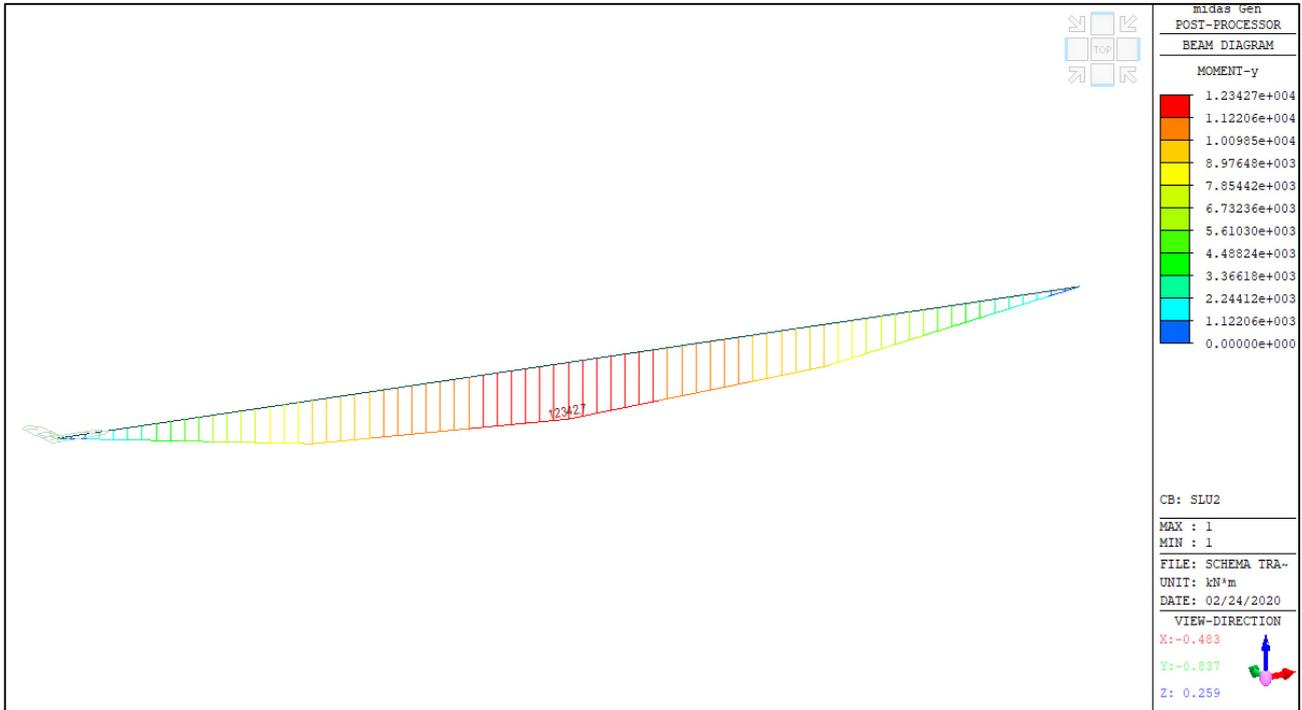
SLU 1 – Azione tagliante (kN)



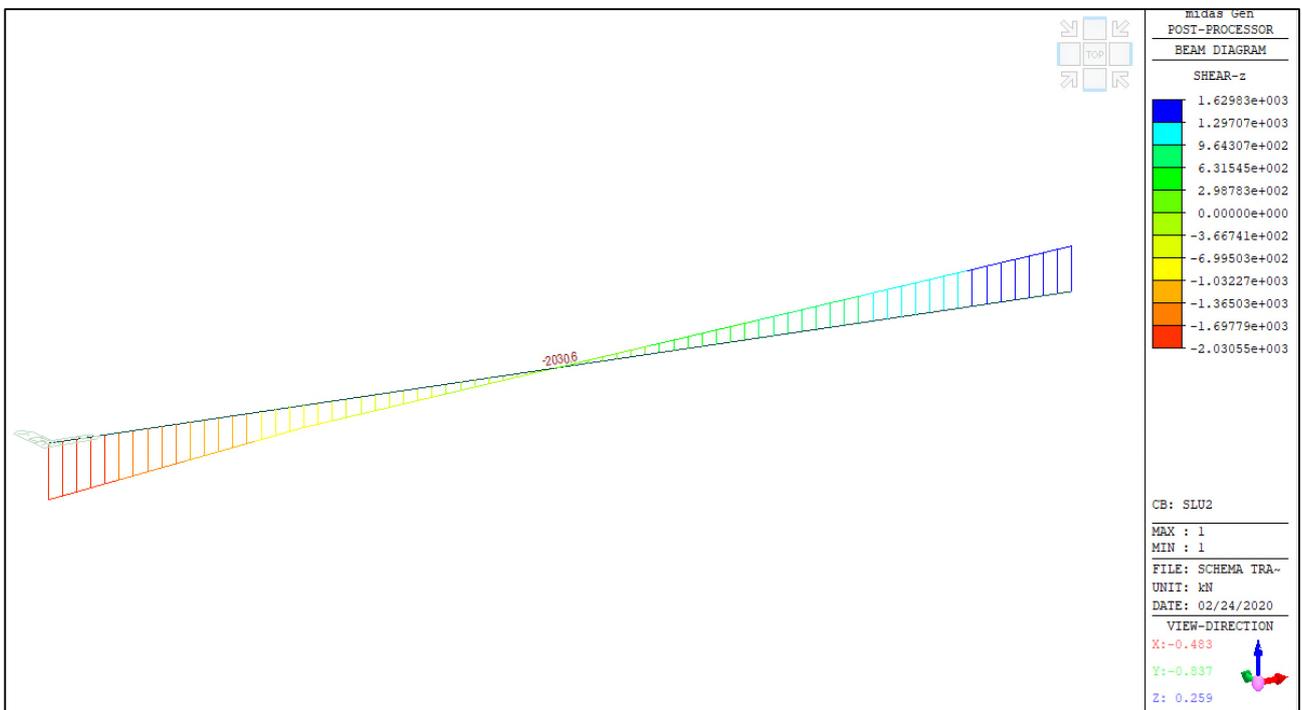
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



SLU 2 – Momento flettente My (kNm)



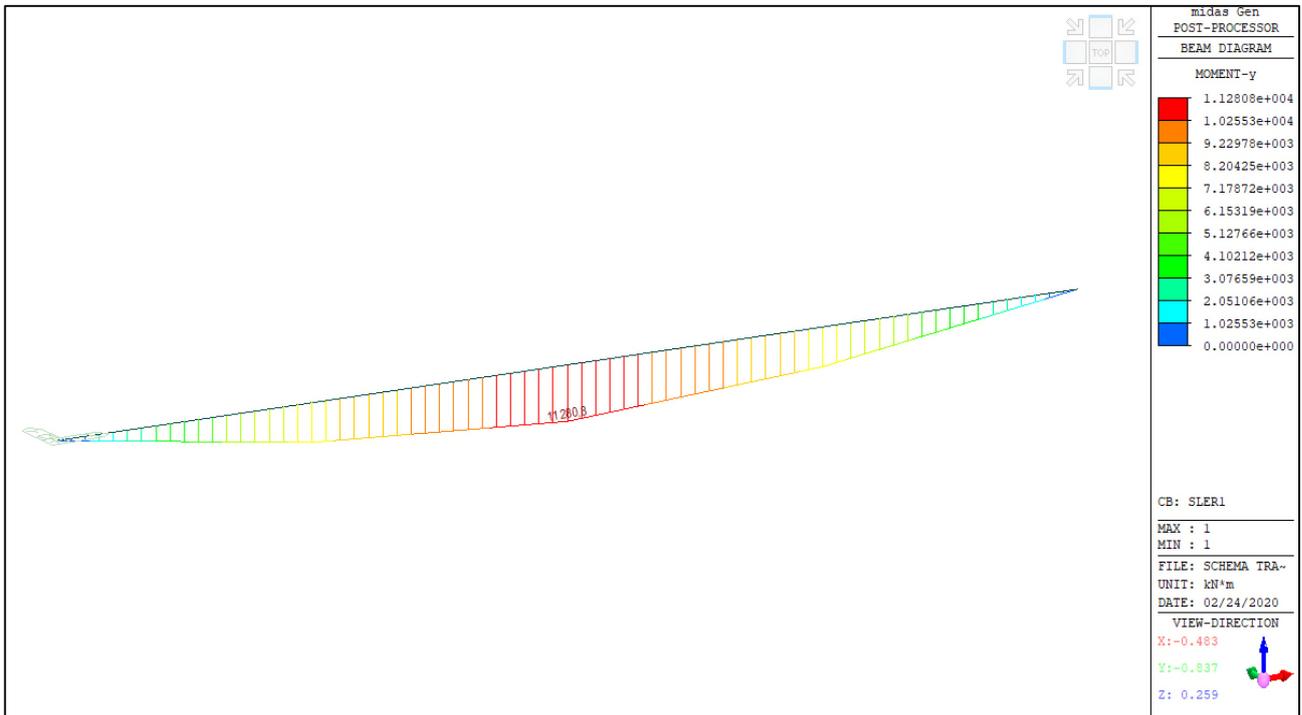
SLU 2 – Azione tagliante (kN)



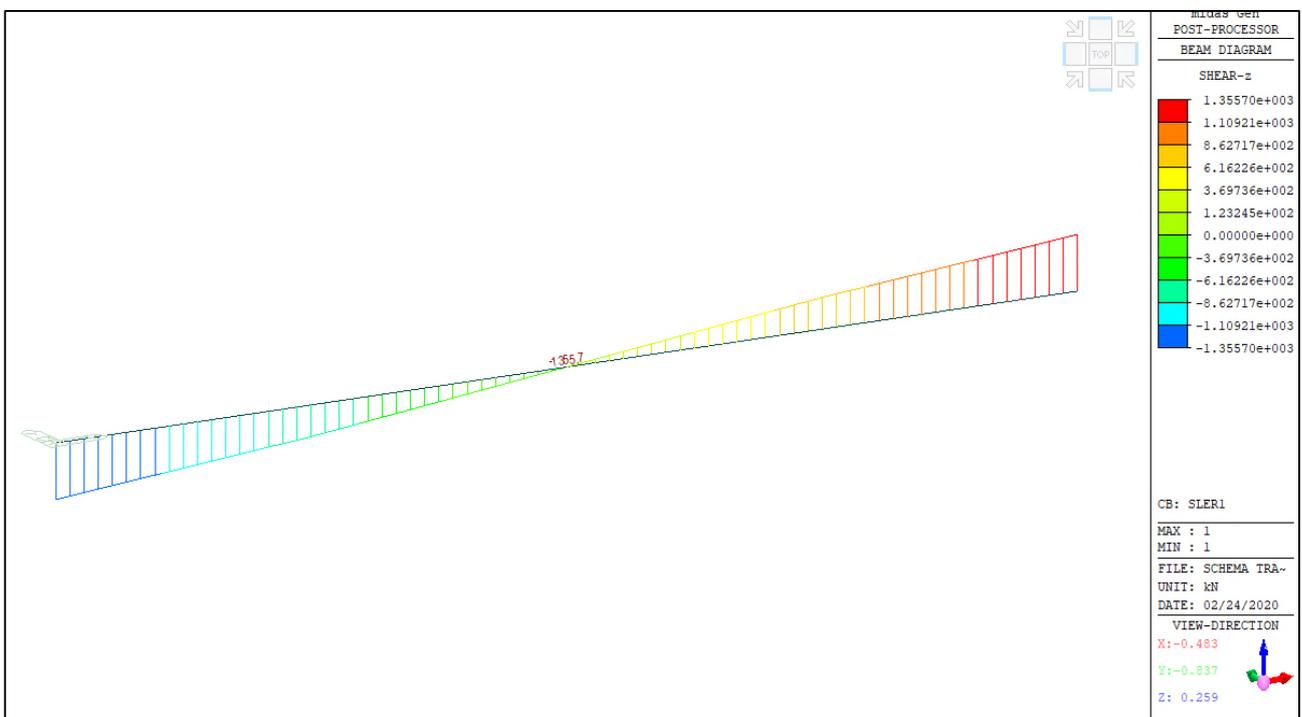
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



SLE R1 – Momento flettente My (kNm)



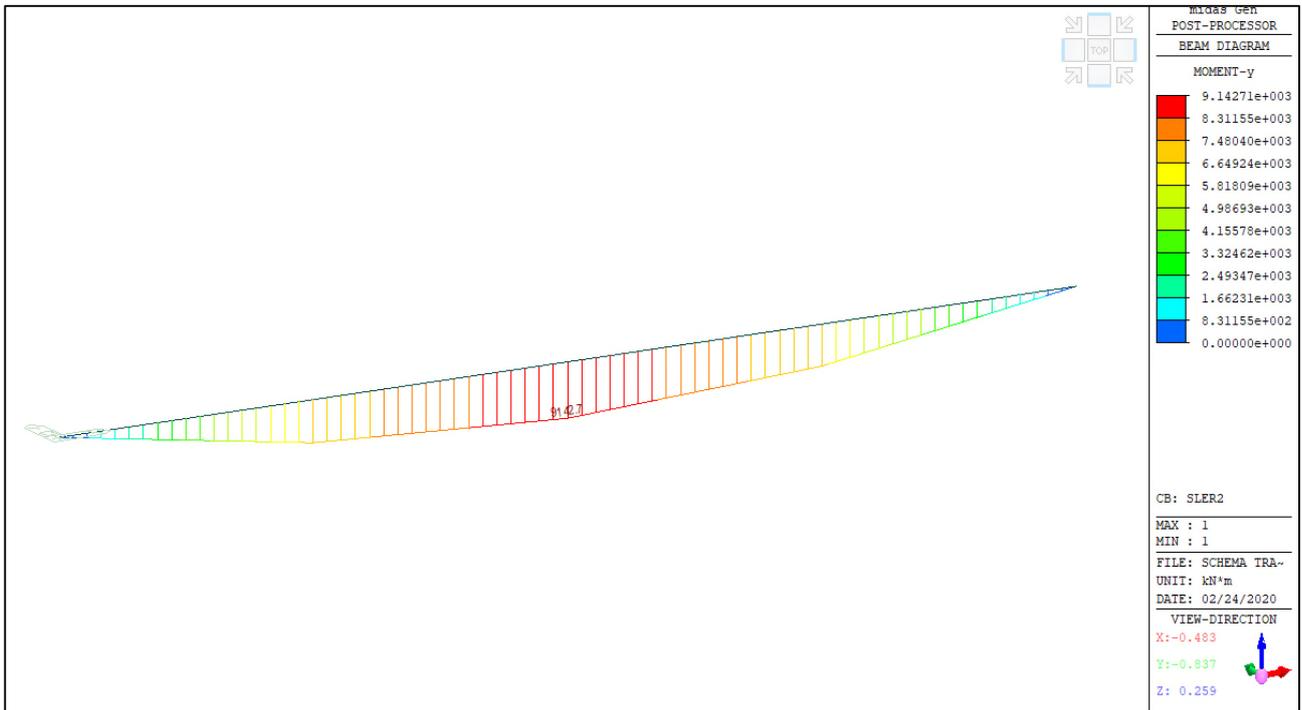
SLE R1 – Azione tagliante (kN)



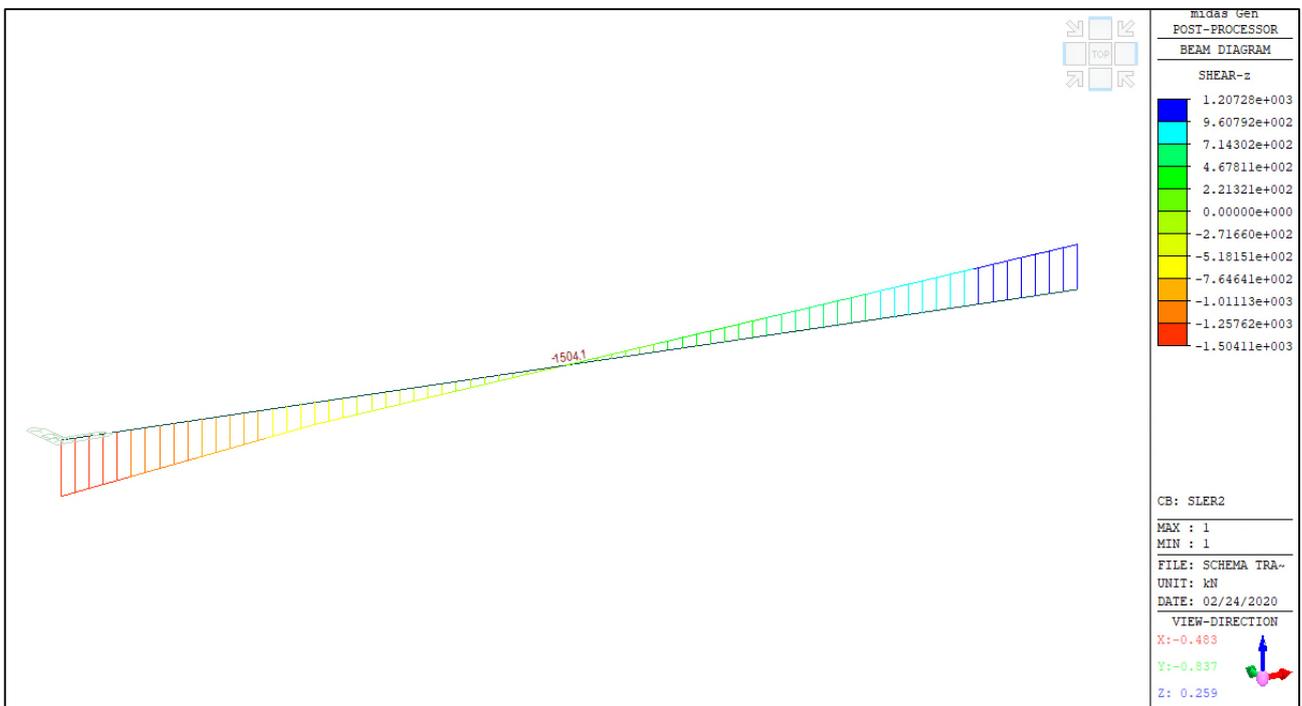
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



SLE R2 – Momento flettente M_y (kNm)



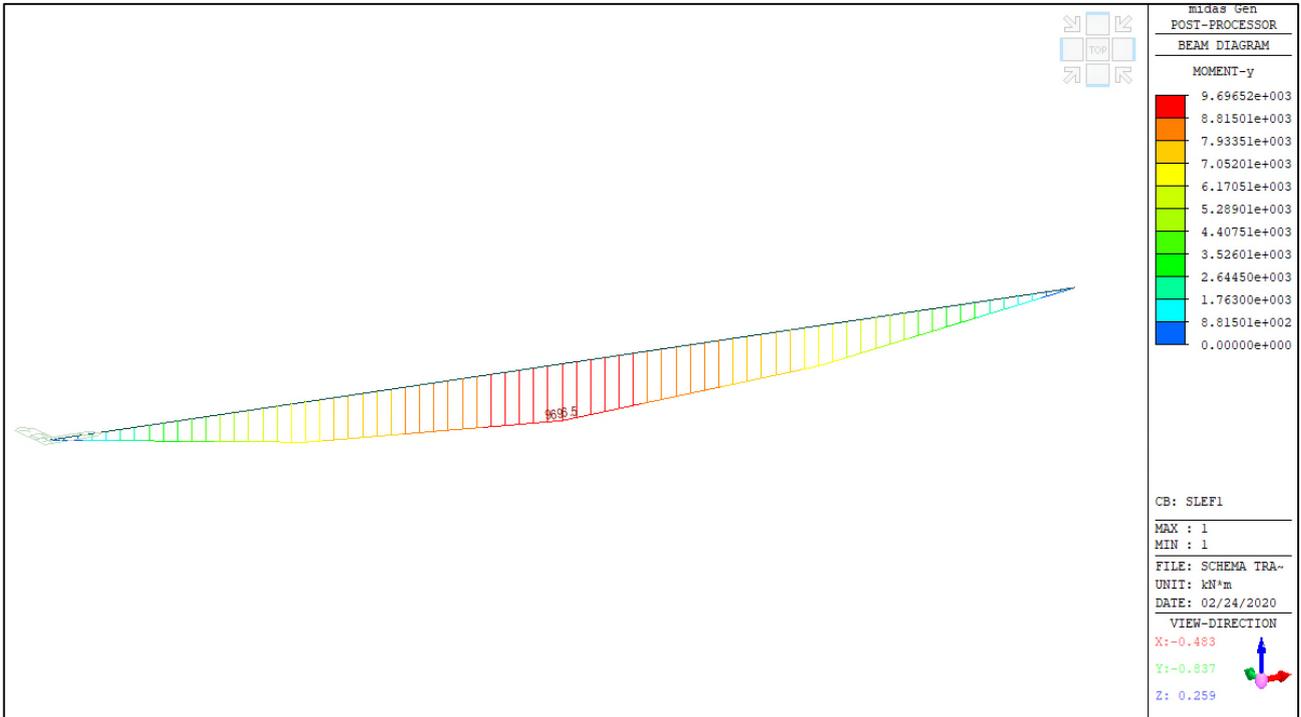
SLE R2 – Azione tagliante (kN)



