

**A90 Svincolo Tiburtina:
Intervento di potenziamento dallo svincolo
“Centrale del Latte” allo svincolo A24
2ª fase funzionale**

PROGETTO DEFINITIVO

COD. RM105

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGIN S.p.A. (capogruppo mandataria)
CREW Cremonesi Workshop S.r.l - TECNOSISTEM S.p.A
ART Risorse Ambiente Territorio S.r.l - ECOPLAME S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giovanni CARRA (ART Ambiente Risorse e Territorio S.r.l.)

MANDANTI:



Direttore Tecnico:
Dott. Arch. Claudio TURRINI



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Andrea AVETA

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Achille DEVITOFRANCESCHI



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Ivo FRESIA



Direttore Tecnico:
Dott. Arch. Pasquale PISANO

PROTOCOLLO

DATA

Giugno 2021

PROGETTO INFRASTRUTTURA – VI04 - VIADOTTO ANIENE CARREGGIATA INTERNA

Relazione di calcolo impalcato e spalle

CODICE PROGETTO

D P R M 1 0 5 D 2 0

NOME FILE

T00VI04STRRE01A

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB.

T 0 0 V I 0 4 S T R R E 0 1

A

-

A	Prima emissione	Giugno 2021	A. Mazziotti	R. Grimaldi	L. Infante
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Sommario

1	PREMESSA.....	1
1.1	Descrizione dell’opera.....	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	5
3.1	Elementi strutturali in calcestruzzo armato	5
3.2	Classi di esposizione e copriferri.....	7
3.3	Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C.....	8
3.4	Acciaio per carpenteria metallica S355	8
3.4.1	Travi principali e orditure secondarie.....	8
3.4.2	Saldature.....	9
3.4.3	Bullonature	9
3.4.4	Piolature	9
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	10
4.1	SPALLA 1 (lato nord - svincolo centrale del latte).....	10
4.2	SPALLA 2 (lato sud - svincolo GRA-A24)	12
5	ANALISI DEI CARICHI.....	14
5.1	Peso proprio della struttura (G1)	14
5.2	Carichi permanenti portati (G2)	14
5.3	Ritiro del calcestruzzo (E2.1).....	15
5.4	Viscosità del calcestruzzo (E2.2)	15
5.5	Variazione termica (E3)	16
5.6	Azioni variabili da traffico (Q1).....	16
5.6.1	Carichi stradali sulla soletta.....	17
5.7	Azioni da traffico per verifiche a fatica (Q2)	20
5.8	Azione di frenamento ed avviamento (Q3)	20
5.9	Azione del vento (Q5).....	20
5.9.1	Calcolo della pressione del vento	20
5.9.2	Vento a ponte scarico	22
5.9.3	Vento a ponte carico.....	22
5.10	Azioni sismiche (Q6)	22
6	COMBINAZIONI DI CARICO.....	26

6.1	Gruppi di carico.....	26
6.2	Coefficienti parziali e di combinazione.....	26
6.3	Combinazioni agli SLU.....	27
6.4	Combinazioni agli SLE.....	28
7	<i>MODELLI DI CALCOLO E METODO DI ANALISI.....</i>	29
7.1	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	29
7.1.1	Affidabilità dei codici di calcolo	29
7.1.2	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	29
7.1.3	Modello di calcolo globale statico e sismico	29
7.1.4	Caratteristiche dinamiche	31
7.1.5	Effetti del ritiro e della viscosità.....	32
7.1.6	Fasi di calcolo.....	33
7.1.7	Metodo di analisi globale e classificazione delle sezioni	34
7.2	Modello di calcolo della soletta.....	34
8	<i>METODI DI VERIFICA</i>	36
8.1	Premessa.....	36
8.2	Verifiche agli Stati Limite Ultimi degli elementi in acciaio.....	36
8.2.1	Verifiche di resistenza	36
8.2.2	Verifica dell’Instabilità per Imbozzamento dei pannelli d’anima	37
8.2.3	Verifiche per Instabilità Globale	37
8.2.4	Verifiche allo Stato Limite Ultimo di Fatica	37
8.3	Verifiche agli Stati Limite Ultimi della soletta	38
8.3.1	Verifiche di resistenza a flessione	38
8.3.2	Verifiche di resistenza a taglio	39
8.4	Verifiche allo Stato Limite di Esercizio	40
8.4.1	Verifica di deformabilità	40
8.4.2	Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio	40
8.4.3	Verifiche a fessurazione della soletta	41
8.5	Verifiche dei dispositivi di appoggio	41
8.5.1	Verifiche di resistenza	41
8.5.2	Verifica della corsa massima.....	41
8.5.3	Verifiche dei giunti.....	41
8.6	Verifica delle spalle.....	41

8.6.1.1	Condizioni statiche.....	42
8.6.1.2	Condizioni sismiche	42
9	<i>RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE.....</i>	45
9.1	Risultati in fase finale.....	45
9.1.1	Stato limite ultimo (SLU).....	45
9.1.2	Stato limite di esercizio (SLE)	53
	Spostamenti per effetto dei carichi di esercizio	53
	Sollecitazioni nella soletta per effetto dei carichi di esercizio	54
10	<i>VERIFICHE DELLA CARPENTERIA IN ACCIAIO</i>	57
10.1	Verifiche delle Travature Reticolari.....	57
10.1.1	Verifiche di Resistenza allo SLU	57
10.1.2	Verifica dell'Instabilità per Imbozzamento dei pannelli d'anima.....	62
10.1.3	Verifiche per Instabilità Globale	65
	Caso 1: Carichi Permanenti Costanti e Carichi Accidentali Variabili.....	65
	Caso 2: Carichi Permanenti crescenti e Carichi Accidentali crescenti.....	65
10.1.4	Verifiche allo Stato Limite Ultimo di Fatica	66
10.2	Verifiche dei Traversi Inferiori	67
10.2.1	Verifiche di Resistenza allo SLU	67
10.3	Verifica delle Predalles in acciaio	68
10.3.1	Verifiche di Resistenza allo SLU	68
10.3.2	Verifiche di deformabilità	69
10.4	Verifica della Soletta in c.l.s.	71
10.4.1	Verifiche di Resistenza allo SLU	71
	Verifiche a presso-flessione e taglio in direzione longitudinale	71
	Verifiche a presso-flessione e taglio in direzione trasversale	71
10.4.2	Verifiche a taglio	72
10.4.3	Verifiche agli SLE.....	76
	Combinazione Rara - Verifica delle tensioni nel cls e nell'acciaio.....	76
	Combinazione Frequente - Verifica a fessurazione	76
	Combinazione Quasi Permanente - Verifica delle tensioni nel cls e verifica a fessurazione	76

11	VERIFICA DELLE SPALLE.....	78
11.1	Verifiche delle spalle.....	78
11.1.1	Muro frontale.....	78
11.1.2	Muro paraghiaia	81
11.1.3	Muri laterali.....	82
11.1.4	Plinto di fondazione.....	83
11.1.5	Pali di fondazione.....	87
11.1.6	Verifiche geotecniche di capacità portante.....	87
12	VERIFICA DI RESISTENZA E DI DEFORMABILITÀ DEI DISPOSITIVI DI APPOGGIO	88
12.1	Verifica dei giunti.....	88

1 PREMESSA

Nell’ambito della progettazione definitiva dell’intervento di potenziamento del GRA dallo svincolo “Centrale del latte” allo svincolo A24 (2° fase funzionale), è prevista la realizzazione di tre nuove opere d’arte principali:

- Il viadotto “Rampa di inversione sud” (VI03)
- Il ponte sul fiume Aniene per lo scavalco della complanare interna (VI04)
- Il ponte sul fiume Aniene per lo scavalco della complanare esterna (VI05)

Le principali opere di nuova realizzazione si concentrano tra la progressiva 30+800 e la progressiva 31+120 del tracciato adeguato del GRA, ossia in prossimità del fiume Aniene.

La presente relazione di calcolo riguarda il ponte sul fiume Aniene per lo scavalco della complanare interna.

1.1 Descrizione dell’opera

L’opera di scavalco del fiume Aniene sulla complanare interna è rappresentata in pianta e sezioni nelle seguenti figure.

Il ponte si sviluppa in rettilineo ed è costituito da un’unica campata con luce in asse appoggi pari a 69 m.

La sezione trasversale dell’impalcato presenta una larghezza complessiva di 10.00 m con cordoli di ampiezza variabile tra 1.15 e 1.45. La pavimentazione ha ampiezza pari a 6.00 m.

L’impalcato è costituito da una struttura in acciaio con travi estradossate. Le due travi longitudinali sono travi reticolari di altezza pari a 5.50 m. I correnti superiori e inferiori della reticolare sono costituiti da scatolari di altezza pari rispettivamente a 0.90 m 1.80 m, aventi spessore 0.50 m, mentre gli elementi diagonali sono anch’essi elementi scatolari di dimensioni pari a 0.60x0.50.

La carpenteria principale è completata da trasversi intermedi aventi sezione ad “I” con altezza complessiva pari ad 0.90 m. Sui trasversi viene realizzata la soletta in calcestruzzo, di altezza pari a 0.2m.

La struttura in acciaio è prevista realizzata interamente con collegamenti saldati.

Ai bordi dell’impalcato sono presenti cordoli di larghezza variabile con barriere di protezione compatibili con gli spazi disponibili e idonei a contenere i veicoli in svio senza interferenza con la struttura di acciaio.

Gli apparecchi di appoggio sono costituiti da isolatori elastomerici posizionati sulle spalle dell’impalcato.

La spalla S01 presenta un plinto di fondazione di altezza pari a 2 metri, larghezza pari a 7.50 m e lunghezza pari a circa 12.30 m, su pali di fondazione di diametro pari a 1500 mm.

La spalla S02 presenta invece un muro frontale di dimensioni pari a 3.70x12.30 m, che poggia su un plinto di fondazione uguale a quello relativo alla spalla S01.

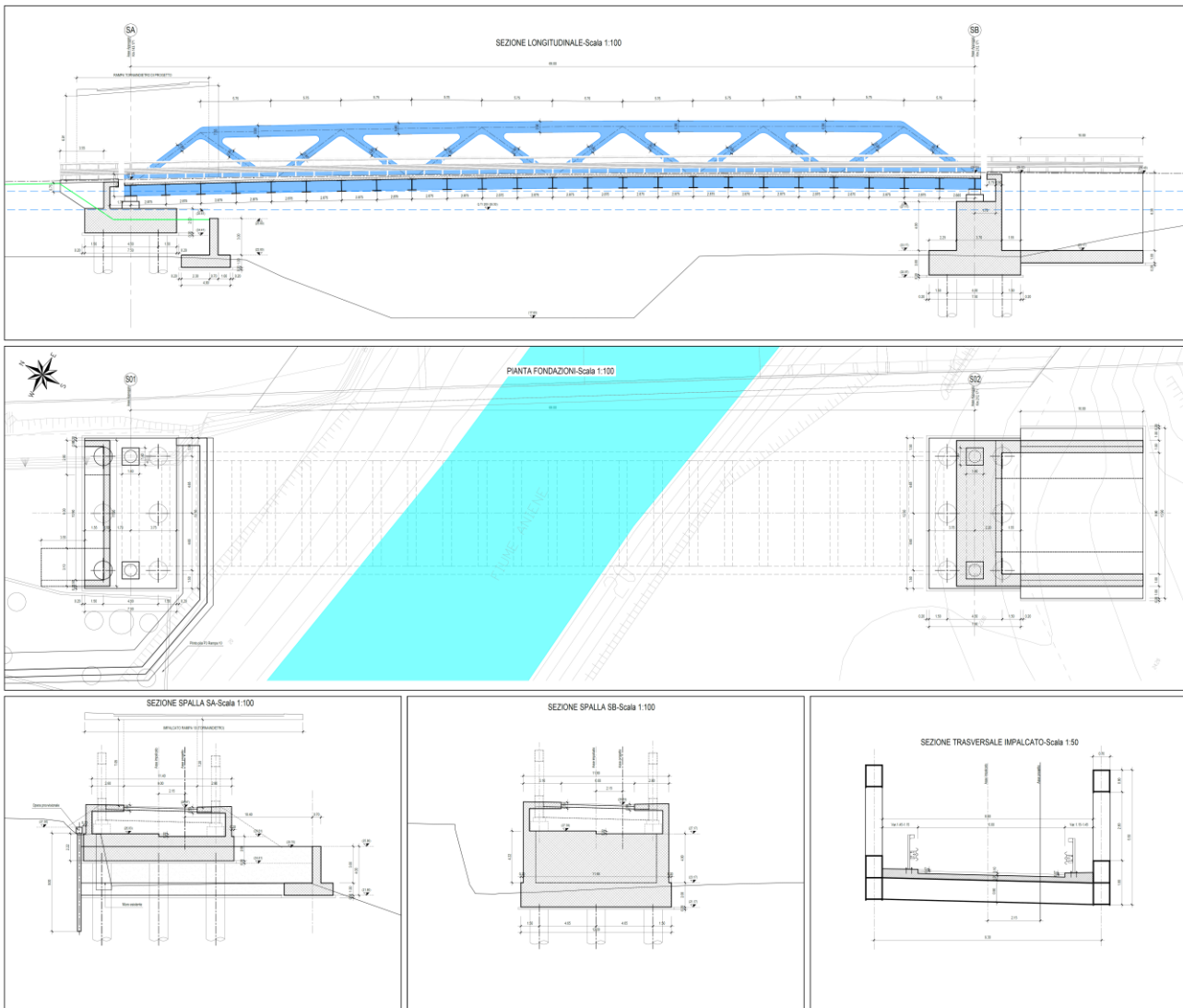


Figura 1: ponte sul fiume Aniene per lo scavalco della complanare interna – pianta e sezioni

Lo spartito dei correnti delle travi reticolari è rappresentato nella seguente figura su metà della trave. Lo spartito si ripete simmetricamente sull'altra metà della trave. Le caratteristiche dei conci sono riportate nella Tabella di seguito.

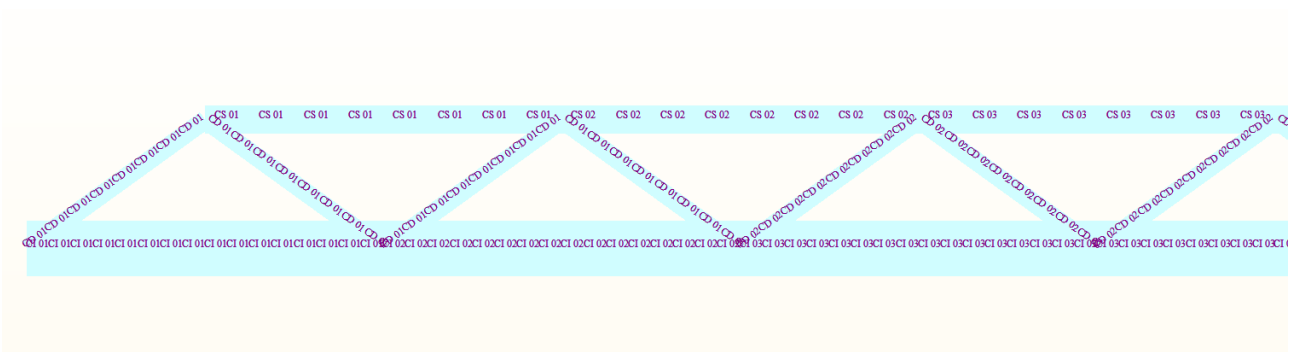


Figura 2 – Spartito delle travi reticolari

Tabella 1: caratteristiche geometriche dei correnti in acciaio

		Concio	H mm	B _{sup} mm	t _{sup} mm	B _{inf} mm	t _{inf} mm	t _w mm
CORRENTI SUPERIORI	Ali superiori	1	900	500	30	500	30	30
		2	900	500	35	500	35	35
		3	900	500	40	500	40	40
	Ali inferiori	1	900	500	30	500	30	30
		2	900	500	35	500	35	35
		3	900	500	40	500	40	40
		Concio	H mm	B _{sup} mm	t _{sup} mm	B _{inf} mm	t _{inf} mm	t _w mm
DIAGONALI	Ali superiori	1	600	500	20	500	20	20
		2	600	500	24	500	24	24
	Ali inferiori	1	600	500	20	500	20	20
		2	600	500	24	500	24	24
		Concio	H mm	B _{sup} mm	t _{sup} mm	B _{inf} mm	t _{inf} mm	t _w mm
CORRENTI INFERIORI	Ali superiori	1	1800	500	20	500	20	16
		2	1800	500	30	500	30	18
		3	1800	500	40	500	40	20
	Ali inferiori	1	1800	500	20	500	20	16
		2	1800	500	30	500	30	18
		3	1800	500	40	500	40	20

I correnti sono irrigiditi mediante irrigidimenti trasversali. I correnti inferiori presentano un irrigidimento longitudinale ad altezza pari a 90 cm.

La carpenteria metallica è completata da traversi di altezza pari a 0.90 m, disposti a interasse pari a 2.87 m (TRI 01) e da ulteriori traversi disposti in corrispondenza delle spalle (TRA 01). I traversi hanno sezione ad I avente le seguenti caratteristiche:

TRI 01	900	700	26	700	26	16
TRA 01	900	1000	40	1000	40	26

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

- D.M. 17/01/2018. Norme tecniche per le costruzioni (NTC).
- Circolare del 11/02/2019. Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17/01/2018.
- UNI EN1993 -1-1. EUROCODICE 3, parte 1.3. Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1993 -1-5. EUROCODICE 3, Parte 1.5. Progettazione delle strutture in acciaio. Elementi strutturali a lastra.
- UNI EN1993 -1- 8.EUROCODICE 3, Parte 1.8. Progettazione delle strutture in acciaio. Progettazione dei collegamenti.
- UNI EN1993-1-9. EUROCODICE 3. Parte 1.9. Progettazione delle strutture in acciaio. Fatica.
- UNI EN1993 -1-2. EUROCODICE 3. Parte 2. Progettazione delle strutture in acciaio. Ponti di acciaio.
- UNI EN1994 -1-1. EUROCODICE 4. Parte 1.1. Progettazione delle strutture composte acciaio– cls. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1994 -2. EUROCODICE 4. Parte 2. Progettazione delle strutture composte acciaio– cls. Regole generali e regole per i ponti.
- CNR-UNI 10011/97. Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- CNR 10030/87. Anime irrigidite di travi a parete piena.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Si riportano di seguito le caratteristiche e le resistenze di progetto dei materiali strutturali.

3.1 Elementi strutturali in calcestruzzo armato

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici e cubici, espressa in MPa. Con riferimento alla normativa vigente si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzati.

Calcestruzzo per soletta C35/45

$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.21 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.25 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 34077 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 19.8 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.50 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 21.00 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
$\sigma_{c,qp} = 0.45 \cdot f_{ck} = 15.8 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.68 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

Calcestruzzo per pile e spalle C32/40

$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.1 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.41 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
$\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

Calcestruzzo per plinti in fondazione C28/35

$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.76 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.94 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 32308 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 15.86 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.29 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
$\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.3 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

Calcestruzzo per pali C25/30

$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.80 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 31476 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.2 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.20 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 15.0 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
$\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.13 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

3.2 Classi di esposizione e copriferri

In accordo con il D.M. 17/01/2018 (Tabella 4.1.III), in funzione delle condizioni ambientali si definiscono la classe di esposizione del calcestruzzo:

- Predalle: XC3+XD1
- Solette, cordoli e baggioli: XC3+XD1
- Pile e spalle: XC4+XD1
- Plinti di fondazione: XC2
- Pali di fondazione: XC2

I copriferri da adottare sono per le barre di armatura sono i seguenti:

- Predalle: 25 mm
- Solette, cordoli e baggioli: 35 mm
- Pile e spalle: 35 mm
- Plinti di fondazione: 55 mm
- Pali di fondazione: 60 mm

Considerando un’armatura poco sensibile ai fenomeni di corrosione (acciaio ordinario), i valori limite di apertura delle fessure da rispettare, in accordo con le Tabelle 4.2.III e 4.1.IV, sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 2: Limiti di apertura delle fessure

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazioni di carico	
			Frequenti	Quasi permanenti
Predalle	XC3+XD1	Aggressive	0.3 mm	0.2 mm
Solette, cordoli, baggioli	XC3+XD1	Aggressive	0.3 mm	0.2 mm
Pile e spalle	XC4+XD1	Aggressive	0.3 mm	0.2 mm
Plinti	XC2	Ordinarie	0.4 mm	0.3 mm
Pali	XC2	Ordinare	0.4 mm	0.3 mm

In ogni caso il rapporto acqua cemento (A/C) non dovrà essere superiore a 0.50.

