

S.G.C. E78 GROSSETO – FANO

Tratto Siena Bettolle (A1)

Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena–Ruffolo (Lotto 0)

PROGETTO DEFINITIVO

COD. FI-81

R.T.I. di PROGETTAZIONE: Mandataria Mandante



PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Formichi – Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Stefano Muffato – Sinergo SpA
Ordine Ing. di Venezia n. 2087

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzanatica – Pro Iter srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Enrico Moretti – Erre.vi.a. srl
Ordine Ing. di Milano n. 16237

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. Raffaele Franco Carso



PROTOCOLLO

DATA

06 - OPERE D'ARTE

06.04 - Opere d'arte maggiori - Cavalcavia

06.04.02 - Ponte Ferroviario linea Siena Bonconvento (PO.04)

Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO

NOME FILE
T00CV02STRRE01A.pdf

REVISIONE

SCALA

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

DPFI0081

D

20

CODICE ELAB.

T00CV02STRRE01

B

-

D

C

B

Revisione per istruttoria ANAS

Maggio 2021

Malandrini

Imbiscuso

Muffato

A

Emissione

Ottobre 2020

Malandrini

Imbiscuso

Caobianco

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1. OGGETTO E DESCRIZIONE DELLE OPERE	6
2. NORMATIVE E CODICI DI RIFERIMENTO.....	8
2.1 NORMATIVA NAZIONALE COGENTE	8
2.2 NORME DI RIFERIMENTO.....	8
2.2.1 <i>Norme UNI</i>	8
2.2.2 <i>Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN</i>	8
2.2.3 <i>Norme CNR</i>	8
2.2.4 <i>Specifiche RFI</i>	9
3. VITA NOMINALE E CLASSI D'USO	10
4. MATERIALI.....	11
4.1 ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA	11
4.1.1 <i>Caratteristiche meccaniche</i>	11
4.1.2 <i>Coefficienti parziali di sicurezza</i>	11
4.1.3 <i>Classe di resilienza</i>	11
4.2 COLLEGAMENTI	13
4.2.1 <i>Bulloni</i>	13
4.2.2 <i>Saldature</i>	14
4.3 DETTAGLI DI FATICA	14
4.4 BARRE IN ACCIAIO DA C.A. AD ADERENZA MIGLIORATA	15
4.5 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI ED ELEVAZIONI.....	16
4.6 CALCESTRUZZO PER PALI.....	16
4.7 MATERIALE DEL RILEVATO A MONTE DELLA SPALLA	17
5. PARAMETRI GEOTECNICI.....	18
6. STRUMENTI	20
6.1 SOFTWARE IMPIEGATI	20
6.2 MODELLAZIONE FEM.....	20
6.2.1 <i>Presenza del cassone porta ballast</i>	23
6.2.2 <i>Elementi metallici</i>	24
6.2.3 <i>Elementi fittizi</i>	24
6.2.4 <i>Condizioni al contorno (schema statico)</i>	24
7. ANALISI DEI CARICHI	25
7.1 PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)	25
7.1.1 <i>Carpenteria metallica</i>	25
7.1.2 <i>Cassone porta ballast</i>	25
7.1.3 <i>carichi permanenti portati (G2)</i>	25
7.1.3.1 Passerella.....	25
7.1.3.2 Cavidotto impianto tecnologico.....	25
7.1.3.3 Barriera antirumore.....	25
7.1.3.4 Armamento e ballast	25
7.2 CARICHI DA TRAFFICO FERROVIARIO (Q)	26
7.2.1 <i>Fattore α</i>	26
7.2.2 <i>Treno convenzionale di carico LM71</i>	26
7.2.3 <i>Treno convenzionale di carico SW/2</i>	26
7.2.4 <i>Eccentricità dei carichi ferroviari (solo LM71)</i>	27
7.2.5 <i>Treno scarico</i>	27
7.2.6 <i>Effetti dinamici e fattore dinamico Φ</i>	28

7.2.7	Forza centrifuga	30
7.2.7.1	Serpeggiamento.....	31
7.2.8	Avviamento e frenatura	31
7.3	RAPPRESENTAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI	32
7.4	DERAGLIAMENTO AL DI SOPRA DEL PONTE.....	38
7.4.1	<i>Situazione 1</i>	38
7.4.2	<i>Situazione 2</i>	39
7.5	CARICHI DA TRAFFICO FERROVIARIO PER LA VERIFICA A FATICA.....	39
7.5.1	<i>Metodo dei coefficienti λ</i>	40
7.6	CEDIMENTI DIFFERENZIALI FONDAZIONALI.....	43
7.7	AZIONE TERMICA (T).....	43
7.8	AZIONE DEL VENTO (W)	43
7.9	RESISTENZE PARASSITE NEI VINCOLI.....	46
7.10	AZIONE SISMICA (E).....	47
7.10.1	<i>Parametri di analisi</i>	47
7.10.2	<i>Analisi Modale</i>	54
7.10.2.1	Analisi delle masse.....	54
7.10.2.2	Vincoli applicati alla struttura.....	55
7.10.2.3	Contributo di rigidità delle sottostrutture	55
7.10.2.4	Modi propri di vibrare della struttura.....	55
7.10.3	<i>Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica</i>	57
8.	COMBINAZIONI E FATTORI	59
9.	VERIFICHE DEI DIAGONALI	62
9.1	RESISTENZA SLU	62
9.2	STABILITÀ SLU.....	67
9.3	FATICA.....	68
10.	ELEMENTI VERTICALI	70
10.1	RESISTENZA SLU	70
10.2	STABILITÀ SLU.....	73
11.	VERIFICHE DEL CORRENTE INFERIORE	74
11.1	RESISTENZA SLU	74
11.2	STABILITÀ SLU	78
11.3	FATICA.....	78
12.	CORRENTE SUPERIORE	80
12.1	RESISTENZA SLU	80
12.2	STABILITÀ SLU.....	84
12.2.1	<i>Conci CS1 e CS2:</i>	84
12.2.2	<i>Conci CS3:</i>	84
12.2.3	<i>Conci CS4:</i>	85
12.3	FATICA.....	85
13.	TRAVERSI INFERIORI	88
13.1	RESISTENZA SLU	88
13.2	STABILITÀ SLU.....	91
13.3	FATICA.....	92
13.3.1	<i>Verifica profilo saldato trasverso</i>	92
13.3.2	<i>Verifica unione saldata trasverso-corrente</i>	93
13.3.3	<i>Verifica unione bullonata del trasverso</i>	93

14. TRAVERSI SUPERIORI	95
14.1 RESISTENZA SLU	95
14.2 STABILITÀ SLU.....	98
14.3 FATICA.....	99
15. CONTROVENTI INFERIORI	101
15.1 RESISTENZA SLU	101
15.2 STABILITÀ SLU.....	103
16. CONTROVENTI SUPERIORI	104
16.1 RESISTENZA SLU	104
16.2 STABILITÀ SLU.....	107
17. VERIFICA DI DEFORMABILITA'	108
17.1 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ GLOBALE	108
17.1.1 <i>Inflessione nel piano verticale dell'impalcato</i>	108
17.1.2 <i>Inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato</i>	109
17.1.3 <i>Verifica delle deformazioni torsionali</i>	110
17.2 VERIFICA DEL COMFORT DEI PASSEGGERI	111
18. VERIFICA DEL RITEGNO SISMICO TRASVERSALE	114
19. REAZIONI VINCOLARI AGLI APPOGGI	117
19.1 VALORI DI PROGETTO PER I DISPOSITIVI DI APPOGGIO	117
20. SPOSTAMENTI AI GIUNTI.....	119
20.1 VALORI DI PROGETTO PER I GIUNTI DI SPALLA	119
21. SCARICHI IN FONDAZIONE.....	120
22. CARICHI APPLICATI SU SPALLE E FONDAZIONI.....	122
22.1 PESI PROPRI STRUTTURALI.....	122
22.2 CARICHI DERIVANTI DALL'IMPALCATO	122
22.3 AZIONE DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE	122
22.4 SOVRACCARICO ACCIDENTALE A TERGO SPALLA.....	123
22.5 RESISTENZE PARASSITE NEI VINCOLI.....	123
22.6 AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE	123
22.6.1 <i>Spinta sismica delle terre in direzione longitudinale</i>	123
22.6.2 <i>Spinta sismica delle terre in direzione trasversale</i>	124
22.6.3 <i>Spinte inerziali dovute al sisma</i>	124
22.6.4 <i>Spinta inerziale impalcato su paraghiaia in condizione SLC</i>	125
22.7 COMBINAZIONE DEI CARICHI E CRITERI DI ROTTURA.....	126
22.7.1 <i>Combinazioni delle azioni</i>	126
23. VERIFICHE STRUTTURALI DELLA SPALLA	128
23.1 MODELLAZIONE FEM.....	128
23.2 CARICHI APPLICATI	129
23.2.1 <i>Spinta statica del terreno</i>	129
23.2.2 <i>Peso proprio del terreno</i>	129
23.2.3 <i>Sovraccarico accidentale</i>	130
23.2.4 <i>Spinta terreno in fase sismica (longitudinale)</i>	130
23.2.5 <i>Spinta terreno in fase sismica (trasversale)</i>	131
23.2.6 <i>Spinta inerziale del terreno (longitudinale)</i>	131
23.2.7 <i>Spinta inerziale del terreno (trasversale)</i>	132

23.2.8	Spinta inerziale delle strutture (trasversale).....	132
23.2.9	Spinta inerziale delle strutture (longitudinale)	133
23.2.10	Spinta inerziale SLC impalcato.....	133
23.2.11	Scarichi impalcato SLE Nmax	134
23.2.12	Scarichi impalcato SLE Nmin	134
23.2.13	Scarichi impalcato SLU Nmax	135
23.2.14	Scarichi impalcato SLU Nmin	135
23.2.15	Scarichi impalcato SLV Trasversale	136
23.2.16	Scarichi impalcato SLV Longitudinale.....	136
23.2.17	Scarichi impalcato SLV Verticale.....	137
23.2.18	Resistenza parassita dei vincoli.....	137
24.	VERIFICHE SLU	138
24.1.1	Struttura in elevazione: paraghiaia	138
24.1.2	SLU.....	138
24.1.3	Verifiche della struttura in elevazione lungo XX.....	141
24.1.4	Verifica a taglio della struttura in elevazione.....	142
24.1.5	Muri laterali.....	143
24.1.6	SLU.....	143
24.1.7	Verifica dei muri laterali	146
24.1.8	Verifica a taglio della struttura di fondazione	147
24.2	STRUTTURA DI FONDAZIONE	148
24.2.1	SLU.....	148
24.2.2	Verifica della struttura di fondazione.....	151
24.2.3	Verifica a taglio della struttura di fondazione	152
25.	VERIFICA RITEGNO SISMICO TRASVERSALE.....	153
26.	VERIFICA DEI BAGGIOLI.....	154
27.	VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE	155
28.	STIMA ANALITICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE PER CARICO VERTICALE .	157
29.	SOLLECITAZIONI AGENTI.....	159
30.	COSTANTE DI WINKLER ORIZZONTALE PER I PALI	161
30.1	VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI	166
30.1.1	Calcolo capacità portante pali	167
30.1.2	Verifica a carico limite orizzontale	170

1. OGGETTO E DESCRIZIONE DELLE OPERE

La presente relazione ha come oggetto il dimensionamento e la verifica dell'impalcato del nuovo ponte ferroviario sullo svincolo di Ruffolo nei pressi di Siena (SI).

Le figure che seguono descrivono i tratti essenziali delle strutture oggetto di verifica.

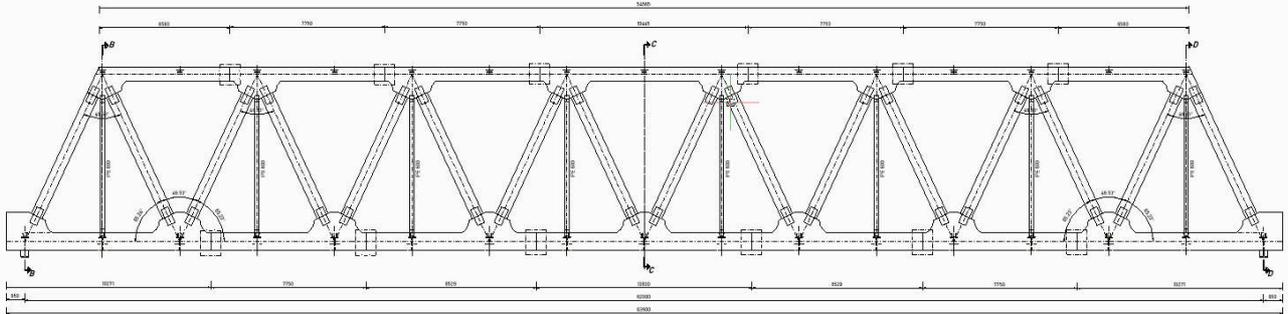


Figura 1: aspetto generale dell'impalcato - prospetto

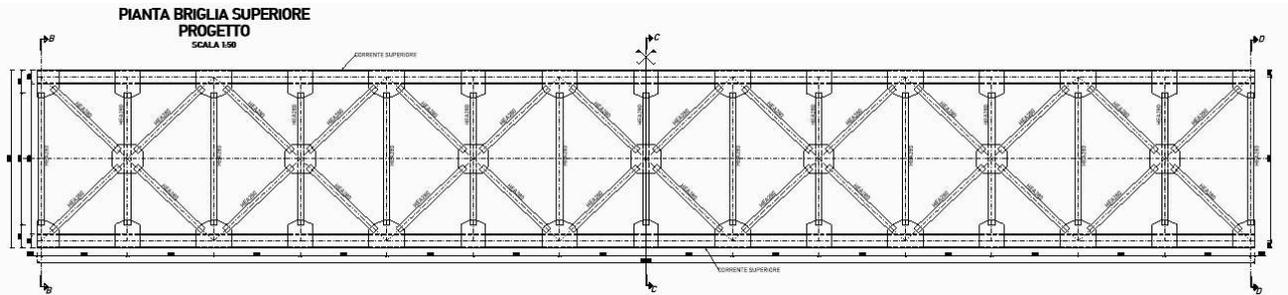


Figura 2: aspetto generale dell'impalcato - pianta superiore

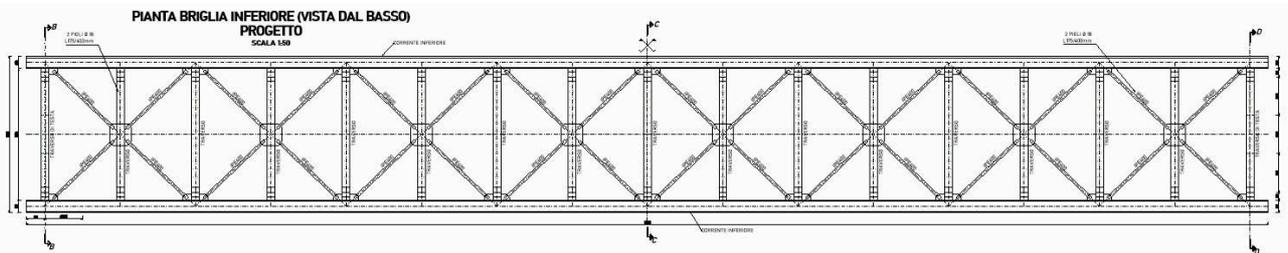


Figura 3: aspetto generale dell'impalcato - pianta inferiore

Le principali caratteristiche strutturali della sovrastruttura sono riportate di seguito (per ulteriori dettagli sul ponte, fare riferimento alla documentazione del progetto).

Tipologia strutturale	Ponte metallico a struttura reticolare, con impalcato composto da diagonali, trasversi, elementi verticali e travi catena
Schema statico verticale	Isostatico in semplice appoggio, singola campata
Numero di binari	Impalcato a singolo binario
Materiale	L'acciaio previsto è tipo S355K2W
Posizionamento tracciato	Andamento planimetrico in curva con raggio R=375m Profilo altimetrico piatto
Elevazione	Elevazione della catena superiore rispetto alla catena inferiore: $f = 8,40$ m (Rapporto $f/L = 8.4/62 = 1/7.38$)
Schema statico	Iperstatico (spalla mobile: 1 multidirezionale + 1 longitudinale)

orizzontale	unidirezionale; spalla fissa: 1 dispositivo di supporto fisso + 1 trasversale unidirezionale)
Dispositivi di appoggio	Appoggi in elastomero armato confinato
Giunti di spostamento e dilatazione	Ad entrambe le estremità dell'impalcato
Giunti di spostamento dei binari	Previsto 1 giunto di rotaia lato spalla mobile
Lunghezza campata	62.00 m fra gli appoggi
Tipo di armamento	Su ballast, con cassone in calcestruzzo non collaborante
Velocità di linea	V =160 km/h
Controventature	Mediante campi controventati con aste metalliche nel piano orizzontale superiore ed inferiore dell'impalcato

2. NORMATIVE E CODICI DI RIFERIMENTO

I seguenti codici sono presi a riferimento per la progettazione:

2.1 Normativa nazionale cogente

- [1] Legge 5 novembre 1971, N. 1086 – Norme 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 (NTC)
- [3] C.M. 21/01/2019 n.7 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018

2.2 Norme di riferimento

In ottemperanza a NTC §12, per riferimenti di calcolo o in mancanza di specifiche indicazioni si farà inoltre riferimento alle seguenti:

2.2.1 Norme UNI

- [4] UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- [5] UNI EN 206: 2017 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

2.2.2 Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN

(Con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali, la lista che segue è indicativa e non esaustiva dei codici eventualmente utilizzati nel seguito)

- [6] UNI EN 1991-1-5:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- [7] UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [8] UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [9] UNI EN 1993-1-5:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- [10] UNI EN 1993-1-8:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- [11] UNI EN 1993-2:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio
- [12] UNI EN 1993-1-10:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
- [13] UNI EN 1993-1-11:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
- [14] UNI EN 1994-1-1:2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [15] UNI EN 1994-2:2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

2.2.3 Norme CNR

Per eventuali ulteriori riferimenti si sono considerate anche le Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.):

- [16] CNR-DT207-2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- [17] CNR-UNI 10011/97 Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- [18] CNR-UNI 10016/98 Travi composte acciaio-calcestruzzo: istruzioni per il calcolo e l'esecuzione;
- [19] CNR-UNI 10030/87 Anime irrigidite di travi in parete piena

2.2.4 **Specifiche RFI**

- [20] RFI DTC SICS MA IFS 001 A - manuale di progettazione delle opere civili - 30/12/2016
- [21] RFI DTC SICS SP IFS 001 B - capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – 30/12/2016.

3. VITA NOMINALE E CLASSI D'USO

In accordo con [20] si definiscono i seguenti:

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [ANNI] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) - La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere. (2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,0
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITA' FERROVIARIA	C III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,0

Da cui: $V_r = V_n \times C_u = 75 \times 1.00 = 75$ anni.

4. MATERIALI

4.1 Acciaio da carpenteria metallica

S355K2 e S275 J2 (UNI EN10025-1, 2)

Elementi principali:

Sezioni saldate di archi, catene, traversi di testata dell'impalcato e relativi piatti irrigiditori

Secondo capitolato RFI parte II - §6.6 - staffe di appensione secondo capitolato RFI parte II - §12.13

Elementi secondari:

Sezioni saldate di longherine, traversi intermedi dell'impalcato, traversi di stabilizzazione dell'arco, controventi di stabilizzazione di impalcato ed archi, relativi piatti irrigiditori secondo capitolato RFI parte II - §6.6

4.1.1 Caratteristiche meccaniche

Modulo elastico:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Coefficiente di dilatazione termica:

$$\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

S355:

Resistenza allo snervamento (sp. $t \leq 40\text{mm}$):

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

Resistenza ultima ($t \leq 40\text{mm}$):

$$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$$

Resistenza allo snervamento (sp. $40 < t \leq 80\text{mm}$):

$$f_{yk} = 335 \text{ MPa}$$

Resistenza ultima ($40 < t \leq 80\text{mm}$):

$$f_{tk} = 490 \text{ MPa}$$

4.1.2 Coefficienti parziali di sicurezza

Resistenza sezioni (cl. 1÷4):

$$\gamma_{s,M0}$$

= 1.05

Resistenza instabilità membrature (ponti ferroviari):

$$\gamma_{s,M1} = 1.10$$

Resistenza sezioni indebolite dai fori:

$$\gamma_{s,M2} = 1.25$$

Resistenza a fatica, rispetto a $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$:

$$\gamma_{M,f} = 1.35$$

4.1.3 Classe di resilienza

S355K2 Resilienza KV: 40J per $T = -20^\circ\text{C}$

La classe di resistenza adottata è la K2 temperature di servizio $T_{Ed} = -20^\circ\text{C}$, spessore massimo e la tensione massima corrispondente in combinazione frequente sono date dalla tab.9 UNI EN 10025-2:2005.

Table 1-1: Maximum permissible values of element thickness in mm

Steel grade	Sub-grade	Charpy energy CVN at T [°C]	J _{min}	Reference temperature T _{ref} [°C]																				
				σ _{E0.75} = 0,75 f _y (t)					σ _{E0.50} = 0,50 f _y (t)					σ _{E0.25} = 0,25 f _y (t)										
				10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20	90	75	65	55	45	40	35	135	115	100	85	75	65	60
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30	125	105	90	75	65	55	45	175	155	135	115	100	85	75
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40	170	145	125	105	90	75	65	200	200	175	155	135	115	100
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15	80	70	55	50	40	35	30	125	110	95	80	70	60	55
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25	115	95	80	70	55	50	40	165	145	125	110	95	80	70
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35	155	130	115	95	80	70	55	200	190	165	145	125	110	95
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45	180	155	130	115	95	80	70	200	200	190	165	145	125	110
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65	200	200	180	155	130	115	95	230	200	200	200	190	165	145
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	10	5	85	55	45	40	30	25	25	110	95	80	70	60	55	45
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30	150	130	110	95	80	70	60
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25	135	110	95	80	65	55	45	200	175	150	130	110	95	80
	K2, L,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	200	175	150	130	110	95
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80	210	200	200	200	175	150	130
S420	M,N	-20	40	95	80	65	55	45	35	30	140	120	100	85	70	60	50	200	185	160	140	120	100	85
	ML,NL	-50	27	135	115	95	80	65	55	45	190	165	140	120	100	85	70	200	200	200	185	160	140	120
S460	Q	-20	30	70	60	50	40	30	25	20	110	95	75	65	55	45	35	175	155	130	115	95	80	70
	M,N	-20	40	90	70	60	50	40	30	25	130	110	95	75	65	55	45	200	175	155	130	115	95	80
	QL	-40	30	105	90	70	60	50	40	30	155	130	110	95	75	65	55	200	200	175	155	130	115	95
	ML,NL	-50	27	125	105	90	70	60	50	40	180	155	130	110	95	75	65	200	200	200	175	155	130	115
	QL1	-60	30	150	125	105	90	70	60	50	200	180	155	130	110	95	75	215	200	200	200	175	155	130
S690	Q	0	40	40	30	25	20	15	10	10	65	55	45	35	30	20	20	120	100	85	75	60	50	45
	Q	-20	30	50	40	30	25	20	15	10	80	65	55	45	35	30	20	140	120	100	85	75	60	50
	QL	-20	40	60	50	40	30	25	20	15	95	80	65	55	45	35	30	165	140	120	100	85	75	60
	QL	-40	30	75	60	50	40	30	25	20	115	95	80	65	55	45	35	190	165	140	120	100	85	75
	QL1	-40	40	90	75	60	50	40	30	25	135	115	95	80	65	55	45	200	190	165	140	120	100	85
	QL1	-60	30	110	90	75	60	50	40	30	160	135	115	95	80	65	55	200	200	190	165	140	120	100

Tabella 1: spessore in funzione dei requisiti di resilienza

In base ai requisiti richiesti di resilienza, sono state individuate le classi – obiettivo di dimensionamento degli spessori, che sono stati tenuti in conto nella progettazione in funzione dello spessore e del livello di sfruttamento ottenibile, in combinazione frequente:

rif. Tab.2.1 EN1993-1-10				
Acciaio	S355			
cl.resil.	K2			
TEd	-20°C			
t	fyk	fy(t)	$\sigma_{Ed}/f_y(t)$	σ_{Ed}
[mm]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]
8	355	353	0.75	265
10	355	353	0.75	264
12	355	352	0.75	264
15	355	351	0.75	263
20	355	350	0.75	263
22	355	350	0.75	262
25	355	349	0.75	262
30	355	348	0.75	261
35	355	346	0.75	260
40	355	345	0.75	259
45	335	324	0.75	243
50	335	323	0.75	242
55	335	321	0.75	241
60	335	320	0.75	240
65	335	319	0.5	159
70	335	318	0.5	159
80	335	315	0.5	158
85	315	294	0.5	147
90	315	293	0.5	146
95	315	291	0.5	146

Tabella 2: spessori di progetto in funzione dei requisiti di resilienza

4.2 Collegamenti

4.2.1 Bulloni

Bulloni per giunzioni ad attrito): cl. 10.9
 Tensione di snervamento: $f_{yb} = 1000 \text{ MPa}$
 Tensione di rottura: $f_{tb} = 900 \text{ MPa}$
 Coeff. sicurezza materiali: $\gamma_{M2} = 1.25$

Per giunzioni ad attrito, secondo la verifica condotta agli stati limite ultimi (giunti di tipo 3 resistenti ad attrito in condizioni ultime):

$$V_d \leq V_{s,Rd} = n f N_s / \gamma_{M3}$$

n: numero di superficie di attrito

$f (= \mu) = 0.30$: coefficiente di attrito cautelativo, con superficie delle giunzioni sabbiata a metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni

Resist. Scorrimento SLU: $\gamma_{M3} = 1.25$

Resist. Scorrimento SLE: $\gamma_{M3} = 1.10$

$$\text{Forza di precarico del bullone: } N_s = F_{p,Cd} = 0.70 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}}$$

Precarico bulloni: $\gamma_{M7} = 1.10$

È prescritto solo l'uso di bulloni a serraggio controllato.

Le superfici di unione ad attrito devono essere preparate mediante sabbiatura a metallo bianco e

opportunamente protette nei riguardi dell'ossidazione.

4.2.2 Saldature

Sono previste giunzioni a doppio cordone d'angolo secondo § 4.2.8.2 [1].

Coefficienti di sicurezza:

Resistenza collegamenti saldati $\gamma_{s,M2} = 1.25$

Sezione di gola nella reale posizione (acciaio S355) $\beta = 0.90$

Per S355: $f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}) = 453 \text{ MPa}$

I cordoni d'angolo hanno dimensione z (lato della saldatura parallela al piatto) = 0.7 volte lo spessore minimo delle lamiere da collegare.

Si prevedono inoltre saldature testa a testa tra i piatti orizzontali dei traversi e quelli delle travi, con preparazione dei lembi: smussi superiore e inferiore simmetrici a 30°, distanza minima 3 mm tra piatti affacciati.

4.3 Dettagli di fatica

Si adottano i dettagli con riferimento a [20] § 2.7.3 Allegati al cap.2.7 - dettagli costruttivi, cui si rimanda nel seguito per le singole verifiche.

L'influenza dello spessore sulla resistenza a fatica è tenuta in conto con il coefficiente di riduzione k_s che, ove non esplicitamente indicato, si determina con la formula:

$$k_s = (25/t)^{0.25}$$

Il dettaglio costruttivo per saldature di correnti, diagonali e traversi è rappresentato di seguito.

112		<p>3) Saldatura automatica a cordoni d'angolo o a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati, ma contenente punti di interruzione/ripresa.</p> <p>4) Saldatura automatica a piena penetrazione su piatto di sostegno, non contenente punti di interruzione/ripresa</p>	<p>4) Se il dettaglio contiene punti di interruzione/ripresa, si deve far riferimento alla classe 100</p>
-----	--	--	---

Il dettaglio costruttivo per le connessioni saldate tra tronchetti dei traversi e corrente inferiore è rappresentato di seguito.

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d) 50 (e) 45 (f) 40 (g)		Giunti a croce o a T 1) Lesioni al piede della saldatura in giunti a piena penetrazione o a parziale penetrazione 2) Lesione al piede della saldatura a partire dal bordo del piatto caricato, in presenza di picchi locali di tensione nelle parti terminali della saldatura dovuti alla deformabilità del pannello (a) $l \leq 50$ mm e t qualsiasi (b) $50 < l \leq 80$ mm e t qualsiasi (c) $80 < l \leq 100$ mm e t qualsiasi (d) $100 < l \leq 120$ mm e t qualsiasi (d) $l > 120$ mm e $t \leq 20$ mm (e) $120 < l \leq 200$ mm e $t > 20$ mm (e) $l > 200$ mm e $20 < t \leq 30$ mm (f) $200 < l \leq 300$ mm e $t > 30$ mm (f) $l > 300$ mm e $30 < t \leq 50$ mm (g) $l > 300$ mm e $t > 50$ mm	1) Il giunto deve essere controllato: le discontinuità e i disallineamenti devono essere conformi alle tolleranze della UNI EN 1090 2) Nel calcolo di $\Delta\sigma$ si deve far riferimento al valore di picco delle tensioni, mediante un opportuno fattore di concentrazione degli sforzi k_t 1) e 2) Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia

Il dettaglio costruttivo per giunti e coprigiunti bullonati è rappresentato di seguito.

90		9) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni calibrati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta	13) in generale: Distanza dal bordo $e_1 \geq 1,5d$
		10) Giunti bullonati con coprigiunti singoli e bulloni AR precaricati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda	Distanza dal bordo $e_2 \geq 1,5d$
		11) Elementi strutturali forati soggetti a forza normale e momento flettente	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta	Spaziatura $p_1 \geq 2,5d$ Spaziatura

4.4 Barre in acciaio da C.A. ad aderenza migliorata

Tipo di acciaio B450C

Proprietà dell'acciaio

Modulo elastico E_s [Mpa]: 210000
 Coefficiente di Poisson ν [ad]: 0,30
 Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio γ_s 1,15
 Peso specifico acciaio da carpenteria γ_s [kN/m³]: 78,50
 Coefficiente di dilatazione termica lineare α_t [C⁻¹]: 1,25E-05
 Modulo di elasticità trasversale G_s [Mpa]: 80769,23

Resistenza

Valore nominale della tensione caratteristica di snervamento $f_{y, nom}$ [Mpa]: 450

Relazione tecnica e di calcolo

15

RTP di progettazione:

Mandataria:

Mandanti:

Valore nominale della tensione caratteristica di rottura	$f_{t, nom}$ [Mpa]: 540
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq f_{y, nom}$ f_{yk} [Mpa]: 450
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq f_{t, nom}$ f_{tk} [Mpa]: 540
Resistenza di calcolo dell'acciaio a snervamento	f_{yd} [Mpa]: 391,30

4.5 Calcestruzzo per fondazioni ed elevazioni

Classe di Resistenza	C30/37
Classe di Esposizione	XC4
Classe di Consistenza	S4

Resistenza a compressione

Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28gg	R_{ck} [MPa]:	37,00
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28gg	f_{ck} [MPa]:	30,71
Resistenza cilindrica media a compressione a 28gg	f_{cm} [MPa]:	38,71
Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione	α_{cc} :	0,85
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c :	1,5
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd} [MPa]:	17,40

Resistenza a trazione

Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm} [MPa]:	2,94
Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 5%	$f_{ctk; 5\%}$ [Mpa]:	2,06
Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 95%	$f_{ctk; 95\%}$ [Mpa]:	3,82
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	f_{ctd} [Mpa]:	1,37

Proprietà del calcestruzzo

Modulo Elastico	E_{cm} [MPa]:	33019,43
Coefficiente di Poisson	ν [ad]:	0,20
Coefficiente di dilatazione termica lineare	$[C^{-1}]$:	1E-05

4.6 Calcestruzzo per pali

Classe di Resistenza	C25/30
Classe di Esposizione	XC2
Classe di Consistenza	S4

Resistenza a compressione

Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28gg	R_{ck} [Mpa]:	30,00
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28gg	f_{ck} [Mpa]:	24,9
Resistenza cilindrica media a compressione a 28gg	f_{cm} [Mpa]:	32,9
Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione	α_{cc} :	0,85
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c :	1,5
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd} [Mpa]:	14,11

Resistenza a trazione

Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm} [Mpa]	2,56
Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 5%	$f_{ctk; 5\%}$ [Mpa]	1,79
Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 95%	$f_{ctk; 95\%}$ [Mpa]	3,33
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	f_{ctd} [Mpa]	1,19

Proprietà del calcestruzzo

Modulo Elastico	E_{cm} [Mpa]:	31447,16
Coefficiente di Poisson	ν [ad]:	0,20

Coefficiente di dilatazione termica lineare

α_t [C⁻¹): 1E-05

4.7 Materiale del rilevato a monte della spalla

A monte della spalla si assumono i parametri geotecnici di un rilevato ferroviario in rettilineo con le caratteristiche meccaniche come indicato dal Manuale di Progettazione (PARTE II – SEZIONE 3 - 3.8.1.3.3):

Peso dell'unità di volume

γ_t [kN/m³): 20,00

Angolo di attrito

ϕ' [°): 38

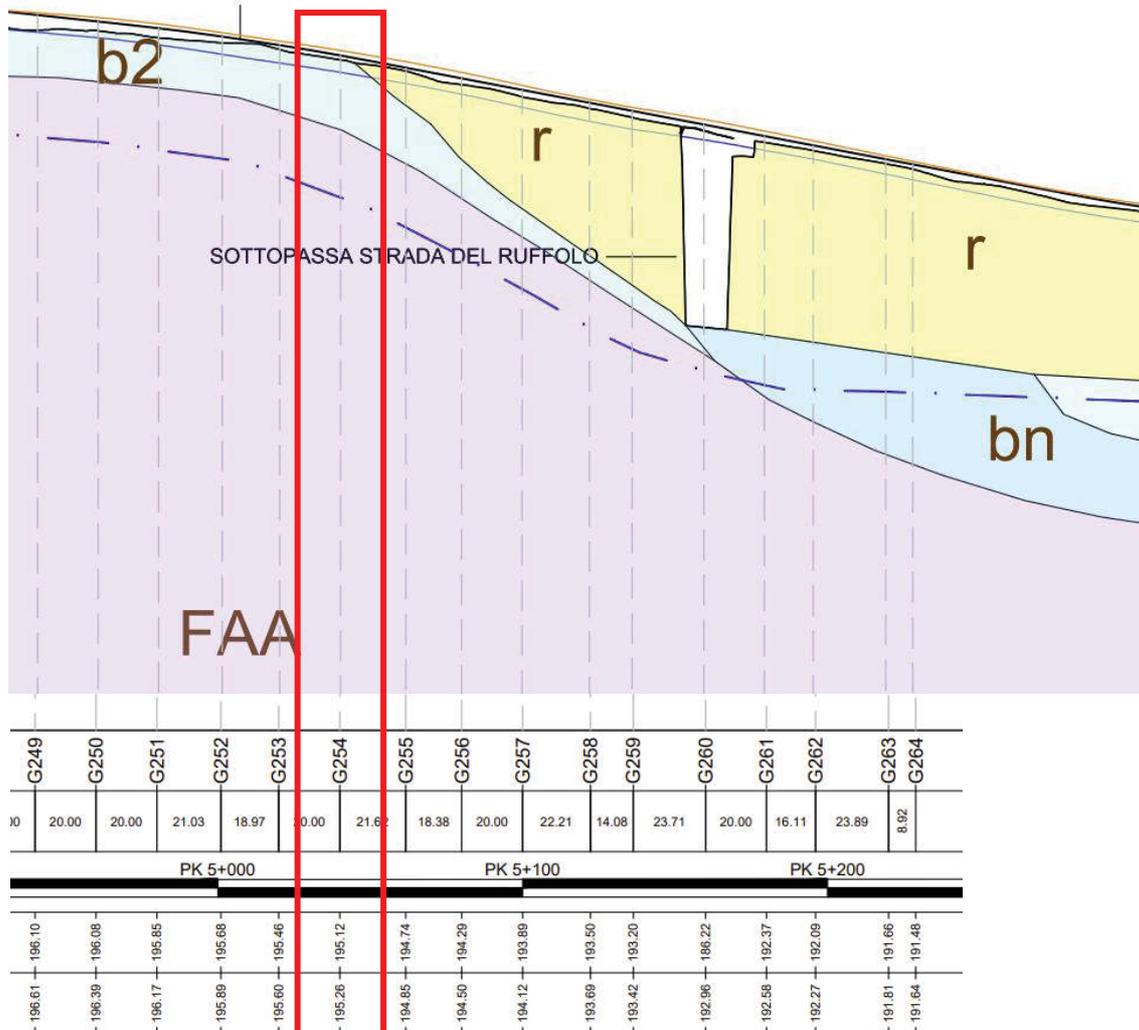
Coesione efficace

c' [kPa): 0,00

A favore di sicurezza si è impiegato per le verifiche un angolo di attrito pari a 35°.

5. PARAMETRI GEOTECNICI

Si riporta di seguito un estratto della tavola 3/3 del profilo geotecnico della carreggiata Grosseto-Fano, redatto per ANAS S.p.A. in occasione della progettazione definitiva delle opere di adeguamento a 4 corsie del tratto compreso tra lo svincolo con la Siena-Firenze e lo svincolo di Ruffolo. Il ponte ferroviario oggetto della presente relazione di calcolo è localizzato nei pressi della sezione G254 evidenziata.



Si **Figura 4: Estratto Tav.3/3 - Profilo geotecnico carreggiata Grosseto-Fano - ANAS S.p.A.** denota presenza di falda acquifera ad una profondità minima di 4,60 m dal piano campagna.

Superficialmente si ha la presenza di un'unità litotecnica caratterizzata da depositi di tipo alluvionali per uno spessore di circa 2,30 m mentre più in profondità si sono riscontrate argille azzurre plioceniche alterate.

Nella tabella seguente sono riepilogati i parametri caratteristici delle principali unità geotecniche riconosciute in base ai risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio:

Caratterizzazione geotecnica E78 Grosseto-Fano - Lotto 0						
Unità geotecniche	Peso di volume naturale	Peso di volume saturo	Coesione efficace	Angolo di resistenza a taglio	Coesione non drenata	Modulo di elasticità
	γ_n [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	c_u [kPa]	E [MPa]
Unità FAA - Argille azzurre plioceniche	20	21	30	28.0	150	20
Unità FAAa - Argille azzurre plioceniche alterate	19.5	20.5	20	24.0	75	10
Unità b - Depositi alluvionali (sabbie limose e limi sabbiosi)	19.5	20.5	15	30.0	75	10

6. STRUMENTI

6.1 Software impiegati

Per la modellazione è impiegato il software FEM Straus7 le cui caratteristiche sono disponibili al sito:
<http://www.straus7.com/>



Per il preprocessing e postprocessing dei risultati sono impiegati fogli di calcolo Microsoft Excel ®.

Per le verifiche delle membrature metalliche è impiegato il software Gelfi – Profili_v6.

Per le verifiche delle sezioni in c.a. sono impiegati fogli di calcolo Microsoft Excel ® autoprodotti.

Per le verifiche delle sezioni in c.a. dei pali di fondazione si sono impiegati fogli di calcolo Microsoft Excel ® autoprodotti.

Per la verifica di sezioni generiche in calcestruzzo armato e precompresso, soggette a pressoflessione, tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n, si è impiegato il programma VCA SLU – ver. 7.7 del 30 agosto 2011, sviluppato dal Prof. Gelfi.

6.2 Modellazione FEM

Lo studio degli effetti globali e locali del ponte è svolto attraverso una modellazione FEM utilizzando il software Straus7. Per la verifica degli elementi metallici si è considerato il cassone porta ballast come elemento non collaborante a favore di sicurezza, abbattendone la rigidità. Mentre per la verifica degli abbassamenti tale ipotesi risultava eccessivamente gravosa, pertanto si è considerato il cassone collaborante, con la propria rigidità.

Le figure che seguono illustrano la geometria e le caratteristiche principali del modello adottato:

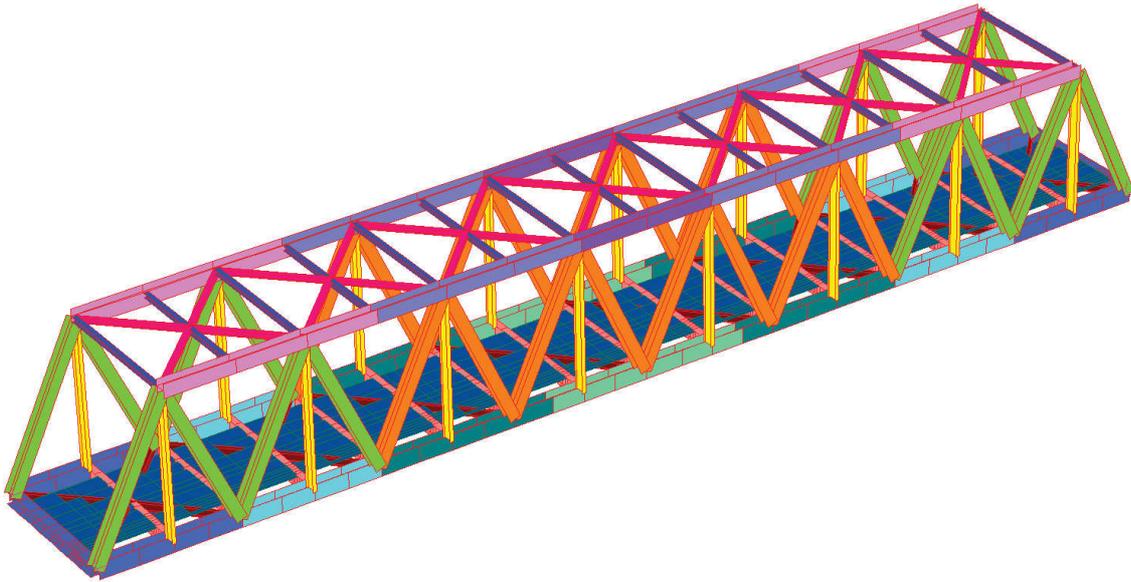


Figura 5: modello golbale

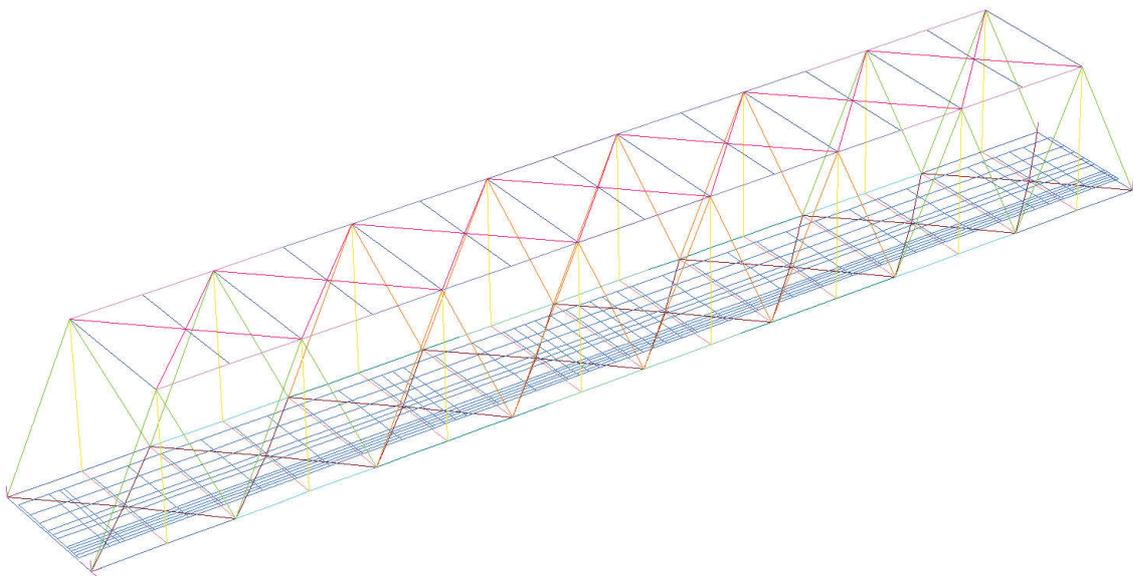


Figura 6: modello golbale - wireframe

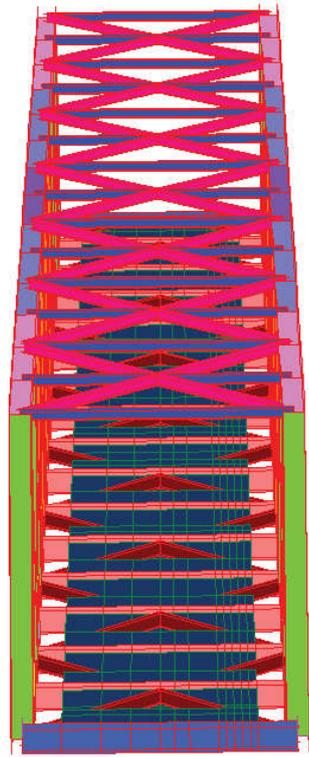


Figura 7: aspetto generale – prospetto longitudinale

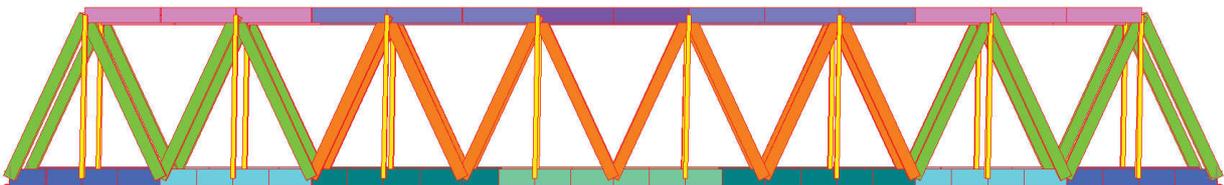


Figura 8: aspetto generale – prospetto laterale

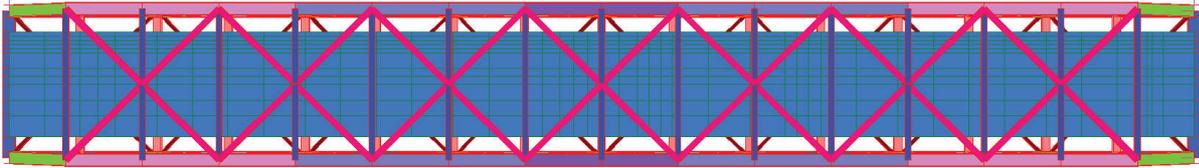


Figura 9: aspetto generale – pianta impalcato dall'alto

Per quanto riguarda il modello per gli effetti globali, sono evidenziate di seguito le caratteristiche principali e le motivazioni delle scelte adottate.

6.2.1 Presenza del cassone porta ballast

La presenza del cassone è completamente trascurata, in favore della sicurezza, agli effetti delle verifiche di resistenza. Pertanto, è stata impostata una rigidità trascurabile agli elementi plate/shell, in modo da massimizzare gli effetti delle sollecitazioni sugli elementi metallici.

A tali elementi è stato applicato un *offset* per tenere conto del posizionamento del baricentro del cassone rispetto ai traversi.

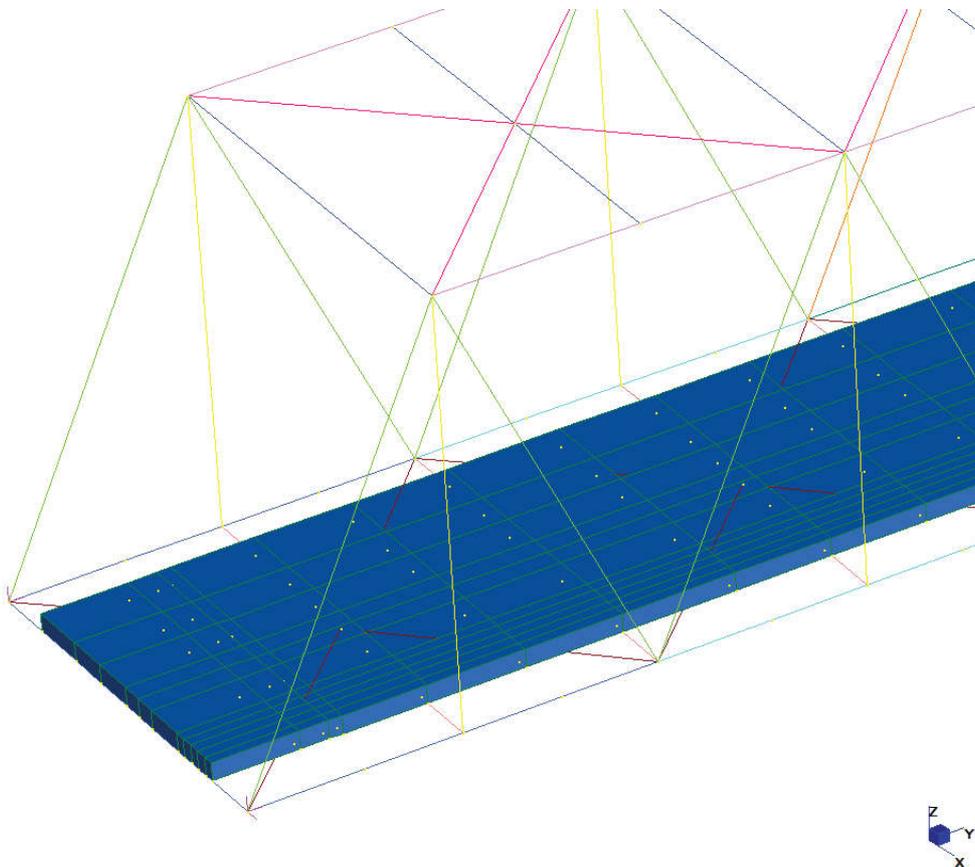


Figura 10: modellazione del cassone

6.2.2 Elementi metallici

Tutti gli elementi metallici, ovvero, catene, diagonali, verticali, trasversi e controventi sono stati modellati come elementi *beam*.

6.2.3 Elementi fittizi

Al solo scopo di inserimento di alcuni carichi, come i carichi da traffico ferroviario e i carichi per gli impianti tecnologici, si sono creati degli elementi *beam* fittizi, i quali sono caratterizzati da densità e rigidezza nulle. Tali elementi sono stati posti allo stesso piano dei plate del cassone porta ballast mediante l'attribuzione del medesimo *offset*.

6.2.4 Condizioni al contorno (schema statico)

Lo schema statico dell'impalcato è quello di semplice appoggio ad entrambe le spalle conforme alla progettazione e alle specifiche concordate con RFI.

I gradi di libertà di spostamento ai vincoli sono coerenti con lo schema statico adottato:

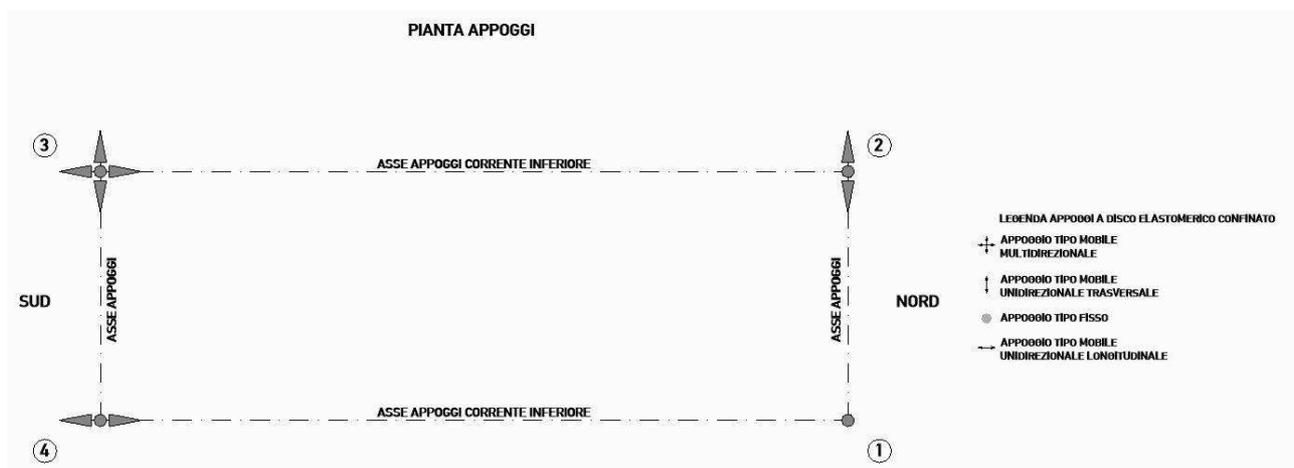


Figura 11: schema di vincolo nel piano orizzontale

7. ANALISI DEI CARICHI

7.1 pesi propri strutturali (G1)

7.1.1 Carpenteria metallica

Il peso degli elementi in acciaio è calcolato mediante applicazione della forza gravitazionale agli elementi stessi. Applicando a tali elementi un peso specifico incrementato del 20% in modo tale da considerare la presenza di piastrame e bullonature.

7.1.2 Cassone porta ballast

Il peso del cassone è calcolato con il seguente valore per unità di volume:

$$\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Il peso per unità di lunghezza / ampiezza delle superfici degli elementi è derivato in base alle aree / spessori delle sezioni trasversali definite.

- Superficie della sezione: 2.4 m^2
- Spessore medio: 0.35 m
- Peso complessivo: 11.54 kN/m^2

7.1.3 carichi permanenti portati (G2)

7.1.3.1 Passerella

Si considera il carico derivante dalla presenza di una eventuale passerella di manutenzione lungo l'impalcato ferroviario

La passerella per la manutenzione è posta su un solo lato del ponte ferroviario, essa viene considerata come un carico distribuito applicato al corrente inferiore pari a circa 20 kN/m . Essendo tale carico eccentrico rispetto al baricentro del corrente viene considerato un braccio di circa 1 m , con un momento risultante di 20 kNm/m .

La soluzione progettuale adottata prevede in realtà l'inserimento di n°4 piazzole di sicurezza isolate lungo l'impalcato ferroviario, da un solo lato.

7.1.3.2 Cavidotto impianto tecnologico

Si assume un peso lineare dell'impianto pari a 2 kN/m , distribuito lungo l'impalcato attraverso un *beam* fittizio passante per l'asse longitudinale dello stesso.

7.1.3.3 Barriera antirumore

Barriere d'altezza 4 m con peso per unità di superficie di 4 kN/m^2 :

$$g = 4 \times 4 \text{ m} = 16.0 \text{ kN/m}$$

7.1.3.4 Armamento e ballast

Lo spessore medio del ballast è di 75 cm con peso di volume di 18 kN/m^3 (per analisi globale) e di 20 kN/m^3 (per analisi locali).

- Coppia di rotaie UIC 60 $g = 2 \times 0.60 \times 1.30 (\text{attacchi}) = 1.56 \text{ kN/m}$
- Traversine in calcestruzzo RFI 240 $g = 3 \text{ kN}/0.60 \text{ m} = 5.00 \text{ kN/m}$

Il peso dell'armamento a metro lineare è assunto in 6.6 kN/m distribuito su una larghezza di diffusione $D = 3.35 \text{ m}$ (assunto per la ripartizione lo spessore minimo di soletta sottoballast pari a 25 cm)

$$g = 18 \times 0.54 = 9.72 \text{ kN/m}^2$$

$$D = 150 \text{ cm} + 2 \times (75 \text{ cm} + 35 \text{ cm}/2) = 3.35 \text{ m}$$

$$g = 6.6/3.35 = 1.97 \text{ kN/m}^2$$

7.2 Carichi da traffico ferroviario (Q)

7.2.1 Fattore α

I valori caratteristici delle azioni seguenti sono moltiplicati per lo stesso fattore α :

- carichi verticali
- forza di serpeggiamento
- forze di accelerazione e frenamento
- azioni di deragliamento per situazioni di progettazione accidentale

Il valore del fattore è ([20] § 2.5.1.4.1.1 Treni di carico):

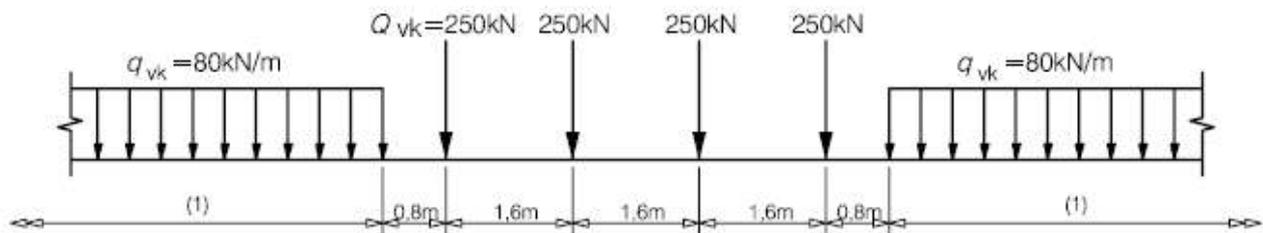
MODELLO CARICO	DI	COEFFICIENTE " α "
LM71		1.1
SW/0		1.1
SW/2		1.0

$\alpha = 1.10$ per il solo LM71

7.2.2 Treno convenzionale di carico LM71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale come mostrato nella figura seguente e risulta costituito da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.



Il carico distribuito presente alle estremità del treno tipo LM71 deve segmentarsi al di sopra dell'opera andando a caricare solo quelle parti che forniscono un incremento del contributo ai fini della verifica dell'elemento per l'effetto considerato.

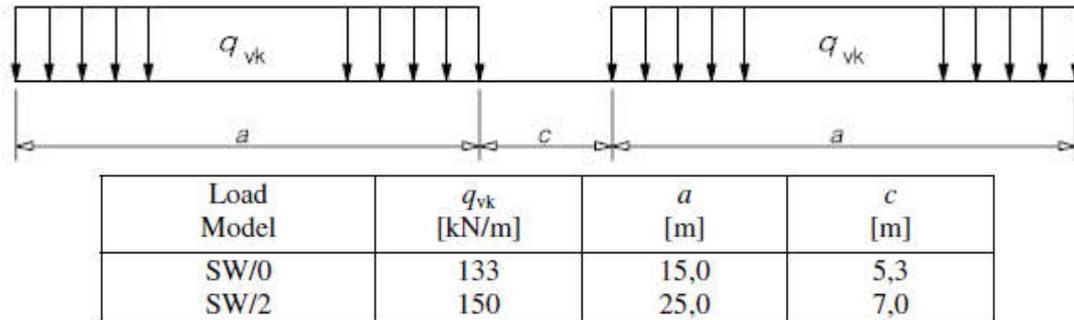
Nell'analisi saranno considerate le seguenti posizioni del carico:

- $L = 31.00\text{m}$ - carico nella mezzeria (inclusa eccentricità)
- $L = 00.00\text{m}$ (62.00m) - carico sugli appoggi di spalla (inclusa eccentricità)

7.2.3 Treno convenzionale di carico SW/2

Il modello di carico SW/2 rappresenta l'effetto statico del carico verticale a causa del traffico ferroviario pesante.

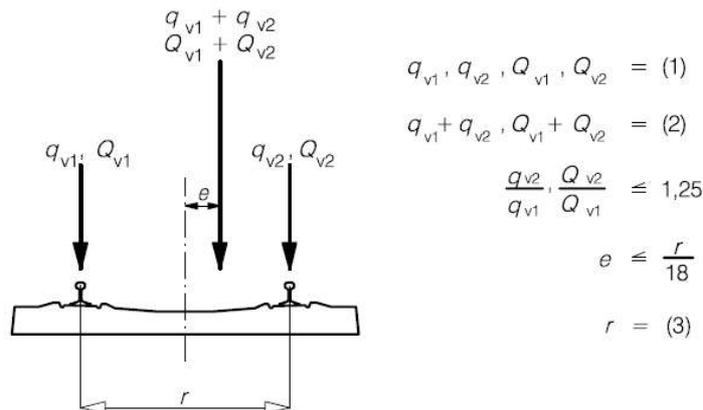
La disposizione del carico deve essere compiuta come mostrato nella figura seguente, con i valori caratteristici dei carichi verticali secondo la tabella corrispondente.



7.2.4 Eccentricità dei carichi ferroviari (solo LM71)

L'effetto dello spostamento laterale dei carichi verticali è considerato assumendo il rapporto tra i carichi delle ruote di tutti gli assi delle rotaie opposte nella proporzione 1,25: 1,00.

L'eccentricità risultante è mostrata di seguito (trascurata nelle verifiche a fatica):



Key

- (1) Uniformly distributed load and point loads on each rail as appropriate
- (2) LM 71 (and SW/0 where required)
- (3) Transverse distance between wheel loads

Si ha:

$$e \leq 1500/18 = 83.33 \text{ mm}$$

7.2.5 Treno scarico

Il treno scarico consiste in un carico verticale distribuito con un valore caratteristico di:

$$Q = 10,0 \text{ kN/m}$$

Le combinazioni di azioni da prendere in considerazione quando le azioni di traffico e le azioni di vento agiscono contemporaneamente dovrebbero includere:

- le azioni da traffico ferroviario verticale, compreso il fattore dinamico, le azioni da traffico ferroviario orizzontale e le forze del vento con ciascuna azione considerata come l'azione principale della combinazione delle azioni una alla volta;

- le azioni verticali del traffico ferroviario escluso il fattore dinamico, le azioni laterali da traffico ferroviario dovute al "treno scarico" senza forze dovute al vento per controllare la stabilità.

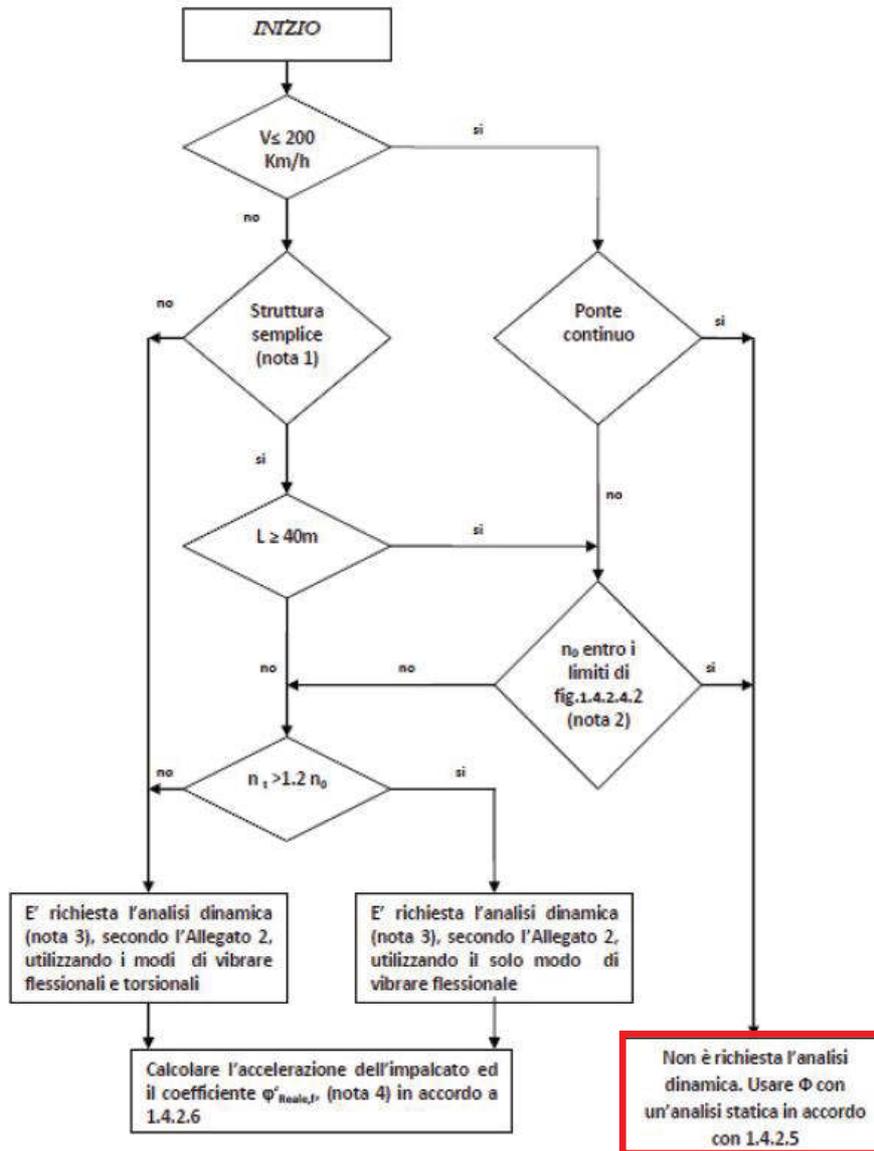
In considerazione del layout statico del ponte, si nota che il traffico ferroviario verticale agisce sempre all'interno del poligono formato dalle linee che collegano i supporti, in modo tale che il controllo per ribaltamento per traffico ferroviario non è rilevante.

7.2.6 Effetti dinamici e fattore dinamico Φ

È stata eseguita la valutazione del tipo di analisi da effettuare secondo quanto riportato in [20] § 2.5.1.4.2 Effetti dinamici.

I requisiti per determinare la necessità di una analisi dinamica sono indicati in figura seguente (2.5.1.4.2.4-1 norma) dove:

- V è la massima velocità della linea [km/h];
- L è la luce della campata in semplice appoggio da assumere pari a L per ponti continui [m]
- L_{ϕ} definito al par.2.5.1.4.2.5.3.;
- n_0 è la prima frequenza naturale flessionale del ponte caricato con le azioni permanenti [Hz];
- n_T è la prima frequenza naturale torsionale del ponte caricato con le azioni permanenti [Hz].



La conclusione appena descritta viene dall'analisi delle caratteristiche di rigidezza proprie dell'impalcato in relazione al fuso limite, esposta di seguito.

Per una trave semplicemente appoggiata la prima frequenza flessionale n_0 può valutarsi con la formula seguente:

$$n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}} = \frac{17.75}{\sqrt{54}} = 2.415$$

Dove n_0 rappresenta la freccia (in mm) valutata in mezzeria e dovuta alle azioni permanenti.