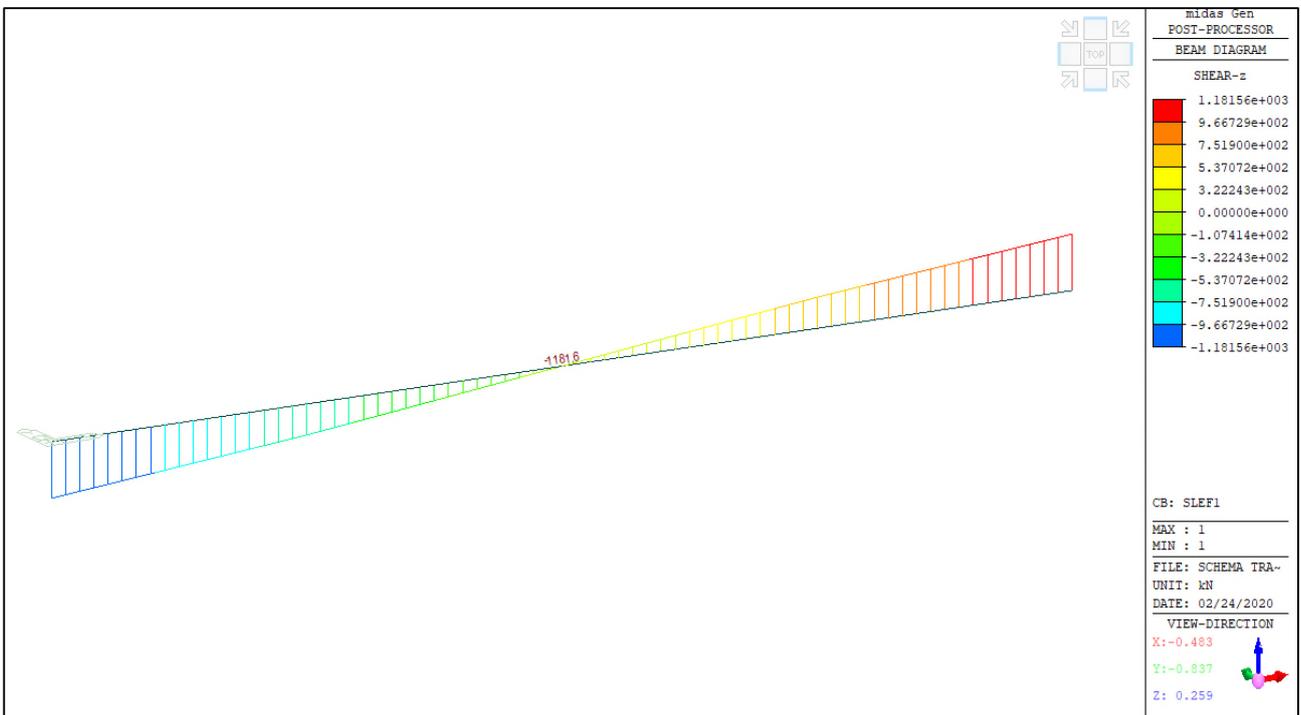
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



SLE F1 – Momento flettente My (kNm)



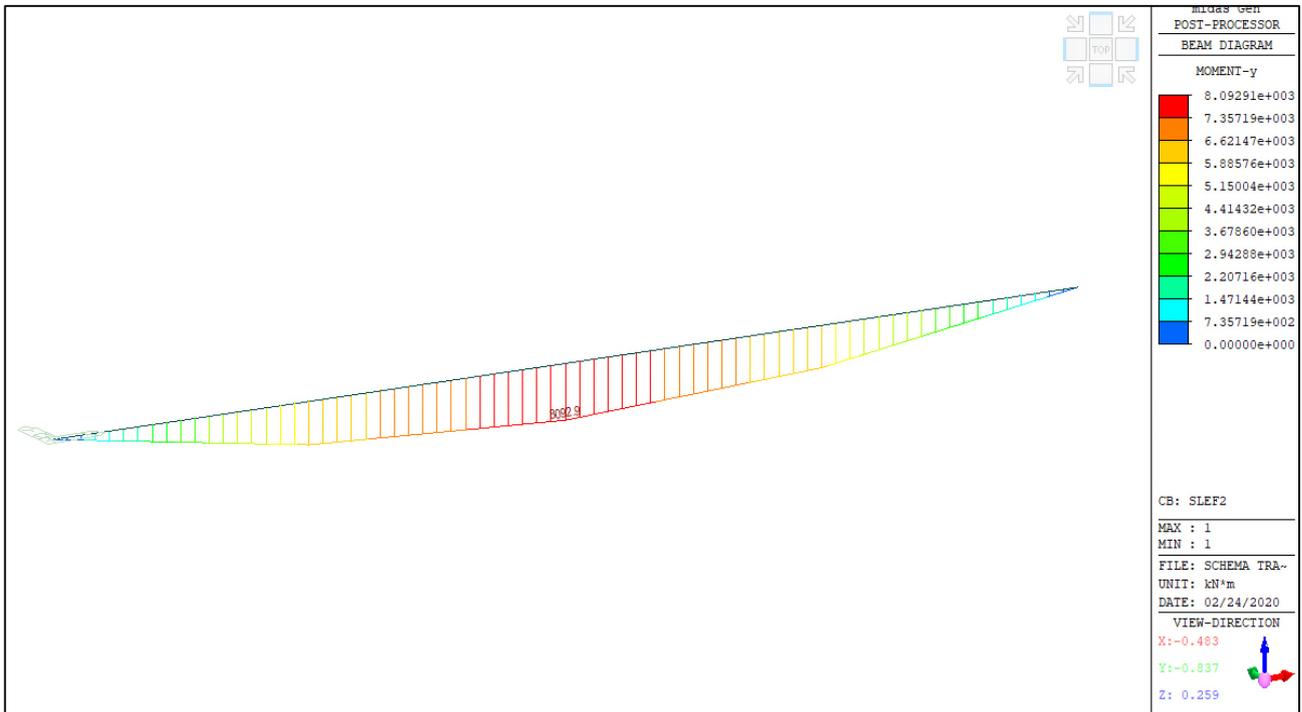
SLE F1 – Azione tagliante (kN)



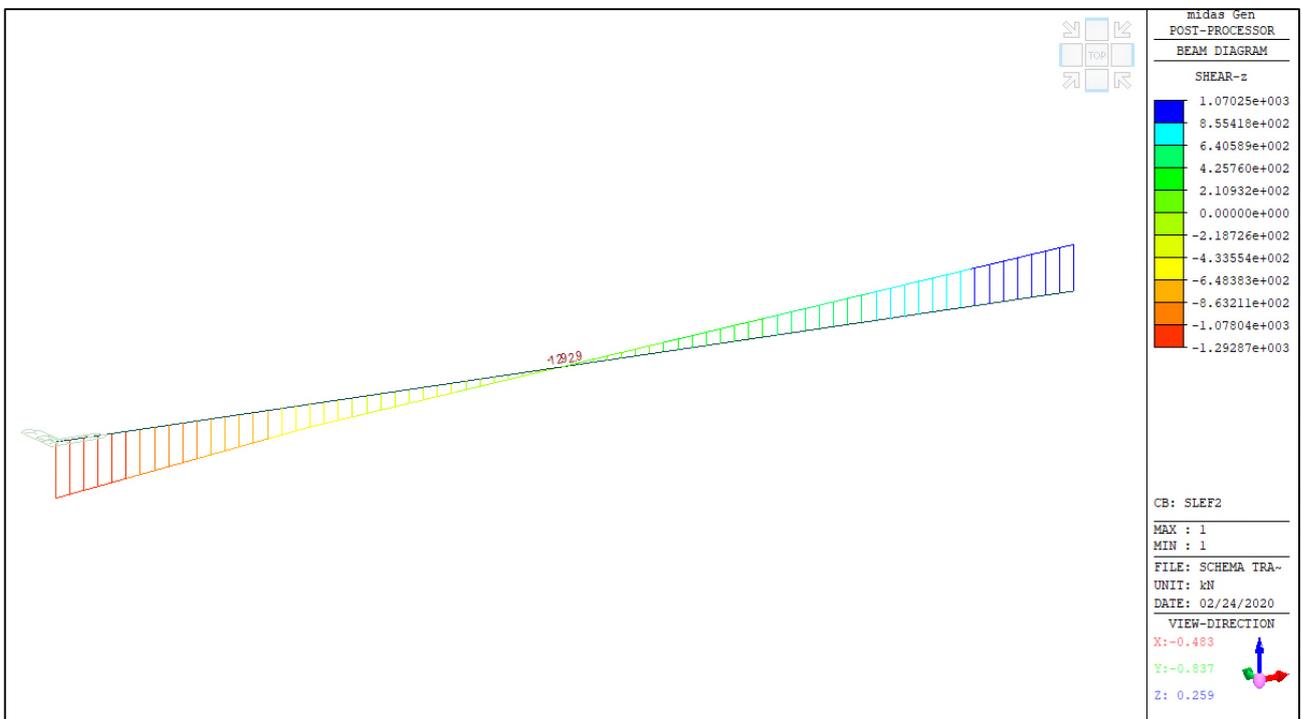
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



SLE F2 – Momento flettente My (kNm)



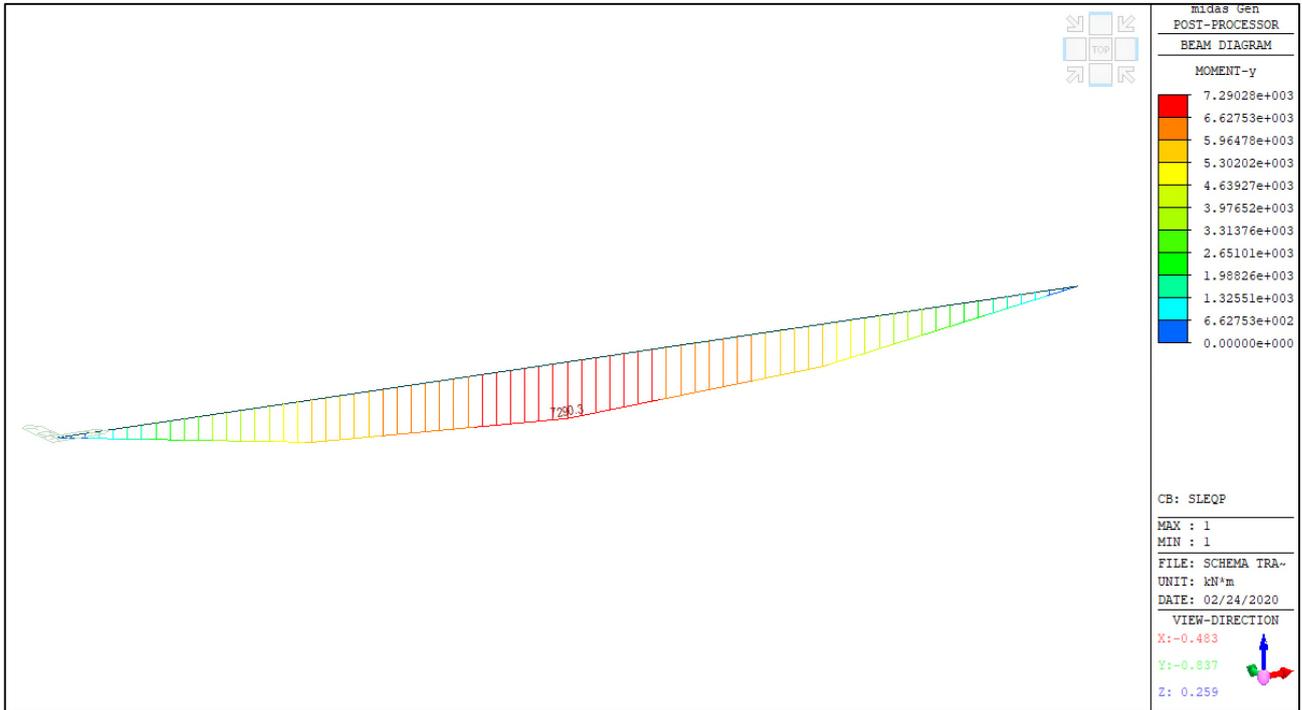
SLE F2 – Azione tagliante (kN)



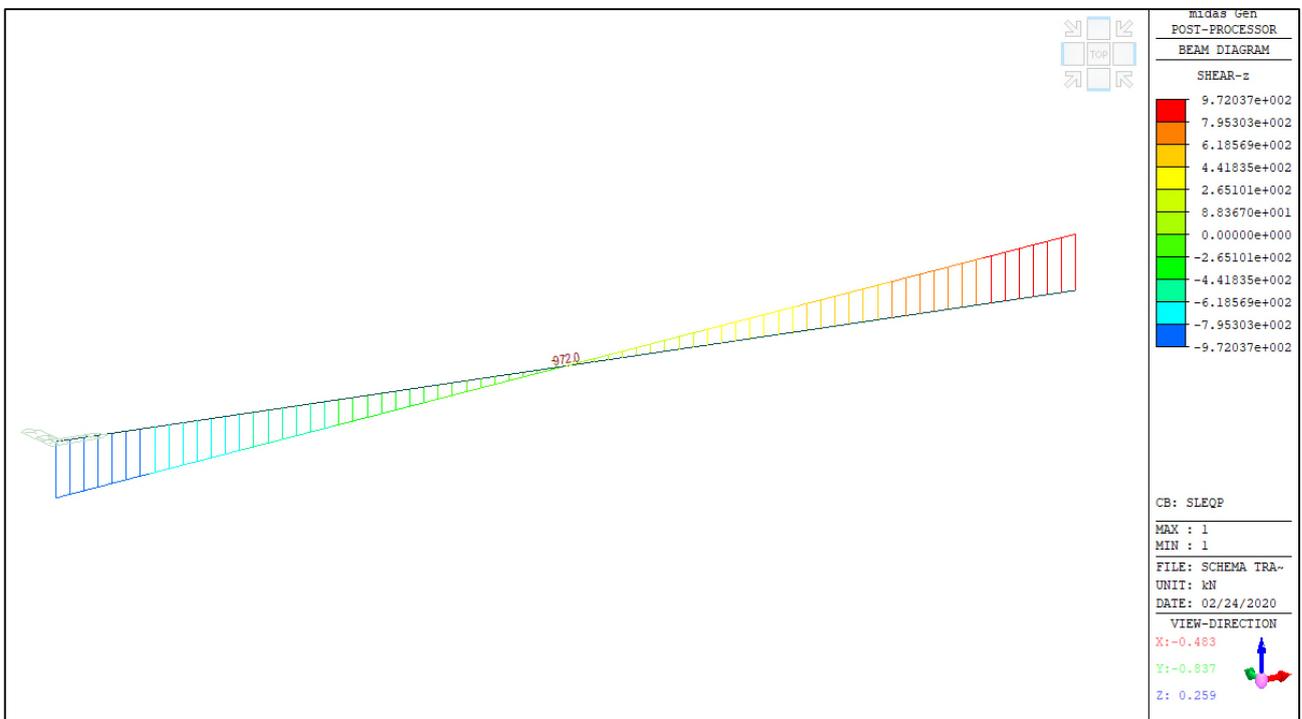
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



SLE QP – Momento flettente My (kNm)



SLE QP – Azione tagliante (kN)

6.3 SCHEMA IMPALCATO

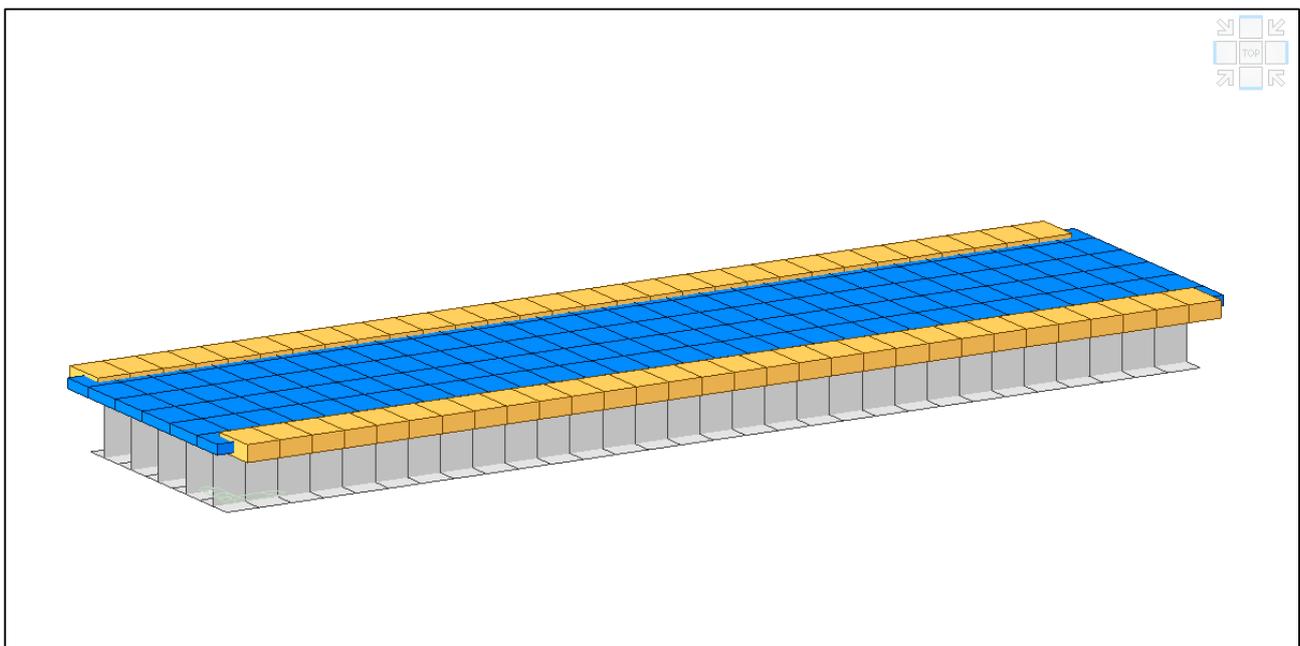
L'analisi per valutare il comportamento globale della struttura è stata eseguita sviluppando un modello ad elementi finiti tridimensionale con il software di calcolo MIDAS GEN.

Le varie parti della struttura sono state schematizzate mediante elementi di tipo *beam*.

Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

6.3.1 GEOMETRIA DEL MODELLO

E' stato sviluppato un modello globale schematizzando la soletta dell'impalcato come un elemento beam di altezza pari a 30cm e base 100cm. Inoltre si sono modellati il cordolo di sezione pari a 150x50H cm e le travi in CAP di altezza 170cm e base 145cm.