3.3 Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C

L’acciaio da armatura è del tipo B450 C (controllato in stabilimento)

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica di snervamento

$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica a rottura

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

Resistenza di progetto allo SLU

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$ resistenza di progetto a compressione

Resistenza di progetto allo SLE

$\sigma_{s,r} = 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ tensione limite in combinazione caratteristica (rara)

3.4 Acciaio per carpenteria metallica S355

Di seguito si riportano le caratteristiche e le resistenze di progetto per le lamiere, per le saldature e per gli elementi di collegamento.

3.4.1 Travi principali e orditure secondarie

Acciaio con caratteristiche meccaniche rispondenti alla EN 10025, come indicato dal D.M. 17/01/2018.

$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di rottura

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di snervamento

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0} = 338 \text{ MPa}$; $\gamma_{M0} = 1.05$ tensione di progetto per le verifiche di resistenza;

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M1} = 322 \text{ MPa}$; $\gamma_{M1} = 1.10$ tensione di progetto per le verifiche di stabilità;

Elementi saldati e coprighiunti:

- Spessore $t \leq 20$ mm: S355J0W
- Spessore $t \leq 40$ mm: S355J2W+N
- Spessore $t > 40$ mm: S355K2W+N

Elementi non saldati e piastre sciolte: S355J0W

3.4.2 Saldature

Saldature da realizzare in accordo alle prescrizioni contenute nel D.M. 17/01/2018.

Saldature con i procedimenti codificati secondo ISO 4063 e prescrizioni della EN 1011 e EN 29692. Controlli secondo la EN 12062

3.4.3 Bullonature

Secondo UNI EN 20898:

Giunzioni ad attrito $\mu \geq 0.30$ (in caso di sabbiatura $\mu \geq 0.45$)

Viti classe 8.8 o 10.9 (UNI 5712); Dadi classe 10 (UNI 5713)

Rosette in acciaio C50 UNI EN 10083-2 (HRC 32-40) (UNI 5714)

3.4.4 Piolature

Secondo UNI-EN 10025 (Norma di riferimento EN ISO 13918).

Pioli tipo NELSON in acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)

$\varnothing 20$ h=150 – 200 mm

$f_{yk} > 350$ MPa

$f_{tk} > 450$ MPa

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Per la caratterizzazione geotecnica dell'area di progetto, ed in particolare dell'opera in esame, si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale.

Di seguito si riportano le tabelle relative alla capacità portante verticale dei pali definita sulla base del profilo stratigrafico definito nella relazione geotecnica, corrispondente al ponte in esame.

4.1 SPALLA 1 (lato nord - svincolo centrale del latte)

TIBURTINA PONTE ANIENE
Capacità portante palo D=1500 mm-SLU A1+M1+R3

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	1272.	0.	1272.	571.
.50	3.	1288.	9.	1282.	570.
1.00	10.	1304.	18.	1297.	573.
1.50	23.	1320.	27.	1317.	578.
2.00	41.	1336.	35.	1342.	586.
2.50	65.	1352.	44.	1372.	596.
3.00	93.	1368.	53.	1408.	609.
3.50	127.	1384.	62.	1449.	625.
4.00	166.	1400.	71.	1495.	644.
4.50	210.	1415.	80.	1546.	666.
5.00	259.	1431.	88.	1602.	690.
5.50	314.	1447.	97.	1664.	717.
6.00	373.	1463.	106.	1730.	747.
6.50	438.	1479.	115.	1802.	779.
7.00	508.	1495.	124.	1879.	814.
7.50	583.	1511.	133.	1961.	852.
8.00	658.	1527.	141.	2043.	890.
8.50	733.	1543.	150.	2126.	928.
9.00	809.	1559.	159.	2208.	966.
9.50	884.	1575.	168.	2291.	1004.
10.00	960.	1590.	177.	2373.	1042.
10.50	1035.	1606.	186.	2456.	1079.
11.00	1110.	1622.	194.	2538.	1117.
11.50	1186.	1638.	203.	2621.	1155.
12.00	1261.	1654.	212.	2703.	1193.
12.50	1337.	1670.	221.	2786.	1231.
13.00	1412.	1686.	230.	2868.	1269.
13.50	1487.	1702.	239.	2951.	1307.
14.00	1563.	1718.	247.	3033.	1345.
14.50	1638.	1734.	256.	3115.	1383.
15.00	1714.	1749.	265.	3198.	1421.
15.50	1789.	1765.	274.	3280.	1459.
16.00	1864.	1781.	283.	3363.	1497.
16.50	1940.	1797.	292.	3445.	1535.
17.00	2021.	1813.	300.	3534.	1576.
17.50	2141.	1916.	309.	3748.	1677.
18.00	2271.	2018.	318.	3971.	1782.
18.50	2405.	2121.	327.	4198.	1890.
19.00	2546.	2223.	336.	4433.	2001.
19.50	2713.	2493.	345.	4861.	2201.
20.00	2889.	2763.	353.	5298.	2406.
20.50	3069.	3032.	362.	5739.	2613.
21.00	3254.	3124.	371.	6006.	2742.
21.50	3443.	3037.	380.	6100.	2794.
22.00	3636.	2950.	389.	6197.	2848.
22.50	3830.	2863.	398.	6295.	2902.
23.00	4001.	2926.	406.	6521.	3012.
23.50	4171.	2990.	415.	6746.	3121.
24.00	4345.	3054.	424.	6974.	3232.
24.50	4522.	3117.	433.	7206.	3345.
25.00	4703.	3181.	442.	7442.	3460.
25.50	4888.	3244.	451.	7682.	3577.

26.00	5076.	3308.	459.	7925.	3696.
26.50	5268.	3372.	468.	8171.	3816.
27.00	5464.	3230.	477.	8217.	3847.
27.50	5663.	3089.	486.	8266.	3880.
28.00	5866.	2948.	495.	8319.	3914.
28.50	6073.	2806.	504.	8375.	3951.
29.00	6283.	2665.	512.	8435.	3989.
29.50	6497.	2523.	521.	8499.	4030.
30.00	6714.	2382.	530.	8566.	4072.
30.50	6936.	2241.	539.	8637.	4116.
31.00	7149.	2099.	548.	8700.	4156.
31.50	7296.	2156.	557.	8895.	4250.
32.00	7434.	2212.	565.	9081.	4339.
32.50	7575.	2269.	574.	9269.	4430.
33.00	7718.	2326.	583.	9460.	4522.
33.50	7863.	2382.	592.	9653.	4615.
34.00	8011.	2439.	601.	9849.	4709.
34.50	8161.	2495.	610.	10047.	4805.
35.00	8314.	2552.	619.	10247.	4901.
35.50	8469.	2608.	627.	10450.	5000.
36.00	8626.	2665.	636.	10655.	5099.
36.50	8786.	2721.	645.	10863.	5200.
37.00	8949.	2778.	654.	11073.	5302.
37.50	9114.	2835.	663.	11286.	5405.
38.00	9281.	2891.	672.	11501.	5510.
38.50	9451.	2948.	680.	11718.	5616.
39.00	9623.	3004.	689.	11938.	5723.
39.50	9798.	3061.	698.	12160.	5831.
40.00	9975.	3117.	707.	12385.	5941.
40.50	10154.	3174.	716.	12612.	6052.
41.00	10336.	3230.	725.	12842.	6164.
41.50	10521.	3287.	733.	13074.	6278.
42.00	10707.	3343.	742.	13309.	6393.
42.50	10897.	3400.	751.	13546.	6509.
43.00	11088.	3457.	760.	13785.	6626.
43.50	11282.	3513.	769.	14027.	6745.
44.00	11479.	3570.	778.	14271.	6865.
44.50	11678.	3626.	786.	14518.	6986.
45.00	11880.	3683.	795.	14767.	7109.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - Wp$

4.2 SPALLA 2 (lato sud - svincolo GRA-A24)

TIBURTINA PONTE ANIENE
Capacita' portante palo D=1500 mm-SLU A1+M1+R3

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	0.	0.	0.	0.
.50	2.	74.	9.	67.	25.
1.00	6.	148.	18.	137.	52.
1.50	14.	223.	27.	211.	81.
2.00	26.	297.	35.	287.	111.
2.50	40.	371.	44.	367.	143.
3.00	58.	445.	53.	450.	177.
3.50	79.	520.	62.	536.	213.
4.00	103.	594.	71.	626.	250.
4.50	130.	668.	80.	719.	289.
5.00	161.	742.	88.	815.	329.
5.50	194.	816.	97.	914.	371.
6.00	231.	891.	106.	1016.	415.
6.50	272.	965.	115.	1122.	461.
7.00	315.	1039.	124.	1230.	508.
7.50	361.	1113.	133.	1342.	557.
8.00	411.	1188.	141.	1457.	608.
8.50	464.	1262.	150.	1576.	660.
9.00	521.	1336.	159.	1697.	714.
9.50	580.	1410.	168.	1822.	770.
10.00	643.	1484.	177.	1950.	827.
10.50	709.	1559.	186.	2082.	886.
11.00	778.	1633.	194.	2216.	947.
11.50	850.	1707.	203.	2354.	1010.
12.00	925.	1781.	212.	2495.	1074.
12.50	1004.	1856.	221.	2639.	1140.
13.00	1086.	1930.	230.	2786.	1207.
13.50	1171.	2004.	239.	2937.	1277.
14.00	1260.	2078.	247.	3090.	1347.
14.50	1351.	2152.	256.	3247.	1420.
15.00	1446.	2227.	265.	3408.	1494.
15.50	1544.	2301.	274.	3571.	1570.
16.00	1645.	2375.	283.	3737.	1648.
16.50	1750.	2449.	292.	3907.	1728.
17.00	1857.	2523.	300.	4080.	1809.
17.50	1968.	2598.	309.	4257.	1891.
18.00	2082.	2672.	318.	4436.	1976.
18.50	2199.	2746.	327.	4619.	2062.
19.00	2320.	2820.	336.	4805.	2150.
19.50	2444.	2895.	345.	4994.	2240.
20.00	2571.	2969.	353.	5186.	2331.
20.50	2701.	3043.	362.	5382.	2424.
21.00	2834.	3117.	371.	5580.	2518.
21.50	2971.	3191.	380.	5782.	2615.
22.00	3110.	3266.	389.	5987.	2713.
22.50	3253.	3340.	398.	6196.	2812.
23.00	3400.	3414.	406.	6408.	2914.
23.50	3555.	3513.	415.	6653.	3031.
24.00	3716.	3437.	424.	6729.	3073.
24.50	3880.	3362.	433.	6809.	3117.
25.00	4049.	3286.	442.	6893.	3163.
25.50	4223.	3210.	451.	6982.	3211.
26.00	4401.	3134.	459.	7076.	3262.
26.50	4583.	3058.	468.	7173.	3315.
27.00	4770.	2983.	477.	7276.	3371.
27.50	4962.	2907.	486.	7382.	3429.
28.00	5153.	2831.	495.	7489.	3487.
28.50	5322.	2895.	504.	7713.	3595.
29.00	5490.	2958.	512.	7936.	3704.
29.50	5662.	3022.	521.	8163.	3814.
30.00	5838.	2921.	530.	8228.	3852.
30.50	6017.	2820.	539.	8298.	3892.
31.00	6200.	2719.	548.	8371.	3934.
31.50	6386.	2618.	557.	8448.	3979.
32.00	6576.	2517.	565.	8528.	4025.
32.50	6770.	2416.	574.	8612.	4072.

33.00	6968.	2315.	583.	8700.	4122.
33.50	7169.	2214.	592.	8791.	4174.
34.00	7363.	2114.	601.	8876.	4222.
34.50	7497.	2181.	610.	9068.	4314.
35.00	7623.	2248.	619.	9253.	4402.
35.50	7752.	2316.	627.	9440.	4491.
36.00	7883.	2383.	636.	9630.	4581.
36.50	8016.	2450.	645.	9822.	4673.
37.00	8152.	2518.	654.	10016.	4766.
37.50	8291.	2585.	663.	10213.	4860.
38.00	8431.	2653.	672.	10412.	4956.
38.50	8575.	2720.	680.	10614.	5052.
39.00	8720.	2787.	689.	10818.	5150.
39.50	8868.	2855.	698.	11025.	5250.
40.00	9019.	2922.	707.	11234.	5350.
40.50	9172.	2990.	716.	11446.	5452.
41.00	9327.	3057.	725.	11660.	5555.
41.50	9485.	3124.	733.	11876.	5660.
42.00	9645.	3192.	742.	12095.	5766.
42.50	9808.	3259.	751.	12316.	5873.
43.00	9973.	3327.	760.	12540.	5981.
43.50	10141.	3394.	769.	12766.	6090.
44.00	10311.	3461.	778.	12995.	6201.
44.50	10483.	3529.	786.	13226.	6313.
45.00	10658.	3596.	795.	13459.	6427.

Ip = Lunghezza utile del palo
 Qll = Portata laterale limite
 Qbl = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Qll/FS,l + Qbl/FS,b - Wp$

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 Peso proprio della struttura (G1)

I pesi propri strutturali sono stati valutati considerando un peso specifico dell'acciaio pari 78.5 kN/mc e un peso specifico del calcestruzzo pari a 25 kN/mc.

Il peso proprio della carpenteria in acciaio (G1.1) è stato calcolato in automatico dal software di calcolo. Il peso degli elementi di carpenteria principale, è stato incrementato del 5% per tener conto del peso dei vari elementi secondari (piatti di irrigidimento trasversali e longitudinali, bullonature etc.).

Nella tabella di seguito, sono riportati i pesi degli elementi strutturali e la relativa incidenza sulla superficie complessiva dell'impalcato.

G1.1	<i>Peso acciaio impalcato (comprensivo di irrigidimenti, traversi e predalles nervate)</i>	4075 kN
	<i>Incidenza totale acciaio impalcato</i>	5.9 kN/m ²
G1.2	<i>Peso soletta (spessore 20 cm)</i>	2967 kN
	<i>Incidenza totale soletta impalcato</i>	5.0 kN/m ²

Complessivamente quindi il peso G1 del viadotto è pari a:

$$G1 = 4075 \text{ kN} + 2967 = 7042 \text{ kN}$$

5.2 Carichi permanenti portati (G2)

Pavimentazione (G2.1)

$$G2.1 = 0.1 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 \times 6 \text{ m} = 10.8 \text{ kN/m};$$

Marciapiede (G2.2)

$$G2.2 = 2 \times 1.3 \times 0.17 \times 25 \text{ kN/m} = 11.05 \text{ kN/m}.$$

Guard Rail (G2.3)

$$G2.3 = 2 \times 2.0 \text{ kN/m} = 4.00 \text{ kN/m};$$

Complessivamente quindi il peso G2 dei carichi permanenti portati è pari a:

$$G2 = 25.85 \text{ kN/m} \times 69 \text{ m} = 1784 \text{ kN}$$

Il peso complessivo dell'impalcato è quindi pari a:

$$G = 7024 \text{ kN} + 1784 \text{ kN} = 8826 \text{ kN}$$

5.3 Ritiro del calcestruzzo (E2.1)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno.

Tabella 3 – Deformazione da ritiro

Valutazione della deformazione da ritiro a 10000 gg.		
Ac =	2.15	mq
u = perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	9.70	m
k = 2 Ac/u =	0.44	m
U = umidità relativa =	75.0	%
R _{ck} =	45	Mpa
φ _{r,10000gg} =	-2.7E -04	(EN 1992-1, Classe S, t ₀ = 10 gg.)

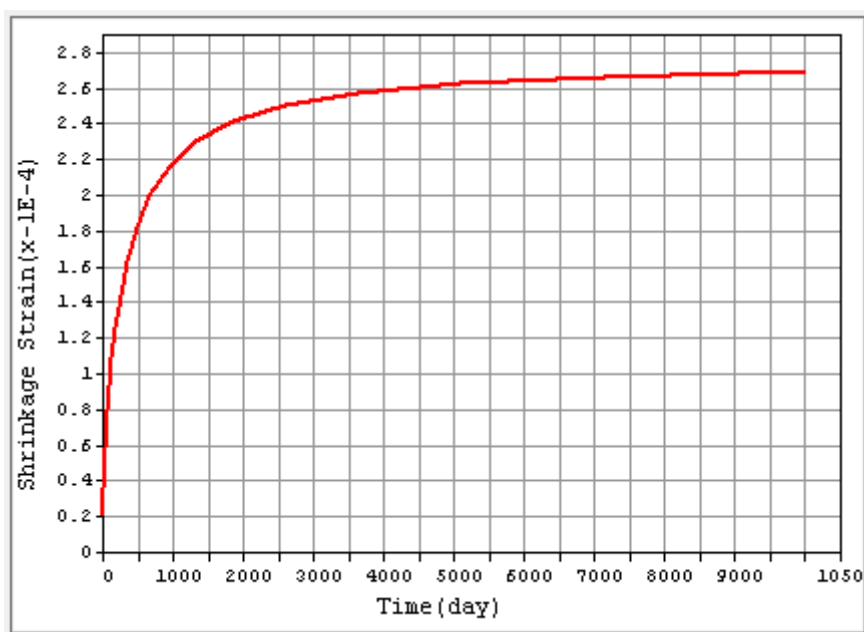


Figura 3 - Andamento della deformazione da ritiro nel tempo

La valutazione riportata indica che a 10.000 gg, la deformazione da ritiro raggiunge il valore 0.27%. Gli effetti del ritiro impedito, che si sviluppano nel tempo, si traducono in una forza di trazione nella soletta e in una forza assiale di compressione e di momento flettente agenti sulla carpenteria in acciaio.

5.4 Viscosità del calcestruzzo (E2.2)

Di seguito si riporta il calcolo del coefficiente di viscosità per il calcestruzzo della soletta secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Tabella 4 – Coefficienti di Viscosità

Valutazione dei Coefficienti di Viscosità a 10000 gg.		
Ac =	2.15	mq
u = perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	9.70	m
k = 2 Ac/u =	0.44	m
U = umidità relativa =	75.0	%
Rck =	45	Mpa
$\phi(t_{oo}, t_0) =$	2.28	(EN 1992-1, Classe N, t0 = 3 gg.)
$\phi(t_{oo}, t_0) =$	1.48	(EN 1992-1, Classe N, t0 = 30 gg.)

Il coefficiente di viscosità viene modellato come una funzione che si evolve nel tempo t e il cui valore dipende dall'età del cls, in giorni, t0, al momento dell'applicazione del carico. Nella tabella precedente sono stati valutati i coefficienti di viscosità per t = 10000 gg e per t0 pari rispettivamente a 3 gg. (età del cls al momento dell'attivazione delle azioni da ritiro) e a 30 gg. (età presunta del cls al momento di applicazione dei carichi permanenti portati).

L'evolversi nel tempo del coefficiente di viscosità è diagrammato nelle figure seguenti.

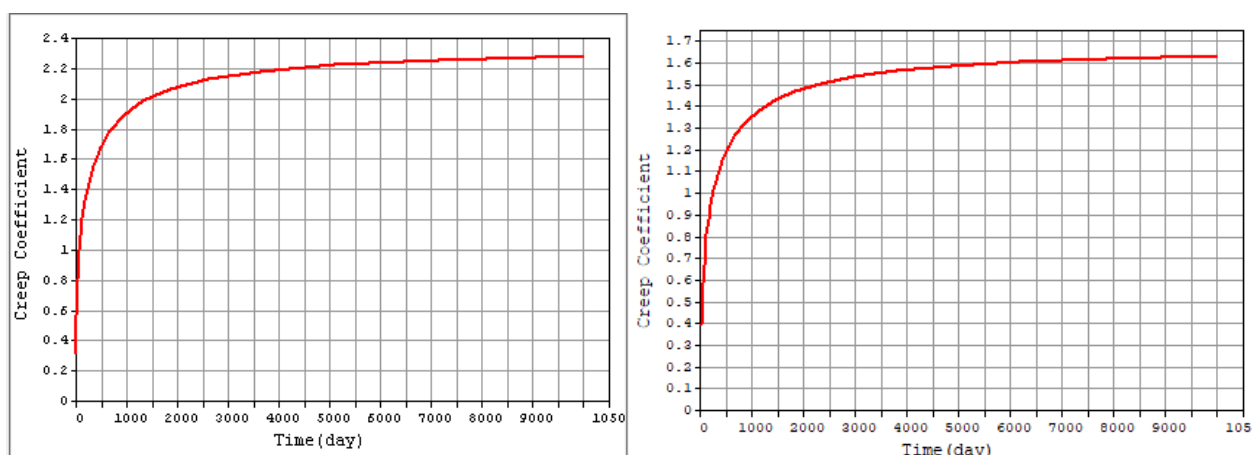


Figura 4 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo per t0 = 3 gg. e per t0 = 30 gg.