Il limite superiore di n_0 è caratterizzato da:

$$n_0 = 94,76L^{-0,748} \quad (2.5.1.4.2.4.1)$$

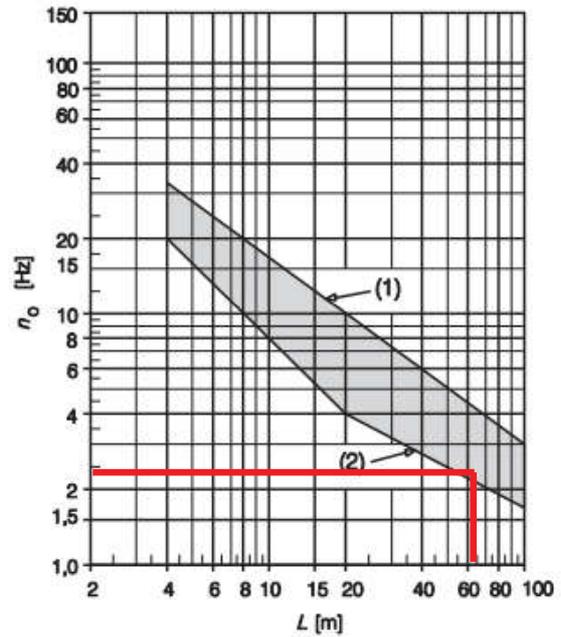
ed il limite inferiore è dato da:

$$n_0 = 80/L \quad \text{per } 4\text{m} \leq L \leq 20\text{m}$$

$$n_0 = 23,58L^{-0,592} \quad \text{per } 20\text{m} < L \leq 100\text{m} \quad (2.5.1.4.2.4.2)$$

dove:

- n_0 è la prima frequenza naturale flessionale del ponte
- L è la luce della campata per ponti in semplice appoggio oppure L_Φ per ponti continui.



(1) Limite superiore della frequenza naturale

(2) Limite inferiore della frequenza naturale

Essendo l'impalcato costituito da una singola campata in semplice appoggio, con luce $L=62\text{m}$, si hanno i seguenti limiti del fuso:

$$n_{0,sup} = 94.76 \cdot 62^{-0.748} = 4.324$$

$$n_{0,inf} = 23.58 \cdot 62^{-0.592} = 2.049$$

La prima frequenza flessionale n_0 dell'opera ricade all'interno del fuso limite, è possibile quindi effettuare un'analisi statica valutando gli effetti dinamici attraverso il fattore dinamico Φ .

La progettazione viene svolta con:

- fattori dinamici calcolati secondo [20] § 5.2.2.3.3 Effetti dinamici
- carichi da traffico ferroviario convenzionali

Il fattore dinamico Φ tiene conto dell'amplificazione dinamica delle sollecitazioni e degli effetti di vibrazione nella struttura. Sono trascurati gli effetti di risonanza (asclusi dall'analisi dinamica).

Per tracciato con manutenzione standard il fattore Φ è definito come:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73$$

con:

- $1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,0$
- L_Φ = lunghezza caratteristica (lunghezza associata a Φ) è definita in accordo a [20] § 2.5.1.4.2.5.3 Determinazione della lunghezza L_Φ . Nel nostro caso il ponte può essere considerato come una trave semplicemente appoggiata, con $L_\Phi=L=62\text{m}$.

Risulta quindi un fattore Φ_3 pari a 1.012.

7.2.7 Forza centrifuga

Nessuna azione centrifuga deve essere presa in considerazione in quanto il ponte è su tracciato rettilineo per tutta l'estensione.

7.2.7.1 Serpeggiamento

Secondo [20] § 2.5.1.4.3.2 Azione laterale (Serpeggio) la forza di serpeggiamento deve essere considerata come una forza concentrata che agisce orizzontalmente, in sommità dei binari, perpendicolare all'asse.

Il valore caratteristico della forza di trascinamento è considerato come:

$$Q_{sk} = 100 \text{ kN}$$

Distribuita lungo l'impalcato risulta:

$$q_{sk} = Q_{sk}/L = 1.61 \text{ kN/m}$$

Il valore caratteristico della forza di trascinamento deve essere moltiplicato per il fattore α , non deve essere moltiplicato per il fattore Φ e deve essere sempre combinato con un carico di traffico verticale.

7.2.8 Avviamento e frenatura

Secondo [20] § 5.2.2.4.3 Azioni di avviamento e frenatura, le forze agiscono in sommità alla rotaia nella direzione longitudinale.

Si considerano distribuiti uniformemente sulla corrispondente lunghezza d'influenza $L_{a,b}$ per gli effetti di avviamento e di frenatura per l'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici delle forze di avviamento e di frenatura sono le seguenti:

- Forza di avviamento:

$$Q_{lak} = 33 \text{ [kN / m]} \times L_{a,b} \text{ [m]} \leq 1000 \text{ [kN]}$$

per i modelli di carico 71, SW / 0, SW / 2

quindi:

$$L_{a,b} = 62 \text{ m}$$

$$Q_{lak} = 33 \times 62 = 2046 \text{ kN} > 1000 \text{ kN}$$

quindi:

$$Q_{lak} = 1000 \text{ kN}$$

- Forza di frenatura:

$$Q_{lbk} = 20 \text{ [kN / m]} \times L_{a,b} \text{ [m]} \leq 6000 \text{ [kN]}$$

per i modelli di carico LM71, SW / 0

quindi:

$$L_{a,b} = 62 \text{ m}$$

$$Q_{lbk} = 20 \times 62 = 1240 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk} = 35 \text{ [kN / m]} \times L_{a,b} \text{ [m]}$$

per il modello di carico SW / 2

quindi:

$$L_{a,b} = 62 \text{ m}$$

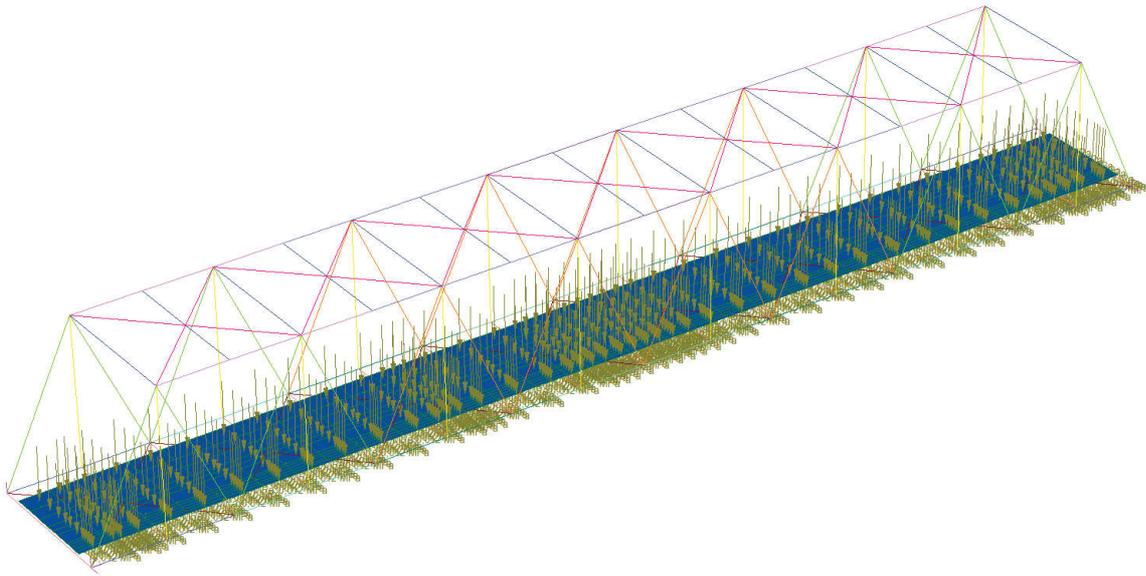
$$Q_{lbk} = 35 \times 62 = 2170 \text{ kN}$$

(NB cautelativo: in quanto sarebbe lecito considerare solo la lunghezza caricata: max 25+25 m)

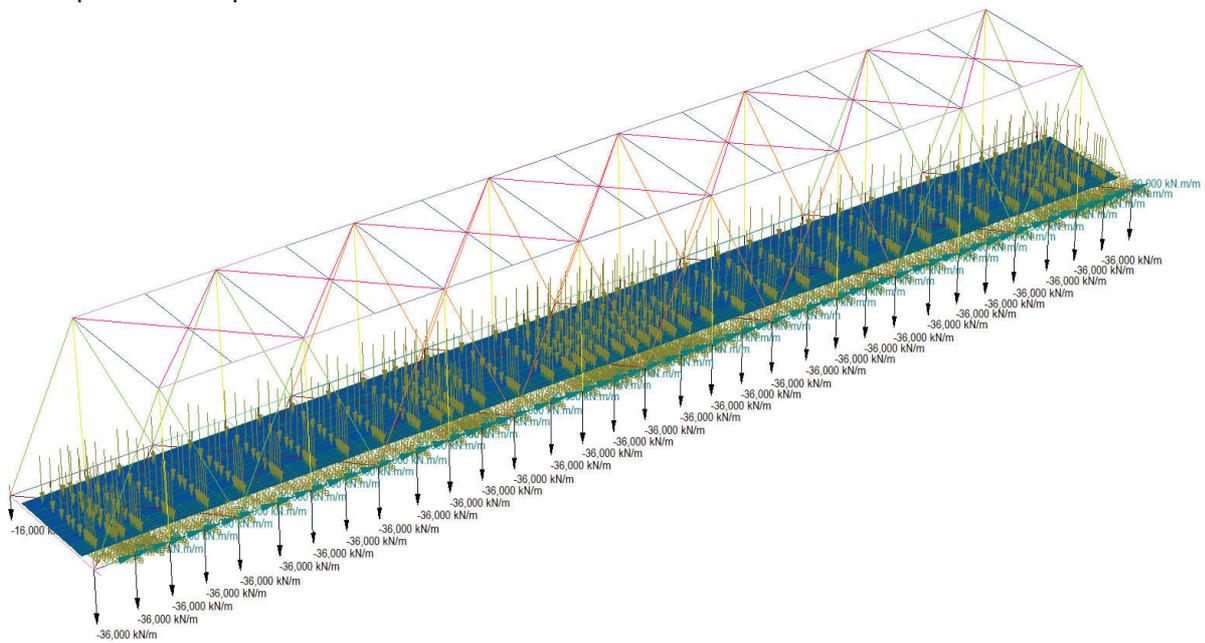
I valori caratteristici delle forze di avviamento e di frenatura non devono essere moltiplicati per il fattore Φ .

7.3 Rappresentazione dei carichi elementari

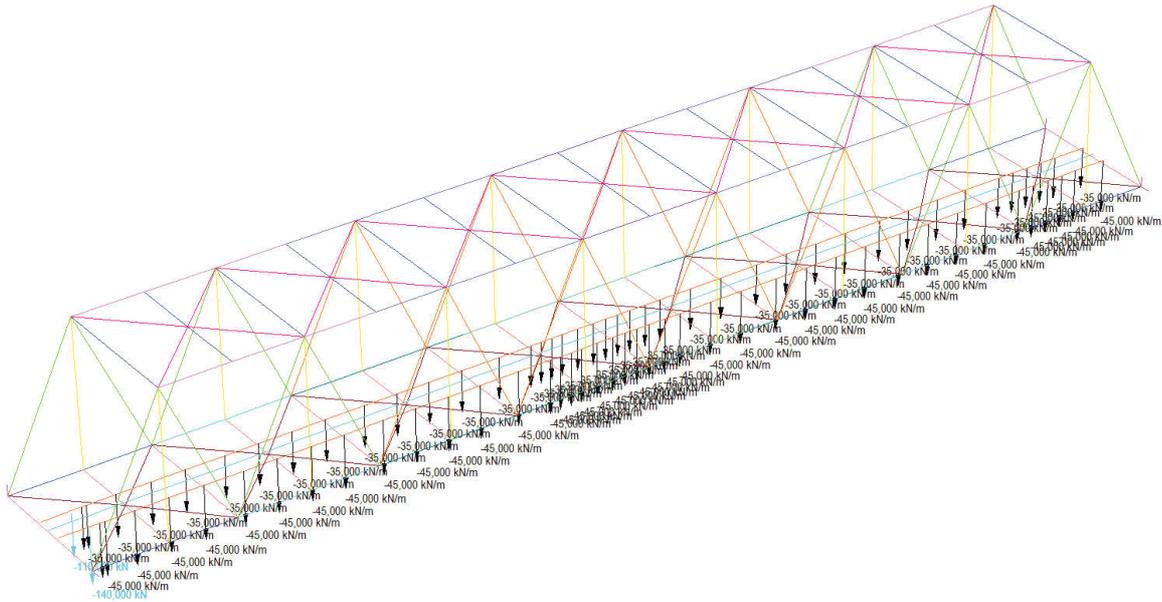
1: Cassone porta ballast



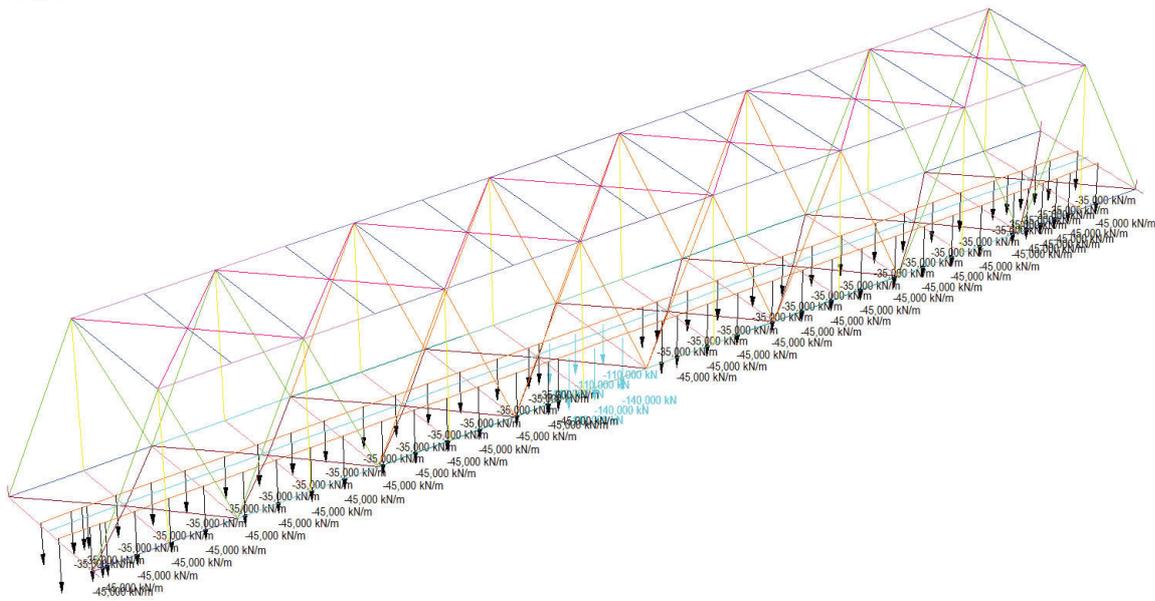
2: G2 permanenti portati



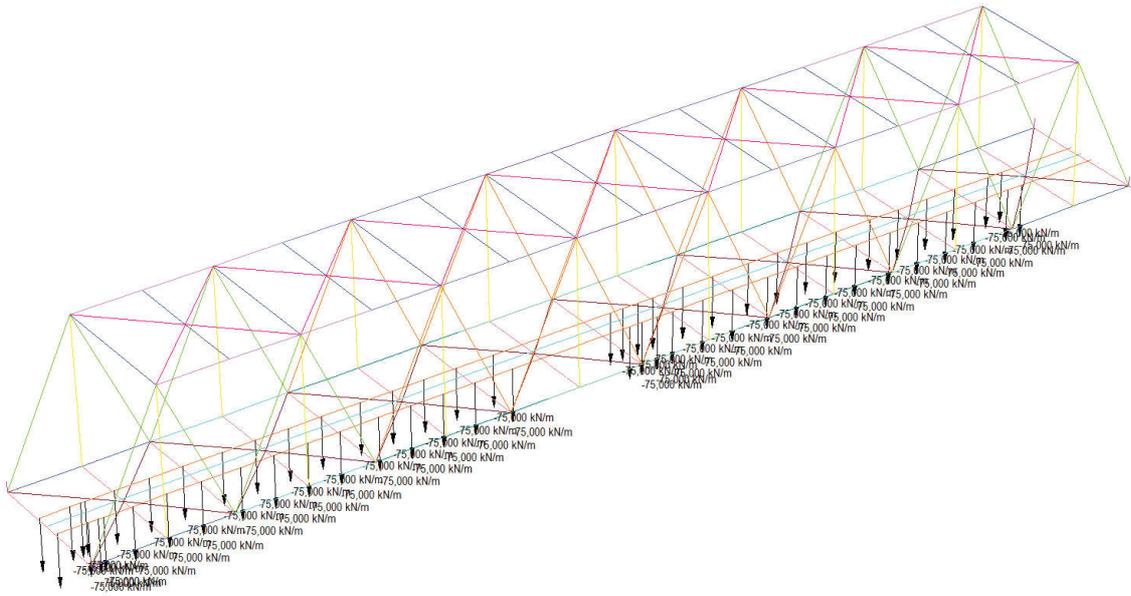
3: LM71 0m



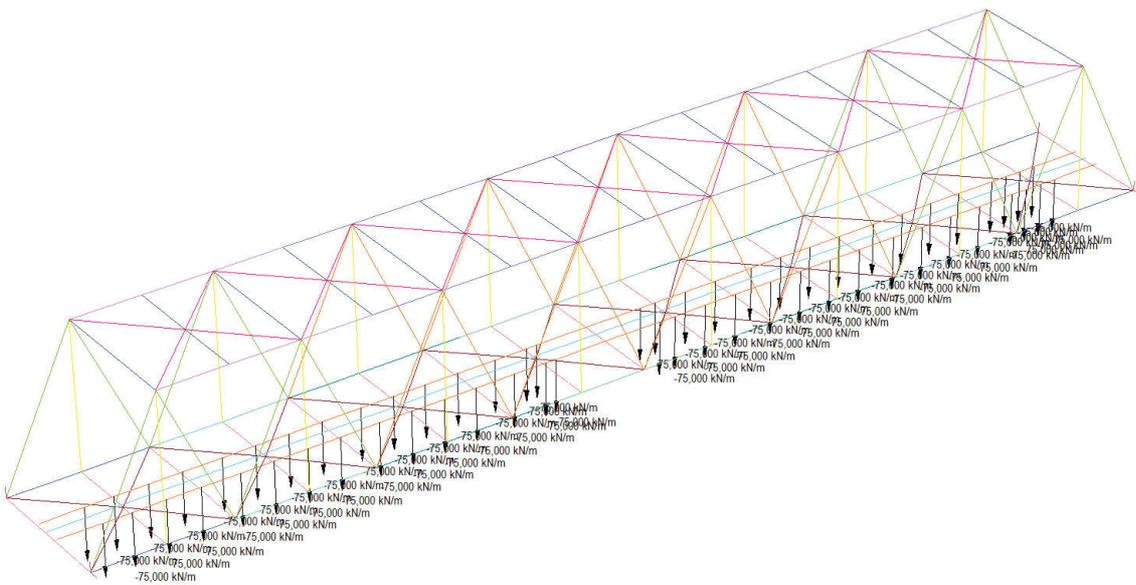
4: LM71 31m



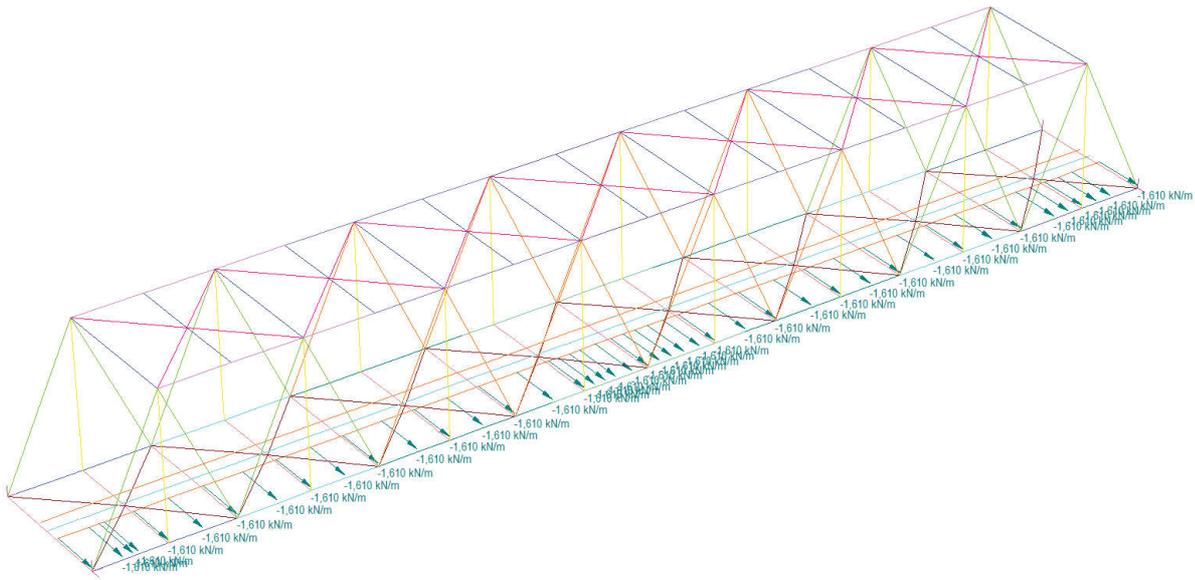
5: SW/2 0m



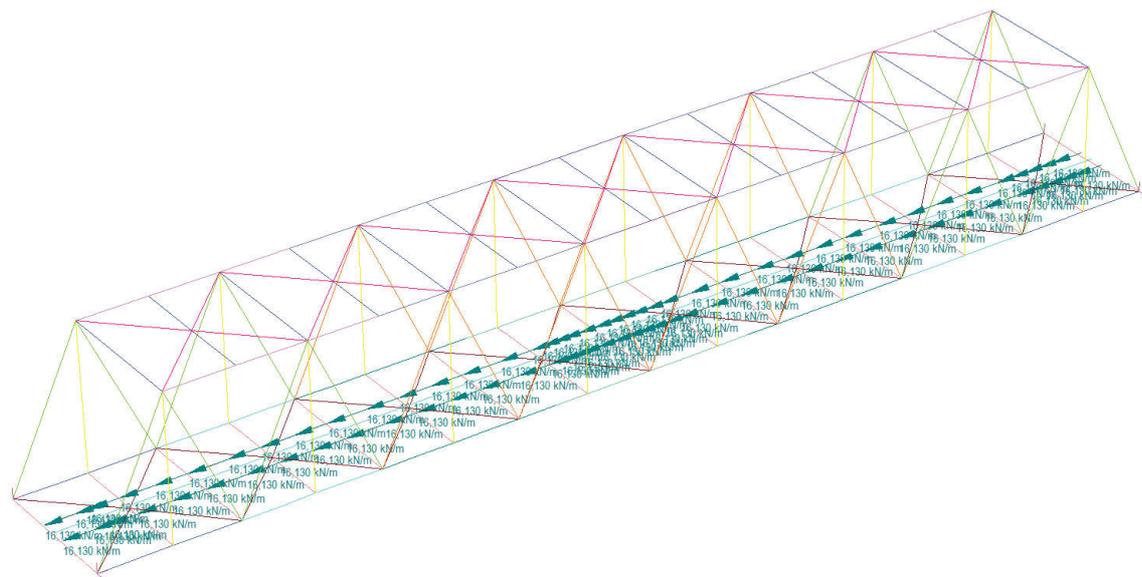
6: SW/2 31m



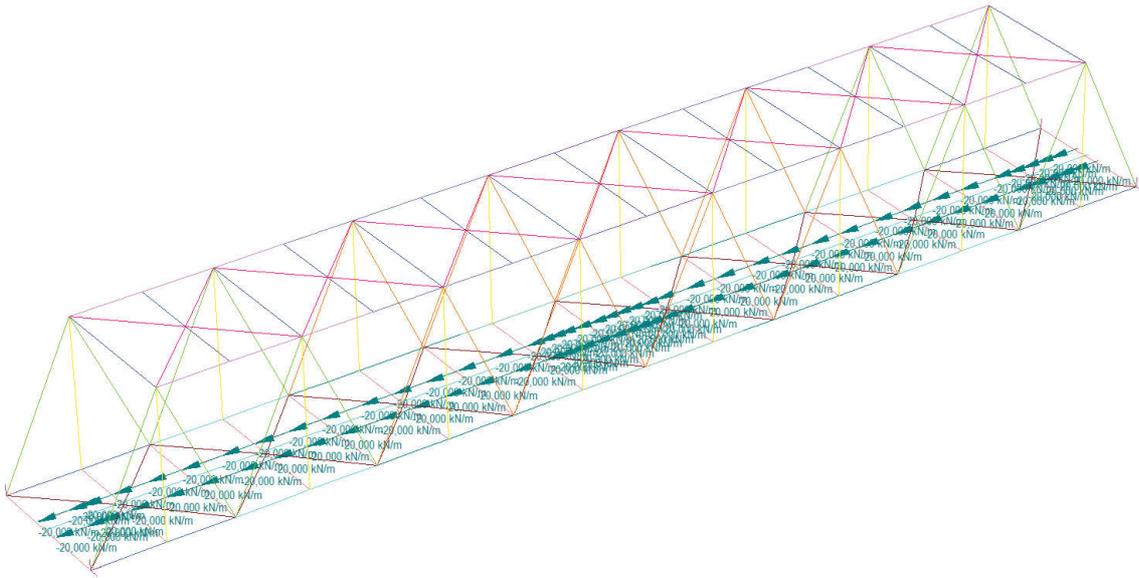
7: Serpeggiamento



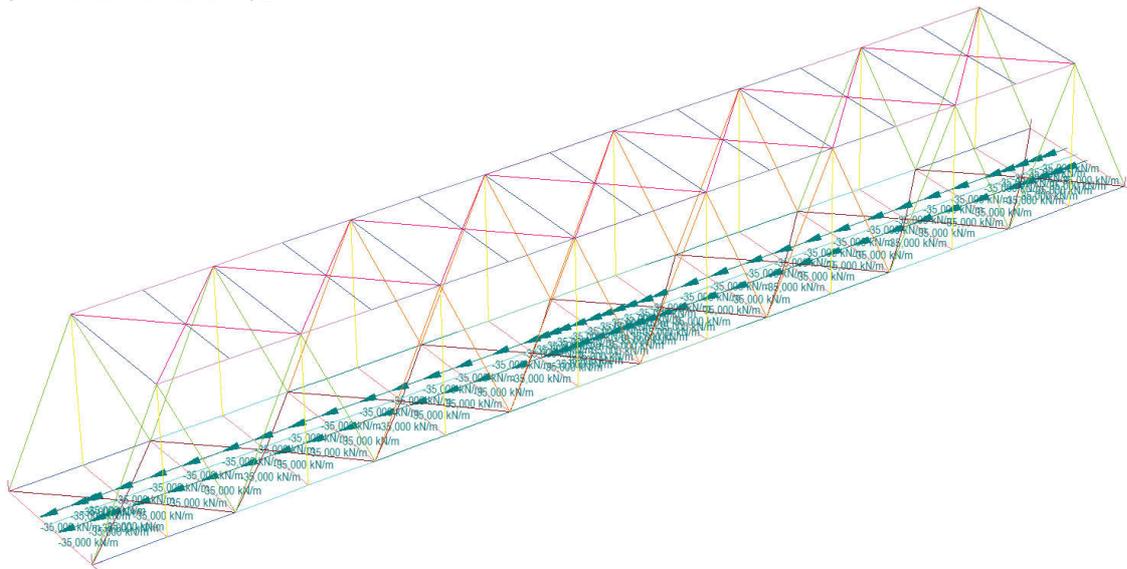
8: Avviamento



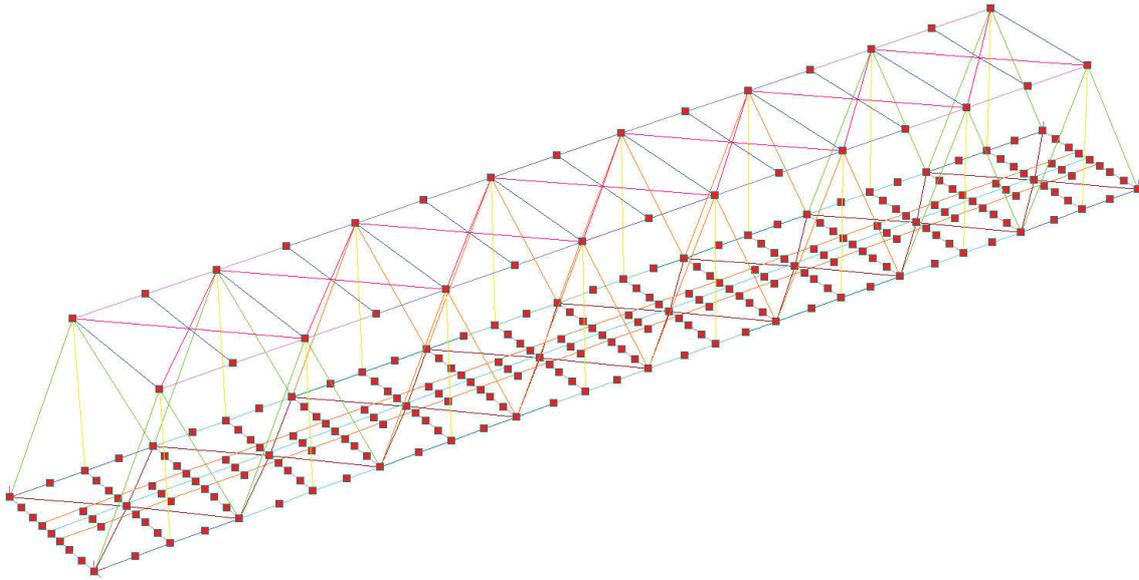
9: Frenamento LM71



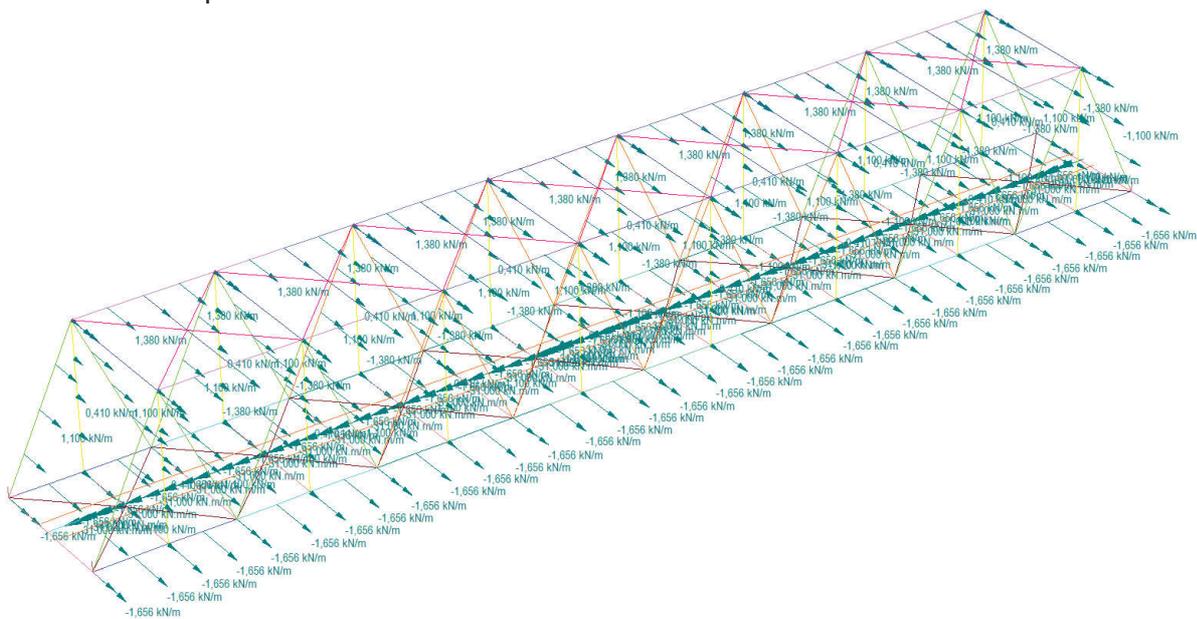
10: Frenamento SW/2



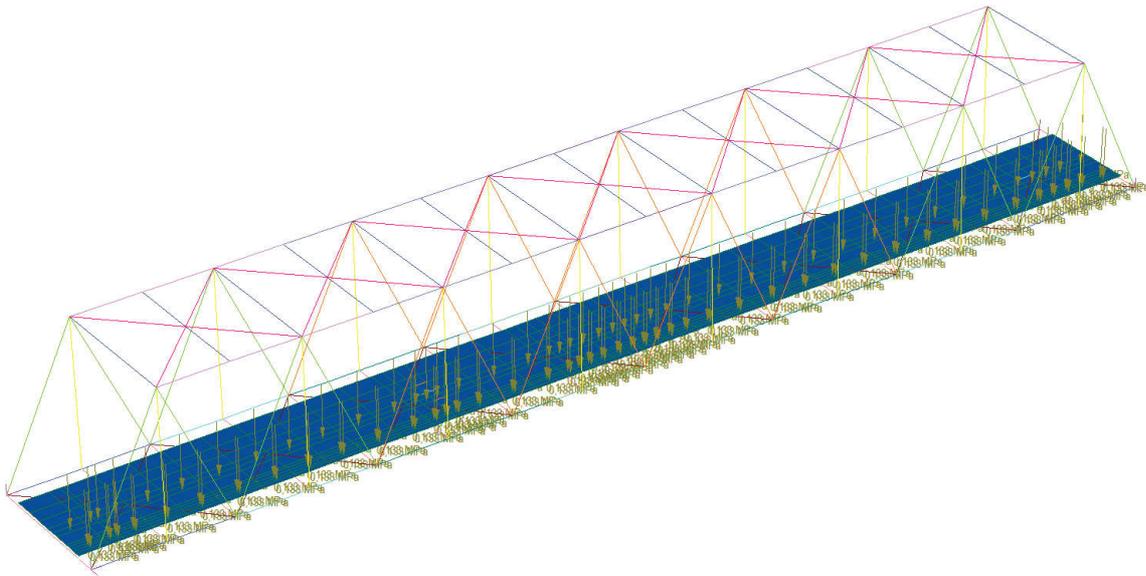
11: Delta T



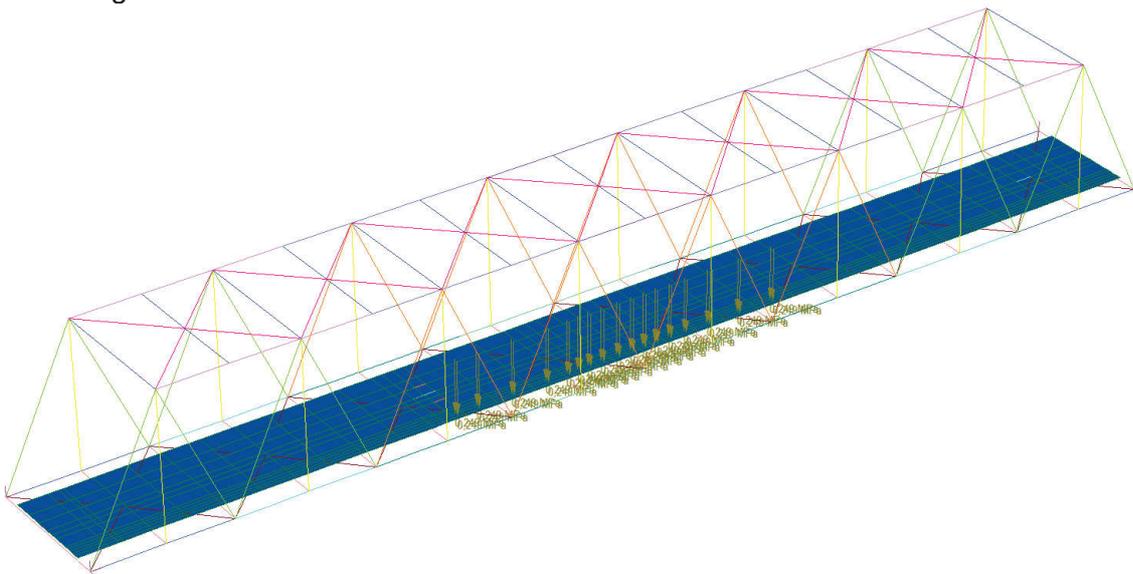
12: Qw Vento a ponte carico



13: Deraggiamento – caso 1



14: Deragliamento – caso 2



7.4 Deragliamento al di sopra del ponte

Sono considerate diverse situazioni di deragliamento [20] § 5.2.2.9.2 Deragliamento al di sopra del ponte.

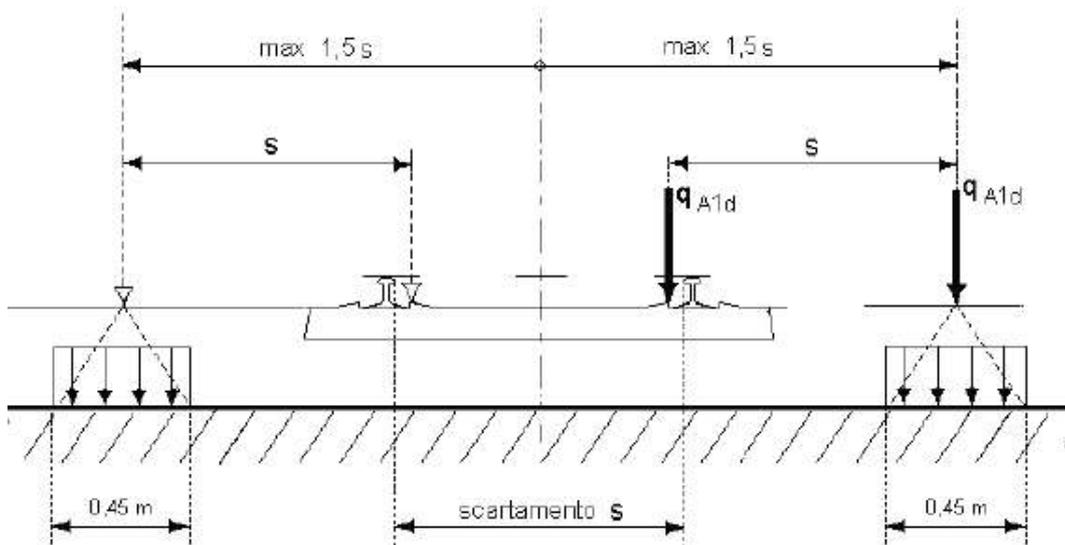
7.4.1 Situazione 1

Si considerano due carichi verticali lineari:

$QA_{1d} = 60 \text{ kN/m}$

(comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno. Tali carichi saranno posizionati longitudinalmente su

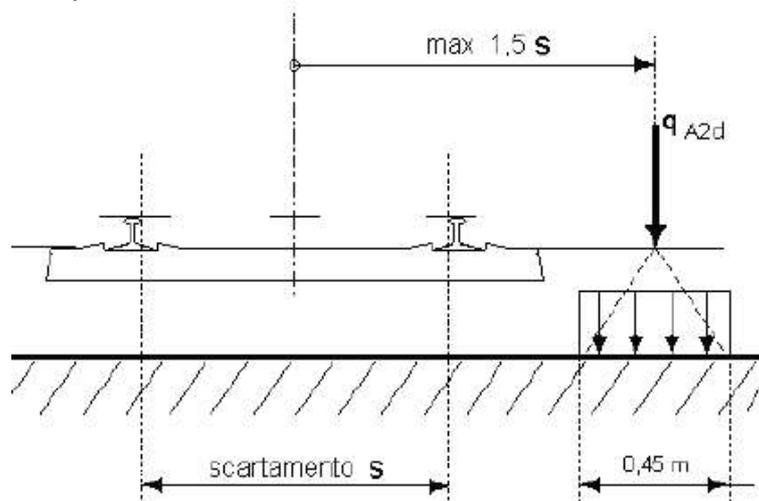
tutta la lunghezza dell'impalcato. Trasversalmente i carichi distano fra loro di S (scartamento del binario) e possono assumere tutte le posizioni comprese entro i limiti indicati. Per questa condizione sono tollerati danni locali, purché possano essere facilmente riparati, mentre sono da evitare danneggiamenti delle strutture portanti principali.



$q_{A1d} = 60/62 = 133 \text{ kN/m}^2$
 Su entrambi gli allineamenti.

7.4.2 Situazione 2

Si considera un unico carico lineare $QA_{2d} = 80 \text{ kN/m} \times 1,4$ esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di $1,5 S$ rispetto all'asse del binario. Per questa condizione convenzionale di carico andrà verificata la stabilità globale dell'opera, come il ribaltamento d'impalcato, il collasso della soletta, ecc.



$q_{A2d} = 80 \text{ kN/m} \times 1,4 / 0,45 = 249 \text{ kN/m}^2$
 Su un solo allineamento.

7.5 carichi da traffico ferroviario per la verifica a fatica

Nota: la verifica a fatica può essere svolta alternativamente con uno dei metodi sotto descritti.

7.5.1 Metodo dei coefficienti λ

(Riferimento a [20] § 2.7.1.2 Metodo dei coefficienti λ)

E' possibile ricondurre la verifica a fatica ad una verifica convenzionale di resistenza, confrontando il delta ideale convenzionale di tensione di progetto, $\Delta\sigma_{E,d}$, descritto nel seguito, con la classe del particolare $\Delta\sigma_c$.

Il delta di tensione convenzionale di calcolo $\Delta\sigma_{E,d}$ è dato da:

$$\Delta\sigma_{E,d} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71}$$

Per essere in sicurezza nei riguardi della fatica dovrà verificarsi la seguente condizione:

$$\Delta\sigma_{E,d} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

oppure

$$\Delta\tau_{E,d} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}}$$

Dove:

- λ è un fattore di correzione
- $\Delta\sigma_{71}$ è la differenza di tensione tra i valori estremi σ_{max} e σ_{min} dovuti a sovraccarico teorico di calcolo adottato per il ponte (LM71) posto nella posizione più sfavorevole. A favore di sicurezza per le verifiche a fatica viene considerato il carico da traffico pesante SW/2;
- $\Delta\sigma_c$ è la resistenza alla fatica corrispondente a 2×10^6 cicli da ricavare sulle curve SN corrispondenti al particolare strutturale esaminato;
- Φ_2 è il coefficiente di incremento dinamico del sovraccarico teorico valutato mediante la seguente formula:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82$$

con la limitazione $1.00 < \Phi_2 < 1.67$

dove:

- L_Φ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri
- $\gamma_{Mf} = 1.35$

Valori numerici del fattore di correzione λ

Il fattore di correzione è dato dalla seguente formula:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad \text{ma} \quad \lambda \leq \lambda_{max}$$

Dove:

- λ_1 è un fattore che, per differenti tipi di travature, porta in conto l'effetto di danneggiamento dovuto al traffico e dipende dalla lunghezza di influenza caratteristica dell'elemento da verificare
- λ_2 è un fattore che porta in conto il volume di traffico
- λ_3 è un fattore che porta in conto la vita di progetto del ponte
- λ_4 è un fattore da applicarsi quando l'elemento strutturale è caricato da più di un binario

• Valori di λ_1

L [m]	λ_1	4,0	1,07	12,5	0,82	45,0	0,64
0,5	1,60	4,5	1,02	15,0	0,76	50,0	0,63
1,0	1,60	5,0	1,03	17,5	0,70	60,0	0,63
1,5	1,60	6,0	1,03	20,0	0,67	70,0	0,62
2,0	1,46	7,0	0,97	25,0	0,66	80,0	0,61
2,5	1,38	8,0	0,92	30,0	0,65	90,0	0,61
3,0	1,35	9,0	0,88	35,0	0,64	100,0	0,60
3,5	1,17	10,0	0,85	40,0	0,64		

Coni seguenti valori di L:

PER STATI TENSIONALI PROVENIENTI DA SOLLECITAZIONI DI FLESSIONE:			
		Per:	Luce L da considerare
1		una campata semplicemente appoggiata	luce della campata L
2		campate continue	la luce della campata L_i considerata
		nelle sezioni di mezzeria (vedere Figura 3.1-1)	
3		campate continue	la media delle campate L_i e L_j adiacenti a quell'appoggio
		nelle sezioni sugli appoggi (vedere Figura 3.1-1)	
4		travature trasversali facenti da appoggio a supporti delle rotaie (o a irrigidimenti)	la somma delle due campate dei supporti delle rotaie (o degli irrigidimenti) immediatamente adiacenti alla travatura trasversale
5	a	piastra di impalcato sostenuta solo da travature o irrigidimenti trasversali (senza elementi longitudinali) e per quelle che sostengono elementi trasversali	lunghezza della linea di influenza dello spostamento (trascurando le parti con lo spostamento verso l'alto), prendendo in dovuto conto la rigidità delle rotaie nella distribuzione del carico
	b	elementi trasversali distanti tra di loro non più di 750 mm	2 volte la distanza tra gli elementi trasversali + 3 m

PER STATI TENSIONALI PROVENIENTI DA SOLLECITAZIONI DI TAGLIO:			
		Per:	Luce L da considerare
6		una campata semplicemente appoggiata	la luce della campata L
		nelle sezioni di mezzeria (vedere Figura 2.7.1.2.1-1)	
7		una campata semplicemente appoggiata	0,4 × la luce della campata L
		nelle sezioni sugli appoggi (vedere Figura 2.7.1.2.1-1)	
8		campate continue	la luce della campata Li considerata
		nelle sezioni di mezzeria (vedere Figura 2.7.1.2.1-1)	
9		campate continue	0,4 × la luce della campata Li considerata
		nelle sezioni sugli appoggi (vedere Figura 2.7.1.2.1-1)	

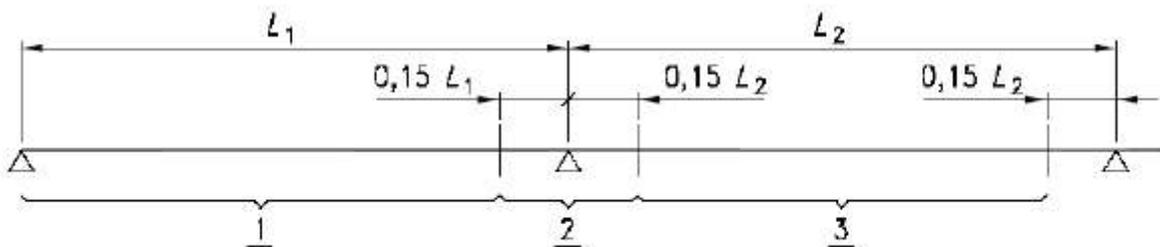


Fig. 2.7.1.2.1-1 – Aree dove si considerano la sezione di mezzeria o la sezione sull'appoggio

• Valori di λ_2

Traffico annuo [10 ⁶ t/binario]	5	10	15	20	25	30	35	40	50
λ_2	0.72	0.83	0.90	0.96	1.00	1.04	1.07	1.10	1.15

• Valori di λ_3

Vita utile a fatica [anni]	50	60	70	80	90	100	120
λ_3	0.87	0.90	0.93	0.96	0.98	1.00	1.04

$$\lambda_4 = \sqrt[n]{n + [1 - n] \cdot [a^5 + (1 - a)^5]}$$

$$a = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}}$$

Rapporto fra

- l'intervallo di tensione nella sezione da verificare ottenuta con il modello di carico su un solo binario;
- l'intervallo di tensione nella stessa sezione ottenuta con il modello di carico su due binari qualsiasi.

Con *n* uguale alla percentuale dei treni che si incrociano sul ponte, pari al 33,3%.

7.6 Cedimenti differenziali fondazionali

Possibili cedimenti differenziali delle spalle non inducono azioni sulla struttura dato lo schema isostatico.

7.7 Azione termica (T)

In conformità a [20] § 2.5.1.4.4.1.1 Temperatura si considera per la variazione termica uniforme volumetrica:

Impalcato con strutture in acciaio ed armamento diretto $DT = \pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$

(in considerazione della presenza delle catene che rendono la struttura prevalentemente esposta in modo diretto alle azioni termiche)

(Esclusivamente per il calcolo delle escursioni dei giunti e degli apparecchi d'appoggio la variazione di temperatura di cui al precedente capoverso dovrà essere incrementata del 50%).

7.8 Azione del vento (W)

L'azione è valutata in conformità a [20] § 2.5.1.4.4.2.

Il ponte in esame è da realizzare nei pressi di Siena, pertanto il sito rientra nella Zona 3, stabilita da normativa, a cui corrispondono:

$v_{b0}=27 \text{ m/s}$

$a_0=500 \text{ m}$

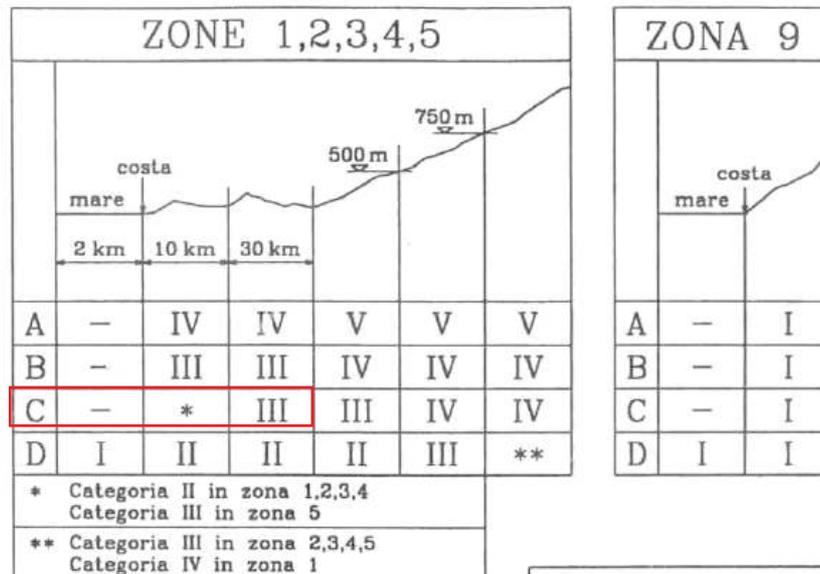
$k_a=0.02/s$

Tabella 3.III - Classi di rugosità del terreno.

Classi di rugosità	Descrizione
A	Area urbana, in cui almeno il 15% della superficie del terreno sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m
B	Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva
C	Area con ostacoli diffusi (quali alberi, case, muri, recinzioni,): aree con rugosità non riconducibile alle Classi A, B, D.
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla riva) b) Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla riva) c) Area priva di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

Tabella 3.II – Valori dei parametri k_r , z_0 , e z_{min} per le diverse categorie di esposizione.

Categorie 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



Tale pressione si riferisce a un periodo TR = 50 anni e ad un coefficiente di pressione unitario. Correzione per periodo di ritorno TR > 50 anni.

$$T_{R0} = \max \{T_0, V_N\} \quad (A.1)$$

Tabella A.I – Periodo di ritorno convenzionale T_0 .

Proprietà della costruzione	T_0 (anni)
Costruzione provvisoria, in fase di realizzazione o di demolizione, purché il periodo in cui sussiste tale stato sia minore di 1 anno. Per le costruzioni provvisorie, è necessario che sia minore di un anno l'insieme di tutti i successivi periodi nei quali la costruzione è riutilizzata	10
Costruzione ordinaria	50
Costruzione di rilevante importanza	100
Costruzione di importanza strategica	200

Laddove le presenti Istruzioni non forniscano diverse indicazioni, o non sussistano specifiche norme, o non si applichino considerazioni opportunamente motivate e documentate, si raccomanda di attribuire al periodo di ritorno di progetto T_R i valori del periodo di ritorno di riferimento T_{R0} definiti dall'Eq. (A.1), quindi $T_R = T_{R0}$.

Le presenti Istruzioni raccomandano di utilizzare valori del periodo di ritorno di progetto T_R diversi dal periodo di ritorno di riferimento T_{R0} in due casi distinti:

- per analisi inerenti l'abitabilità degli edifici, l'Appendice N suggerisce di valutare i valori di picco dell'accelerazione in corrispondenza di un periodo di ritorno di progetto $T_R = 1$ anno;
- per analisi inerenti il comportamento delle costruzioni e dei loro elementi nei riguardi del distacco dei vortici e di altri fenomeni aeroelastici, le Appendici O e P raccomandano di valutare la velocità media del vento in corrispondenza di un periodo di ritorno di progetto $T_R = 10T_{R0}$.

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad (3.3)$$

v_b è la velocità base di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni (paragrafo 3.2.1);

c_r è il coefficiente di ritorno fornito dall'espressione (Figura 3.2):

$$c_r = 0,75 \quad \text{per } T_R = 1 \text{ anno} \quad (3.4a)$$

$$c_r = 0,75 + 0,0652 \ln(T_R) \quad \text{per } 1 \text{ anno} \leq T_R < 5 \text{ anni} \quad (3.4b)$$

$$c_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad \text{per } 5 \text{ anni} \leq T_R < 50 \text{ anni} \quad (3.4c)$$

$$c_r = 0,65 \left\{ 1 - 0,138 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} \quad \text{per } T_R \geq 50 \text{ anni} \quad (3.4d)$$

Si ottiene per $T=100$ anni:
 $c_r = 1.063$.

Risulta:

$$V_r = V_b \cdot c_r = 28.701 \text{ m/s}$$

$$q_r = 1/2 \cdot v_r^2 \cdot \rho = 514.84 \text{ N/m}^2$$

Altezza di riferimento dell'impalcato, in presenza di traffico o in presenza di barriera antirumore (si

assumono altezze approssimativamente uguali, pari a 4.00 m sul P.F.):

$$H = 4.00 \text{ (barriera)} + 0.70 \text{ (traverso)} + 0.35 \text{ (cassone)} + 0.75 \text{ (ballast)} = 5.80 \text{ m}$$

$$z = 5.5 + (0.70 + 0.35 + 0.75) / 2 \text{ m} = 6.4 \text{ m}$$

H: altezza dell'impalcato + treno/barriera investita dal vento:

z: differenza di quota tra il centro dell'impalcato e il punto più basso del suolo sottostante, incrementata di H/2.

$$B/H = 8/5.8 = 1.38 < 2$$

B: larghezza impalcato

Si ha quindi.

$$C_{f0x} = -1.64 \cdot \log(B/H) + 2.15 = 1.921$$

Dato che il rapporto tra distanza tra le catene e la loro altezza risulta elevato non si ha una riduzione del fattore di forma, che si mantiene unitario.

L'azione del vento risulta quindi.

$$q = p^* C_{f0x} = (q_r^* C_e^* C_p^* C_d)^* C_{f0x} = (0.51484^* 1.86^* 1^* 1)^* 1.921 = 1.84 \text{ kN/m}^2$$

dove: $C_p = C_d = 1$

$$C_e = k_r^* C_t^* \ln(z/z_0) [7 + C_t^* \ln(z/z_0)] = 1.86$$

$$C_t = 1$$

Tale azione viene poi divisa per l'altezza della superficie investita dal vento di ciascun elemento:

$$Q_{\text{catene_sup}} = 1.84^* 0.90 = 1.656 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{catene_inf}} = 1.84^* 0.75 = 1.38 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{diagonali}} = 1.84^* 0.60 = 1.10 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{verticali}} = 1.84^* 0.22 = 0.41 \text{ kN/m}$$

Dato che l'azione del vento risulta eccentrica rispetto alla base dell'impalcato, si considera il seguente momento flettente, applicato ad un *beam* fittizio posizionato lungo l'asse centrale dell'impalcato stesso:

$$m = 1.84^* 5.8^* 5.8 / 2 = 31 \text{ kNm/m}$$

7.9 Resistenze parassite nei vincoli

L'azione è valutata in conformità a [20] § 2.5.1.6.3.

Una forza di attrito dovuta all'espansione o alla contrazione del ponte è considerata a livello degli appoggi e si assume che corrisponda ad una aliquota della somma dei carichi G1 + G2 che caricano il dispositivo considerato.

Si noti che a causa dello schema statico di semplice appoggio del ponte, le forze di attrito non generano azioni sugli elementi oltre a una forza assiale trascurabile (tensione o compressione).

In ciascun apparecchio d'appoggio mobile la reazione parassita è pari al prodotto della reazione vertical associata ai carichi verticali, permanenti e mobili, per il coefficiente di attrito "f" (da assumere in relazione alle caratteristiche degli appoggi).

Si assume in favore della sicurezza:

$$f = 5\%$$

Nella valutazione delle resistenze parassite dei vincoli mentre il termine connesso ai carichi permanenti può essere orientato in entrambi i versi della direzione longitudinale (il movimento dell'impalcato può essere di contrazione o espansione indifferentemente a seconda della temperatura inferiore o superiore a quella di montaggio), quello relativo ai carichi mobili presenta un unico verso di azione e, pertanto, quest'ultimo deve essere considerato solo quando rende sfavorevole la condizione di verifica dell'elemento considerato (i carichi verticali sull'impalcato

tendono ad allungare l'impalcato stesso, effetto di trazione sulle catene).

Dal momento che in questo caso i carichi da traffico ferroviario tendono ad agire allontanando le estremità del ponte (allungamento della catena) nella valutazione dell'azione si considerano solo i carichi permanenti.

7.10 Azione sismica (E)

L'azione sismica è calcolata secondo [20] 2.5.1.7 Azioni sismiche.

7.10.1 Parametri di analisi

Collocazione dell'opera:



Figura 12: Collocazione del ponte ferroviario (google maps)

2.5.1.1 VITA NOMINALE E CLASSI D'USO

2.5.1.1.1 Vita nominale

La vita nominale di una costruzione, così come definita al punto 2.4.1 del DM 14.1.2008, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità.

Con riferimento alla tabella 2.4.1 del DM 14.1.2008, la vita nominale VN delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella:

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V _N [ANNI] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE (V<250 Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' V<250 Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' V ≥ 250 km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V _N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

2.5.1.1.2 Classi d'uso

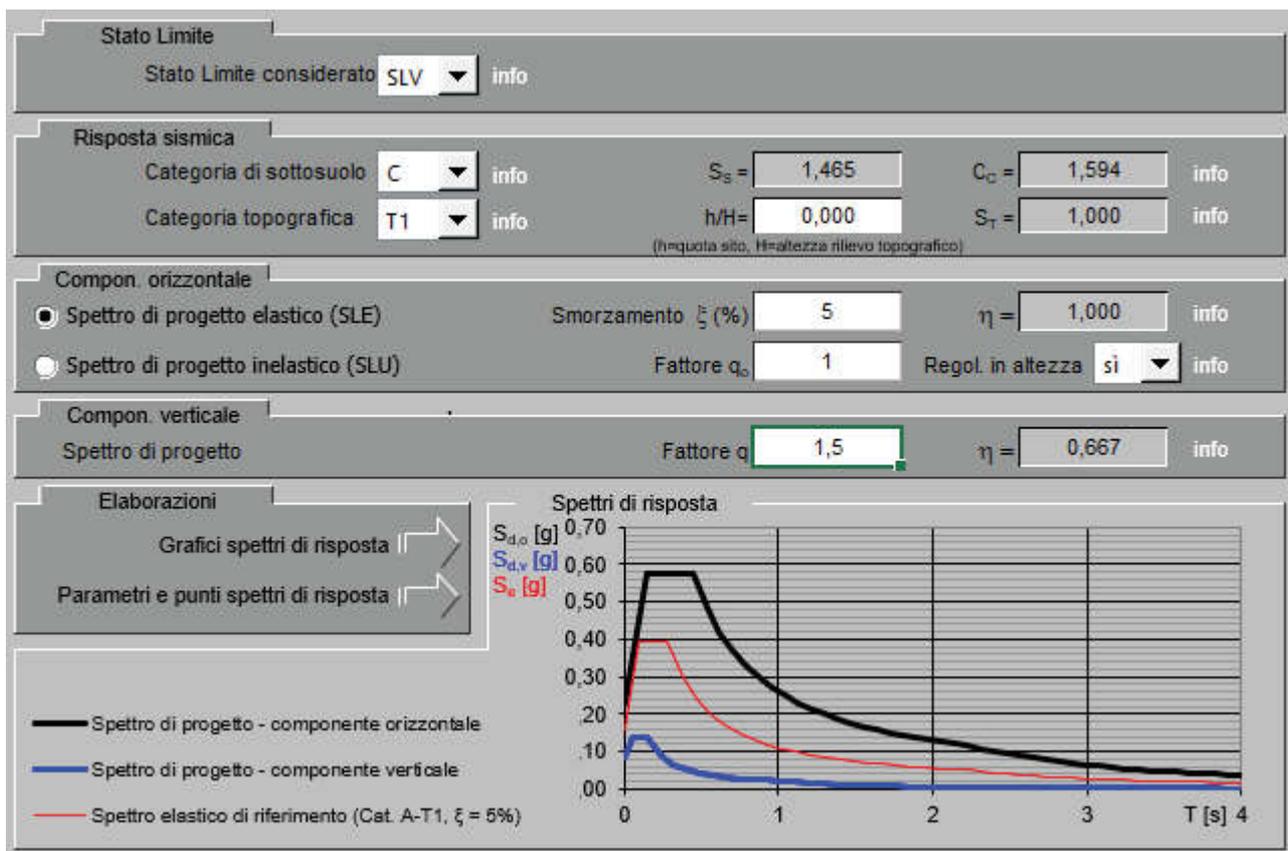
Il DM 17.01.2018 attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e quindi delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d'uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d'uso CU.

Con riferimento alla classificazione di cui al punto 2.4.2 del DM 17.01.2018, la classe d'uso delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella 2.5.1.1.2-1.