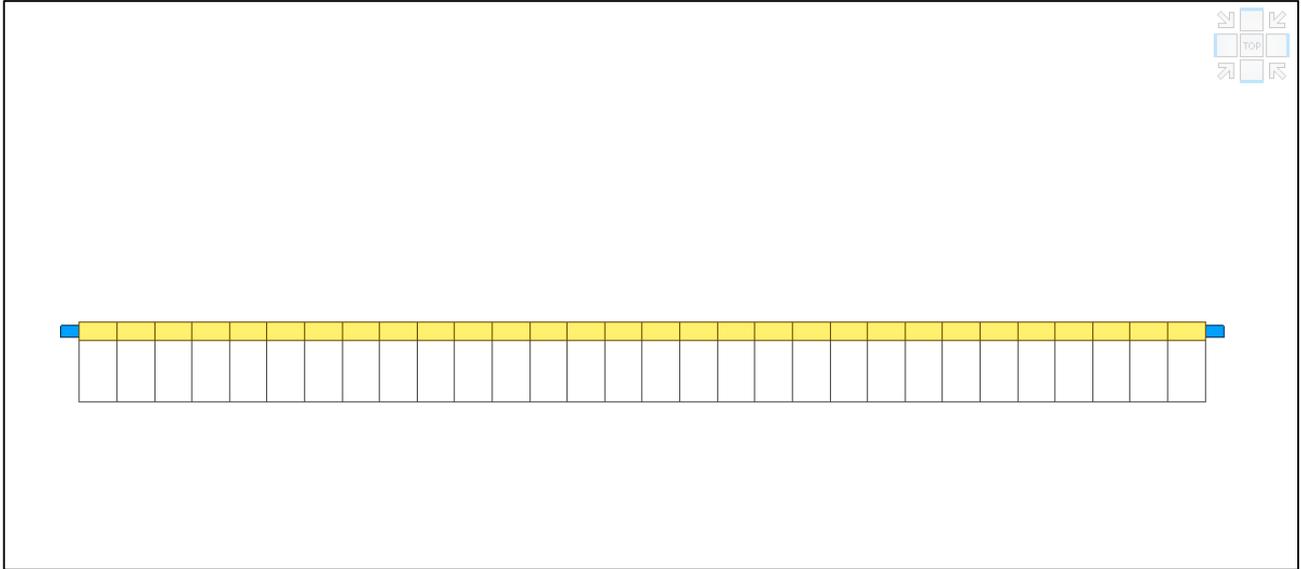
Modello FEM – Modello graticcio impalcato – Vista 1



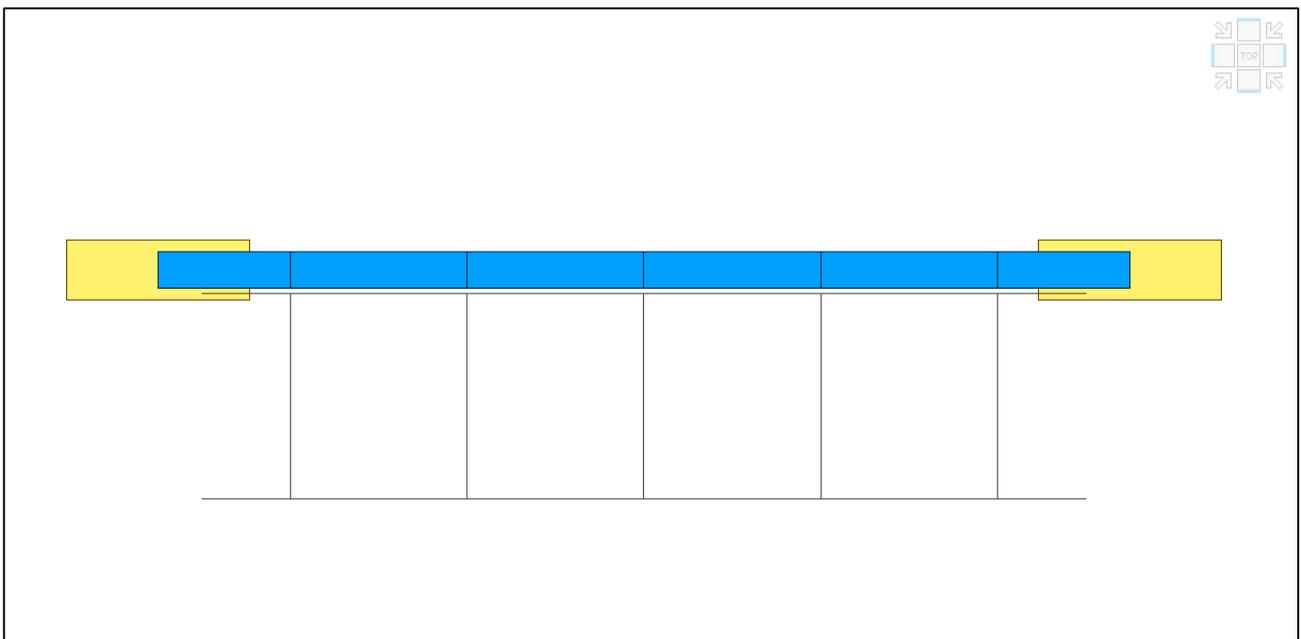
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

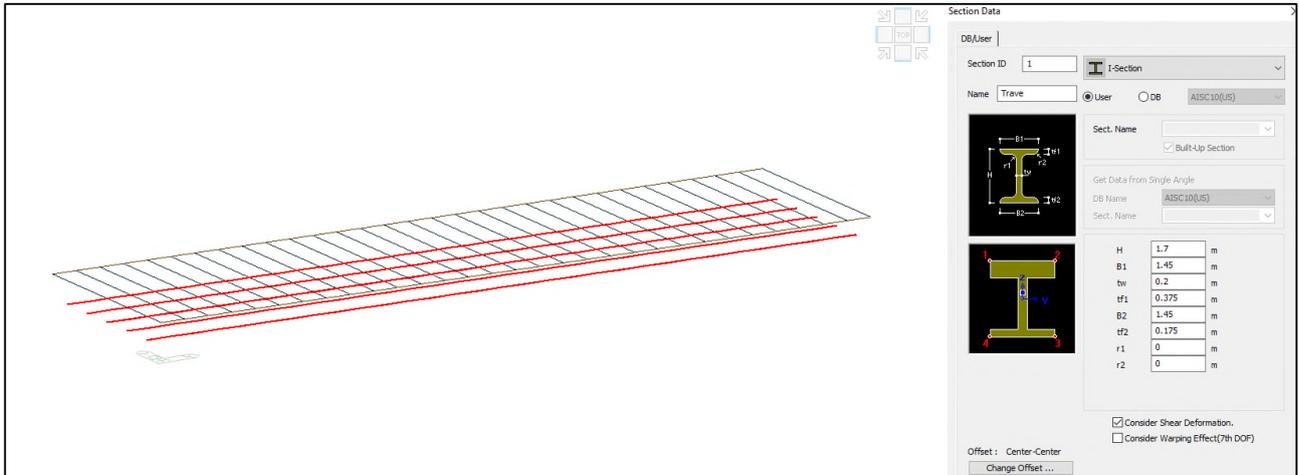
Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



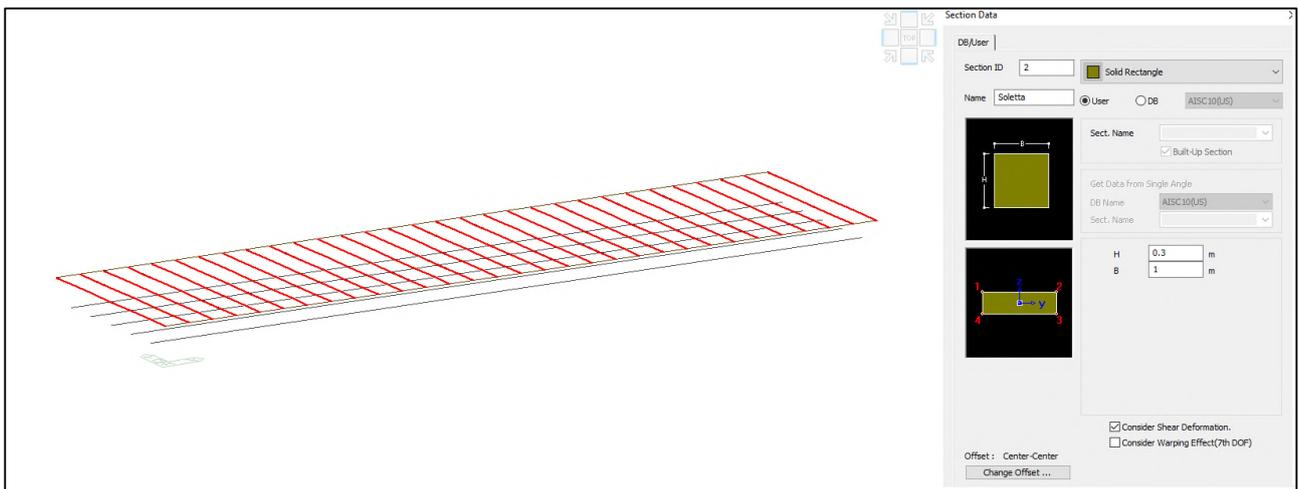
Modello FEM – Modello graticcio impalcato – Vista laterale



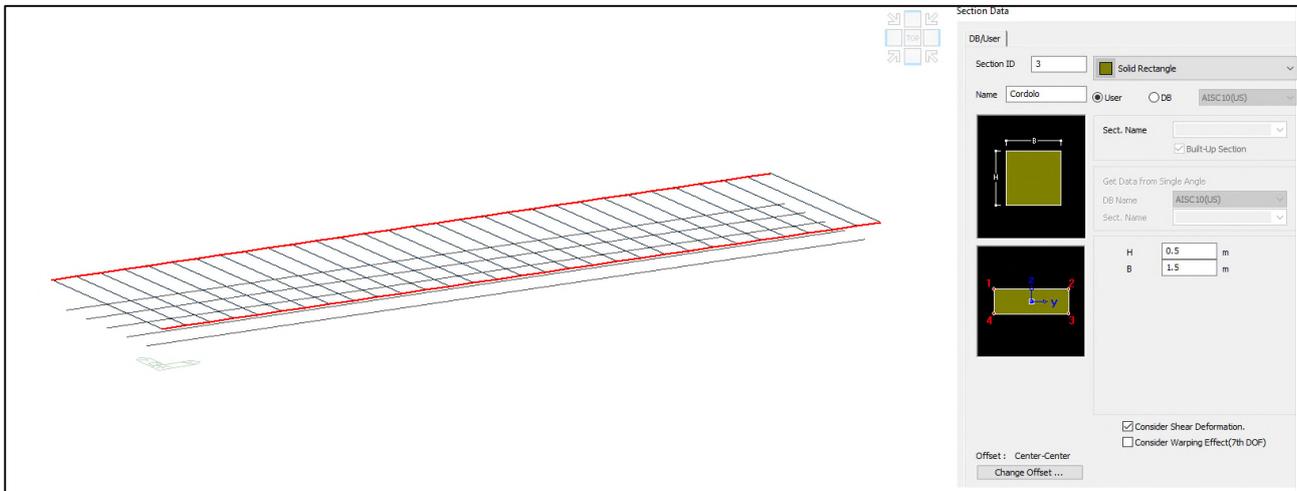
Modello FEM – Modello graticcio impalcato – Vista frontale



Modello FEM - Identificazione travi in calcestruzzo armato precompresso



Modello FEM - Identificazione soletta in calcestruzzo C32/40



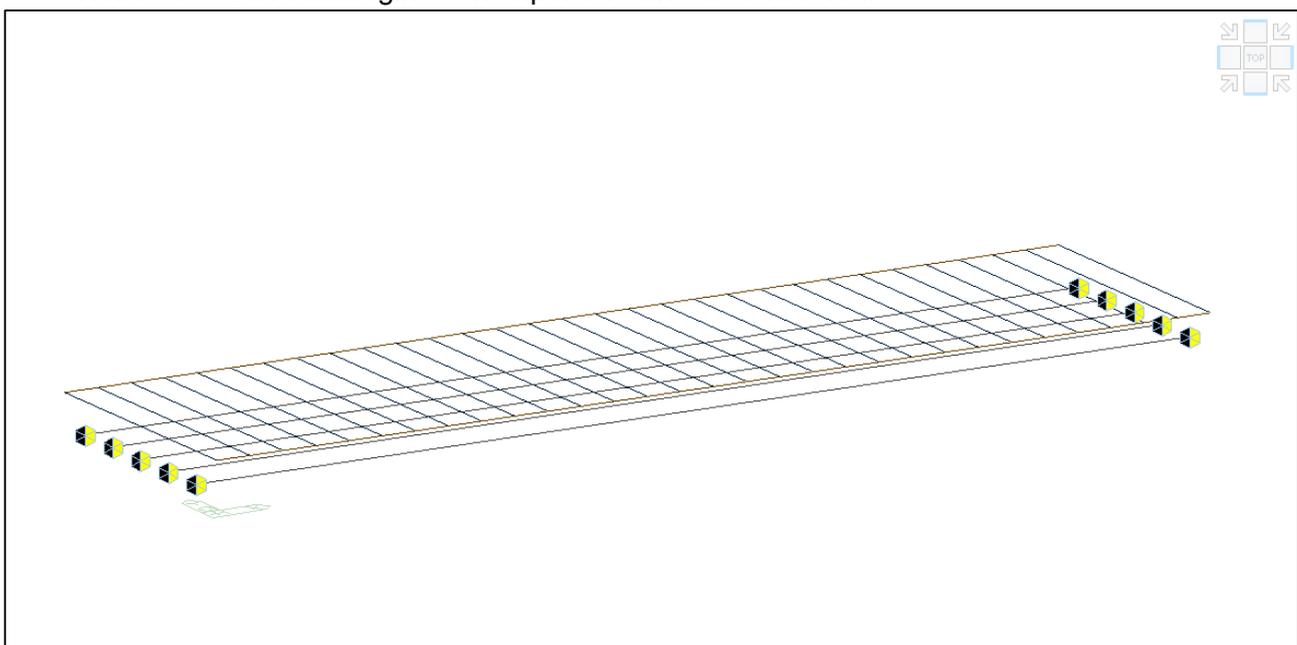
Modello FEM - Identificazione Cordoli in calcestruzzo C32/40

6.3.2 VINCOLI

La struttura risulta vincolata mediante Point Spring applicate sulle travi in CAP in corrispondenza degli appoggi elastometrici. I valori delle costanti verticali ed orizzontali risultano essere:

$$K_H = 5060 \frac{kN}{m} \quad K_V = 4048000 \frac{kN}{m}$$

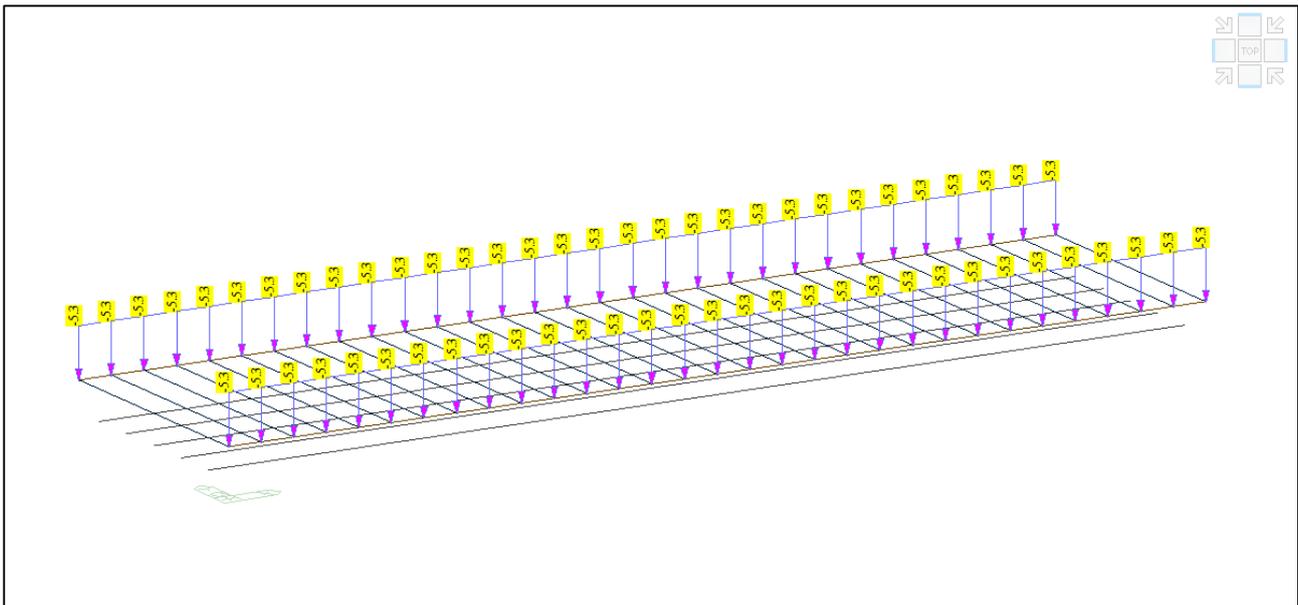
Nella successiva immagine sono riportati i vincoli considerati.