5.5 Variazione termica (E3)

L'azione della variazione termica è valutata, in termini di temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con periodo di ritorno di 50 anni, attraverso le indicazioni fornite dalla Normativa di riferimento. In particolare, è stata considerata una differenza di temperatura di 5°C con andamento a farfalla tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio. Si è inoltre considerata una variazione termica uniforme pari a +/-20°C lungo tutto lo sviluppo dell'opera.

5.6 Azioni variabili da traffico (Q1)

Coerentemente con quanto indicato al punto 5.1.3.3.3 del DM 17/01/18 per l'analisi globale del ponte si fa riferimento allo Schema di Carico 1.

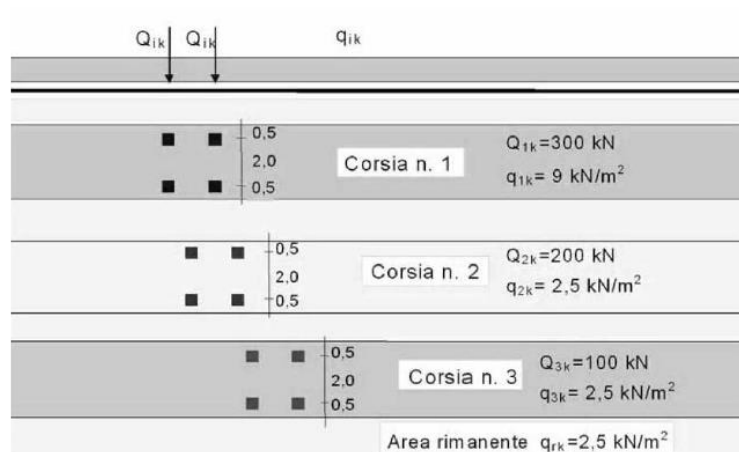


Figura 5 - Schema di carico 1

Nel caso in oggetto si impiegano due corsie di carico costituite da:

- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale $Q_{1k} = 600$ kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m; un carico ripartito $q_{1k} = 9$ kN/m² uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a $Q_{2k} = 400$ kN e $q_{2k} = 2.5$ kN/m² e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;

5.6.1 Carichi stradali sulla soletta

La valutazione della diffusione all'interno della soletta degli effetti dei carichi concentrati è stata sviluppata tenendo conto dello spessore della pavimentazione e dello spessore della soletta. In dettaglio, la diffusione del carico attraverso la pavimentazione e la soletta è assunta, a partire dall'impronta dei pneumatici di lato 40 cm, con inclinazione a 45° fino al piano medio della soletta, come illustrato nella seguente figura.

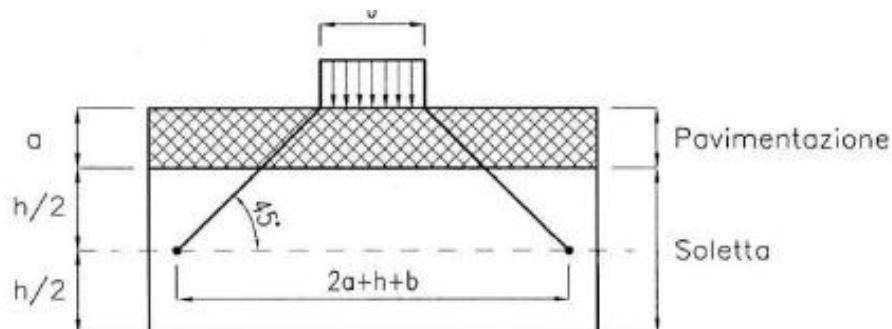


Figura 6 - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Nel caso in esame quindi la ripartizione avviene secondo lo schema di seguito rappresentato:

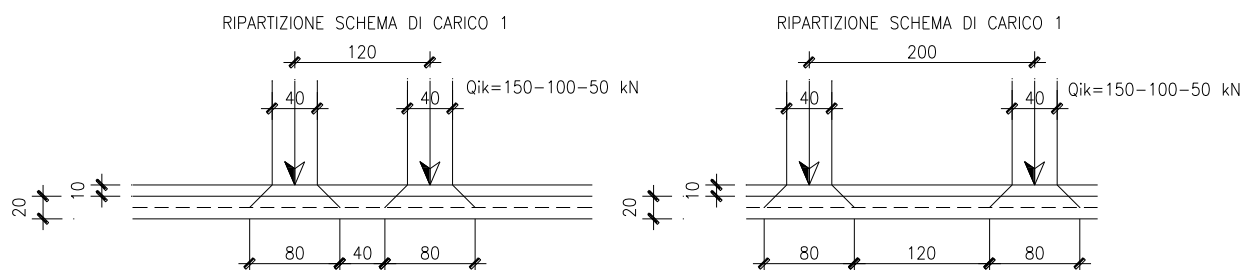


Figura 7 - Diffusione dei carichi stradali in senso longitudinale e trasversale – Schema di carico 1

Limpronta = 800 mm

Come illustrato nell'immagine precedente, la diffusione a 45° fino al piano medio della soletta permette di applicare il carico su una superficie pari a 0.80 x 0.80 m².

I carichi diffusi corrispondenti agli assi dei carichi tandem considerati sono pertanto pari a:

- Corsia 1: $Q1 = 150 / (0.80 \times 0.80) = 234.75 \text{ KN/m/m}$;
- Corsia 2: $Q2 = 100 / (0.80 \times 0.80) = 156.25 \text{ KN/m/m}$;

Ai carichi concentrati, così diffusi, si sovrappongono i carichi distribuiti su tutta la lunghezza della soletta paria a:

- Corsia 1: $q1 = 9 \text{ kN/m}^2$
- Corsia 2: $q2 = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Allo scopo di massimizzare le sollecitazioni, l'analisi dell'impalcato è stata condotta considerando tre Condizioni per i carichi concentrati e distribuiti:

- Condizione 1 (flessionale) – 3 colonne di carichi concentrati in $L/2$ + carichi distribuiti su tutte le corsie e sull'intera luce;
- Condizione 2 (flessionale) – 3 colonne di carichi concentrati in $L/4$ + carichi distribuiti su tutte le corsie su $L/2$;
- Condizione 3 (torsionale) – 2 colonne di carichi concentrati in $L/2$ + carichi distribuiti su due corsie e sull'intera luce.

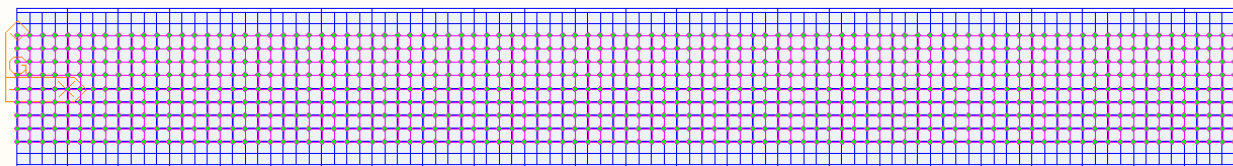
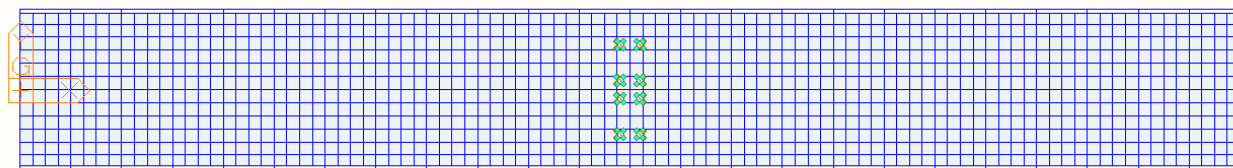


Figura 8 – Condizione 1 / Pianta: Carichi Concentrati (in alto) e Distribuiti (in basso)

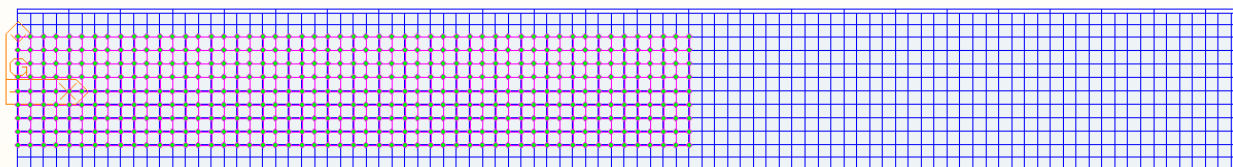
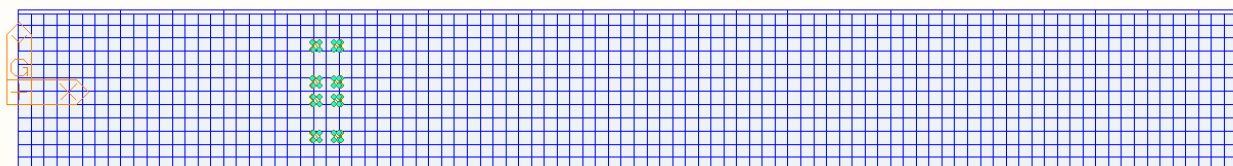


Figura 9 – Condizione 2 / Pianta: Carichi Concentrati (in alto) e Distribuiti (in basso)

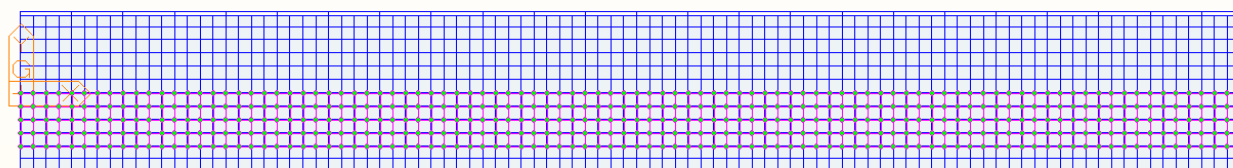
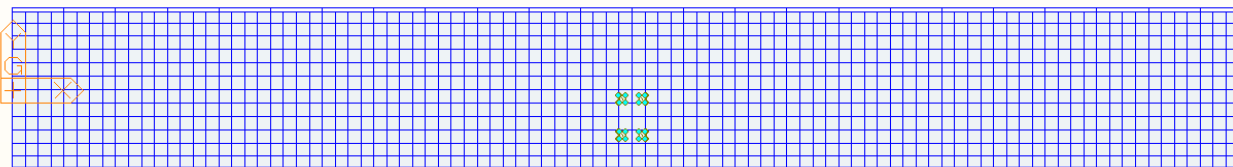


Figura 10 – Condizione 3 / Pianta: Carichi Concentrati (in alto) e Distribuiti (in basso)

5.7 Azioni da traffico per verifiche a fatica (Q2)

Si utilizza il modello di carico di fatica 1, costituito: dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e con valore dei carichi distribuiti ridotti del 70%.

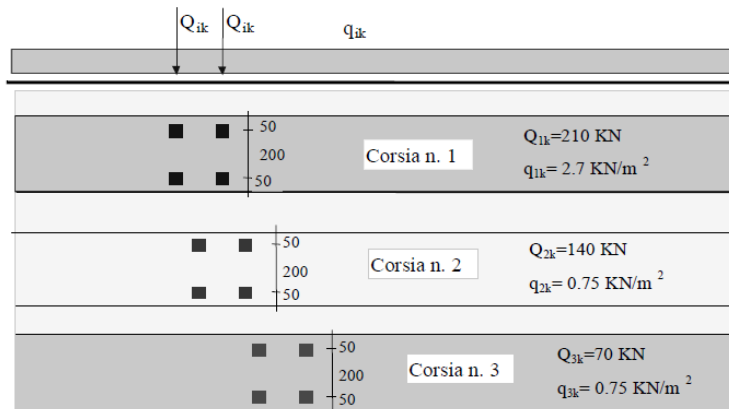


Figura 11 – Modello di carico a fatica: schema di carico 1

5.8 Azione di frenamento ed avviamento (Q3)

In accordo con il D.M. 17/01/2018 al paragrafo 5.1.3.5, l'azione longitudinale di frenamento è stata calcolata come funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto risulta:

$$Q_3 = 546 \text{ kN}$$

L'azione di frenamento viene considerata nel modello di calcolo come un carico uniformemente distribuito sulla soletta pari a:

$$q_3 = 546 \text{ kN} / (W \times L) = 546 \text{ kN} / (6 \text{ m} \times 69 \text{ m}) = 1.3 \text{ kN/mq.}$$

applicato convenzionalmente a quota pavimentazione.

5.9 Azione del vento (Q5)

5.9.1 Calcolo della pressione del vento

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 17/01/2018. La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_r = è la pressione cinetica di riferimento;

c_e = è il coefficiente di esposizione;

c_p = è il coefficiente di forma o aerodinamico;

c_d = è il coefficiente dinamico.

con:

$$q_r = \rho \cdot (vb)^2/2 = 456 \text{ N/m}^2;$$

dove vb è stato desunto ρ dalla tabella 3.3.I, zona 3 (Lazio) e ρ è la densità dell'aria, assunta pari a 1.25 kg/m³.

Tab. 3.3.I -Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Considerando una classe di rugosità B (tabella 3.3.III), dalla figura 3.3.2 si evince che la struttura si trova in categoria di esposizione III e dunque, in accordo con la tabella 3.3.II si assumono i seguenti parametri:

$$k_r = 0.20$$

$$z_0 = 0.1 \text{ m}$$

$$z_{min} = 5 \text{ m}$$

quindi ipotizzando che l'opera abbia altezza $z \approx 10 \text{ m}$ dal suolo risulta:

$$c_e(z) = k_2 \cdot c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.14.$$

Secondo le indicazioni della Circolare del 21/01/2019 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17/01/2018" (par. C3.3.8.6), si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato in esame:

$$c_p = 2 - \frac{4}{3} \varphi \quad \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3$$

$$c_p = 1,6 \quad \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8$$

$$c_p = 2,4 - \varphi \quad \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1$$

essendo per travi reticolari $\varphi = S_p/S$ dove S_p è la superficie piena della trave ed S la superficie totale. Nel caso in esame $S_p = 276.85 \text{ mq}$ e $S = 454.5 \text{ mq}$. Pertanto $\varphi = 0.6$ e quindi:

$$c_p = 1.6$$

Si considera un coefficiente dinamico (c_d) cautelativamente pari a 1 (par. 3.3.8 D.M. 17/01/2018). Procedendo al calcolo della pressione si ottiene:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 456 \text{ N/m}^2 \times 2.14 \times 1.6 \times 1 = 1.56 \text{ kN/m}^2$$

Nel caso di più travi multiple (C3.3.8.6.2), disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h ($d/h \leq 2$), il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente di riduzione dato da:

$$\mu = 1 - 1.2\varphi \quad \text{per } \varphi \leq 2/3$$

$$\mu = 0.2 \quad \text{per } \varphi > 2/3$$

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati ($\mu = 1$).

Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare tra μ e 1.

Nel caso in esame risulta

$$\mu = 0.48$$

Sulla trave sotto vento viene quindi applicato il 48% del carico da vento applicato sulla trave precedente.

5.9.2 Vento a ponte scarico

I valori della pressione del vento applicati alle due travature reticolari sono:

$$q_{w,1} = 1.56 \text{ kN/mq} -$$

$$q_{w,2} = 0.48 \times q_{w,1} = 0.75 \text{ kN/mq}$$

5.9.3 Vento a ponte carico

A ponte carico, la pressione del vento va considerata agente sulla superficie esposta della struttura e sui carichi transitanti, assimilati ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3.0 m a partire dal piano stradale.

Il valore, aggiuntivo, dell'azione del vento sulla parete di mezzi in transito, considerando che i correnti inferiori sono estradossati rispetto alla piattaforma stradale per un'altezza pari a 0.7m, è quindi pari a:

$$q_{w,1} = (3.00 - 0.7) \times 1.56 \text{ kN/m} = 3.6 \text{ kN/m}.$$

5.10 Azioni sismiche (Q6)

Il ponte in oggetto è progettato per una vita nominale VN pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV (“Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.”) ai sensi del D. Min. 17/01/2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $CU = 2.0$.

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR

- in particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:
- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- TC^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell’opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l’opera insiste. Infatti, da quest’ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d’amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l’opera in oggetto.

▪ Vita nominale V_N	= 50 anni;
▪ Classe d’uso	= IV;
▪ Coefficiente d’uso C_u	= 2.0;
▪ Periodo di riferimento V_R	= 100 anni;
▪ $T_{R,SLV}$	= 949 anni;
▪ Comune	= Roma;

I parametri di progetto utilizzati per la valutazione degli spettri di risposta sono riepilogati di seguito.

▪ $a_{g,SLV}$	= 0.191 g;
▪ $F_{0,SLV}$	= 2.559;
▪ $T_{c,SLV}^*$	= 0.288 sec.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

▪ Categoria di suolo	= C;
▪ Categoria topografica	= T1;
▪ S_s , fattore stratigrafico	= 1.41;
▪ S_T , fattore topografico	= 1.00;
▪ C_c , fattore correttivo del periodo TC^*	= 1.58.

Si riportano nell’immagine seguente, a titolo di riferimento, gli spettri elastici allo SLV e allo SLC in accelerazione in direzione orizzontale e verticale.

La presenza degli isolatori elastomerici permette di ridurre le ordinate spettrali del per tener conto della capacità di dissipazione viscosa propria degli isolatori e pari al 15%.

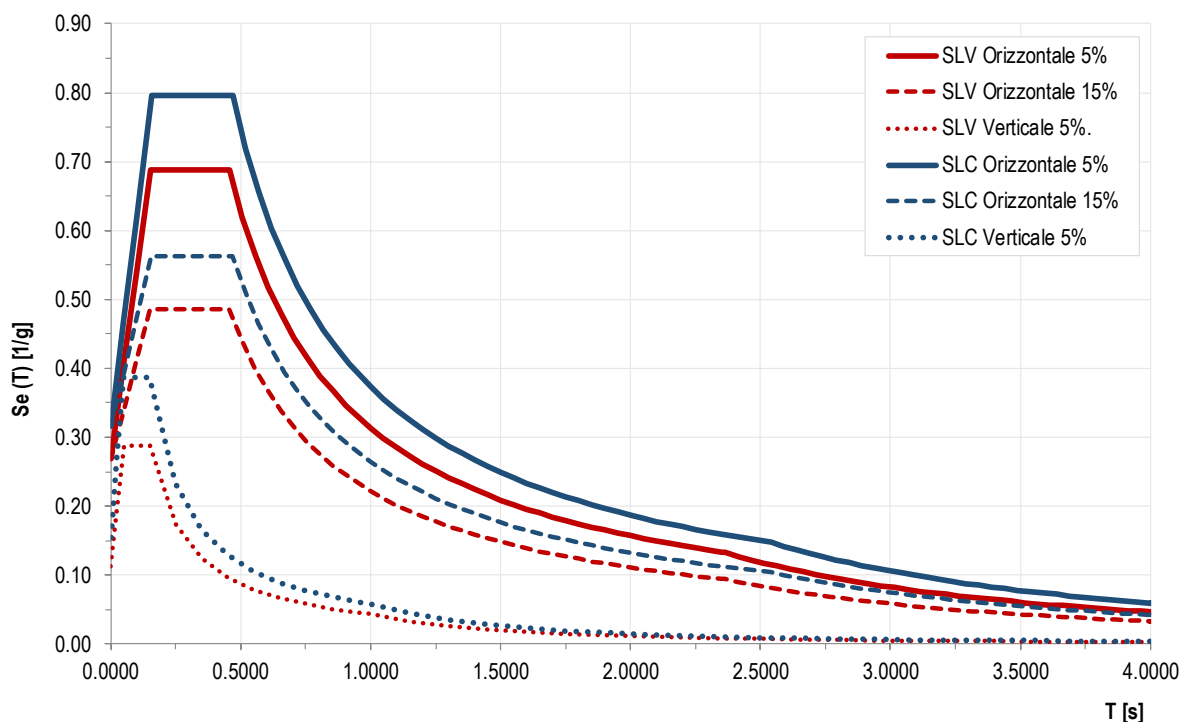


Figura 12 – SLV ed SLC: Spettri elastici in accelerazione ($q = 1$) e smorzamento al 5% e al 15%

In particolare, in funzione dell'elemento strutturale oggetto di verifica, si utilizza:

- per la verifica di resistenza e di deformazione dei dispositivi di isolamento, si usa lo spettro allo stato limite di collasso SLC con $q = 1$ e smorzamento viscoso dell'apparecchio al 15 %.
- per la valutazione dell'escursione dei giunti si usa lo spettro allo stato limite di salvaguardia della vita SLV con $q = 1$ e smorzamento viscoso dell'apparecchio al 15 %;
- per le verifiche di resistenza delle strutture e per le verifiche geotecniche delle fondazioni si utilizza lo spettro allo stato limite di salvaguardia della vita SLV con $q = 1$ e smorzamento viscoso dell'apparecchio al 15 % .