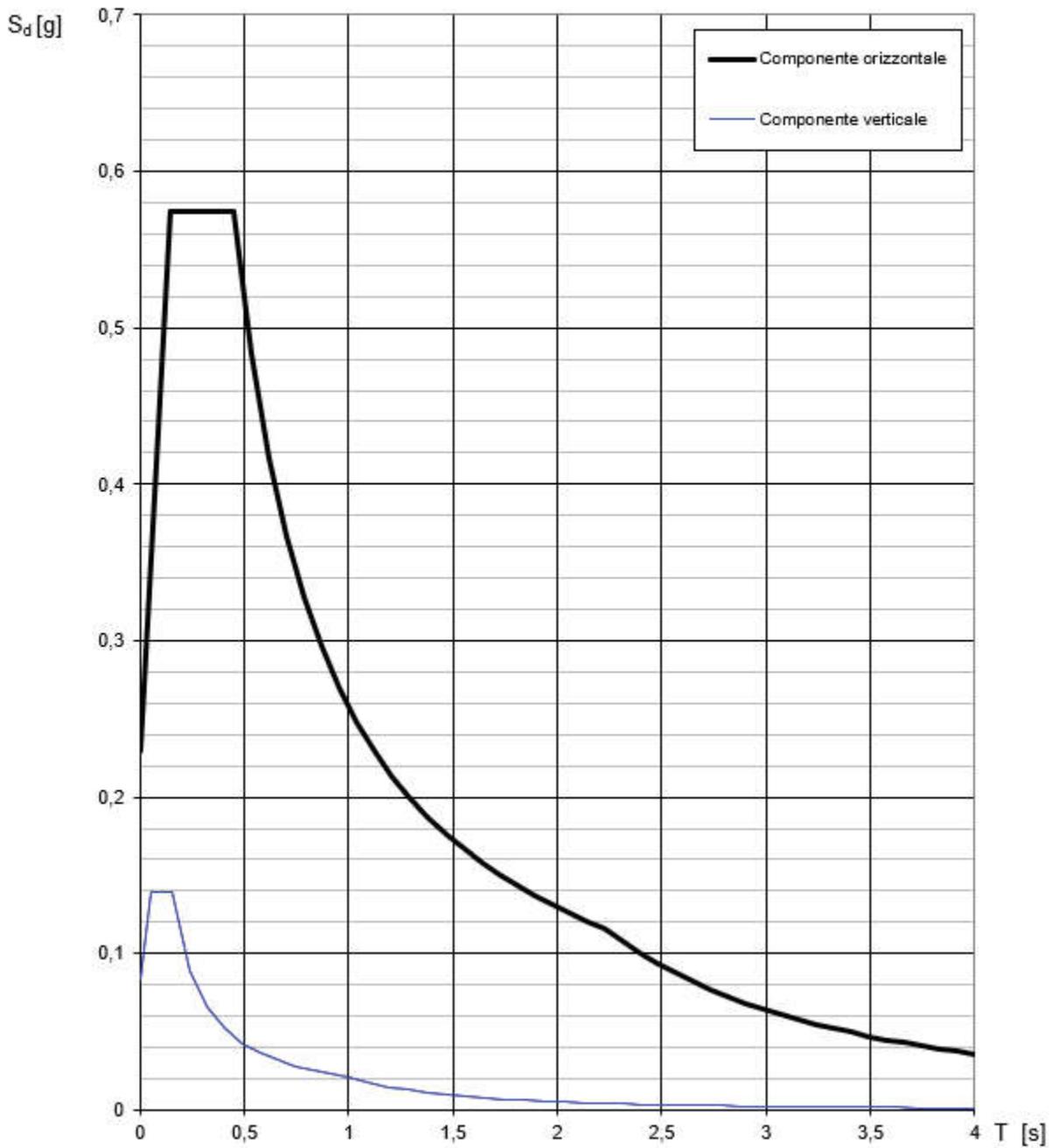
TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,00
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,50
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,00

Tabella 2.5.1.1.2-1 - Coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie

Si riportano i risultati dello spettro di risposta relativo alla combinazione SLV:



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_y	0,157 g
F_0	2,505
T_c	0,282 s
S_s	1,465
C_c	1,594
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,465
η	1,000
T_B	0,150 s
T_C	0,450 s
T_D	2,226 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_y / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_y \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_y \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_y \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_y \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con η/q , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,229
T_B	0,150	0,575
T_C	0,450	0,575
	0,534	0,484
	0,619	0,417
	0,703	0,367
	0,788	0,328
	0,873	0,296
	0,957	0,270
	1,042	0,248
	1,126	0,229
	1,211	0,213
	1,296	0,199
	1,380	0,187
	1,465	0,176
	1,549	0,167
	1,634	0,158
	1,719	0,150
	1,803	0,143
	1,888	0,137
	1,972	0,131
	2,057	0,126
	2,142	0,121
T_D	2,226	0,116
	2,311	0,108
	2,395	0,100
	2,480	0,094
	2,564	0,087
	2,649	0,082
	2,733	0,077
	2,818	0,072
	2,902	0,068
	2,986	0,064
	3,071	0,061
	3,155	0,058
	3,240	0,055
	3,324	0,052
	3,409	0,050
	3,493	0,047
	3,578	0,045
	3,662	0,043
	3,747	0,041
	3,831	0,039
	3,916	0,038
	4,000	0,036

Si riportano i risultati dello spettro di risposta relativo alla combinazione SLC:

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLC**

Risposta sismica

Categoria di sottosuolo **C**

$S_S = 1,439$

$C_C = 1,590$

Categoria topografica **T1**

$h/H = 0,000$

$S_T = 1,000$

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1,000$

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_a **1**

Regol. in altezza **sì**

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1,5**

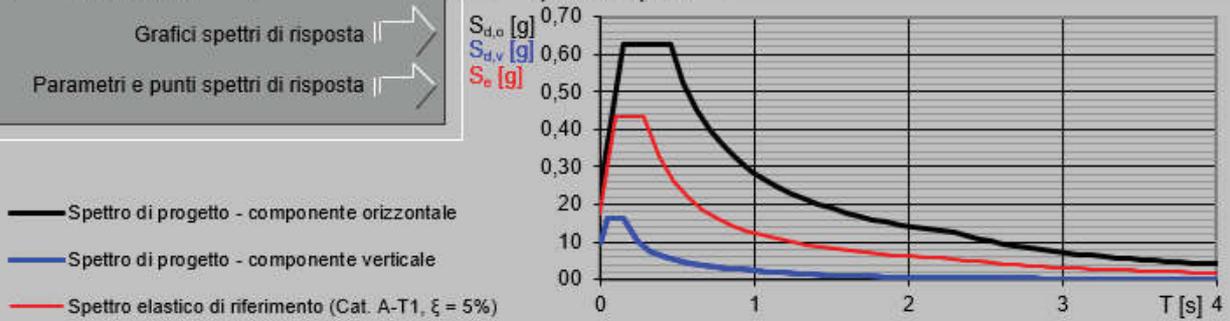
$\eta = 0,667$

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



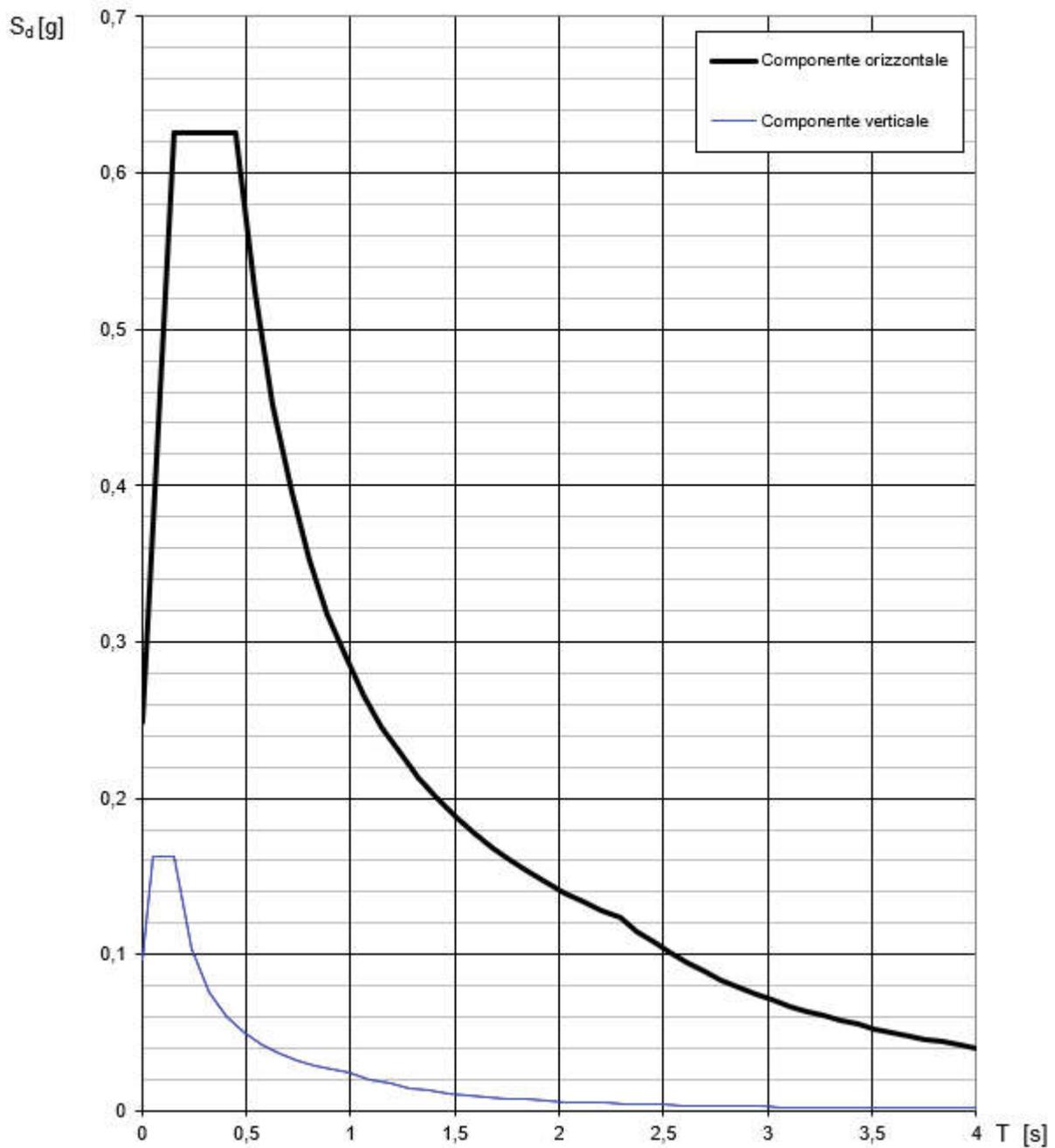
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0,173 g
F_o	2,519
T_c	0,284 s
S_s	1,439
C_c	1,590
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,439
η	1,000
T_B	0,151 s
T_C	0,452 s
T_D	2,291 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,249
T_B	0,151	0,626
T_C	0,452	0,626
	0,540	0,524
	0,627	0,451
	0,715	0,396
	0,802	0,353
	0,890	0,318
	0,977	0,290
	1,065	0,266
	1,153	0,246
	1,240	0,228
	1,328	0,213
	1,415	0,200
	1,503	0,188
	1,590	0,178
	1,678	0,169
	1,765	0,160
	1,853	0,153
	1,941	0,146
	2,028	0,140
	2,116	0,134
	2,203	0,128
T_D	2,291	0,124
	2,372	0,115
	2,454	0,108
	2,535	0,101
	2,616	0,095
	2,698	0,089
	2,779	0,084
	2,861	0,079
	2,942	0,075
	3,023	0,071
	3,105	0,067
	3,186	0,064
	3,267	0,061
	3,349	0,058
	3,430	0,055
	3,512	0,053
	3,593	0,050
	3,674	0,048
	3,756	0,046
	3,837	0,044
	3,919	0,042
	4,000	0,041

7.10.2 Analisi Modale

È stata svolta un'analisi modale della struttura, sotto le ipotesi riportate nel seguito.

7.10.2.1 Analisi delle masse

- Elementi metallici (calcolati dal software assegnando l'accelerazione gravitazionale): 7850 kg/m³
- Passerella (applicata lungo il corrente inferiore su cui viene installata): 3600 kg/m

- Cassone + Ballast + armamento + Traffico (distribuiti uniformemente sui *plate* rappresentanti il cassone): 3395.1 kg/m²

7.10.2.2 Vincoli applicati alla struttura

L'impalcato è stato vincolato mediante elementi *connection* che riproducono i gradi di libertà effettivi dei dispositivi, i quali sono stati a loro volta rigidamente incastrati alle estremità.

Gli elementi *connection* sono dotati di elevata rigidezza torsionale e assiale (10^7 kNm/rad) ed elevata rigidezza traslazionale (10^7 kNm/rad) compatibilmente con lo schema di vincolo adottato.

7.10.2.3 Contributo di rigidità delle sottostrutture

In questo approccio non si è tenuto conto della rigidità delle spalle in quanto estremamente massive e compatte. Le stesse possono essere considerate infinitamente rigide e solidali con il moto del terreno.

Valutazioni più accurate sulla cedevolezza delle fondazioni saranno svolte nella successiva fase di progettazione esecutiva.

7.10.2.4 Modi propri di vibrare della struttura

Si riportano di seguito i modi propri di vibrare principali della struttura.

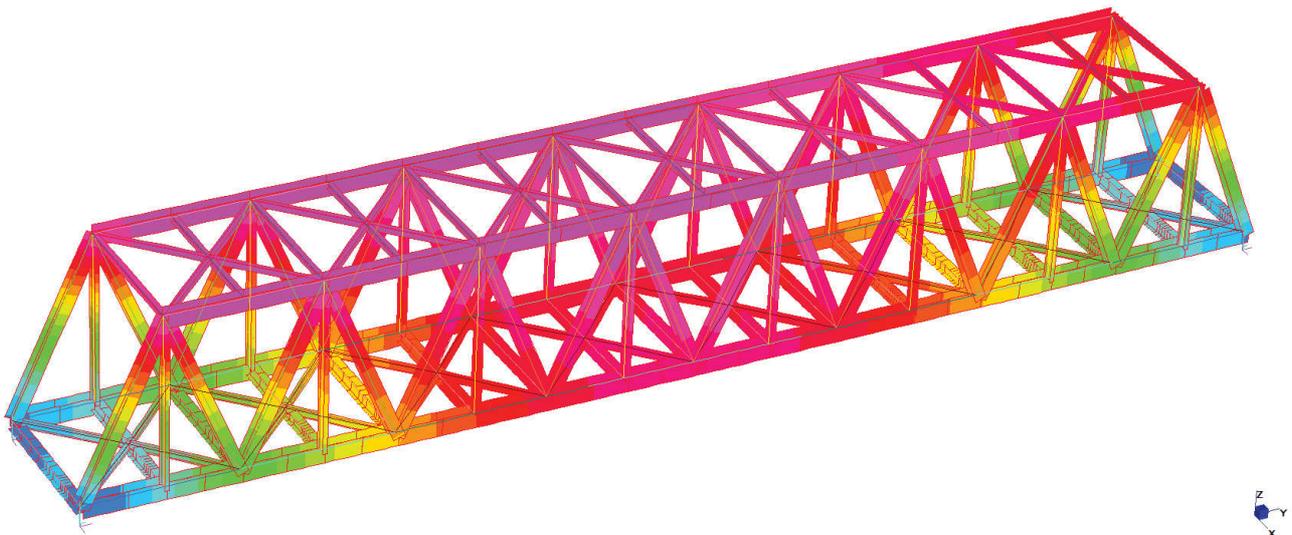


Figura 13: Modo di vibrare in X

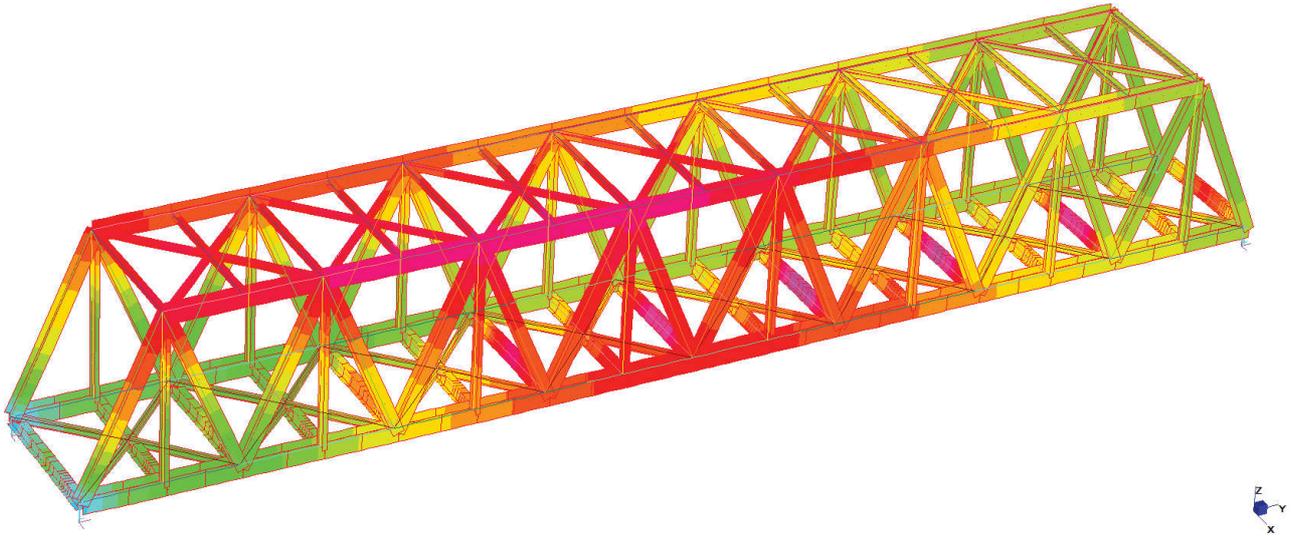


Figura 14: Modo di vibrare in Y

7.10.3 Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica

Gli effetti delle componenti dell'azione sismica nelle tre direzioni (EX, EY, EZ), derivanti dalla sovrapposizione degli effetti dell'analisi dinamica con spettro di risposta SLV e dell'analisi statica degli spostamenti relativi del terreno, sono combinati applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad ([2] 7.3.15)$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. Si riportano di seguito gli spostamenti della struttura in combinazione sismica SLV.

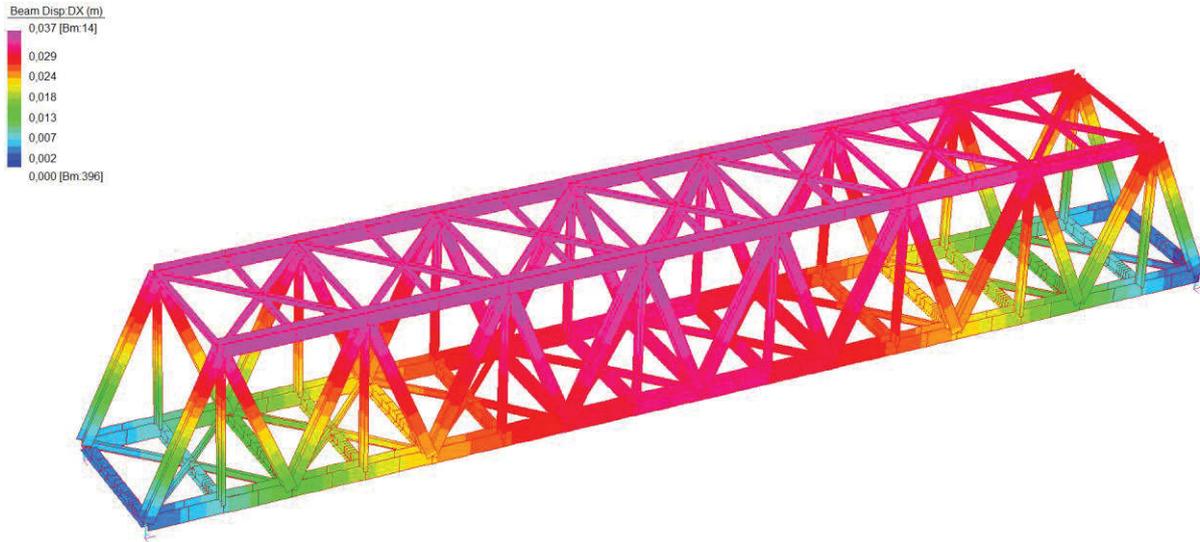


Figura 15: Spostamenti X+0.3Y SLV

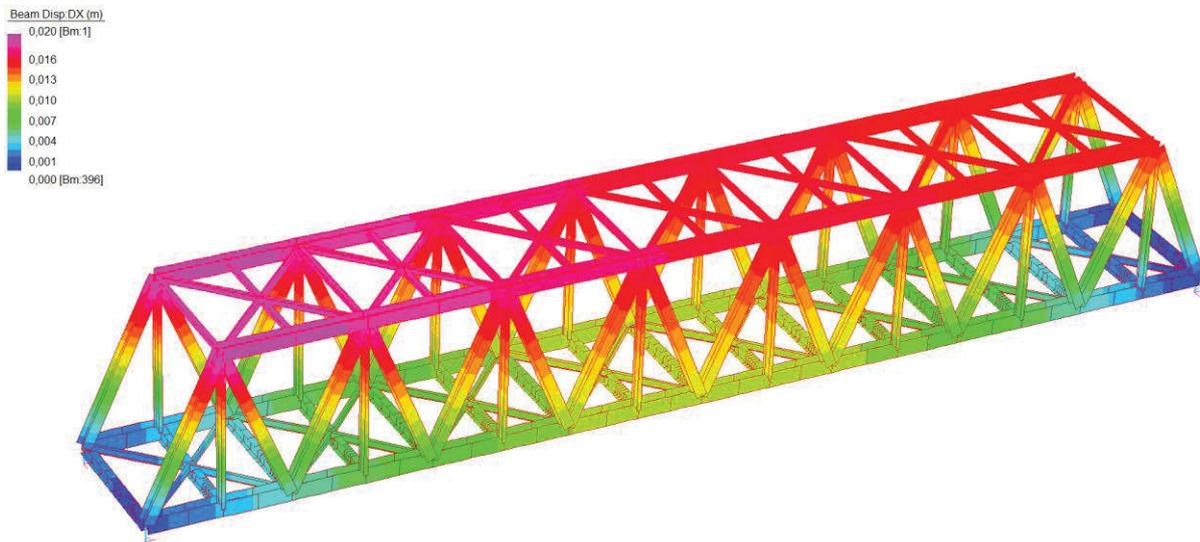


Figura 16: Spostamenti Y+0.3X SLV

Si riportano di seguito le reazioni in corrispondenza dei dispositivi di appoggio.

	MIN	MAX
SF1(kN)	-1661,412	0,000
	[Bm.396]	[Bm.397]
SF2(kN)	-1583,553	0,000
	[Bm.397]	[Bm.398]

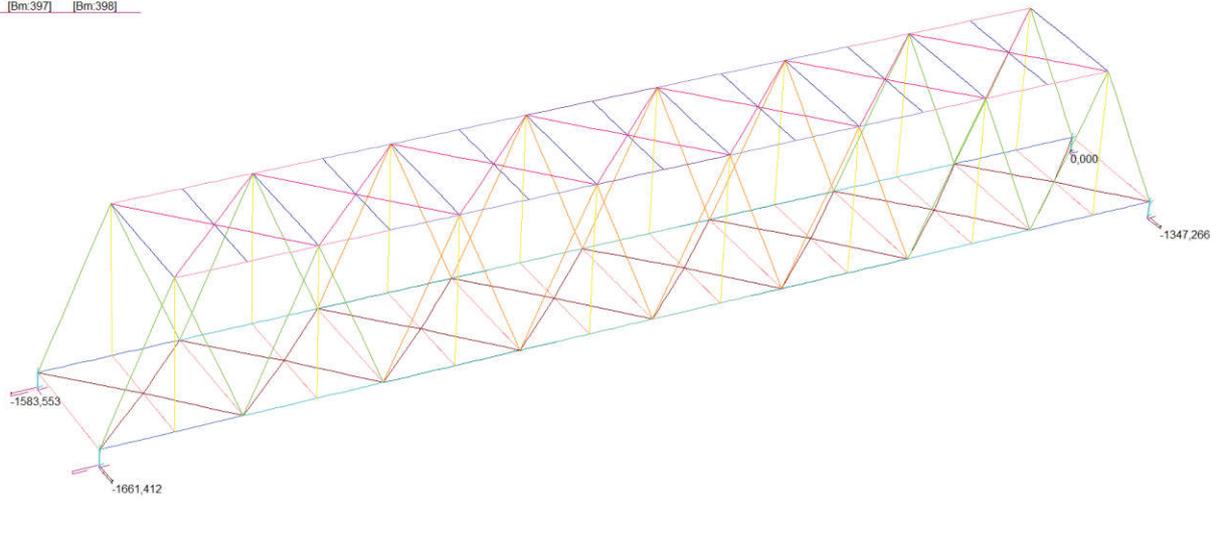


Figura 17: Spostamenti X+0.3Y SLV

	MIN	MAX
SF1(kN)	-585,245	0,000
	[Bm.396]	[Bm.397]
SF2(kN)	-3249,670	0,000
	[Bm.397]	[Bm.398]

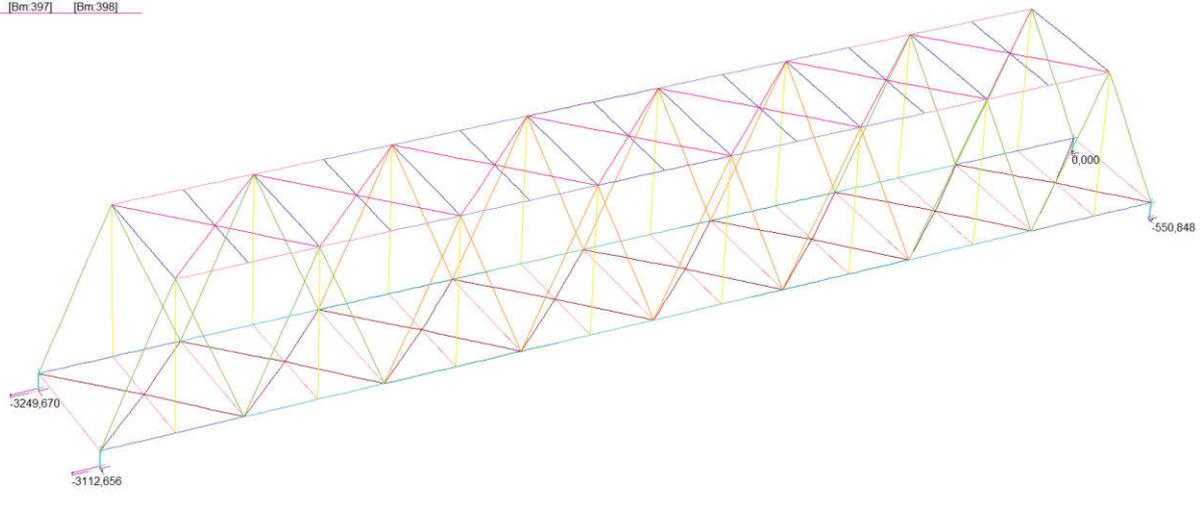


Figura 18: Spostamenti Y+0.3X SLV

8. COMBINAZIONI E FATTORI

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione da utilizzare per il calcolo secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, si fa riferimento a quanto prescritto in [20]. Si considera innanzitutto la possibile presenza contemporanea di più treni, secondo la seguente tabella.

Tabella 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71"++SW/0")	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71"++SW/0")	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"++SW/0")	-	1,0 (LM 71"++SW/0")
≥ 3	Primo	1,0 (LM 71"++SW/0")	0,75 (LM 71"++SW/0")	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"++SW/0")	0,75 (LM 71"++SW/0")	1,0 (LM 71"++SW/0")
	Altri	-	0,75 (LM 71"++SW/0")	-

⁽¹⁾ LM71 "++" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

I treni di carico sono inoltre moltiplicati per i coefficienti Φ specifico per ogni elemento strutturale (per il comportamento complessivo globale si è assunto $\Phi = 1.012$), oltre che per α ove previsto. Inoltre, i carichi da traffico di tipologia diversa vengono combinati tra loro secondo la tabella seguente.

Tabella 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
⁽¹⁾ Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc...)
⁽²⁾ La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Le condizioni di carico derivanti dal traffico ferroviario, così combinate tra loro, verranno quindi combinate con le azioni permanenti ed accidentali di diversa natura secondo le seguenti modalità.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nel seguito verranno analizzati i risultati più gravosi fra le seguenti combinazioni di carico.

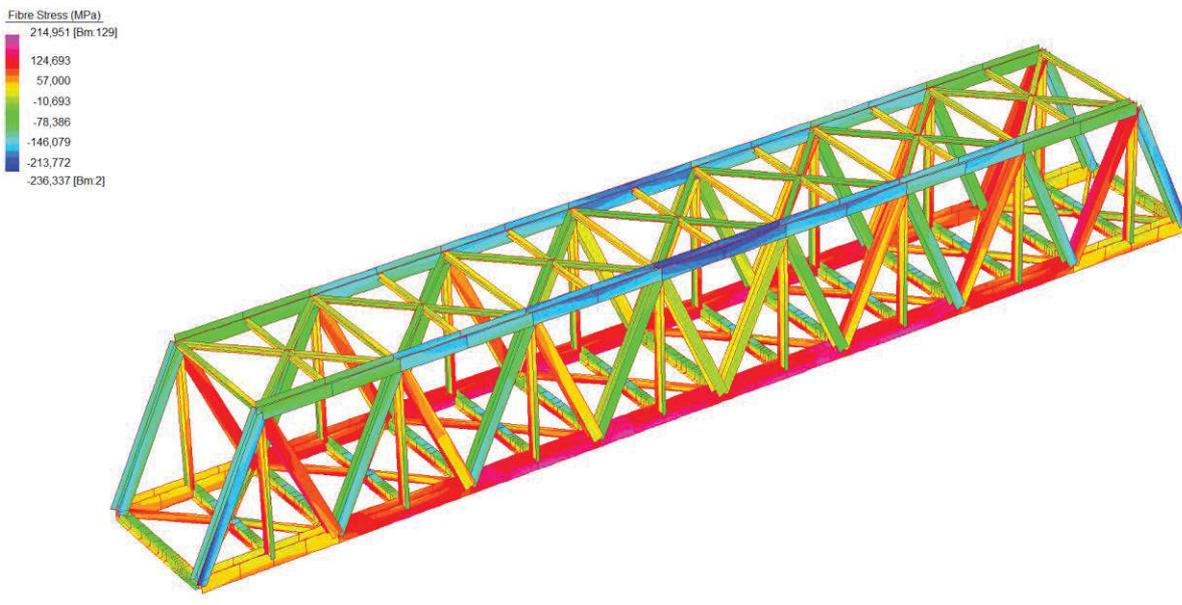


Figura 19: massime tensioni - combinazioni SLU_Traffico_SW/2 L/2 T(-)

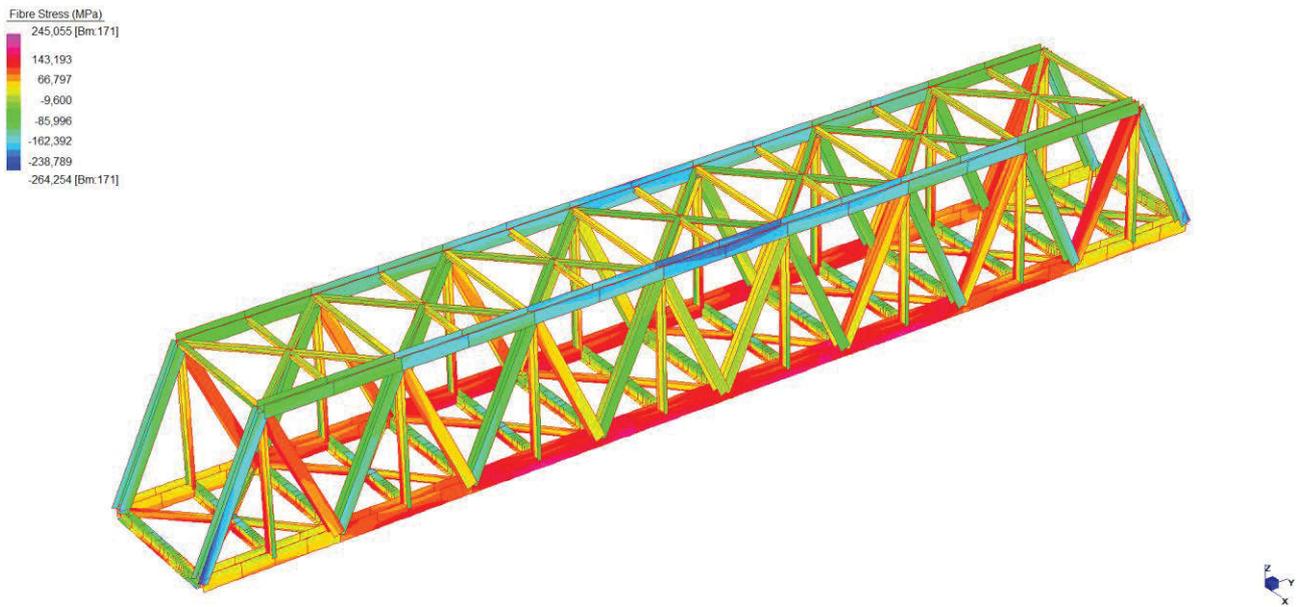


Figura 20: massime tensioni - combinazioni SLU_Traffico_SW/2 appoggio T(-)

Si riportano nei capitoli successivi le verifiche tensionali degli elementi principali costituenti l'impalcato.

9. VERIFICHE DEI DIAGONALI

Essendo il ponte ferroviario in esame una struttura reticolare, le verifiche dei diagonali, modellati come elementi *beam*, sono effettuate su base tensionale, valutando quindi le tensioni agenti su tali elementi secondo le combinazioni esposte in precedenza. Vengono inoltre riportate le verifiche di resistenza in termini di sollecitazione.

9.1 Resistenza SLU

Si riporta di seguito la verifica degli elementi tesi e compressi maggiormente sollecitati per la combinazione agli SLU più gravosa.

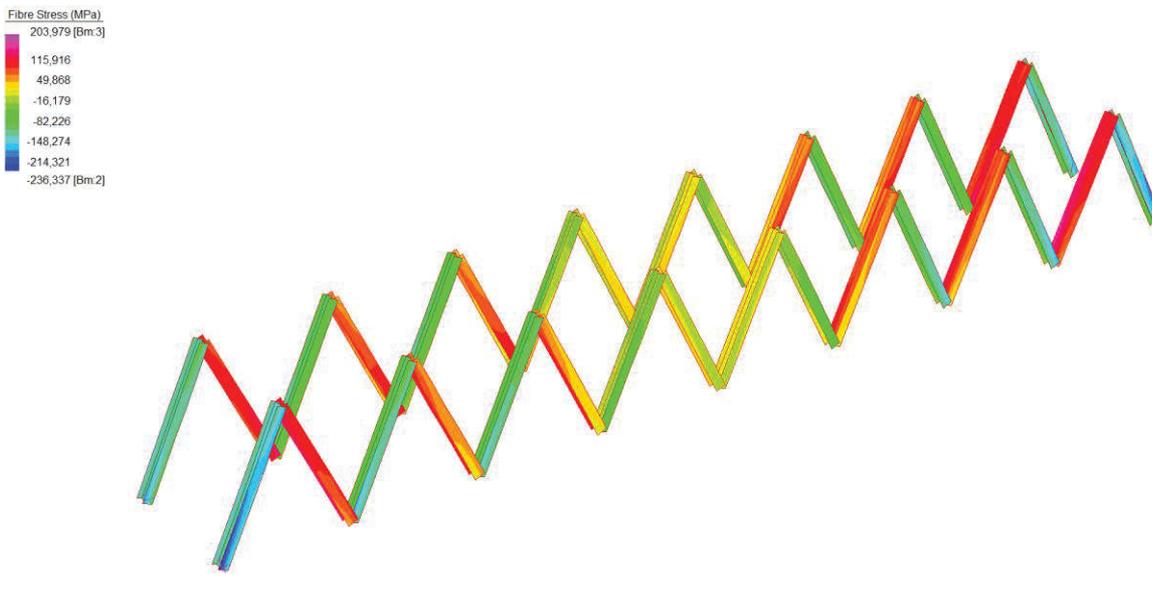


Figura 21: massime tensioni nei diagonali - combinazioni SLU

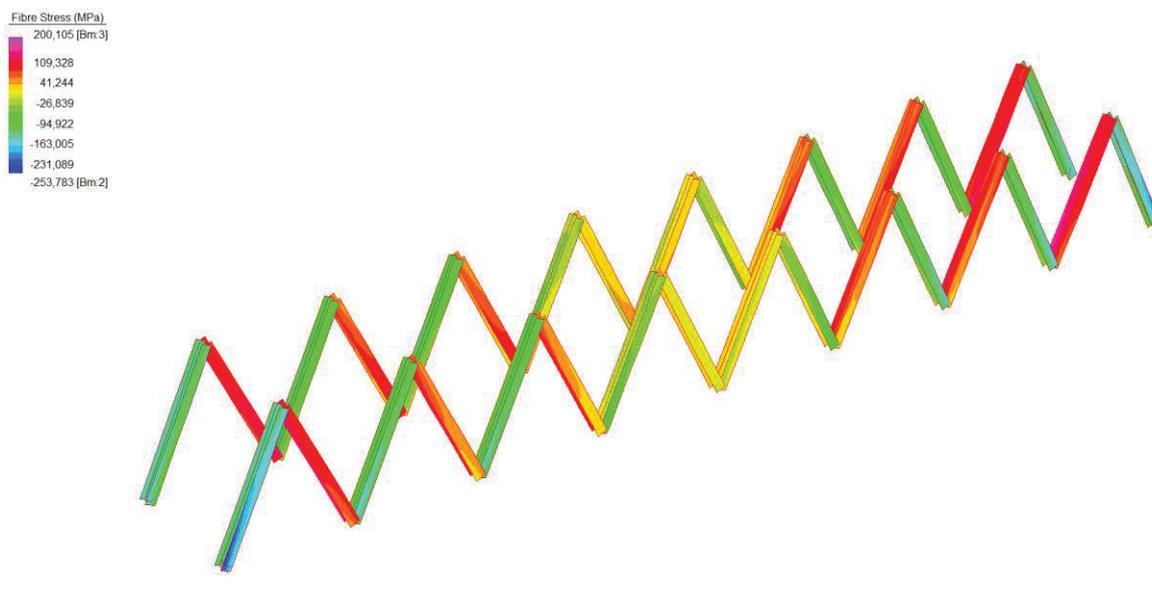


Figura 22: minime tensioni nei diagonali - combinazioni SLU

Come si nota tutte le tensioni sono inferiori al valore di confronto:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 338 \text{ MPa per elementi con spessore minore di 40mm,}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 319 \text{ MPa per elementi con spessore maggiore di 40mm.}$$

Nelle figure seguenti si riportano le sollecitazioni agenti nei diagonali.

	MIN	MAX
Forze(kN)	-10104,811	9069,750
	[Bm.2]	[Bm.3]

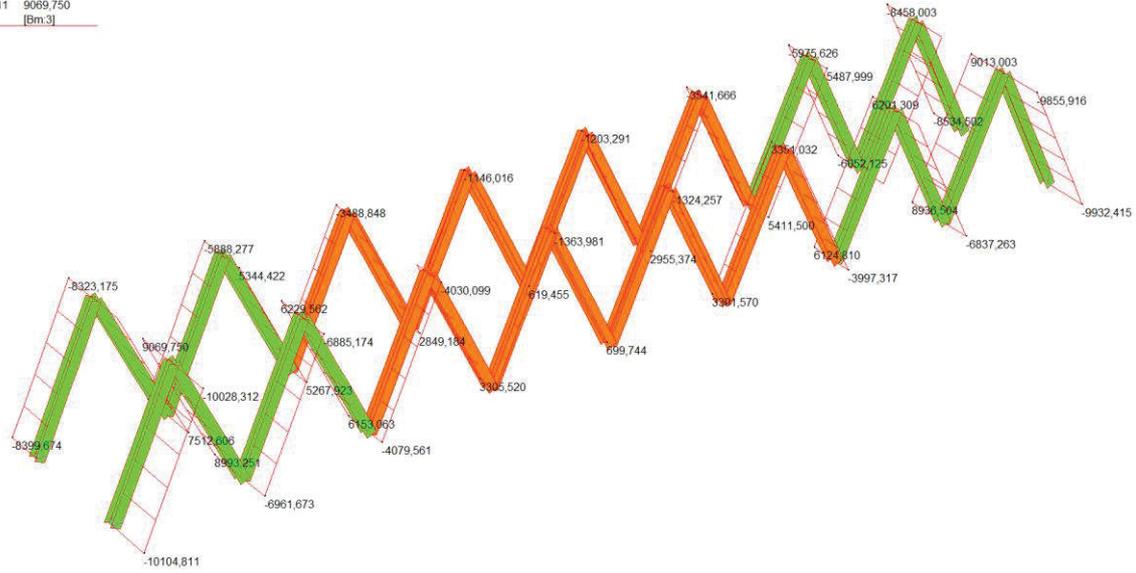


Figura 23: sforzo assiale nei diagonali - combinazioni SLU

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-337,110	247,397
	[Bm.36]	[Bm.36]

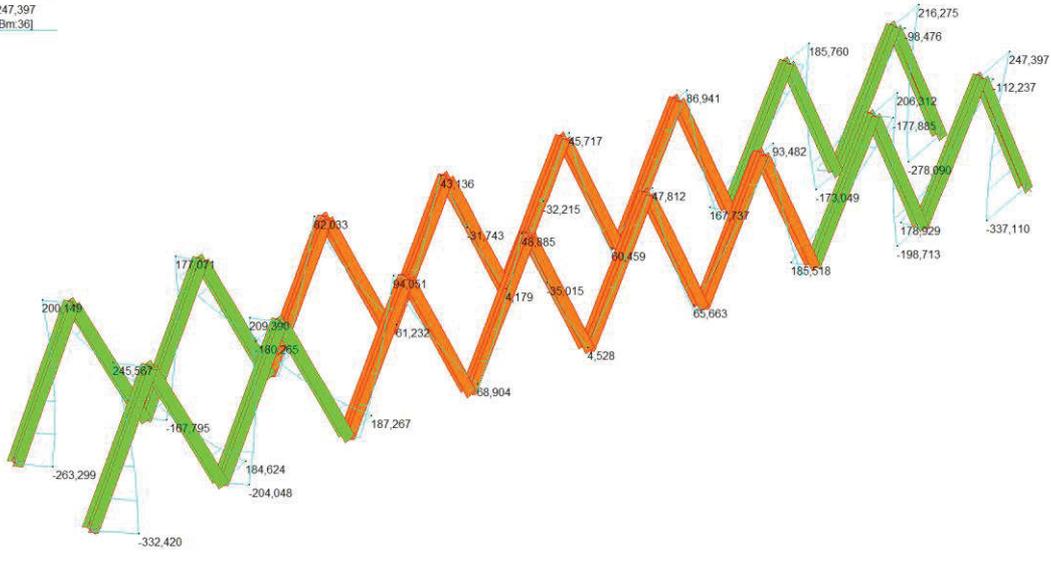


Figura 24: momenti flettenti attorno l'asse forte dei diagonali - combinazioni SLU

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-835,720	241,524
	[Bm.3]	[Bm.5]

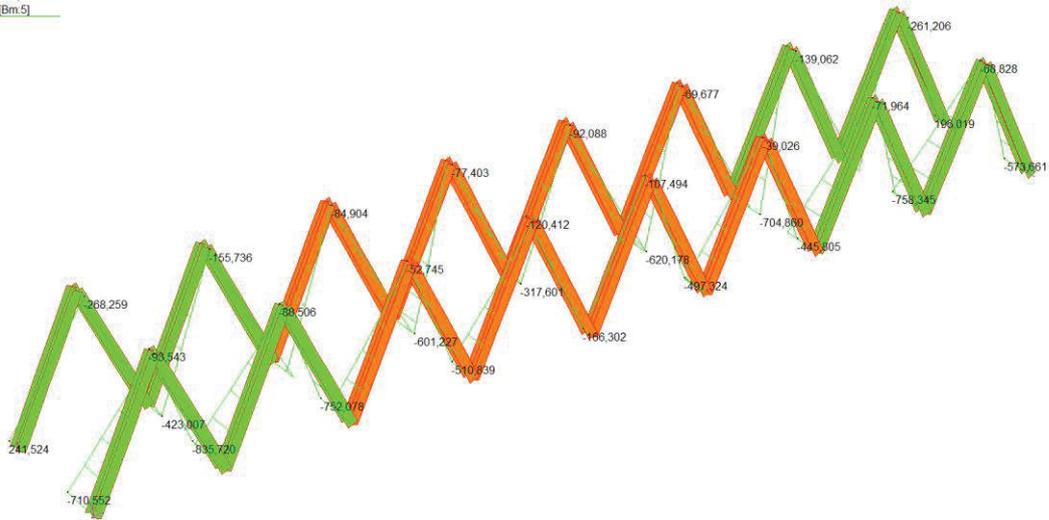


Figura 25: momenti flettenti attorno l'asse debole dei diagonali - combinazioni SLU

	MIN	MAX
SF1(kN)	-80,830	80,125
	[Bm.36]	[Bm.2]

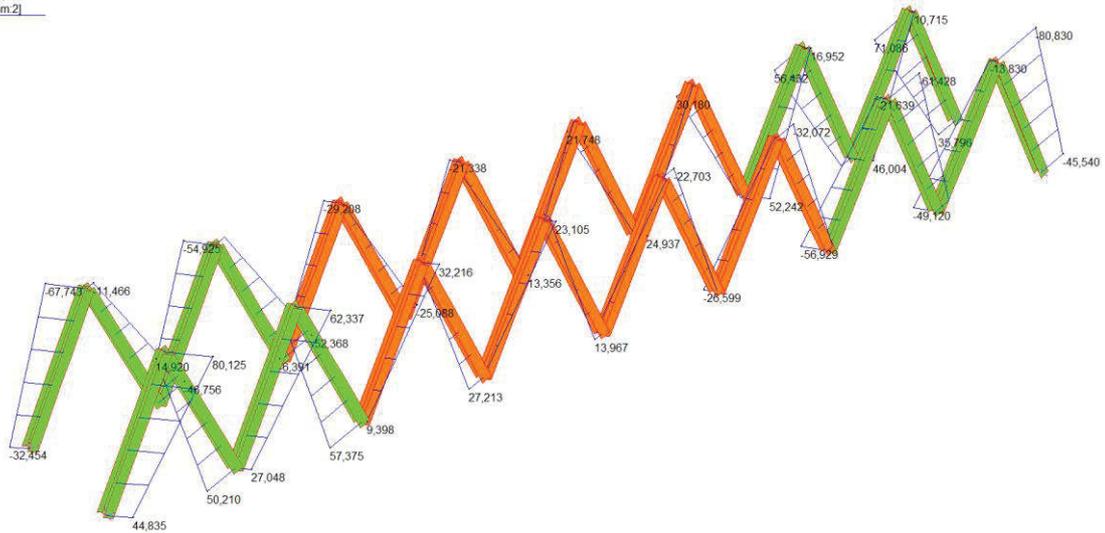


Figura 26: sforzi taglianti rispetto l'asse debole dei diagonali - combinazioni SLU

	MIN	MAX
SFZ(kN)	-86,720	86,988
	[Bm 59]	[Bm 9]

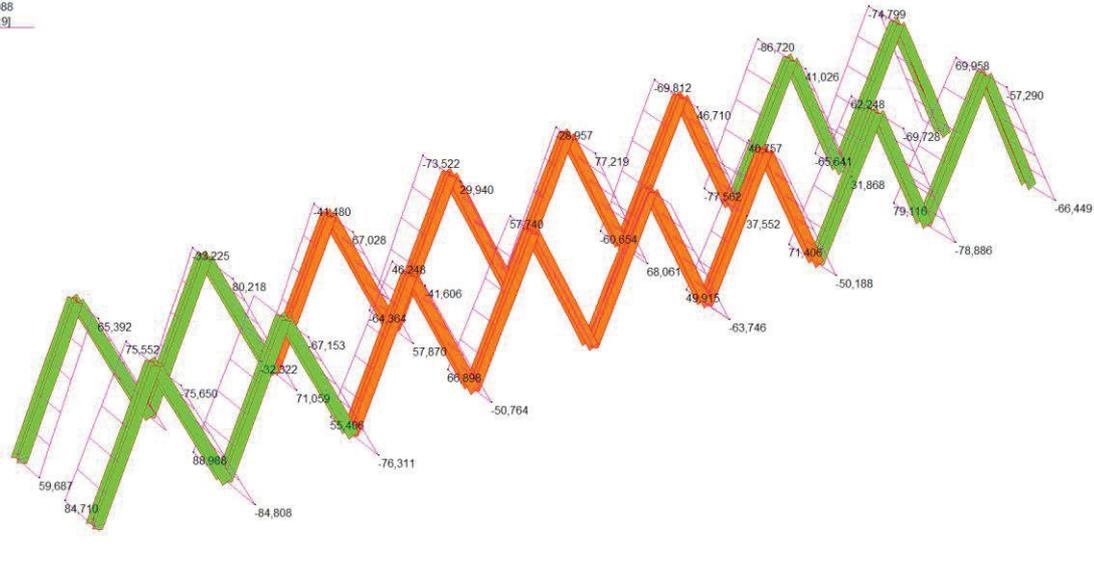


Figura 27: sforzi taglianti rispetto l'asse forte dei diagonali - combinazioni SLU

Si riportano le sollecitazioni agenti per l'elemento più sollecitato delle due tipologie di profilo utilizzate per le aste diagonali D1 e D2:

Elemento	N _{ED} [kN]	V _{y,ED} [kN]	V _{z,ED} [kN]	M _{y,ED} ⁺ [kNm]	M _{z,ED} ⁺ [kNm]	M _{y,ED} ⁻ [kNm]	M _{z,ED} ⁻ [kNm]
D1	10105	80	85	31	246	711	333
D2	4080	32	56	-	94	478	99

Si riportano le sollecitazioni resistenti per l'elemento più sollecitato.

D1

g (Kg/m): 573,0

h (mm): 620

b (mm): 600

tw (mm): 25

tf (mm): 50

r (mm): 0

N_{by,Rd} [kN]: 21.424

N_{bz,Rd} [kN]: 14.753

V_{ply,Rd} [kN]: 2.538

A (cm²): 730

I_y (cm⁴): 517.893

W_y (cm³): 16.706

W_{ply,y} (cm³): 18.790

i_y (cm): 26,64

I_z (cm⁴): 180.068

W_z (cm³): 6.002

W_{pl,z} (cm³): 9.081

M_{cy,Rd} [kNm]: 6.353

M_{cz,Rd} [kNm]: 3.070

V_{plz,Rd} [kN]: 11.712

iz (cm): 15,71

IT (cm⁴): 5.271

Iw (cm⁶): 146.259.994

Classe Sezione

Compressione

Flessione My

Flessione Mz

Presso-Flessione

Verifiche

D2	$N_{by,Rd}$ [kN]	14.459	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	3.739	Classe Sezione Compressione 3 Flessione My 3 Flessione Mz 3 Presso-Flessione 3	
g (Kg/m):	$N_{bz,Rd}$ [kN]	10.564	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	1.218		
h (mm):	V _{ply,Rd} [kN]	2.186	V _{plz,Rd} [kN]	7.027		
b (mm):	A (cm ²):	472	i_y (cm):	26.95		i_z (cm):
tw (mm):	i_y (cm ⁴):	342.829	i_z (cm ⁴):	108.037	IT (cm ⁴):	1.229
tf (mm):	Wy (cm ³):	11.059	Wz (cm ³):	3.601	lw (cm ⁶):	94.019.493
r (mm):	Wpl,y (cm ³):	12.188	Wpl,z (cm ³):	5.456		

Verifiche

Di seguito è condotta la verifica a presso-flessione dell'asta più sollecitata.

D1 Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

N_{Sd} [kN] 10105

	Inflessione attorno all'asse y-y	z-z
l_0 [m]	9.25	9.25
Snellezza λ	34.73	58.90
$N_{b,Rd}$ [kN]	21.424	14.753
$M_{1,Sd}$ [kNm]	711	333
$M_{2,Sd}$ [kNm]	-31	-246
M_Q [kNm]	345	94
β_M	1.623	2.092
μ	-0.218	0.655
k	1.098	0.573
$M_{c,Rd}$ [kNm]	6.353	3.070
M_{Sd} [kNm]	711	333

Resistenza della sezione: 0,042 OK ?

Instabilità flessio-torsionale: 0,886 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0,685 + 0,123 + 0,062 = 0,870 \quad \text{OK}$$

D2 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm²) 355

N_{Sd} [kN] 4080

Inflessione attorno all'asse

	y-y	z-z
I_0 [m]	9,25	9,25
Snellezza λ	34,32	61,14
$N_{b,Rd}$ [kN]	14.459	10.564
$M_{1,Sd}$ [kNm]	478	99
$M_{2,Sd}$ [kNm]	0	-94
M_Q [kNm]	256	37
β_M	1,593	2,17
μ	-0,366	0,271
k	1,098	0,900
$M_{c,Rd}$ [kNm]	3.739	1.218
M_{Sd} [kNm]	478	99

Resistenza della sezione **0,465** OK ?
 Instabilità flessio-torsionale **0,626** OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 3 - EC3 #5.5.4.(3)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0,386 + 0,140 + 0,073 = 0,600$$

OK

Essendo le sollecitazioni agenti inferiori a quelle resistenti le verifiche risultano soddisfatte.

9.2 Stabilità SLU

Essendo presenti elementi compressi viene eseguita la verifica di stabilità flessio-torsionale per le aste compresse stabilita dalle NTC.

Aste tratti terminali D1:

D1

Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm²) 355

z_j [mm] 0,0 L [m] 9,25 = I_0 [m]

Coefficienti C: C_1 2,704 C_2 0 C_3 1
 Coefficienti di lunghezza efficace: k 1 k_y 1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 49.876 $M_{c,Rd}$ [kNm] = 6.353

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{c,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0,366 \quad \chi_{LT} = 1 \quad M_{b,Rd} [kNm] = 6.353$$

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione) - Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)

N_{Sd} [kN] 10105,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 711 $M_{z,Sd}$ [kNm] 333

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{10105}{14.753} + \frac{1 \times 711}{6.353} + \frac{1,5 \times 333}{3.070} = 0,685 + 0,112 + 0,163 = 0,960$$

OK

Aste tratto centrale D2:

D2

Acciaio S355 (Fe510)
 f_y (N/mm²) 355

z_a [mm] 0,0 L [m] 9,25 = l_{0z} [m]

Coefficienti C:
 ? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali
 C_1 1,879 C_2 0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace:
 k 1 k_ψ 1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessione-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 17.383 , $M_{e,Rd}$ [kNm] = 3.739

$\chi_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{cr}}} = 0,475$ $\chi_{LT} = 0,857$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 3.203

Resistenza all'instabilità flessione torsionale (flessione e compressione)- Classe 3 - EC3 #5.5.4. (4)

N_{Sd} [kN] 4080,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 478 $M_{z,Sd}$ [kNm] 99

$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{4080}{10.564} + \frac{1 \times 478}{3.203} + \frac{1,5 \times 99}{1.218}$

= 0,386 + 0,149 + 0,122 = 0,657

OK

9.3 Fatica

Per la verifica a fatica si utilizza la verifica a fatica a vita illimitata, come da indicazioni riportate al §C4.2.4.1.4.6.1 della Circolare applicativa delle NTC18. Si riportano i risultati delle tensioni massime dovute ai carichi a fatica.

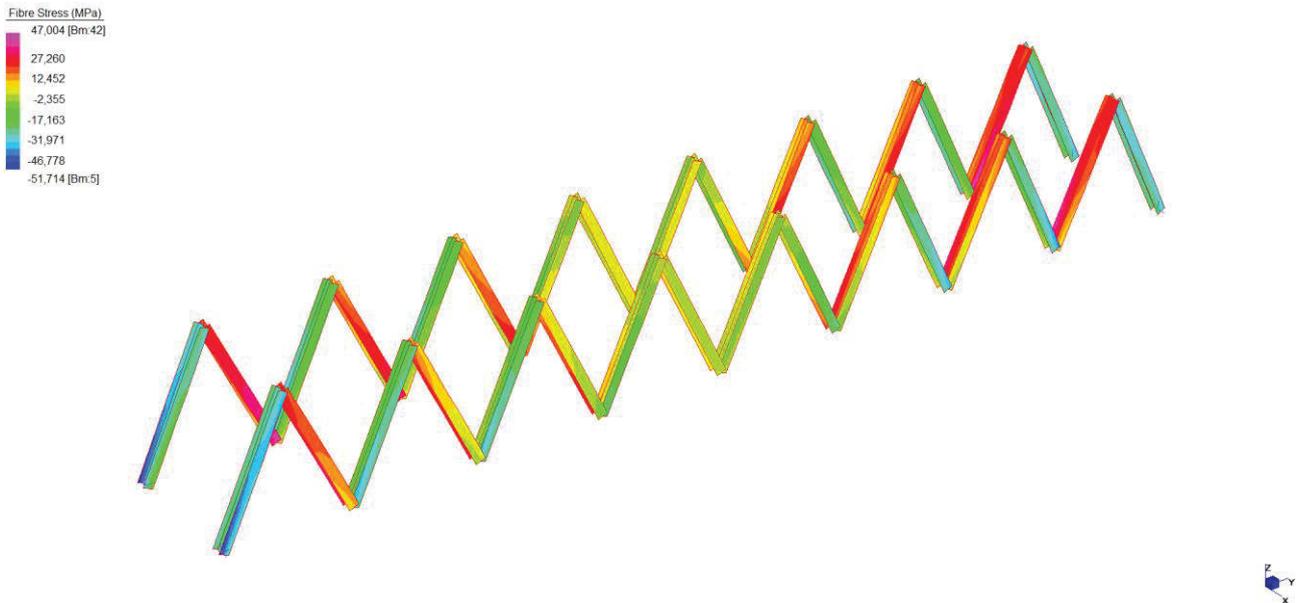


Figura 28: tensioni massime e minime nei diagonaloni per carichi a fatica

Per le combinazioni considerate si ricavano le seguenti variazioni massime per l'elemento:
 $\Delta\sigma_{max} = 21$ MPa

In base alla Tab. 2.5.1.4.2.5.3-1 si assume come lunghezza L_ϕ pari alla lunghezza del diagonale, ovvero 9.25m, quindi:

$$\Phi_2 = 1.44 / (L_\phi^{1/2} - 0.2) + 0.82 = 1.33$$

Per il calcolo di L si assume il medesimo valore quindi, dalla Tab. 2.7.1.2.1-1 si ricava $\lambda_1 = 0.88$. Secondo le tabelle 2.7.1.2.2.-1 e 2.7.1.2.3.-1 si assumono i valori $\lambda_2 = \lambda_3 = 1$, infine si assume $\lambda_4 =$

1 essendo presente un singolo binario.

Quindi:

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0.88$$

Quindi il delta di tensione convenzionale di calcolo è:

$$\Delta\sigma_{Ed} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{SW/2} = 25 \text{ MPa}$$

La classe di fatica del dettaglio utilizzato più penalizzante è $\Delta\sigma_c = 112 \text{ MPa}$ (saldatura automatica a cordoni d'angolo), che sarà ulteriormente penalizzata del fattore

$$k_s = (25/t)^{0.2} = 0.87$$

dove k_s è il coefficiente di penalizzazione dovuto allo spessore t , con $t = 50 > 25 \text{ mm}$:

Si calcola quindi il limite a fatica:

$$k_s \cdot \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 72 \text{ MPa} > \Delta\sigma_{Ed}$$

La verifica a fatica è quindi soddisfatta.

10. ELEMENTI VERTICALI

10.1 Resistenza SLU

Si riportano le tensioni sugli elementi verticali dell'impalcato per le combinazioni SLU.

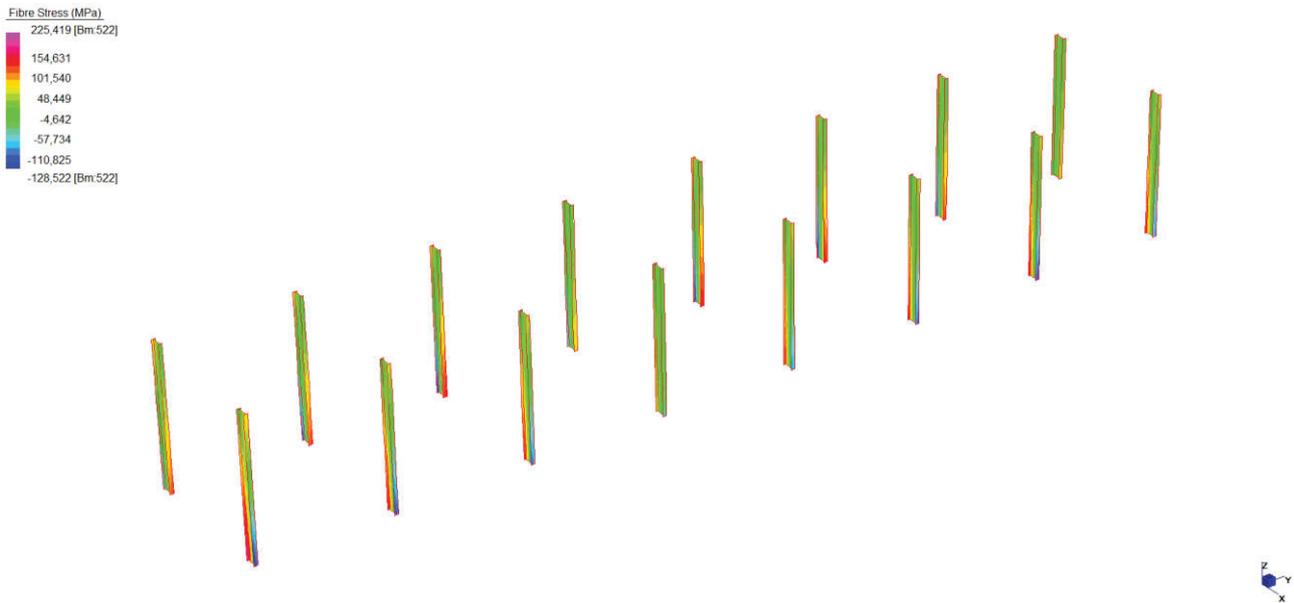


Figura 29: tensioni massime e minime degli elementi verticali - combinazioni SLU da traffico

Il controllo avviene verificando che la massima tensione sia minore della tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 338\text{MPa}$ (elementi con spessore inferiore a 40mm).

Nelle figure seguenti si riportano le sollecitazioni agenti negli elementi verticali.

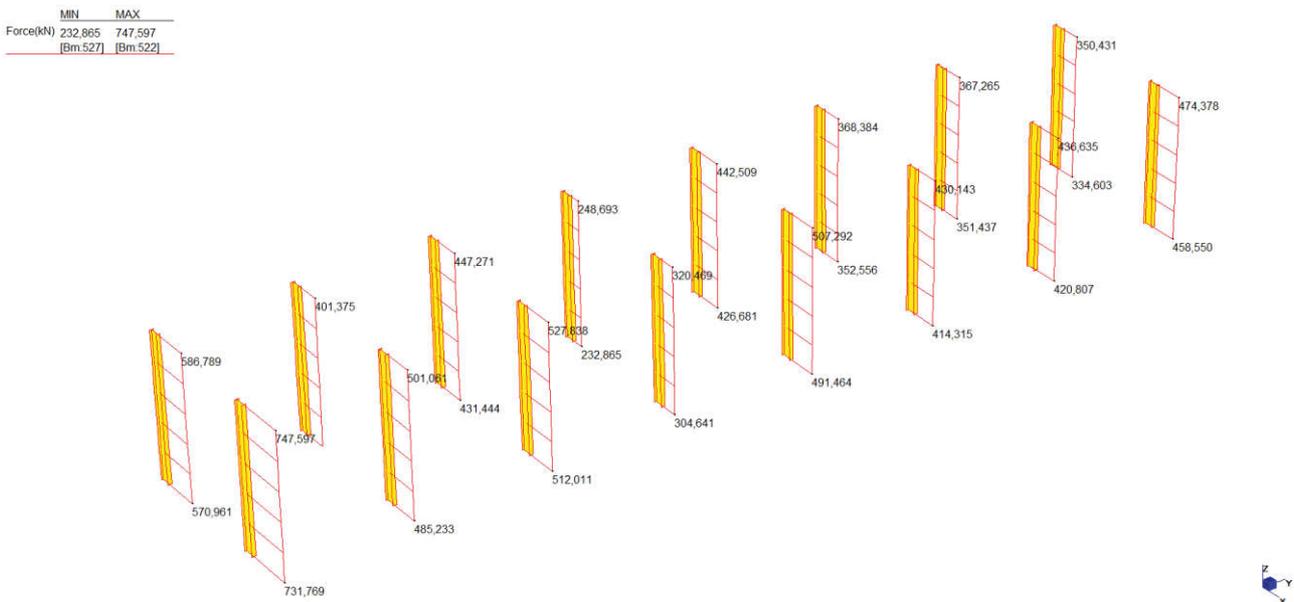


Figura 30: sforzo assiale elementi verticali - combinazioni SLU da traffico

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-373,814	458,559
	[Bm.529]	[Bm.522]

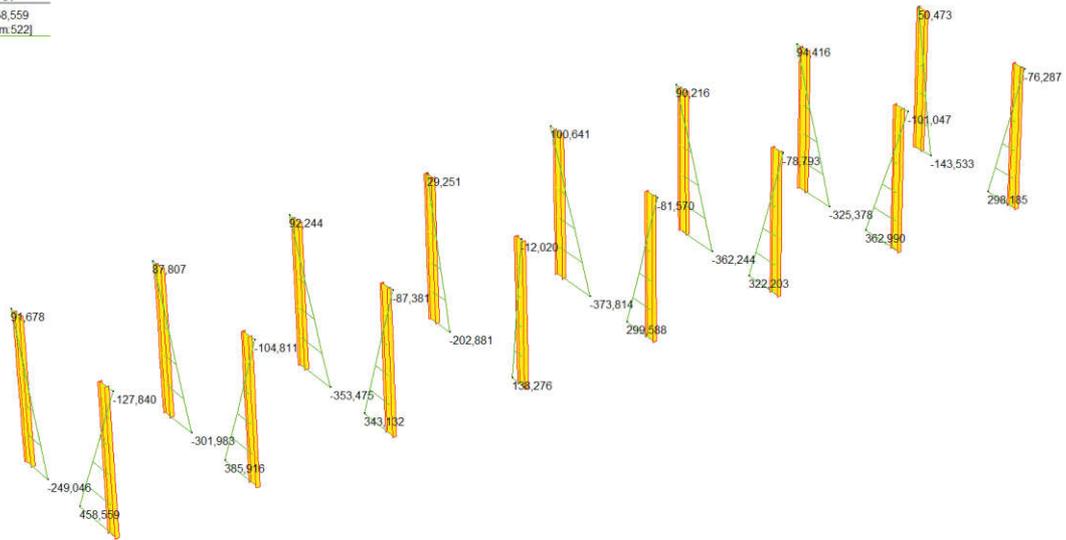


Figura 31: momenti flettenti attorno l'asse debole elementi verticali - combinazioni SLU

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-6,579	6,520
	[Bm.536]	[Bm.522]

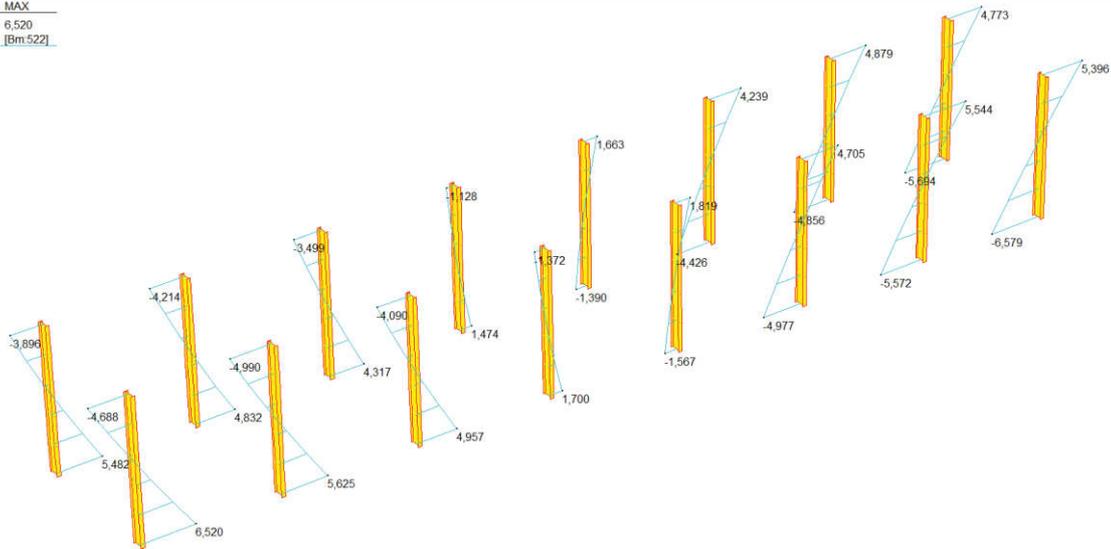


Figura 32: momenti flettenti attorno l'asse forte elementi verticali - combinazioni SLU

	MIN	MAX
SF2(kN)	-71,347	58,022
	[Bm.522]	[Bm.529]

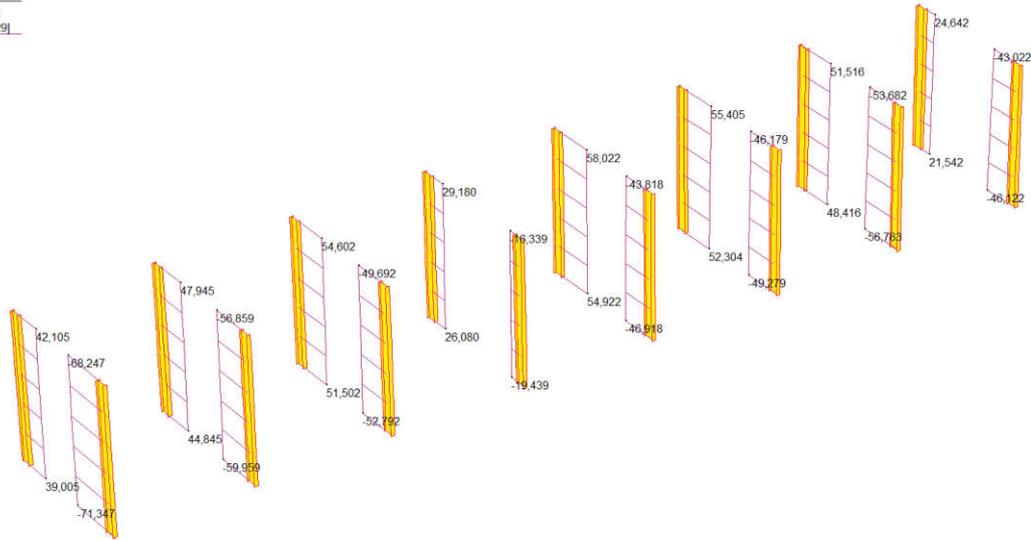


Figura 33: sforzi taglianti rispetto l'asse forte elementi verticali - combinazioni SLU

	MIN	MAX
SF1(kN)	-1,485	1,577
	[Bm.522]	[Bm.536]

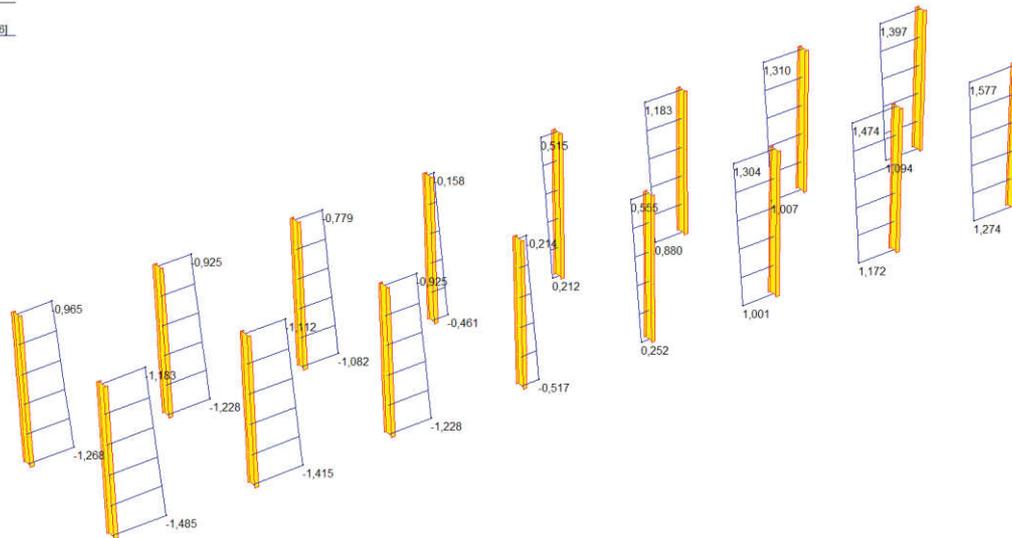


Figura 34: sforzi taglianti rispetto l'asse debole elementi verticali - combinazioni SLU

Si riportano le sollecitazioni agenti per l'elemento più sollecitato:

N_{ED} [kN]	$V_{y,ED}$ [kN]	$V_{z,ED}$ [kN]	$M_{y,ED}^+$ [kNm]	$M_{z,ED}^+$ [kNm]	$M_{y,ED}^-$ [kNm]	$M_{z,ED}^-$ [kNm]
748	1,50	71	459	6,52	128	4,69

Si riportano le sollecitazioni resistenti per l'elemento più sollecitato.