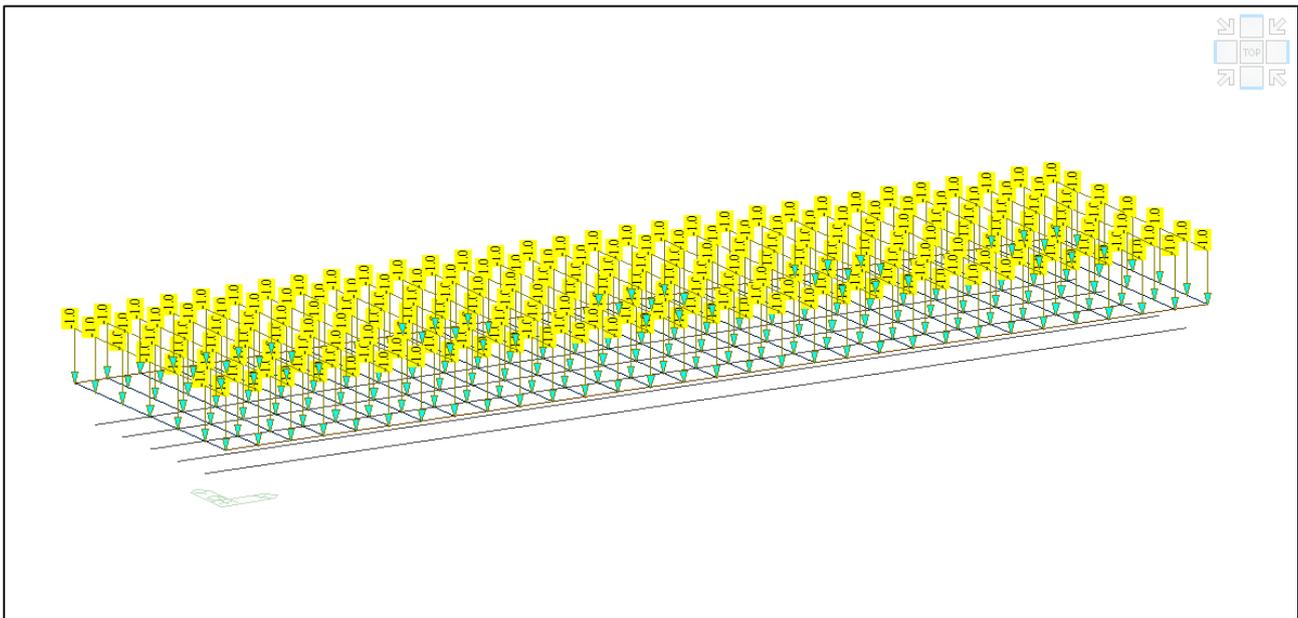
Modello FEM – Identificazione vincoli di appoggio in corrispondenza degli appoggi elastometrici

6.3.3 CONDIZIONI DI CARICO STATICO

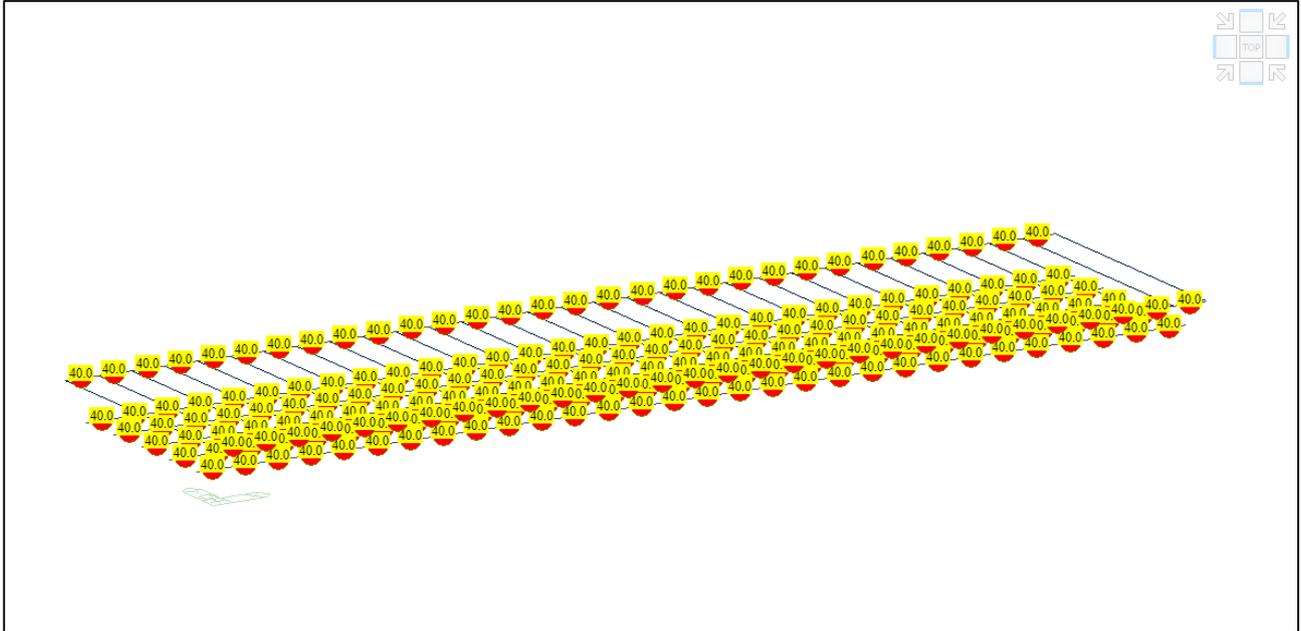
Nel presente paragrafo vengono descritte le condizioni di carico agenti sull'impalcato. Il peso proprio della spalla genera delle azioni che sono calcolate in automatico dal software ad elementi finiti.



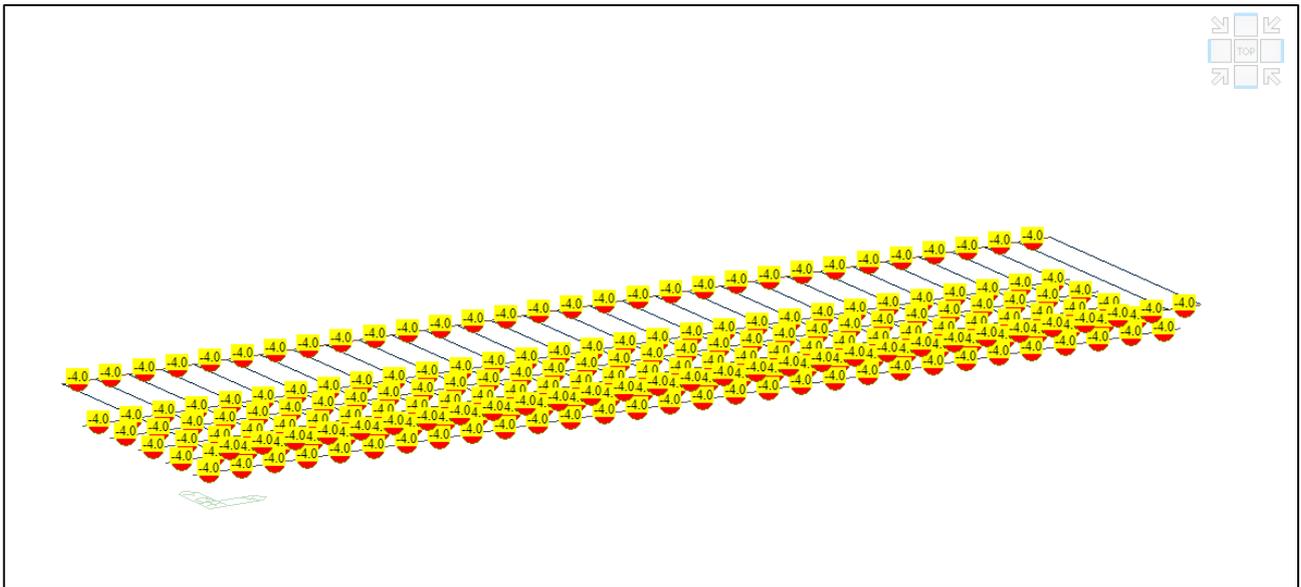
Modello FEM – Condizione di carico Peso Guard rail + Barriera + Veletta



Modello FEM – Condizione di carico Peso Finitura



Modello FEM – Condizione di carico Termico longitudinale uniforme +



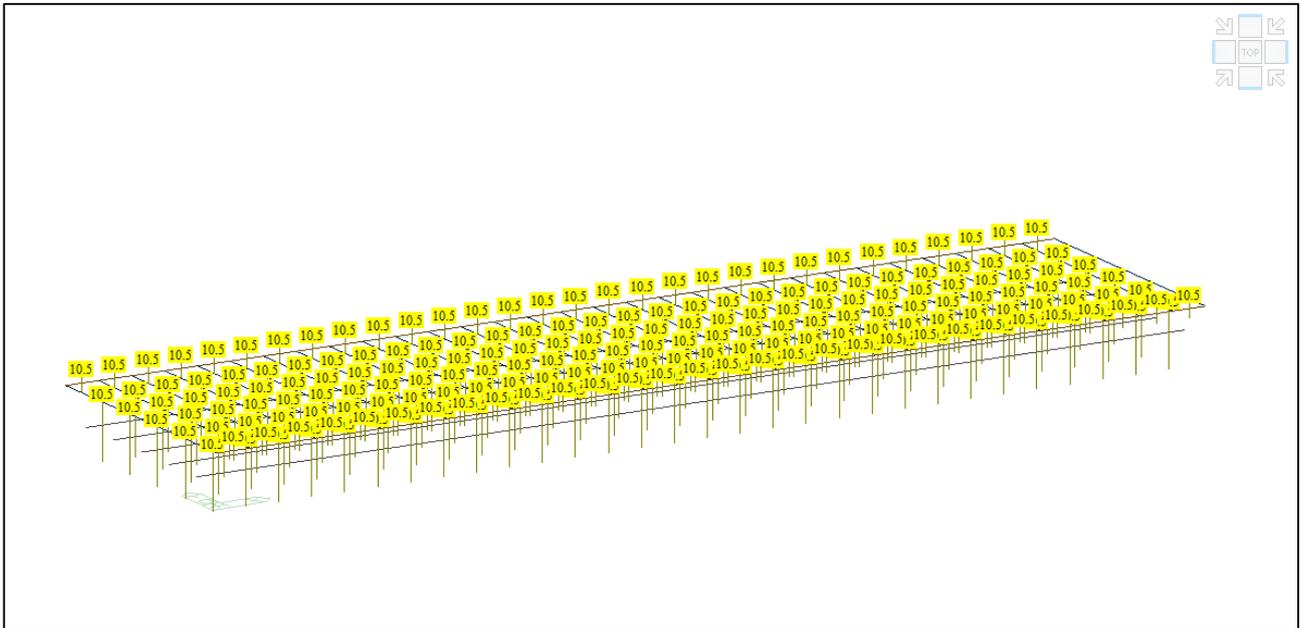
Modello FEM – Condizione di carico Termico longitudinale uniforme -



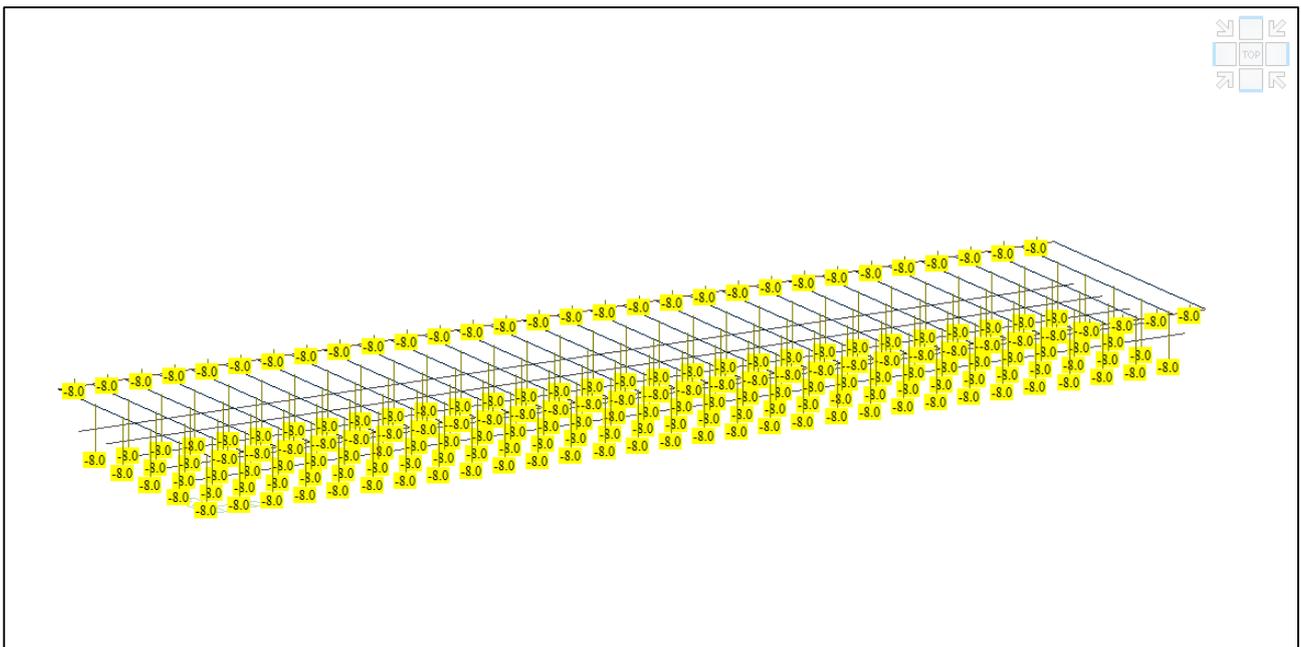
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



Modello FEM – Condizione di carico Termico longitudinale lineare +



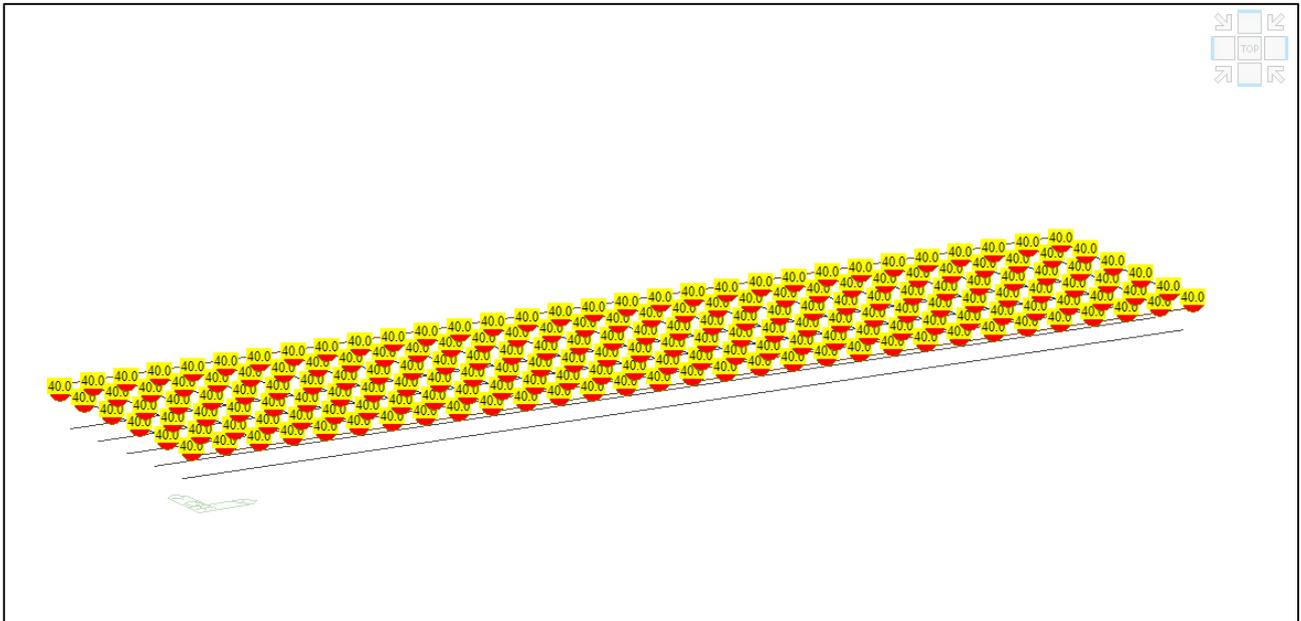
Modello FEM – Condizione di carico Termico longitudinale lineare -



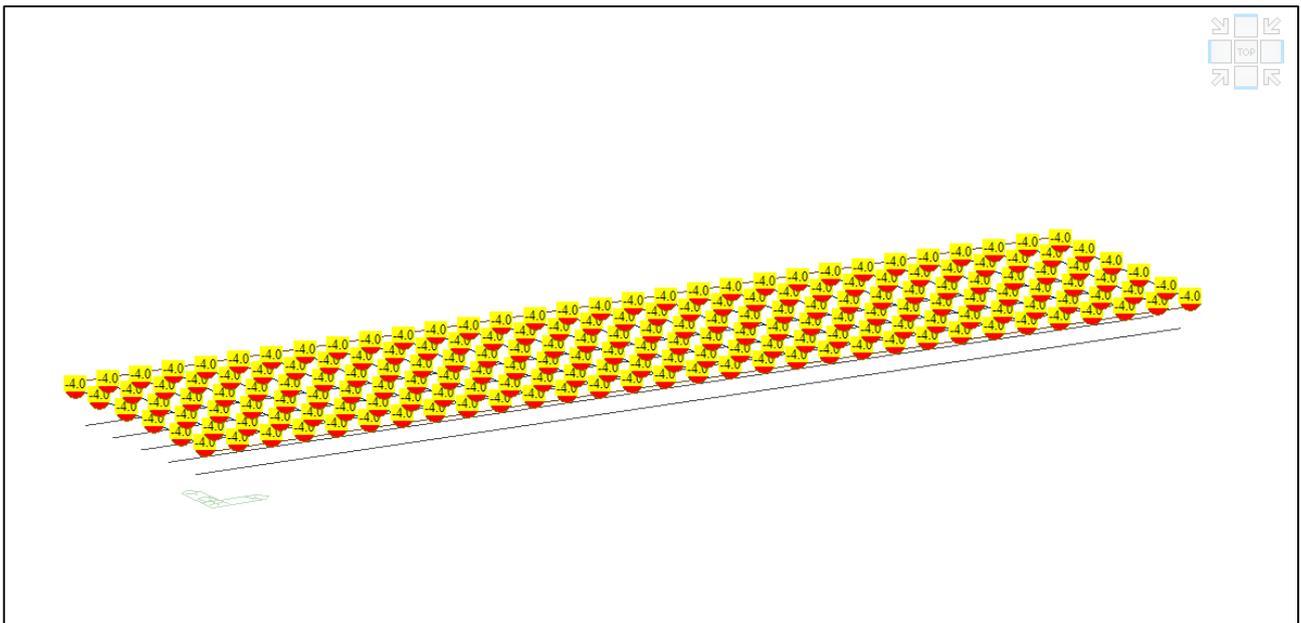
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



Modello FEM – Condizione di carico Termico trasversale uniforme +



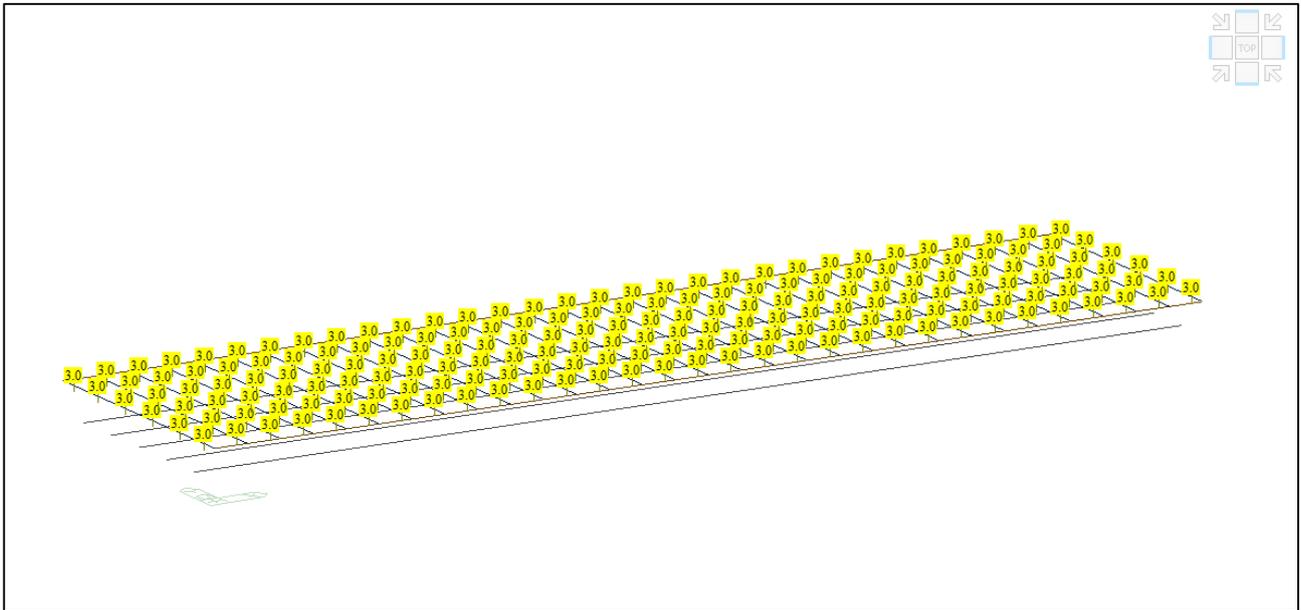
Modello FEM – Condizione di carico Termico trasversale uniforme -



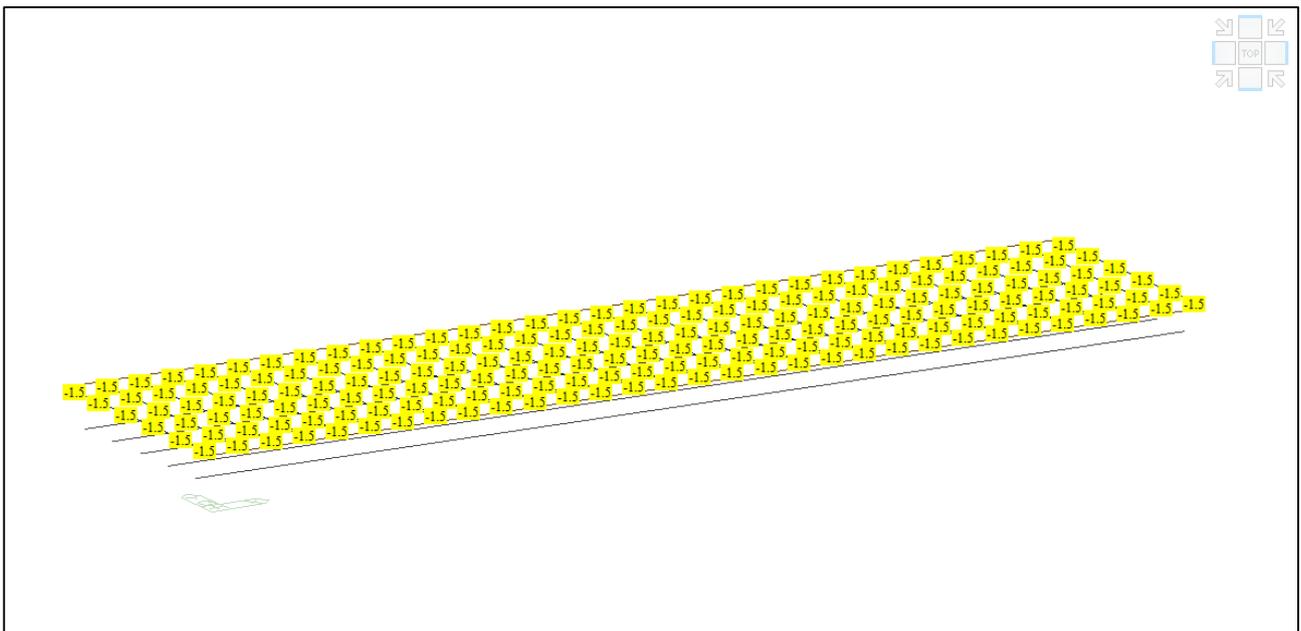
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



Modello FEM – Condizione di carico Termico trasversale lineare +



Modello FEM – Condizione di carico Termico trasversale lineare -

Sono stati aggiunti anche gli spettri sismici nelle tre direzioni X, Y e Z.