La riduzione delle ordinate spettrali deve interessare soltanto il campo di periodi in cui si collocano i modi di vibrare che coinvolgono deformazioni a livello dell'interfaccia di isolamento, ovvero i modi di vibrare dell'impalcato in direzione orizzontale (longitudinale e trasversale). I modi a frequenza superiore, ovvero a periodo inferiore, non risentono dello smorzamento aggiuntivo degli isolatori, e sono caratterizzati da un coefficiente di smorzamento viscoso pari a quello della struttura a base fissa (5%). Per definire lo spettro di progetto da utilizzare per le verifiche delle sottostrutture del modello isolato, è stata preventivamente svolta l'analisi modale per individuare le coordinate spettrali (periodi propri corrispondenti ai modi traslazionali dell'impalcato) a partire dalle quali è possibile applicare lo smorzamento.

L'isolamento introduce una discontinuità tra le forme modali relative al solo impalcato e quelle che coinvolgono le sottostrutture: nel caso in esame pertanto periodi maggiori di 1.4 sec. corrispondono a modi di traslazione rigida dei singoli impalcati per i quali è lecito considerare gli effetti dello smorzamento viscoso dei dispositivi di isolamento.

Gli spettri di progetto da utilizzare per le verifiche strutturali e geotecniche delle sottostrutture del modello isolato sono quindi rappresentati nella figura seguente.

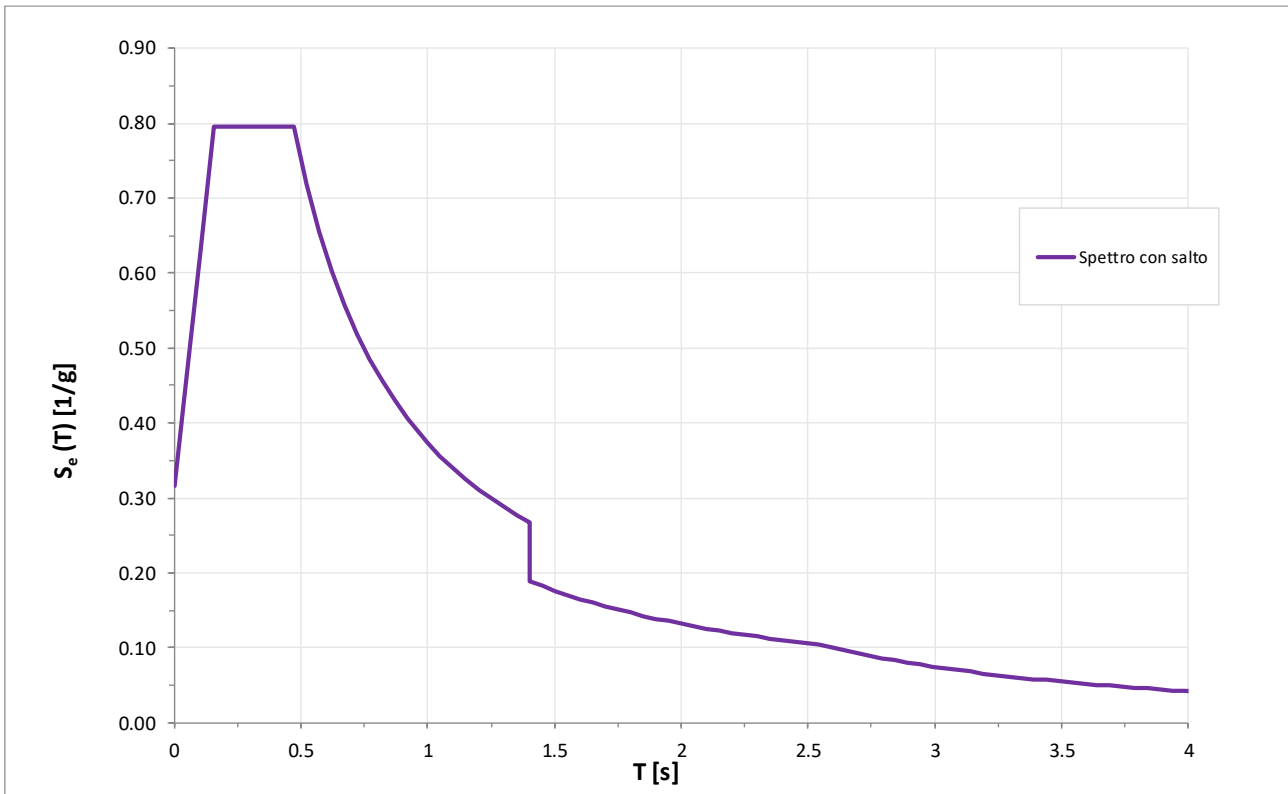


Figura 13 –SLC: : Spettri orizzontali elastici smorzati in accelerazione ($q = 1$)

6 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate sono stabilite in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 del D.M.17/01/2018.

6.1 Gruppi di carico

Nella tabella seguente, in accordo a quanto specificato in tabella 5.1.IV del D.M.17/01/2018, sono esplicitati i gruppi di carico considerati per i carichi accidentali da traffico.

Tabella 5 – Valori caratteristici delle azioni da traffico

<i>Carichi sulla carreggiata</i>						<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Coerentemente nel seguito si fa riferimento ai gruppi di azioni da traffico 1 e 2a essendo nel caso in esame, in assenza di azione centrifuga, il gruppo 2b privo di significato.

6.2 Coefficienti parziali e di combinazione

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di combinazione di seguito riportati.

Tabella 6 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 7 – Coefficienti di combinazione

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

6.3 Combinazioni agli SLU

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche strutturali dell’impalcato agli SLU.

L’espressione per le combinazioni di verifica strutturali (A1 - STR) è:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Mentre quella per le combinazioni sotto SISMA o ECCEZIONALI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 8 - Coefficienti nelle combinazioni di carico agli SLU

(*) per schema di carico 1, $\psi_0 = 0.75$ per i carichi tandem e $\psi_0 = 0.40$ per i carichi distribuiti

Combinazione		G1	G2	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Q5	Q6
A1 STR	Gr.1	1.35	1.35	1.2	0.72	1.35	0	0.9	0
	Gr.2a	1.35	1.35	1.2	0.72	0	1.35	0.9	0
	Q5	1.35	1.35	1.2	0.72	$1.35\psi_0(*)0$	0	1.5	0
SISMA	SLV Z	1	1	1	0.5	0		0	1, 0.3x,0.3y
SISMA	SLV X	1	1	1	0.5	0		0	1, 0.3y,0.3z
SISMA	SLV Y	1	1	1	0.5	0		0	1, 0.3x,0.3z

6.4 Combinazioni agli SLE

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche dell'impalcato agli SLE.

L'espressione per le combinazioni di verifica RARE è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica QUASI PERMANENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 9 - Combinazioni agli SLE

Combinazione		G1	G2	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5
RARA	Gr.1	1	1	1	0.6	1	0	0	0.6
	Gr.2a	1	1	1	0.6	0	1	0	0.6
	Q5	1	1	1	0.6	ψ_0	0	0	1
FREQ.	Gr.1	1	1	1	0.6	ψ_1	0	0	0
	Q5	1	1	1	0.6	0	0	0	0.2
Q.P.	-	1	1	1	0.6	0	0	0	0

(*) per schema di carico 1, $\psi_0 = \psi_1 = 0.75$ per i carichi tandem e $\psi_0 = \psi_1 = 0.40$ per i carichi distribuiti

7 MODELLI DI CALCOLO E METODO DI ANALISI

Le analisi sono state condotte mediante l’ausilio del MIDAS/CIVIL 2019 v2.2. Il software è stato impiegato per la modellazione dell’intera opera, finalizzata all’analisi strutturale. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle normative di riferimento.

Dal modello di calcolo globale sono state ricavate le sollecitazioni agenti sulle sottostrutture necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali.

7.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Nell’ambito del presente paragrafo si riporta una descrizione delle caratteristiche dei software utilizzati per l’esecuzione delle analisi e verifiche strutturali esposte ai precedenti paragrafi.

Nello specifico, l’analisi del comportamento globale delle strutture d’impalcato è stato effettuato con l’ausilio del software MIDAS/CIVIL 2019 v2.2, distribuito in Italia dalla CSPFea (Padova).

Si è inoltre ricorso a fogli di calcolo elettronici auto-prodotti, per l’automatizzazione di ulteriori verifiche effettuate quali elementi in acciaio e/o elementi strutturali secondari.

7.1.1 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software impiegati ha consentito di valutarne l’affidabilità. La documentazione fornita dal produttore dei software contiene un’esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l’individuazione dei campi d’impiego. Le stesse società produttrici hanno verificato l’affidabilità e la robustezza dei codici di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati sono contenuti in apposita documentazione fornita a corredo dell’acquisto del prodotto, che per brevità espositiva si omette di allegare al presente documento.

7.1.2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni esposte nel documento sono state inoltre sottoposte a controlli dal sottoscritto utente del software.

Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali, che per brevità espositiva si omette dall’allegare al presente documento.

Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, Il Progettista dichiara pertanto che l’elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, validando conseguentemente i risultati dei calcoli esposti nella presente relazione.

7.1.3 Modello di calcolo globale statico e sismico

Il ponte è stato modellato con elementi monodimensionali (beam) rappresentativi rispettivamente:

dei correnti inferiori e superiori e dei diagonali che compongono le due travi reticolari;

- dei trasversi;

- degli irrigidimenti a v longitudinali.

mentre sono stati utilizzati elementi bidimensionali (plate) rappresentativi delle predalles in acciaio e della soletta in c.a.

Predalles e soletta sono modellati come due layer distinti di elementi plate sovrapposti, di spessore rispettivamente 10 mm e 200 mm, resi solidali tra loro tramite rigid link.

Il riferimento di assi globali è orientato come segue:

X = asse longitudinale impalcato;

Y = asse trasversale impalcato;

Z = asse verticale impalcato.

Gli assi locali degli elementi di carpenteria principale sono orientati in maniera analoga al riferimento globale.

Nelle figure seguenti sono rappresentate alcune viste del modello utilizzato.

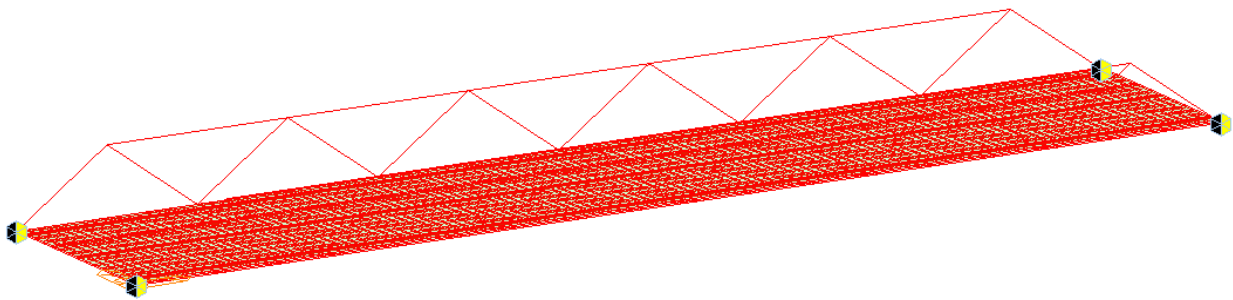


Figura 14 - Modello FEM

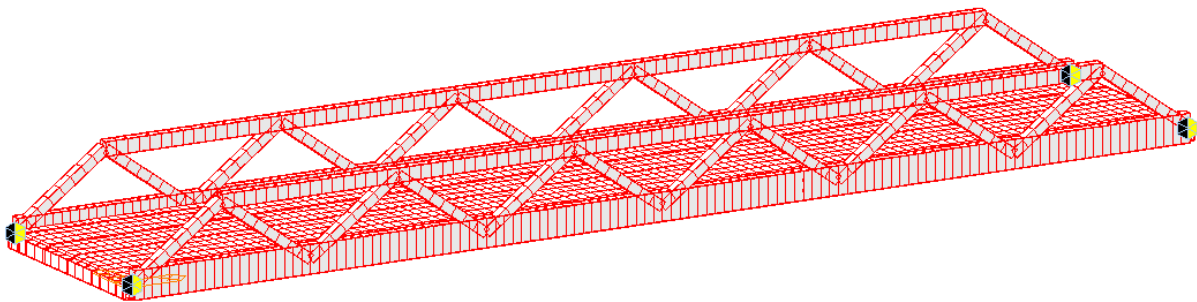


Figura 15 - Modello FE vista estrusa

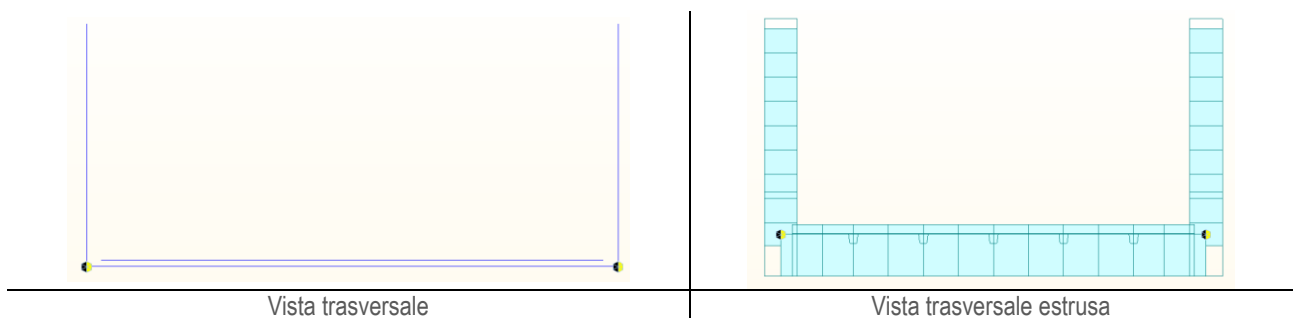


Figura 16 - Modello FE vista laterale

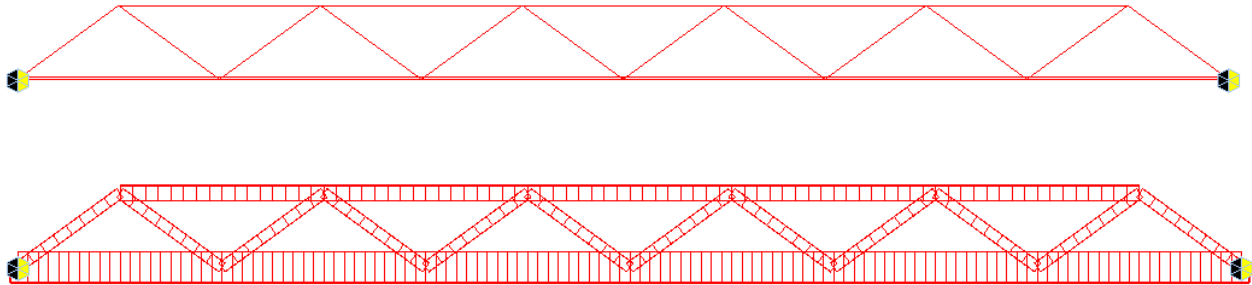


Figura 17 - Modello FE vista longitudinale

Nel modello sono utilizzati le seguenti condizioni di vincolo:

- bracci rigidi tra le predalles e la soletta;
- appoggi all'estremità dei correnti inferiori delle travi.

Gli elementi di trave sono appoggiati sulle spalle tramite vincoli elastici (*elastic link*) che simulano appoggi di tipo elastomerico con le seguenti rigidezze:

$K_1 = 3.52 \text{ kN/mm}$ rigidezza orizzontale in direzione longitudinale e trasversale sugli appoggi di estremità;
 $K_2 = 2406 \text{ kN/mm}$ rigidezza verticale.

7.1.4 Caratteristiche dinamiche

Si riportano a seguire i periodi e le masse partecipanti, in grafico, per i 3 modi traslazionali significativi.

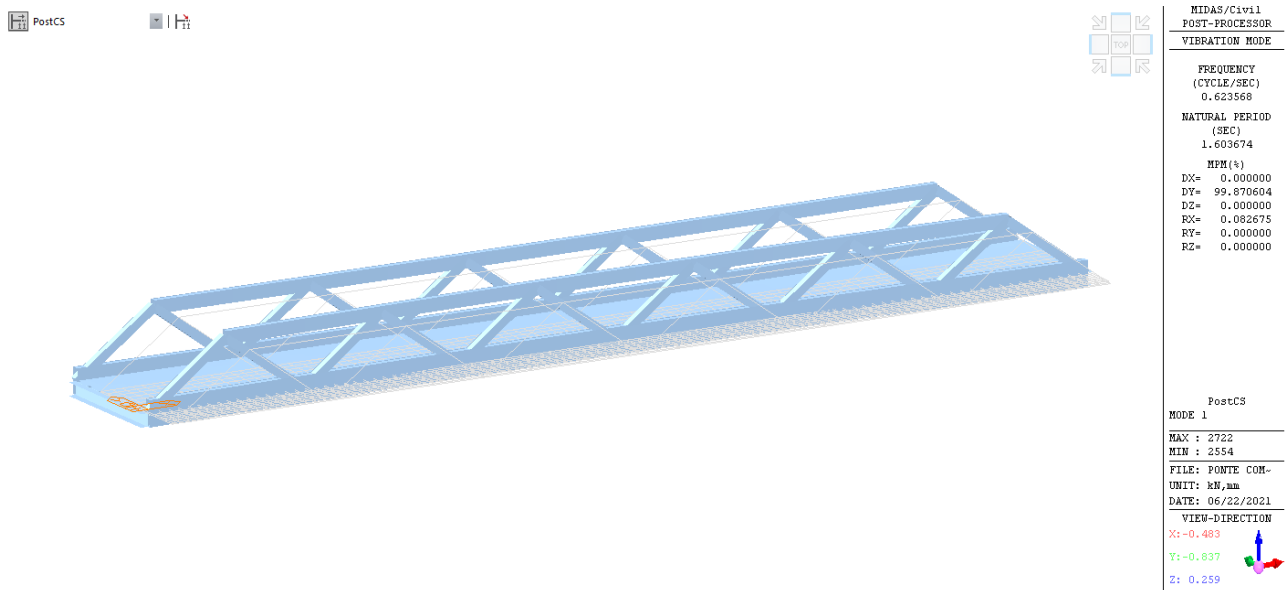


Figura 18 – Modo 1: traslazionale lungo Y (massa 99.87%)

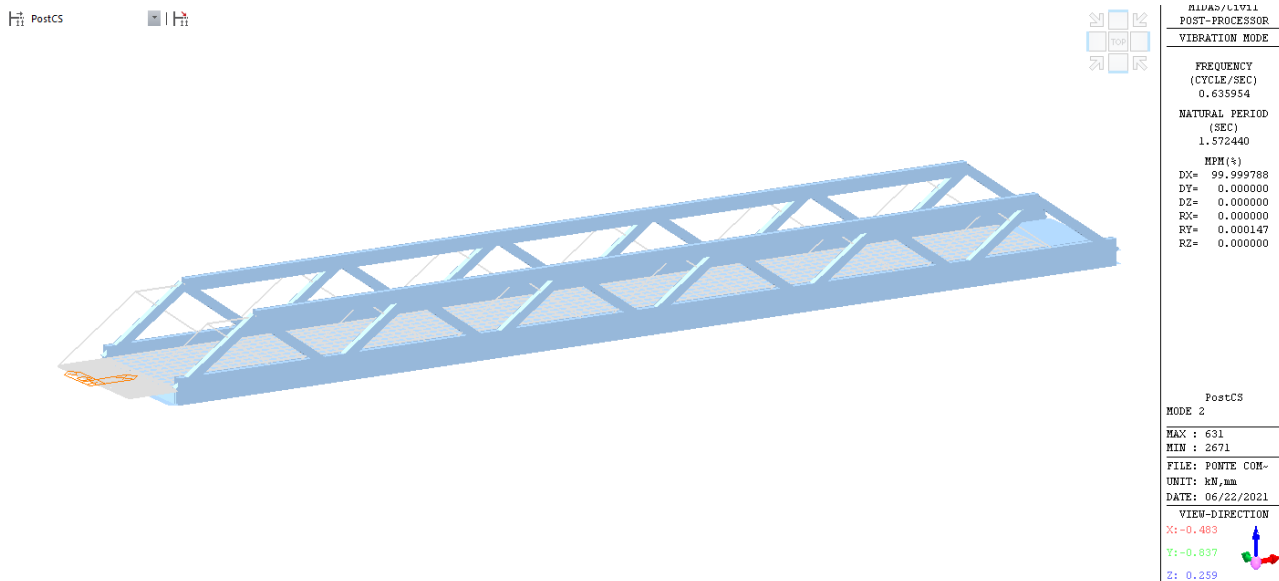


Figura 19 - Modo 2: traslazionale lungo X (massa 99.99%)