IPE 600		$N_{by,Rd}$ [kN]	4.629	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	1.187	Classe Sezione Compressione 4 Flessione My 1 Flessione Mz 1 Presso-Flessione 1	
		$N_{bz,Rd}$ [kN]	814,4	$M_{oz,Rd}$ [kNm]	164,2		
		$V_{ply,Rd}$ [kN]	1.636	$V_{plz,Rd}$ [kN]	1.632		
g (Kg/m):	122	r2 (mm):	0	iy (cm):	24,3	iz (cm):	4,66
h (mm):	600	A (cm ²):	156	ly (cm ⁴):	92.080	lz (cm ⁴):	3.387
tw (mm):	12	Wy (cm ³):	3.069	Wz (cm ³):	307,9	IT (cm ⁴):	165,4
tf (mm):	19	Wpl,y (cm ³):	3.512	Wpl,z (cm ³):	485,6	lw (cm ⁶):	2.846.000
r1 (mm):	24						
							Verifiche
							Presso-Flessione
							Svergolamento

Essendo le sollecitazioni agenti inferiori a quelle resistenti le verifiche risultano soddisfatte.

10.2 Stabilità SLU

Essendo gli elementi verticali costituito da sole aste tese, la verifica di stabilità delle aste compresse non viene eseguita.

11. VERIFICHE DEL CORRENTE INFERIORE

11.1 resistenza SLU

Si riportano le tensioni sugli elementi costituenti il corrente inferiore per le combinazioni SLU.

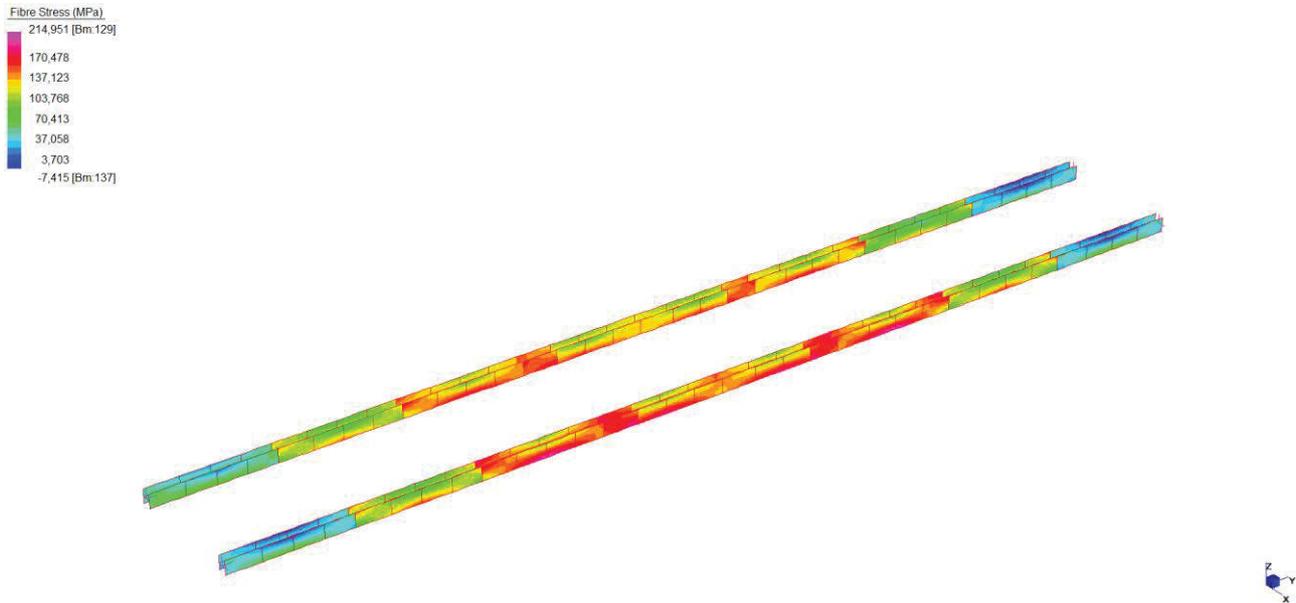


Figura 35: massime tensioni del corrente inferiore - combinazioni SLU

Il controllo avviene verificando che la massima tensione sia minore della tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 319\text{MPa}$ (elementi con spessore maggiore di 40mm).

Nelle figure seguenti si riportano le sollecitazioni agenti nei conci del corrente inferiore.

	MIN	MAX
Forze(kN)	3551,421	17391,879
	[Bm.105]	[Bm.120]

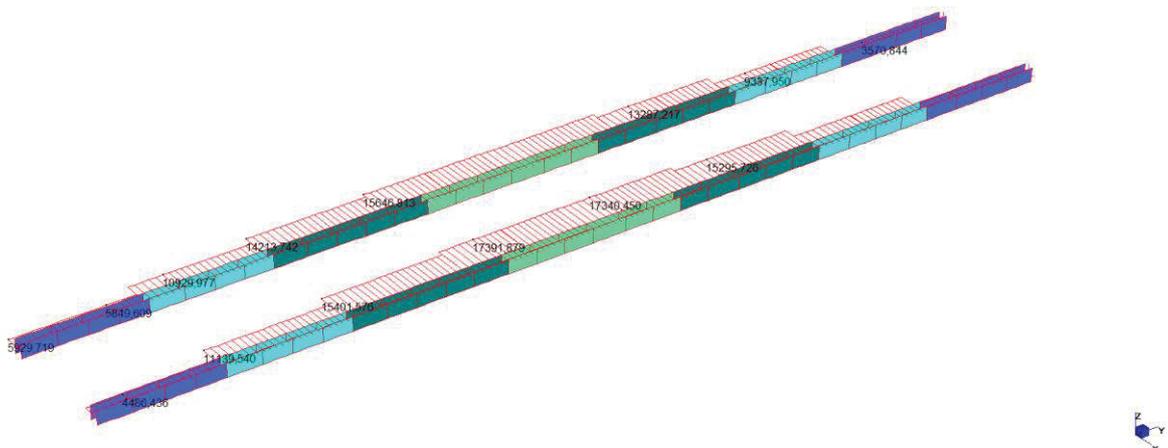


Figura 36: sforzo assiale corrente inferiore - combinazioni SLU

	MIN	MAX
SF2(kN)	-71,361	91,501
	[Bm.122]	[Bm.89]

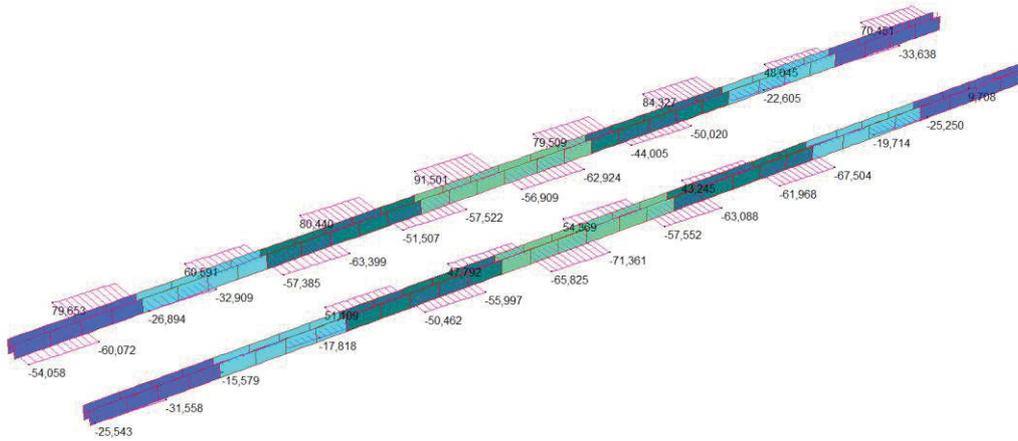


Figura 39: sforzi taglianti rispetto l'asse forte corrente inferiore - combinazioni SLU

	MIN	MAX
SF1(kN)	-487,928	540,052
	[Bm.115]	[Bm.130]

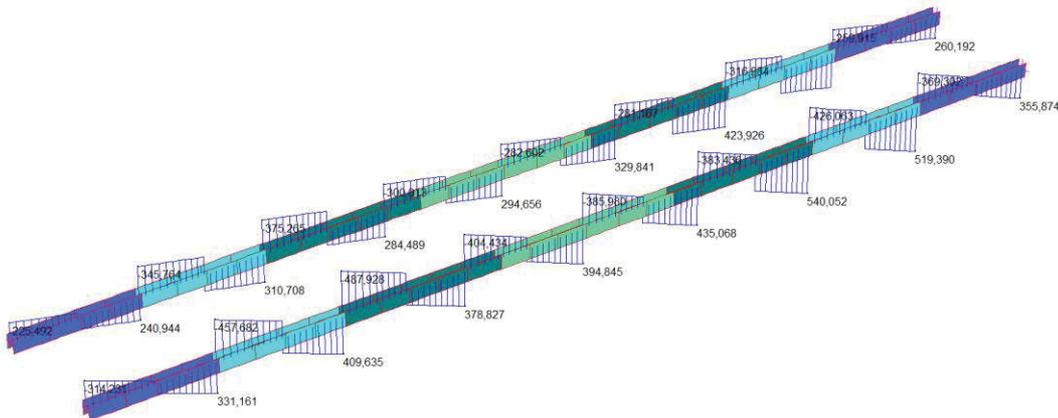


Figura 40: sforzi taglianti rispetto l'asse debole corrente inferiore - combinazioni SLU

Si riportano le sollecitazioni agenti per l'elemento più sollecitato di ciascun concio:

Elemento	N_{ED} [kN]	$V_{y,ED}$ [kN]	$V_{z,ED}$ [kN]	M_{y,ED^+} [kNm]	M_{z,ED^+} [kNm]	M_{y,ED^-} [kNm]	M_{z,ED^-} [kNm]
C1	5930	241	80	188	155	143	484
C2	11140	458	61	112	593	103	710
C3	17392	488	56	124	630	97	795
C4	17392	395	71	154	190	101	833

Si riportano le sollecitazioni resistenti per l'elemento più sollecitato.

<table border="0"> <tr> <td colspan="2">C1</td> <td>$N_{by,Rd}$ [kN]</td> <td>32.485</td> <td>$M_{cy,Rd}$ [kNm]</td> <td>8.377</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="4"> <div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Classe Sezione Compressione <input type="text" value="3"/> Flessione My <input type="text" value="3"/> Flessione Mz <input type="text" value="3"/> ? Presso-Flessione <input type="text" value="3"/> </div> </td> </tr> <tr> <td>g (Kg/m):</td> <td>829,0</td> <td>$N_{bz,Rd}$ [kN]</td> <td>35.703</td> <td>$M_{cz,Rd}$ [kNm]</td> <td>4.565</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="4"> <div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Verifiche Presso Flessione <input type="button" value="Presso Flessione"/> Svergolamento <input type="button" value="Svergolamento"/> </div> </td> </tr> <tr> <td>h (mm):</td> <td>620</td> <td>$V_{ply,Rd}$ [kN]</td> <td>3.045</td> <td>$V_{plz,Rd}$ [kN]</td> <td>17.568</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>b (mm):</td> <td>900</td> <td>A (cm²):</td> <td>1.056</td> <td>i_y (cm):</td> <td>26,97</td> <td>i_z (cm):</td> <td>23,99</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>t_w (mm):</td> <td>30</td> <td>I_y (cm⁴):</td> <td>768.052</td> <td>I_z (cm⁴):</td> <td>607.617</td> <td>I_T (cm⁴):</td> <td>7.968</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>t_f (mm):</td> <td>50</td> <td>W_y (cm³):</td> <td>24.776</td> <td>W_z (cm³):</td> <td>13.503</td> <td>I_w (cm⁶):</td> <td>493.536.907</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>r (mm):</td> <td>0</td> <td>$W_{pl,y}$ (cm³):</td> <td>27.678</td> <td>$W_{pl,z}$ (cm³):</td> <td>20.367</td> <td colspan="6"></td> </tr> </table>												C1		$N_{by,Rd}$ [kN]	32.485	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	8.377			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Classe Sezione Compressione <input type="text" value="3"/> Flessione My <input type="text" value="3"/> Flessione Mz <input type="text" value="3"/> ? Presso-Flessione <input type="text" value="3"/> </div>				g (Kg/m):	829,0	$N_{bz,Rd}$ [kN]	35.703	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	4.565			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Verifiche Presso Flessione <input type="button" value="Presso Flessione"/> Svergolamento <input type="button" value="Svergolamento"/> </div>				h (mm):	620	$V_{ply,Rd}$ [kN]	3.045	$V_{plz,Rd}$ [kN]	17.568							b (mm):	900	A (cm ²):	1.056	i_y (cm):	26,97	i_z (cm):	23,99					t_w (mm):	30	I_y (cm ⁴):	768.052	I_z (cm ⁴):	607.617	I_T (cm ⁴):	7.968					t_f (mm):	50	W_y (cm ³):	24.776	W_z (cm ³):	13.503	I_w (cm ⁶):	493.536.907					r (mm):	0	$W_{pl,y}$ (cm ³):	27.678	$W_{pl,z}$ (cm ³):	20.367						
C1		$N_{by,Rd}$ [kN]	32.485	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	8.377			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Classe Sezione Compressione <input type="text" value="3"/> Flessione My <input type="text" value="3"/> Flessione Mz <input type="text" value="3"/> ? Presso-Flessione <input type="text" value="3"/> </div>																																																																																							
g (Kg/m):	829,0	$N_{bz,Rd}$ [kN]	35.703	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	4.565			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Verifiche Presso Flessione <input type="button" value="Presso Flessione"/> Svergolamento <input type="button" value="Svergolamento"/> </div>																																																																																							
h (mm):	620	$V_{ply,Rd}$ [kN]	3.045	$V_{plz,Rd}$ [kN]	17.568																																																																																										
b (mm):	900	A (cm ²):	1.056	i_y (cm):	26,97	i_z (cm):	23,99																																																																																								
t_w (mm):	30	I_y (cm ⁴):	768.052	I_z (cm ⁴):	607.617	I_T (cm ⁴):	7.968																																																																																								
t_f (mm):	50	W_y (cm ³):	24.776	W_z (cm ³):	13.503	I_w (cm ⁶):	493.536.907																																																																																								
r (mm):	0	$W_{pl,y}$ (cm ³):	27.678	$W_{pl,z}$ (cm ³):	20.367																																																																																										
<table border="0"> <tr> <td colspan="2">C2</td> <td>$N_{by,Rd}$ [kN]</td> <td>31.744</td> <td>$M_{cy,Rd}$ [kNm]</td> <td>8.313</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="4"> <div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Classe Sezione Compressione <input type="text" value="3"/> Flessione My <input type="text" value="3"/> Flessione Mz <input type="text" value="3"/> ? Presso-Flessione <input type="text" value="3"/> </div> </td> </tr> <tr> <td>g (Kg/m):</td> <td>808,5</td> <td>$N_{bz,Rd}$ [kN]</td> <td>34.824</td> <td>$M_{cz,Rd}$ [kNm]</td> <td>4.565</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="4"> <div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Verifiche Presso Flessione <input type="button" value="Presso Flessione"/> Svergolamento <input type="button" value="Svergolamento"/> </div> </td> </tr> <tr> <td>h (mm):</td> <td>620</td> <td>$V_{ply,Rd}$ [kN]</td> <td>2.538</td> <td>$V_{plz,Rd}$ [kN]</td> <td>17.568</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>b (mm):</td> <td>900</td> <td>A (cm²):</td> <td>1.030</td> <td>i_y (cm):</td> <td>27,20</td> <td>i_z (cm):</td> <td>24,29</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>t_w (mm):</td> <td>25</td> <td>I_y (cm⁴):</td> <td>762.193</td> <td>I_z (cm⁴):</td> <td>607.568</td> <td>I_T (cm⁴):</td> <td>7.771</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>t_f (mm):</td> <td>50</td> <td>W_y (cm³):</td> <td>24.587</td> <td>W_z (cm³):</td> <td>13.502</td> <td>I_w (cm⁶):</td> <td>493.496.876</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>r (mm):</td> <td>0</td> <td>$W_{pl,y}$ (cm³):</td> <td>27.340</td> <td>$W_{pl,z}$ (cm³):</td> <td>20.331</td> <td colspan="6"></td> </tr> </table>												C2		$N_{by,Rd}$ [kN]	31.744	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	8.313			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Classe Sezione Compressione <input type="text" value="3"/> Flessione My <input type="text" value="3"/> Flessione Mz <input type="text" value="3"/> ? Presso-Flessione <input type="text" value="3"/> </div>				g (Kg/m):	808,5	$N_{bz,Rd}$ [kN]	34.824	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	4.565			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Verifiche Presso Flessione <input type="button" value="Presso Flessione"/> Svergolamento <input type="button" value="Svergolamento"/> </div>				h (mm):	620	$V_{ply,Rd}$ [kN]	2.538	$V_{plz,Rd}$ [kN]	17.568							b (mm):	900	A (cm ²):	1.030	i_y (cm):	27,20	i_z (cm):	24,29					t_w (mm):	25	I_y (cm ⁴):	762.193	I_z (cm ⁴):	607.568	I_T (cm ⁴):	7.771					t_f (mm):	50	W_y (cm ³):	24.587	W_z (cm ³):	13.502	I_w (cm ⁶):	493.496.876					r (mm):	0	$W_{pl,y}$ (cm ³):	27.340	$W_{pl,z}$ (cm ³):	20.331						
C2		$N_{by,Rd}$ [kN]	31.744	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	8.313			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Classe Sezione Compressione <input type="text" value="3"/> Flessione My <input type="text" value="3"/> Flessione Mz <input type="text" value="3"/> ? Presso-Flessione <input type="text" value="3"/> </div>																																																																																							
g (Kg/m):	808,5	$N_{bz,Rd}$ [kN]	34.824	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	4.565			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Verifiche Presso Flessione <input type="button" value="Presso Flessione"/> Svergolamento <input type="button" value="Svergolamento"/> </div>																																																																																							
h (mm):	620	$V_{ply,Rd}$ [kN]	2.538	$V_{plz,Rd}$ [kN]	17.568																																																																																										
b (mm):	900	A (cm ²):	1.030	i_y (cm):	27,20	i_z (cm):	24,29																																																																																								
t_w (mm):	25	I_y (cm ⁴):	762.193	I_z (cm ⁴):	607.568	I_T (cm ⁴):	7.771																																																																																								
t_f (mm):	50	W_y (cm ³):	24.587	W_z (cm ³):	13.502	I_w (cm ⁶):	493.496.876																																																																																								
r (mm):	0	$W_{pl,y}$ (cm ³):	27.340	$W_{pl,z}$ (cm ³):	20.331																																																																																										
<table border="0"> <tr> <td colspan="2">C3</td> <td>$N_{by,Rd}$ [kN]</td> <td>31.744</td> <td>$M_{cy,Rd}$ [kNm]</td> <td>8.313</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="4"> <div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Classe Sezione Compressione <input type="text" value="3"/> Flessione My <input type="text" value="3"/> Flessione Mz <input type="text" value="3"/> ? Presso-Flessione <input type="text" value="3"/> </div> </td> </tr> <tr> <td>g (Kg/m):</td> <td>808,5</td> <td>$N_{bz,Rd}$ [kN]</td> <td>34.824</td> <td>$M_{cz,Rd}$ [kNm]</td> <td>4.565</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="4"> <div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Verifiche Presso Flessione <input type="button" value="Presso Flessione"/> Svergolamento <input type="button" value="Svergolamento"/> </div> </td> </tr> <tr> <td>h (mm):</td> <td>620</td> <td>$V_{ply,Rd}$ [kN]</td> <td>2.538</td> <td>$V_{plz,Rd}$ [kN]</td> <td>17.568</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>b (mm):</td> <td>900</td> <td>A (cm²):</td> <td>1.030</td> <td>i_y (cm):</td> <td>27,20</td> <td>i_z (cm):</td> <td>24,29</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>t_w (mm):</td> <td>25</td> <td>I_y (cm⁴):</td> <td>762.193</td> <td>I_z (cm⁴):</td> <td>607.568</td> <td>I_T (cm⁴):</td> <td>7.771</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>t_f (mm):</td> <td>50</td> <td>W_y (cm³):</td> <td>24.587</td> <td>W_z (cm³):</td> <td>13.502</td> <td>I_w (cm⁶):</td> <td>493.496.876</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>r (mm):</td> <td>0</td> <td>$W_{pl,y}$ (cm³):</td> <td>27.340</td> <td>$W_{pl,z}$ (cm³):</td> <td>20.331</td> <td colspan="6"></td> </tr> </table>												C3		$N_{by,Rd}$ [kN]	31.744	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	8.313			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Classe Sezione Compressione <input type="text" value="3"/> Flessione My <input type="text" value="3"/> Flessione Mz <input type="text" value="3"/> ? Presso-Flessione <input type="text" value="3"/> </div>				g (Kg/m):	808,5	$N_{bz,Rd}$ [kN]	34.824	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	4.565			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Verifiche Presso Flessione <input type="button" value="Presso Flessione"/> Svergolamento <input type="button" value="Svergolamento"/> </div>				h (mm):	620	$V_{ply,Rd}$ [kN]	2.538	$V_{plz,Rd}$ [kN]	17.568							b (mm):	900	A (cm ²):	1.030	i_y (cm):	27,20	i_z (cm):	24,29					t_w (mm):	25	I_y (cm ⁴):	762.193	I_z (cm ⁴):	607.568	I_T (cm ⁴):	7.771					t_f (mm):	50	W_y (cm ³):	24.587	W_z (cm ³):	13.502	I_w (cm ⁶):	493.496.876					r (mm):	0	$W_{pl,y}$ (cm ³):	27.340	$W_{pl,z}$ (cm ³):	20.331						
C3		$N_{by,Rd}$ [kN]	31.744	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	8.313			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Classe Sezione Compressione <input type="text" value="3"/> Flessione My <input type="text" value="3"/> Flessione Mz <input type="text" value="3"/> ? Presso-Flessione <input type="text" value="3"/> </div>																																																																																							
g (Kg/m):	808,5	$N_{bz,Rd}$ [kN]	34.824	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	4.565			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Verifiche Presso Flessione <input type="button" value="Presso Flessione"/> Svergolamento <input type="button" value="Svergolamento"/> </div>																																																																																							
h (mm):	620	$V_{ply,Rd}$ [kN]	2.538	$V_{plz,Rd}$ [kN]	17.568																																																																																										
b (mm):	900	A (cm ²):	1.030	i_y (cm):	27,20	i_z (cm):	24,29																																																																																								
t_w (mm):	25	I_y (cm ⁴):	762.193	I_z (cm ⁴):	607.568	I_T (cm ⁴):	7.771																																																																																								
t_f (mm):	50	W_y (cm ³):	24.587	W_z (cm ³):	13.502	I_w (cm ⁶):	493.496.876																																																																																								
r (mm):	0	$W_{pl,y}$ (cm ³):	27.340	$W_{pl,z}$ (cm ³):	20.331																																																																																										
<table border="0"> <tr> <td colspan="2">C4</td> <td>$N_{by,Rd}$ [kN]</td> <td>37.775</td> <td>$M_{cy,Rd}$ [kNm]</td> <td>10.858</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="4"> <div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Classe Sezione Compressione <input type="text" value="1"/> Flessione My <input type="text" value="1"/> Flessione Mz <input type="text" value="1"/> ? Presso-Flessione <input type="text" value="1"/> </div> </td> </tr> <tr> <td>g (Kg/m):</td> <td>965,5</td> <td>$N_{bz,Rd}$ [kN]</td> <td>41.586</td> <td>$M_{cz,Rd}$ [kNm]</td> <td>8.254</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="4"> <div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Verifiche Presso Flessione <input type="button" value="Presso Flessione"/> Svergolamento <input type="button" value="Svergolamento"/> </div> </td> </tr> <tr> <td>h (mm):</td> <td>620</td> <td>$V_{ply,Rd}$ [kN]</td> <td>2.928</td> <td>$V_{plz,Rd}$ [kN]</td> <td>21.082</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>b (mm):</td> <td>900</td> <td>A (cm²):</td> <td>1.230</td> <td>i_y (cm):</td> <td>26,77</td> <td>i_z (cm):</td> <td>24,35</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>t_w (mm):</td> <td>30</td> <td>I_y (cm⁴):</td> <td>881.210</td> <td>I_z (cm⁴):</td> <td>729.113</td> <td>I_T (cm⁴):</td> <td>13.410</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>t_f (mm):</td> <td>60</td> <td>W_y (cm³):</td> <td>28.426</td> <td>W_z (cm³):</td> <td>16.203</td> <td>I_w (cm⁶):</td> <td>571.624.177</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>r (mm):</td> <td>0</td> <td>$W_{pl,y}$ (cm³):</td> <td>32.115</td> <td>$W_{pl,z}$ (cm³):</td> <td>24.413</td> <td colspan="6"></td> </tr> </table>												C4		$N_{by,Rd}$ [kN]	37.775	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	10.858			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Classe Sezione Compressione <input type="text" value="1"/> Flessione My <input type="text" value="1"/> Flessione Mz <input type="text" value="1"/> ? Presso-Flessione <input type="text" value="1"/> </div>				g (Kg/m):	965,5	$N_{bz,Rd}$ [kN]	41.586	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	8.254			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Verifiche Presso Flessione <input type="button" value="Presso Flessione"/> Svergolamento <input type="button" value="Svergolamento"/> </div>				h (mm):	620	$V_{ply,Rd}$ [kN]	2.928	$V_{plz,Rd}$ [kN]	21.082							b (mm):	900	A (cm ²):	1.230	i_y (cm):	26,77	i_z (cm):	24,35					t_w (mm):	30	I_y (cm ⁴):	881.210	I_z (cm ⁴):	729.113	I_T (cm ⁴):	13.410					t_f (mm):	60	W_y (cm ³):	28.426	W_z (cm ³):	16.203	I_w (cm ⁶):	571.624.177					r (mm):	0	$W_{pl,y}$ (cm ³):	32.115	$W_{pl,z}$ (cm ³):	24.413						
C4		$N_{by,Rd}$ [kN]	37.775	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	10.858			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Classe Sezione Compressione <input type="text" value="1"/> Flessione My <input type="text" value="1"/> Flessione Mz <input type="text" value="1"/> ? Presso-Flessione <input type="text" value="1"/> </div>																																																																																							
g (Kg/m):	965,5	$N_{bz,Rd}$ [kN]	41.586	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	8.254			<div style="border: 1px solid purple; border-radius: 10px; padding: 5px;"> Verifiche Presso Flessione <input type="button" value="Presso Flessione"/> Svergolamento <input type="button" value="Svergolamento"/> </div>																																																																																							
h (mm):	620	$V_{ply,Rd}$ [kN]	2.928	$V_{plz,Rd}$ [kN]	21.082																																																																																										
b (mm):	900	A (cm ²):	1.230	i_y (cm):	26,77	i_z (cm):	24,35																																																																																								
t_w (mm):	30	I_y (cm ⁴):	881.210	I_z (cm ⁴):	729.113	I_T (cm ⁴):	13.410																																																																																								
t_f (mm):	60	W_y (cm ³):	28.426	W_z (cm ³):	16.203	I_w (cm ⁶):	571.624.177																																																																																								
r (mm):	0	$W_{pl,y}$ (cm ³):	32.115	$W_{pl,z}$ (cm ³):	24.413																																																																																										

Essendo le sollecitazioni agenti inferiori a quelle resistenti le verifiche risultano soddisfatte.

11.2 stabilità SLU

Essendo il corrente inferiore costituito da soli elementi tesi, la verifica di stabilità delle aste compresse non viene eseguita.

11.3 fatica

Per la verifica a fatica si utilizza la verifica a fatica a vita illimitata, come da indicazioni riportate al §C4.2.4.1.4.6.1 della Circolare applicativa delle NTC18. Si riportano i risultati delle tensioni massime dovute ai carichi a fatica.



Figura 41: tensioni massime nel corrente inferiore per carichi a fatica

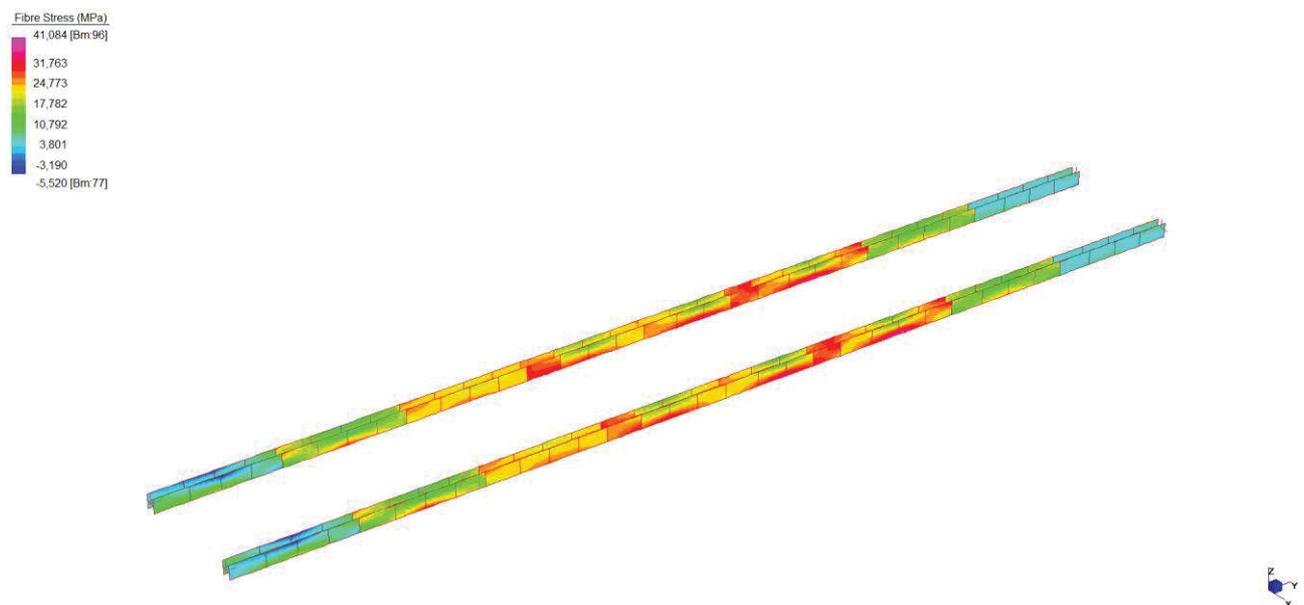


Figura 42: tensioni minime nel corrente inferiore per carichi a fatica

Per le combinazioni considerate si ricavano le seguenti variazioni massime per l'elemento:
 $\Delta\sigma_{\max} = 12 \text{ MPa}$

In base alla Tab. 2.5.1.4.2.5.3-1 si assume come lunghezza L_{ϕ} pari alla lunghezza del corrente,

ovvero 62m, quindi:

$$\Phi_2 = 1.44 / (L_{\Phi}^{1/2} - 0.2) + 0.82 = 1.01$$

Per il calcolo di L si assume il medesimo valore quindi, dalla Tab. 2.7.1.2.1-1 si ricava $\lambda_1 = 0.63$. Secondo le tabelle 2.7.1.2.2.-1 e 2.7.1.2.3.-1 si assumono i valori $\lambda_2 = \lambda_3 = 1$, infine si assume $\lambda_4 = 1$ essendo presente un singolo binario.

Quindi:

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0.63$$

Quindi il delta di tensione convenzionale di calcolo è:

$$\Delta\sigma_{Ed} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{SW/2} = 7.64 \text{ MPa}$$

La classe di fatica del dettaglio utilizzato più penalizzante è $\Delta\sigma_c = 112 \text{ MPa}$ (saldatura automatica a cordoni d'angolo), che sarà ulteriormente penalizzata del fattore

$$k_s = (25/t)^{0.2} = 0.87$$

dove k_s è il coefficiente di penalizzazione dovuto allo spessore t, con $t = 50 > 25 \text{ mm}$:

Si calcola quindi il limite a fatica:

$$k_s \cdot \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 72 \text{ MPa} > \Delta\sigma_{Ed}$$

La verifica a fatica è quindi soddisfatta.

12. CORRENTE SUPERIORE

12.1 Resistenza SLU

Si riportano le tensioni sugli elementi costituenti il corrente superiore per le combinazioni SLU.

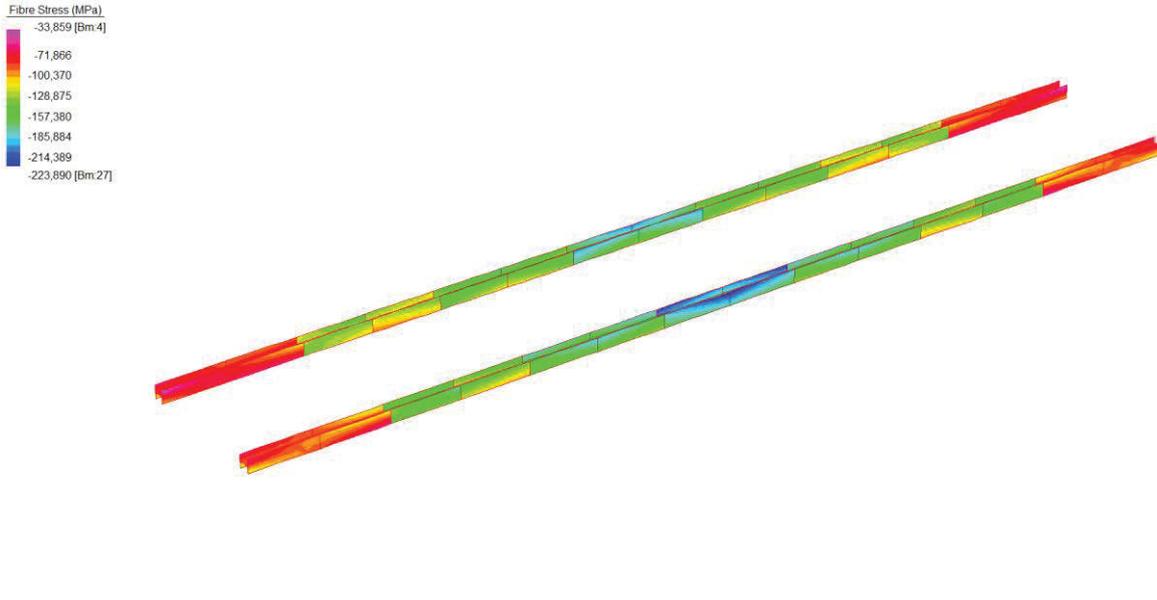


Figura 43: massime tensioni del corrente superiore - combinazioni SLU

Il controllo avviene verificando che la massima tensione sia minore della tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 319\text{MPa}$ (elementi con spessore maggiore di 40mm).

Nelle figure seguenti si riportano le sollecitazioni agenti nei conci del corrente superiore.

	MIN	MAX
Forze(kN)	-16815,452	6754,390
	[Bm.15]	[Bm.4]

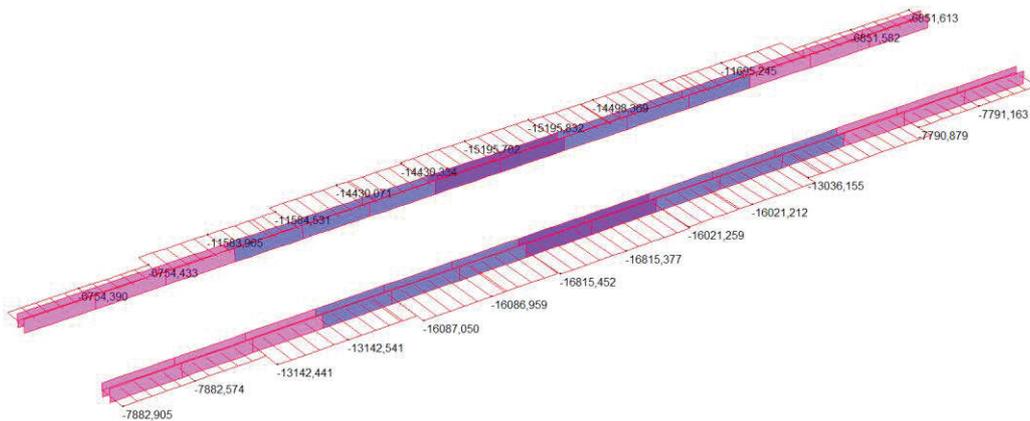


Figura 44: sforzo assiale corrente superiore - combinazioni SLU

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-311,114	364,890
	[Bm.7]	[Bm.1]

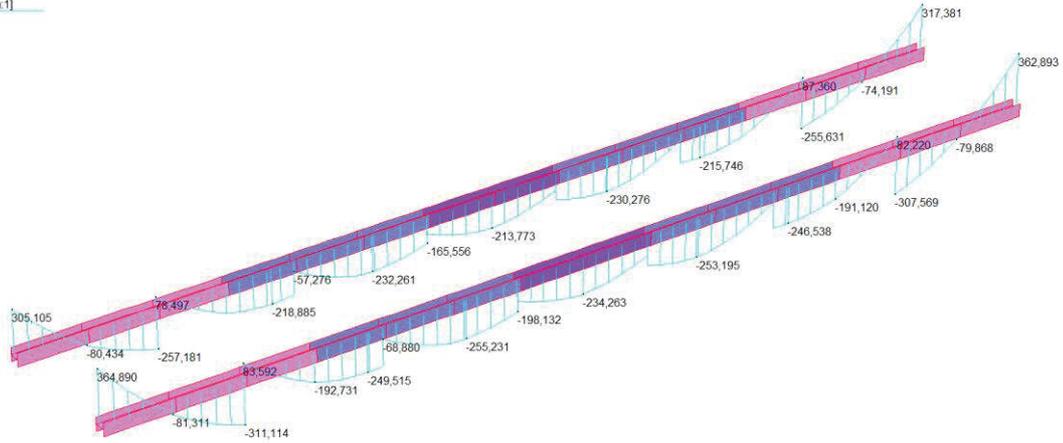


Figura 45: momenti flettenti attorno l'asse forte corrente superiore - combinazioni SLU

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-277,331	298,920
	[Bm.27]	[Bm.15]

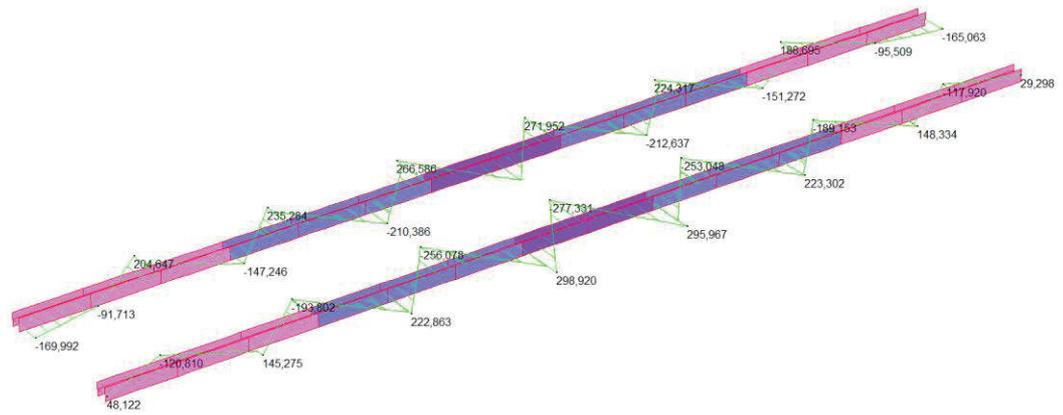


Figura 46: momenti flettenti attorno l'asse debole corrente superiore - combinazioni SLU

	MIN	MAX
SF2(kN)	-151,043	150,354
	[Bm.15]	[Bm.27]

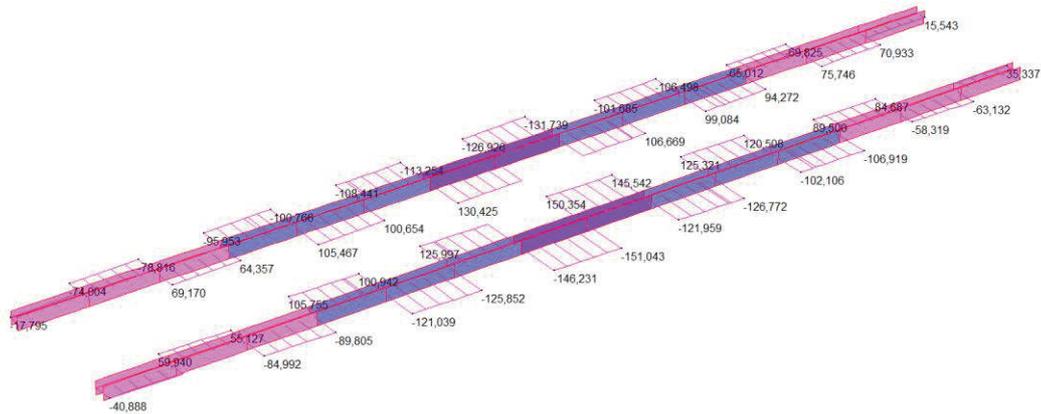


Figura 47: sforzi taglianti rispetto l'asse forte corrente superiore - combinazioni SLU

	MIN	MAX
SF1(kN)	-137,048	136,160
	[Bm.1]	[Bm.30]

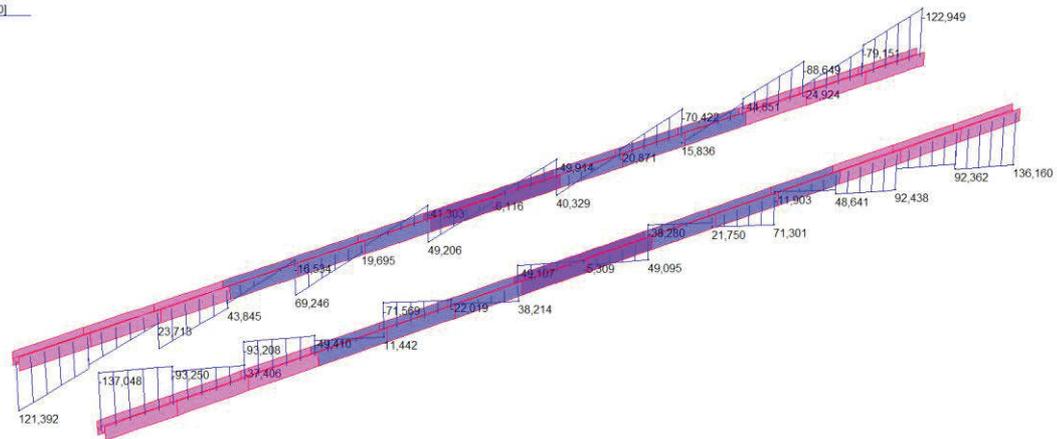


Figura 48: sforzi taglianti rispetto l'asse debole corrente superiore - combinazioni SLU

Si riportano le sollecitazioni agenti per l'elemento più sollecitato di ciascun conccio:

Elemento	N_{ED} [kN]	$V_{y,ED}$ [kN]	$V_{z,ED}$ [kN]	M_{y,ED^+} [kNm]	M_{z,ED^+} [kNm]	M_{y,ED^-} [kNm]	M_{z,ED^-} [kNm]
CS1e CS2	13143	137	90	145	365	193	311
CS3	16087	72	126	223	-	256	255
CS4	16816	49	151	299	-	277	234

Si riportano le sollecitazioni resistenti per l'elemento più sollecitato.

CS1		$N_{by,Rd}$ [kN]	27.810	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	7.912	Classe Sezione	
g (Kg/m):	711,2	$N_{bz,Rd}$ [kN]	29.291	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	4.794	Compressione	1
h (mm):	620	$V_{ply,Rd}$ [kN]	3.045	$V_{plz,Rd}$ [kN]	14.640	Flessione My	1
b (mm):	750	A (cm ²):	906	i_y (cm):	26,70	i_z (cm):	19,70
tw (mm):	30	I_y (cm ⁴):	645.902	I_z (cm ⁴):	351.680	IT (cm ⁴):	6.718
tf (mm):	50	W_y (cm ³):	20.836	W_z (cm ³):	9.378	I_w (cm ⁶):	285.651.665
r (mm):	0	$W_{pl,y}$ (cm ³):	23.403	$W_{pl,z}$ (cm ³):	14.180	Verifiche	
						Presso-Flessione	1
						Svergolamento	

CS3		$N_{by,Rd}$ [kN]	32.187	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	9.154	Classe Sezione	
g (Kg/m):	824,3	$N_{bz,Rd}$ [kN]	34.066	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	5.743	Compressione	1
h (mm):	620	$V_{ply,Rd}$ [kN]	2.928	$V_{plz,Rd}$ [kN]	17.568	Flessione My	1
b (mm):	750	A (cm ²):	1.050	i_y (cm):	26,54	i_z (cm):	20,05
tw (mm):	30	I_y (cm ⁴):	739.550	I_z (cm ⁴):	421.988	IT (cm ⁴):	11.250
tf (mm):	60	W_y (cm ³):	23.856	W_z (cm ³):	11.253	I_w (cm ⁶):	330.838.210
r (mm):	0	$W_{pl,y}$ (cm ³):	27.075	$W_{pl,z}$ (cm ³):	16.988	Verifiche	
						Presso-Flessione	1
						Svergolamento	

CS4		$N_{by,Rd}$ [kN]	27.810	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	7.912	Classe Sezione	
g (Kg/m):	711,2	$N_{bz,Rd}$ [kN]	29.291	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	4.794	Compressione	1
h (mm):	620	$V_{ply,Rd}$ [kN]	3.045	$V_{plz,Rd}$ [kN]	14.640	Flessione My	1
b (mm):	750	A (cm ²):	906	i_y (cm):	26,70	i_z (cm):	19,70
tw (mm):	30	I_y (cm ⁴):	645.902	I_z (cm ⁴):	351.680	IT (cm ⁴):	6.718
tf (mm):	50	W_y (cm ³):	20.836	W_z (cm ³):	9.378	I_w (cm ⁶):	285.651.665
r (mm):	0	$W_{pl,y}$ (cm ³):	23.403	$W_{pl,z}$ (cm ³):	14.180	Verifiche	
						Presso-Flessione	1
						Svergolamento	

Di seguito è condotta la verifica a presso-flessione dell'asta più sollecitata.

CS4 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

N_{Sd} [kN] 16816

Inflessione attorno all'asse

	y-y	z-z
I_0 [m]	7,75	3,875
Snellezza λ	29,03	19,67
$N_{b,Rd}$ [kN]	27.810	29.267
$M_{1,Sd}$ [kNm]	299	129
$M_{2,Sd}$ [kNm]	299	129
M_Q [kNm]	576	165
β_M	1,232	1,212
μ	-0,461	0,106
k	1,265	0,942
$M_{e,Rd}$ [kNm]	7.912	4.794
M_{Sd} [kNm]	875	294

Resistenza della sezione 0,051 OK ?
 Instabilità flessio-torsionale 0,743 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.[1]

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{ey,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{ez,Rd}} = 0,605 + 0,140 + 0,058 = 0,802 \quad \text{OK}$$

Essendo le sollecitazioni agenti inferiori a quelle resistenti le verifiche risultano soddisfatte.

12.2 Stabilità SLU

Essendo presenti elementi compressi viene eseguita la verifica di stabilità flessio-torsionale per le aste compresse stabilita dalle NTC.

12.2.1 Conci CS1 e CS2:

CS1 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

z_a [mm] 0,0 L [m] 7,75 = I_{0z} [m]

Coefficienti C
 Momenti all'estremità Carichi trasversali
 C₁ 1 C₂ 0 C₃ 1

Coefficienti di lunghezza efficace
 k 1 k_v 1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 43.066 $M_{e,Rd}$ [kNm] = 7.912

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{cr}}} = 0,439 \quad \chi_{LT} = 0,876 \quad M_{b,Rd} \text{ [kNm]} = 6.934$$

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. [2]

N_{Sd} [kN] 13143,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 193 $M_{z,Sd}$ [kNm] 311

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{ez,Rd}} = \frac{13143}{23.552} + \frac{1 \times 193}{6.934} + \frac{1,5 \times 311}{4.794}$$

$$= 0,558 + 0,028 + 0,097 = 0,683 \quad \text{OK}$$

12.2.2 Conci CS3:

CS3

Acciaio S355 (Fe510)
 fy (N/mm2) 355

z_a [mm] 0,0 L [m] 7,75 = I₀₂ [m]

Coefficienti C
 ? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali
 C₁ 1,0 C₂ 0,0 C₃ 1

Coefficienti di lunghezza efficace
 k 1,0 k_v 1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.
 M_{or} [kNm] = 54.641 , M_{e,Rd} [kNm] = 9.154
 $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{or}}} = 0,419$ $\chi_{LT} = 0,887$ M_{b,Rd} [kNm] = 8.120

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)

N_{Sd} [kN] 16087,0 M_{y,Sd} [kNm] 256 M_{z,Sd} [kNm] 255

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{ez,Rd1}} = \frac{16087}{27.516} + \frac{1 \times 256}{8.120} + \frac{1,5 \times 255}{5.743}$$

= 0,585 + 0,032 + 0,067 = 0,683 OK

12.2.3 Conci CS4:

CS4

Acciaio S355 (Fe510)
 fy (N/mm2) 355

z_a [mm] 0,0 L [m] 7,75 = I₀₂ [m]

Coefficienti C
 ? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali
 C₁ 1,0 C₂ 0,0 C₃ 1

Coefficienti di lunghezza efficace
 k 1,0 k_v 1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.
 M_{or} [kNm] = 43.066 , M_{e,Rd} [kNm] = 7.912
 $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{or}}} = 0,439$ $\chi_{LT} = 0,876$ M_{b,Rd} [kNm] = 6.934

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)

N_{Sd} [kN] 16816,0 M_{y,Sd} [kNm] 277 M_{z,Sd} [kNm] 234

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{ez,Rd1}} = \frac{16816}{23.552} + \frac{1 \times 277}{6.934} + \frac{1,5 \times 234}{4.794}$$

= 0,714 + 0,040 + 0,073 = 0,827 OK

12.3 Fatica

Per la verifica a fatica si utilizza la verifica a fatica a vita illimitata, come da indicazioni riportate al §C4.2.4.1.4.6.1 della Circolare applicativa delle NTC18. Si riportano i risultati delle tensioni massime dovute ai carichi a fatica.

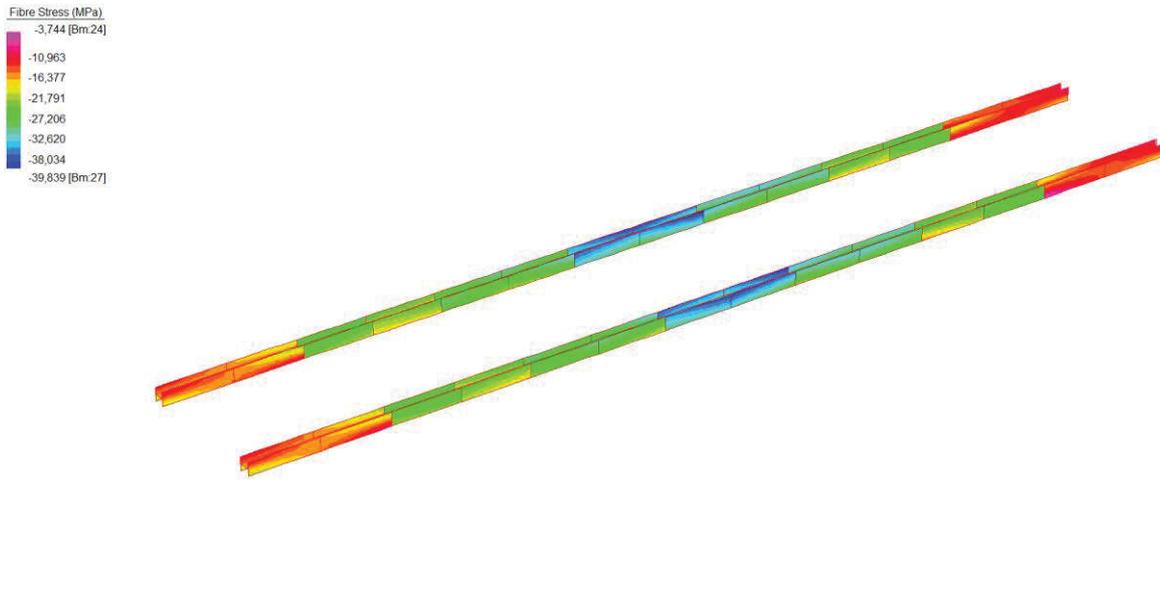


Figura 49: tensioni massime nel corrente superiore per carichi a fatica

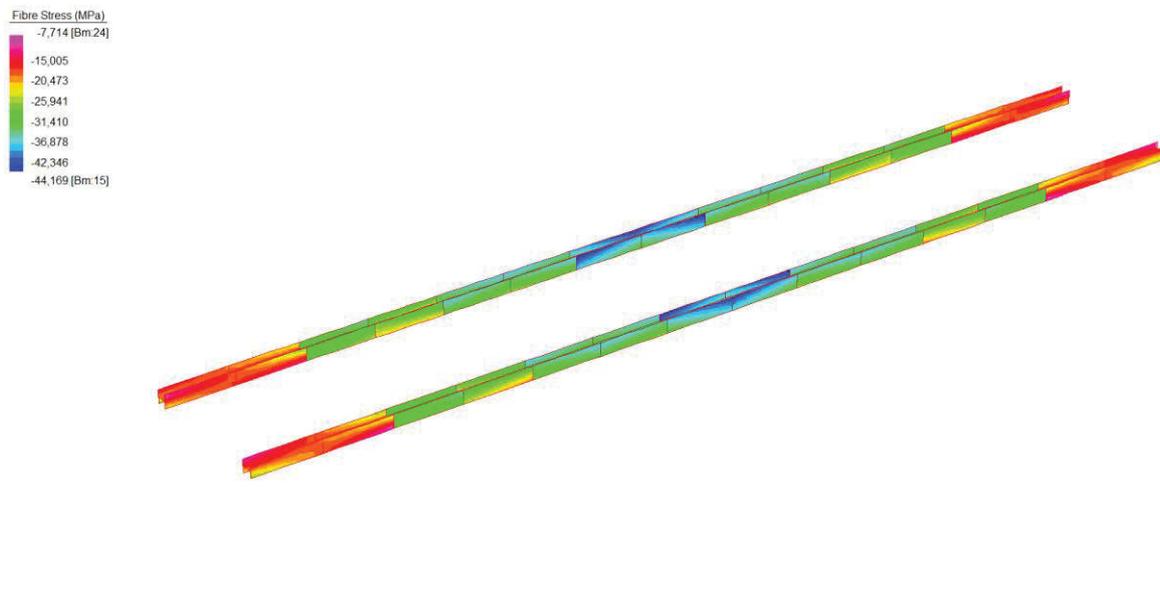


Figura 50: tensioni minime nel corrente superiore per carichi a fatica

Per le combinazioni considerate si ricavano le seguenti variazioni massime per l'elemento:

$$\Delta\sigma_{\max} = 5.58 \text{ MPa}$$

In base alla Tab. 2.5.1.4.2.5.3-1 si assume come lunghezza L_{ϕ} pari alla lunghezza del corrente, ovvero 62m, quindi:

$$\Phi_2 = 1.44 / (L_{\phi}^{1/2} - 0.2) + 0.82 = 1.01$$

Per il calcolo di L si assume il medesimo valore quindi, dalla Tab. 2.7.1.2.1-1 si ricava $\lambda_1 = 0.63$. Secondo le tabelle 2.7.1.2.2.-1 e 2.7.1.2.3.-1 si assumono i valori $\lambda_2 = \lambda_3 = 1$, infine si assume $\lambda_4 = 1$ essendo presente un singolo binario.

Quindi:

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0.63$$

Quindi il delta di tensione convenzionale di calcolo è:

$$\Delta\sigma_{Ed} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{SW/2} = 3.55 \text{ MPa}$$

La classe di fatica del dettaglio utilizzato più penalizzante è $\Delta\sigma_c = 112 \text{ MPa}$ (saldatura automatica a cordoni d'angolo), che sarà ulteriormente penalizzata del fattore

$$k_s = (25/t)^{0.2} = 0.87$$

dove k_s è il coefficiente di penalizzazione dovuto allo spessore t , con $t = 50 > 25\text{mm}$:

Si calcola quindi il limite a fatica:

$$k_s \cdot \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 72 \text{ MPa} > \Delta\sigma_{Ed}$$

La verifica a fatica è quindi soddisfatta.

13. TRAVERSI INFERIORI

13.1 Resistenza SLU

Si riportano le tensioni sugli elementi costituenti i traversi inferiori per le combinazioni SLU.

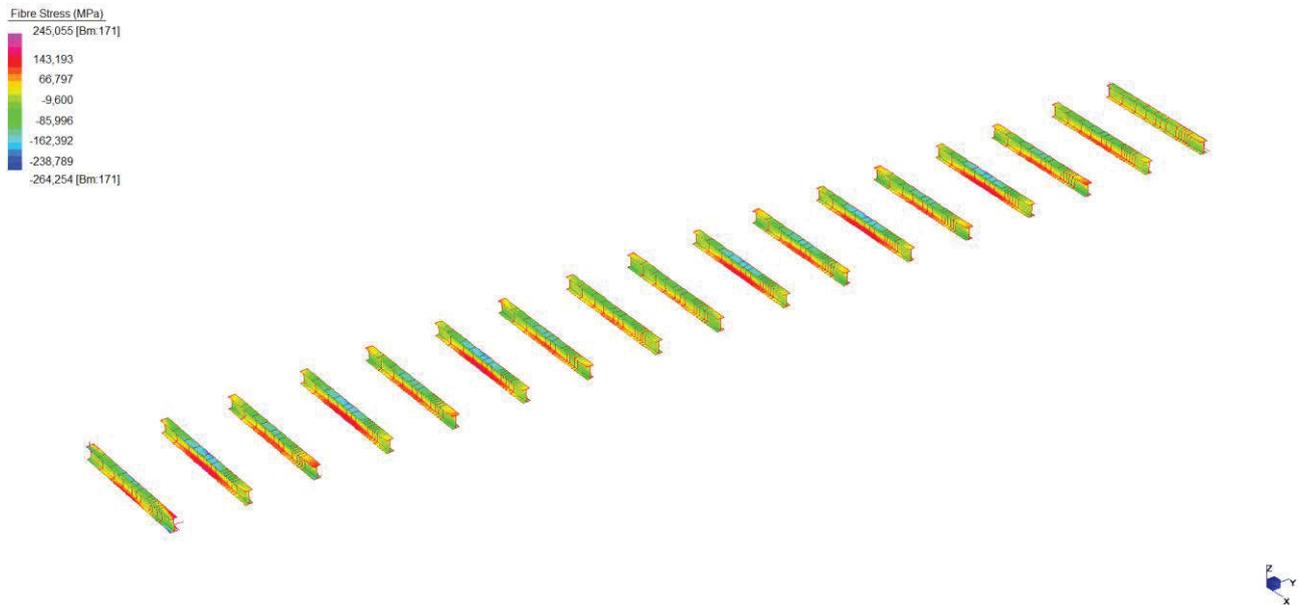


Figura 51: massime tensioni dei traversi inferiori - combinazioni SLU da traffico

Il controllo avviene verificando che la massima tensione sia minore della tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 338\text{MPa}$ (elementi con spessore inferiore a 40mm).

Nelle figure seguenti si riportano le sollecitazioni agenti nei traversi inferiori.