6.3.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Si sono determinate le seguenti combinazioni di carico:

- C1+ C1-: Combinazioni termiche che massimizzano il carico termico uniforme; l'involuppo di queste è la combinazione denominata "ENV-T".
- C2+ C2-: Combinazioni termiche che massimizzano il carico termico lineare; l'involuppo di queste è la combinazione denominata "ENV-T".
- SLV: Combinazioni sismiche; l'involuppo di queste è la combinazione denominata "ENV-SLV".

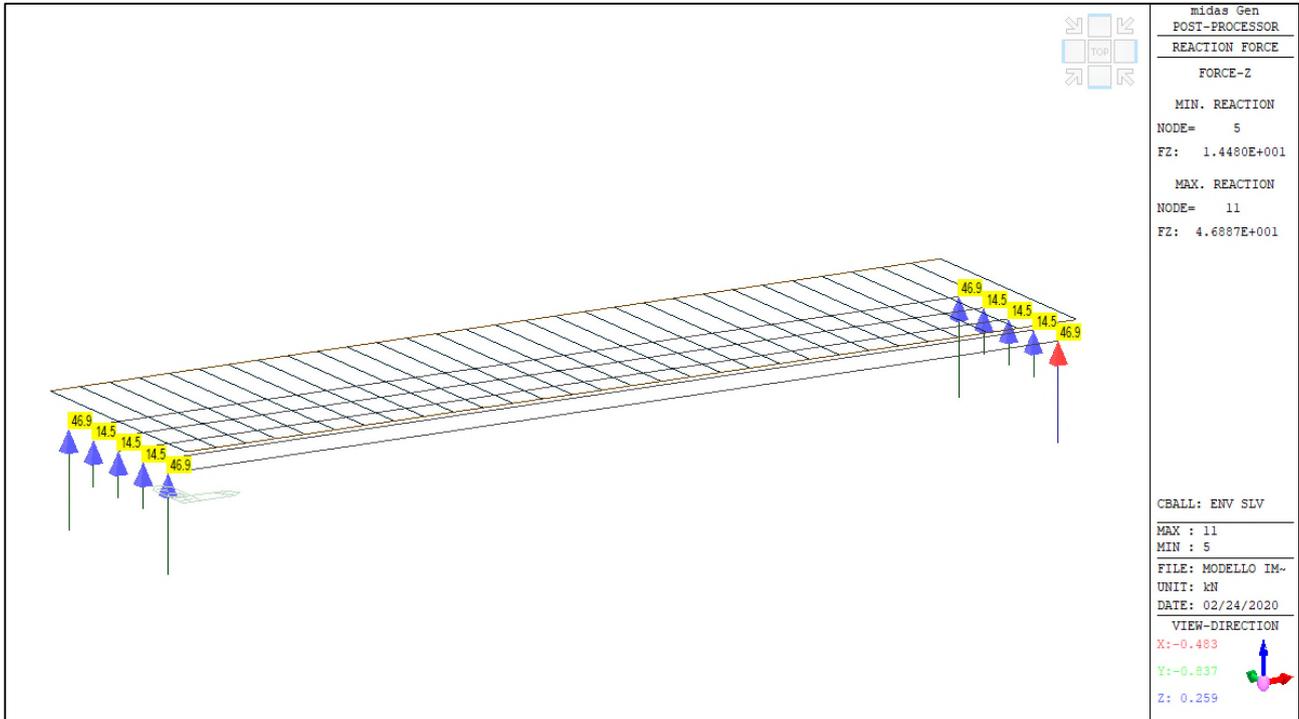
Di seguito si riportano i valori tabellati

No	Nome	Attivo	Tipico	Peso proprio(S1)	Peso g+H(S1)	Finitura(S1)	Termica longitudinale U +(S1)	Termica longitudinale U -(S1)	Termica longitudinale L +(S1)	Termica longitudinale L -(S1)	Termica trasversale U +(S1)	Termica trasversale U -(S1)	Termica trasversale L +(S1)	Termica trasversale L -(S1)	SLV.X(RS)	SLV.Y(RS)	SLV.Z(RS)
1	C1+	Attiv	Adst				1.0000		0.3500		1.0000		0.3500				
2	C1-	Attiv	Adst					1.0000				1.0000		0.3500			
3	C2+	Attiv	Adst				0.7500		1.0000		0.7500		1.0000				
4	C2-	Attiv	Adst					0.7500		1.0000		0.7500		1.0000			
5	SLV1	Attiv	Adst											1.0000			
6	SLV2	Attiv	Adst											1.0000	0.3000	0.3000	
7	SLV3	Attiv	Adst											1.0000	0.3000	-0.3000	
8	SLV4	Attiv	Adst											1.0000	-0.3000	-0.3000	
9	SLV5	Attiv	Adst											-1.0000	0.3000	0.3000	
10	SLV6	Attiv	Adst											-1.0000	-0.3000	0.3000	
11	SLV7	Attiv	Adst											-1.0000	0.3000	-0.3000	
12	SLV8	Attiv	Adst											-1.0000	-0.3000	-0.3000	
13	SLV9	Attiv	Adst											0.3000	1.0000	0.3000	
14	SLV10	Attiv	Adst											-0.3000	1.0000	0.3000	
15	SLV11	Attiv	Adst											0.3000	1.0000	-0.3000	
16	SLV12	Attiv	Adst											-0.3000	1.0000	-0.3000	
17	SLV13	Attiv	Adst											0.3000	1.0000	0.3000	
18	SLV14	Attiv	Adst											-0.3000	-1.0000	0.3000	
19	SLV15	Attiv	Adst											0.3000	-1.0000	-0.3000	
20	SLV16	Attiv	Adst											-0.3000	-1.0000	-0.3000	
21	SLV17	Attiv	Adst											0.3000	0.3000	1.0000	
22	SLV18	Attiv	Adst											-0.3000	0.3000	1.0000	
23	SLV19	Attiv	Adst											0.3000	0.3000	1.0000	
24	SLV20	Attiv	Adst											-0.3000	0.3000	1.0000	
25	SLV21	Attiv	Adst											0.3000	0.3000	-1.0000	
26	SLV22	Attiv	Adst											-0.3000	0.3000	-1.0000	
27	SLV23	Attiv	Adst											0.3000	-0.3000	-1.0000	
28	SLV24	Attiv	Adst											-0.3000	-0.3000	-1.0000	

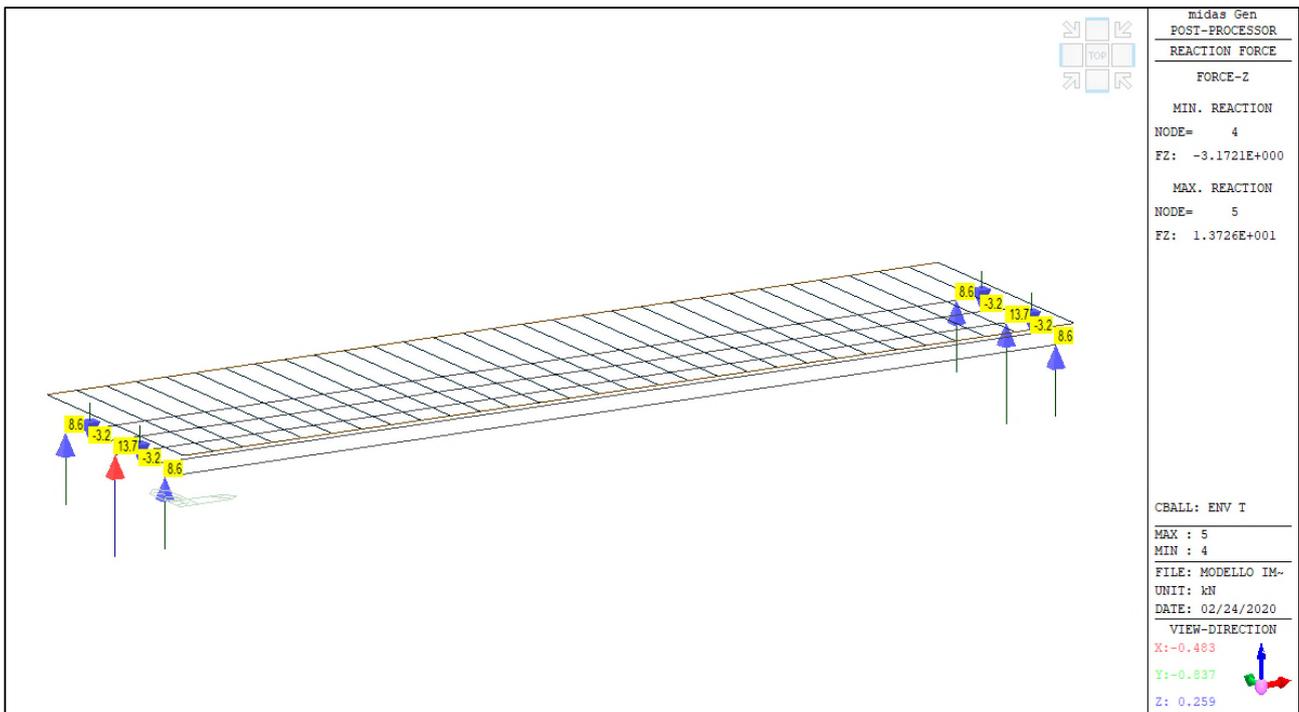


6.3.5 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE: REAZIONI VINCOLARI

Si presentano le reazioni vincolari massime che si sviluppano alle condizioni ENV - SLV, ENV - T.



ENV - SLV – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



ENV - T – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



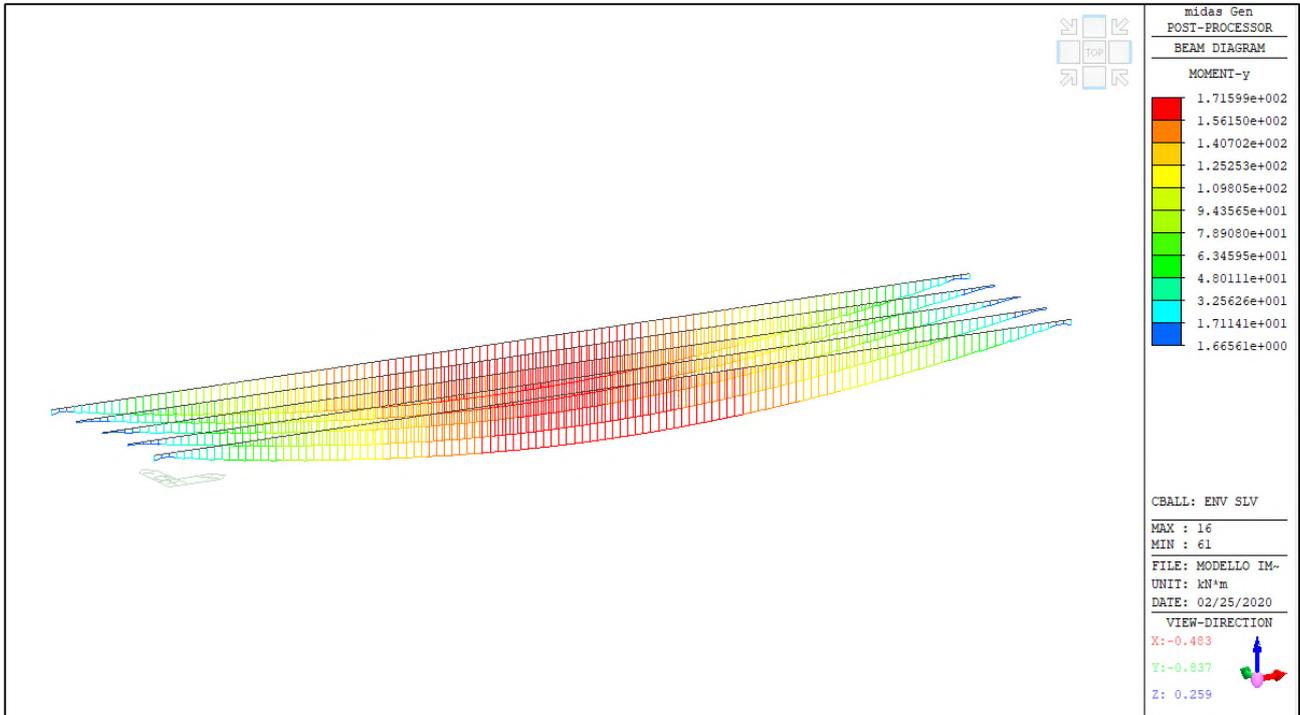
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

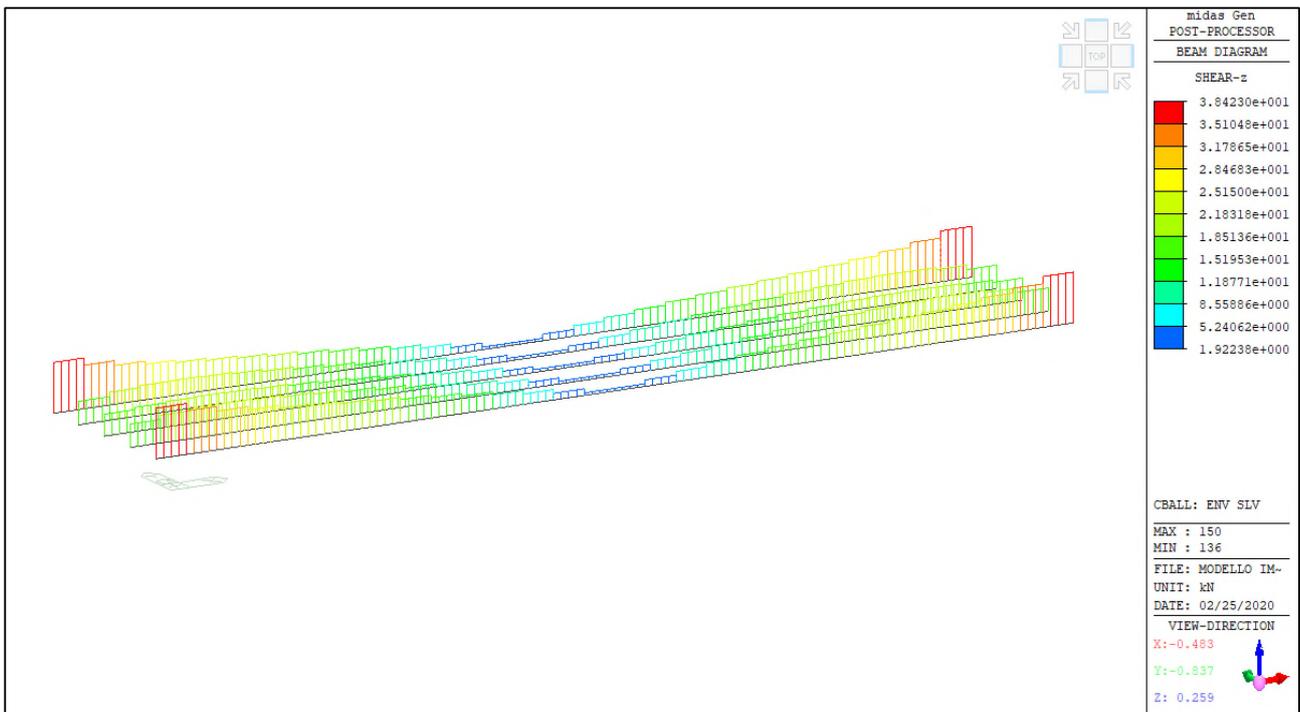
Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

6.3.6 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE: DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

Si presentano i diagrammi delle azioni interne che si sviluppano alle combinazioni di carico.