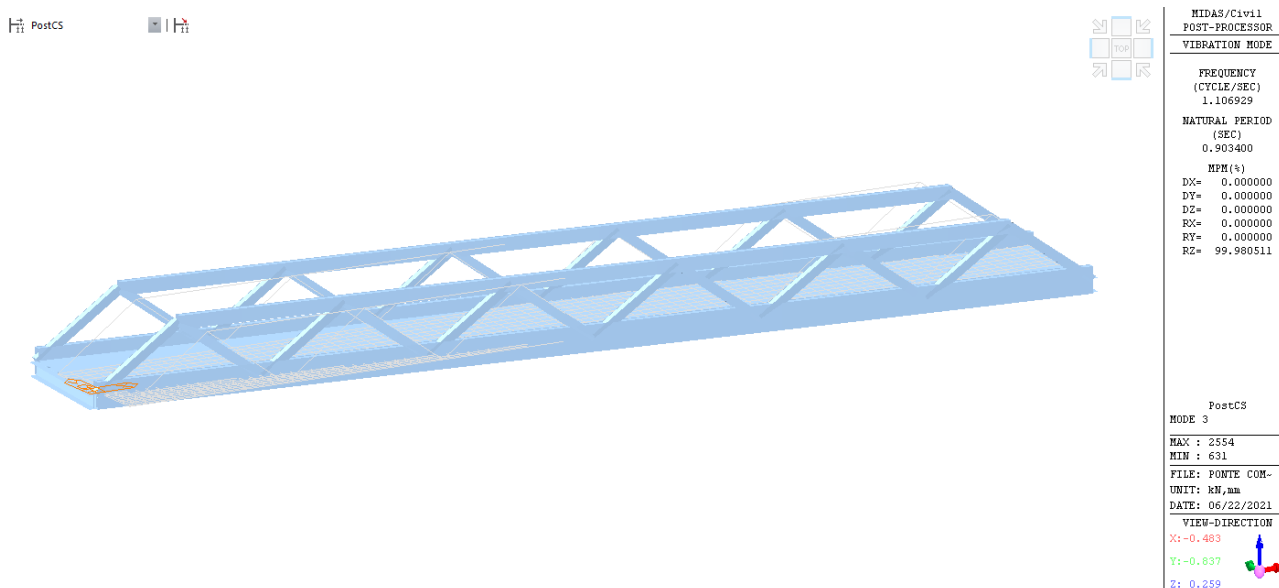


Figura 20 - Modo 2: rotazionale intorno a Z (massa 99.98%)

7.1.5 Effetti del ritiro e della viscosità

Gli effetti della viscosità possono essere messi in conto tramite un’analisi esatta, che tenga conto dello sviluppo nel tempo delle deformazioni anelastiche del calcestruzzo, oppure tramite metodo semplificato, che utilizzi differenti coefficienti di omogenizzazione – definiti dalla normativa vigente – per i diversi tipi di azioni applicate alla struttura. L’analisi sviluppata è basata sul “Metodo Esatto”.

Il software utilizzato consente di discretizzare nel tempo gli effetti delle deformazioni anelastiche del calcestruzzo. Gli effetti del ritiro sono valutati come effetti di n incrementi di deformazione anelastica da ritiro che si sviluppa nel tempo

secondo la funzione rappresentata in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**: ad ognuno di questi incrementi è associato lo sviluppo di una deformazione anelastica viscosa, variabile nel tempo. Ambedue le componenti di deformazione anelastica sono modellate come azioni equivalenti, “primary effects”, applicate alla struttura nel suo insieme e tramite i relativi effetti, “secondary effects”. Tali componenti sono esplicitate di seguito. Le azioni equivalenti, “primary effects”, associate alla contrazione impedita da ritiro sono:

- sforzi di compressione $F_{xx}(t, t_0)$ ed $F_{yy}(t, t_0)$ applicati baricentricamente agli elementi di soletta;

dove:

- $F_{xx}(t, t_0) = F_{yy}(t, t_0) A_c \times E_c \times \varepsilon_r(t, t_0)$ con A_c area per unità di larghezza/lunghezza della soletta, E_c modulo istantaneo del calcestruzzo, $\varepsilon_r(t, t_0)$ deformazione da ritiro al tempo t e $t_0 = 3$ gg.

Tali azioni sono ripartite, imponendo l'equilibrio e la congruenza, tra soletta e strutture in acciaio e si traducono in azioni di sforzo normale baricentrico e momento flettente, “secondary effects”, sulle predalles e sulle membrature principali (travi reticolari) e secondarie (traversi).

Analogamente le azioni equivalenti, “primary effects”, associate alle deformazioni viscoso sono:

- una sollecitazione assiale $\Delta N_{\phi, ij}(t, t_i)$ e/o flettente $\Delta M_{\phi, ij}(t, t_i)$ applicata baricentricamente sulla soletta;

dove:

- $\Delta N_{\phi, ij}(t, t_i)$ e $\Delta M_{\phi, ij}(t, t_i)$ sono le sollecitazioni generalizzate associate a variazioni $\Delta \varepsilon_{\phi, ij}(t, t_i)$ di deformazione viscosa al tempo t dovuta a un incremento di tensione $\Delta \sigma_{ij}(t_i)$ uniforme ovvero lineare sullo spessore della soletta applicata all'istante t_i .

Tali azioni sono ripartite, imponendo l'equilibrio e la congruenza, tra soletta e carpenteria metallica e si traducono in azioni di sforzo normale baricentrico e momento flettente, “secondary effects”.

7.1.6 Fasi di calcolo

I modelli studiati e le fasi di calcolo e di verifica considerano le fasi di montaggio, maturazione e gli effetti differiti conseguenti alle varie età della struttura. Si distinguono le seguenti fasi di riferimento:

fase 1.a: corrispondente al varo dell'impalcato sulle sottostrutture. In questa fase, l'impalcato è soggetto al solo peso proprio della carpenteria metallica;

fase 1.b: corrispondente al getto della soletta. In questa fase sono presenti il peso proprio della carpenteria metallica e il peso della soletta non ancora collaborante applicata come carico distribuito sulle travi;

fase 2.a: impalcato in esercizio completo con soletta collaborante, di durata pari a 30 gg., considera gli effetti dovuti al ritiro iniziale e alla relativa viscosità del calcestruzzo variabili nel tempo.

fase 2.b: impalcato in esercizio completo con soletta collaborante e carichi permanenti portati, di durata pari a 10 000 gg., considera gli effetti dovuti ai carichi applicati, al ritiro a lungo termine e alla relativa viscosità del calcestruzzo variabili nel tempo.

fase 3 (fase finale): impalcato in esercizio per carichi di breve durata, quali quelli mobili, variazioni di temperatura, vento. In questa fase la sezione resistente risulta composta, ovvero acciaio + soletta collaborante, con modulo elastico istantaneo non ridotto.

7.1.7 Metodo di analisi globale e classificazione delle sezioni

Il DM 2018 prevede per le strutture in acciaio e in acciaio calcestruzzo la possibilità di utilizzare i seguenti metodi di analisi globale:

- elastica;
- plastica;
- elasto-plastica.

Tali metodi di analisi sono associati al metodo di valutazione della resistenza delle sezioni trasversali e alle classi di appartenenza delle sezioni come definite al punto 4.2.3.1 del DM 2018.

Nel caso in esame si adotta un metodo di verifica globale elastico. La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tenere conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4. Pertanto di seguito viene riportata la classificazione delle sezioni condotta per le membrature che costituiscono il ponte in esame.

A seguire si riporta la classificazione delle piattabande e delle pareti laterali per le nervature principali compresse (correnti superiori e diagonali). La denominazione e le caratteristiche dei conci sono rappresentate in figura.

Tabella 10 – Classificazione delle sezioni scatolari chiuse

		Concio	H mm	B _{sup} mm	t _{sup} mm	B _{inf} mm	t _{inf} mm	t _w mm	h _w mm	C mm	ε	42 ε	C/t	Classe
CORRENTI SUPERIORI	Ali superiori	1	900	500	30	500	30	30	840	440.0	0.81	34.2	14.7	3
		2	900	500	35	500	35	35	830	430.0	0.81	34.2	12.3	3
		3	900	500	40	500	40	40	820	420.0	0.81	34.2	10.5	3
	Pareti laterali	1	900	500	30	500	30	30	840	840.0	0.81	34.2	28.0	3
		2	900	500	35	500	35	35	830	830.0	0.81	34.2	23.7	3
		3	900	500	40	500	40	40	820	820.0	0.81	34.2	20.5	3
	Ali inferiori	1	900	500	30	500	30	30	840	440.0	0.81	34.2	14.7	3
		2	900	500	35	500	35	35	830	430.0	0.81	34.2	12.3	3
		3	900	500	40	500	40	40	820	420.0	0.81	34.2	10.5	3
		Concio	H mm	B _{sup} mm	t _{sup} mm	B _{inf} mm	t _{inf} mm	t _w mm	h _w mm	C mm	ε	14 ε	C/t	Classe
DIAGONALI		1	600	500	20	500	20	20	560	460.0	0.81	34.2	23.0	3
		2	600	500	24	500	24	24	552	452.0	0.81	34.2	18.8	3
		1	600	500	20	500	20	20	560	560.0	0.81	34.2	28.0	3
		2	600	500	24	500	24	24	552	552.0	0.81	34.2	23.0	3
		1	600	500	20	500	20	20	560	460.0	0.81	34.2	23.0	3
		2	600	500	24	500	24	24	552	452.0	0.81	34.2	18.8	3

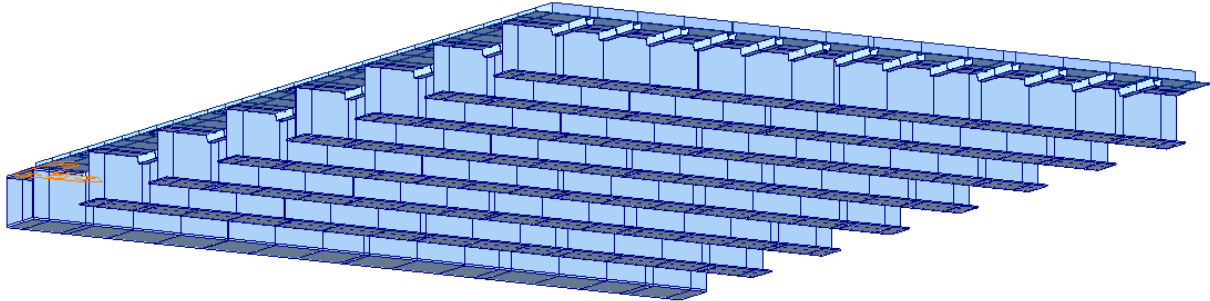
Gli elementi compressi ricadono pertanto tutti in Classe 3.

7.2 Modello di calcolo della soletta

L'analisi e la verifica della soletta sono sviluppate sul modello globale, nel quale la stessa è modellata tramite elementi plate quadrangolari di dimensioni massime pari a circa 65 cm x 105.

I carichi vengono applicati in corrispondenza della mezzeria dello spessore degli elementi plate della soletta come pressioni.

Il modello della soletta è vincolato tramite rigid link alle predalles con un'eccentricità verticale pari 105 mm, ovvero pari alla distanza fra i piani medi di soletta e predalles rispettivamente.



Sono state applicate le seguenti condizioni di carico:

- pavimentazione: applicata come pressione uniforme pari a 2.0 kN/m^2 ;
- carico aggiuntivo dei marciapiedi: applicata come pressione pari a 4.25 kN/m^2 sull'ingombro del cordolo di larghezza pari a 1 m per lato;
- i carichi accidentali da traffico, sono stati calcolati e posizionati come illustrato al precedente paragrafo 4.6.1.

8 METODI DI VERIFICA

8.1 Premessa

Le verifiche degli elementi strutturali in acciaio sono condotte con metodo tensionale in campo elastico.

Si svolgono nel seguito le verifiche di resistenza delle nervature, le verifiche per instabilità a taglio dei pannelli d’anima, le verifiche a fatica e le verifica di resistenza della soletta.

Si svolgono inoltre verifiche di stabilità globali, flessionale e flesso-torsionale, delle travature tramite analisi di buckling globale della struttura.

8.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi degli elementi in acciaio

8.2.1 Verifiche di resistenza

Le verifiche si svolgono in campo elastico in accordo a quanto previsto al punto 4.2.4.1.2 e 4.3.4.2.1.1 del DM 2018. Le verifiche sono pertanto svolte come verifiche tensionali, nei seguenti punti.

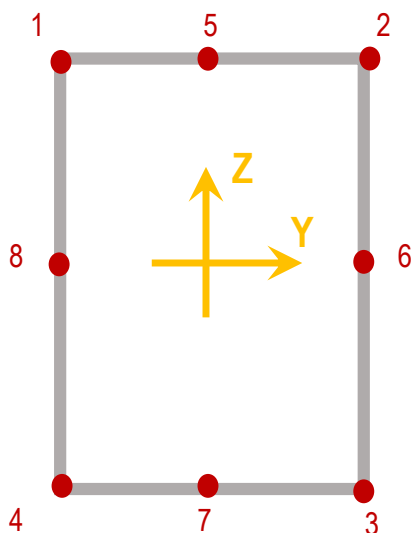


Figura 21 - Punti di verifica per sezioni chiuse e aperte

Per le nervature in acciaio la verifica viene svolta sulla tensione ideale ricavata dallo stato tensionale dell’elemento allo stato limite ultimo:

$$\sigma_{id}^2 = \sigma_n^2 + 3\tau^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2$$

pertanto per acciaio S355:

- $\sigma_{id} \leq 338 \text{ MPa}$ per $t \leq 40 \text{ mm}$;

Per il calcestruzzo della soletta la verifica viene svolta sulla tensione normale minima (verifica a compressione).

- $\sigma_{cd} \leq f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M = 19.8 \text{ N/mm}^2$

8.2.2 Verifica dell’Instabilità per Imbozzamento dei pannelli d’anima

I pannelli d’anima, indipendentemente dalla classe della sezione, sono stati verificati anche nei confronti dell’imbozzamento per effetto dell’azione combinata di taglio momento e sforzo normale. La verifica per imbozzamento è stata condotta secondo il metodo fornito al par. 7.6.2.1 dalla norma CNR-10011.

8.2.3 Verifiche per Instabilità Globale

E’ stata effettuata un’analisi di buckling per la determinazione del moltiplicatore critico dei carichi accidentali.

L’analisi di buckling lineare viene utilizzata per calcolare il moltiplicatore critico dei carichi e il corrispondente modo di buckling della struttura. L’analisi comporta che le equazioni di equilibrio per la struttura sotto carico siano espresse in corrispondenza della configurazione deformata come:

$$K \cdot U + K_G \cdot U = F$$

Dove:

- K è la matrice di rigidezza elastic;
- K_G è la matrice di rigidezza geometrica;
- U è il vettore degli spostamenti nodali; e
- F è il vettore dei carichi nodali.

Essendo la matrice di rigidezza geometrica funzione delle sollecitazioni nella struttura, la ricerca del moltiplicatore critico dei carichi esterni viene convenzionalmente ricondotto a un problema agli autovalori esprimendo sia la matrice di rigidezza geometrica che il vettore dei carichi nodali in funzione del vettore base dei carichi applicati F_0 e del moltiplicatore dei carichi λ .

$$(K + \lambda \cdot K_G(F_0)) \cdot U = \lambda \cdot F_0$$

Il moltiplicatore critico dei carichi, λ_{cr} , e il modo critico, U_{cr} , saranno quindi il più piccolo degli autovalori dell’equazione precedente e il corrispondente autovettore.

8.2.4 Verifiche allo Stato Limite Ultimo di Fatica

Le verifiche a fatica sono svolte per vita illimitata, facendo riferimento a dettagli caratterizzati da limiti di fatica ad ampiezza costante sul massimo delta di tensione ideale $\Delta\sigma_{max} = (\sigma_{max} - \sigma_{min})$ e tangenziale $\Delta\tau_{max} = (\tau_{max} - \tau_{min})$.

Nel caso in esame si fa riferimento ai seguenti dettagli:

- saldature di composizione delle membrature principali;
- giunto trasversale saldato delle membrature principali;

La classe di dettaglio definisce le classi di resistenza a fatica in termini di range tensionali, $\Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_C$ espressi in MPa per $N = 2 \times 10^6$ cicli, e i limiti a fatica ad ampiezza costante, $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$ espressi in MPa per $N = 5 \times 10^6$ cicli e per $N = 1 \times 10^8$ cicli rispettivamente.

La verifica consiste quindi nel soddisfare i seguenti criteri:

- $\Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}$;
- $\Delta\tau_{\max} \leq \Delta\tau_D / \gamma_{Mf}$.

Le classi di dettaglio a cui si fa riferimento sono riepilogate nel seguito.

- ✓ saldature a completa penetrazione di composizione delle travi principali
 - $\Delta\sigma_C = 100$ MPa (ref. Circolare del 11/02/2019, Tab. C4.2.XIII, dettaglio 6);
 - $\Delta\sigma_D = 0.737 \times \Delta\sigma_C = 73.7$ MPa
 - $\gamma_{Mf} = 1.35$

- ✓ giunto trasversale saldato delle membrature principali
 - $\Delta\sigma_C = 71$ MPa (ref. Circolare del 11/02/2019, Tab. C4.2.XIV, dettaglio 13);
 - $\Delta\sigma_D =$
 - $0.737 \times \Delta\sigma_C \times 1.000 = 52.33$ MPa per $t = 20$ mm;
 - $0.737 \times \Delta\sigma_C \times 0.964 = 50.45$ MPa per $t = 30$ mm;
 - $0.737 \times \Delta\sigma_C \times 0.910 = 47.60$ MPa per $t = 30$ mm;
 - $\gamma_{Mf} = 1.35$.

8.3 Verifiche agli Stati Limite Ultimi della soletta

8.3.1 Verifiche di resistenza a flessione

Sulla soletta sono state condotte verifiche a flessione delle sezioni in cemento armato in corrispondenza delle campate. È stato verificato che nei punti più sollecitati della soletta fosse verificata la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed,c}}{M_{Rd,c}} \leq 1$$

Le verifiche flessionali allo SLU sono state eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- ✓ Conservazione delle sezioni piane;
- ✓ Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- ✓ Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- ✓ Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- ✓ Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge σ - ϵ del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con $\epsilon_{c2}=0,2\%$ ed $\epsilon_{cu}=0,35\%$.

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente plastico indefinito.

8.3.2 Verifiche di resistenza a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla NTC2018 al 4.1.2.3.5.

Per il calcolo della capacità degli elementi strutturali non dotati di specifiche armature trasversali resistenti a taglio si adotta la seguente formulazione:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_c \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

con:

f_{ck} è espresso in MPa;

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

In cui:

- d : altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$: rapporto geometrico di armature longitudinale tesa (≤ 0.02);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa]: tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);
- b_w : larghezza minima della sezione (in mm);

Per il calcolo della capacità degli elementi strutturali dotati di specifiche armature trasversali resistenti a taglio si adotta la schematizzazione a traliccio mediante le seguenti formule:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a “taglio trazione” V_{Rsd} si calcola come:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo, la resistenza di progetto a “taglio compressione” V_{Rcd} si calcola come:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v_{fcd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$

In cui:

d : altezza utile della sezione (in mm);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa]: tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);

b_w : larghezza minima della sezione (in mm);

A_{sw} : area dell'armatura trasversale;

- s : interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α : angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse;
- νf_{cd} : resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($\nu = 0.5$);
- α_c : coefficiente maggiorativo pari a:
- 1 per membrane non compresse
- $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 f_{cd}$
- 1.25 per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.50 f_{cd}$
- $2.5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$
- ϑ : inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

Il valore dell'angolo ϑ deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \vartheta \leq 2.5$$

Implementando le formule esplicitate sopra, il valore del taglio resistente è stato calcolato attraverso un apposito foglio di calcolo.