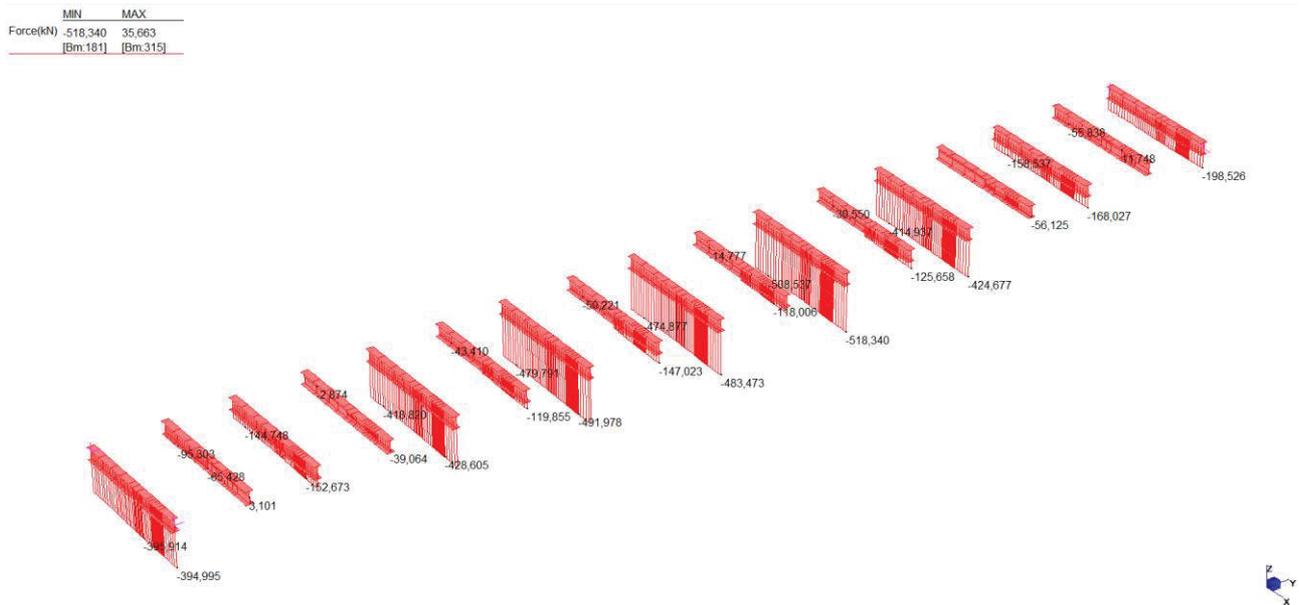


Figura 52: sforzo assiale traversi inferiori - combinazioni SLU

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-265,772	339,944
	[Bm.187]	[Bm.171]

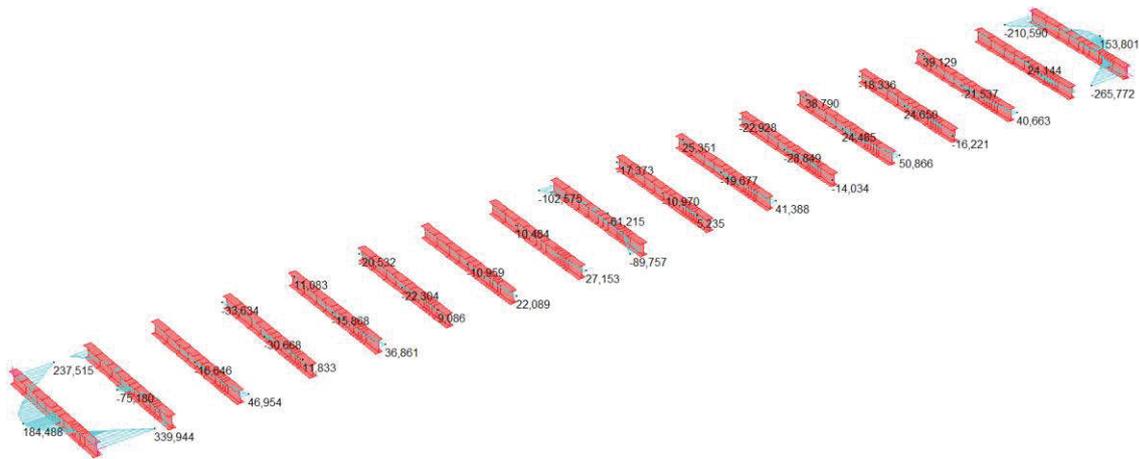


Figura 53: momenti flettenti attorno l'asse forte trasversi inferiori - combinazioni SLU

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-1213,315	1606,259
	[Bm.173]	[Bm.352]

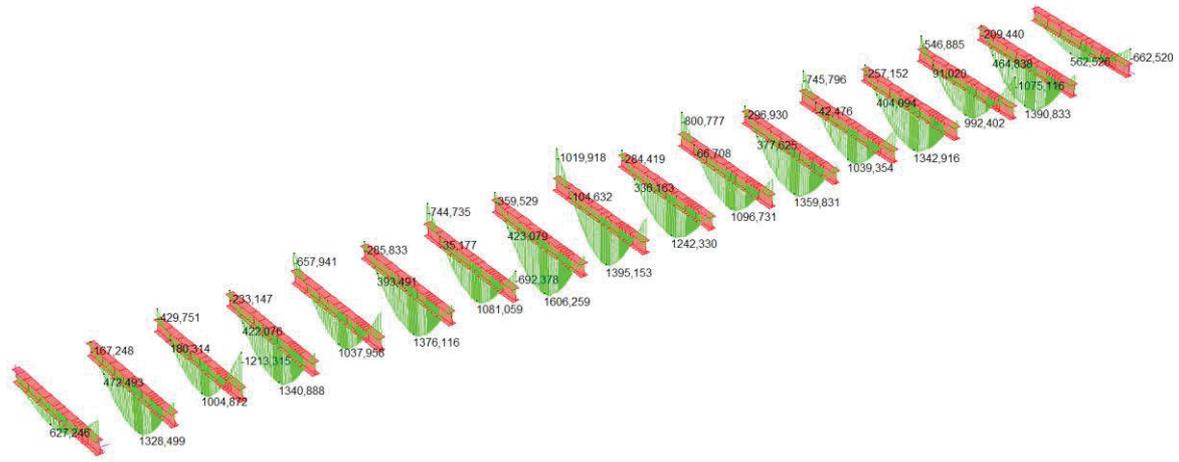


Figura 54: momenti flettenti attorno l'asse debole trasversi inferiori - combinazioni SLU

MIN	MAX
SF2(kN)	-849,067 842,678
[Bm.360]	[Bm.179]

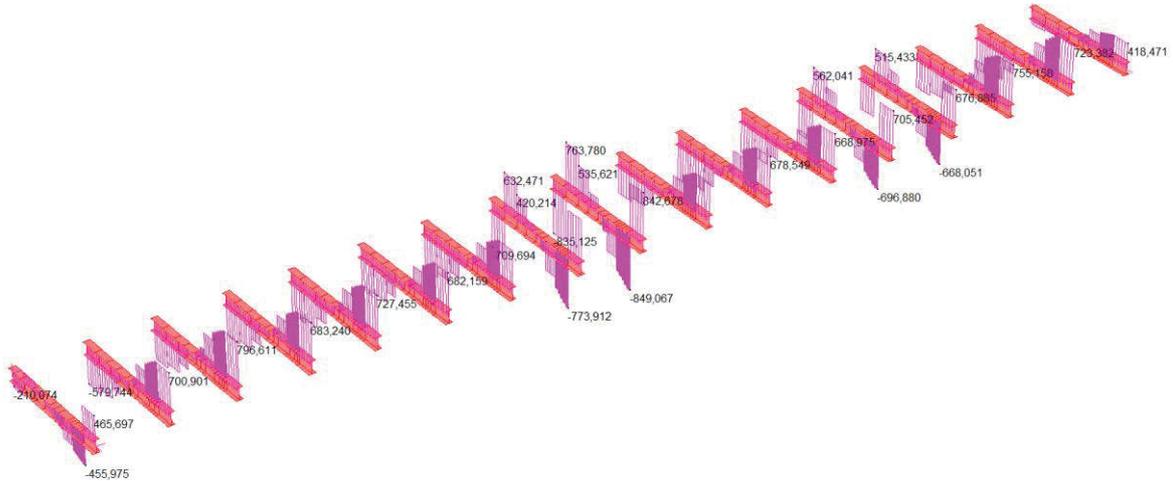


Figura 55: sforzi taglianti rispetto l'asse forte traversi inferiori - combinazioni SLU

MIN	MAX
SF1(kN)	-192,487 154,612
[Bm.312]	[Bm.500]

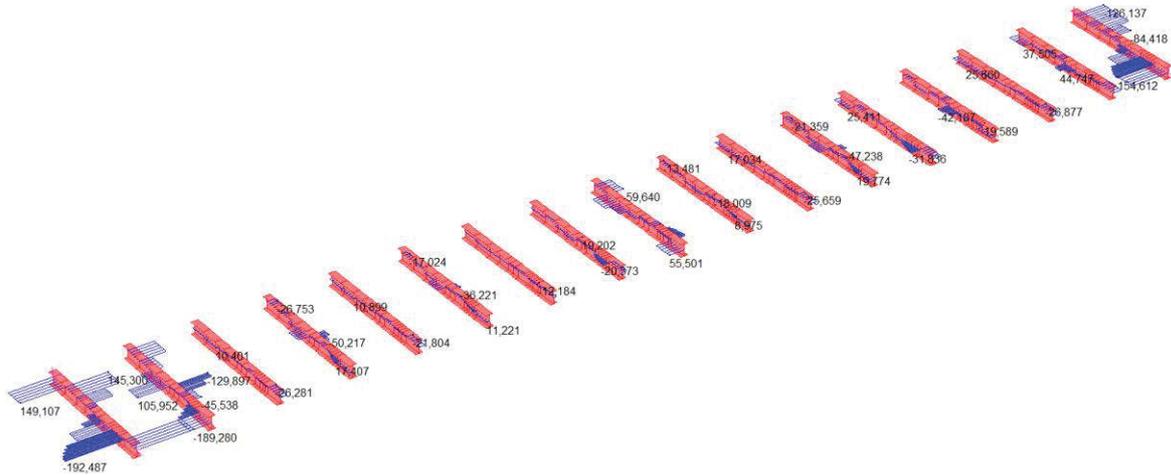


Figura 56: sforzi taglianti rispetto l'asse debole traversi inferiori - combinazioni SLU

Si riportano le sollecitazioni agenti per l'elemento più sollecitato:

N_{ED} [kN]	$V_{y,ED}$ [kN]	$V_{z,ED}$ [kN]	M_{y,ED^+} [kNm]	M_{z,ED^+} [kNm]	M_{y,ED^-} [kNm]	M_{z,ED^-} [kNm]
518	466	192	1606	185	1213	340

Si riportano le sollecitazioni resistenti per l'elemento più sollecitato.

Tinf	$N_{by,Rd}$ [kN]	14.246	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	4.220	Classe Sezione Compressione 3 Flessione My 1 Flessione Mz 1 Presso-Flessione 1
g (Kg/m): 348,5	$N_{bz,Rd}$ [kN]	7.867	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	1.103	
h (mm): 700	V	2.420	V	6.246	Verifiche Presso Flessione Svergolamento
b (mm): 400	$V_{ply,Rd}$		$V_{plz,Rd}$		
tw (mm): 20	A (cm ²): 444	i_y (cm): 29,59	i_z (cm): 9,808		
tf (mm): 40	I_y (cm ⁴): 388.628	I_z (cm ⁴): 42.708	IT (cm ⁴): 1.872		
r (mm): 0	W_y (cm ³): 11.104	W_z (cm ³): 2.135	I_w (cm ⁶): 46.509.014		
	$W_{pl,y}$ (cm ³): 12.482	$W_{pl,z}$ (cm ³): 3.262			

Di seguito è condotta la verifica a presso-flessione dell'asta più sollecitata.

Tinf	Acciaio S355 (Fe510)	f_y (N/mm ²)	355
N_{Sd} [kN]	518		
Inflessione attorno all'asse			
	y - y	z - z	
I_0 [m]	7,7	7,7	
Snellezza λ	26,03	78,51	
$N_{b,Rd}$ [kN]	14.246	7.867	
$M_{1,Sd}$ [kNm]	1213	340	
$M_{2,Sd}$ [kNm]	1213	340	
M_Q [kNm]	2819	525	
β_M	1,3	1,3	
μ	-0,353	-0,911	
k	1,012	1,057	
$M_{c,Rd}$ [kNm]	4.220	1.103	
M_{Sd} [kNm]	1.606	340	
Resistenza della sezione	0,453	OK ?	
Instabilità flessio-torsionale	0,967	OK ?	
Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.[1]			
$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0,066 + 0,385 + 0,326 = 0,777$			
OK			

Essendo le sollecitazioni agenti inferiori a quelle resistenti le verifiche risultano soddisfatte.

13.2 Stabilità SLU

Essendo presenti elementi compressi viene eseguita la verifica di stabilità flessio-torsionale per le aste compresse stabilite dalle NTC.

T_{inf}

Acciaio =

fy (N/mm²)

Momento resistente di progetto all'instabilità flessione-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 6.844 , M_{e,Rd} [kNm] = 4.220

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{cr}}} = 0,805$ $\chi_{LT} = 0,659$ M_{b,Rd} [kNm] =

Resistenza all'instabilità flessione torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)

N_{Sd} [kN] M_{y,Sd} [kNm] M_{z,Sd} [kNm]

$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{518}{7.867} + \frac{1 \times 1.213}{2.782} + \frac{1,225 \times 340}{1.103}$

=

13.3 Fatica

Per la verifica a fatica si utilizza la verifica a fatica a vita illimitata, come da indicazioni riportate al §C4.2.4.1.4.6.1 della Circolare applicativa delle NTC18. Si riportano i risultati delle tensioni massime dovute ai carichi a fatica.

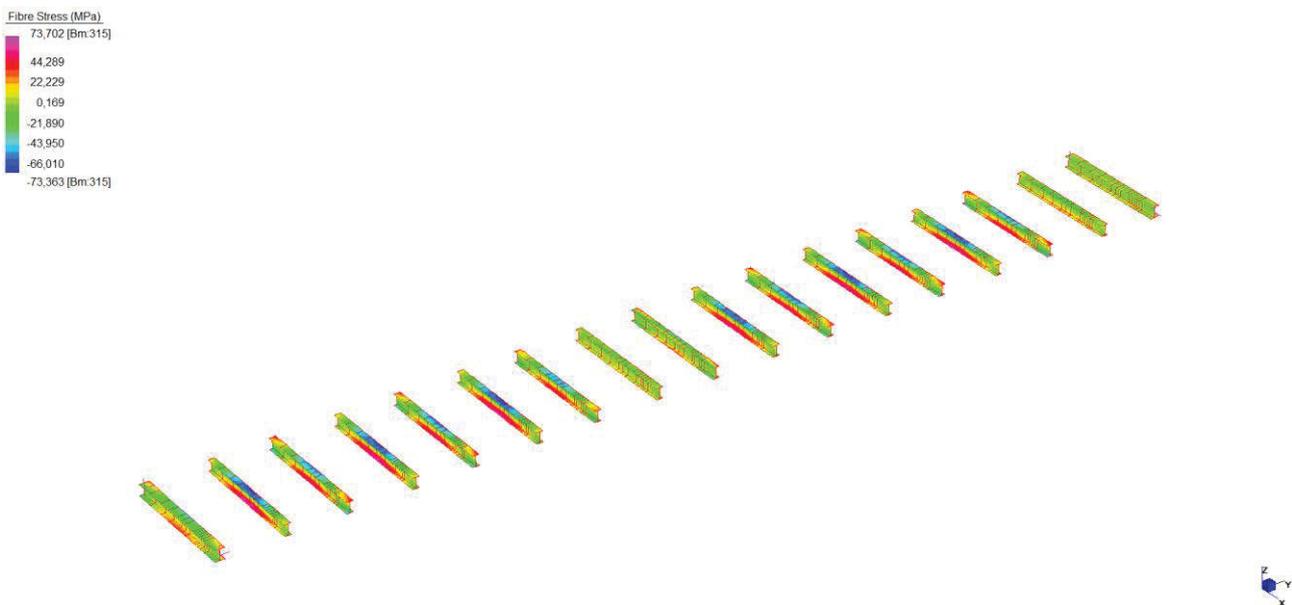


Figura 57: tensioni massime e minime nei traversi inferiori per carichi a fatica

13.3.1 Verifica profilo saldato trasverso

Per le combinazioni considerate si ricavano le seguenti variazioni massime per l'elemento:
 $\Delta\sigma_{max} = 36$ MPa

In base alla Tab. 2.5.1.4.2.5.3-1 si assume come lunghezza L_ϕ pari alla lunghezza dei traversi correnti, ovvero 7.7m, quindi:

$$\Phi_2 = 1.44 / (L_\phi^{1/2} - 0.2) + 0.82 = 1.38$$

Per il calcolo di L si assume il medesimo valore quindi, dalla Tab. 2.7.1.2.1-1 si ricava $\lambda_1 = 0.92$. Secondo le tabelle 2.7.1.2.2.-1 e 2.7.1.2.3.-1 si assumono i valori $\lambda_2 = \lambda_3 = 1$, infine si assume $\lambda_4 = 1$ essendo presente un singolo binario.

Quindi:

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0.92$$

Quindi il delta di tensione convenzionale di calcolo è:

$$\Delta\sigma_{Ed} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{SW/2} = 46 \text{ MPa}$$

La classe di fatica del dettaglio utilizzato più penalizzante è $\Delta\sigma_c = 112 \text{ MPa}$ (saldatura automatica a cordoni d'angolo), che sarà ulteriormente penalizzata del fattore

$$k_s = (25/t)^{0.2} = 0.91$$

dove k_s è il coefficiente di penalizzazione dovuto allo spessore t , con $t = 40 > 25 \text{ mm}$:

Si calcola quindi il limite a fatica:

$$k_s \cdot \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 75.50 \text{ MPa} > \Delta\sigma_{Ed}$$

La verifica a fatica è quindi soddisfatta.

13.3.2 Verifica unione saldata trasverso-corrente

Per le combinazioni considerate si ricavano le seguenti variazioni massime per l'elemento:

$$\Delta\sigma_{max} = 31.78 \text{ MPa}$$

In base alla Tab. 2.5.1.4.2.5.3-1 si assume come lunghezza L_ϕ pari alla lunghezza dei traversi correnti, ovvero 7.7m, quindi:

$$\Phi_2 = 1.44 / (L_\phi^{1/2} - 0.2) + 0.82 = 1.38$$

Per il calcolo di L si assume il medesimo valore quindi, dalla Tab. 2.7.1.2.1-1 si ricava $\lambda_1 = 0.92$. Secondo le tabelle 2.7.1.2.2.-1 e 2.7.1.2.3.-1 si assumono i valori $\lambda_2 = \lambda_3 = 1$, infine si assume $\lambda_4 = 1$ essendo presente un singolo binario.

Quindi:

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0.92$$

Quindi il delta di tensione convenzionale di calcolo è:

$$\Delta\sigma_{Ed} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{SW/2} = 40.35 \text{ MPa}$$

La classe di fatica del dettaglio utilizzato più penalizzante è $\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$ (giunti a croce o a T), che sarà ulteriormente penalizzata del fattore

$$k_s = (25/t)^{0.2} = 0.91$$

dove k_s è il coefficiente di penalizzazione dovuto allo spessore t , con $t = 40 > 25 \text{ mm}$:

Si calcola quindi il limite a fatica:

$$k_s \cdot \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 54 \text{ MPa} > \Delta\sigma_{Ed}$$

La verifica a fatica è quindi soddisfatta.

13.3.3 Verifica unione bullonata del trasverso

Per le combinazioni considerate si ricavano le seguenti variazioni massime per l'elemento:

$$\Delta\sigma_{max} = 31.78 \text{ MPa}$$

In base alla Tab. 2.5.1.4.2.5.3-1 si assume come lunghezza L_ϕ pari alla lunghezza dei traversi correnti, ovvero 7.7m, quindi:

$$\Phi_2 = 1.44 / (L_\phi^{1/2} - 0.2) + 0.82 = 1.38$$

Per il calcolo di L si assume il medesimo valore quindi, dalla Tab. 2.7.1.2.1-1 si ricava $\lambda_1 = 0.92$. Secondo le tabelle 2.7.1.2.2.-1 e 2.7.1.2.3.-1 si assumono i valori $\lambda_2 = \lambda_3 = 1$, infine si assume $\lambda_4 = 1$ essendo presente un singolo binario.

Quindi:

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0.92$$

Quindi il delta di tensione convenzionale di calcolo è:

$$\Delta\sigma_{Ed} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{SW/2} = 40.35 \text{ MPa}$$

La classe di fatica del dettaglio utilizzato più penalizzante è $\Delta\sigma_c = 90 \text{ MPa}$ (giunti bullonati con coprigiunti doppi ed elementi strutturali forati), che sarà ulteriormente penalizzata del fattore

$$k_s = (25/t)^{0.2} = 0.91$$

dove k_s è il coefficiente di penalizzazione dovuto allo spessore t , con $t = 40 > 25\text{mm}$:

Si calcola quindi il limite a fatica:

$$k_s \cdot \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 60.67 \text{ MPa} > \Delta\sigma_{Ed}$$

La verifica a fatica è quindi soddisfatta.

14. TRAVERSI SUPERIORI

14.1 Resistenza SLU

Si riportano le tensioni sugli elementi costituenti i traversi superiori per le combinazioni SLU.

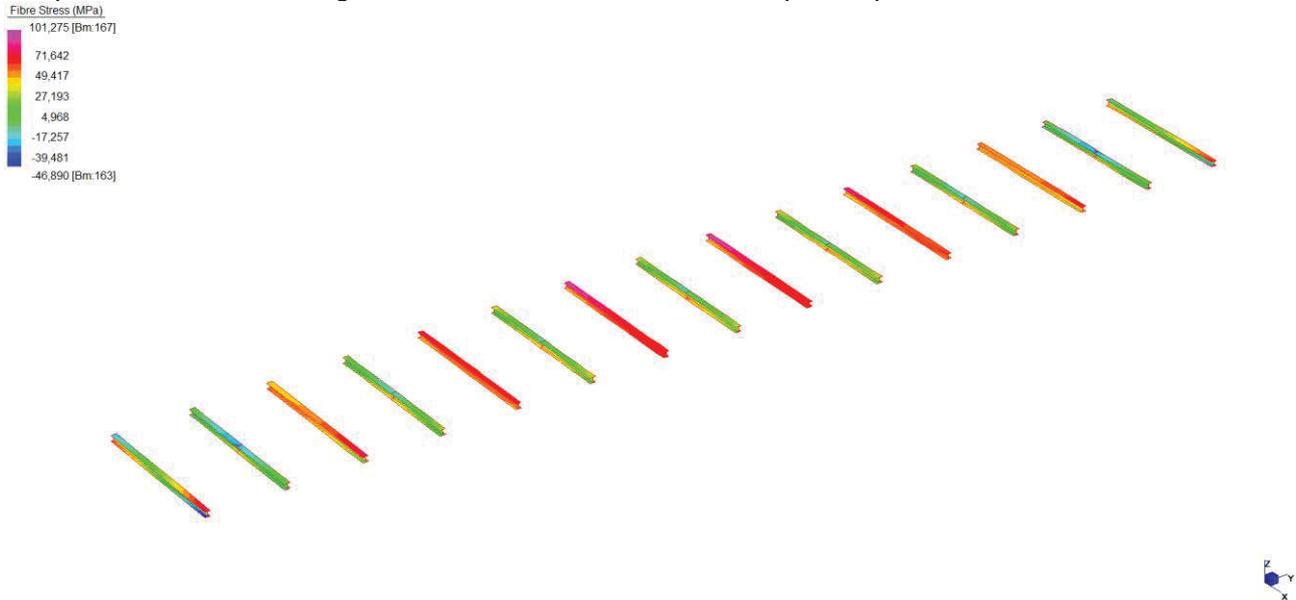


Figura 58: tensioni massime dei traversi superiori - combinazioni SLU da traffico

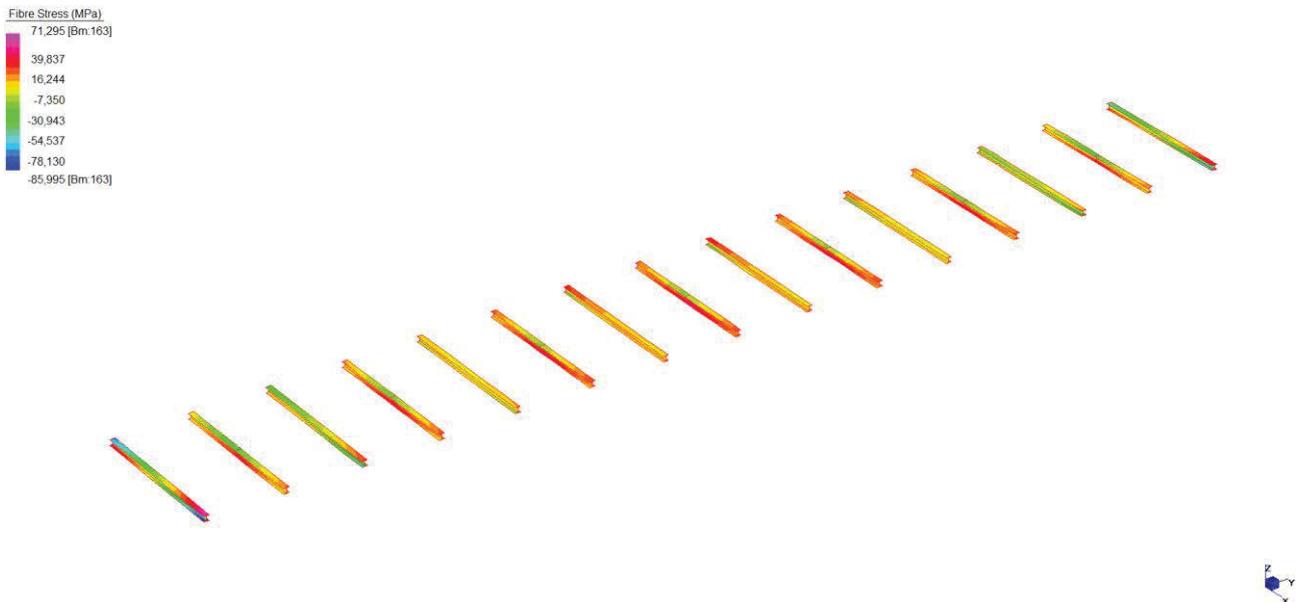


Figura 59: tensioni minime dei traversi superiori - combinazioni SLU da vento

Il controllo avviene verificando che la massima tensione sia minore della tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 338\text{MPa}$ (elementi con spessore inferiore a 40mm).

Nelle figure seguenti si riportano le sollecitazioni agenti nei traversi superiori.

	MIN	MAX
Forze(kN)	19,075	631,564
	[Bm.433]	[Bm.167]

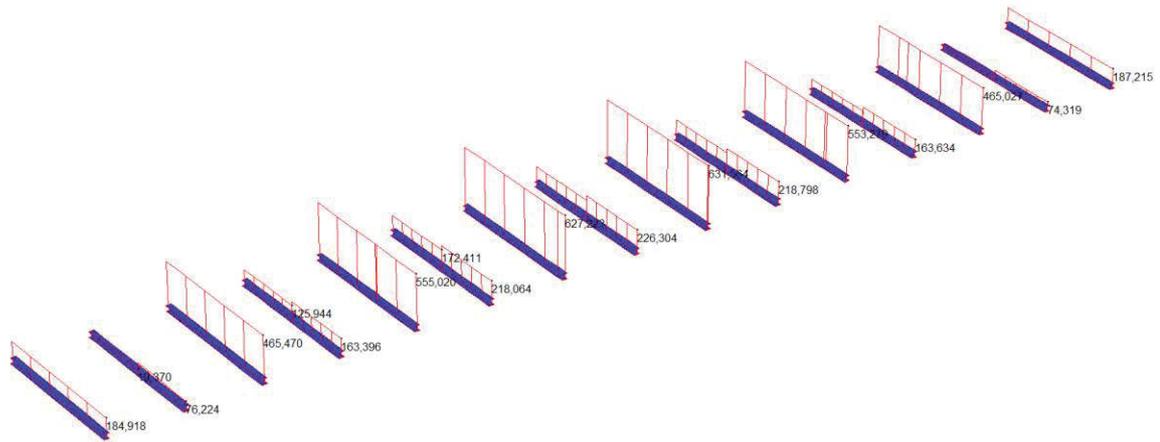


Figura 60: sforzo assiale traversi superiori - combinazioni SLU

	MIN	MAX
BM1(kN m)	-2,094	2,157
	[Bm.163]	[Bm.163]

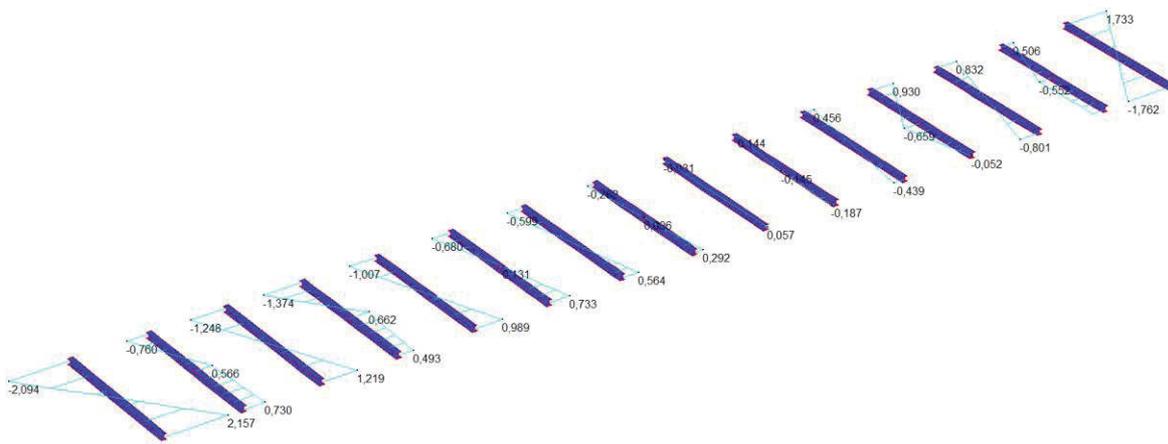


Figura 61: momenti flettenti attorno l'asse forte traversi superiori - combinazioni SLU

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-58,327	35,634
	[Bm.163]	[Bm.163]

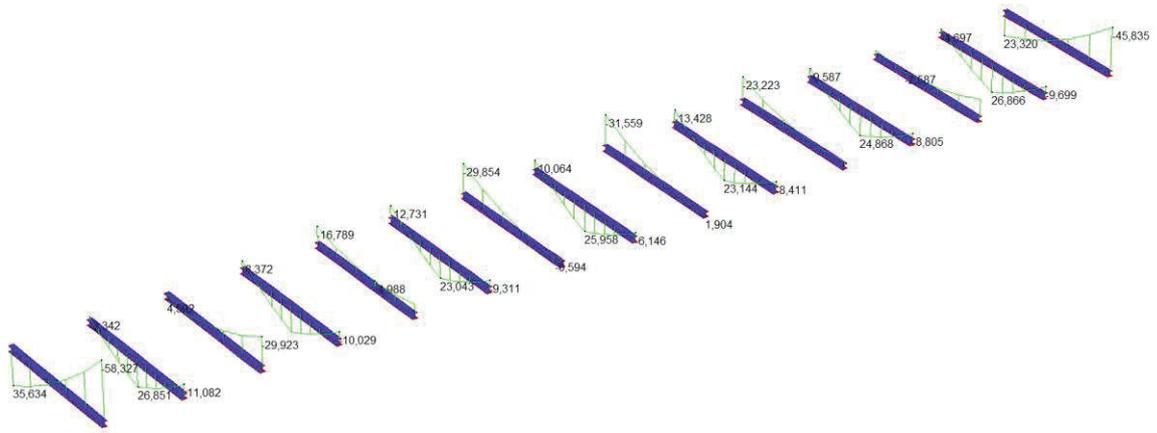


Figura 62: momenti flettenti attorno l'asse debole traversi superiori - combinazioni SLU

	MIN	MAX
SF2(kN)	-11,716	16,637
	[Bm.427]	[Bm.163]

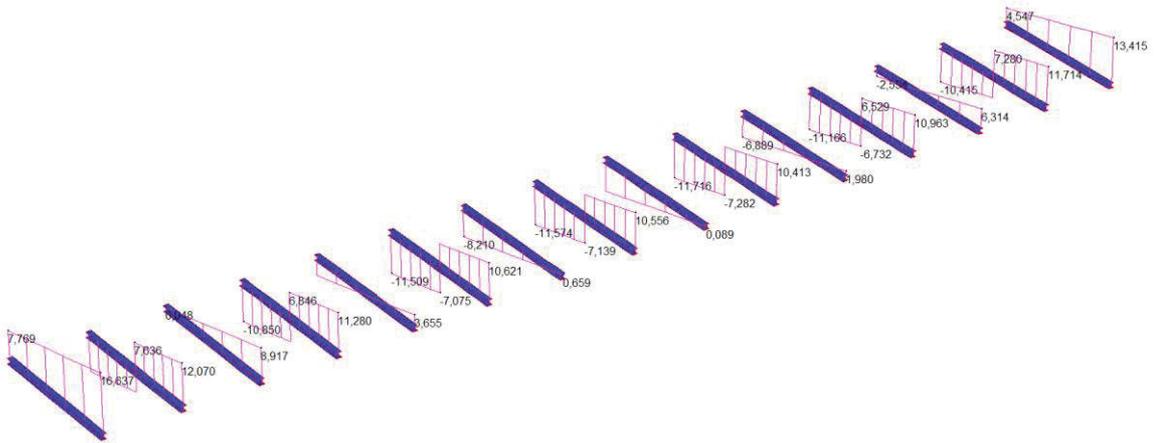


Figura 63: sforzi taglianti rispetto l'asse forte traversi superiori - combinazioni SLU

	MIN	MAX
SF1(kN)	-0,552	0,454
	[Bm.163]	[Bm.170]

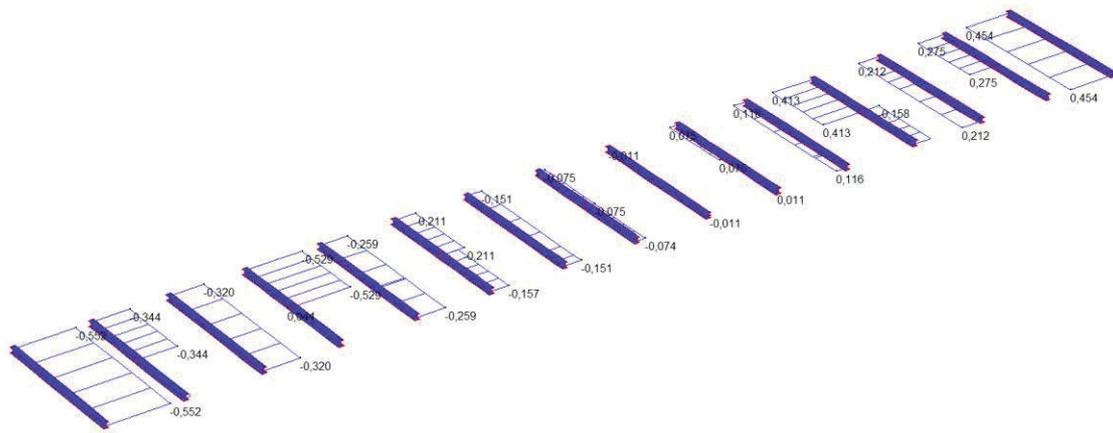


Figura 64: sforzi taglianti rispetto l'asse debole traversi superiori - combinazioni SLU

Si riportano le sollecitazioni agenti per l'elemento più sollecitato:

N_{ED} [kN]	$V_{y,ED}$ [kN]	$V_{z,ED}$ [kN]	M_{y,ED^+} [kNm]	M_{z,ED^+} [kNm]	M_{y,ED^-} [kNm]	M_{z,ED^-} [kNm]
632	0,55	17	58	2,16	36	2,10

Si riportano le sollecitazioni resistenti per l'elemento più sollecitato.

Tsup	$N_{by,Rd}$ [kN]	2.165	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	325,6	Classe Sezione	
g (Kg/m): 72,47	$N_{bz,Rd}$ [kN]	1.085	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	114,9	Compressione	3
h (mm): 270	V [kN]	381,0	$V_{plz,Rd}$ [kN]	1.421	Flessione My	3
b (mm): 280	A (cm ²): 92,32	i_y (cm): 11,87	i_z (cm): 7,178	Flessione Mz		3
tw (mm): 8	I_y (cm ⁴): 13.000	I_z (cm ⁴): 4.757	IT (cm ⁴): 45,17	Presso-Flessione		3
tf (mm): 13	W_y (cm ³): 962,9	W_z (cm ³): 339,8	I_w (cm ⁶): 785,539	Verifiche		
r (mm): 0	$W_{pl,y}$ (cm ³): 1.055	$W_{pl,z}$ (cm ³): 513,5		Presso Flessione		
				Svergolamento		

Essendo le sollecitazioni agenti inferiori a quelle resistenti le verifiche risultano soddisfatte.

14.2 Stabilità SLU

Il traverso di testata risulta leggermente compresso, pertanto viene eseguita la verifica di stabilità flessio-torsionale per le aste compresse stabilita dalle NTC.

Tsup

Acciaio S355 (Fe510)

fy (N/mm²) 355

z_a [mm] 0,0 L [m] 7,7 = I_{0z} [m]

Coefficienti C

Momenti all'estremità Carichi trasversali

C₁ 2,752 C₂ 0 C₃ 1

Coefficienti di lunghezza efficace

k 0 k_v 1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessione-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 897,4 M_{e,Rd} [kNm] = 325,6

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{cr}}} = 0,617$ $\chi_{LT} = 0,775$ M_{b,Rd} [kNm] = 252,4

Resistenza all'instabilità flessione torsionale (flessione e compressione)- Classe 3 - EC3 #5.5.4. (4)

N_{Sd} [kN] 632,0 M_{y,Sd} [kNm] 36 M_{z,Sd} [kNm] 2,10

$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{632}{1.085} + \frac{1 \times 36}{252,4} + \frac{1,5 \times 2,1}{114,9}$

= 0,582 + 0,143 + 0,027 = 0,752

OK

14.3 Fatica

Per la verifica a fatica si utilizza la verifica a fatica a vita illimitata, come da indicazioni riportate al §C4.2.4.1.4.6.1 della Circolare applicativa delle NTC18. Si riportano i risultati delle tensioni massime dovute ai carichi a fatica.

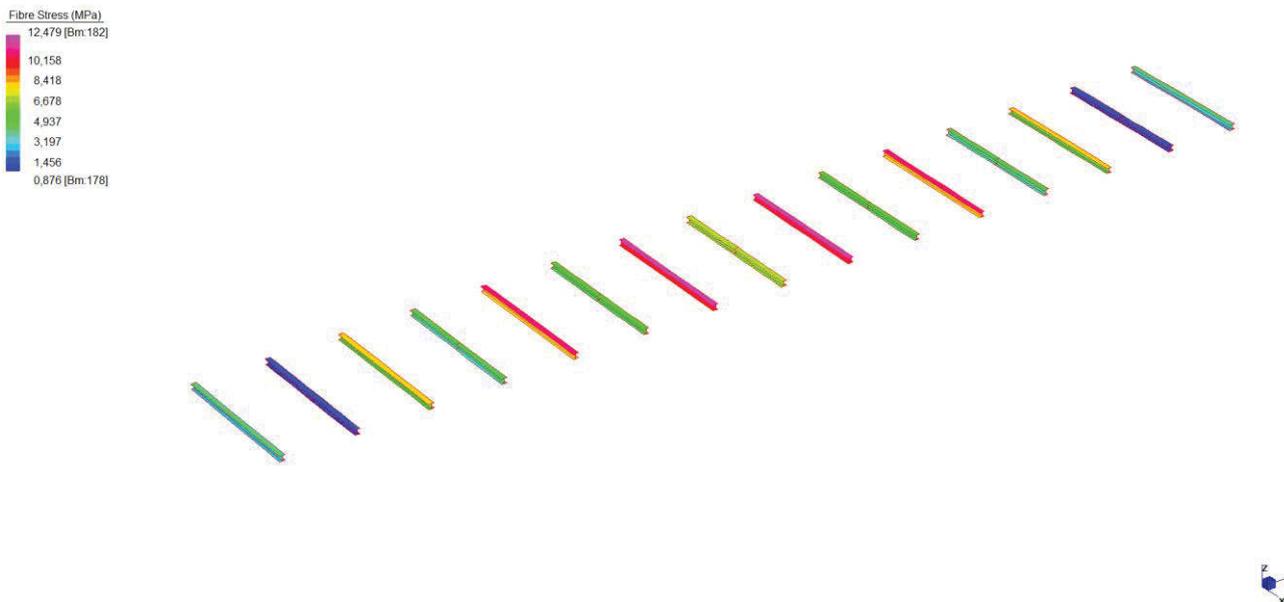


Figura 65: tensioni massime e minime nei traversi superiori per carichi a fatica

Per le combinazioni considerate si ricavano le seguenti variazioni massime per l'elemento:
 $\Delta\sigma_{max} = 3.32$ MPa

In base alla Tab. 2.5.1.4.2.5.3-1 si assume come lunghezza L_ϕ pari alla lunghezza dei traversi correnti, ovvero 7.7m, quindi:

$$\Phi_2 = 1.44 / (L_\phi^{1/2} - 0.2) + 0.82 = 1.38$$

Per il calcolo di L si assume il medesimo valore quindi, dalla Tab. 2.7.1.2.1-1 si ricava $\lambda_1 = 0.92$. Secondo le tabelle 2.7.1.2.2.-1 e 2.7.1.2.3.-1 si assumono i valori $\lambda_2 = \lambda_3 = 1$, infine si assume $\lambda_4 = 1$ essendo presente un singolo binario.

Quindi:

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0.92$$

Quindi il delta di tensione convenzionale di calcolo è:

$$\Delta\sigma_{Ed} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{SW/2} = 4.22 \text{ MPa}$$

La classe di fatica del dettaglio utilizzato più penalizzante è $\Delta\sigma_c = 112 \text{ MPa}$ (saldatura automatica a cordoni d'angolo).

Si calcola quindi il limite a fatica:

$$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 82.96 \text{ MPa} > \Delta\sigma_{Ed}$$

La verifica a fatica è quindi soddisfatta.

15. CONTROVENTI INFERIORI

15.1 Resistenza SLU

Si riportano le tensioni sugli elementi costituenti i controventi inferiori per le combinazioni SLU.

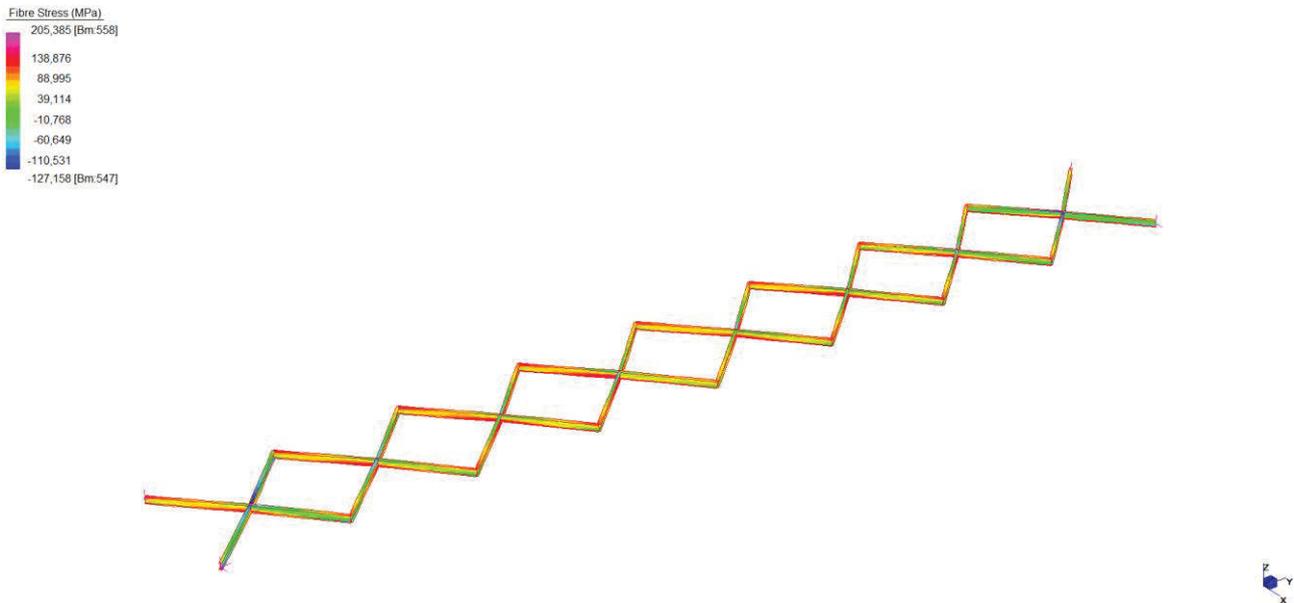


Figura 66: massime tensioni dei controventi - combinazioni SLU da traffico

Il controllo avviene verificando che la massima tensione sia minore della tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 338\text{MPa}$ (elementi con spessore inferiore a 40mm).

Nelle figure seguenti si riportano le sollecitazioni agenti nei controventi.

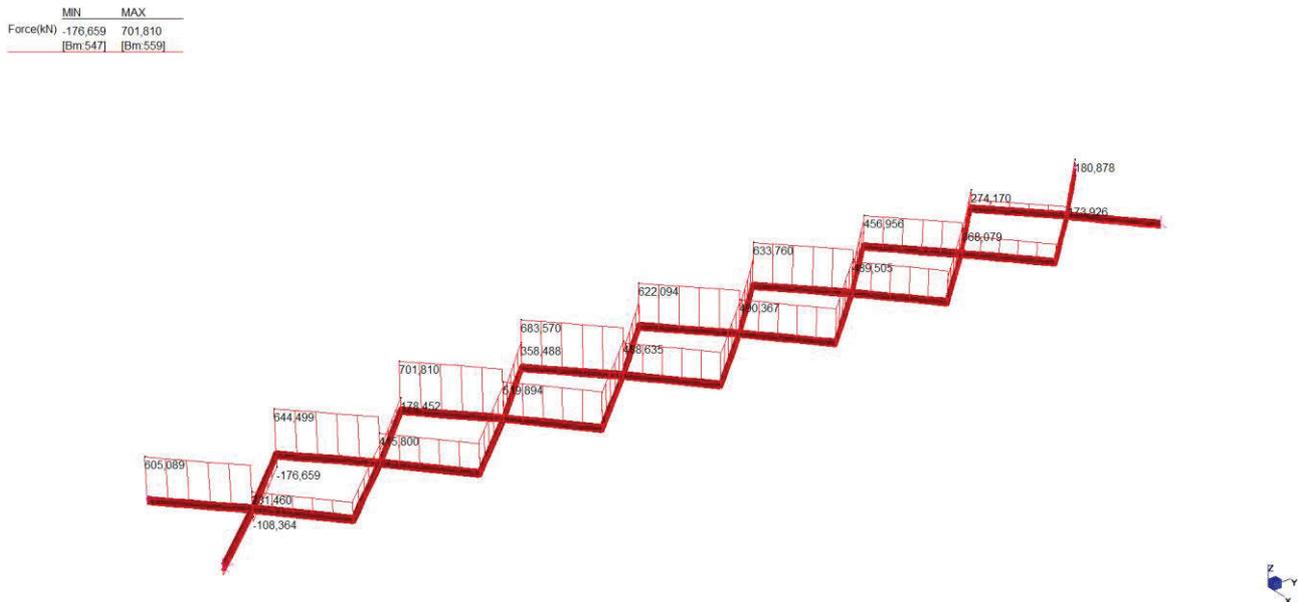


Figura 67: sforzo assiale controventi - combinazioni SLU da traffico

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-96,796	141,296
	[Bm 536]	[Bm 539]

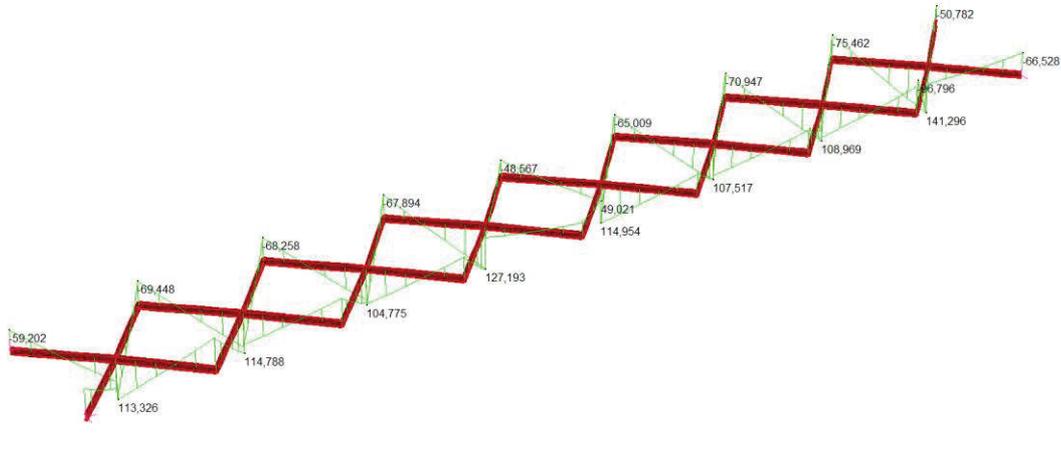


Figura 68: momenti flettenti attorno l'asse debole controventi - combinazioni SLU

	MIN	MAX
SF2(kN)	-45,348	41,669
	[Bm 538]	[Bm 539]

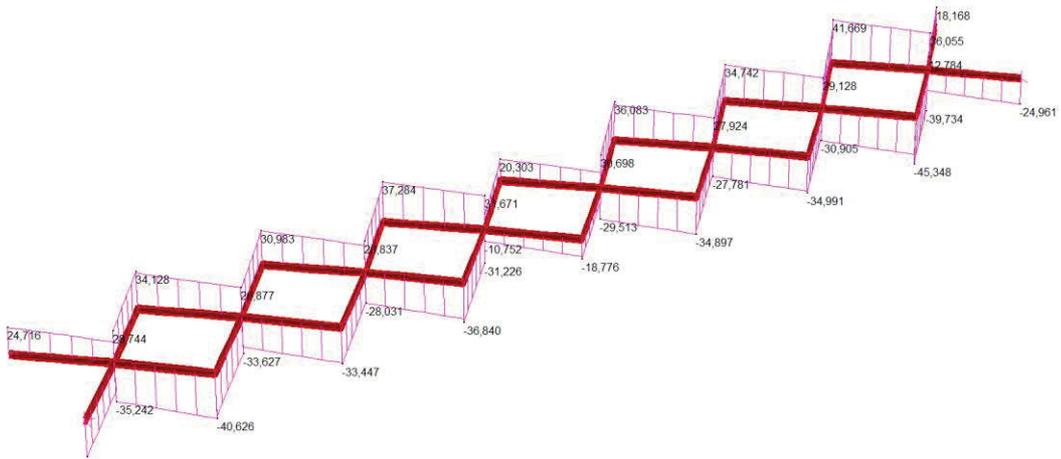


Figura 69: sforzi taglienti rispetto l'asse forte controventi - combinazioni SLU

Si riportano le sollecitazioni agenti per l'elemento più sollecitato:

N_{ED} [kN]	$V_{y,ED}$ [kN]	$V_{z,ED}$ [kN]	M_{y,ED^+} [kNm]	M_{z,ED^+} [kNm]	M_{y,ED^-} [kNm]	M_{z,ED^-} [kNm]
702	-	45	141	-	97	-

Si riportano le sollecitazioni resistenti per l'elemento più sollecitato.

IPe 400	$N_{by,Rd}$ [kN] 2.108	$M_{cy,Rd}$ [kNm] 441,9	Classe Sezione Compressione 4 Flessione My 1 Flessione Mz 1 Presso-Flessione 4
	$N_{bz,Rd}$ [kN] 709,1	$M_{oz,Rd}$ [kNm] 77,42	
	$V_{ply,Rd}$ [kN] 833,3	$V_{plz,Rd}$ [kN] 948,7	
g (Kg/m): 66,3	r_2 (mm): 0	i_y (cm): 16,55	i_z (cm): 3,95
h (mm): 400	A (cm ²): 84,46	i_z (cm4): 1.318	I_T (cm4): 51,08
b (mm): 180	i_y (cm4): 23.130	W_z (cm3): 146,4	I_w (cm6): 490.000
t_w (mm): 8,6	W_y (cm3): 1.156	$W_{pl,y}$ (cm3): 1.307	
t_f (mm): 13,5	$W_{pl,z}$ (cm3): 229		
r_1 (mm): 21			

Verifiche

Essendo le sollecitazioni agenti inferiori a quelle resistenti le verifiche risultano soddisfatte.

15.2 Stabilità SLU

Essendo presenti elementi compressi viene eseguita la verifica di stabilità flesso-torsionale per le aste compresse stabilite dalle NTC.

Per la verifica di instabilità è stata considerata la lunghezza libera di inflessione dell'elemento tenendo conto dei piatti presenti all'estremità dell'asta.

IPe 400

Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

z_a [mm] 0,0 L [m] 4,5 = l_{0z} [m]

Momenti all'estremità ? Carichi trasversali ?
 C_1 2,752 C_2 0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace
 k 1 k_{ψ} 1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flesso-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.
 M_{or} [kNm] = 966,4 $M_{e,Rd}$ [kNm] = 441,9

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{or}}} = 0,693$ $\chi_{LT} = 0,851$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 376,1

Resistenza all'instabilità flesso torsionale (flessione e compressione) - Classe 4 - EC3 #5.5.4. (6)

N_{Sd} [kN] 702,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 97 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{o,Rd}} + \frac{k_{LT} \times (M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{Ny})}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z \times (M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{Nz})}{M_{oz,Rd}}$$

$\frac{702}{978,9} + \frac{1 \times 97}{376,1} + \frac{1,5 \times 0}{77,42} = 0,717 + 0,258 + 0 = 0,975$

16. CONTROVENTI SUPERIORI

16.1 Resistenza SLU

Si riportano le tensioni sugli elementi costituenti i controventi superiori per le combinazioni SLU.

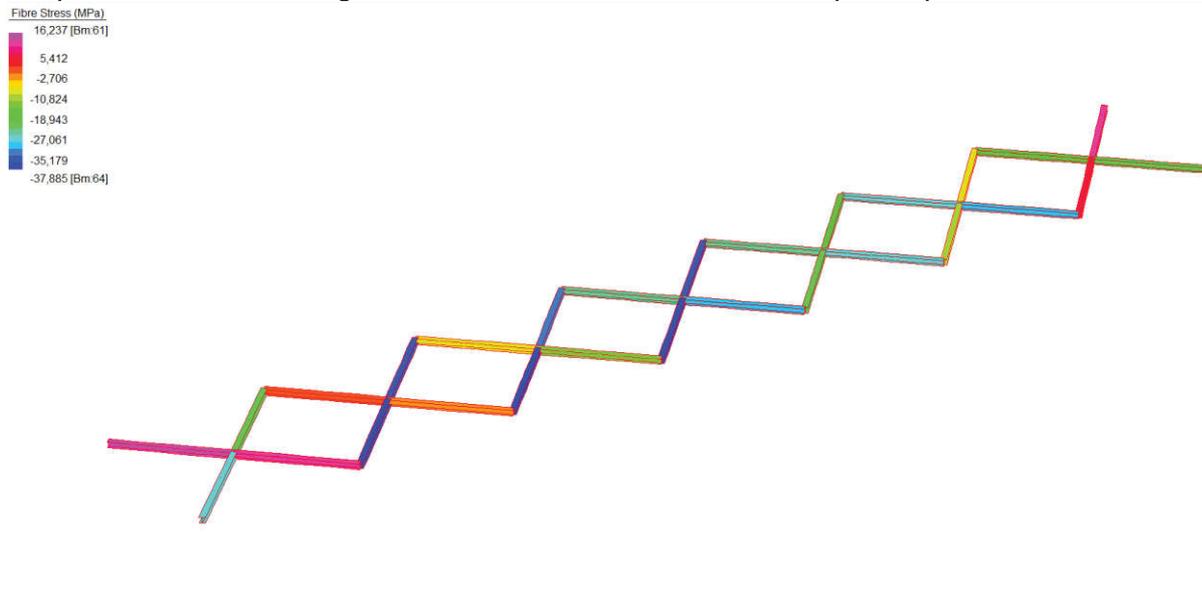


Figura 70: massime tensioni dei controventi - combinazioni SLU da vento

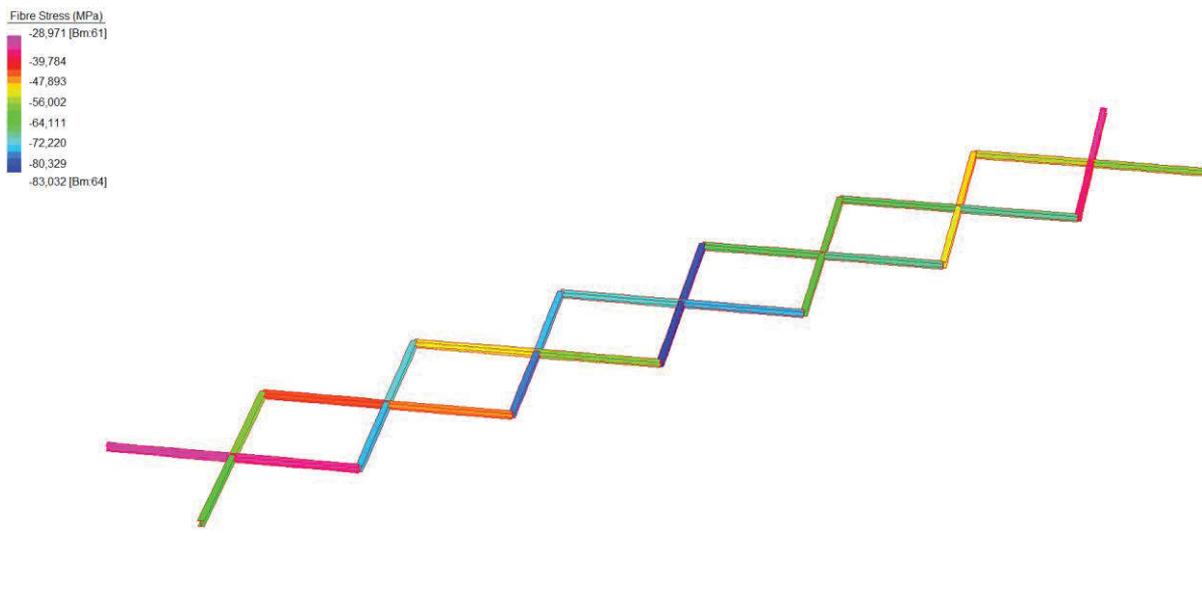


Figura 71: minime tensioni dei controventi - combinazioni SLU da traffico

Il controllo avviene verificando che la massima tensione sia minore della tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 338$ MPa (elementi con spessore inferiore a 40mm).

Nelle figure seguenti si riportano le sollecitazioni agenti nei controventi.

	MIN	MAX
Force(kN)	-807,900	-281,893
	[Bm.64]	[Bm.61]

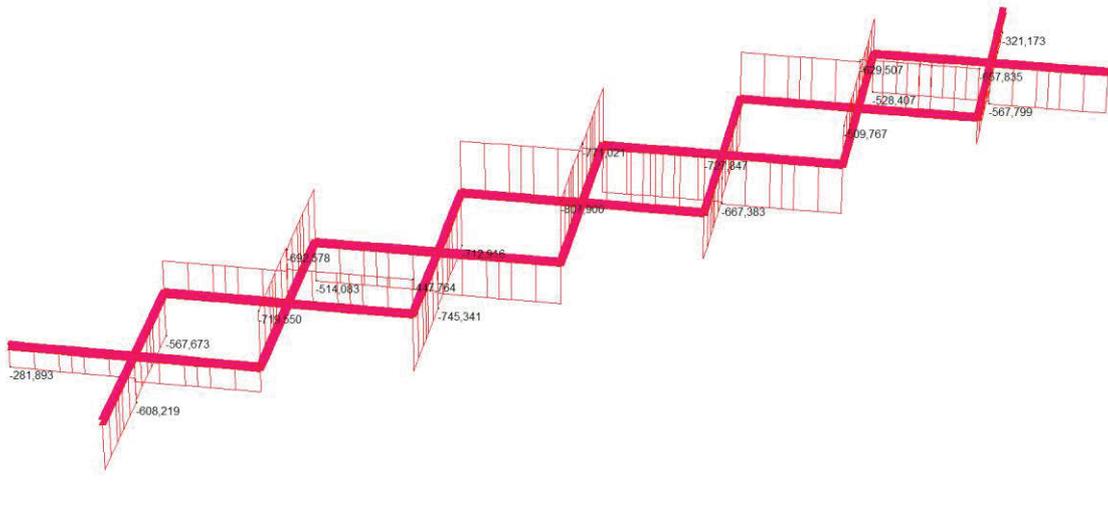


Figura 72: sforzo assiale controventi - combinazioni SLU da traffico

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-3,018	3,018
	[Bm.65]	[Bm.62]

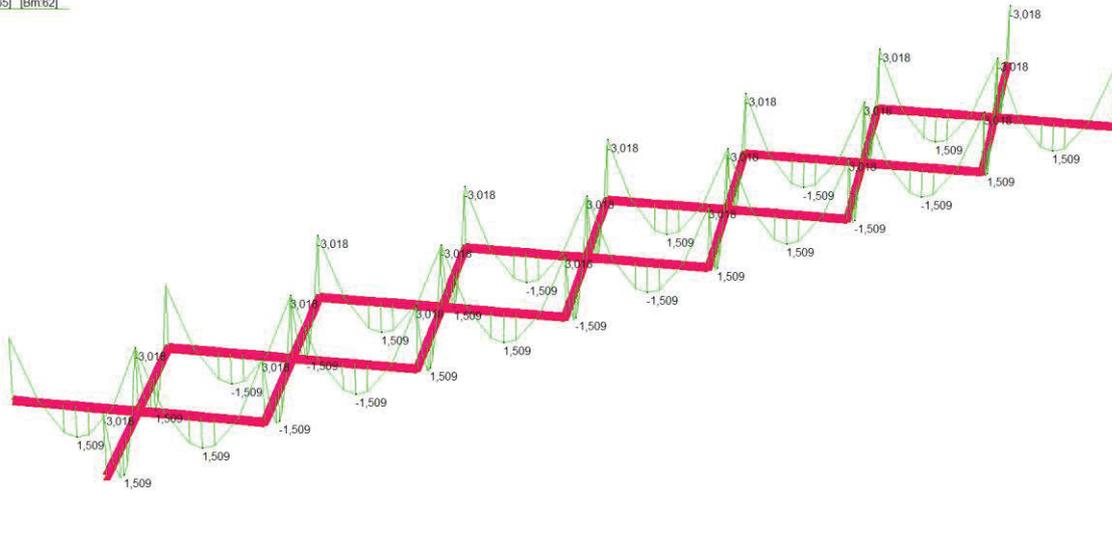


Figura 73: momenti flettenti attorno l'asse debole controventi - combinazioni SLU

	MIN	MAX
SF2(kN)	-3,315	3,315
	[Bm:62]	[Bm:82]

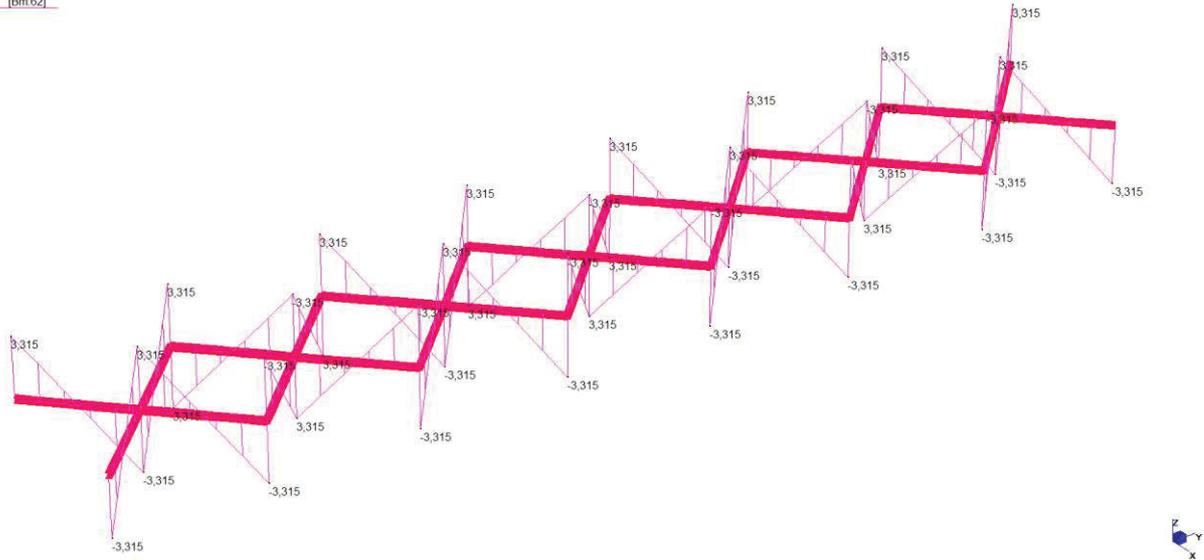


Figura 74: sforzi taglianti rispetto l'asse forte controventi - combinazioni SLU

Si riportano le sollecitazioni agenti per l'elemento più sollecitato:

N_{ED} [kN]	$V_{y,ED}$ [kN]	$V_{z,ED}$ [kN]	M_{y,ED^+} [kNm]	M_{z,ED^+} [kNm]	M_{y,ED^-} [kNm]	M_{z,ED^-} [kNm]
808	-	3,32	1,51	-	3,02	-

Si riportano le sollecitazioni resistenti per l'elemento più sollecitato.

HE 280 A		$N_{by,Rd}$ [kN]	1.562	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	342,5	Classe Sezione Compressione 3 Flessione My 3 Flessione Mz 3 Presso-Flessione 3
		$N_{bz,Rd}$ [kN]	1.735	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	115,0	
		$V_{ply,Rd}$ [kN]	619,6	$V_{plz,Rd}$ [kN]	1.421	
g (Kg/m):	76,4	r2 (mm):	0	iy (cm):	11,86	Verifiche Presso Flessione Svergolamento
h (mm):	270	A (cm2):	97,26	iz (cm):	7	
b (mm):	280	ly (cm4):	13.670	lz (cm4):	4.763	
tw (mm):	8	Wy (cm3):	1.013	Wz (cm3):	340,2	
tf (mm):	13	Wpl,y (cm3):	1.112	lw (cm6):	785.400	
r1 (mm):	24	Wpl,z (cm3):	518,1			

Di seguito è condotta la verifica a presso-flessione dell'asta più sollecitata.

HE 280 A Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

N_{Sd} [kN] 808

Inflessione attorno all'asse

	y-y	z-z
I_0 [m]	10,925	5,4625
Snellezza λ	92,12	78,04
$N_{b,Rd}$ [kN]	1.562	1.735
$M_{1,Sd}$ [kNm]	3,02	0
$M_{2,Sd}$ [kNm]	3,02	0
M_Q [kNm]	4,53	0
β_M	1,3	1,3
μ	-1,688	-1,43
k	1,5	1,5
$M_{e,Rd}$ [kNm]	342,5	115,0
M_{Sd} [kNm]	3,02	0

Resistenza della sezione 0,255 OK ?
 Instabilità flessio-torsionale 0,476 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 3 - EC3 #5.5.4.(3)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{ey,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{ez,Rd1}} = 0,517 + 0,013 + 0 = 0,531$$

OK

Essendo le sollecitazioni agenti inferiori a quelle resistenti le verifiche risultano soddisfatte.

16.2 Stabilità SLU

Essendo presenti elementi compressi viene eseguita la verifica di stabilità flessio-torsionale per le aste compresse stabilita dalle NTC.

HE 280 A Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

z_a [mm] 0,0 L [m] 5,463 = I_{0z} [m]

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 588,5 $M_{e,Rd}$ [kNm] = 342,5

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{cr}}} = 0,782$$

$\chi_{LT} = 0,806$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 276,0

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 3 - EC3 #5.5.4. (4)

N_{Sd} [kN] 808,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 3,02 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{ez,Rd1}} = \frac{808}{1.735} + \frac{1 \times 3,02}{276,0} + \frac{1,5 \times 0}{115,0}$$

$$= 0,466 + 0,011 + 0 = 0,477$$

OK

17. VERIFICA DI DEFORMABILITA'

17.1 verifica di Deformabilità globale

17.1.1 Inflessione nel piano verticale dell'impalcato

Si riporta la mappa contour e la deformata del ponte in presenza dei carichi accidentali da traffico secondo la combinazione SLE più sfavorevole.