ENV - SLV – Momento flettente My (kNm)



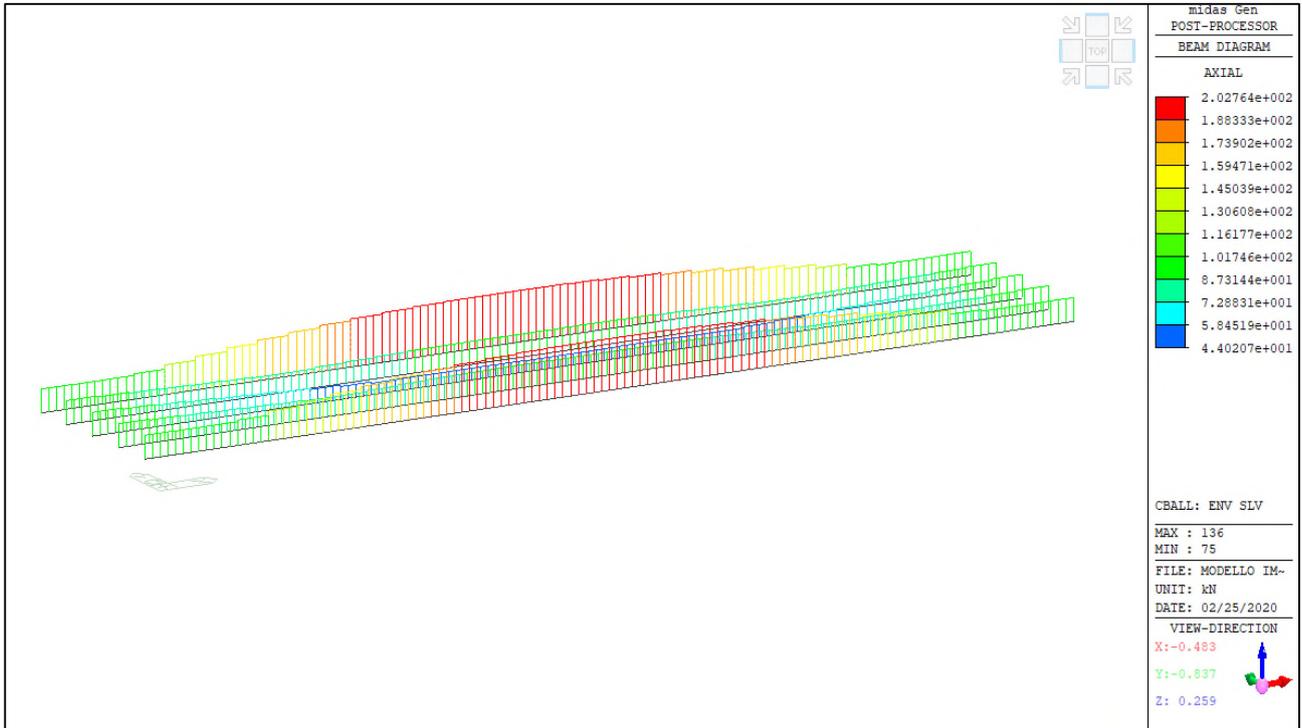
ENV - SLV– Azione tagliante (kN)



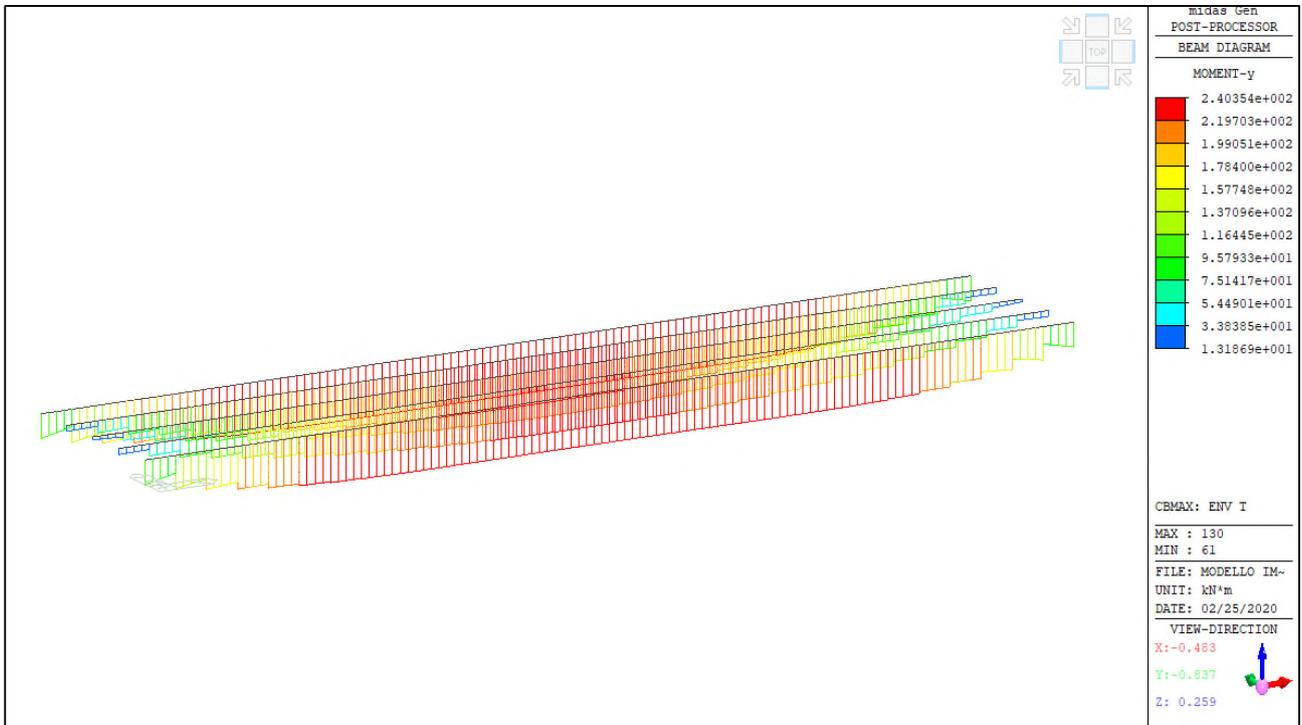
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



ENV - SLV– Azione assiale (kN)



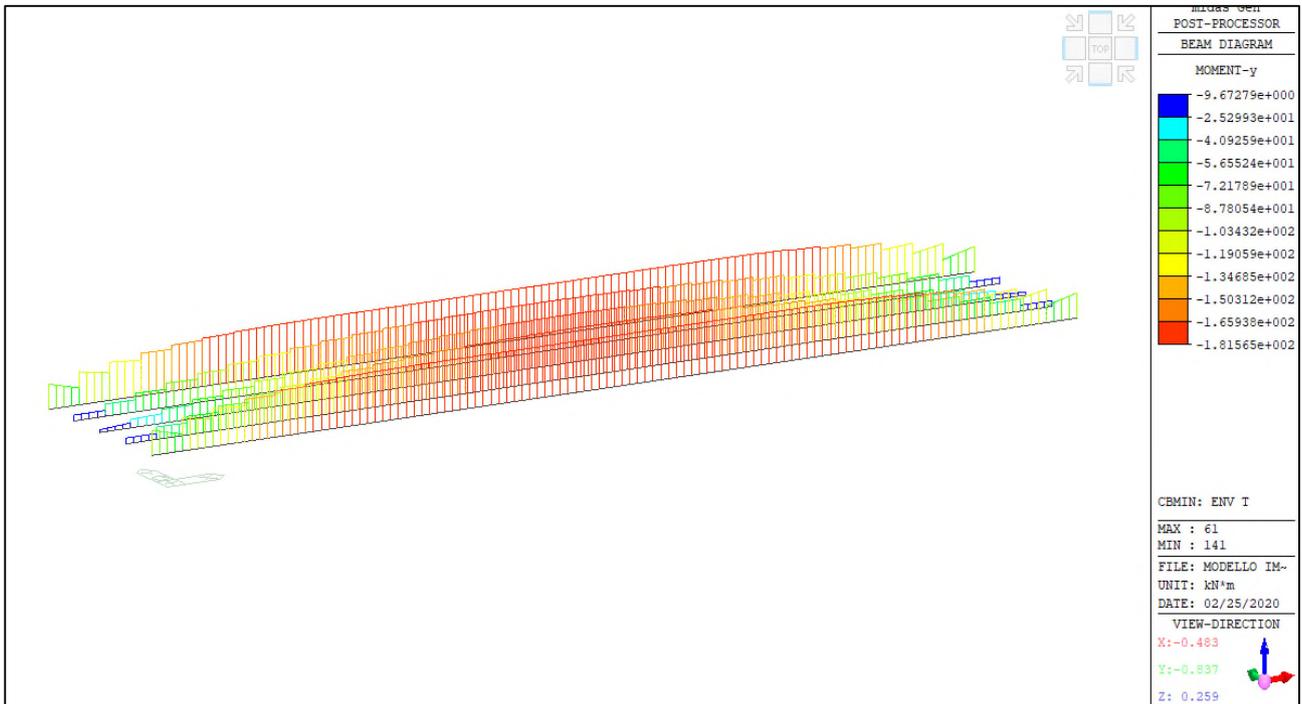
ENV MAX - T – Momento flettente My (kNm)



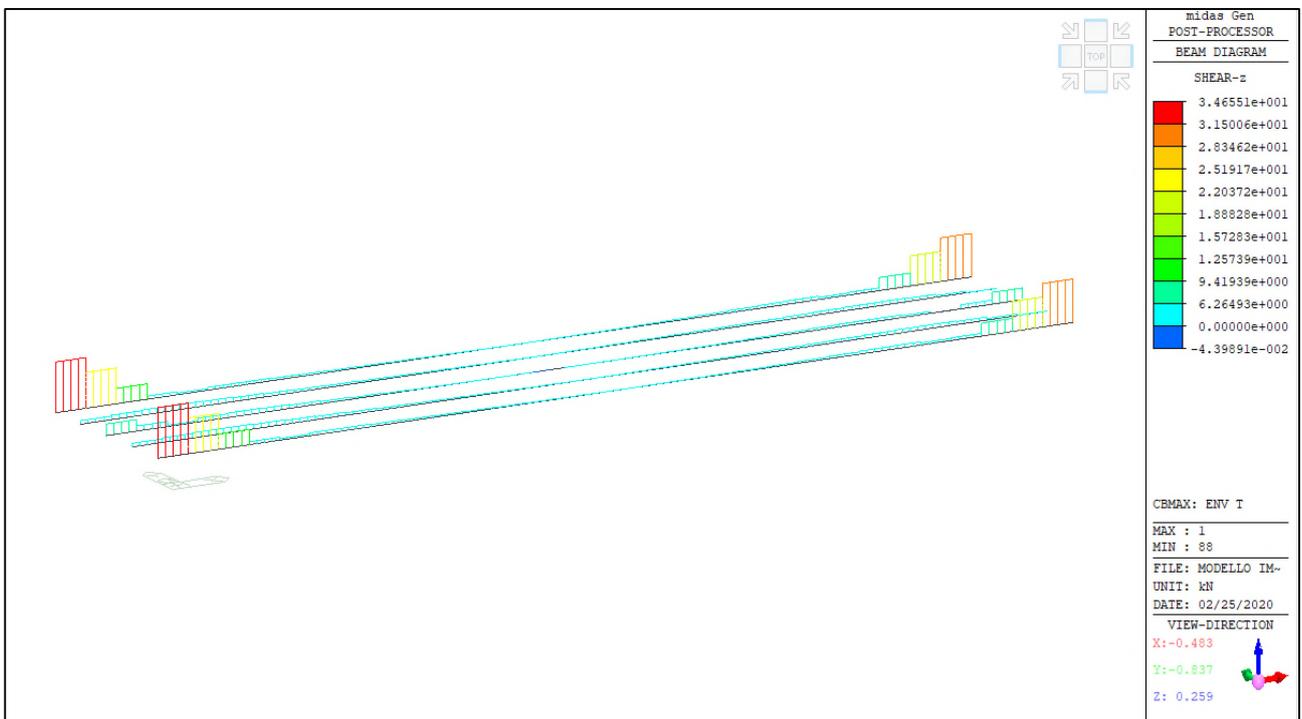
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



ENV MIN - T – Momento flettente My (kNm)



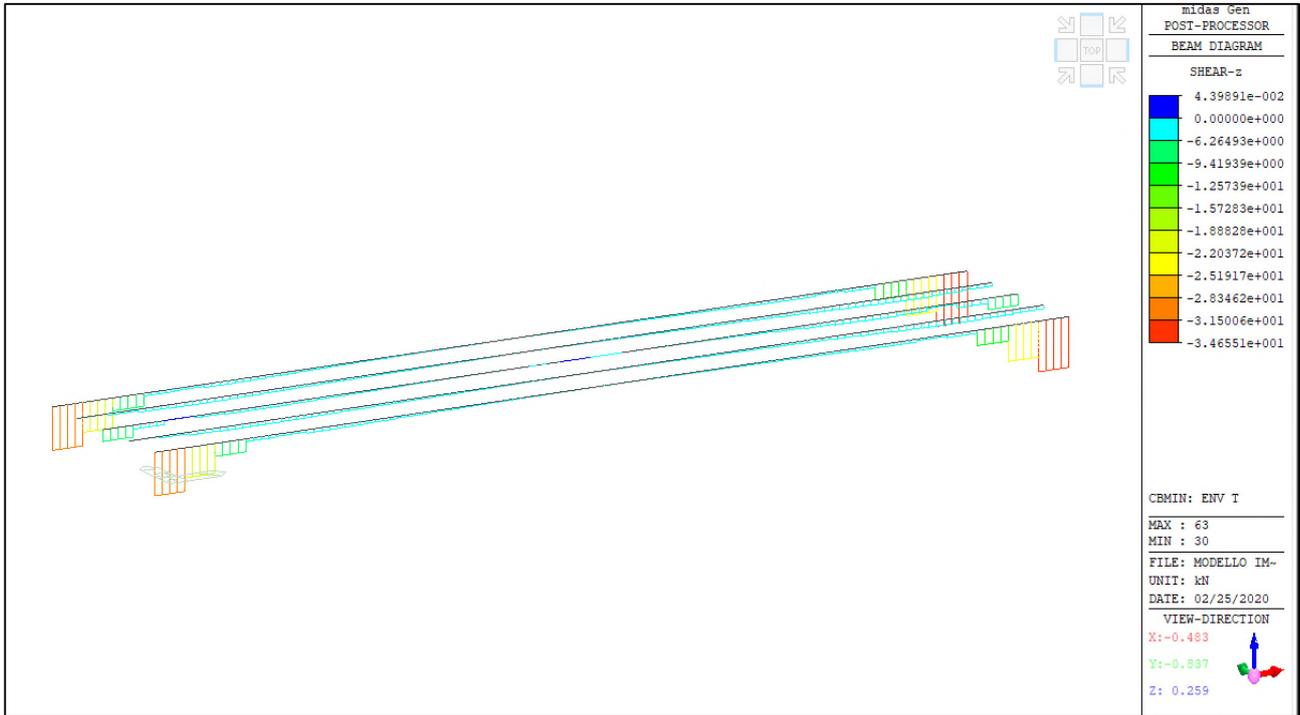
ENV MAX- T– Azione tagliante (kN)



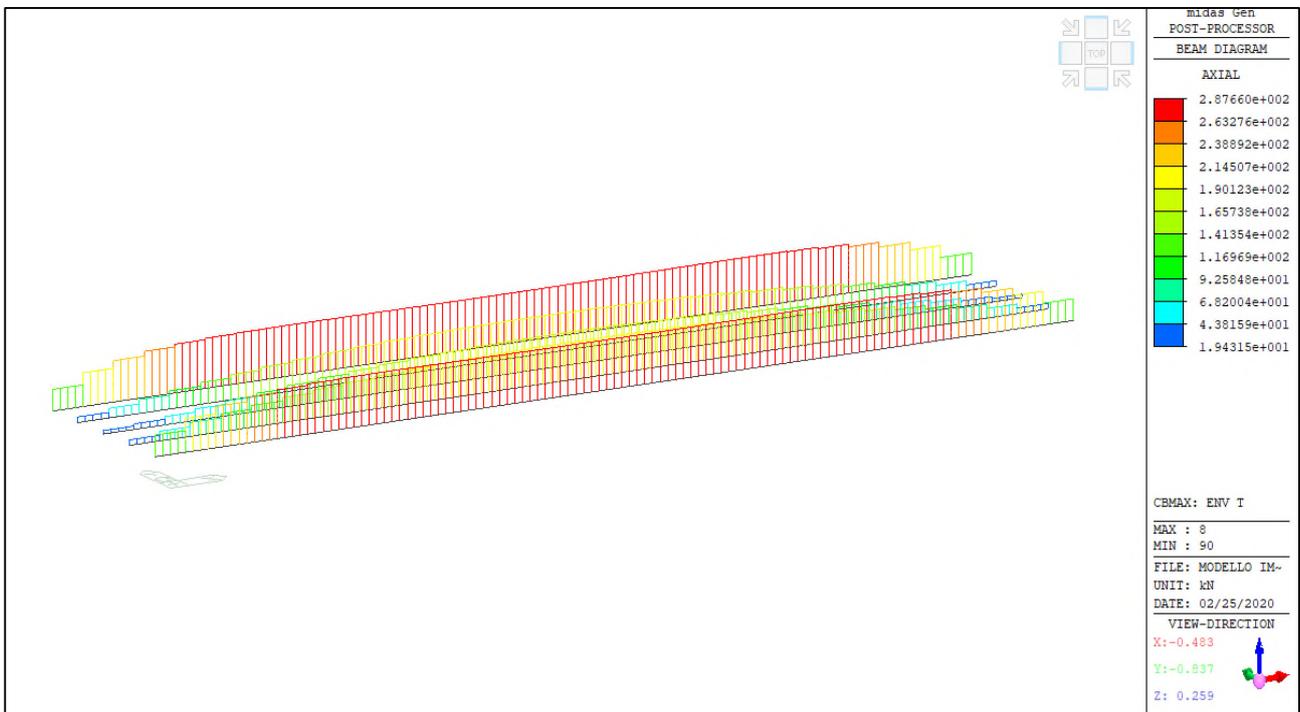
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



ENV MIN- T– Azione tagliante (kN)



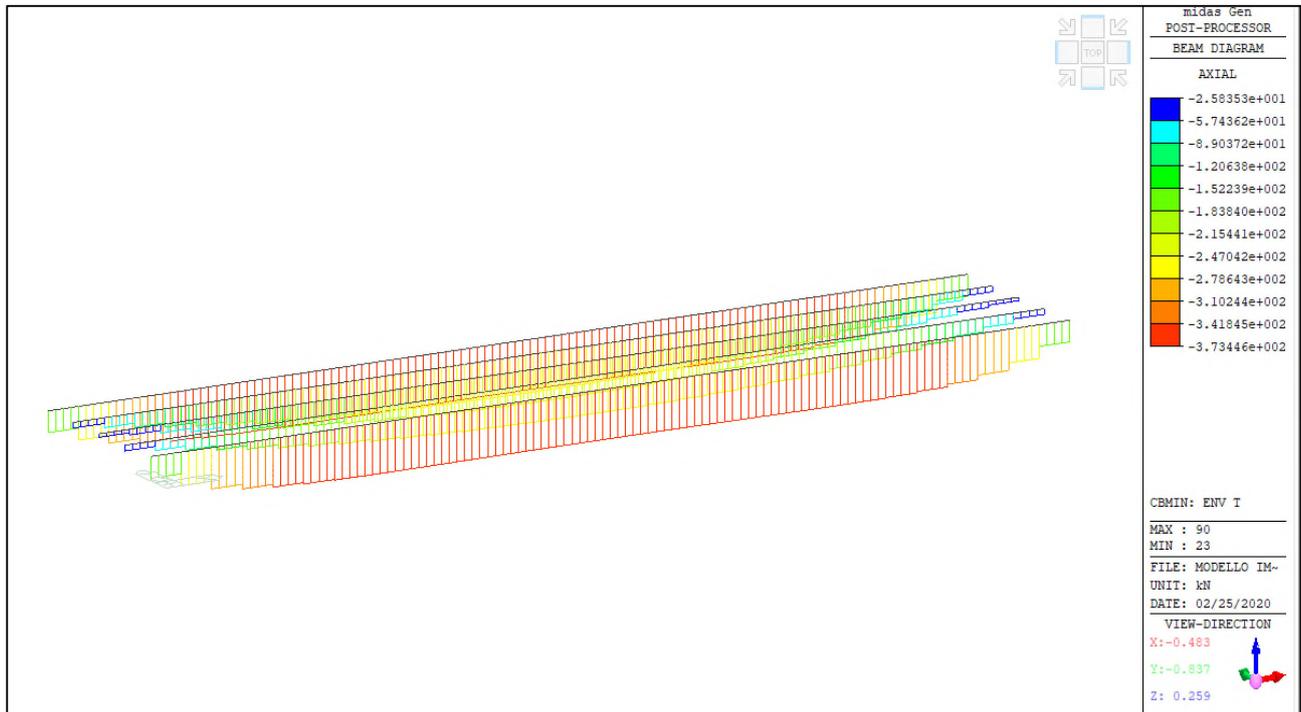
ENV MAX- T– Azione assiale (kN)



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



ENV MIN- T– Azione assiale (kN)



7. VERIFICHE STRUTTURALI TRAVI IN CAP

Di seguito si riportano le verifiche strutturali per le travi in calcestruzzo armato precompresso.