8.4 Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Le verifiche svolte sotto combinazioni di carico di esercizio sono:

- inflessione dell'impalcato nel piano verticale;
- verifica di limitazione delle tensioni in esercizio negli elementi in c.a.;
- verifiche a fessurazione della soletta.

8.4.1 Verifica di deformabilità

La verifica allo stato limite di deformazione è stata condotta imponendo dei limiti massimi in relazione alle esigenze del traffico, all'aspetto della struttura, nonché dei vincoli e dei dispositivi di giunto previsti in progetto. Per le verifiche di deformabilità si è assunto come limite per il rapporto freccia/luce il valore 1/500 in combinazione caratteristica sotto carichi variabili da traffico.

8.4.2 Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica;}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} \quad \text{per combinazione caratteristica.}$$

8.4.3 Verifiche a fessurazione della soletta

Conformemente a quanto premesso nel Par. 3.2 le verifiche a fessurazione della soletta vengono svolte verificando i seguenti limiti per l'apertura delle fessure:

- Condizione SLE Frequente $w_k \leq 0.3 \text{ mm}$
- Condizione SLE Quasi Permanente $w_k \leq 0.2 \text{ mm}$

8.5 Verifiche dei dispositivi di appoggio

8.5.1 Verifiche di resistenza

Per le verifiche di resistenza dei dispositivi di appoggio si fa riferimento alle resistenze di progetto individuate dal fornitore, ovvero:

V = carico verticale massimo ammissibile sotto combinazione sismica allo SLC;

Fzd = carico verticale massimo ammissibile sotto combinazione statica allo SLU e spostamento orizzontale massimo pari a 10 mm.

8.5.2 Verifica della corsa massima

La corsa massima del dispositivo di appoggio, da confrontarsi con la corsa massima ammissibile per l'isolatore, è valutata come la somma delle seguenti aliquote:

$$\Delta c = dE(r+v) + 0.5 dE\Delta T + dESLC$$

Dove:

dE(r+v) è l'aliquota di spostamento permanente dovuta al ritiro e alla viscosità, ove presenti;

dEΔT è l'aliquota di spostamento dovuto alla deformazione termica uniforme pari a 20°, cautelativamente considerato nella combinazione allo SLC con un fattore di 0.5;

dESLC = è lo spostamento dovuto alle azioni sismiche nella direzione longitudinale;

8.5.3 Verifiche dei giunti

Per il dimensionamento dei giunti si adotta il valore:

$$L = (+ / -) 2 \times \Delta c$$

8.6 Verifica delle spalle

Le sollecitazioni globali che le spalle ricevono dall'impalcato, sono ottenute dai modelli di calcolo globali implementati in Midas Civil. A tali sollecitazioni sono aggiunti i pesi propri degli elementi strutturali, del terreno di riempimento della spalla, le spinte del terreno di rilevato e, in condizioni sismiche, le masse.

Per i muri verticali delle spalle sono stati adottati modelli a trave con vincolo a mensola per il muro frontale e i muri andatori. Per le platee di fondazione, si è utilizzato un modello a piastra, discretizzato mediante elementi shell.

I pesi propri e le masse sono esplicitate nelle tabelle riportate nei paragrafi seguenti.

Le spinte del terreno di rilevato, invece, sono state valutate come segue, con riferimento alle seguenti caratteristiche fisico meccaniche del terreno di rilevato.

$\varphi = 38^\circ$ angolo d'attrito;

$c = 0$ coesione interna;

$\gamma = 20 \text{ kN/mc}$ peso specifico.

8.6.1.1 Condizioni statiche

La spinta del terreno del rilevato in condizioni statiche, viene valutata in termini di spinta a riposo, adottando un coefficiente di spinta pari a:

$$K_0 = (1 - \sin\varphi)$$

Ne consegue che la spinta statica agente su un metro di parete con altezza H è pari a:

$$S_{\text{stat}} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_0$$

La spinta così calcolata è applicata ad una altezza pari a $H/3$.

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q = 20.0 \text{ KN/m}^2$.

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = Q \cdot H \cdot K_0$$

Tale spinta è applicata ad una altezza pari a $H/2$.

8.6.1.2 Condizioni sismiche

Conformemente alle indicazioni fornite dalle seguenti norme:

D.M 14/01/2008;

UNI EN 1997-2005-Progettazione Geotecnica

Le azioni indotte dal terreno in condizioni sismiche sulle strutture della spalla sono valutate con le seguenti modalità.

Le azioni sismiche orizzontali e verticali che si interessano le strutture delle spalle ed il terreno di riempimento tra i muri andatori sono state valutate in accordo alle specifiche fornite dal DM 14/01/08 per la verifica sismica delle opere di sostegno (prg 7.11.6.2.1 *Metodi di analisi*).

Nello specifico, le azioni le forze di inerzia orizzontali (F_h) e verticali (F_v) da considerare nell'ambito delle verifiche con metodi pseudo statici, si ottengono applicando ai pesi propri e permanenti i seguenti coefficienti sismici

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Figura 22 – Coefficienti sismici (estratto D.M. 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_m , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso delle spalle del viadotto in questione che in virtù della elevata rigidità sia del sistema di fondazione che della parte in elevazione, è interessata da spostamenti trascurabili durante l'evento sismico) un valore del coefficiente β_m pari ad 1.0. Assumendo tale valore si considera che, cautelativamente, il terreno di riempimento è rigidamente connesso alla spalla e non subisce deformazioni o movimenti relativi rispetto ad essa.

La forza di calcolo E_d è da considerare come la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno.

In assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la rigidità relativa, il tipo di movimento e la massa dell'opera di sostegno, si assume che la forza dovuta alla spinta dinamica del terreno sia applicata a metà altezza del muro ed agisca con un'inclinazione rispetto alla normale al muro uguale a zero.

La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$$

dove:

H è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

γ è il peso specifico del terreno (definito ai punti seguenti);

K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

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

Per stati di spinta attiva:

$$\beta \leq \phi - \theta : K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\phi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\phi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta : K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

Nelle precedenti equazioni vengono usati i seguenti valori:

$\phi = 38^\circ$ angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;

$\psi = 90^\circ$ angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro di monte;

$\beta = 0^\circ$ angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno;

$\delta/\phi = 0.66$ rapporto angolo di attrito terra-muro e angolo di resistenza a taglio

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 + k_v}$$

In particolare, per il calcolo della spinta statica esercitata sul muro frontale e sui muri laterali dal terreno contenuto nella spalla, si è fatto riferimento, per la fase statica, ad una situazione di spinta a riposo (K_0); per quanto riguarda invece la fase sismica, si sommano agli effetti di una situazione di spinta attiva, gli incrementi di spinta esercitati dal terreno in fase sismica ottenuti convenzionalmente come differenza tra spinta attiva valutata in condizioni sismiche (K'_a , calcolato con l'espressione di Mononobe-Okabe) ed in fase statica.

Infine, nel caso specifico non essendo presente la falda, la spinta idrostatica è nulla.

9 RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE

Si utilizza un'analisi lineare elastica per gli effetti delle azioni tenendo in conto fenomeni differiti quali la viscosità e ritiro, gli effetti delle azioni termiche e le fasi costruttive.

In questa sezione sono rappresentati alcuni risultati dell'analisi condotta sul modello globale, in termini di sollecitazioni (kN, kNm) e spostamenti (mm), in forma grafica e per le sole nervature principali.

9.1 Risultati in fase finale

9.1.1 Stato limite ultimo (SLU)

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni per la combinazione più gravosa degli SLU.

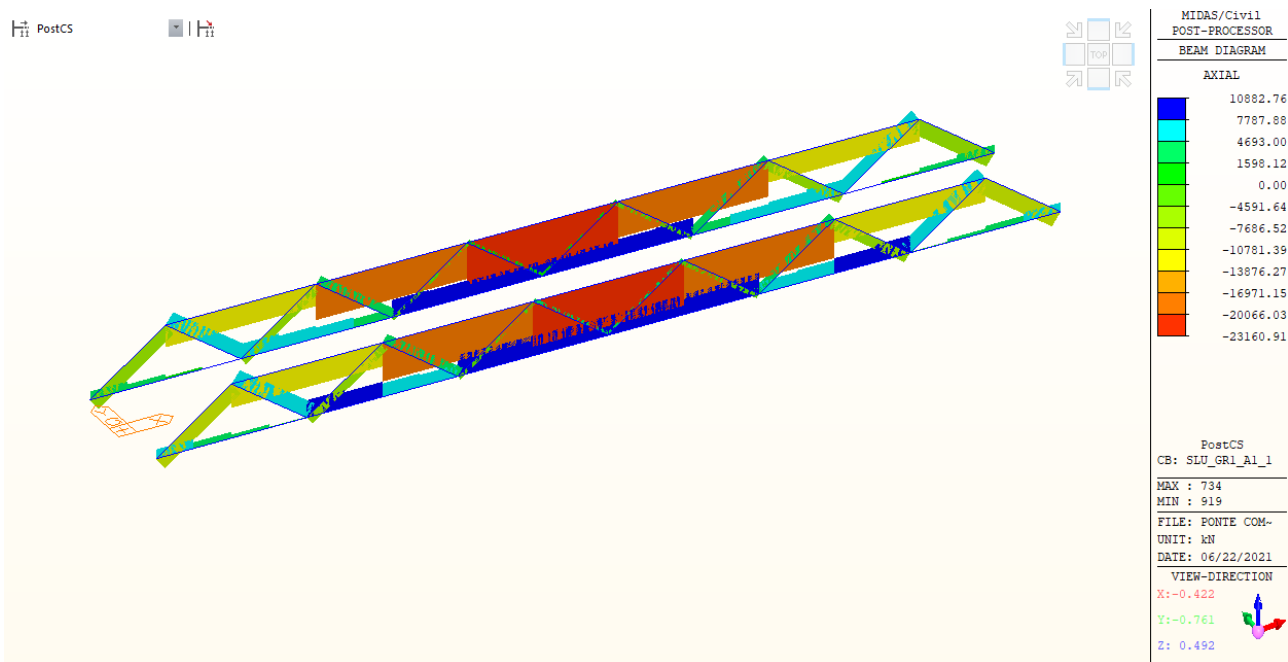


Figure 1 – SLU STR GRI,1 – Travi reticolari: Sforzo Normale N (kN)

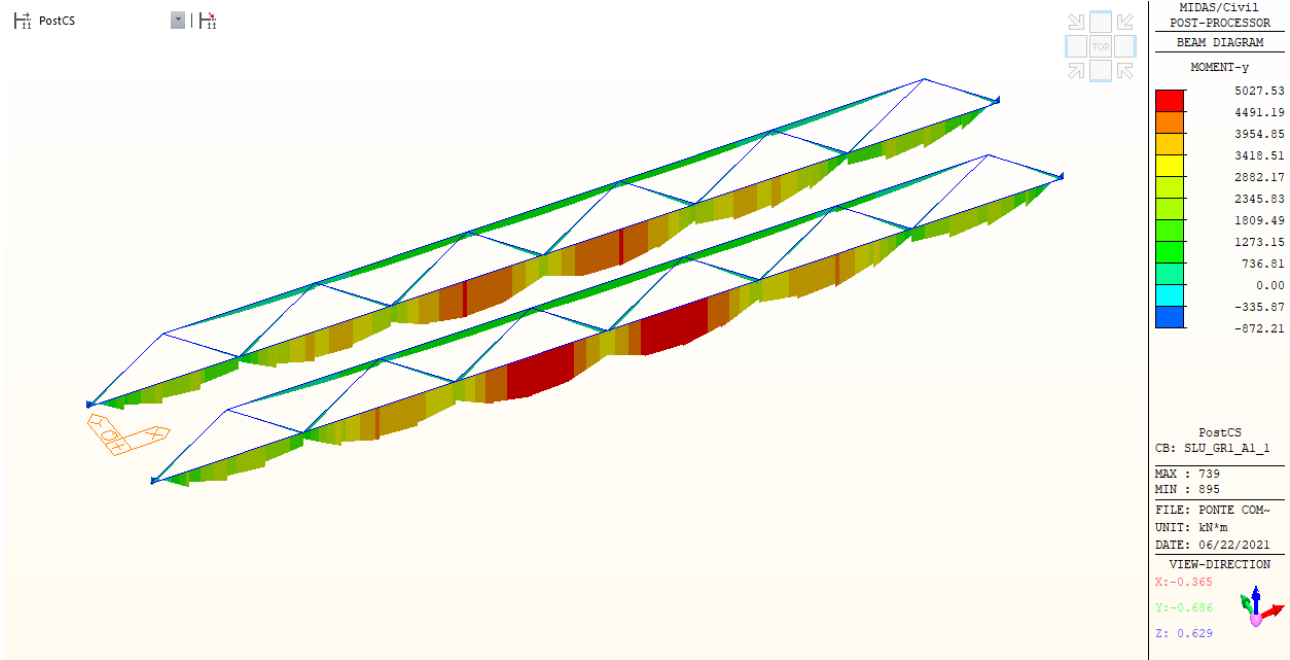


Figure 2 – SLU STR GRI,1 – Travi reticolari: Momento Flettente My (kNm)

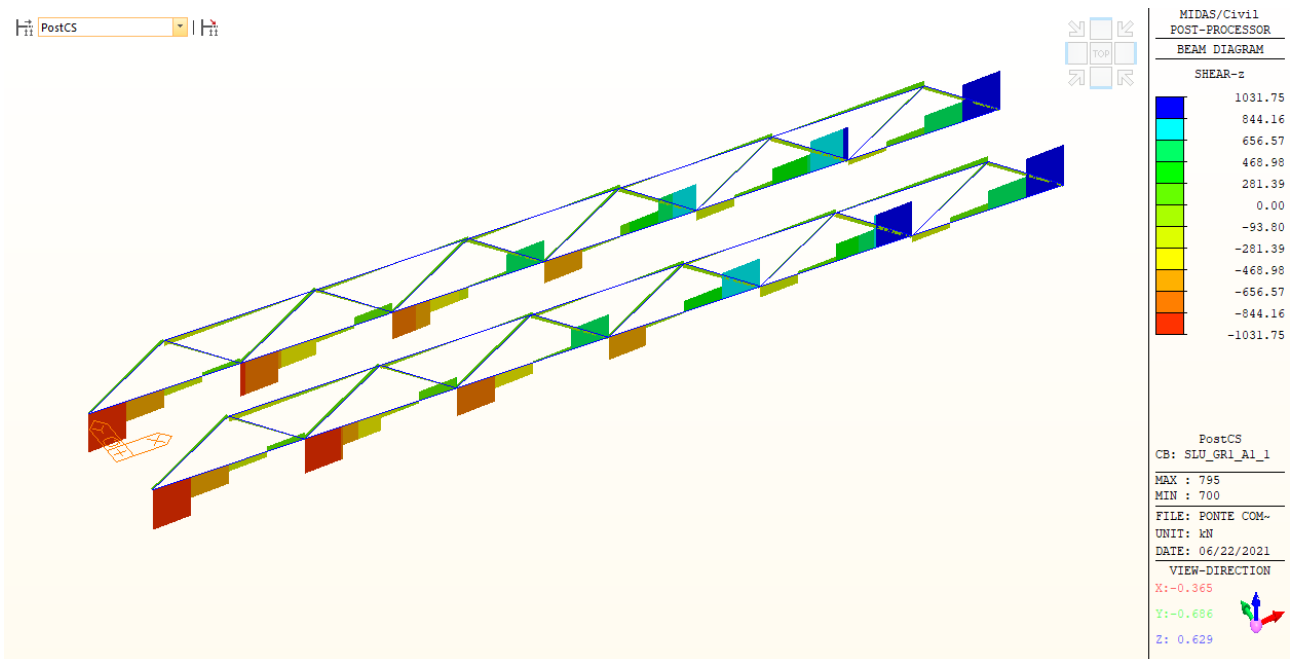
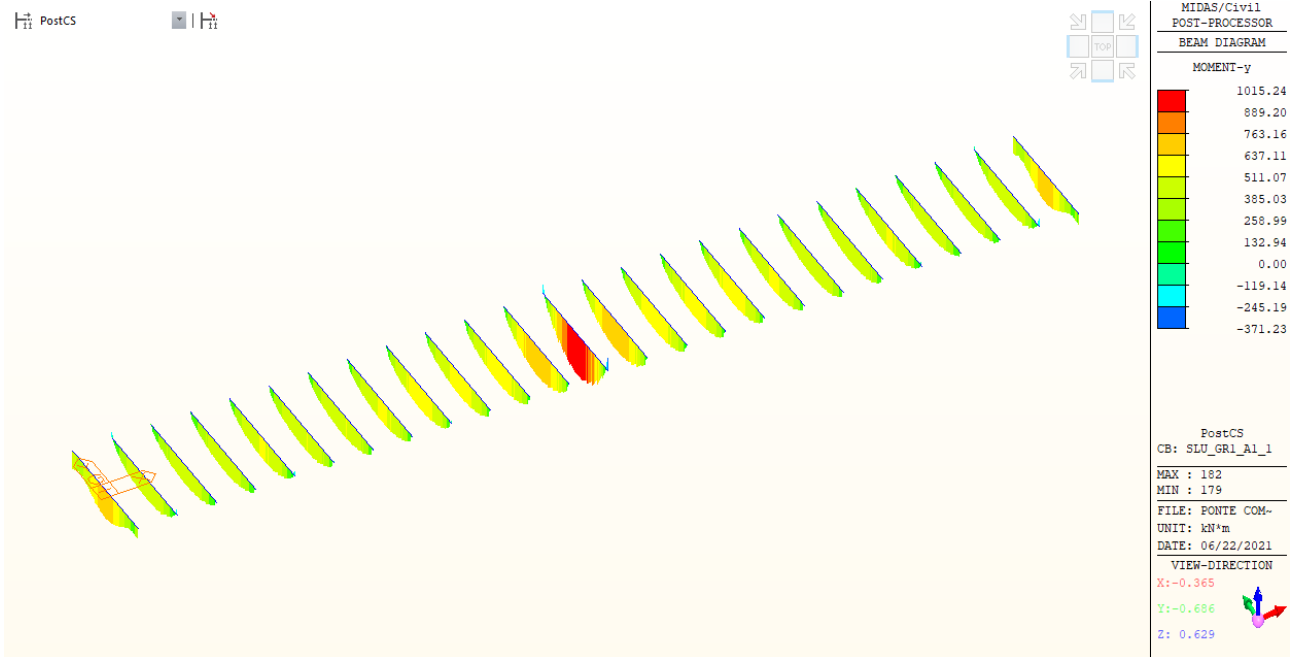
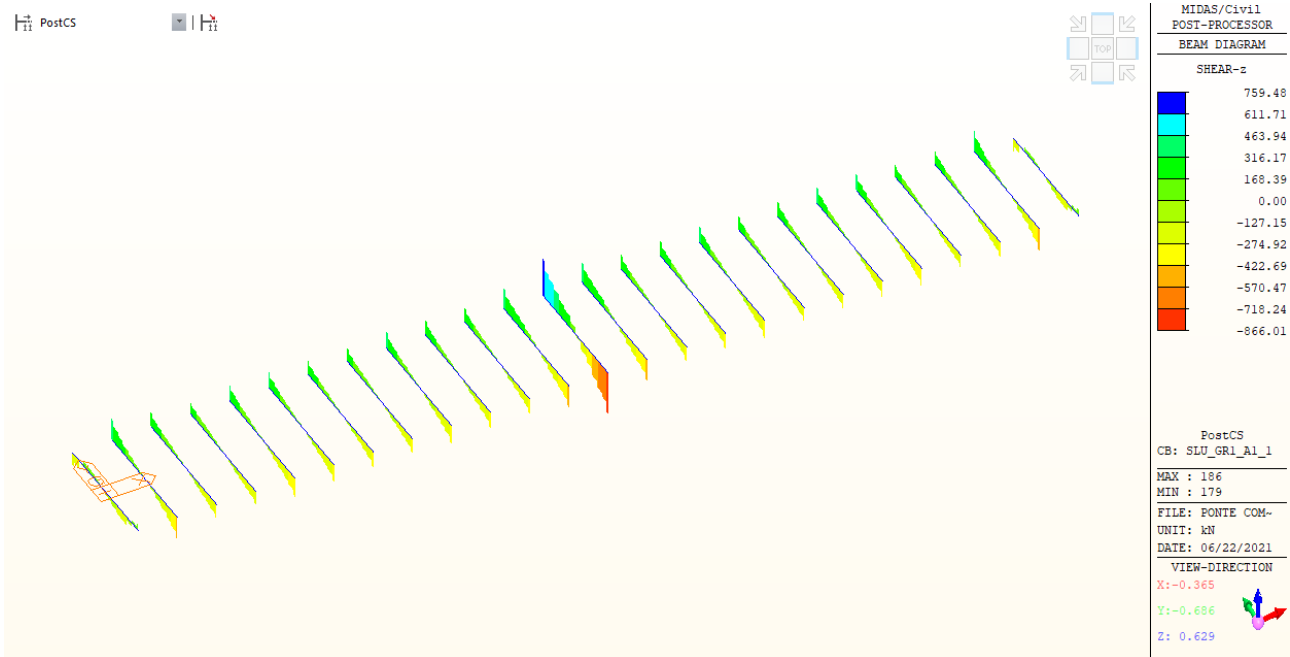