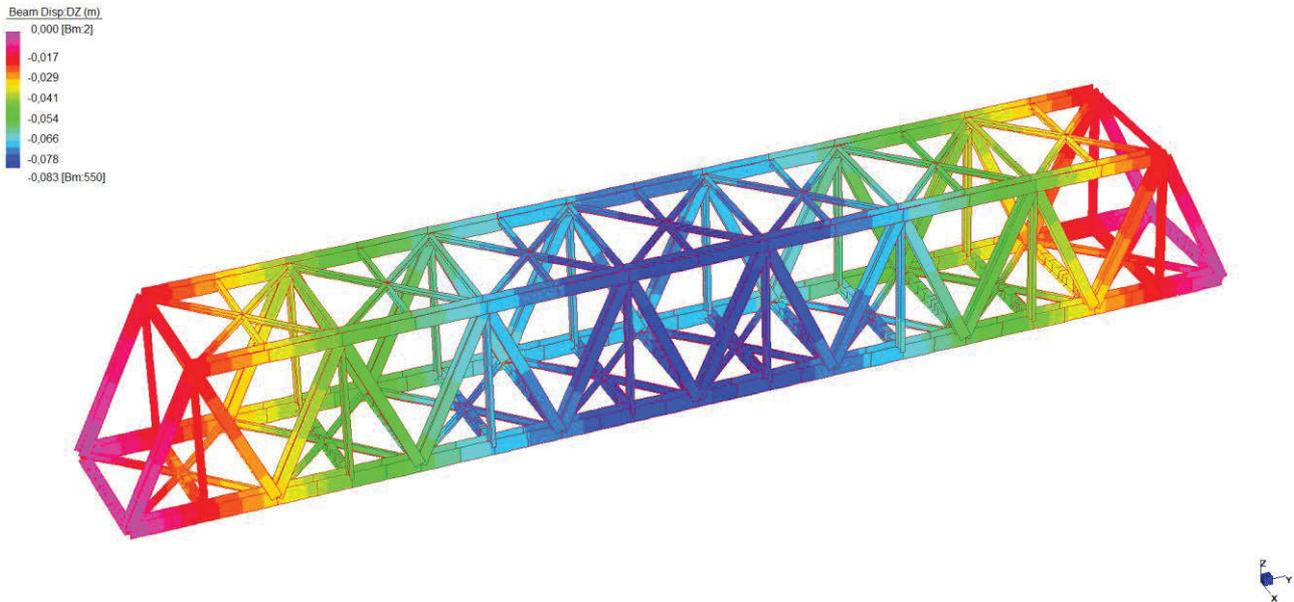


Figura 75: Deformata verticale - combinazioni SLE da traffico

Il limite prescritto in [20] è pari a $L/600 = 62000/600 = 103\text{mm} > |\delta_{z,\text{min}}| = 83\text{mm}$, la verifica è quindi da considerarsi soddisfatta.

Risulta inoltre soddisfatta la limitazione $L/1000 = 62\text{ mm} > |\delta_{z,\text{min}}|_{\text{LM71}} = 18\text{mm}$ (Fig. 5.2.1.8.3.2.2.-2 di [20], prevista per singolo binario caricato con $\alpha\text{LM71} \times 1.012$).

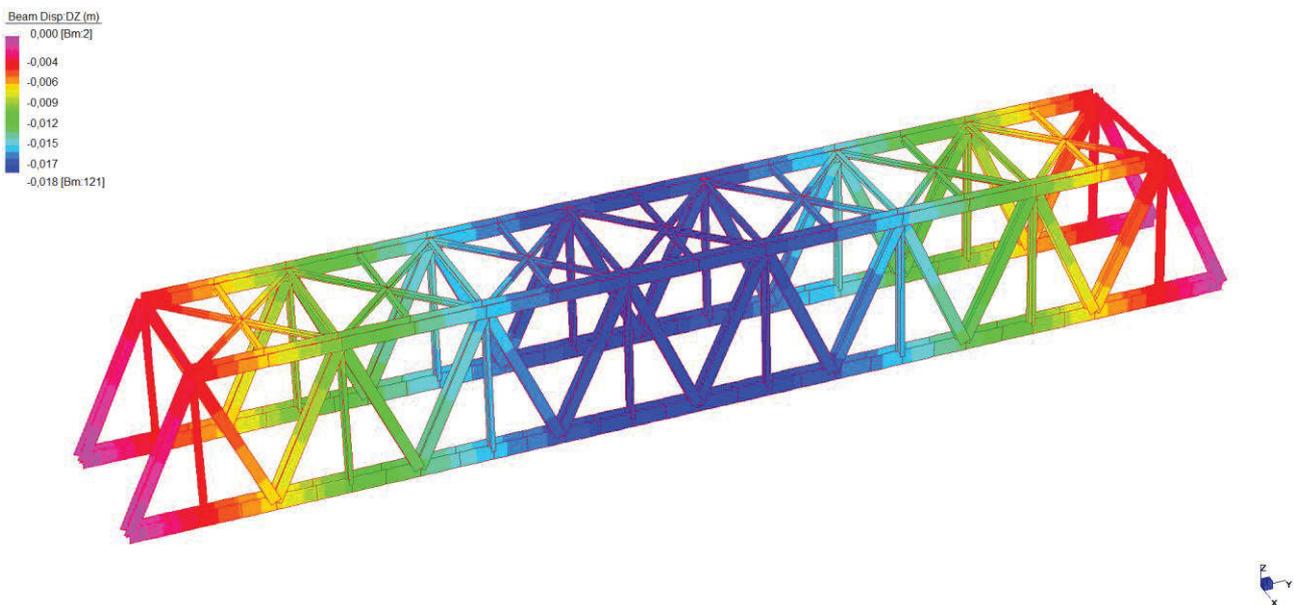


Figura 76: Deformata verticale - combinazioni da traffico LM71

In analogia alle prescrizioni di [20] per impalcati a struttura mista, si verifica la limitazione della freccia relativa ai carichi permanenti ad $L/300=206\text{mm} > |\delta_{z,\min}|_{G1+G2} = 56\text{mm}$.

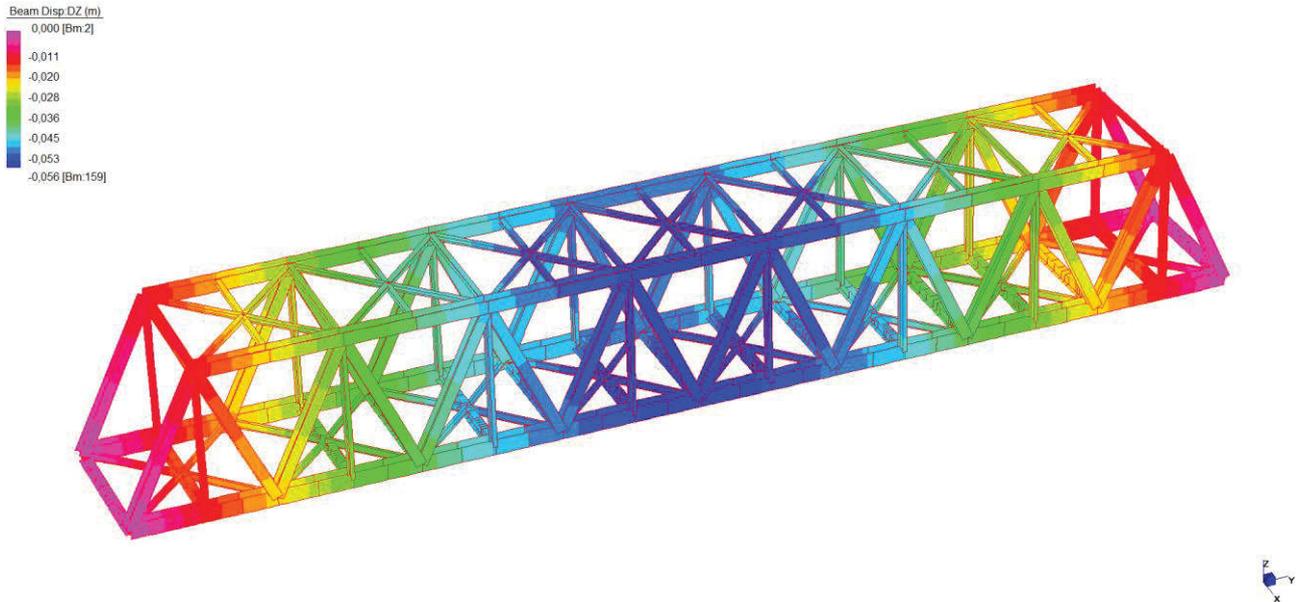


Figura 77: Deformata verticale – carichi permanenti

17.1.2 Inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato

Si riporta la mappa contour della deformata del ponte relativa alla combinazione da traffico SLE più sfavorevole.

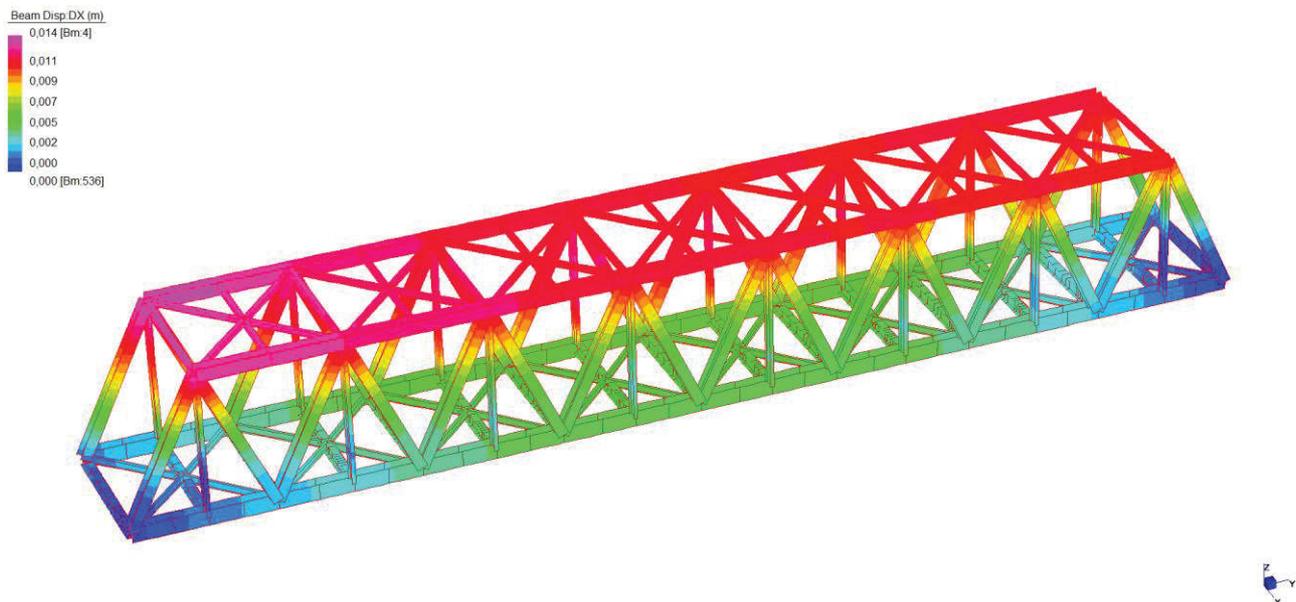


Figura 78: Deformata orizzontale - combinazioni SLE da traffico

Si ricava quindi il raggio di curvatura orizzontale massimo dell'impalcato:

$$R = L^2 / (8 \cdot \delta_{h,\max}) = 62^2 / (8 \cdot 0.014) = 34321 \text{ m}$$

e la variazione angolare:

$$\omega = \tan^{-1}(\delta_{h,\max} / (L/2)) = 0.003^\circ = 0.00009 \text{ rad}$$

Tali valori risultano compatibili con i limiti per singola campata introdotti in [20] dalla seguente tabella.

Tabella 5.2.VIII - Massima variazione angolare e minimo raggio di curvatura

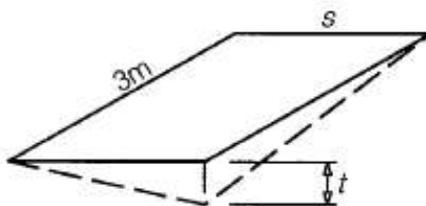
Velocità [km/h]	Variazione Angolare massima	Raggio minimo di curvatura	
		Singola campata	Più campate
$V \leq 120$	0,0035 rd	1700 m	3500 m
$120 < V \leq 200$	0,0020 rd	6000 m	9500 m
$200 < V$	0,0015 rd	14000 m	17500 m

La verifica è quindi soddisfatta.

17.1.3 Verifica delle deformazioni torsionali

I valori limite per la torsione della sovrastruttura sono contenuti in [20]. La torsione della sovrastruttura del ponte è da calcolare in condizioni di esercizio con carico da traffico ferroviario LM71, SW/0 o SW/2, moltiplicato per i coefficienti amplificativi Φ e α .

Il massimo sghembo t , calcolato come differenza tra gli spostamenti verticali in ciascun traverso dei punti in corrispondenza delle rotaie, misurato su una lunghezza di 3m e considerando le rotaie solidali all'impalcato, non deve eccedere i seguenti valori:



Geschwindigkeitsbereiche V (km/h)	Maximale Verwindung t (mm/3 m)
$V \leq 120$	$t \leq t_1$
$120 < V \leq 200$	$t \leq t_2$
$V > 200$	$t \leq t_3$

Con $t_1=4,5$ mm/3m, $t_2=3$ mm/3m, $t_3=1,5$ mm/3m.

Nel caso in esame si ha un'interasse tra i traversi inferiori dell'impalcato pari a 4m, rapportando il valore limite a tale distanza risulta $t_{limite}=4$ mm/4m.

La condizione di carico più sfavorevole risulta quella relativa al carico SW/2.

La verifica è condotta tenendo conto anche della rigidità del cassone porta-ballast, in quanto maggiormente coerente, in termini deformativi, con il comportamento reale.

Si riportano i risultati degli spostamenti dei traversi:

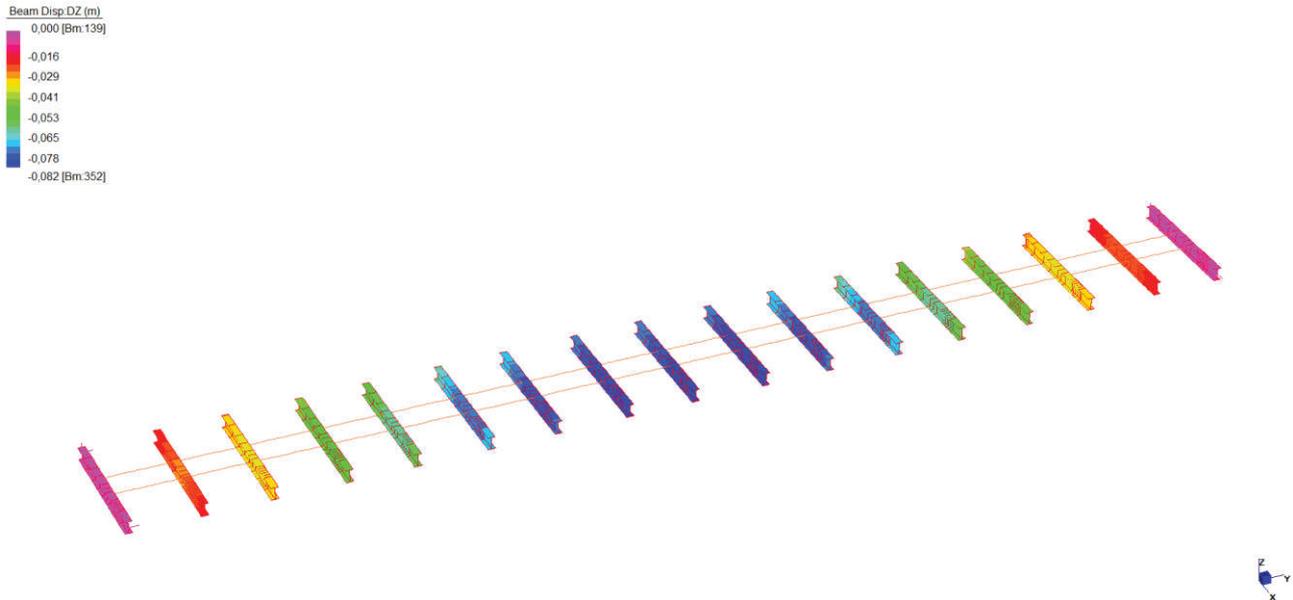


Figura 79: Spostamenti verticali trasversi - combinazioni SLE da traffico SW/2

L'abbassamento relativo massimo tra i punti dei traversi in corrispondenza delle rotaie risulta in mezzzeria, con un valore pari a:

$$t_{\max} = 2 \text{ mm/4m} < t_{\limite} = 4 \text{ mm/4m}$$

La verifica risulta soddisfatta.

17.2 Verifica del comfort dei passeggeri

Il comfort di marcia per i passeggeri è controllato limitando i valori della freccia verticale dei ponti ferroviari in funzione della luce e del numero delle campate consecutive, dello schema statico del ponte e della velocità V di percorrenza del convoglio. L'inflessione verticale deve calcolarsi in asse al binario, considerando il modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente α . Nella successiva figura sono riportati i valori del limite di deformabilità, validi per viadotti con impalcati semplicemente appoggiati aventi tre o più campate, corrispondenti all'accelerazione ammissibile verticale pari a $b_v = 1 \text{ m/s}^2$ in carrozza.

Per ottenere i valori limite di deformabilità per ponti a singola campata semplicemente appoggiata si potranno moltiplicare i valori riportati del diagramma per il coefficiente 0.7.

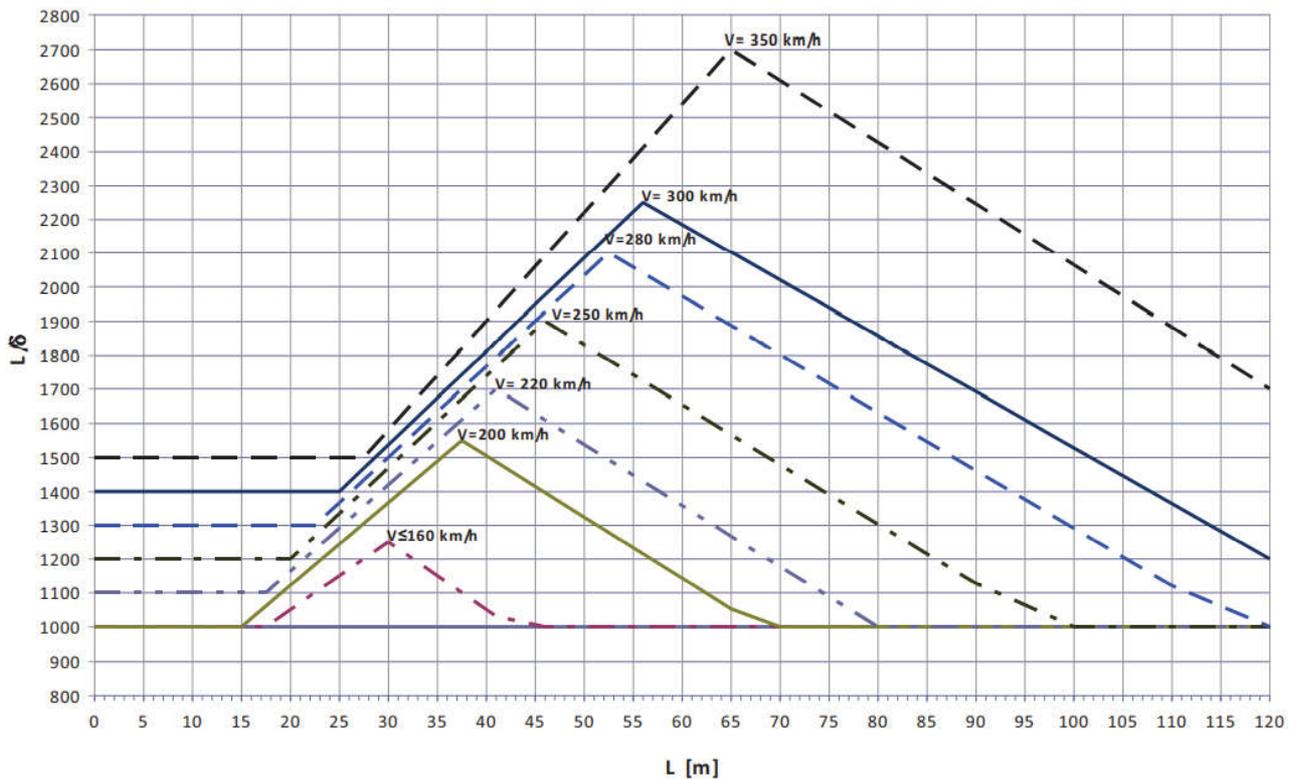


Figura 80: Valori del limite di deformabilità L/δ per il comfort dei passeggeri

Si riportano i risultati degli spostamenti verticali della combinazione da traffico stabilita per la verifica:

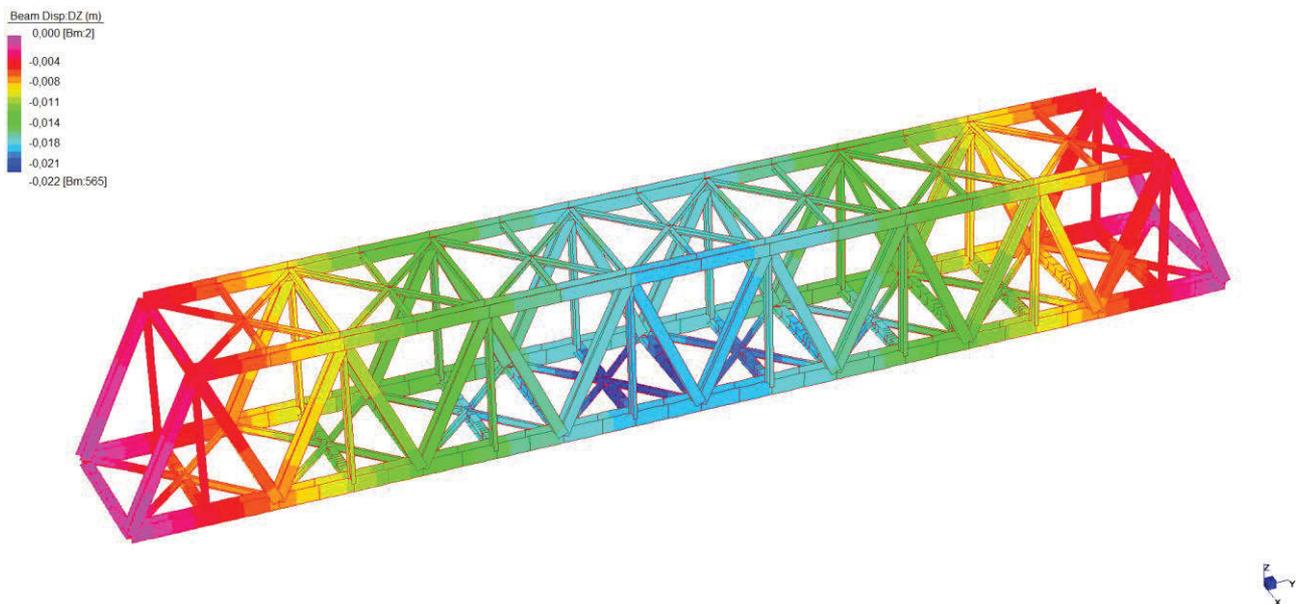


Figura 81: Spostamenti verticali - combinazioni da traffico LM71 in mezzeria

Nel caso in esame si ha una velocità V di 160km/h con ponte a singola campata semplicemente appoggiata, di luce $L=62$ m. Si ha quindi:

$$\left(\frac{L}{\delta}\right)_{limite} = 1000 \cdot 0.7 = 700 < \frac{62}{0.022} = 2818$$

La verifica risulta soddisfatta.

18. VERIFICA DEL RITEGNO SISMICO TRASVERSALE

In caso di uscita dalla sede degli appoggi in corrispondenza della sollecitazione sismica allo SLC, si prevede l'installazione di un ritegno trasversale (in senso longitudinale tale funzione è svolta dal paraghiaia, si rimanda pertanto alla relazione della spalla per le verifiche di dettaglio). Tale ritegno è costituito da un profilo in acciaio a T rovesciata (spessore anima e piattabanda pari a quelle del traverso) saldato al centro del traverso inferiore di testata dell'impalcato, con un'altezza di 0.3m e una larghezza di 2m. Alle estremità del ritegno si predispongono dei piatti di spessore 50mm. Sia per il ritegno che per il traverso vengono predisposti dei piatti di irrigidimento, saldati all'anima e alle piattabande dei profili, di spessore 20mm. Il ritegno è vincolato rigidamente in modo da andare in contrasto con gli elementi in c.a. della spalla adeguatamente progettati.

Al traverso viene applicata la forza dell'azione sismica in direzione trasversale all'impalcato relativa allo SLC. Viene quindi calcolata la massa dell'impalcato in condizione sismica:

Elemento		Carico [kN]
Elementi metallici	$53.56m^3 \cdot 7850kg/m^3 \cdot 1.2 \cdot 9.81m/s^2 =$	4949
Cassone	$2.4m^2 \cdot 62m \cdot 25kN/m^3 =$	3720
Carichi permanenti	$(2+16+20+6.6)kN/m \cdot 62m + 13.5kN/m^2 \cdot 62m \cdot 5.5m =$	7369
Treno SW/2 (valutato al 20%)	$0.2 \cdot (2 \cdot (2 \cdot 75kN/m \cdot 25m)) =$	1500
Totale		17538

Dal modello di calcolo globale risulta un carico totale di 17537kN, che coincide con quello del calcolo analitico eseguito. Si ha quindi:

Q = 17538 kN : carico totale dell'impalcato in azione sismica;
 $a_g = 0.626g$: accelerazione sismica massima allo SLC;

$$F = \frac{Q \cdot a_g}{g} = \frac{17538 \text{ kN} \cdot 0.626 \cdot g}{g} = 10979 \text{ kN}$$

Da dividere sui 2 ritegni trasversali presenti sulle due spalle.
 Si ottiene: F=5490kN

Tale forza verrà applicata alle estremità del traverso.

Si riporta l'immagine modello a *plate* realizzato per effettuare la verifica del ritegno.

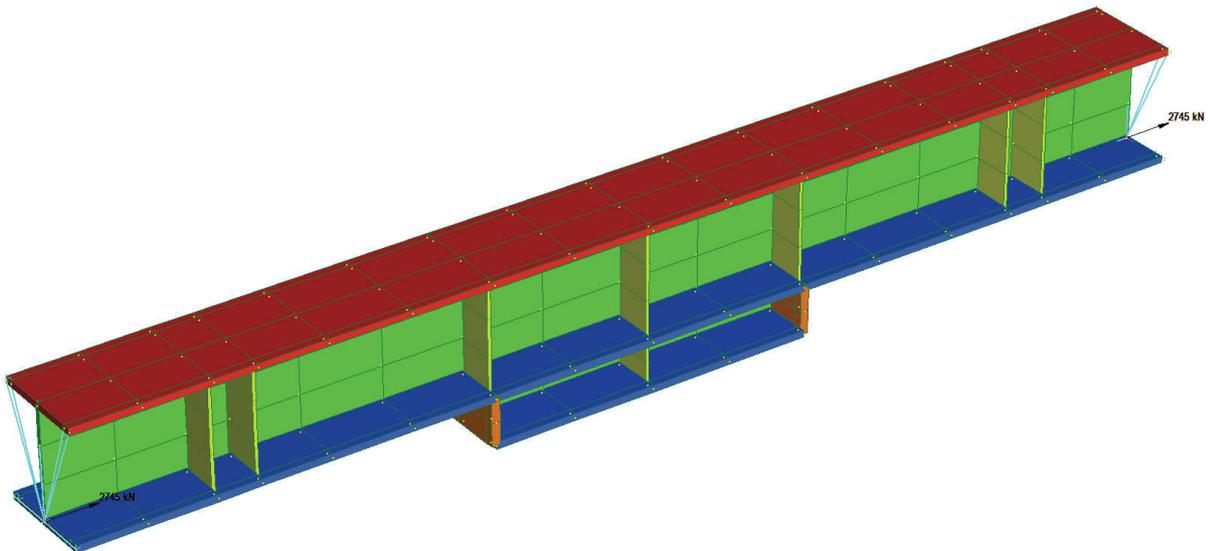


Figura 82: Modello locale del ritegno trasversale – combinazione sismica SLC

Vengono riportati di seguito i risultati delle tensioni:

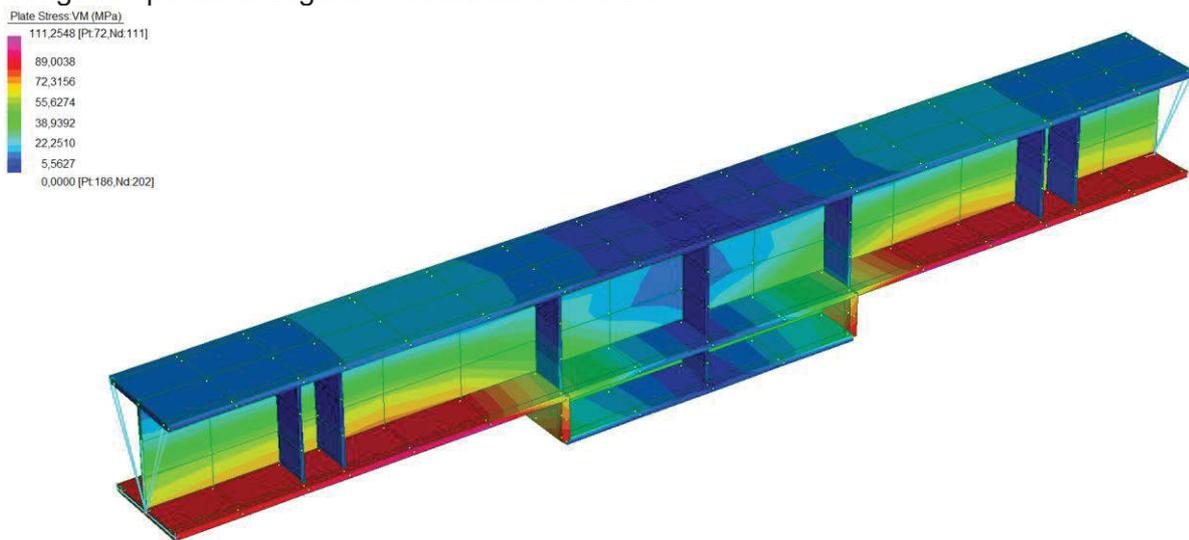


Figura 83: Tensioni nel ritegno trasversale – combinazione sismica SLC

Come si nota tutte le tensioni sono inferiori al valore di confronto:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 338 \text{ MPa per elementi con spessore minore di 40mm,}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 319 \text{ MPa per elementi con spessore maggiore di 40mm (piatti di estremità ritegno).}$$

Vengono riportati di seguito i risultati degli spostamenti in direzione trasversale rispetto all'asse dell'impalcato:

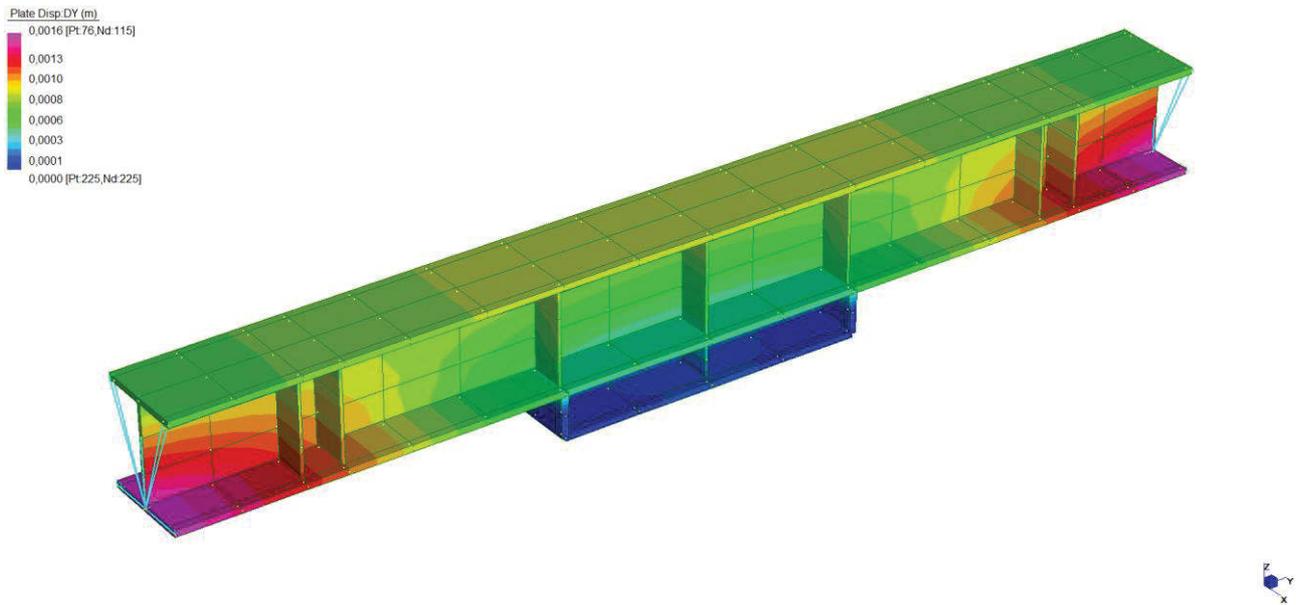


Figura 84: Spostamenti trasversali nel ritegno trasversale – combinazione sismica SLC

Congruentemente allo scopo del ritegno si hanno spostamenti trasversali in tale elemento inferiori al millimetro.

19. REAZIONI VINCOLARI AGLI APPOGGI

Di seguito si riportano le reazioni dei quattro appoggi dell'impalcato ricavate dalle combinazioni sismiche e agli SLU:

Combinazioni	Fisso			Uni-trasv			Mobile			Uni-long		
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
Sisma Y+0.3X	585	311 3	4960	-	325 0	380 7	-	-	386 6	551	-	490 3
Sisma X+0.3Y	166 1	152 6	4960	-	158 4	380 7	-	-	386 6	134 7	-	490 3
SLU_Traffico LM71_appoggio	-580	111 4	9174	-	- 1689	717 9	-	-	728 6	-256	-	896 2
SLU_Traffico LM71_mezzera	-581	111 7	9211	-	- 1693	721 4	-	-	737 4	-232	-	905 4
SLU_Traffico SW/2_appoggio	-575	-45	1004 5	-	- 2763	816 4	-	-	790 5	-237	-	947 8
SLU_Traffico SW/2_mezzera	-575	-45	9864	-	- 2763	798 3	-	-	811 1	-237	-	968 5
SLU_Vento	-764	170 9	7264	-	- 1709	498 1	-	-	517 3	-340	-	707 5

19.1 Valori di progetto per i dispositivi di appoggio

LEGENDA

N_{MAX} (kN)	Carico verticale massimo
H_{LONG} (kN)	Forza orizzontale longitudinale massima
H_{TRASV} (kN)	Forza orizzontale trasversale massima
R (mrad)	Rotazione all'asse trasversale di appoggio
U_{LONG} (mm)	Spostamento longitudinale del giunto

SPALLA FISSA	APPOGGIO FISSO	
	COMBINAZIONI STATICHE SLU	COMBINAZIONI SISMICHE SLV
N_{MAX} (kN)	10045	4960
H_{LONG} (kN)	1709	3113
H_{TRASV} (kN)	764	1661
R (mrad)	±4.57	±4.57

SPALLA FISSA	APPOGGIO UNIDIREZIONALE TRASVERSALE	
	COMBINAZIONI STATICHE SLU	COMBINAZIONI SISMICHE SLV
N_{MAX} (kN)	8164	3807
H_{LONG} (kN)	2763	3250
R (mrad)	±4.57	±4.57

SPALLA MOBILE	APPOGGIO UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE	
	COMBINAZIONI STATICHE SLU	COMBINAZIONI SISMICHE SLV
N _{MAX} (kN)	9685	4903
H _{TRASV} (kN)	340	1347
R(mrad)	±4.57	±4.57

SPALLA MOBILE	APPOGGIO MULTIDIREZIONALE	
	COMBINAZIONI STATICHE SLU	COMBINAZIONI SISMICHE SLV
N _{MAX} (kN)	8111	3866
R(mrad)	±4.57	±4.57

	RITEGNO SISMICO TRASVERSALE	
	COMBINAZIONI SISMICHE SLC	
H _{TRASV} (kN)	5490	

20. SPOSTAMENTI AI GIUNTI

Di seguito si riportano le reazioni, in termini di spostamenti e rotazioni, dei quattro appoggi dell'impalcato ricavate dalle combinazioni sismiche, agli SLU e SLE:

Combinazioni	Spalla fissa appoggio fisso						Spalla mobile appoggio unidirezionale					
	DX [m]	DY [m]	DZ [m]	RX [deg]	RY [deg]	RZ [deg]	DX [m]	DY [m]	DZ [m]	RX [deg]	RY [deg]	RZ [deg]
Sisma Y+0.3X	0.002	0.004	-	0.222	0.107	0.000	0.001	0.010	-	0.033	0.077	0.000
Sisma X+0.3Y	0.004	0.001	-	0.085	0.262	0.001	0.003	0.005	-	0.029	0.215	0.001
SLE_Traffico LM71 mezzeria	-	-	-	-	-	-	-	0.010	-	0.248	-	0.025
SLE_Traffico SW/2 mezzeria	-	-	-	-	-	-	-	0.013	-	0.267	-	0.025
Temperatura	-	-	-	-	0.000	0.002	-	0.018	-	0.001	0.000	-

20.1 Valori di progetto per i giunti di spalla

Per ponti e viadotti costituiti da una serie di travi semplicemente appoggiate di uguale luce, salvo più accurate determinazioni, l'entità dell'escursione totale dei giunti e degli apparecchi d'appoggio può essere valutata nella seguente modalità:

$$E_L = \max \left\{ \begin{array}{l} k_1(E_1 + E_2 + E_3) = 0.45(18 + 10) = 12.60 \text{ mm} \\ 1.5E_{i,max} = 1.5 \cdot 18 = 27 \text{ mm} \end{array} \right. = 27 \text{ mm}$$

dove: E_1 = spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;

E_2 = spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica;

E_3 = spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni di strutture non collegate;

$k_1 = 0.45$ coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;

$E_{i,max}$ = il massimo dei termini E_1 , E_2 e E_3 .

Il giunto in corrispondenza della spalla dovrà consentire una escursione totale pari a:

$$\pm (E_L + 10 \text{ mm}) = \pm 37 \text{ mm}$$

SPALLA FISSA	GIUNTO	
	COMBINAZIONI STATICHE	COMBINAZIONI SISMICHE SLV
U_{LONG} (mm)	-	± 5

SPALLA MOBILE	GIUNTO	
	COMBINAZIONI STATICHE	COMBINAZIONI SISMICHE SLV
U_{LONG} (mm)	$\pm 37^*$	± 10

*tale spostamento è valutato considerando un coefficiente amplificativo pari a 1.5 per l'azione termica

21. SCARICHI IN FONDAZIONE

Si riportano gli scarichi agli appoggi per il dimensionamento della spalla fissa.

La spalla mobile viene dimensionata per i medesimi valori, riservando l'approfondimento in fase di progettazione esecutiva per un'eventuale ottimizzazione. In tal caso i valori delle forze longitudinali saranno precisati mettendo in conto la resistenza parassita degli appoggi.

Le combinazioni vengono formate considerando due situazioni, in cui si assume come principale prima lo scarico longitudinale (comb. Tipo 1) e poi quello trasversale (comb. Tipo 2), limitando di volta in volta lo scarico secondario con un fattore di concomitanza del 50% (frenamento), 60% (vento) o del 30% (componente sismica).

Scarichi da SLU_Traffico SW/2_appoggio				
spalla	appoggio	Reazioni [kN]		
		X	Y	Z
Fissa	Fisso	-575	-45	10045
	Uni-trasv	-	-2763	8164
Mobile	Mobile	-	-	7905
	Uni-long	-237	-	9478

Scarichi da SLU_Traffico SW/2_mezzeria				
spalla	appoggio	Reazioni [kN]		
		X	Y	Z
Fissa	Fisso	-575	-45	9864
	Uni-trasv	-	-2763	7983
Mobile	Mobile	-	-	8111
	Uni-long	-237	-	9685

Scarichi da SLV_Sisma X+0.3Y				
spalla	appoggio	Reazioni [kN]		
		X	Y	Z
Fissa	Fisso	1661	1526	4960
	Uni-trasv	-	1584	3807
Mobile	Mobile	-	-	3866
	Uni-long	1347	-	4903

Scarichi da SLV_Sisma Y+0.3X				
spalla	appoggio	Reazioni [kN]		
		X	Y	Z
Fissa	Fisso	585	3113	4960
	Uni-trasv	-	3250	3807
Mobile	Mobile	-	-	3866
	Uni-long	551	-	4903

Scarichi da SLE_Rara_Traffico SW/2_appoggio				
spalla	appoggio	Reazioni [kN]		
		X	Y	Z
Fissa	Fisso	-382	-273	6982
	Uni-trasv	-	-2067	5729
Mobile	Mobile	-	-	5547
	Uni-long	-159	-	6598

Scarichi da SLE_Rara_Traffico SW/2_mezzeria				
---	--	--	--	--

spalla	appoggio	Reazioni [kN]		
		X	Y	Z
Fissa	Fisso	-382	-273	6857
	Uni-trasv	-	-2067	5605
Mobile	Mobile	-	-	5689
	Uni-long	-159	-	6740

22. CARICHI APPLICATI SU SPALLE E FONDAZIONI

22.1 Pesì propri strutturali

I pesì propri strutturali, se non altrove specificati, considerati nei calcoli sono i seguenti:

Peso specifico calcestruzzo armato:

$$\gamma_{ca} \text{ [kN/m}^3\text{]: } 25,00$$

22.2 Carichi derivanti dall'impalcato

Si riportano di seguito i carichi massimi agenti sugli appoggi, derivanti dallo studio del modello FEM dell'impalcato. Si rimanda alla relativa Relazione di Calcolo per la trattazione completa.

Scarichi da SLU_Traffico SW/2 appoggio				
spalla	appoggio	Reazioni [kN]		
		X	Y	Z
Fissa	Fisso	-575	-45	10045
	Uni-trasv	-	-2763	8164
Mobile	Mobile	-	-	7905
	Uni-long	-237	-	9478

Scarichi da SLU_Traffico SW/2 mezzeria				
spalla	appoggio	Reazioni [kN]		
		X	Y	Z
Fissa	Fisso	-575	-45	9864
	Uni-trasv	-	-2763	7983
Mobile	Mobile	-	-	8111
	Uni-long	-237	-	9685

Scarichi da SLV_Sisma X+0.3Y				
spalla	appoggio	Reazioni [kN]		
		X	Y	Z
Fissa	Fisso	1661	1526	4960
	Uni-trasv	-	1584	3807
Mobile	Mobile	-	-	3866
	Uni-long	1347	-	4903

Scarichi da SLV_Sisma Y+0.3X				
spalla	appoggio	Reazioni [kN]		
		X	Y	Z
Fissa	Fisso	585	3113	4960
	Uni-trasv	-	3250	3807
Mobile	Mobile	-	-	3866
	Uni-long	551	-	4903

Scarichi da SLE_Rara Traffico SW/2 appoggio				
spalla	appoggio	Reazioni [kN]		
		X	Y	Z
Fissa	Fisso	-382	-273	6982
	Uni-trasv	-	-2067	5729
Mobile	Mobile	-	-	5547
	Uni-long	-159	-	6598

Scarichi da SLE_Rara Traffico SW/2 mezzeria				
spalla	appoggio	Reazioni [kN]		
		X	Y	Z
Fissa	Fisso	-382	-273	6857
	Uni-trasv	-	-2067	5605
Mobile	Mobile	-	-	5689
	Uni-long	-159	-	6740

22.3 Azione delle terre in condizioni statiche

Nel dimensionamento della spalla, la spinta statica del terreno a tergo dei muri si è dedotta mediante la seguente espressione:

$$F_0 = k \cdot \gamma_t \cdot h \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Dove:

γ_t è il peso per unità di volume del terreno;

k è il coefficiente di spinta;

h è l'altezza del muro.

Nel caso in esame, poiché la fondazione della spalla è su pali, si considera che a monte dell'opera gli spostamenti del muro non siano tali da poter mobilitare lo stato limite del terreno. Si assume quindi come valore di k per il calcolo della spinta orizzontale il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

COEFFICIENTI DI SPINTA			
		[M1 - STR]	[M2 - GEO]
A riposo	k_0	0,426	0,511
Spinta Attiva	k_A	0,271	0,343

$$K_A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad K_0 = 1 - \text{sen}(\phi_d)$$

La spinta orizzontale S_0 , agente a 2/3 dell'altezza totale della spalla, può essere calcolata come:

$$S_0 = \int_0^H \sigma'_{h0} \cdot dz = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

Nella seguente tabella si riportano le spinte risultanti ricavate moltiplicando la spinta S_0 appena definita per la lunghezza della spalla e variando il coefficiente di spinta k_0 in relazione applicazione del coefficiente riduttivo M.

SPINTA TERRE CONDIZIONE STATICA K_0			
		[M1 - STR]	[M2 - GEO]
SPINTA SU SPALLA	$S_{0, \text{spalla}}$ [kN]	615,76	738,30

22.4 Sovraccarico accidentale a tergo spalla

Il sovraccarico accidentale considerato è pari a 20 kN/m².

In condizioni statiche, si è assunta una spinta pari a: $F_q = q_{es} \cdot k_0 = 20 \cdot 0.426 = 8.52 \text{ kN/m}^2$.

SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE - STATICA			
		[M1 - STR]	[M2 - GEO]
Sovraccarico uniformemente distribuito	q_{es} [kN/m ²]		20
SPINTA SU SPALLA	$S_{q, \text{spalla A}}$ [kN/m]	32,41	26,10

22.5 Resistenze parassite nei vincoli

L'azione è valutata in conformità a [20] § 2.5.1.6.3.

Una forza di attrito dovuta all'espansione o alla contrazione del ponte è considerata a livello degli appoggi e si assume che corrisponda ad una aliquota pari al 5% della somma dei carichi G1 + G2 che caricano il dispositivo considerato.

Tale forza è pari a 5% · 4783kN = 239,15 kN per appoggio.

22.6 Azioni in condizioni sismiche

22.6.1 Spinta sismica delle terre in direzione longitudinale

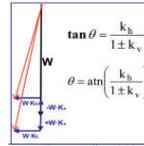
Si riporta di seguito il calcolo delle spinte sismiche, determinate tramite la formulazione di Mononobe-Okabe contenuta nell'Appendice E dell'Eurocodice 8 UNI EN 1998-5.

SPINTA TERRE CONDIZIONE SISMICA - MONONOBE OKABE			
Coeff. Sismico Orizzontale	k_h		0,230
Coeff. Sismico Verticale	k_v		0,115
Angolo massimo d'azione forza peso ed inerziali	θ_1 [caso 1, (1-k _v) ↑] [°]		14,568
	θ_2 [caso 2, (1+k _v) ↓] [°]		11,656
Angolo inclinazione rispetto l'orizzontale della superficie del terrapieno	β [°]		0
Angolo inclinazione rispetto l'orizzontale del paramento del muro frontale	ψ [°]		90
Angolo incl. Reazione risultante	δ [°]		19,50
Angolo d'attrito	Φ' [°]		29
Peso di volume terreno a tergo	γ_t [KN/m ³]		20,00

	[caso 1, kv↑]	[caso 2, kv↓]
$\sin^2(\psi+\Phi-\theta)$	0,9357	0,9086
$\cos(\theta)$	0,9678	0,9794
$\sin^2(\psi)$	1,0000	1,0000
$\sin(\psi-\delta-\theta)$	0,8283	0,8557
$\sin(\Phi+\delta)$	0,7520	0,7520
$\sin(\Phi-\beta-\theta)$	0,2535	0,3024
$\sin^2(\psi+\beta)$	1,0000	1,0000

Coeff. Di spinta attiva Mononobe-Okabe [caso 1, kv↑] $k_{A,E1}$	0,533
Coeff. Di spinta attiva Mononobe-Okabe [caso 2, kv↓] $k_{A,E2}$	0,472
$(1+k_v) \cdot k_{A,E2}$	0,526

SPINTA SISMICA SPALLA	$S_{A,e}$ spalla [kN]	760,01
Componente statica della spinta sismica	$S_{long,stat}$ [kN]	495,93
<i>Componente statica della forza sismica assunta con andamento triangolare ed applicata ad H/3 - STRAUS Ka*Yd*(z-Htot)</i>		
		Componente sismica totale
Componente sismica della spinta sismica	$S_{long,si}$ [kN]	264,08
<i>Componente sismica della forza sismica assunta costante lungo l'altezza ed applicata ad H/2</i>		



E.4 Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Per stati attivi:

se: $\beta \leq \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sqrt{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]} \quad (E.2)$$

se: $\beta > \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)} \quad (E.3)$$

Per stati passivi (resistenza a taglio nulla tra terreno e muro):

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \frac{\sin\phi'_d \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sqrt{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]} \quad (E.4)$$

Nelle precedenti equazioni vengono usate le seguenti notazioni:

ϕ'_d è il valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno, cioè: $\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan\phi}{\gamma_e} \right)$.

22.6.2 Spinta sismica delle terre in direzione trasversale

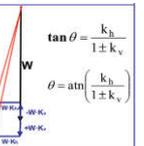
Si riporta di seguito il calcolo delle spinte sismiche in direzione trasversale con lo stesso metodo descritto al punto precedente.

SPINTA TERRE CONDIZIONE SISMICA - MONONOBE OKABE			
Coeff. Sismico Orizzontale	k_h		0,230
Coeff. Sismico Verticale	k_v		0,115
Angolo massimo d'azione forza peso ed inerziali	θ_1 [caso 1, (1-k _v) ↑] [°]		14,568
	θ_2 [caso 2, (1+k _v) ↓] [°]		11,656
Angolo inclinazione rispetto l'orizzontale della superficie del terrapieno	β [°]		0
Angolo inclinazione rispetto l'orizzontale del paramento del muro frontale	ψ [°]		90
Angolo incl. Reazione risultante	δ [°]		19,50
Angolo d'attrito	Φ' [°]		29
Peso di volume terreno a tergo	γ_t [KN/m ³]		20,00

	[caso 1, kv↑]	[caso 2, kv↓]
$\sin^2(\psi+\Phi-\theta)$	0,9357	0,9086
$\cos(\theta)$	0,9678	0,9794
$\sin^2(\psi)$	1,0000	1,0000
$\sin(\psi-\delta-\theta)$	0,8283	0,8557
$\sin(\Phi+\delta)$	0,7520	0,7520
$\sin(\Phi-\beta-\theta)$	0,2535	0,3024
$\sin^2(\psi+\beta)$	1,0000	1,0000

Coeff. Di spinta attiva Mononobe-Okabe [caso 1, kv↑] $k_{A,E1}$	0,533
Coeff. Di spinta attiva Mononobe-Okabe [caso 2, kv↓] $k_{A,E2}$	0,472
$(1+k_v) \cdot k_{A,E2}$	0,472

SPINTA SISMICA SPALLA	$S_{A,e}$ spalla [kN]	62,43
Componente statica della spinta sismica	$S_{long,stat}$ [kN]	45,42
<i>Componente statica della forza sismica assunta con andamento triangolare ed applicata ad H/3 - STRAUS Ka*Yd*(z-Htot)</i>		
		Componente sismica totale
Componente sismica della spinta sismica	$S_{long,si}$ [kN]	17,01
<i>Componente sismica della forza sismica assunta costante lungo l'altezza ed applicata ad H/2</i>		



E.4 Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Per stati attivi:

se: $\beta \leq \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sqrt{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]} \quad (E.2)$$

se: $\beta > \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)} \quad (E.3)$$

Per stati passivi (resistenza a taglio nulla tra terreno e muro):

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \frac{\sin\phi'_d \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sqrt{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]} \quad (E.4)$$

Nelle precedenti equazioni vengono usate le seguenti notazioni:

ϕ'_d è il valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno, cioè: $\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan\phi}{\gamma_e} \right)$.

22.6.3 Spinte inerziali dovute al sisma

In condizione sismica si devono considerare le azioni orizzontali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle varie componenti strutturali di cui essa si compone: le si riportano di seguito, congiuntamente all'inerzia del terreno a tergo dell'opera.

INERZIE LONGITUDINALI e TRASVERSALI			
Elemento	spessore [m]	γ [KN/m ³]	Con k_h [kPa] ±
Platea	1,5	25,00	8,63
Paraghaia	0,7	25,00	4,03
Muri laterali (anteriori e posteriori)	0,4	25,00	2,30
Terreno - spinta trasversale	9,2	20,00	42,32
Terreno - spinta longitudinale	1,1	20,00	5,06

22.6.4 Spinta inerziale impalcato su paraghiaia in condizione SLC

Si considera una forza uniformemente distribuita perpendicolare al paraghiaia dovuta all'accelerazione inerziale dell'intero impalcato durante un evento sismico SLC.

SPINTA INERZIALE SLC IMPALCATO SU PARAGHIAIA	
Peso proprio impalcato , comprensivo di 0.2*accidentali e permanenti portati [kN]	17537
Accelerazione massima plateau a_{SLC}	0,626
Lunghezza applicazione carico su paraghiaia [m]	7,40
Carico distribuito su paraghiaia [kN/m]	1484

22.7 Combinazione dei carichi e criteri di rottura

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando le combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.2.3. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture.

22.7.1 Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Le verifiche della spalla sono state effettuate secondo l'Approccio 1 definito nelle NTC18, che prevede differenti coefficienti di sicurezza amplificativi per le azioni (A) e riduttivi per i materiali (M) a seconda del tipo di verifica che si effettua. Per le verifiche strutturali (resistenza muri laterali, muro paraghiaia, plinto di fondazione, verifiche strutturali dei pali) si è utilizzata la combinazione di coefficienti:

Combinazione 1: A1 + M1 + R1

Per le verifiche geotecniche è stata utilizzata la combinazione di coefficienti seguente:

Combinazione 2: A1 + M1 + R3

Nel calcolo delle spinte statiche in esercizio dovute al terreno ed al sovraccarico accidentale sono stati utilizzati parametri del terreno M1 per le combinazioni STR. In presenza di azione sismica, le spinte del terreno (calcolate in condizioni di riposo) e le sovraspinte sismiche (calcolate con la teoria di Mononobe-Okabe), sono state calcolate con parametri del terreno ridotti M1, per le combinazioni SLV-STR.

I coefficienti parziali per le azioni e per i parametri geotecnici sono riportati nelle tabelle seguenti:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Si precisa che, per le verifiche con carattere strutturale, il coefficiente R3 è assunto unitario.

Le combinazioni di carico introdotte nell'analisi sono riassunte nella tabella seguente:

CASES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	SLU Nmax	SLU Nmin	SLE Nmax	SLE Nmin	SISMA Long	SISMA Trasv	Perm	Nmin	Nmin Sisma	Nmin SLU	Nmin SLE	qp	SLC
1: PP strutturale	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,90	0,90	1,00	1,00
2: Spinta Statica Terreno	1,30	1,30	1,00	1,00			1,00	1,30		1,30	1,00	1,00	1,00
3: Peso Proprio Terreno	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,90	0,90	1,00	1,00
4: Spinta Dinamica Terreno Longitudinale					1,00					1,00			
5: Spinta Dinamica Terreno Trasversale						1,00							
6: Inerzia Terreno Longitudinale					1,00					1,00			
7: Inerzia Terreno Trasversale						1,00							
8: Sovraccarico	1,50	1,50	1,00	1,00	0,20	0,20		1,50	0,20	1,50	1,00	1,00	
9: Inerzia Strutturale Trasv					0,30	1,00							
10: Inerzia Strutturale Long					1,00	0,30			1,00				
11: Scarico Impalcato SLE Nmax			1,00										
12: Scarico Impalcato SLE Nmin				1,00									
13: Scarico Impalcato SLU Nmax	1,00												
14: Scarico Impalcato SLU Nmin		1,00											
15: Scarico Impalcato SLV Trasv					0,30	0,30							
16: Scarico Impalcato SLV Long					1,00	1,00			1,00				
17: Scarico Impalcato SLV Verticale					1,00	1,00			1,00				1,00
18: Scarico impalcato SLC													1,00
19: Resistenza parassita vincoli	1,20	1,20	1,00	1,00			1,00	1,00		1,20	1,00	1,00	

Figura 85: Combinazioni di carico considerate

23. VERIFICHE STRUTTURALI DELLA SPALLA

23.1 Modellazione FEM

Le verifiche della spalla sono state eseguite sulla base delle sollecitazioni ottenute dal seguente modello FEM, dove le strutture della spalla (zattera e muri) sono modellate mediante elementi *plate/shell*; le azioni derivanti dall'impalcato sono state applicate a livello degli appoggi, discretizzati mediante elementi *beam*.

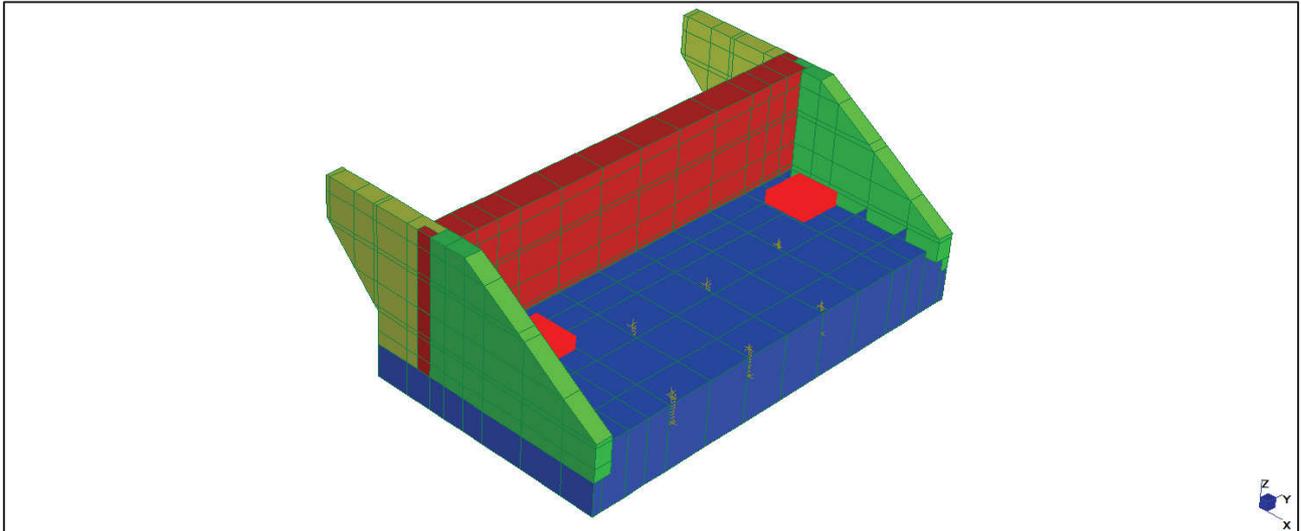


Figura 86: Modello FEM globale

La fondazione non è stata modellata su di un letto di molle alla winkler bensì, a favore di sicurezza, poggiate integralmente su molle verticali nodali a simulare la rigidità offerta dai pali. Tali molle traslazionali sono state dimensionate coerentemente con le rigidità delle strutture di fondazione.

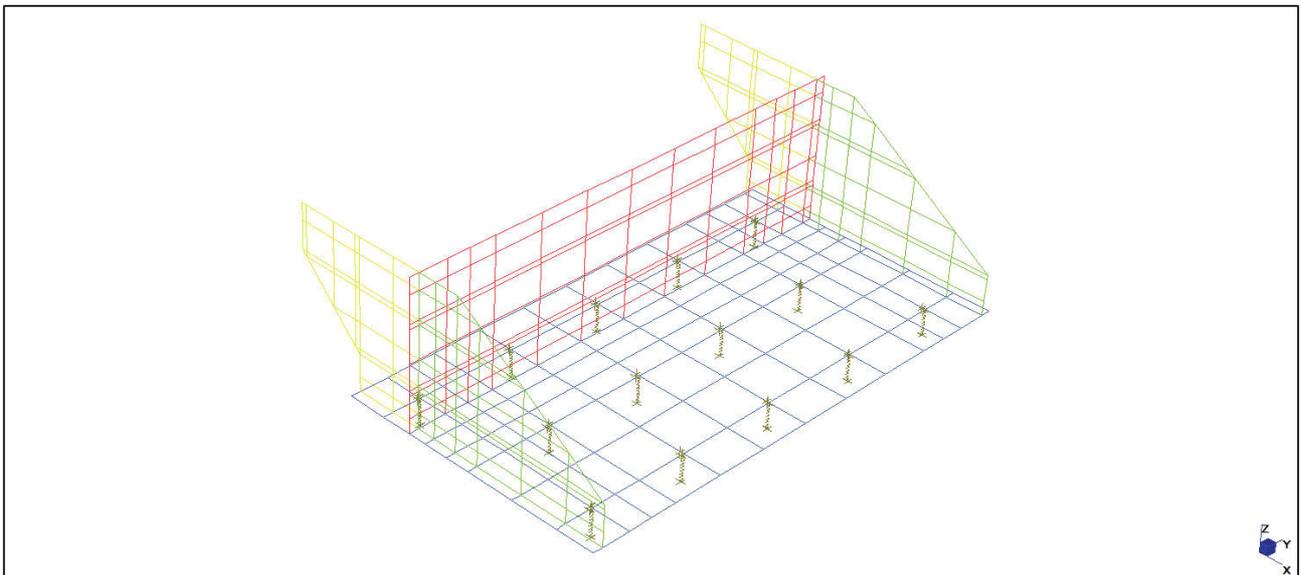
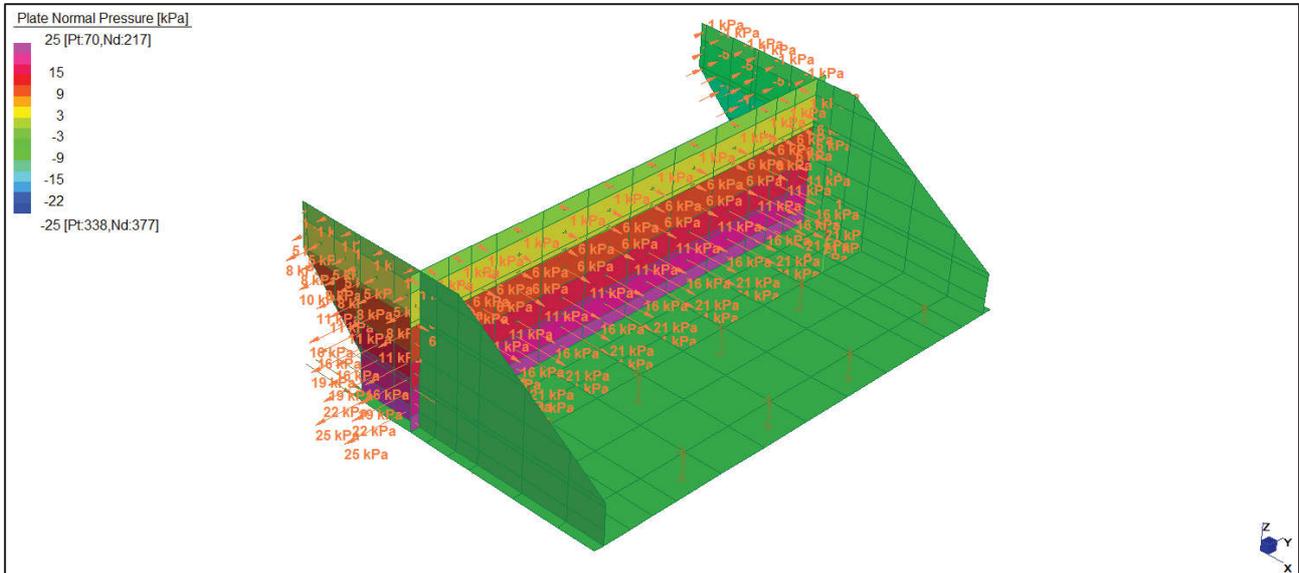


Figura 87: Modello FEM wireframe - Molle nodali

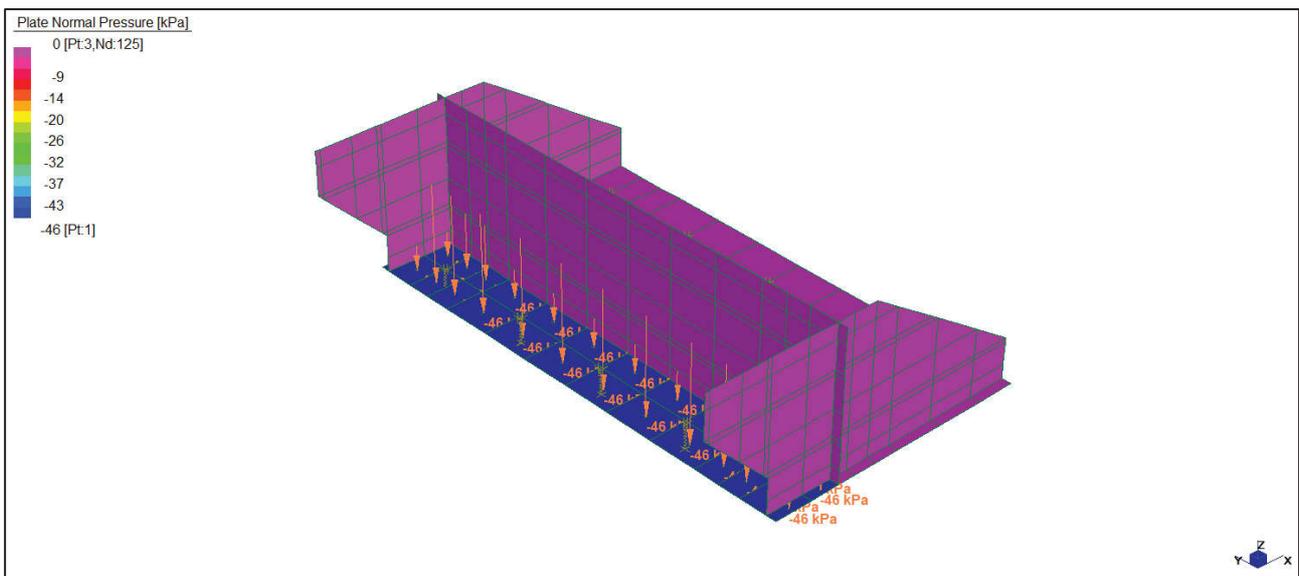
23.2 Carichi applicati

Si riportano di seguito i carichi applicati alla struttura della spalla. I pesi propri strutturali sono considerati per mezzo dell'azione della forza di gravità.