7.1 VERIFICA SLU

L'armatura è costituita da:

- 8 Φ 20 inferiori, superiori e mezzeria della trave in CAP
- Φ 14/20 inferiori e superiori della soletta
- 38 trefoli inferiori nella trave in CAP

The screenshot displays the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window shows various input and output parameters for a structural verification. Key sections include:

- Titolo:** Verifica SLU
- File:** Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008
- N° Vertici:** 14 (Zoom)
- N° barre:** 5 (Zoom)
- Armatura Precompressione:** N° cavi: 2 (Zoom)
- Table 1 (Coordinates):**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	145	0
3	145	15
4	82.5	20
5	82.5	125
6	113.75	132.5
- Table 2 (Reinforcement):**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	25.13	72.5	130
2	25.13	72.5	25
3	10.78	72.5	165
4	10.78	72.5	145
5	25.13	72.5	73
- Table 3 (Pre-stressing):**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	34.75	72.5	7.5	1037
2	18.07	72.5	11.5	1037
- Materials:** B450C, C45/55. Properties: ϵ_{su} 67.5%, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s/E_c 15, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm², τ_{c1} 2.543.
- Design Parameters:** M_{xRd} 13'183 kN m, σ_c -25.5 N/mm², σ_s 391.3 N/mm², ϵ_c 3.5‰, ϵ_s 13.06‰, d 162.5 cm, x 30.65, x/d 0.1886, δ 0.7.
- Calculation Method:** S.L.U.+, Metodo n, Tipo flessione: Retta.
- Pre-compression:** σ_{sp} 1'409 N/mm², ϵ_{sp} 20.24‰ compressa prefef.

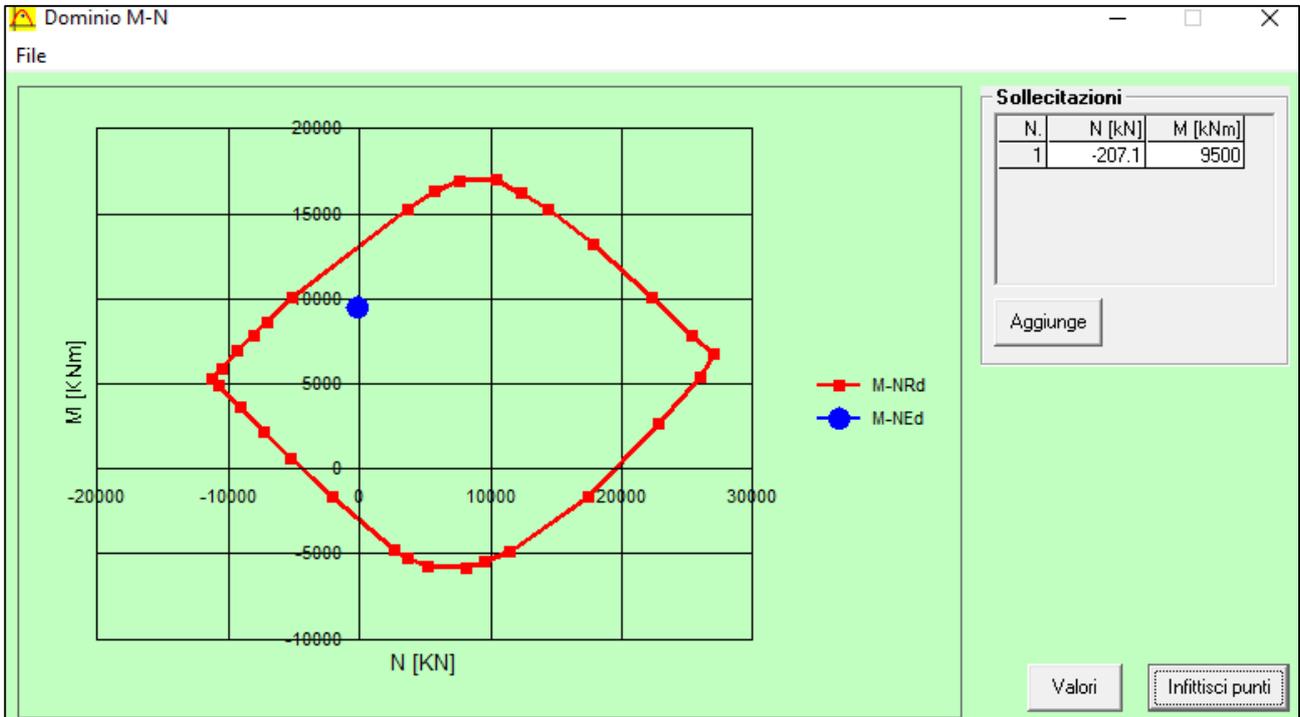
Verifica tenso-flessione – SLU



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



Dominio M-N – Verifica SLU

7.2 VERIFICA A TAGLIO

La verifica a taglio è stata condotta considerando come sezione l’anima della trave, in campata e per i primi 7.50m dall’appoggio.

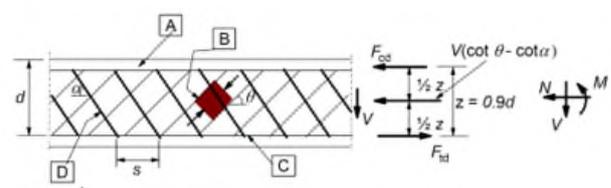
7.2.1 VERIFICA A TAGLIO – CAMPATA

L’armatura è costituita da:

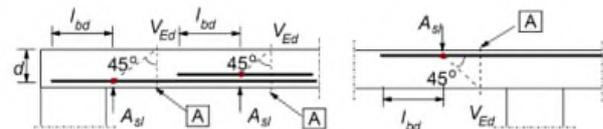
- Staffe $\Phi 10/10$, 2 bracci

verifica a taglio di una sezione rettangolare secondo EN 1992-1-1:2004:E	
geometria	
sezione trasversale	
base	B = 20 cm
altezza	H = 105 cm
copriferro (asse armatura long.)	c = 10 cm
altezza utile	d = 95 cm
braccio coppia interna	z = 85.5 cm
armatura a taglio	
numero braccia	n = 2
diametro	ϕ = 10 mm
passo	s = 10 cm
inclinazione	α = 90 °
area	A_{sw} = 1.57 cm ²
armatura longitudinale tesa	
numero barre	n_1 = 10
diametro	ϕ_1 = 24 mm
numero barre	n_2 = 0
diametro	ϕ_2 = 0 mm
area totale	A_{sl} = 45.2 cm ²
materiali	
calcestruzzo	
resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f_{ck} = 45.7 MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_c = 1.5
coeff. effetti a lungo termine	α_{cc} = 0.85
tensione di calcolo	f_{cd} = 25.9 MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	v = 0.490
tensione di calcolo bielle	$v f_{cd}$ = 12.7 MPa
acciaio	
tensione caratt. di snervamento	f_{yk} = 450.0 MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_s = 1.15
tensione di snervamento di calcolo	f_{yd} = 391.3 MPa

legenda



A - compression chord, B - struts, C - tensile chord, D - shear reinforcement



A - section considered

sollecitazioni e verifiche

taglio	V_{Ed} = 790 kN
azione assiale	N_{Ed} = 0 kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} = 149.8 kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} = 910.3 kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} = 939.4 kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ = 30.0 °
sezione	duttile
traslazione armatura long.	a_l = 74.0 cm

Verifica a taglio – Campata

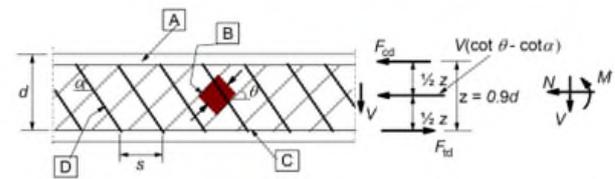
7.2.2 VERIFICA A TAGLIO – APPOGGIO (PRIMI 7.50M)

L'armatura è costituita da:

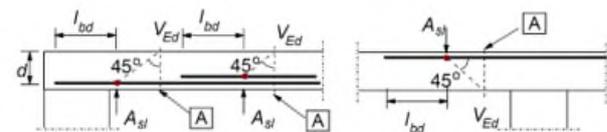
- Staffe $\Phi 14/10$, 4 bracci

verifica a taglio di una sezione rettangolare secondo EN 1992-1-1:2004:E	
geometria	
sezione trasversale	
base	B = 40 cm
altezza	H = 105 cm
copriferro (asse armatura long.)	c = 10 cm
altezza utile	d = 95 cm
braccio coppia interna	z = 85.5 cm
armatura a taglio	
numero braccia	n = 4
diametro	ϕ = 14 mm
passo	s = 10 cm
inclinazione	α = 90 °
area	A_{sw} = 6.16 cm ²
armatura longitudinale tesa	
numero barre	n_1 = 10
diametro	ϕ_1 = 24 mm
numero barre	n_2 = 0
diametro	ϕ_2 = 0 mm
area totale	A_{sl} = 45.2 cm ²
materiali	
calcestruzzo	
resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f_{ck} = 45.7 MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_c = 1.5
coeff. effetti a lungo termine	α_{cc} = 0.85
tensione di calcolo	f_{cd} = 25.9 MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	ν = 0.490
tensione di calcolo bielle	νf_{cd} = 12.7 MPa
acciaio	
tensione caratt. di snervamento	f_{yk} = 450.0 MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_s = 1.15
tensione di snervamento di calcolo	f_{yd} = 391.3 MPa

legenda



[A] - compression chord, [B] - struts, [C] - tensile chord, [D] - shear reinforcement



[A] - section considered

sollecitazioni e verifiche

taglio	V_{Ed} = 2040 kN
azione assiale	N_{Ed} = 0 kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} = 252.0 kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} = 2060.1 kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} = 2169.5 kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ = 45.0 °
sezione	duttile
traslazione armatura long.	a_l = 42.8 cm

Verifica a taglio – Appoggio



7.3 VERIFICA TENSIONALE A PRECOMPRESSIONE

Le verifiche che riportano un asterisco significano che la sola sezione di calcestruzzo non è in grado di supportare la tensione agente, dovrà essere disposta armatura lenta nella sezione.

7.3.1 VERIFICA SLE RARA

	I fase	I fase omog	II fase	II fase omog		Rck tr	550	Etrave	36416				
area cls	0.6081	0.6345	1.3786	1.4050	m ²	Rck sol	400	Esoletta	33643				
Y baricentro	0.526	0.509	1.098	1.079	m	v	1.082	1/v =	0.924				
Jx	0.168300	0.173046	0.530447	0.556611	m ⁴	Htrave	1.4						
Winf	0.319962	0.340111	0.482971	0.515658	m ³	Hsoletta	0.3						
Wsup	0.192563	0.194170	1.758198	1.736258	m ³	Bsoletta	1.45						
Wsupsoletta	-	-	0.881582	0.896920	m ³	Bomog	2.57		1.339573				
Ap	0.005282		area armatura pretesa aderente			n° trefoli	area [cm2]	Y [cm]	J [cm4]	Atot [cm2]	solo cavi bulbo inferiore		
yp	0.094		baricentro armatura pretesa aderente			I fila	25	1.39	7.50	260.625	34.75	Atot [cm2]	S [cm3]
						II fila	13	1.39	13.00	234.91	18.07		
						III fila	0	1.39	20.00	0	0		
						IV fila	0	1.39	20.00	0	0		
						V fila	0	1.39	26.00	0	0		
						VI fila	0	1.39	31.00	0	0		
						VII fila	0	1.39	36.00	0	0		
						VIII fila	0	1.39	41.00	0	0		
						IX fila	0	1.39	1.52	0	0		
							38	1.39	9.382	495.54	52.82		

TENSIONI CLS PRECOMPRESSO				
Al taglio dei trefoli:	Rckj =	35	MPa	
	$\sigma_c =$	20.3	MPa	
	$\sigma_t =$	-2.7	MPa	
In fase di esercizio:	Rck =	55	MPa	
	$\sigma_c =$	27.4	MPa	rara
	$\sigma_c =$	20.5	MPa	quasi perm.
	$\sigma_t =$	-3.2	MPa	
TENSIONI CLS NORMALE				
	Rck =	40	MPa	
	$\sigma_c =$	12.3	MPa	
	$\sigma_t =$	-2.7	MPa	

Cadute tensione di rilassamento secondo DM2008 § 11.3.3.3		
Delta σ	0.03803	
σ_{sp}	1291.309 MPa	
ρ_{1000}	2.5 classe 2 - trecce, filo o trefolo stabilizzato	
f _{pk}	1860 MPa resistenza caratteristica acciaio da precompresso	
μ	0.694252	
t	500000 ore	
Coefficiente caduta ritiro		
2area	1.2162 m2	
perimetro	7.9237 m	
h0	153 mm	
f _{ck}	45.65 MPa	f _{ck} U.R.=60%
U.R.	60%	40 0.3000
e _{c0}	0.0360%	60 0.3800
kh	0.920	45 0.3600
e _{cd, inf}	0.0331%	
e _{ca, inf}	0.0089%	
e _{CS}	0.0420%	
Coefficiente caduta viscosità		
t0	30 gg	
h0	153 mm	
viscosità	circa 2.1	



Pmax	1488	MPa	forza di precompressione massima
fpk	1860	MPa	
fp0.1k	1670	MPa	
Ap	0.005282	m ²	armatura pretesa aderente
Pm0(x)			valore iniziale di precompressione immediatamente dopo la messa in tensione
σ_{pm0}	1395	MPa	tensione nell'armatura subito dopo il trasferimento della precompressione
k7	0.75		
k8	0.85		
N ₀	7368.39	kN	forza di precompressione iniziale
A _p	0.005282	m ²	area trefoli
A _c	0.6081	m ²	area calcestruzzo
n	5.519535		coefficiente di omogeneizzazione
e	0.432184	m	braccio trefoli - baricentro sezione
e*	9.381579	cm	baricentro trefoli dal lembo inferiore
J	0.168300	m ⁴	inerzia sezione in calcestruzzo
k	1.674883		
$\Delta\sigma$	103.6909	MPa	perdita di tensione per deformazione elastica
N	6820.695	kN	forza di precompressione netta
%perdita	7.43%		

Tensioni coattive iniziali nel calcestruzzo				VERIFICHE	
Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
σ_{spi}	1291	N/mm ²	tensione iniziale nell'armatura pretesa aderente		
N	6820.69	kN	sforzo coattivo di precompressione		
M	-2830.43	kNm	momento di precompressione		
σ_{sup}	-3.8	MPa		OK	OK*
σ_{inf}	19.1	MPa		OK	OK

Di seguito si riporta la verifica eseguita sulla sezione al momento del taglio dei trefoli, da cui è possibile osservare che i valori di tensione nel calcestruzzo e nelle barre di armatura lenta sono ammissibili.



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica accidentali

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	8.04	72.5	130
2	145	0	2	25.13	72.5	25
3	145	15	3	25.13	72.5	15
4	82.5	20	4	25.13	72.5	5
5	82.5	125				
6	113.75	132.5				

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C **C45/55**

E_{su} ‰ E_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² E_{cu}
E_s N/mm² f_{cd}
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
E_{syd} ‰ σ_{c,adm}
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
τ_{c1}

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Effetti da peso proprio					
Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
N	0	kN			
M	1710.0	kNm			
σ _{sup}	8.81	MPa			
σ _{inf}	-5.03	MPa			
Tensioni risultanti:					
σ _{sup}	5.0	MPa	< 23.2 MPa - Verificato	OK	OK
σ _{inf}	14.0	MPa	< 23.2 MPa - Verificato	OK	OK
Tensioni nel baricentro acciaio preteso aderente					
σ _{ref}	13.44	MPa			



cadute di tensione nel tempo - 1° step					
Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente =		13.44	MPa		
Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente =	40%	33.79	MPa		
Cadute di tensione da fluage acciaio aderente =	40%	62.30	MPa		
Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente =	100%	39.97	MPa		
N	-718.66	kN	sforzo coattivo di precompressione		
M	298.23	kNm	momento di precompressione		
σ_{sup}	0.40	MPa			
σ_{inf}	-2.01	MPa			
Tensioni risultanti:					
σ_{sup}	5.4	MPa	< 23.2 MPa - Verificato	OK	OK
σ_{inf}	12.0	MPa	< 23.2 MPa - Verificato	OK	OK

Effetti da peso proprio soletta					
Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
N	0	kN			
M	810.0	kNm			
σ_{sup}	4.17	MPa			
σ_{inf}	-2.38	MPa			
Tensioni risultanti:					
σ_{sup}	9.6	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	OK	OK
σ_{inf}	9.7	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	OK	OK
Tensioni nel baricentro acciaio preteso aderente					
σ_{graf}	9.65	MPa			

cadute di tensione nel tempo - 2° step					
Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente =		9.65	MPa		
Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente =	60%	50.68	MPa		
Cadute di tensione da fluage acciaio aderente =	60%	67.09	MPa		
Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente =	0%	0.00	MPa		
Cadute totali nell'acciaio aderente =		253.82	MPa		
Tensione finale nell'armatura pretesa aderente =		1037.49	MPa		
N	-622.04	kN	sforzo coattivo di precompressione		
M	613.09	kNm	momento di precompressione		
$\sigma_{sup,soletta}$	0.24	MPa			
σ_{sup}	-0.09	MPa			
σ_{inf}	-1.63	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup,soletta}$	0.2	MPa			
$\sigma_{inf,soletta}$	-0.1	MPa			
σ_{sup}	9.5	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	OK	OK
σ_{inf}	8.0	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	OK	OK

**Effetti da Permanenti portati**

Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata

N	0	kN			
M	4772.0	kNm			
$\sigma_{sup,soletta}$	5.32	MPa			
σ_{sup}	2.75	MPa			
σ_{inf}	-9.25	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup,soletta}$	5.6	MPa			
$\sigma_{inf,soletta}$	2.7	MPa			
σ_{sup}	12.2	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	OK	OK
σ_{inf}	-1.2	MPa	< 20.5 MPa - Verificato	OK	OK

Effetti da Accidentali - Carico da traffico

Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata

N	-172.65	kN			
M	3990.0	kNm			
$\sigma_{sup,soletta}$	4.33	MPa			
σ_{sup}	2.18	MPa			
σ_{inf}	-7.86	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup,soletta}$	9.9	MPa			
$\sigma_{inf,soletta}$	4.8	MPa			
σ_{sup}	14.4	MPa	< 27.4 MPa - Verificato	OK	OK
σ_{inf}	-9.1	MPa	attenzione	OK	OK*



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte "Bossarino 2" – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica accidentali

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	145	0
3	145	15
4	82.5	20
5	82.5	125
6	113.75	132.5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	8.04	72.5	130
2	20.11	72.5	25

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 600 kN
M_{xEd} 2750 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Materiali

B450C **C45/55**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ



7.3.2 VERIFICA SLE FREQUENTE

In condizione frequente si ha che quando la sezione è soggetta ad un carico da traffico, si ha uno stato di trazione nel lembo inferiore dell'elemento che genera la formazione di fessure.