Figure 3 - SLU STR GRI,1 – Travi reticolari: Taglio Fz (kN)



SLU STR GRI,1 – Traversi: Momento Flettente My (kNm)



SLU STR GRI,1 – TraversiTaglio Fz (kN)

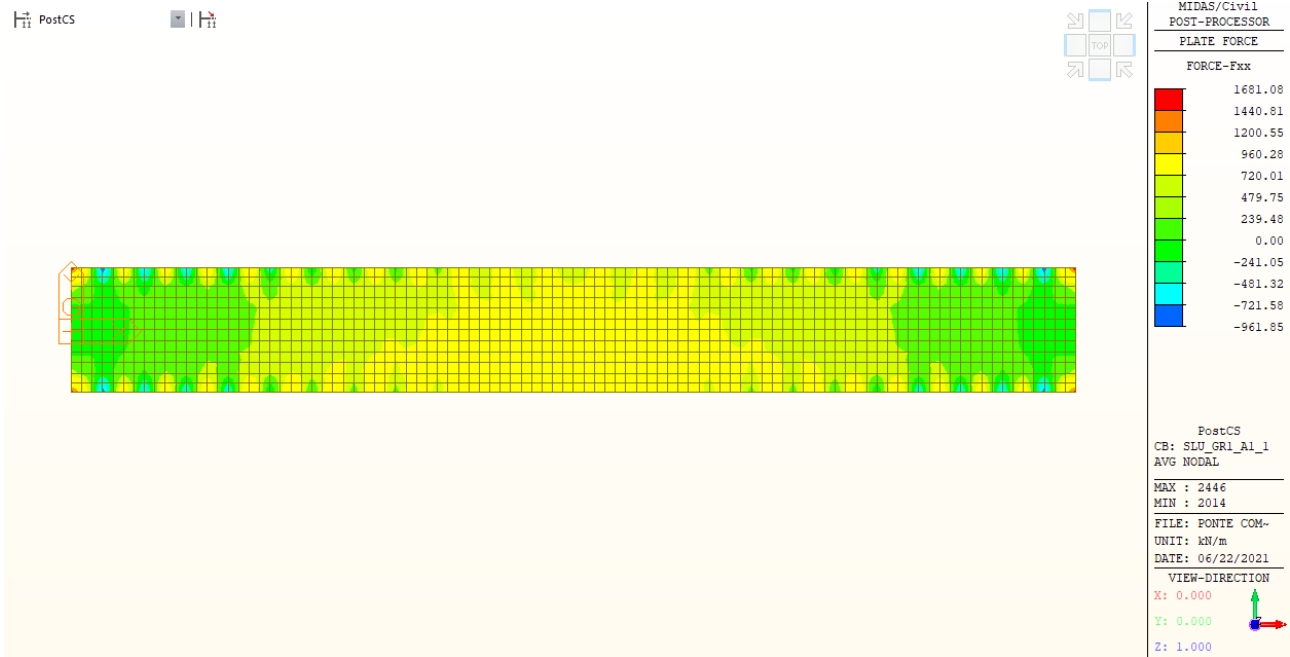


Figure 4 – SLU STR Gr1,1 Predalles

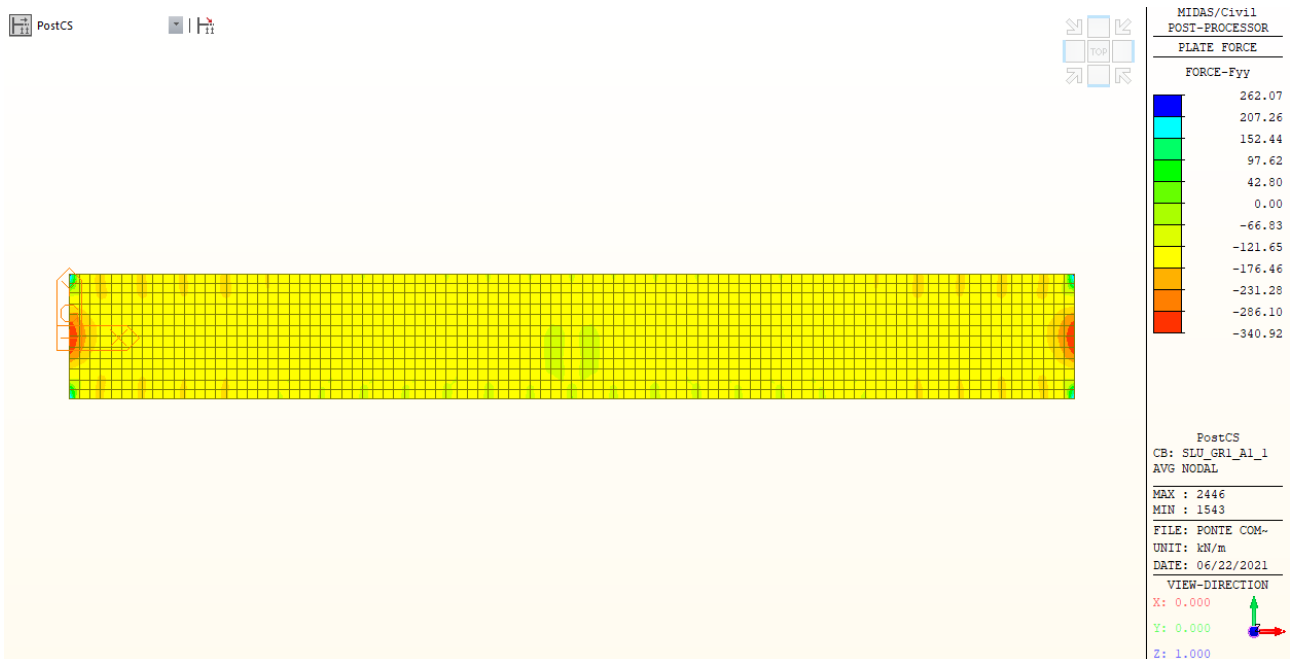


Figure 5 – SLU STR Gr1,1 Predalles

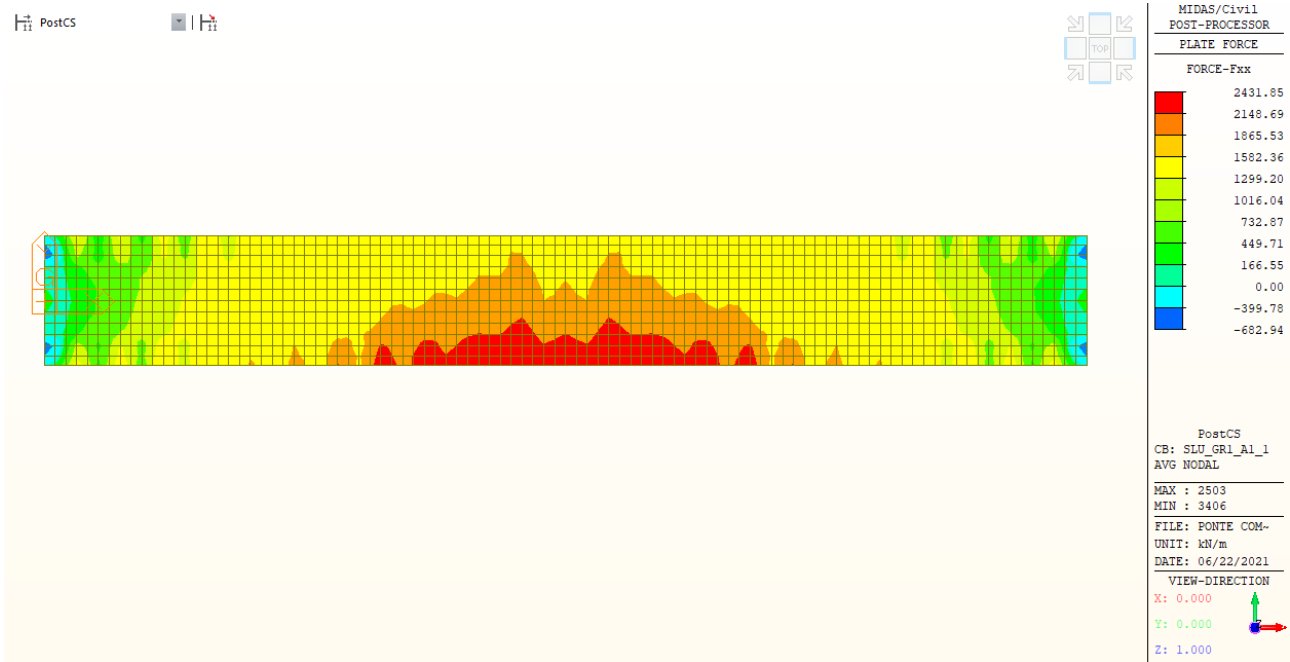


Figure 6 – SLU STR Gr1,1 Soletta - Fxx

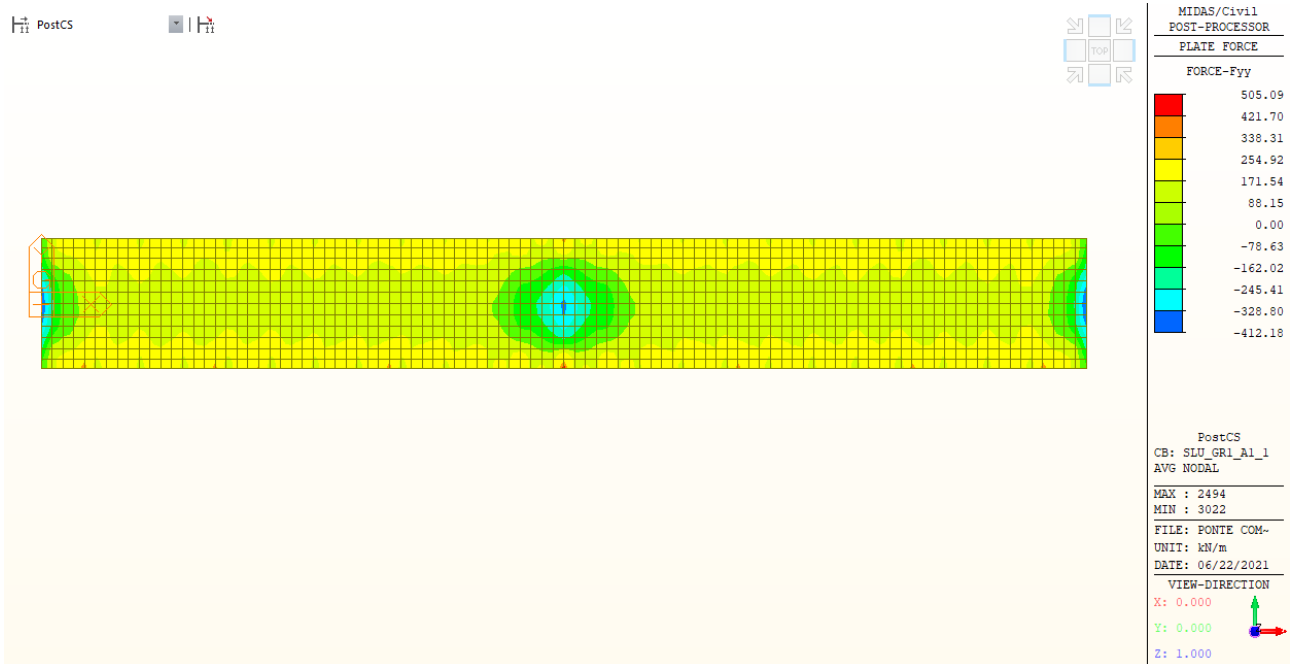


Figure 7 – SLU STR Gr1,1 Soletta - Fyy

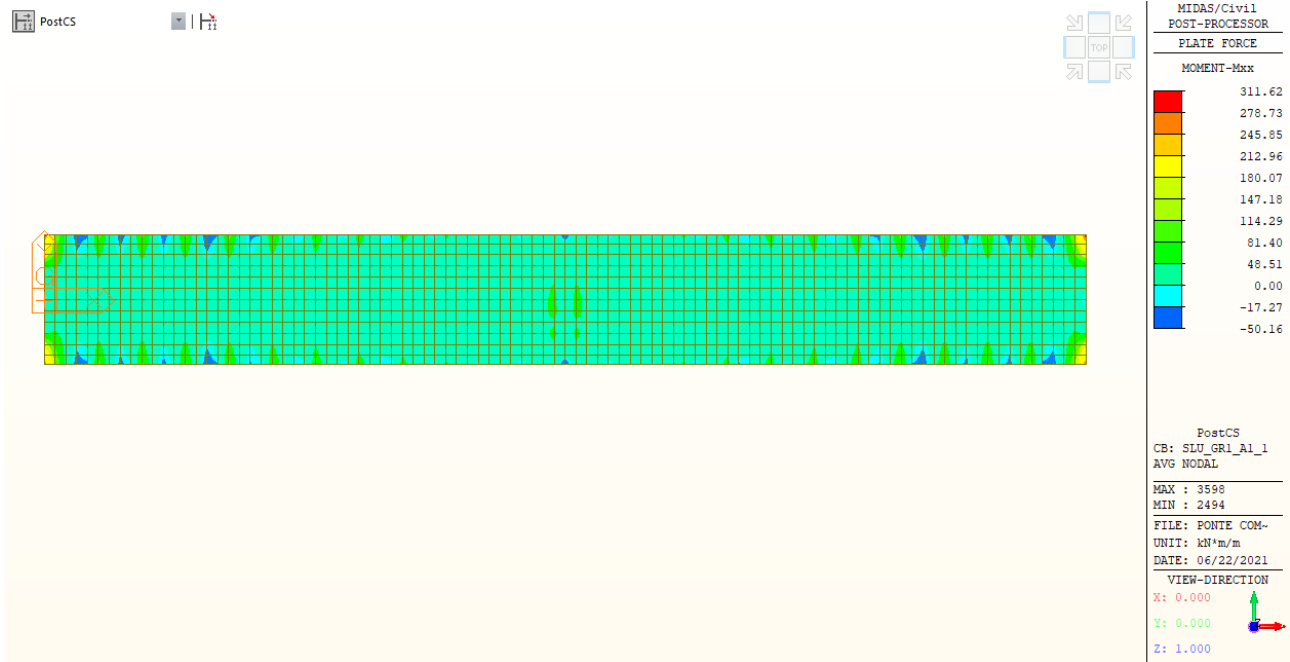


Figure 8 – SLU STR Gr1,1 Soletta - Mxx

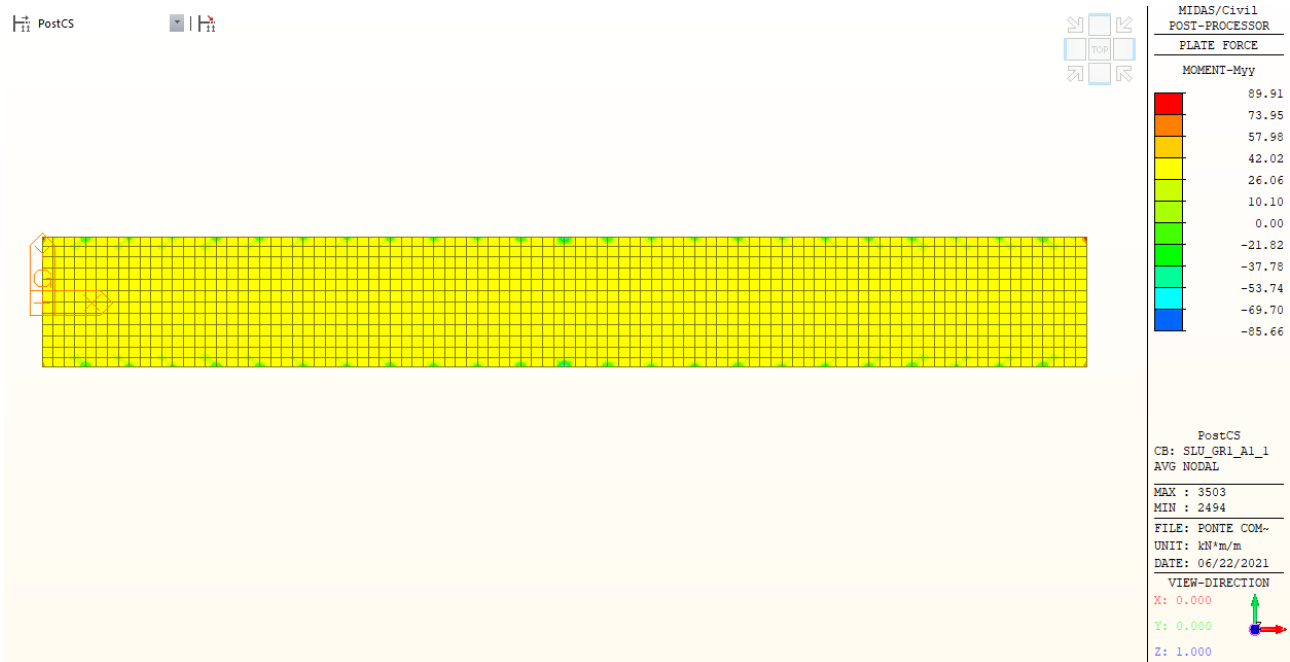


Figure 9 – SLU STR Gr1,1 Soletta - Myy

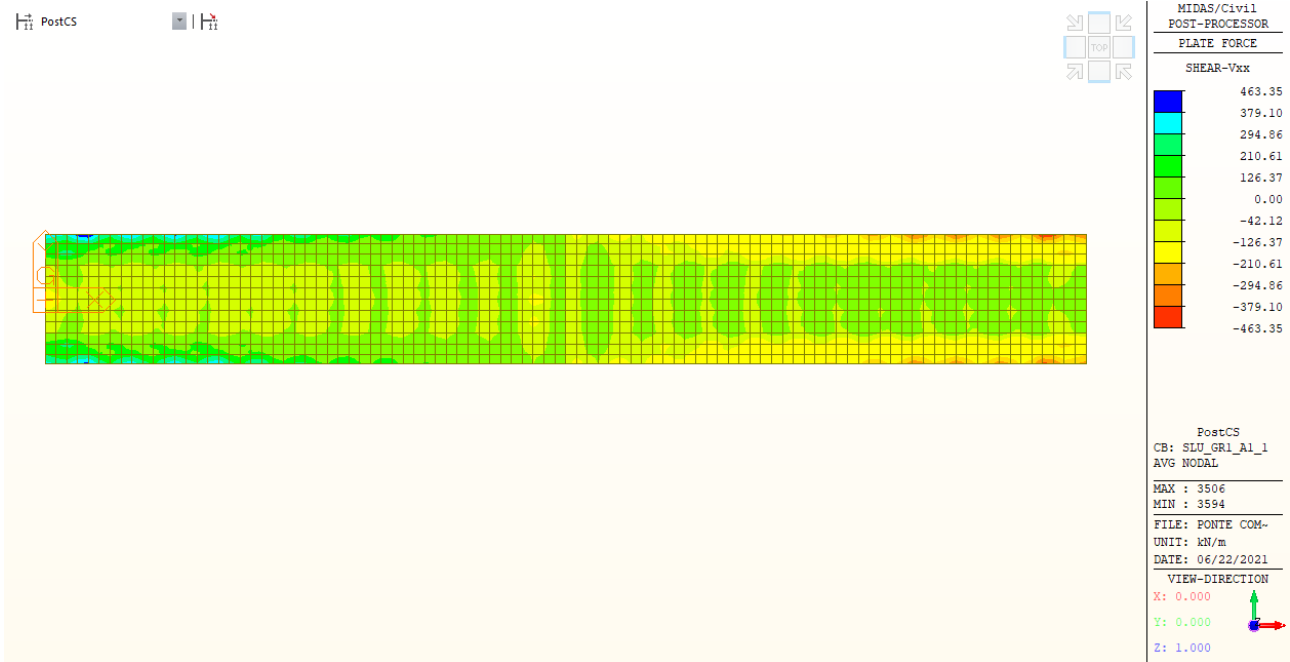


Figure 10– SLU STR Gr1,1 Soletta - Vxx

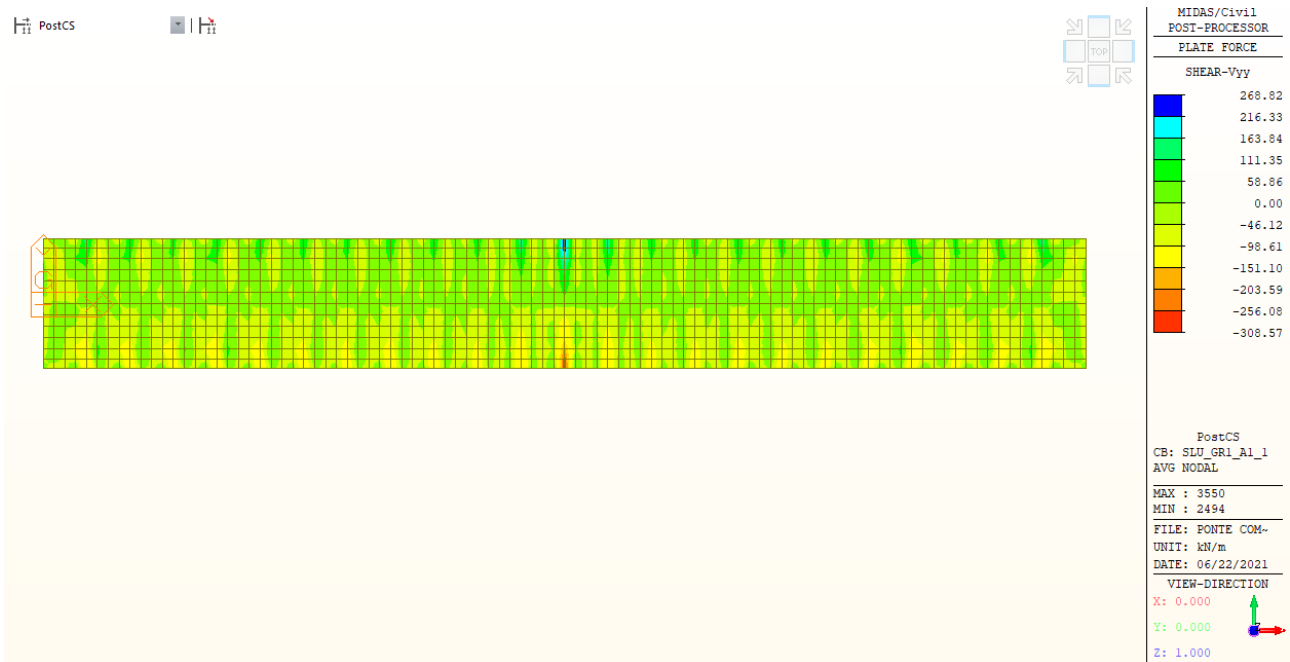


Figure 11– SLU STR Gr1,1 Soletta - Vyy

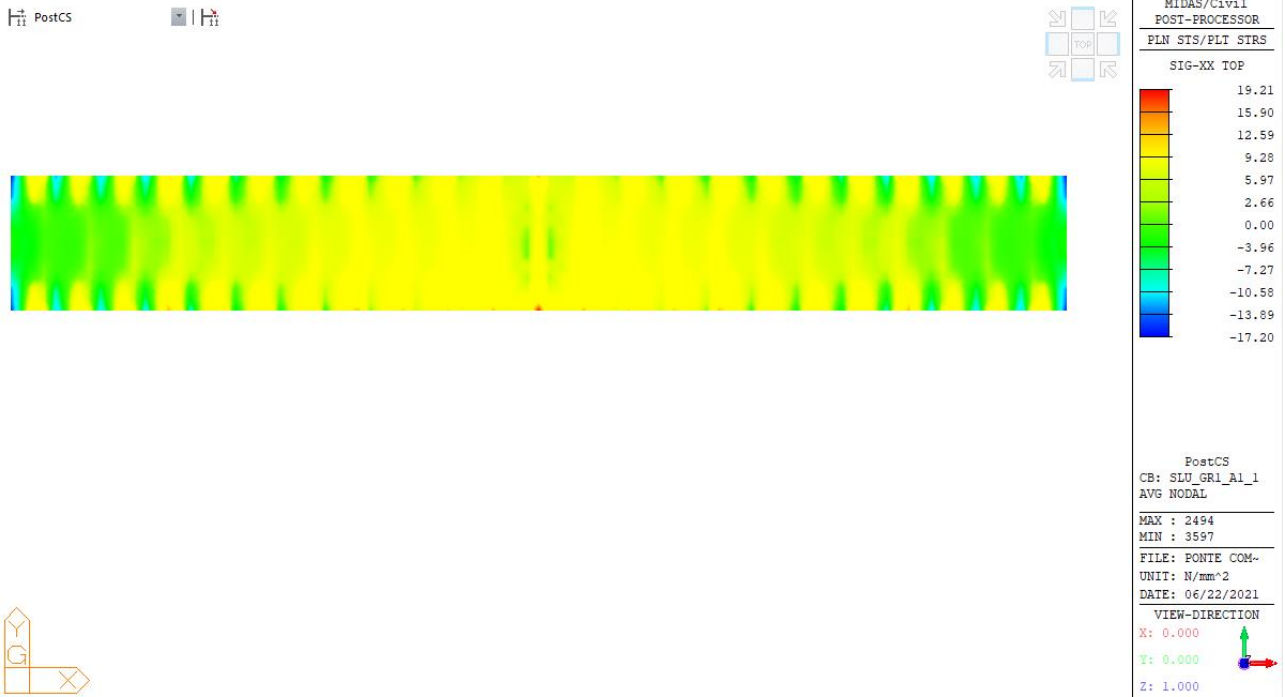