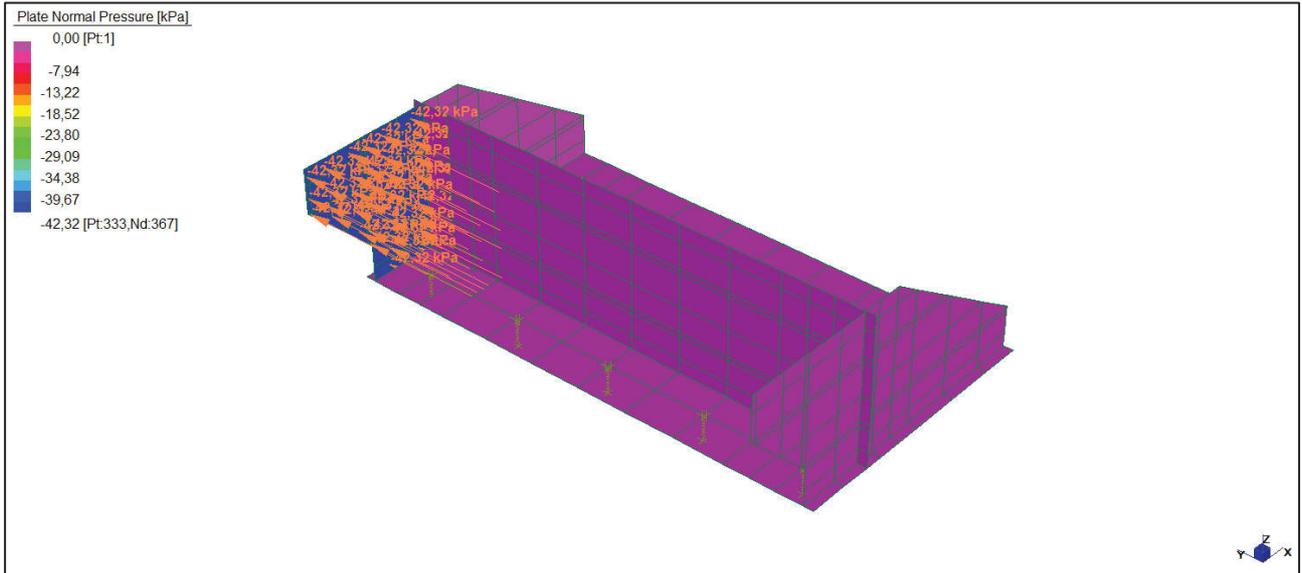
23.2.1 Spinta statica del terreno



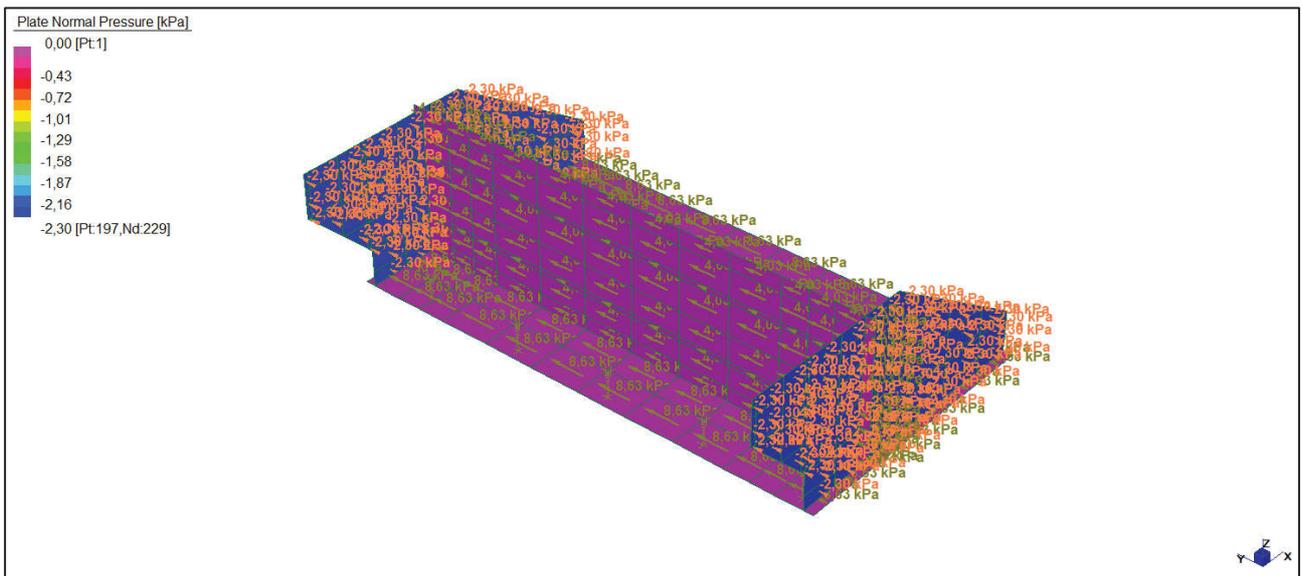
23.2.2 Peso proprio del terreno



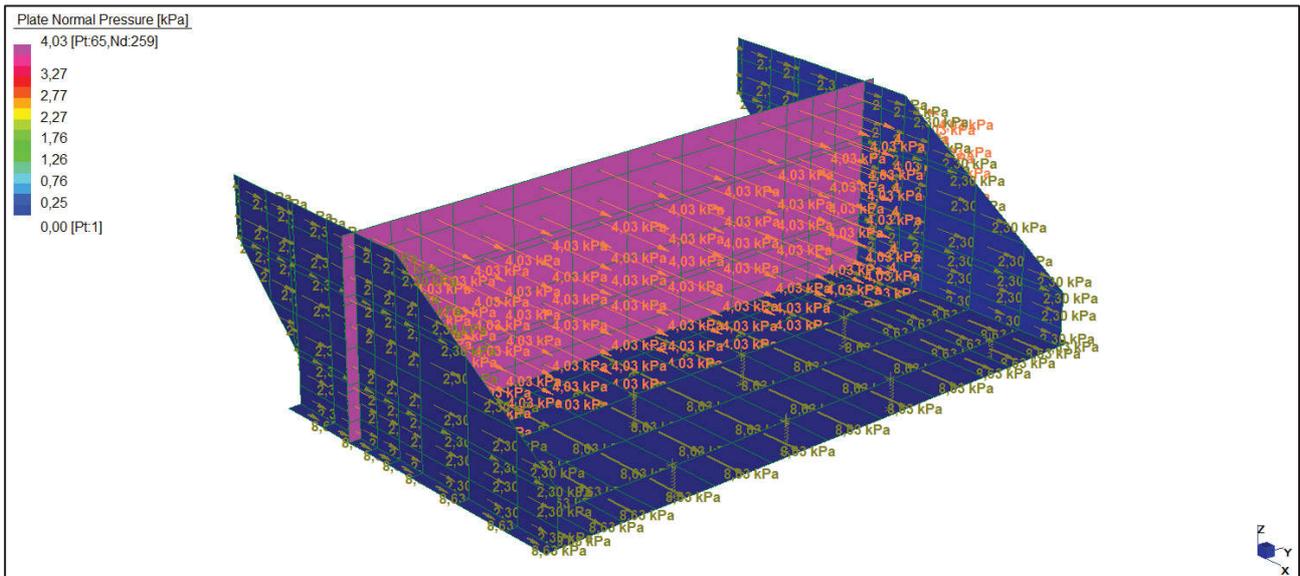
23.2.7 Spinta inerziale del terreno (trasversale)



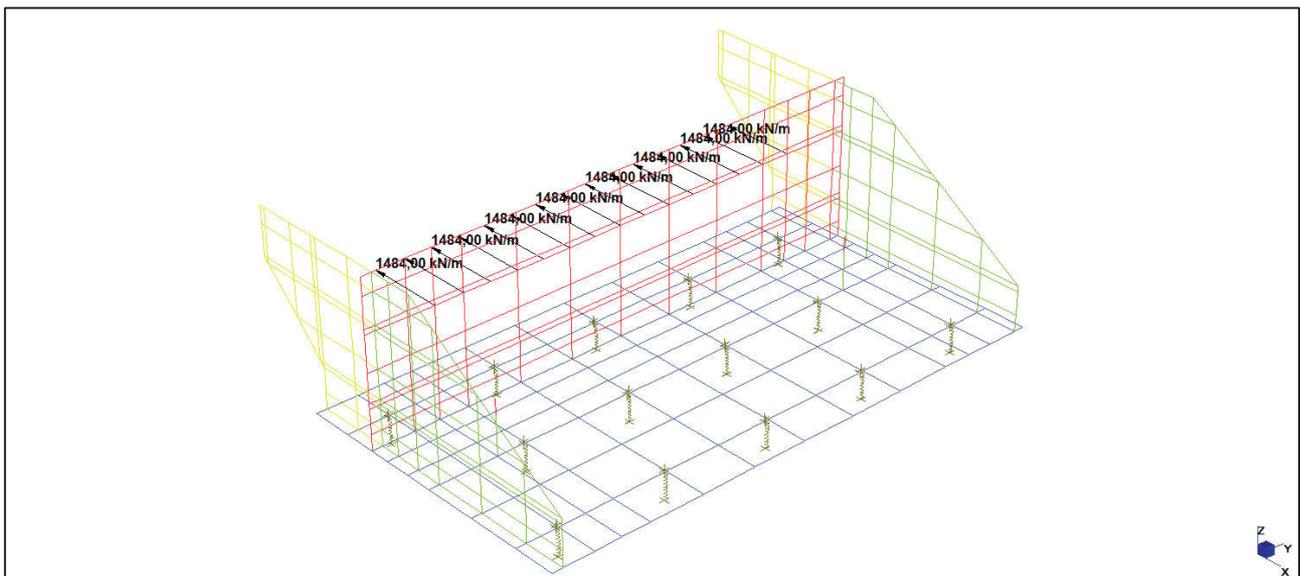
23.2.8 Spinta inerziale delle strutture (trasversale)



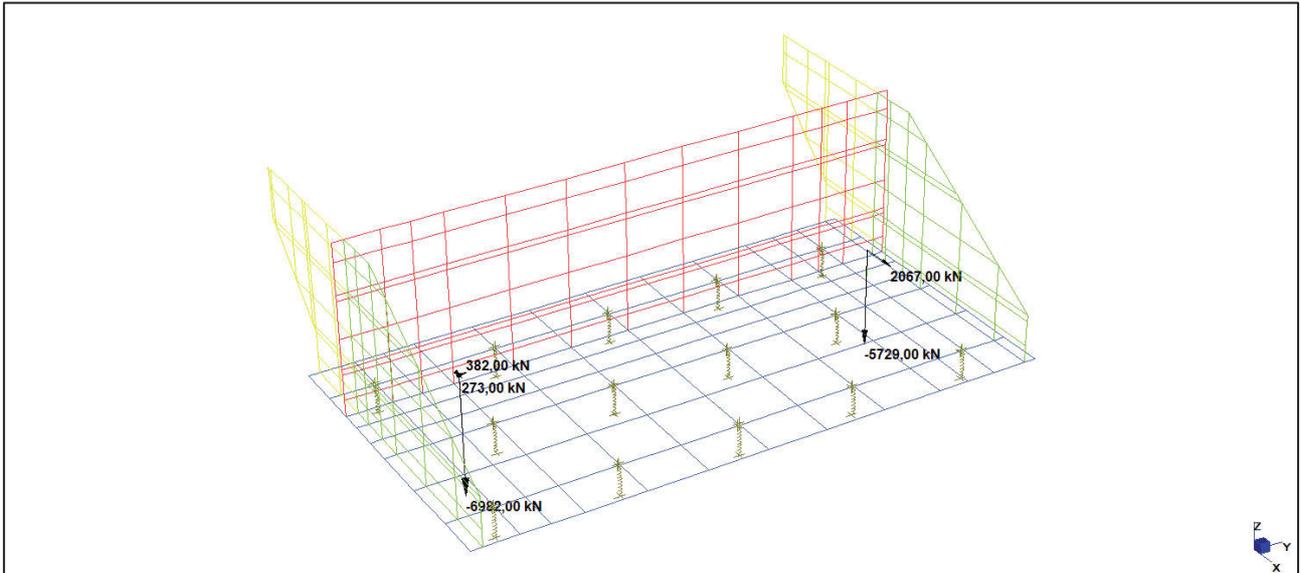
23.2.9 Spinta inerziale delle strutture (longitudinale)



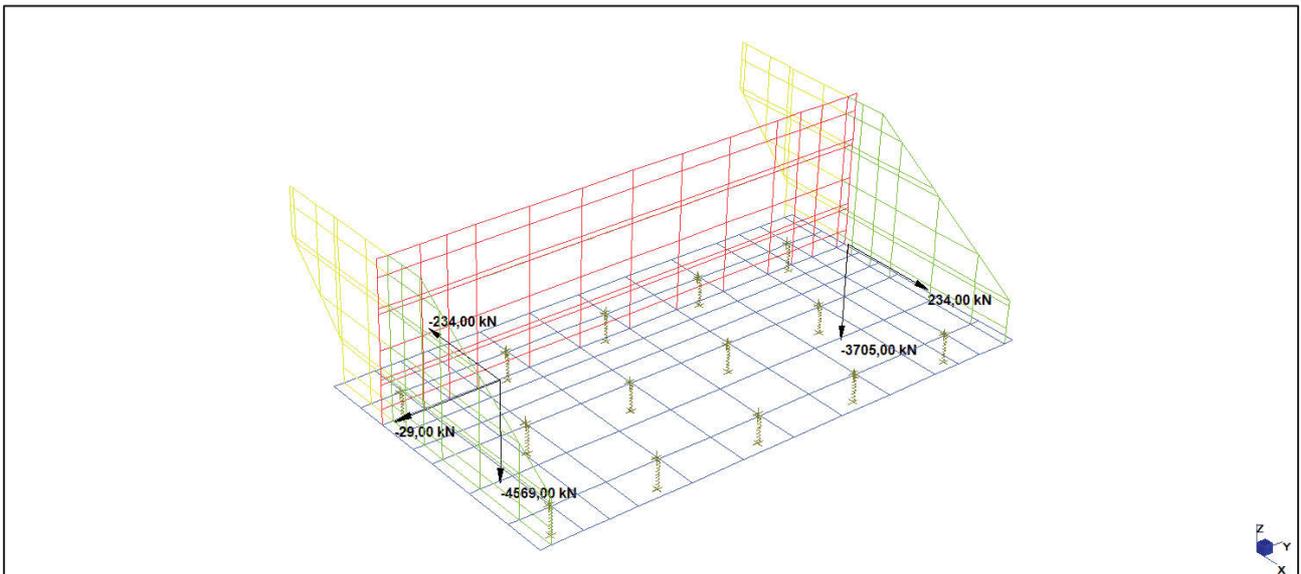
23.2.10 Spinta inerziale SLC impalcato



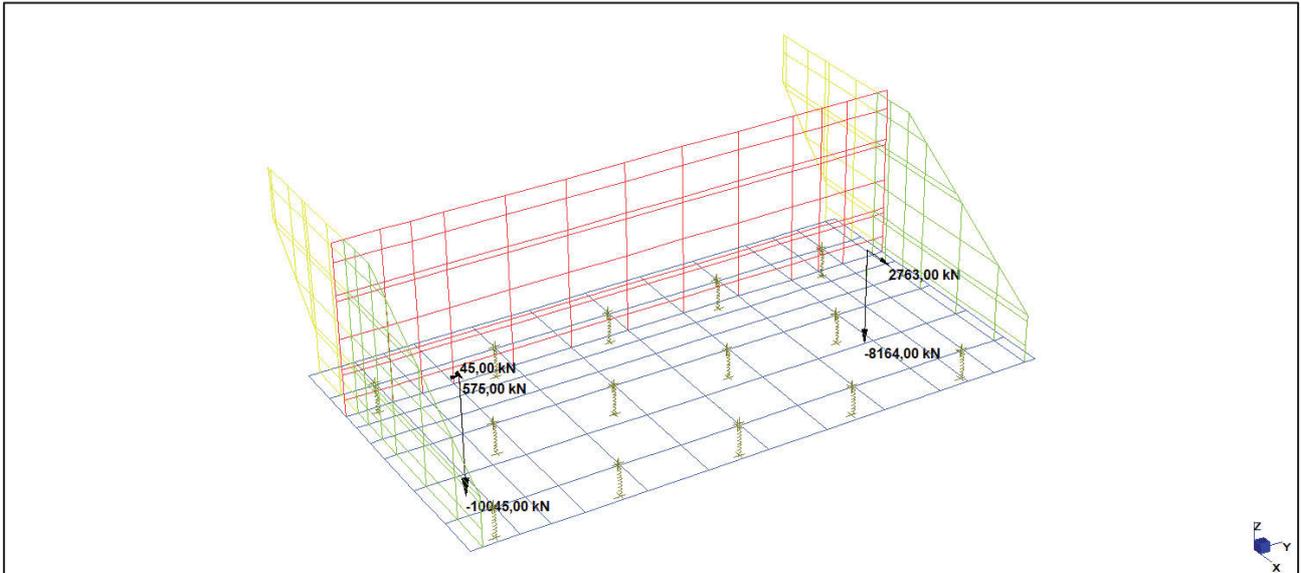
23.2.11 Scarichi impalcato SLE Nmax



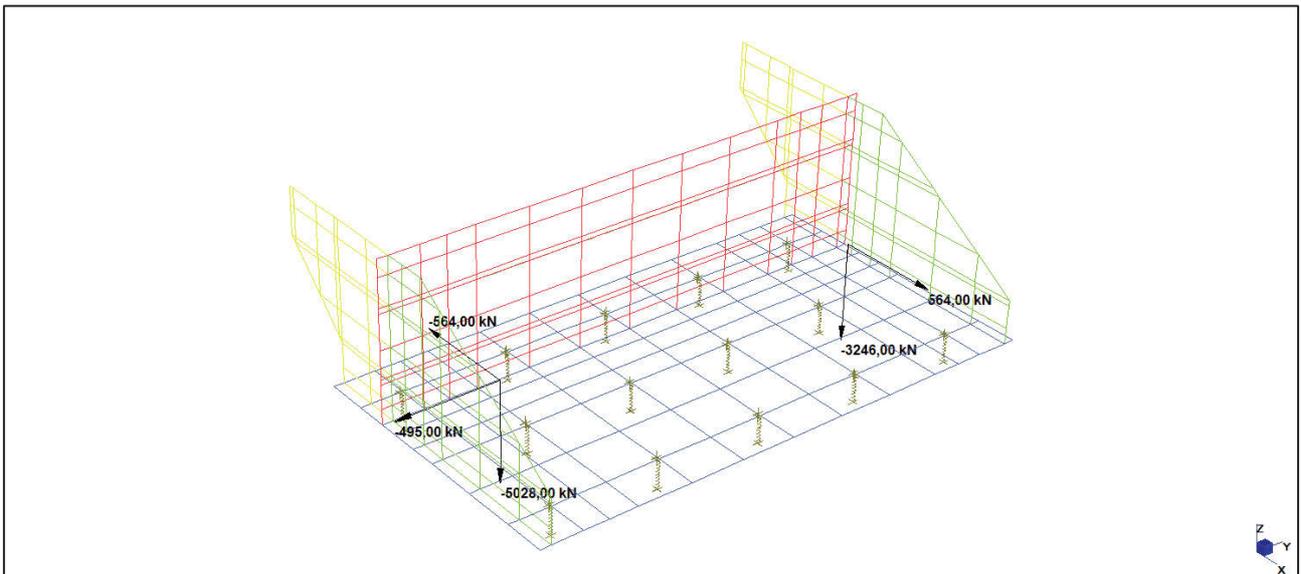
23.2.12 Scarichi impalcato SLE Nmin



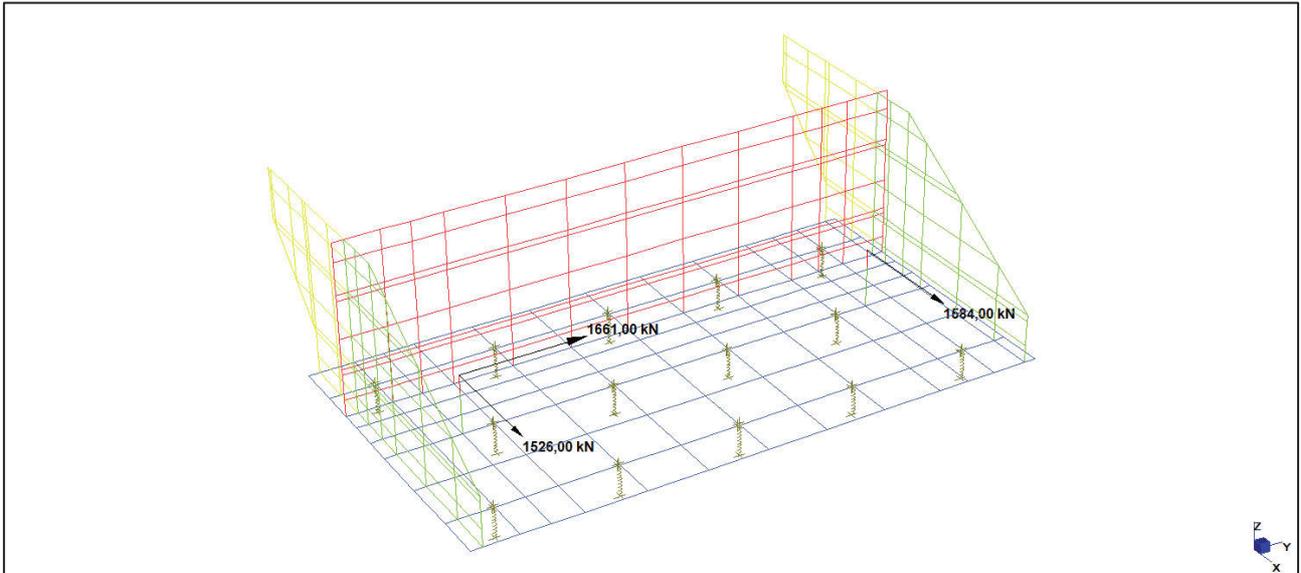
23.2.13 Scarichi impalcato SLU Nmax



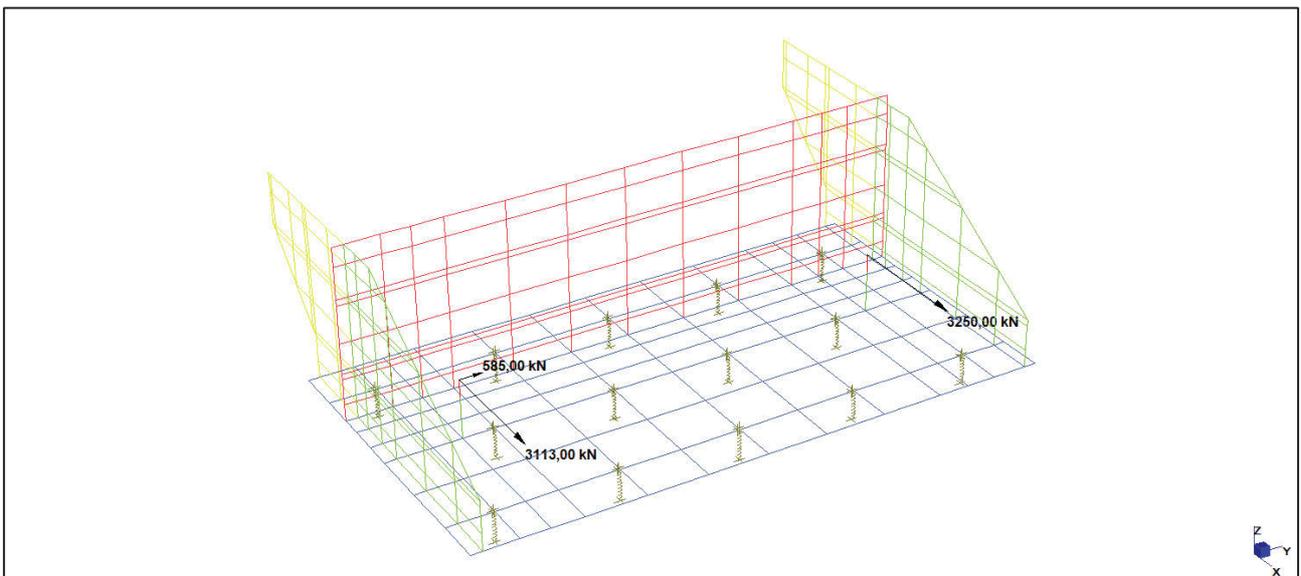
23.2.14 Scarichi impalcato SLU Nmin



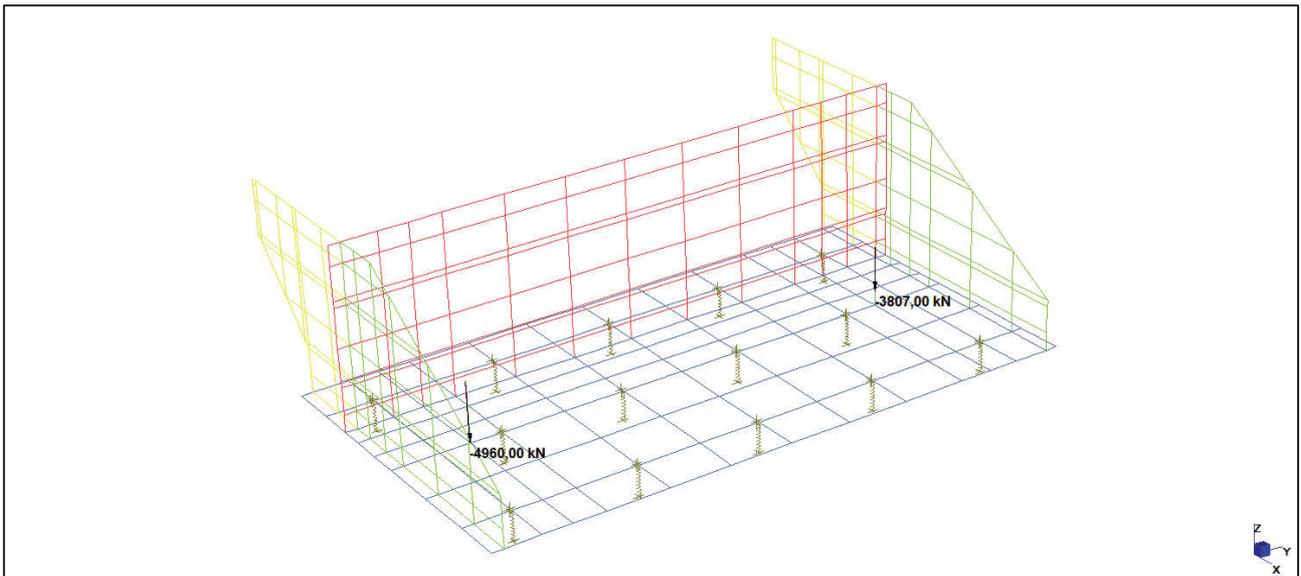
23.2.15 Scarichi impalcato SLV Trasversale



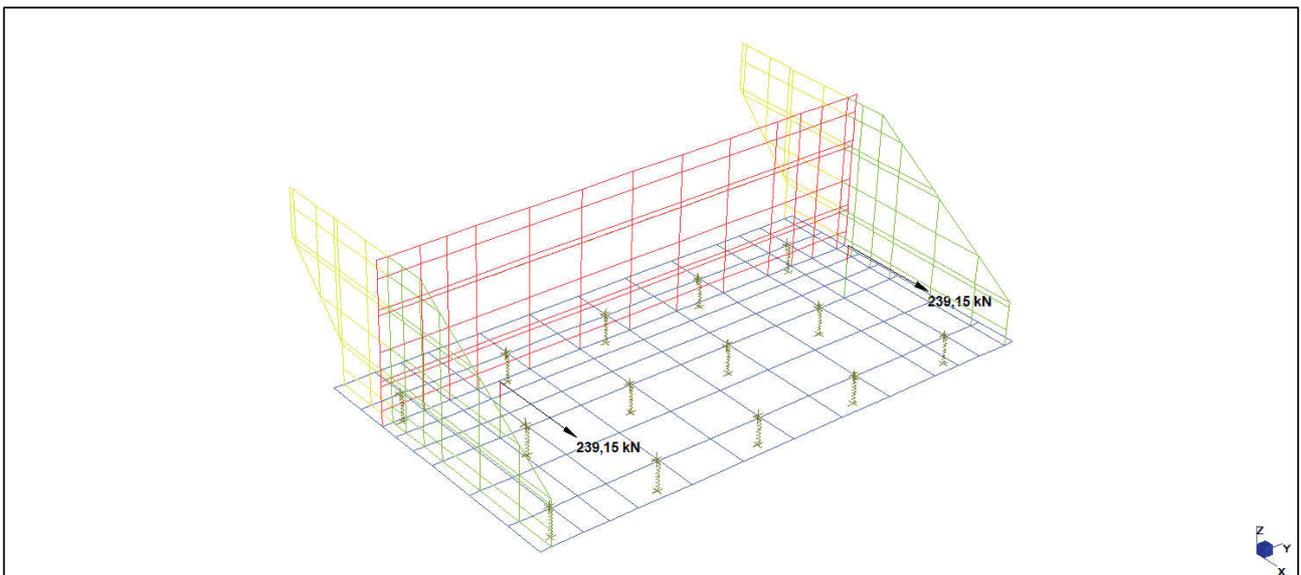
23.2.16 Scarichi impalcato SLV Longitudinale



23.2.17 Scarichi impalcato SLV Verticale



23.2.18 Resistenza parassita dei vincoli



24. VERIFICHE SLU

24.1.1 Struttura in elevazione: paraghiaia

Si riportano di seguito le visualizzazioni delle sollecitazioni agenti sui vari elementi per le combinazioni più gravose.

24.1.2 SLU

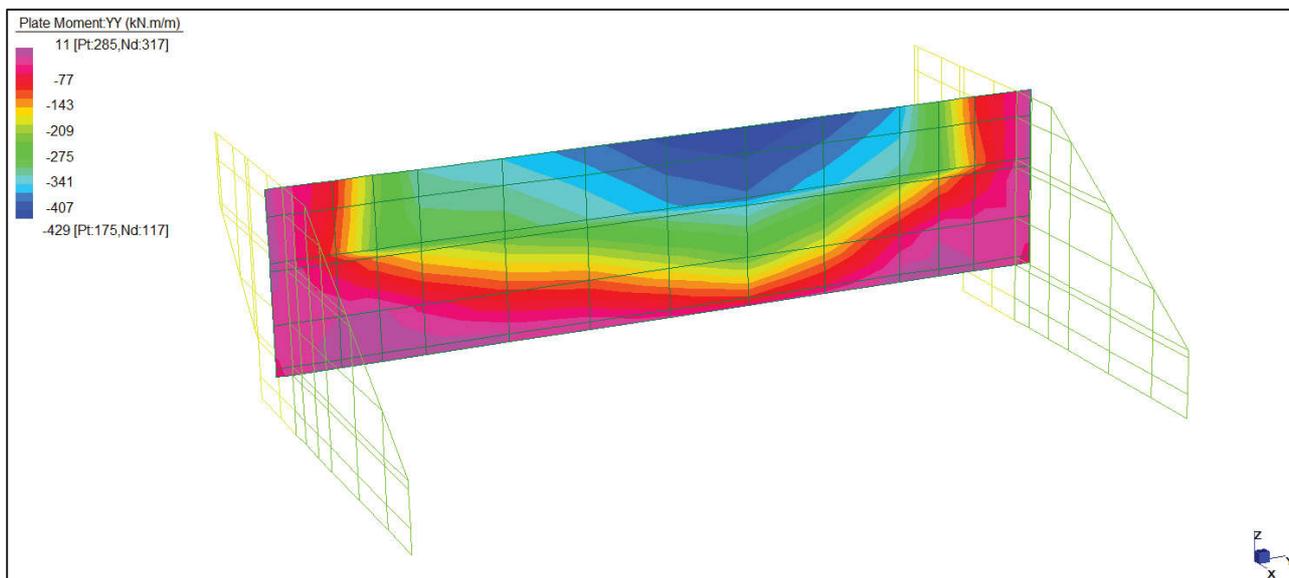


Figura 88: Momenti Myy – Involuppo minimo

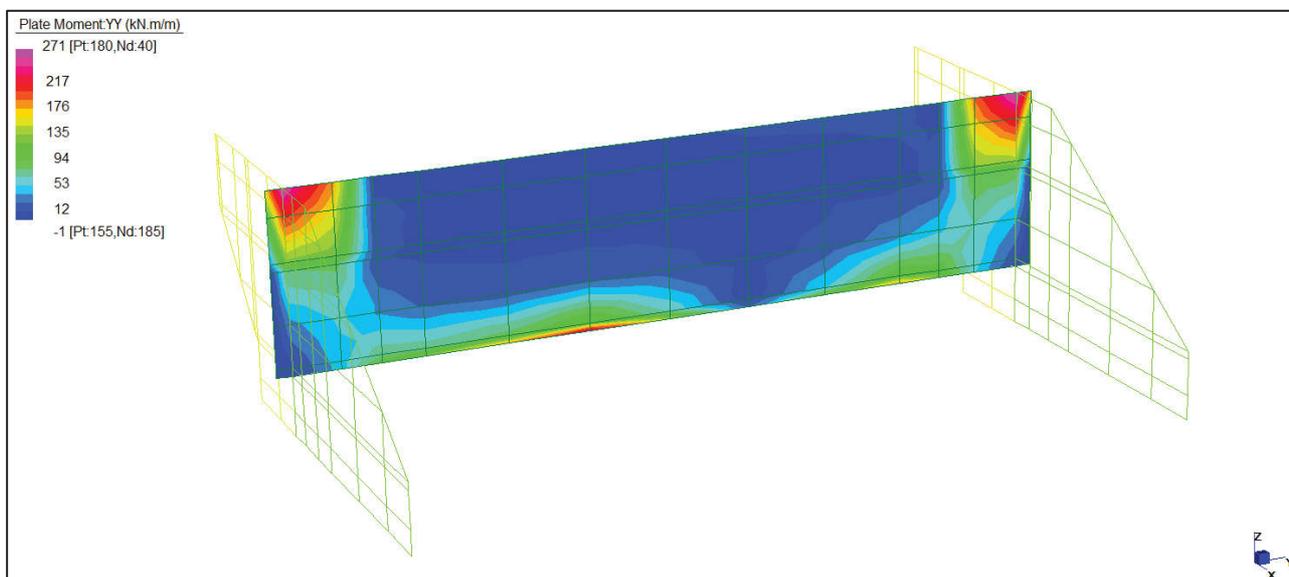


Figura 89: Momenti Myy – Involuppo massimo

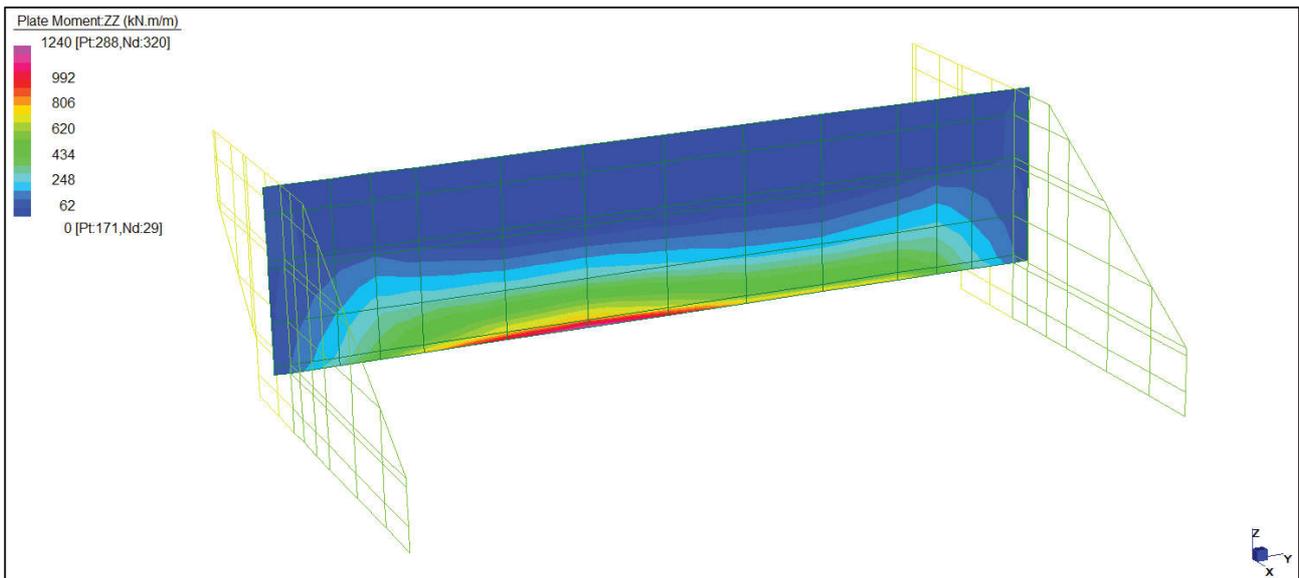


Figura 90: Momenti Mzz – Inviluppo massimo

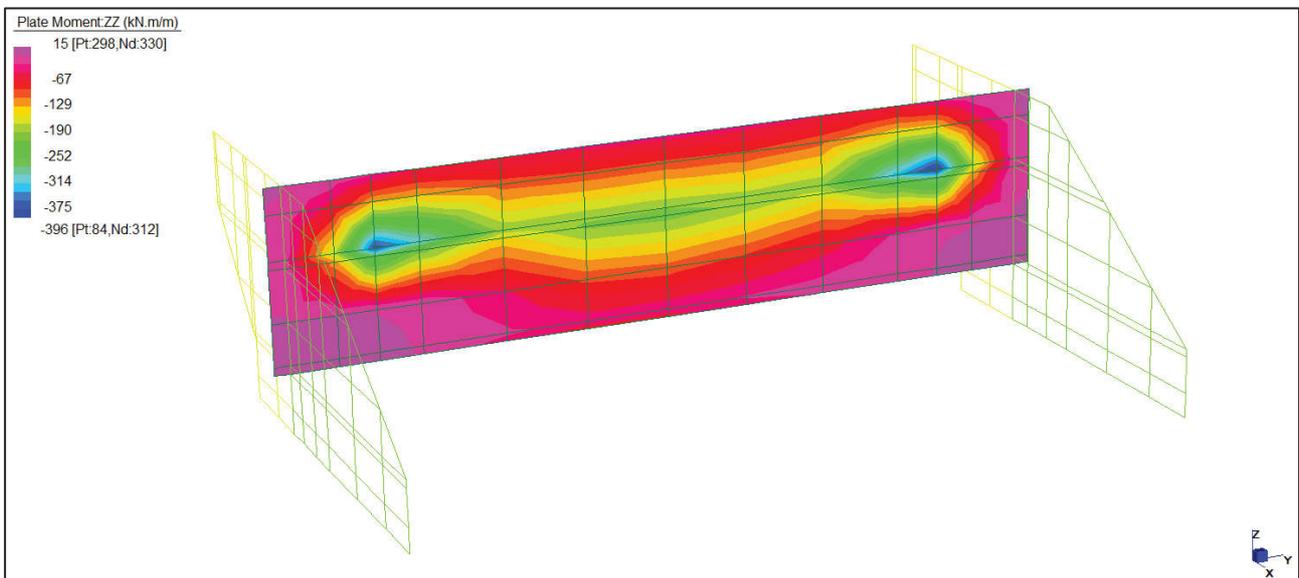


Figura 91: Momenti Mzz – Inviluppo minimo

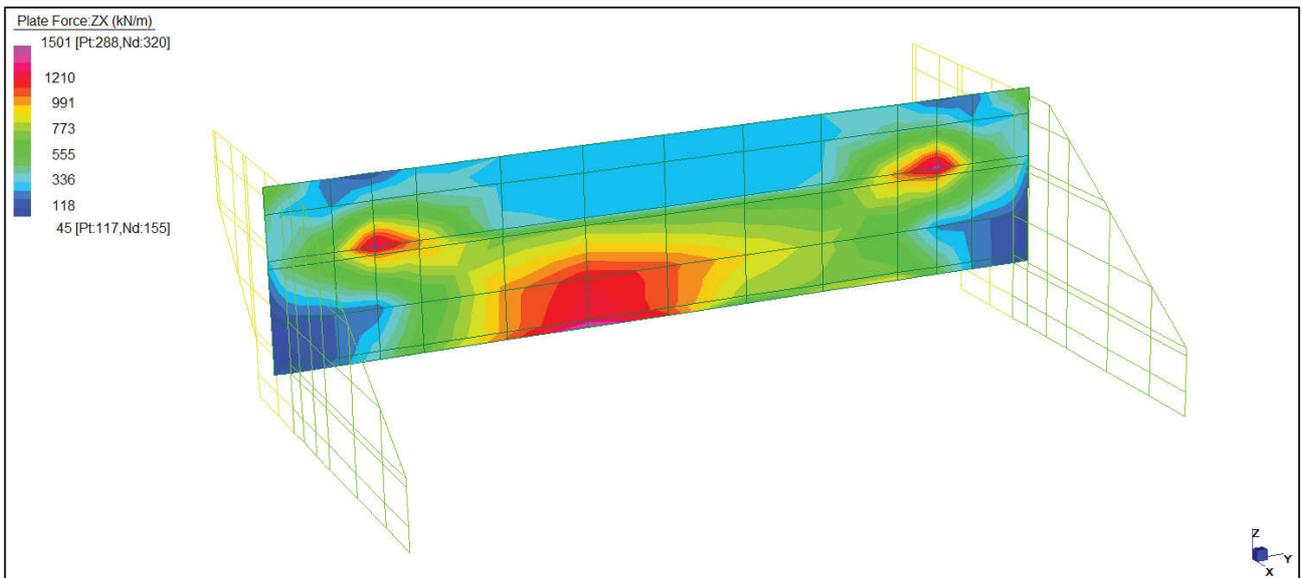


Figura 92: Tagli Tzx – Inviluppo assoluto

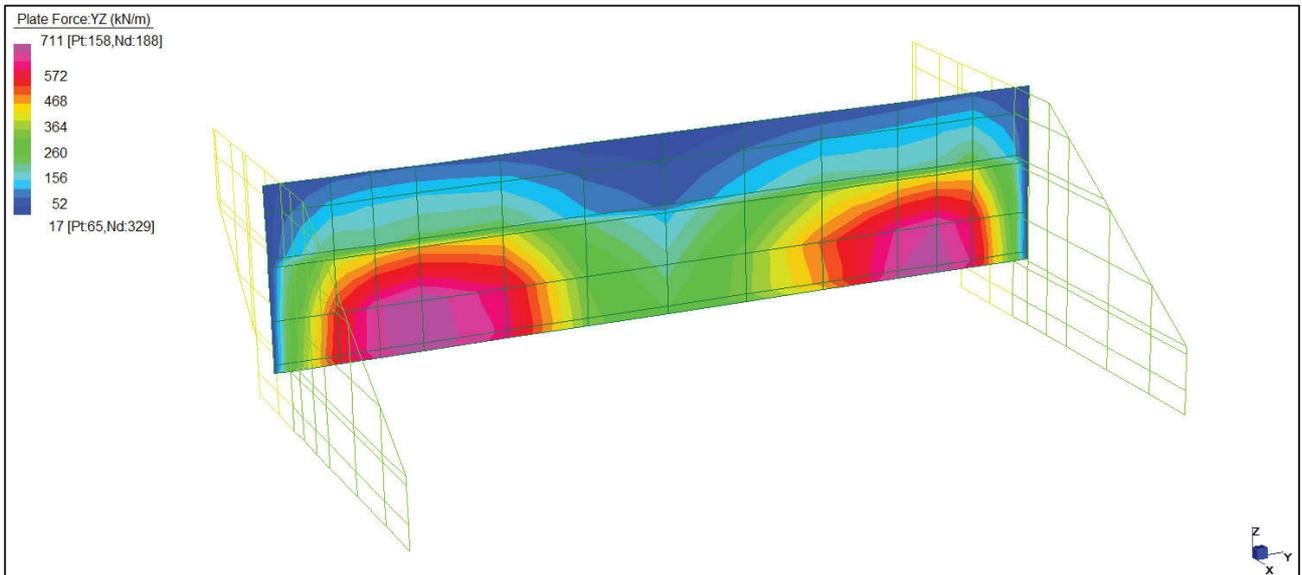


Figura 93: Tagli Tyz – Inviluppo assoluto

24.1.3 Verifiche della struttura in elevazione lungo XX

La sezione di spessore 70cm è armata come segue:

- lato terreno $10\phi 24/m$ verticali;
- lato impalcato due file da $10\phi 24/m$ verticali ciascuna.

Titolo: RUFFOLO_Spalle_Paraghiaia

N° figure elementari: Zoom N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	5
2	45,24	55
3	45,24	65

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

File

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

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C

ϵ_{su} ‰

f_{yd} N/mm²

E_s N/mm²

E_s/E_c

ϵ_{syd} ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm²

C30/37

ϵ_{c2} ‰

ϵ_{cu}

f_{cd}

f_{cc}/f_{cd} ?

$\sigma_{c,adm}$

τ_{co}

τ_{c1}

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_o cm Col. modello

Precompresso

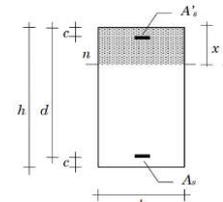
La verifica risulta soddisfatta in quanto il massimo momento agente nella sezione di base del muro paraghiaia, pari a $M_{Ed} = 1240$ kNm, risulta minore del momento resistente $M_{Rd} = 1941$ kNm.

24.1.4 Verifica a taglio della struttura in elevazione

Nella sezione viene predisposta armatura specifica resistente a taglio:

- per il primo metro dall'estradosso della platea ganci $\phi 16/20\text{cm}$ (20 ganci/m²);
- sul resto dello sviluppo del paraghiaia 9 ganci $\phi 14/\text{m}^2$.

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE NTC 2018 [Verifica elemento senza armature resistenti a taglio]			
DATI DI INPUT			
<i>Sollecitazioni</i>			
Taglio massimo sollecitante	V _{ed} [kN]	1501,00	
Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione	N _{ed} [kN]	0,00	
<i>Parametri sezione cls</i>			
Larghezza sezione cls	b [mm]	1000,00	
Altezza sezione cls	h [cm]	700,00	
Copriferro	c [cm]	50,00	
Area di calcestruzzo	A _c [mm ²]	700000	
Larghezza minima della sezione in zona tesa	b _w [mm]	700000	
Altezza utile della sezione	d [mm]	650	
<i>Armature longitudinali</i>			
Numero barre	n°	20	
Diametro barre	Φ [mm]	24	
Area armatura longitudinale tesa	A _{sl} [mm ²]	9047,79	
<i>Caratteristiche cls</i>			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28gg	R _{ck} [Mpa]	37	
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28gg	f _{ck} [Mpa]	30,71	
Resistenza cilindrica media a compressione a 28gg	f _{cm} [Mpa]	38,71	
Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione	α _{cc}	0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	γ _c	1,5	
Resistenza a compressione di progetto	f _{cd} [Mpa]	17,40	
<i>Caratteristiche acciaio</i>			
Tensione caratteristica di snervamento acciaio fyk ≥ fy,nom	f _{yk} [Mpa]	450,00	
Resistenza di calcolo dell'acciaio a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30	



VERIFICA ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO - §4.1.2.3.5.1			
<i>Parametri</i>			
	k	1,55	< 2
	v _{min} [Mpa]	0,38	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ _l	0,0139	≤ 0,02
Tensione di (pre)compressione	σ _{cp} [MPa]	0,00	≤ 0,2 f _{cd}
<i>Valutazione resistenza al taglio</i>			
	V _{Rd,min} [kN]	244,39	
Resistenza a taglio del tirante d'acciaio	V _{Rd} [kN]	424,01	
	V _{Rd,min} [kN] ≤ V _{Rd} [kN]		OK

Taglio massimo sollecitante	V _{ed} [kN]	1501,00
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	424,01
Coefficiente di sicurezza della verifica	FS	0,28
Verifica non soddisfatta: inserire armatura		

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE NTC 2018 [Verifica elemento con armature resistenti a taglio]			
DATI DI INPUT			
Taglio massimo sollecitante	V _{ed} [kN]	1501,00	
Larghezza minima della sezione in zona tesa	b _w [mm]	1000	
Altezza utile della sezione	d [mm]	650	
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28gg	R _{ck} [Mpa]	37	
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28gg	f _{ck} [Mpa]	30,71	
Resistenza cilindrica media a compressione a 28gg	f _{cm} [Mpa]	38,71	
Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione	α _{cc}	0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	γ _c	1,5	
Resistenza a compressione di progetto	f _{cd} [Mpa]	17,40	
Tensione caratteristica di snervamento acciaio fyk ≥ fy,nom	f _{yk} [Mpa]	450,00	
Resistenza di calcolo dell'acciaio a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30	

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad [4.1.29]$$

VERIFICA ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO - §4.1.2.1.3.2			
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo	f' _{cd}	8,70	
Coefficiente maggiorativo per (pre)compressione	α _{cw}	1,00	
Diametro delle staffe	Φ _{sw} [mm]	16	
Numero di bracci staffe	n°b	4	
Passo delle staffe	s [cm]	20	
Quantitativo di staffe al metro	A _{sw} /s [mm ² /m]	4021	
Inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave, che deve rispettare i seguenti limiti: 1 ≤ ctg θ ≤ 2,5 (cioè 21,8° ≤ θ ≤ 45°)	ctg θ	2,13	
	θ [°]	25,1	
	α [°]	90	
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α [rad]	1,57	
Cotangente dell'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale	ctg α	0,00	
Resistenza a taglio del puntone di cls	V _{Rcd} [kN]	1958,15	
Resistenza a taglio del tirante d'acciaio	V _{Rsd} [kN]	1960,69	

Taglio massimo sollecitante	V _{ed} [kN]	1501,00
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1958,15
Coefficiente di sicurezza della verifica	FS	1,30
Verifica soddisfatta		

24.1.5 Muri laterali

Si riportano di seguito le visualizzazioni delle sollecitazioni agenti sui vari elementi per le combinazioni più gravose.

24.1.6 SLU

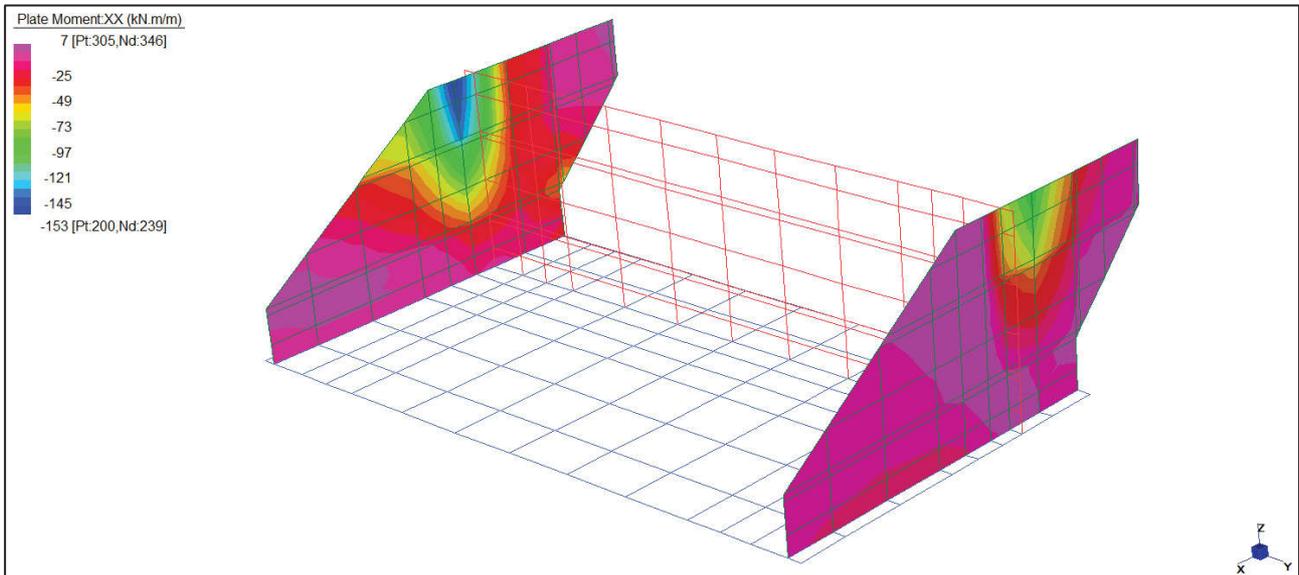


Figura 94: Momenti Mxx – Involuppo minimo

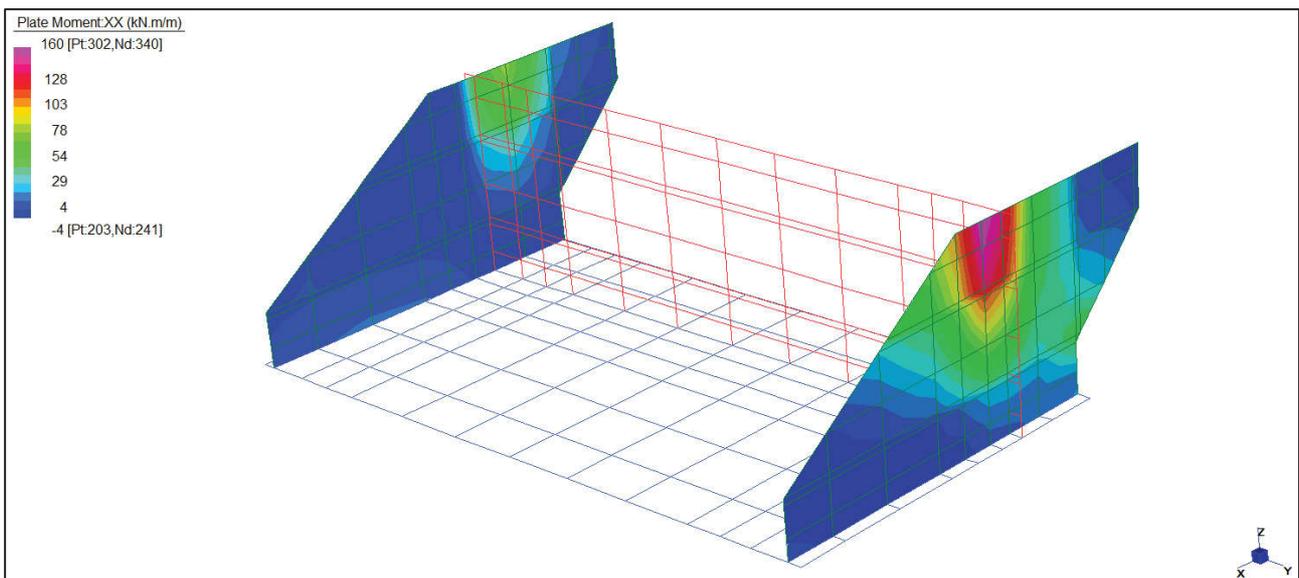


Figura 95: Momenti Mxx – Involuppo massimo

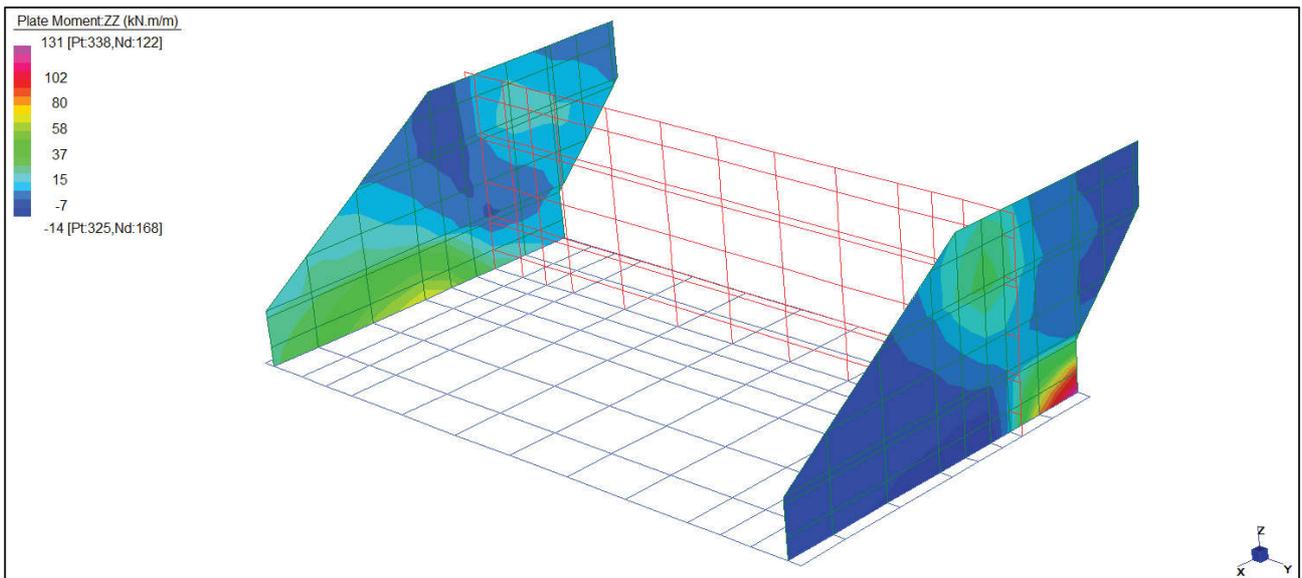


Figura 96: Momenti Mzz – Inviluppo massimo

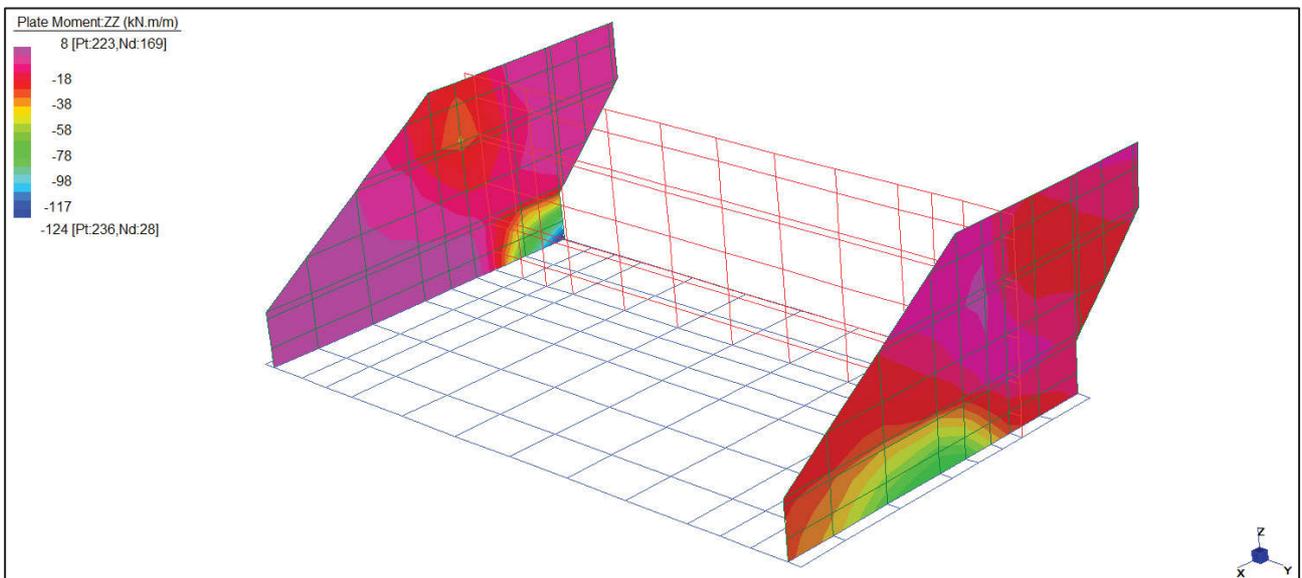


Figura 97: Momenti Mzz – Inviluppo minimo

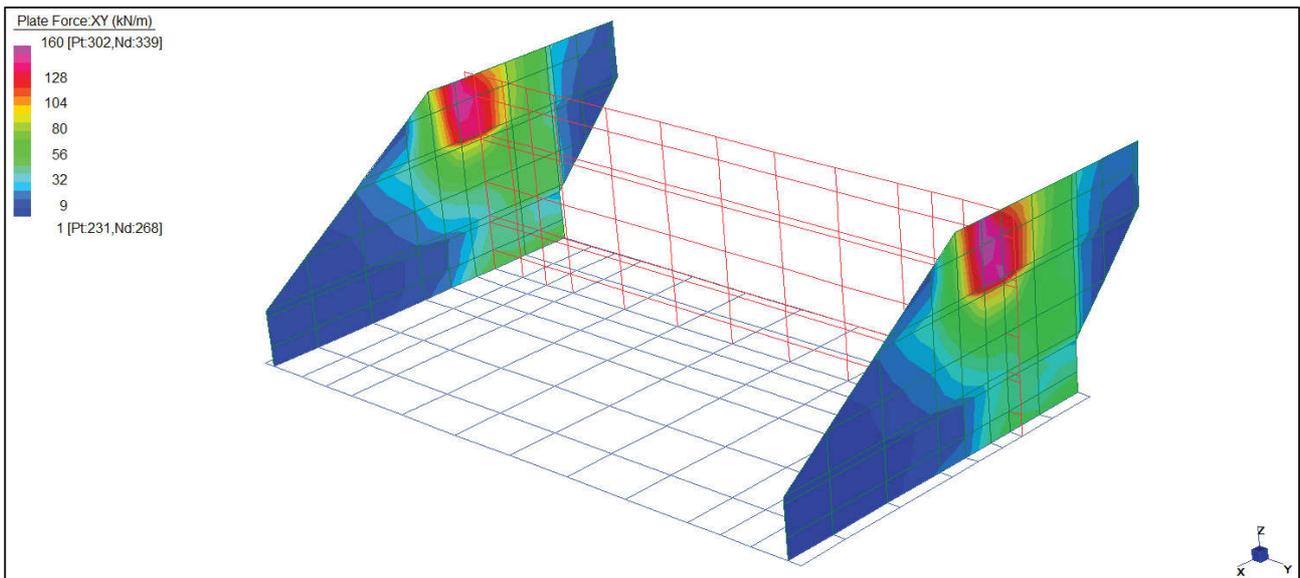


Figura 98: Taglio Txy – Inviluppo assoluto

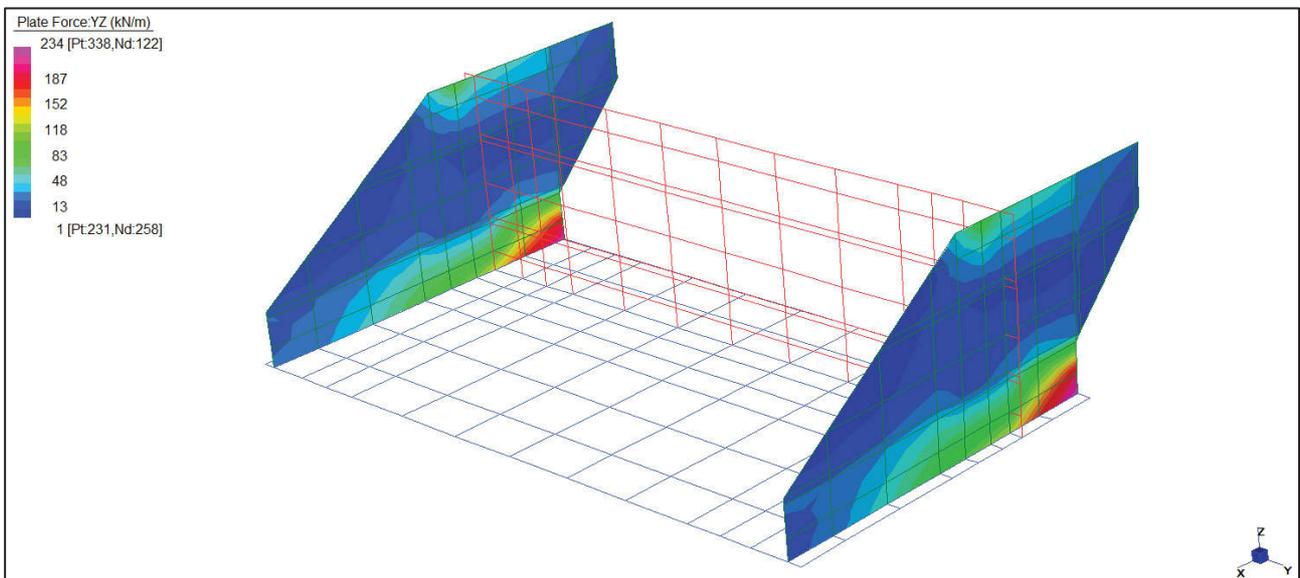


Figura 99: Taglio Tyz – Inviluppo assoluto

24.1.7 Verifica dei muri laterali

La sezione di spessore 40cm è armata con 5φ24/m sia verticali che orizzontali.

Titolo: RUFFOLO_Spalles_Muri laterali

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22,62	5
2	22,62	35

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11,5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} 286 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 18,94 ‰
 d 35 cm
 x 5,459 x/d 0,156
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

La verifica risulta soddisfatta in quanto il massimo momento agente nella sezione di base del muro paraghiaia, pari a M_{Ed} = 160 kNm, risulta minore del momento resistente M_{Rd} = 286 kNm.

24.1.8 Verifica a taglio della struttura di fondazione

Nella sezione viene predisposta armatura specifica resistente a taglio, in particolare 9 ganci $\phi 14/m^2$.

Resistenza di calcolo dell'acciaio a snervamento	f_{yd} [Mpa]	391,30	Verifica non soddisfatta: inserire armatura
$V_{Rd} = \min(V_{Rd1}, V_{Rd2})$	[4.1.29]		Verifica soddisfatta

24.2 Struttura di fondazione

Si riportano di seguito le visualizzazioni delle sollecitazioni agenti sui vari elementi per le combinazioni più gravose.