Effetti da Accidentali - Carico da traffico					
Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata					
N	-143.9	kN			
M	2410.0	kNm			
$\sigma_{sup,soletta}$	2.58	MPa			
σ_{sup}	1.29	MPa			
σ_{inf}	-4.78	MPa			
Tensioni risultanti:					
$\sigma_{sup,soletta}$	8.1	MPa			
$\sigma_{inf,soletta}$	3.9	MPa			
σ_{sup}	13.5	MPa	< 27.4 MPa - Verificato	OK	OK
σ_{inf}	-6.0	MPa	attenzione	OK	OK*



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica accidentali - Frequente

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	8,04	72,5	130
2	145	0	2	25,13	72,5	25
3	145	15	3	25,13	72,5	15
4	82,5	20	4	25,13	72,5	5
5	82,5	125				
6	113,75	132,5				

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1450 kN
 M_{xEd} 2090 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso



Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 1700 [mm]
Larghezza della sezione	b 1450 [mm]
Altezza utile della sezione	d 1600 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 800 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 55 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 16 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 5027 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 8 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 2513 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 45 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3.8 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 36283 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 175.5 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 72.01 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga ▾
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 5.51 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 7540 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 362500 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ 786862 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ 1232500 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ 362500 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0.02080 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.8 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000527 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0.000471 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0.000527 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 50 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 20.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 325 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0.800 [-] k_2 0.500 [-] k_3 3.400 [-] k_4 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$ 350 [mm] $s_{r,max.2}$ 2116 [mm] $s_{r,max}$ 350 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0.18 [mm]
$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	



7.4 VERIFICA SOLETTA

L'armatura è costituita da:

- $\Phi 14/20$ inferiori e superiori
- $\Phi 12/20$ inferiori
- Spilli $\Phi 12/20 \times 40$

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	30	4.5	24.8	22.4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	14	5.2	7.70	
5	14	24.8	7.70	
5	12	24.9	5.65	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5.65

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
MEd 96.8 [kNm]	MEk 71.8 [kNm]	MEk 57.44 [kNm]	MEk 51.7 [kNm]
NEd [kN]	NEk [kN]	NEk [kN]	NEk [kN]
VEd 288 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]
MRd 124.3 [kNm]	Mcr 44.3 [kNm]	Mcr 44.3 [kNm]	Mcr 44.3 [kNm]
FS 1.28	yn -7.14 [cm]	yn -7.14 [cm]	yn -7.14 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -7.6 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -6.0 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -5.4 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -38.4 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -30.7 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -27.6 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 245.4 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 196.3 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 176.7 [MPa]
	k ₂ 0.5	k ₂ 0.5	k ₂ 0.5
	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ 0.79 [%]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ 0.59 [%]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ 0.53 [%]
	Sr,max 27.6 [cm]	Sr,max 27.6 [cm]	Sr,max 27.6 [cm]
	Wk 0.218 [mm]	Wk 0.162 [mm]	Wk 0.146 [mm]

verifica a taglio di una sezione rettangolare

secondo EN 1992-1-1:2004/E

geometria

sezione trasversale

base	B	=	100	cm
altezza	H	=	30	cm
copriferro (asse armatura long.)	c	=	5.16	cm
altezza utile	d	=	24.8	cm
braccio coppia interna	z	=	22.4	cm

armatura a taglio

numero braccia	n	=	5	
diametro	ϕ	=	12	mm
passo	s	=	40	mm
inclinazione	α	=	90	°
area	A_{sw}	=	5.65	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1	=	5	
diametro	ϕ_1	=	14	mm
numero barre	n_2	=	5	
diametro	ϕ_2	=	12	mm
area totale	A_{sl}	=	13.4	cm ²

materiali

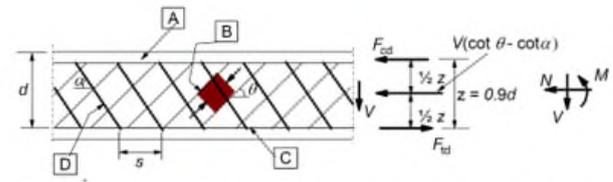
calcestruzzo

resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f_{ck}	=	33.2	MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_c	=	1.5	
coeff. effetti a lungo termine	α_{cc}	=	0.85	
tensione di calcolo	f_{cd}	=	18.8	MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	ν	=	0.520	
tensione di calcolo bielle	νf_{cd}	=	9.8	MPa

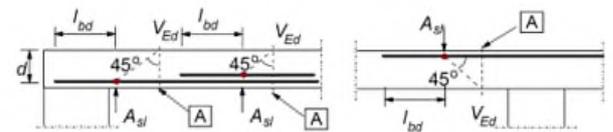
acciaio

tensione caratt. di snervamento	f_{yk}	=	450.0	MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_s	=	1.15	
tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3	MPa

legenda



[A] - compression chord, [B] - struts, [C] - tensile chord, [D] - shear reinforcement



[A] - section considered

sollecitazioni e verifiche

taglio	V_{Ed}	=	288	kN
azione assiale	N_{Ed}	=	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc}	=	147.8	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds}	=	309.2	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax}	=	754.7	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ	=	21.8	°
sezione			duttile	
traslazione armatura long.	al	=	27.9	cm



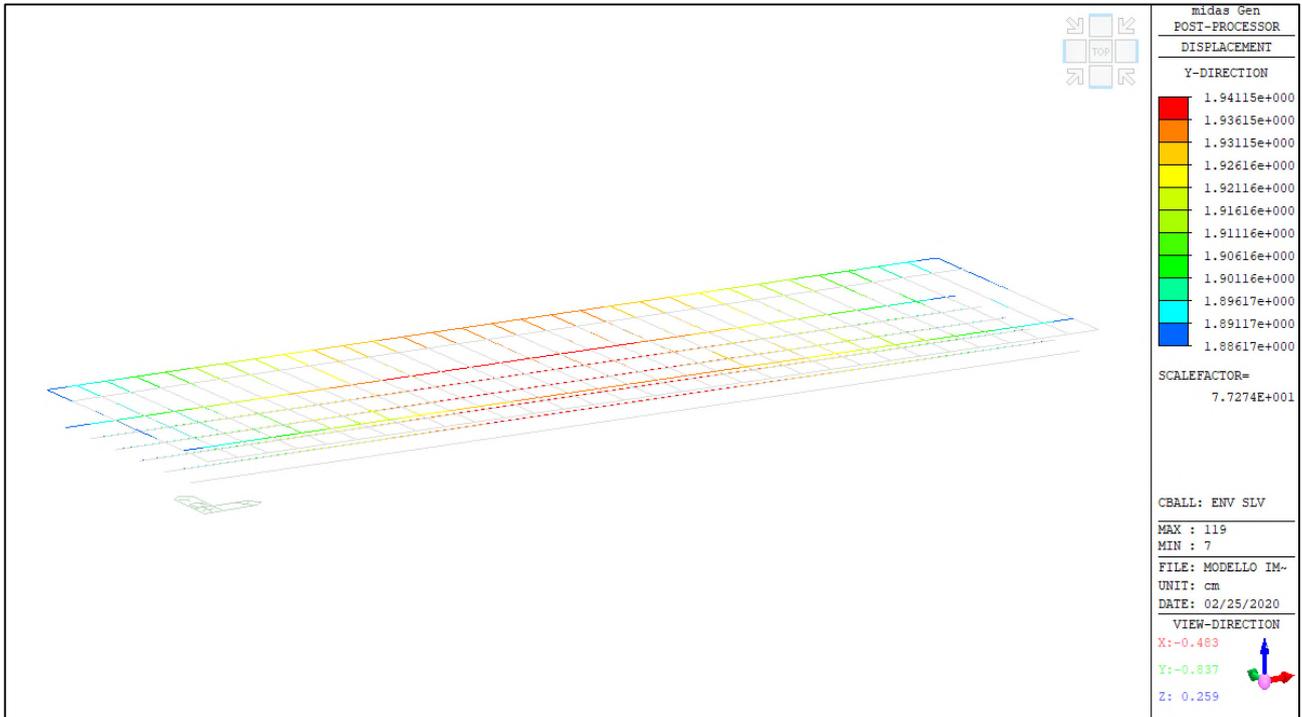
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

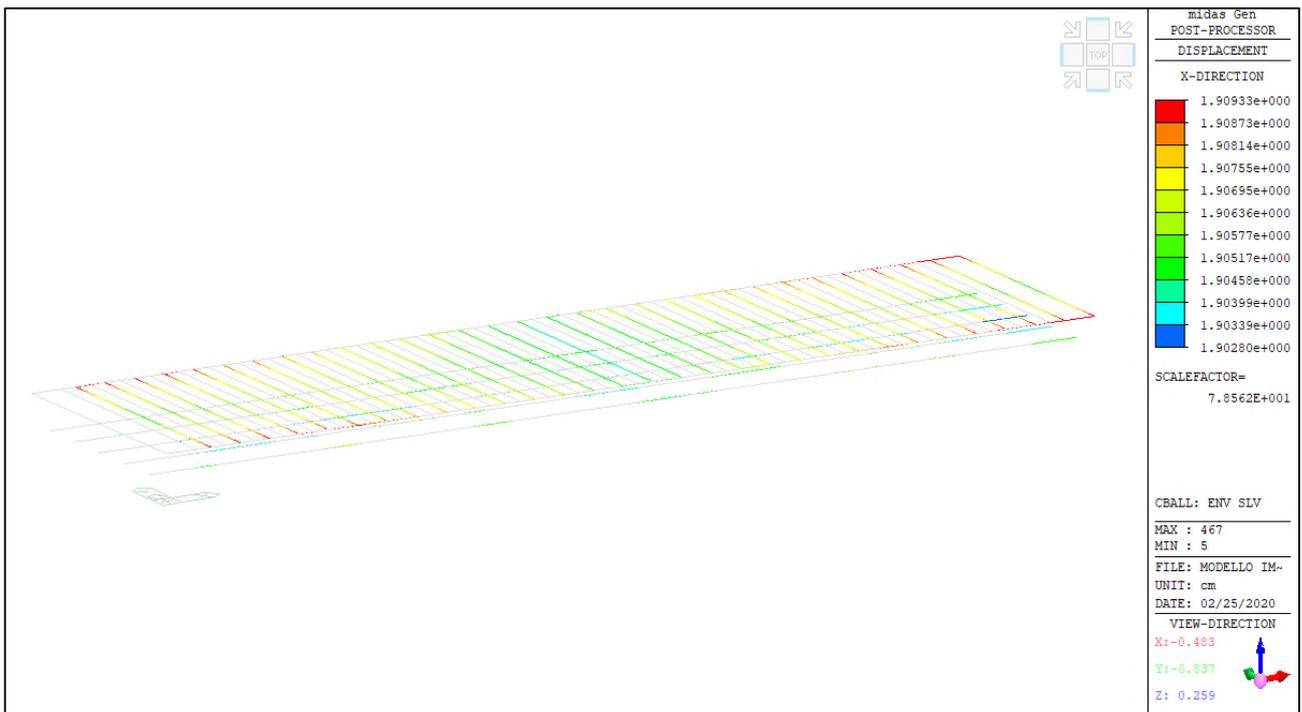
Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

7.5 VERIFICA SPOSTAMENTI IMPALCATO

Di seguito si riportano gli spostamenti orizzontali dell'impalcato.



ENV - SLV – Spostamenti orizzontali (DY) massimi



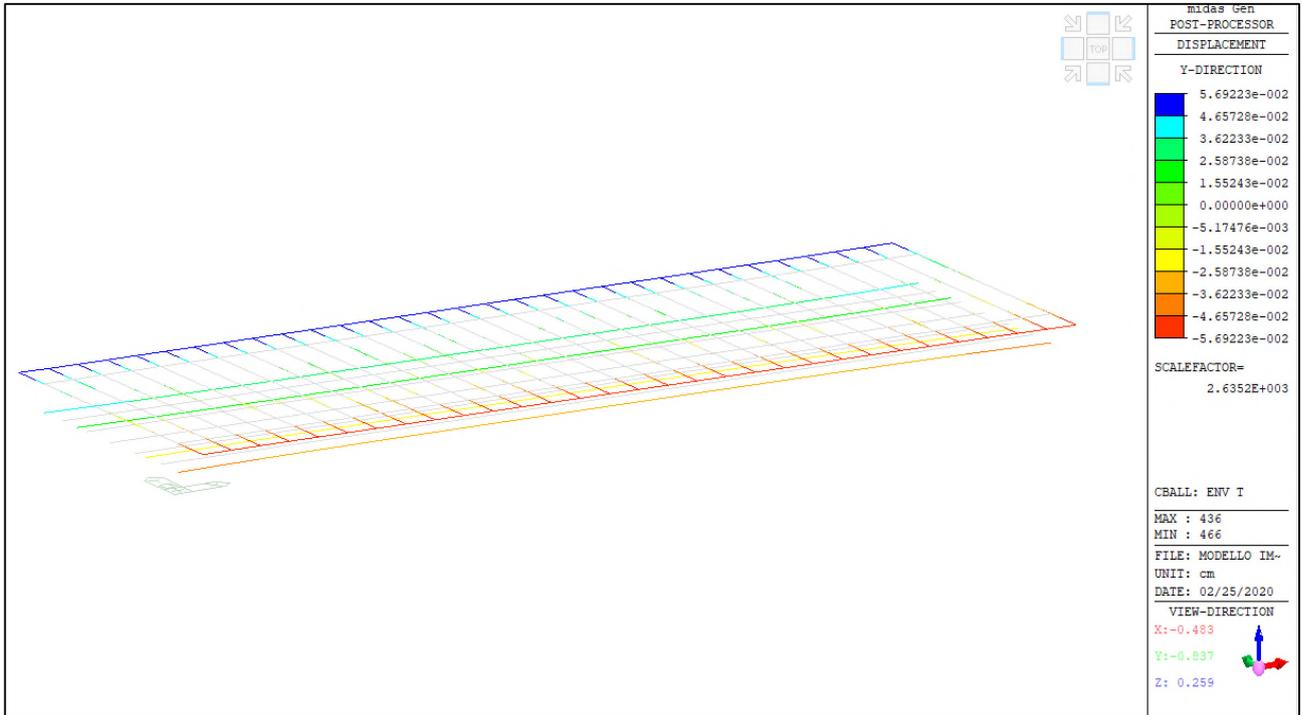
ENV - SLV – Spostamenti orizzontali (DX) massimi



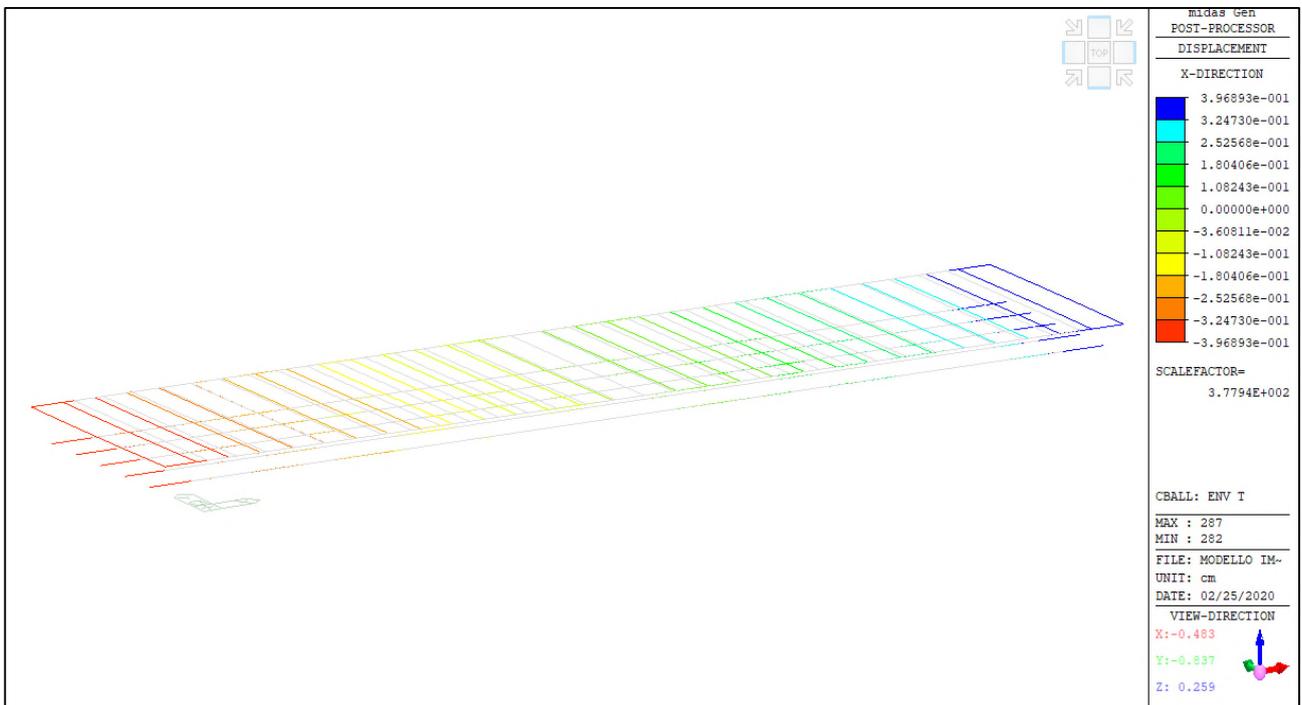
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

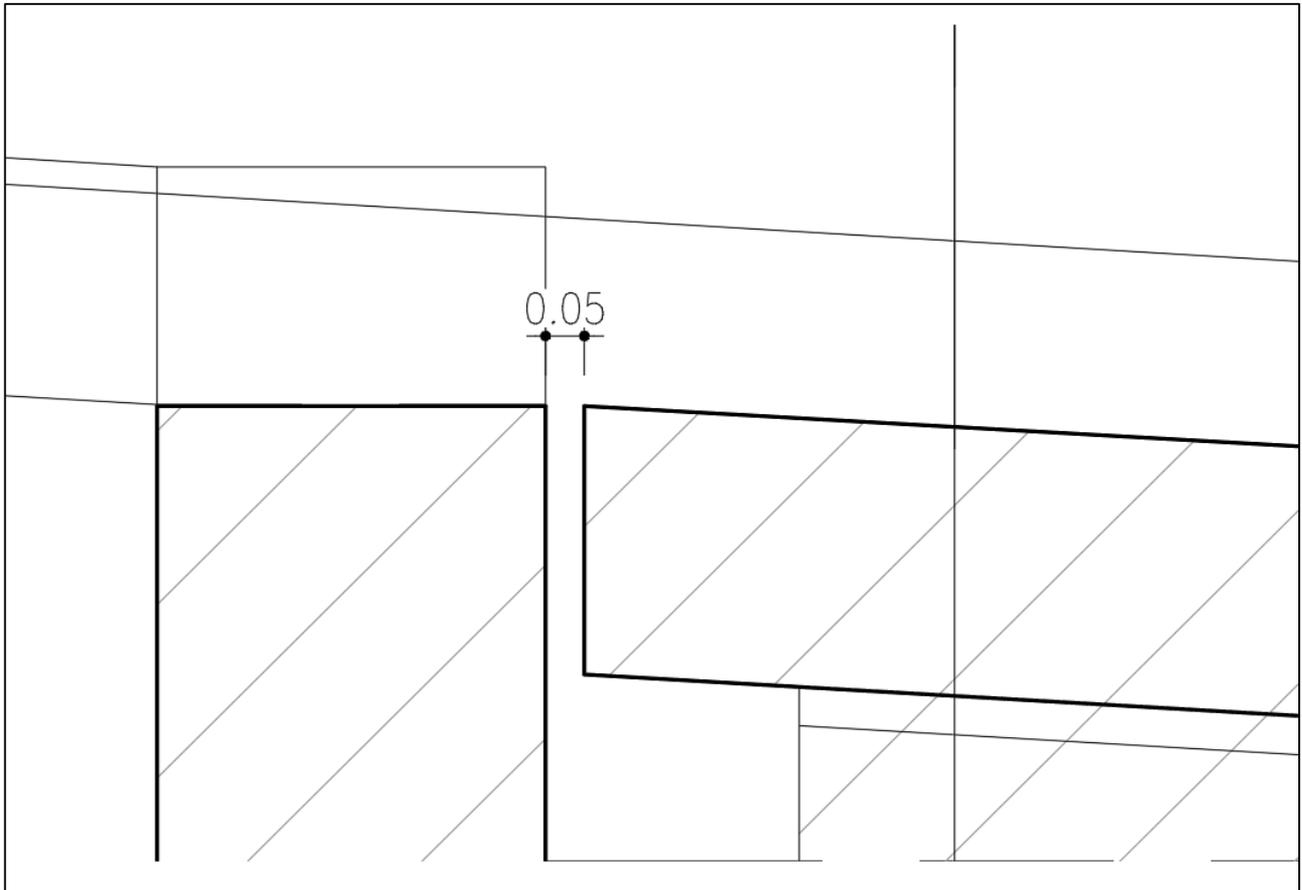
Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato



ENV - T – Spostamenti orizzontali (DY) massimi



ENV - T – Spostamenti orizzontali (DX) massimi



Giunto tra elemento verticale e l'impalcato

Il giunto tra l'elemento verticale e l'impalcato risulta verificato in quanto lo spostamento massimo orizzontale dovuto al sisma è pari a 1.9 cm mentre quello dovuto all'azione termica pari a 0.39 cm, entrambi inferiori a 5 cm.