24.2.1 SLU

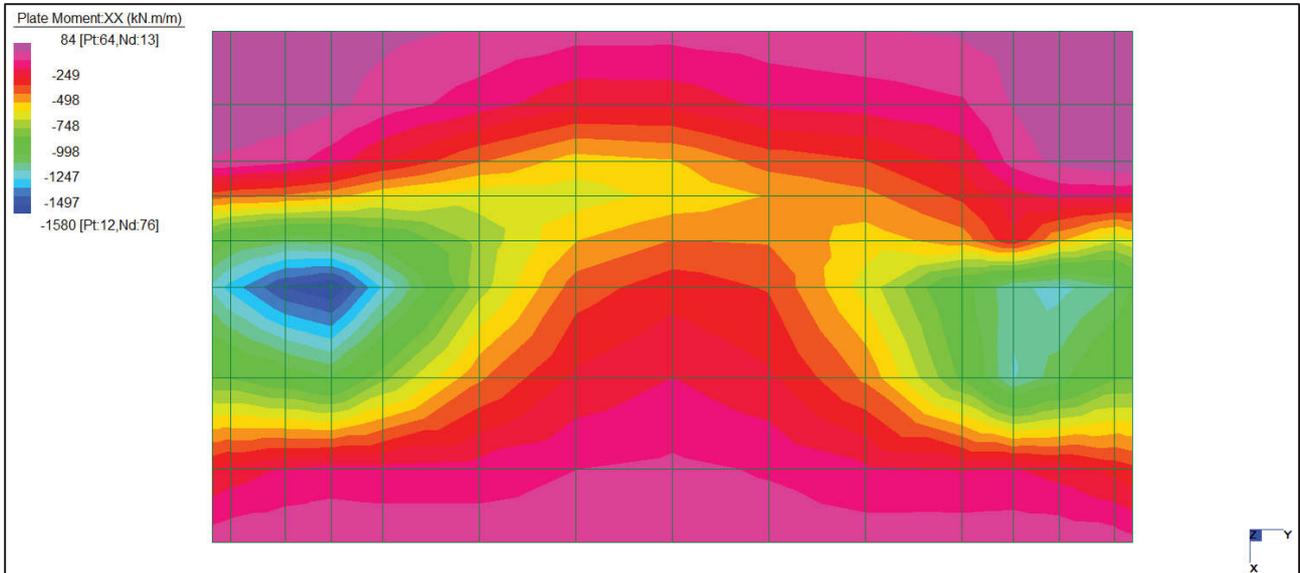


Figura 100: Momenti Mxx – Involuppo minimo

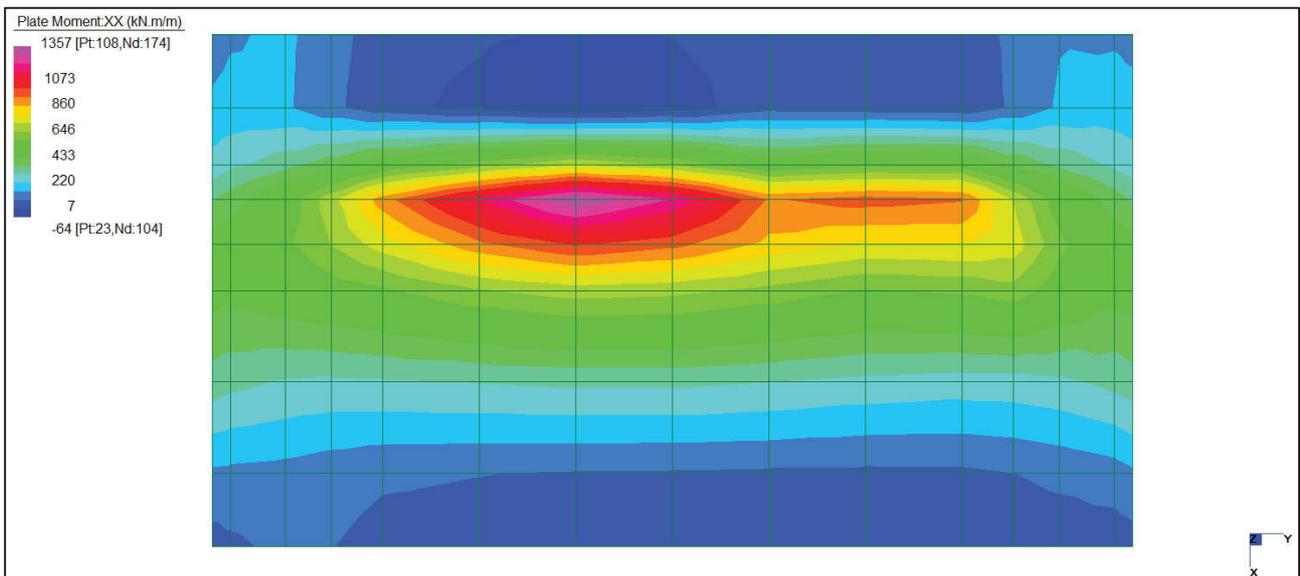


Figura 101: Momenti Mxx – Involuppo massimo

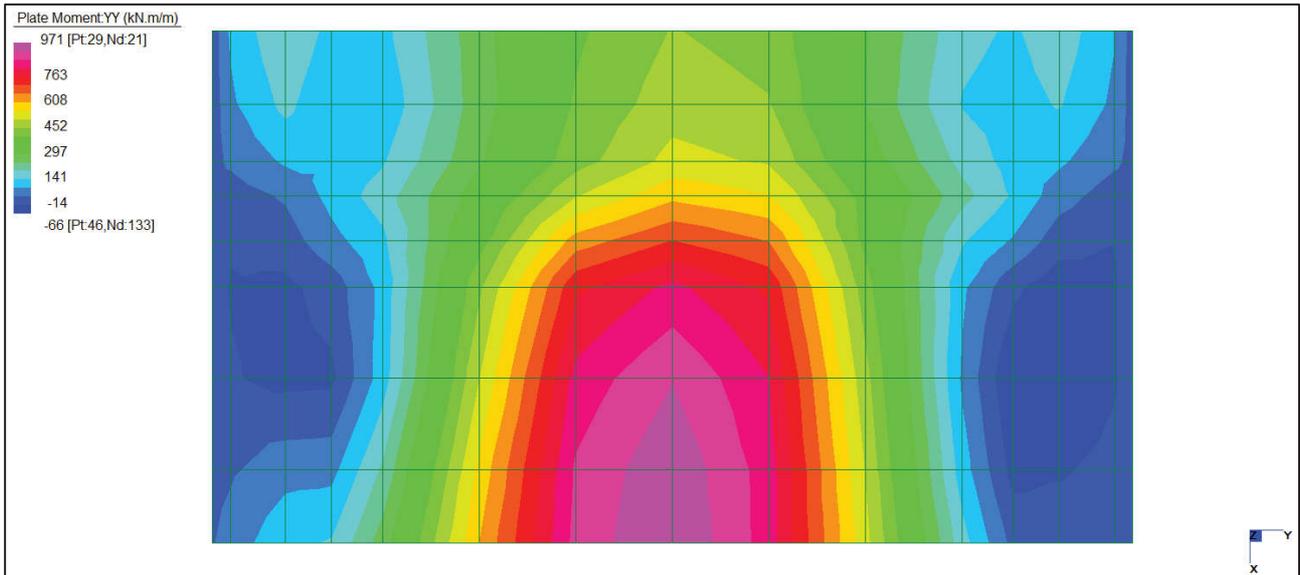


Figura 102: Momenti Myy – Inviluppo massimo

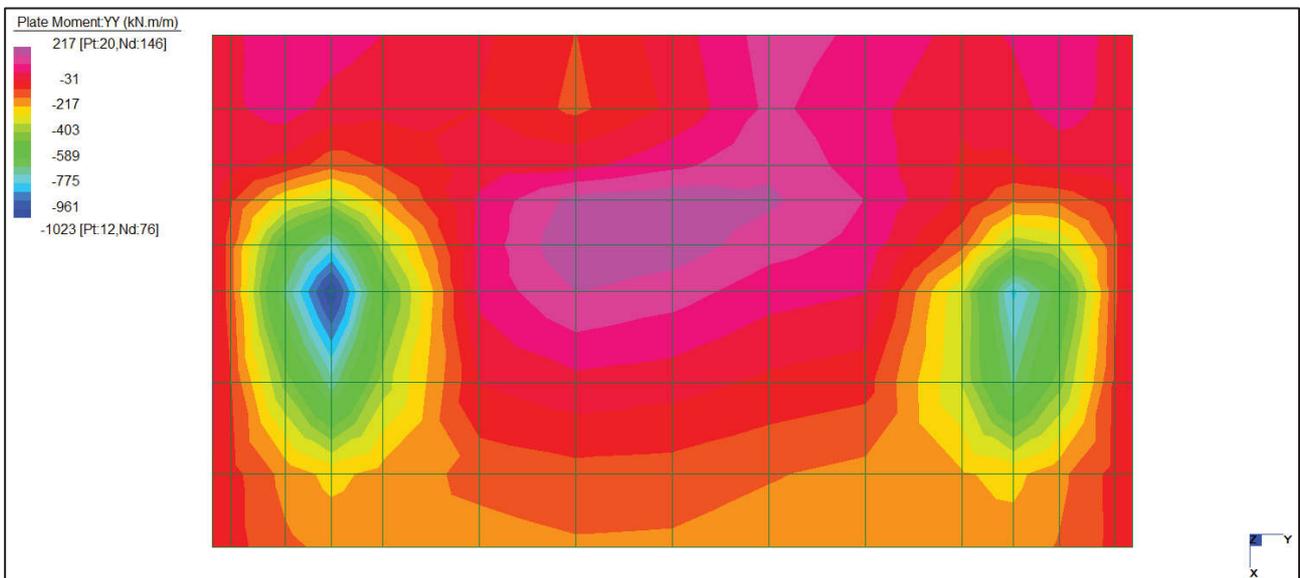


Figura 103: Momenti Myy – Inviluppo minimo

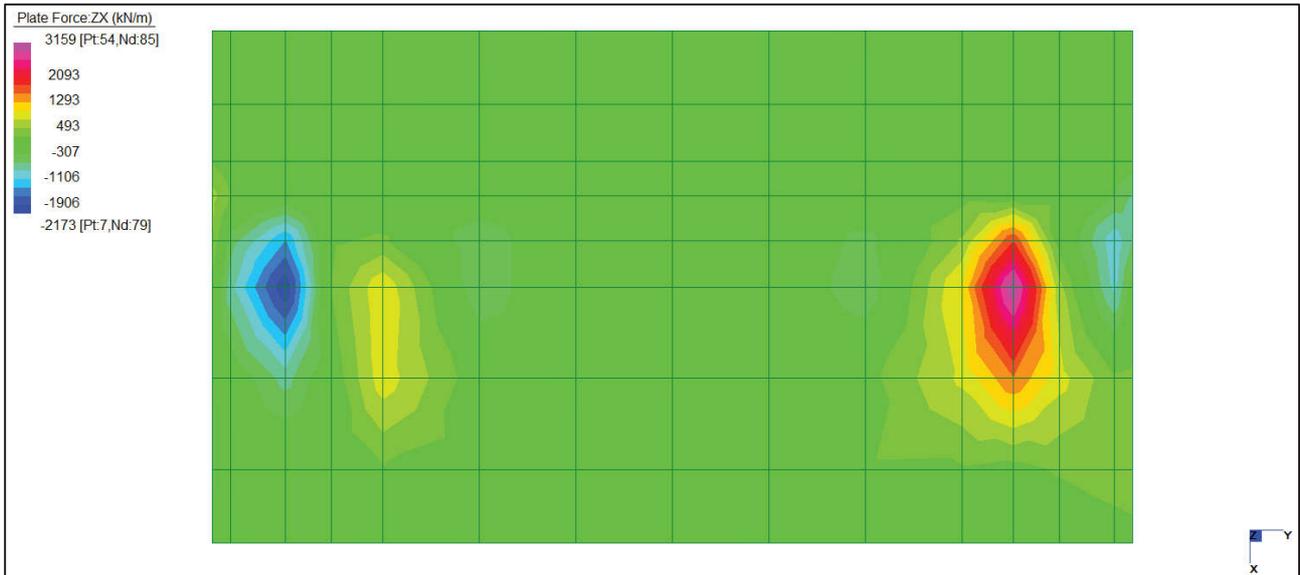


Figura 104: Taglio Tzx – SISMA Long

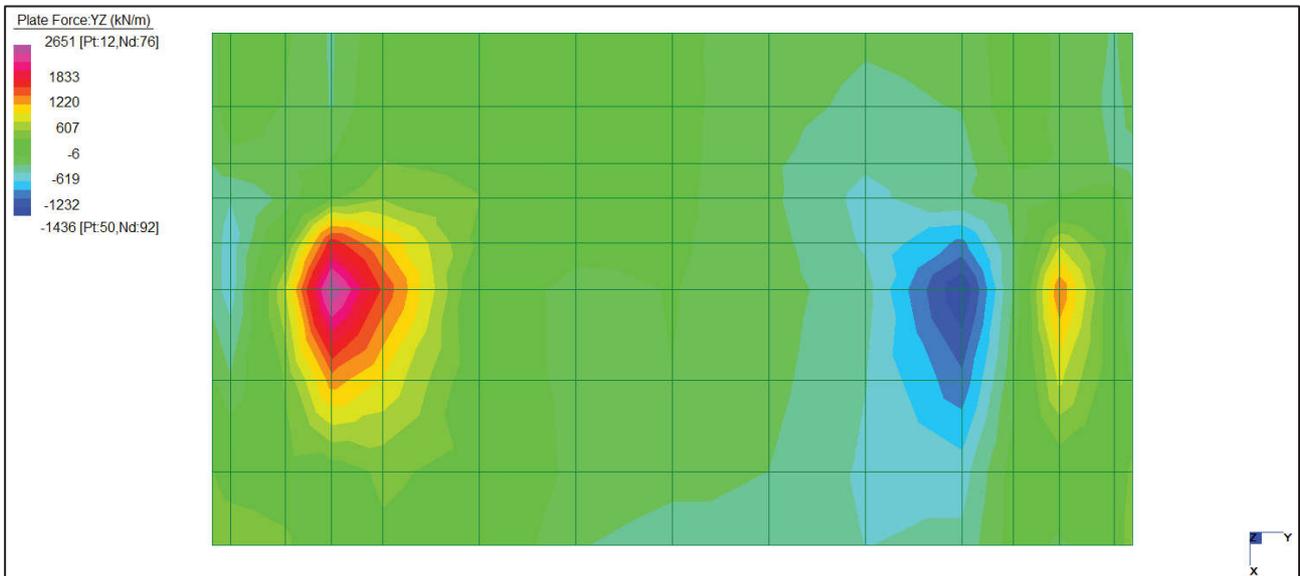


Figura 105: Taglio Tyz – SLU Nmax

24.2.2 Verifica della struttura di fondazione

La sezione di spessore 130cm è armata con 10 Φ 24/m superiori e inferiori.

Titolo: RUFFOLO_Spalle_Platea

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	45,24	5
			2	45,24	125

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11,5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

Calcolo
 M_{xRd} 2.144 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 61,04 ‰
 d 125 cm
 x 6,779 x/d 0,05423
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso

La verifica risulta soddisfatta in quanto il massimo momento agente pari a M_{Ed} = 1580 kNm, risulta minore del momento resistente M_{Rd} = 2144 kNm.

24.2.3 Verifica a taglio della struttura di fondazione

Si riporta di seguito il calcolo della resistenza a taglio della platea di fondazione, nella quale si prevede di predisporre 20 ganci $\phi 16/m^2$ in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Resistenza di calcolo dell'acciaio a snervamento	f_{yd} [Mpa]	391,30	Verifica non soddisfatta: inserire armatura
$V_{Rd} = \min(V_{Rd1}, V_{Rd2})$	[4.1.29]		Verifica soddisfatta

25. VERIFICA RITEGNO SISMICO TRASVERSALE

La verifica dei ritegni sismici trasversali in C.A. realizzati sulla sommità delle spalle viene eseguita mediante l'impiego del metodo tirante-puntone, ipotizzando il manufatto come una mensola tozza. La forza agente su di esso è stata valutata prendendo in considerazione la massa del ponte e l'accelerazione massima sul plateau dello spettro di risposta allo stato limite di collasso SLC.

$$P = \frac{m \cdot a_{SLC}}{2} = \frac{17537kN \cdot 0.626}{2} = 5489kN$$

Dati mensola		
Spessore	h [cm]	200
Profondità	b [cm]	100
Posizione carico P	a [cm]	29
Copriferro	cf [cm]	5
Distanza H da tirante	δd [m]	0
Carico orizzontale	P [kN]	5489
Classe di resistenza		C30/37
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28gg	R_{ck} [MPa]	37
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28gg	f_{ck} [MPa]	30,71
Resistenza cilindrica media a compressione a 28gg	f_{cm} [MPa]	38,71
Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione	α_{cc}	0,85
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c	1,5
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd} [MPa]	17,40
Valore nominale della tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} [Mpa]	450
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	γ_s	1,15
Resistenza di calcolo dell'acciaio a snervamento	f_{yd} [Mpa]	391,30
Calcolo sollecitazioni		
Altezza tirante	d [cm]	195
Braccio forze interne	Z [cm]	156
Altezza puntone cls	[cm]	39
Distanza tirante puntone	x [cm]	28,61
Sforzo nel tirante	T [kN]	1020,39
Sforzo nel puntone	N [kN]	5563,43
Area di acciaio necessaria	$A_{s,n}$ [cm ²]	26,08
Numero di barre	n	10
Diametro barre	Φ [mm]	24
Area d'acciaio posizionata	A_s [cm ²]	45,24
Tensione agente sul tirante d'acciaio	σ [MPa]	225,56
Verifica tensione nell'acciaio	$f_{yd} > \sigma$	Ok
Compressione agente sul cls	f_{Ed} [MPa]	14,27
Verifica puntone compresso	$f_{cd} > f_{Ed}$	Ok

26. VERIFICA DEI BAGGIOLI

I baggioli dell'impalcato sono in calcestruzzo, di dimensioni in pianta 100cmx100cm per un'altezza di 30cm. I carichi applicati sono quelli relativi alle combinazioni più gravose SLU ed SLV.

Verifica dei baggioli e delle loro armature

Dimensioni geometriche del baggiolo		Tipo di cls		Tipo di acciaio	
Ax	100 cm	Rck	37 MPa	Acciaio Fet	b450c
By	100 cm	fck	30,71 MPa	fyk=	450,00 MPa
H	30 cm	γc=	1,5 SLU	γs=	1,15 SLU
		γc=	1,0 SLE	γs=	1,00 SLE
		Eff. Lunga	0,85	fyd=	391,30 MPa
		fcd	17,40 MPa		

Dimensioni della piastra dell'appoggio	
Dx	78,5 cm
Dy	78,5 cm

Sollecitazioni sugli appoggi	
Nmax	10045,00 kN
Vx	575,00 kN
Vy	45,00 kN
Vtot	576,76 kN
fc	16,30 MPa

Verifica a schiacciamento del cls
 f_c/f_{cd} 0,937 Verificato

Verifica delle armature

barre inghisate		fioretti		staffa		ganci	
d	26 mm	d	16 mm	d	16 mm	d	12 mm
A	531 mm ²	A	201 mm ²	A	201 mm ²	A	113 mm ²
n° barre X	10	n°	0	n° staffe	3	n°	4 nel piano
n° barre Y	8			n° bracci	2	n°	3 strati
n° bracci	2	A tot	0 mm ²	tot barre	6	tot ganci	12
A tot	19103,76 mm ²			A tot	1205,76 mm ²	A tot	1356,48 mm ²
Atot	19103,76 mm ²			Atot	2562,24 mm ²		

fd 40,25 MPa
 fd/fyd 0,178 Verificato

Verifica della cerchiatura

Fx	539,92 kN
Fy	539,92 kN
fd/fyd	0,539 Verificato
fd/fyd	0,539 Verificato

in direzione x
 in direzione y

Verifica dei baggioli e delle loro armature

Dimensioni geometriche del baggiolo		Tipo di cls		Tipo di acciaio	
Ax	100 cm	Rck	37 MPa	Acciaio Fet	b450c
By	100 cm	fck	30,71 MPa	fyk=	450,00 MPa
H	30 cm	γc=	1,5 SLU	γs=	1,15 SLU
		γc=	1,0 SLE	γs=	1,00 SLE
		Eff. Lunga	0,85	fyd=	391,30 MPa
		fcd	17,40 MPa		

Dimensioni della piastra dell'appoggio	
Dx	78,5 cm
Dy	78,5 cm

Sollecitazioni sugli appoggi	
Nmax	4960,00 kN
Vx	585,00 kN
Vy	3113,00 kN
Vtot	3167,49 kN
fc	8,05 MPa

Verifica a schiacciamento del cls
 f_c/f_{cd} 0,463 Verificato

Verifica delle armature

barre inghisate		fioretti		staffa		ganci	
d	26 mm	d	16 mm	d	16 mm	d	12 mm
A	531 mm ²	A	201 mm ²	A	201 mm ²	A	113 mm ²
n° barre X	10	n°	0	n° staffe	3	n°	4 nel piano
n° barre Y	8			n° bracci	2	n°	3 strati
n° bracci	2	A tot	0 mm ²	tot barre	6	tot ganci	12
A tot	19103,76 mm ²			A tot	1205,76 mm ²	A tot	1356,48 mm ²
Atot	19103,76 mm ²			Atot	2562,24 mm ²		

fd 221,07 MPa
 fd/fyd 0,979 Verificato

Verifica della cerchiatura

Fx	266,60 kN
Fy	266,60 kN
fd/fyd	0,266 Verificato
fd/fyd	0,266 Verificato

in direzione x
 in direzione y

Le verifiche sono soddisfatte.

27. VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE

Relativamente alle fondazioni su micropali, ai fini della verifica di sicurezza nei riguardi delle azioni assiali, si è deciso di adottare l'approccio 2 (A1+M1+R3) delle NTC18. Le azioni di progetto E_d sono state ricavate dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV. Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tab. 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R			
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Verranno impiegati i coefficienti γ collegati ai pali ad elica continua, visto l'impiego di pali FDP.

I valori caratteristici delle resistenze $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione B riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Si sono impiegati i fattori di correlazione $\xi_3 = 1,70$ e $\xi_4 = 1,70$.

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del §6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

28. STIMA ANALITICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE PER CARICO VERTICALE

Tra i metodi di calcolo analitici vi è la stima di capacità limite secondo le prescrizioni contenute nelle Raccomandazioni AGI del giugno 1982 "Raccomandazioni sui pali di fondazione", a cura della Commissione AGI per la normativa geotecnica.

Per il calcolo della capacità portante limite a compressione ($R_{c,k}$) di un palo di fondazione cilindrico si considerano i due distinti meccanismi interagenti e collaboranti attraverso i quali esso è in grado di trasferire le sollecitazioni nel sottosuolo: la resistenza di base e l'aderenza laterale.

$$Q_{LIM} + W_P = Q_S + Q_P$$

Dove con Q_P si indica la resistenza unitaria alla punta, con Q_S la resistenza laterale e W_P il peso proprio del palo. I due termini di capacità portante non si influenzano reciprocamente e possono essere determinati separatamente.

Stima di Q_S

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_S = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Le tensioni tangenziali limite di attrito e/o di aderenza laterale all'interfaccia tra la superficie del palo e il terreno coesivo saturo circostante, τ_s , sono molto difficili da valutare analiticamente poiché dipendono dal grado di disturbo e dall'alterazione delle pressioni efficaci e interstiziali che le modalità di costruzione del palo producono nel terreno. I metodi più utilizzati sono il metodo α ed il metodo β , e nella presente relazione la stima verrà eseguita tramite il primo metodo.

Si è assunto pertanto che le tensioni tangenziali limite siano una quota parte della resistenza al taglio non drenata originaria del terreno indisturbato:

$$\tau_s = \alpha \cdot c_u$$

In cui α è un coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità e dal cedimento del palo. L'Associazione Geotecnica Italiana suggerisce di assumere per α i valori indicati nella seguente tabella.

Tipo di palo	Materiale	c_u (kPa)	α	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
	Acciaio	≤ 25	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		> 75	0,40	

L'Associazione Americana del Petrolio (A.P.I., 1984) consiglia di utilizzare le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} c_u < 25 & \quad \alpha = 1 \\ 25 < c_u < 75 & \quad \alpha = -0,01 c_u + 1,25 \\ 75 < c_u & \quad \alpha = 0,5 \end{aligned}$$

Altri autori (Viggiani, 1999) suggeriscono invece (c_u in kPa) per i pali battuti:

$c_u < 25$	$\alpha = 1$
$25 < c_u < 70$	$\alpha = 1 - 0,011 (c_u - 25)$
$70 < c_u$	$\alpha = 0,5$

E per i pali trivellati:

$c_u < 25$	$\alpha = 0,7$
$25 < c_u < 70$	$\alpha = 0,7 - 0,008 (c_u - 25)$
$70 < c_u$	$\alpha = 0,35$

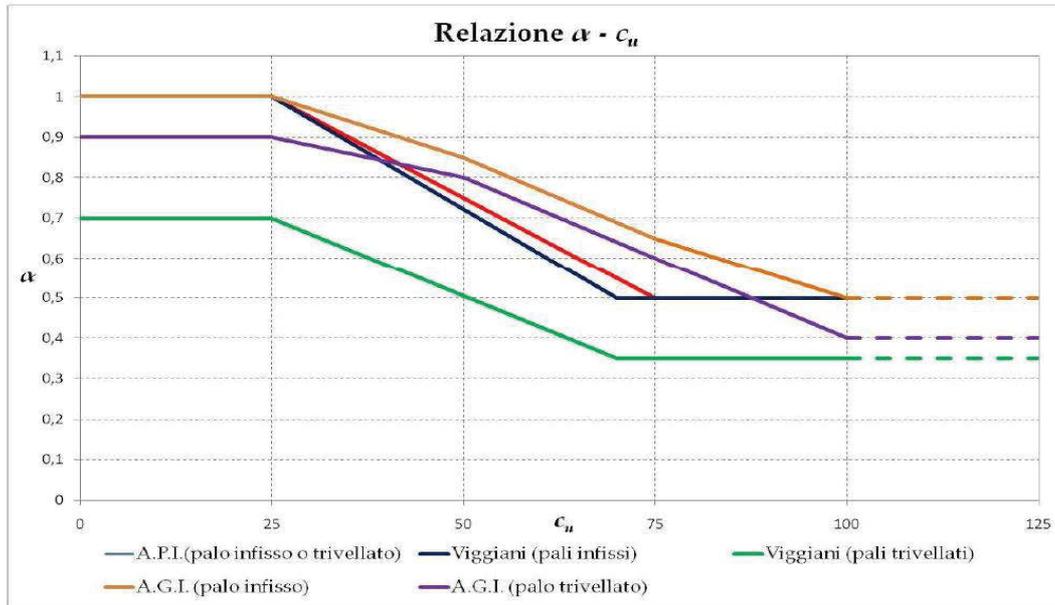


Figura 106: Metodi per il calcolo della capacità portante: formule statiche

Stima di Q_p

La stima della capacità portante di punta si esegue in termini di tensioni totali, effettuando un'analisi in condizioni non drenate. L'equazione di riferimento è la seguente:

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0,p})$$

In cui A_p è l'area di base del palo, q_p è la capacità portante unitaria, c_u è la resistenza al taglio in condizione non drenate del terreno alla profondità della base del palo, $\sigma_{v0,p}$ è la tensione verticale totale alla punta ed N_c è un fattore di capacità portante, il cui valore è assunto pari a 9.

29. SOLLECITAZIONI AGENTI

Si riportano di seguito le visualizzazioni delle reazioni alla testa dei pali.

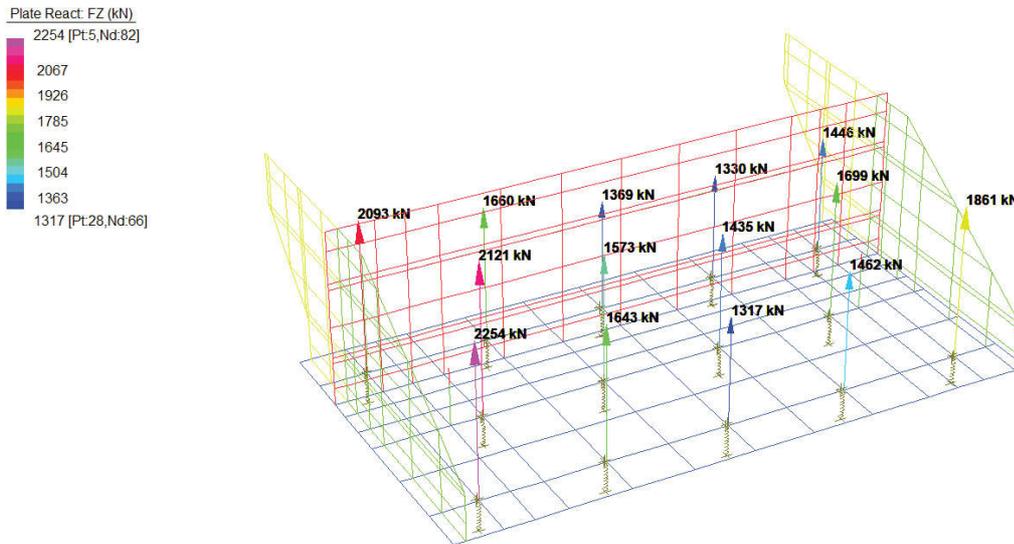


Figura 107: Sollecitazioni massime di compressione in testa ai pali (SLU Nmax)

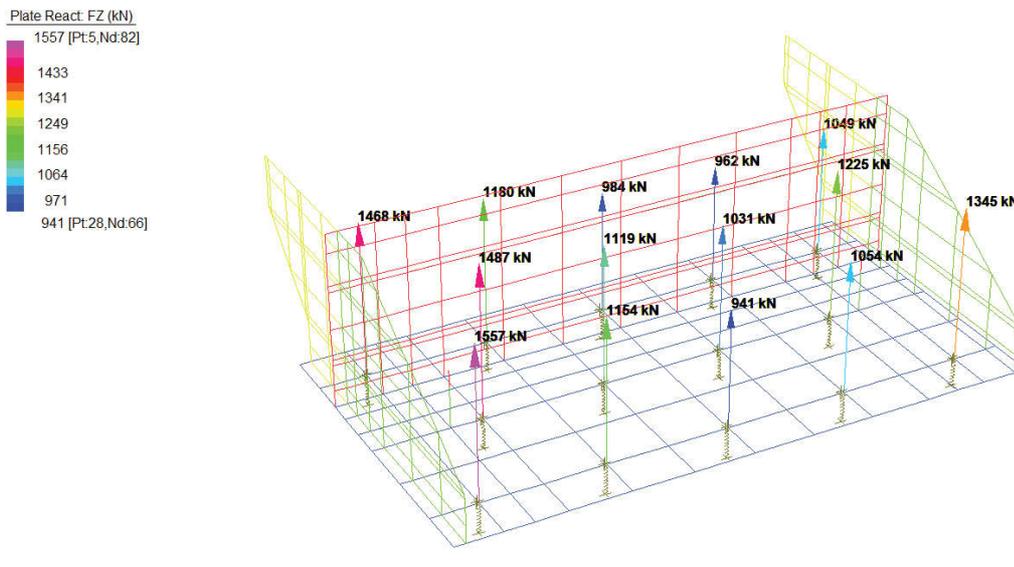


Figura 108: Sollecitazioni massime in testa ai pali (SLE Nmax)

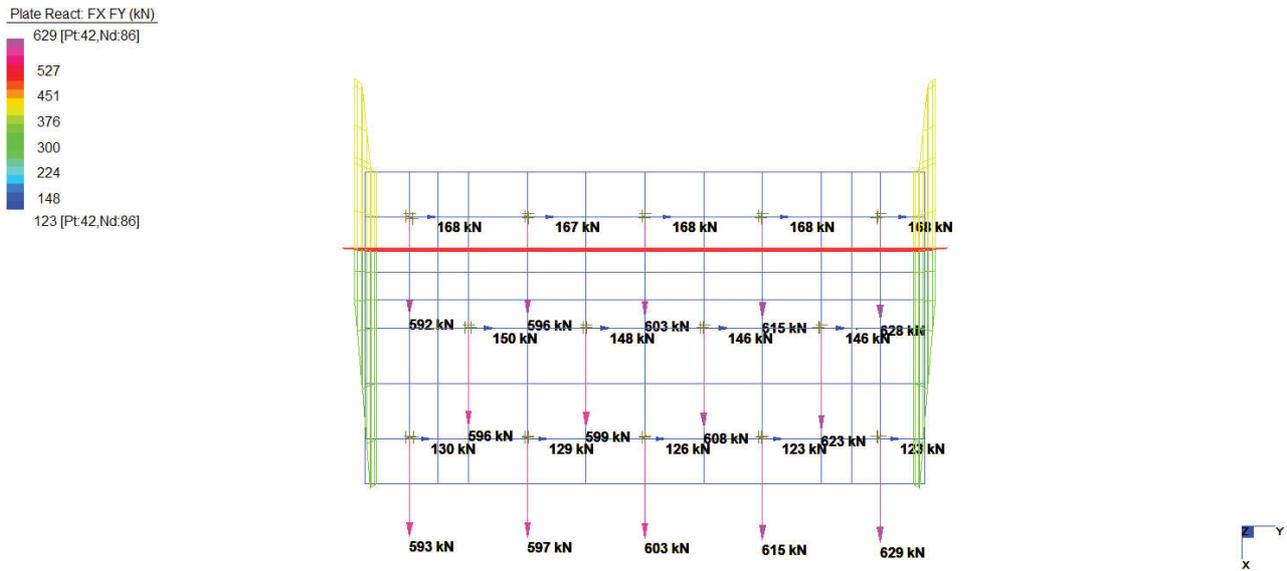


Figura 109: Sollecitazioni massime di taglio in testa ai pali (involuppo assoluto)

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa delle sollecitazioni riscontrate per i vari stati limite.

	SOLLECITAZIONI ALLA TESTA DEI PALI				
	Combinazione	N [kN]	Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	Vxy [kN]
Sollecitazioni relative a $N_{Ed,compr,max}$	SLU N_{max}	2254	156	102	186
Sollecitazioni relative a $V_{Ed,max}$	Sisma Long	1248	629	80	634

30. COSTANTE DI WINKLER ORIZZONTALE PER I PALI

Il terreno viene abitualmente simulato come un mezzo alla Winkler, e ciò avviene anche nel caso dei pali, per carichi orizzontali. La reazione del terreno, quindi, è assimilata ad un letto di molle di costante K_h . Essendo il palo una struttura di elevata snellezza, in termini di modello di Winkler, essi risultano "infinitamente lunghi"; inoltre i carichi applicati sono azioni concentrate all'estremità del palo, pertanto in tali condizioni il modello alla Winkler fornisce risultati senz'altro accettabili. È evidente, infine, che il regime di sollecitazioni e deformazioni è fortemente influenzato da variazioni delle caratteristiche del terreno lungo l'asse del palo; tali variazioni sono assai frequenti per i pali di fondazione, che spesso attraversano stratificazioni di terreni diversi, e quindi diventa assai utile la possibilità offerta dal metodo di Winkler di simulare agevolmente tali variazioni. Nella pratica, per terreni uniformi, si considera K_h costante con la profondità e, per i terreni argillosi come quelli in oggetto, correlato con la coesione non drenata c_u dalla relazione (Terzaghi, 1955; Davisson, 1970):

$$K_h = 67 \cdot \frac{c_u}{d}$$

dove d è il diametro del palo e c_u la già citata coesione non drenata.

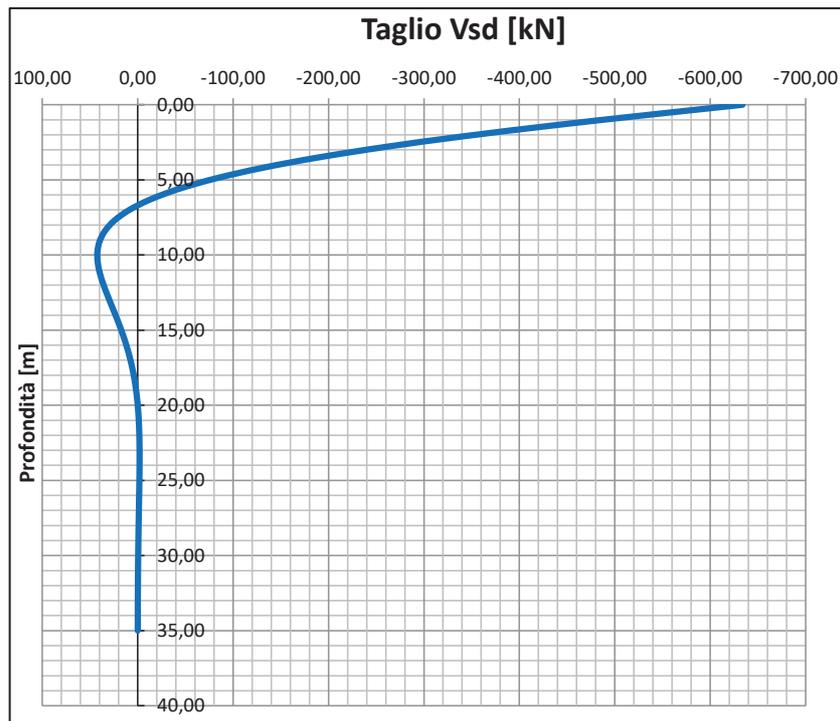
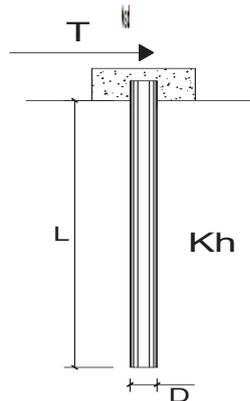
Dalla caratterizzazione geotecnica del sito, si è appurato che il terreno dello strato più superficiale (da 0 a -2,30m) presenta una $c_{u,1}$ pari a 75kPa, dato che raddoppia $c_{u,2} = 150$ kPa nell'unità litotecnica successiva. Cautelativamente, per il calcolo di k_h , è stato preso in considerazione un valore mediato nei primi 6,00 m della coesione non drenata, ricavando:

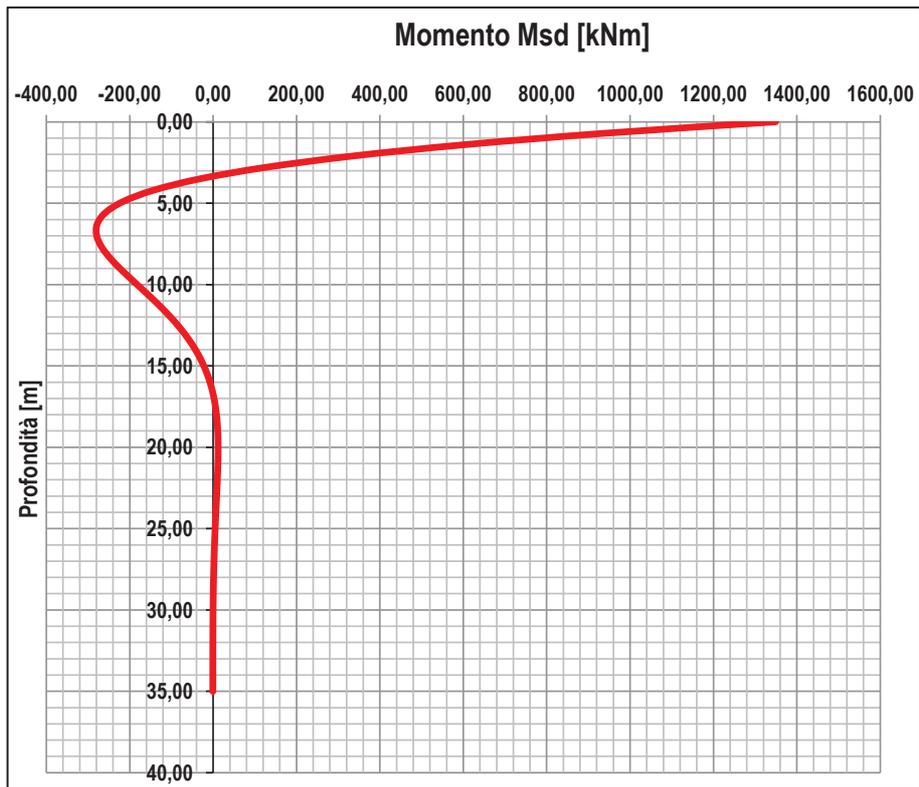
$$\bar{c}_u = \frac{h_1 \cdot c_{u,1} + h_2 \cdot c_{u,2}}{h_1 + h_2} = \frac{2,3 \cdot 75 + 3,7 \cdot 150}{6,00} = 120 \text{ kPa}$$

Tale valore è stato inserito nel seguente foglio di calcolo, unitamente ai dati relativi al palo più sollecitato a taglio (combinazione sismica longitudinale: $T_{\text{long}} = 629$ kN; $T_{\text{trasv}} = 80$ kN; $T_{xy} = (629^2 + 80^2)^{0,5} = 634$ kN), ricavando le sollecitazioni in testa all'elemento nonché, al variare della profondità, i valori di deformata, rotazione, momento, taglio e pressione sul terreno.

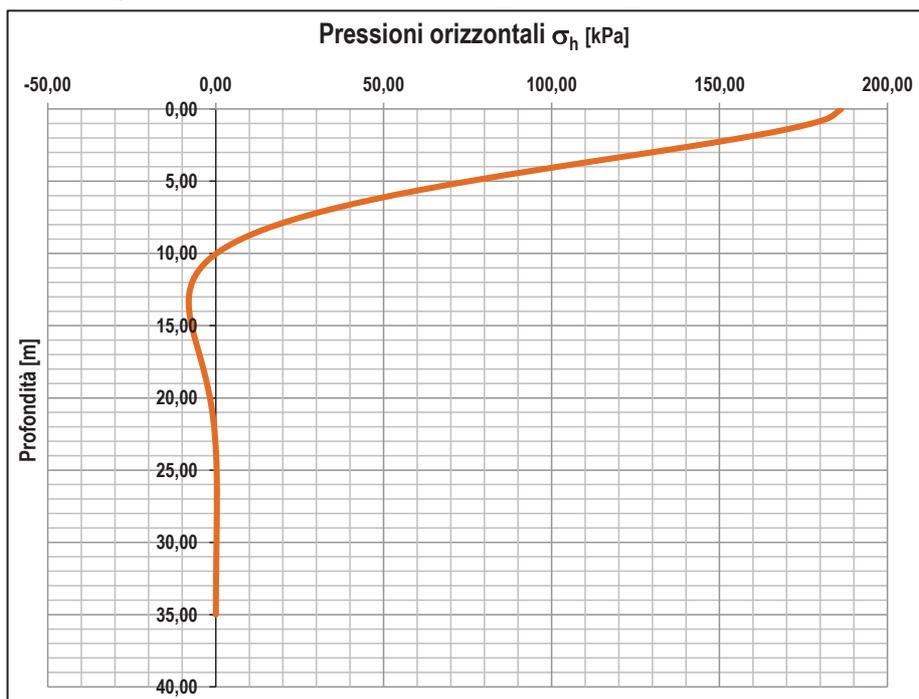
PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

Diametro del palo D	0,800
Lunghezza del palo L	35
c_u	120,0
Coefficiente di reazione laterale k_h (Argille)	1,01
Forza orizzontale agente V_{sd}	634
Rck	30,0
fcm	38,0
E_{cls}	32837
J	2010619
λ (lunghezza caratteristica del palo)	426
Pressione orizzontale massima	186
M_0/F_0	2,13





Il momento massimo agente è localizzato in testa al palo ed è pari a 1350 kNm.



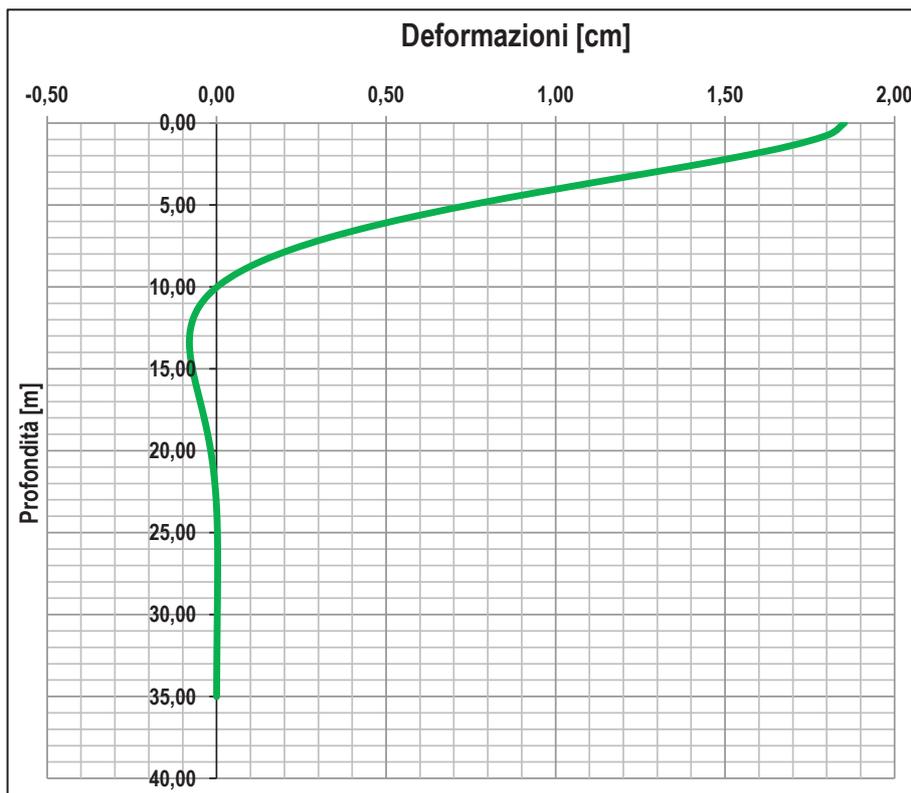
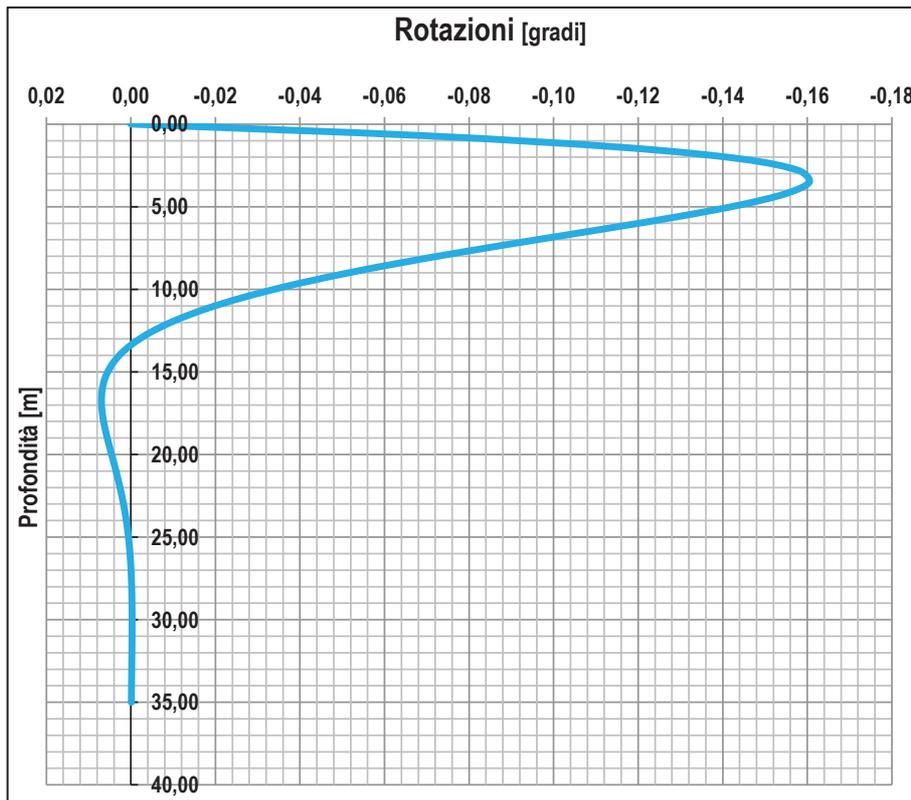


Tabella sollecitazioni					
z	y(z)	p(z)	a(z)	M(z)	V(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	1,9	18,62	0,00000	1349,529	-634,000
0,70	1,8	18,17	-0,00121	942,061	-530,618
1,40	1,7	17,01	-0,00202	605,571	-431,867
2,10	1,5	15,39	-0,00252	335,603	-340,979
2,80	1,3	13,53	-0,00276	125,899	-259,921
3,50	1,2	11,56	-0,00280	-30,810	-189,656
4,20	1,0	9,62	-0,00271	-142,188	-130,382
4,90	0,8	7,78	-0,00251	-215,829	-81,739
5,60	0,6	6,10	-0,00226	-258,931	-42,979
6,30	0,5	4,61	-0,00197	-278,075	-13,109
7,00	0,3	3,32	-0,00168	-279,098	8,990
7,70	0,2	2,25	-0,00139	-267,030	24,484
8,40	0,1	1,37	-0,00111	-246,094	34,513
9,10	0,1	0,67	-0,00087	-219,737	40,147
9,80	0,0	0,14	-0,00065	-190,686	42,361
10,50	0,0	-0,25	-0,00046	-161,028	42,011
11,20	-0,1	-0,51	-0,00031	-132,296	39,832
11,90	-0,1	-0,68	-0,00018	-105,546	36,436
12,60	-0,1	-0,77	-0,00008	-81,452	32,321
13,30	-0,1	-0,80	-0,00001	-60,373	27,876
14,00	-0,1	-0,79	0,00005	-42,432	23,398
14,70	-0,1	-0,74	0,00008	-27,573	19,102
15,40	-0,1	-0,67	0,00011	-15,613	15,133
16,10	-0,1	-0,59	0,00012	-6,289	11,583
16,80	-0,1	-0,51	0,00012	0,711	8,496
17,50	0,0	-0,42	0,00012	5,716	5,884
18,20	0,0	-0,34	0,00011	9,057	3,735
18,90	0,0	-0,27	0,00010	11,045	2,016
19,60	0,0	-0,21	0,00009	11,970	0,687
20,30	0,0	-0,15	0,00007	12,087	-0,301
21,00	0,0	-0,10	0,00006	11,616	-0,999
21,70	0,0	-0,06	0,00005	10,744	-1,455
22,40	0,0	-0,03	0,00004	9,624	-1,717
23,10	0,0	-0,01	0,00003	8,376	-1,826
23,80	0,0	0,01	0,00002	7,094	-1,821
24,50	0,0	0,02	0,00001	5,845	-1,734
25,20	0,0	0,03	0,00001	4,679	-1,592
25,90	0,0	0,03	0,00000	3,624	-1,417
26,60	0,0	0,03	0,00000	2,699	-1,225
27,30	0,0	0,03	0,00000	1,910	-1,031
28,00	0,0	0,03	0,00000	1,254	-0,845
28,70	0,0	0,03	0,00000	0,724	-0,671
29,40	0,0	0,03	-0,00001	0,310	-0,516
30,10	0,0	0,02	-0,00001	-0,003	-0,380
30,80	0,0	0,02	-0,00001	-0,228	-0,265
31,50	0,0	0,02	0,00000	-0,379	-0,170
32,20	0,0	0,01	0,00000	-0,471	-0,094
32,90	0,0	0,01	0,00000	-0,515	-0,035
33,60	0,0	0,01	0,00000	-0,523	0,009
34,30	0,0	0,00	0,00000	-0,505	0,041
35,00	0,0	0,00	0,00000	-0,469	0,061
MAX	1,9	18,616	0,000	1349,529	-634,000

Inserendo nel precedente foglio di calcolo le forze orizzontali di taglio riscontrate nei vari stati limite, si è aggiornata la tabella delle sollecitazioni in testa ai pali.

	SOLLECITAZIONI ALLA TESTA DEI PALI					
	Combinazione	N [kN]	Vlong [kN]	Vtrasv [kN]	Vxy [kN]	M [kNm]
Sollecitazioni relative a $N_{Ed,compr,max}$	SLU N_{max}	2254	156	102	186	396
Sollecitazioni relative a $V_{Ed,max}$	Sisma Long	1248	629	80	634	1350

30.1 Verifiche strutturali dei pali

Con riferimento alle caratteristiche dei materiali indicati al capitolo 4, si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pali, che risultano armati longitudinalmente con 40 ϕ 24, copriferro 6 cm ed una spirale ϕ 12/15. La verifica a pressoflessione è stata eseguita impiegando il programma Vca SLU, inserendo al suo interno lo sforzo normale relativo alla combinazione di carico correlato alla massima sollecitazione di taglio (e conseguentemente di momento) agente sul palo.

Figura 110: Vca SLU, MRd palo

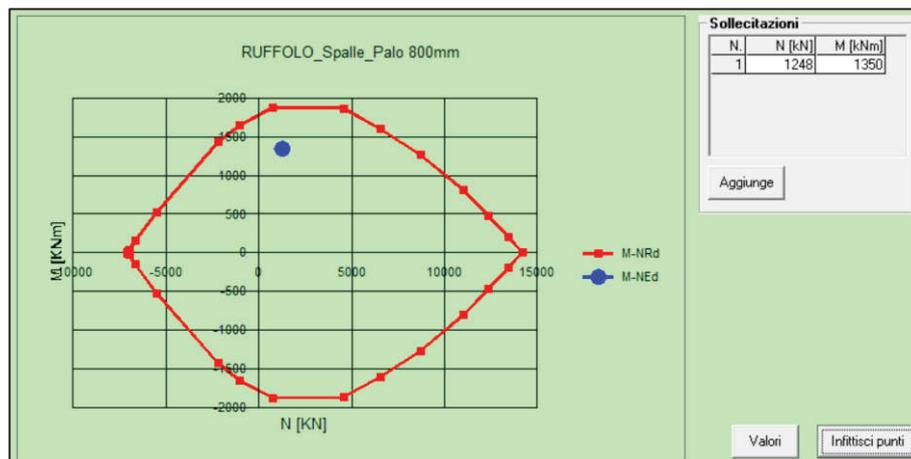


Figura 111: Vca SLU, dominio M-N

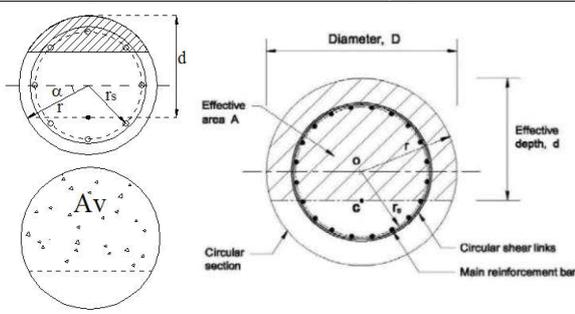
La verifica risulta soddisfatta.

Si riporta di seguito la verifica a compressione sul calcestruzzo del palo con lo sforzo normale massimo agente in combinazione SLU Nmax.

VERIFICHE DI COMPRESIONE SUL CLS		
$N_{compressione}$	2.254	kN
$\sigma_{compressione}$	4,48	MPa
R_{ck}	30	MPa
f_{cd}	14,11	MPa
N_{max}	7092,3	kN
CS	3,15	VERIFICATO

La resistenza a taglio del palo è determinata secondo quanto previsto dalle NTC18, riconducendosi ad una sezione rettangolare equivalente secondo il metodo proposto da Clarke & Birjandi (1993).

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE CIRCOLARE: METODO DI CLARKE & BIRJANDI (1993) + NTC 2018 [Verifica elemento senza armature resistenti a taglio]			
DATI DI INPUT			
<i>Sollecitazioni</i>			
Taglio massimo sollecitante	V_{ed} [kN]	634,00	
Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione	N_{ed} [kN]	1248,00	
<i>Parametri sezione circolare ed equivalente sezione rettangolare</i>			
Diametro	D [mm]	800	
Copriferro	c [mm]	60	
Raggio della sezione circolare	r [mm]	400	
Raggio parte confinata dall'armatura trasversale	r_s [mm]	340	
$\sin \alpha = 2 r_s / (\pi r)$	$\sin \alpha$	0,541	
$\alpha = \arcsin(\sin \alpha)$	α [rad]	0,572	
Area della sezione rettangolare equivalente	A_v [mm ²]	415621	
Altezza equivalente sezione cls	h [cm]	746	
Area totale della sezione circolare	A_{cs} [mm ²]	502655	
Larghezza equivalente della sezione in zona tesa	b_w [mm]	674	
Altezza utile equivalente della sezione	d [mm]	616	
<i>Armature longitudinali</i>			
Numero barre	n°	40	
Diametro barre	Φ [mm]	24	
Area armatura longitudinale tesa	A_{sl} [mm ²]	18095,57	
<i>Caratteristiche cls</i>			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28gg	R_{ck} [Mpa]	37	
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28gg	f_{ck} [Mpa]	30,71	
Resistenza cilindrica media a compressione a 28gg	f_{cm} [Mpa]	38,71	
Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione	α_{cc}	0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c	1,5	
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd} [Mpa]	17,40	
<i>Caratteristiche acciaio</i>			
Tensione caratteristica di snervamento acciaio $f_{yk} \geq f_{y,nom}$	f_{yk} [Mpa]	450,00	
Resistenza di calcolo dell'acciaio a snervamento	f_{yd} [Mpa]	391,30	



VERIFICA ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO - §4.1.2.3.5.1			
<i>Parametri</i>			
	k	1,57	< 2
	v_{min} [Mpa]	0,38	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0,02	$\leq 0,02$
Tensione di (pre)compressione	σ_{ca} [Mpa]	2,48	
<i>Valutazione resistenza al taglio</i>			
	$V_{Rd,min}$ [kN]	313,31	
Resistenza a taglio del tirante d'acciaio	V_{Rd} [kN]	463,65	
	$V_{Rd,min}$ [kN] $\leq V_{Rd}$ [kN]		OK

Taglio massimo sollecitante	V_{ed} [kN]	634,00
Resistenza a taglio di progetto	V_{Rd} [kN]	463,65
Coefficiente di sicurezza della verifica	FS	0,73
Verifica non soddisfatta: inserire armatura		

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE CIRCOLARE: METODO DI CLARKE & BIRJANDI (1993) + NTC 2018 [Verifica elemento con armature resistenti a taglio]			
DATI DI INPUT			
Taglio massimo sollecitante	V_{ed} [kN]	634,00	
Larghezza minima della sezione in zona tesa	b_w [mm]	674	
Altezza utile della sezione	d [mm]	616	
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28gg	R_{ck} [Mpa]	37	
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28gg	f_{ck} [Mpa]	30,71	
Resistenza cilindrica media a compressione a 28gg	f_{cm} [Mpa]	38,71	
Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione	α_{cc}	0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c	1,5	
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd} [Mpa]	17,40	
Tensione caratteristica di snervamento acciaio $f_{yk} \geq f_{y,nom}$	f_{yk} [Mpa]	450,00	
Resistenza di calcolo dell'acciaio a snervamento	f_{yd} [Mpa]	391,30	

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rsd} = \min(V_{Rsd,t}, V_{Rsd,c}) \quad [4.1.29]$$

VERIFICA ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO - §4.1.2.3.5.2			
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo	f'_{cd}	8,70	
Coefficiente maggiorativo per (pre)compressione	α_{cw}	1,14	
Diametro delle staffe	Φ_{sw} [mm]	12	
Numero di bracci staffe	n°b	2	
Passo delle staffe	s [cm]	15	
Quantitativo di staffe al metro	A_{sw}/s [mm ² /m]	1508	
Inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave, che deve rispettare i seguenti limiti: $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$ (cioè $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{ctg} \theta$	2,50	
	θ [°]	21,8	
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α [°]	90	
	α [rad]	1,57	
Cotangente dell'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale	$\text{ctg} \alpha$	0,00	
Resistenza a taglio del puntone di cls	V_{Rcd} [kN]	1282,45	
Resistenza a taglio del tirante d'acciaio	V_{Rsd} [kN]	818,44	

Taglio massimo sollecitante	V_{Ed} [kN]	634,00
Resistenza a taglio di progetto	V_{Rd} [kN]	818,44
Coefficiente di sicurezza della verifica	FS	1,29
Verifica soddisfatta		

30.1.1 Calcolo capacità portante pali

La verifica viene effettuata con l'Approccio 2, vale a dire che il calcolo delle azioni è stato condotto con i coefficienti A1-M1, mentre il calcolo delle resistenze secondo i coefficienti R3.

La massima sollecitazione assiale di compressione in testa al palo è $N_{max,compressione} = 2254$ kN.

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI																
Descrizione	Quota _{SUP}	Quota _{INF}	H _{STRATO}	H _{ATTIVA}	ϕ'	C'	Cu	γ_{nat}	κ	tg δ	$\alpha(Cu)$	$\alpha(c')$	β	$\sigma'_v (h_{med})$	$\sigma'_v (h_{inf})$	Q _{lat}
strato	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN/m ³]	-	-	-	-	-	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	0,00	2,30	2,30	2,30			75,00	19,50	1,25	0,00	0,60	0,00	0,00	22,43	44,85	259,99
2	2,30	4,60	2,30	2,30			150,00	20,00	1,25	0,00	0,60	0,00	0,00	67,85	90,85	519,98
3	4,60	40,00	35,40	30,40			150,00	20,00	1,25	0,00	0,60	0,00	0,00	242,85	394,85	6872,83

CARATTERISTICHE PALO		
Diametro Palo	0,80	m
Lunghezza Palo	35,00	m
Quota testa palo	0,00	m
Quota punta palo	35,00	m
TIPO (B/T/E)	F	(BATTUTO / TRIVELLATO / ELICA / FDP / JET)
Materiale	CLS	(CLS / ACCIAIO)
Quota falda	4,60	m
R _{ck}	30,00	Mpa
E _{palo}	31.447,16	MPa
J _{palo}	6,28E-02	m ⁴
γ palo	25,00	kN/m ³
A _p	0,50	m ²
A _{lat}	2,51	m ² /m
A _{lat,TOT}	87,92	m ²
L/D	43,75	m
T: fattore di rigidezza relativa	2,60	m
2T	5,20	m
4T	10,40	m
Comportamento	L>4T; Palo flessibile o lungo	

PORTATA LIMITE LATERATE E DI PUNTA			
Peso Palo	W _p	439,60	kN
Peso Palo Immerso	W _{p'}	210,61	kN
Caratteristiche a fondo palo	ϕ'	0,00	[°]
Caratteristiche a fondo palo	C'	0,00	kPa
Caratteristiche a fondo palo	Cu	150,00	kPa
Pressione a fondo palo	σ'_v	394,85	kPa
Condizione di rottura	N _q	-	
Caratteristiche a fondo palo	R _c	0,8	
Portata di punta a rottura	Q _p	762	kN
Portata di punta con δ_{max}	Q _{p*}	762	kN
Q _{lim, PUNTA}	QP	1.143	kN
Q _{lim, LATERALE}	QL	7.653	kN
Q _{lim, TOTALE}	Q _{lim}	8.415	kN

NTC 2008 (NTC 6.4.3.1)				
PORTATE LIMITE DI COMPRESSIONE E TRAZIONE				
Tipo Pali	FDP			
Rbk,punta	762	kN		
Rsk,laterale	7.653	kN		
Rck, TOTALE	8.415	kN		
N	1			
ζ_3	1,7			
ζ_4	1,7			
Rbk,punta	448	kN		
Rsk,laterale	4.502	kN		
COMBINAZIONI E PORTATE DI CALCOLO	A1C1 STRU A1+M1+R1	A1C2 GEO A2+M1+R2	A2 A2*($\gamma=1$)+M1+R3	
Resistenza	R1	R2	R3	
γ_b	1,00	1,60	1,30	
γ_s	1,00	1,45	1,15	
γ_{st}	1,00	1,60	1,25	
Rsd_t	4.691	3.003	3.791	kN
Rbd,punta	448	280	345	kN
Rsd,laterale	4.502	3.105	3.914	kN
Resistenza a compressione Rcd	4.950	3.385	4.259	kN
Wp'	210,6	210,6	210,6	kN
γ_{G1}	1,3	1,0	1,0	
Rcd-γ_{G1}xWp'	4.676	3.174	4.049	kN
PORTATA A COMPRESSIONE: Rcd-γ_{G1}·Wp [kN]		Nsd [kN]	CS	
A2	2.610	2.254	1,16	VERIFICATO

La portata a compressione è pari a:

$N_{SLU,COMP, A2} = 2610 \text{ kN} > N_{sd,comp,max} = 2254 \text{ kN}$, la verifica è soddisfatta.

30.1.2 Verifica a carico limite orizzontale

Si riporta di seguito la verifica a carico limite orizzontale per un palo immerso in terreni coesivi, condotta applicando la teoria di Broms (1964), la cui rotazione in testa è impedita. Si è inserita la massima sollecitazione tagliante riscontrata in combinazione sismica, pari a $V_{Ed,SLV} = 634$ kN.

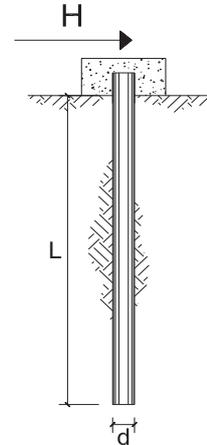
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Ruffolo - Ponte ferroviario

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{cu}	γ_T	
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,60	
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,30	
	SISMA	●	1,00	1,00	1,00	1,30	
DM88			○	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			○	1,30	1,50	1,40	1,00



n	1	2	3	4	5	6	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	35,00	(m)		
Diametro del palo	d =	0,80	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	1978,00	(kN m)		
Coesione non drenata	$c_{u,med} =$	120,00	(kPa)	$c_{u,min} =$	75,00 (kPa)
Coesione non drenata di progetto	$c_{u,med,d} =$	120,00	(kPa)	$c_{u,min,d} =$	75,00 (kPa)
Carico orizzontale agente	$H_{Ed} =$	634	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 29203,20$ (kN)

$H1_{min} = 18252,00$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 11593,95$ (kN)

$H2_{min} = 7276,10$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 1775,84$ (kN)

$H3_{min} = 1518,19$ (kN)

$H_{med} = 1775,84$ (kN) palo lungo $H_{min} = 1518,19$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 893,05$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_T = 686,96$ (kN)

$H_{Ed} = 634,00$ (kN)

$FS = H_d / H_{Ed} = 1,08$

La verifica è soddisfatta.