Figura 23: SLU STR Gr1,1 Soletta – σ_{xx} TOP

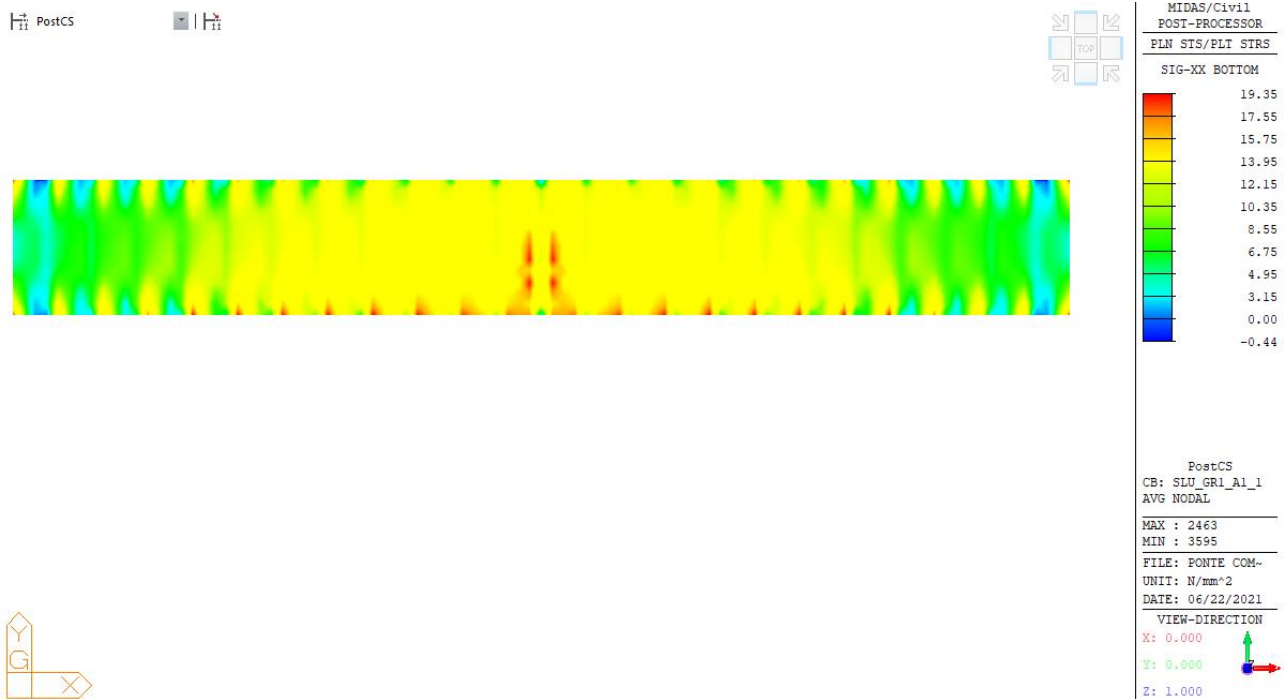


Figura 24: SLU STR Gr1,1 Soletta – σ_{xx} BOTTOM

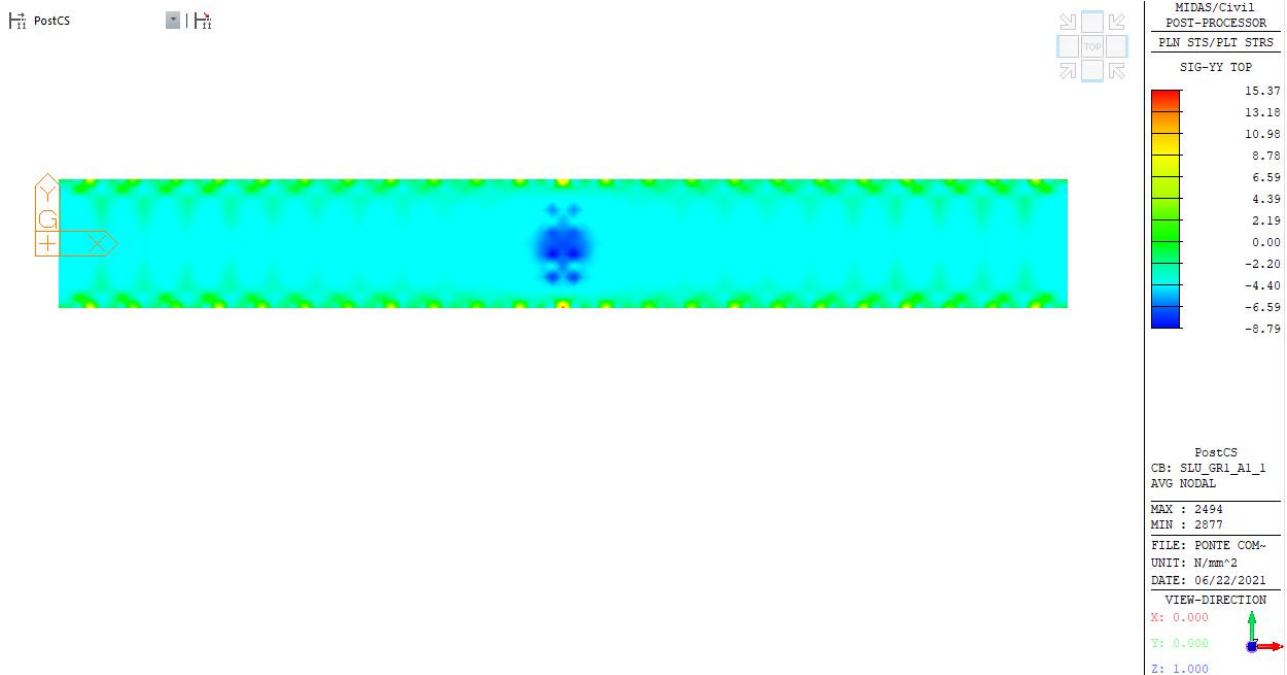


Figura 25: SLU STR Gr1,1 Soletta – σ_{yy} TOP

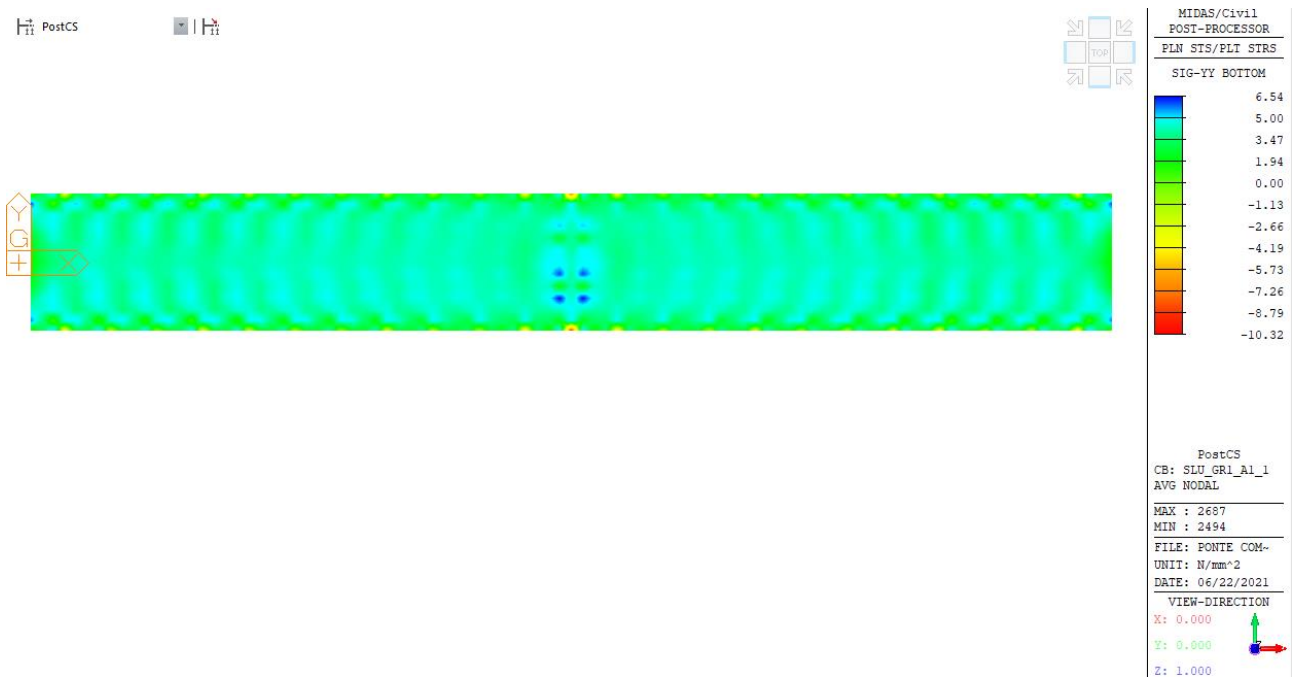


Figura 26: SLU STR Gr1,1 Soletta – σ_{yy} BOTTOM

9.1.2 Stato limite di esercizio (SLE)

Spostamenti per effetto dei carichi di esercizio

Si riportano nel seguito gli spostamenti verticali della struttura per effetto dei carichi MOBILI.

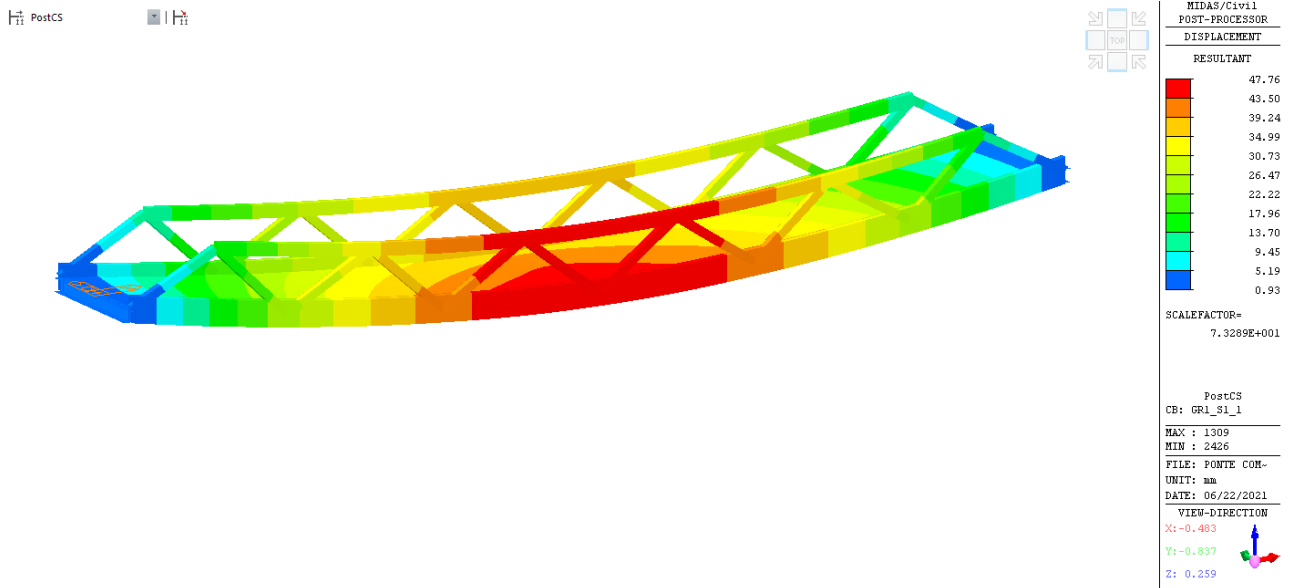


Figura 27: Spostamenti per effetto dei carichi mobili

Sollecitazioni nella soletta per effetto dei carichi di esercizio

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente per l'involuppo delle combinazioni rare.

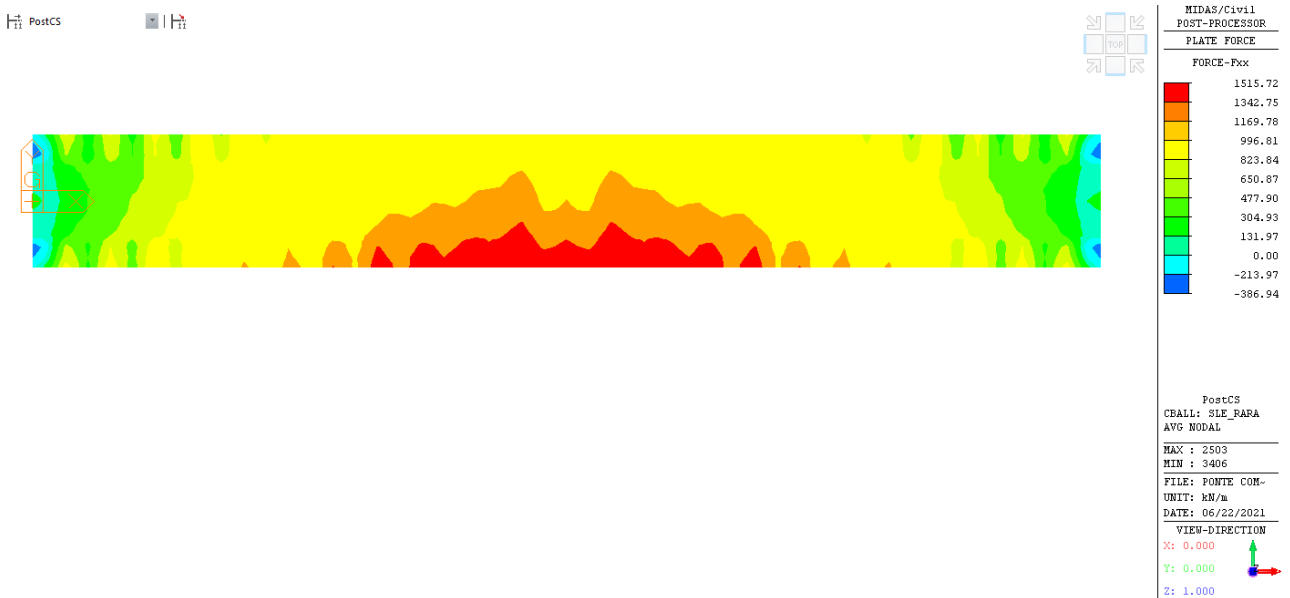


Figure 12 – SLE ENV RARA Soletta - Fxx

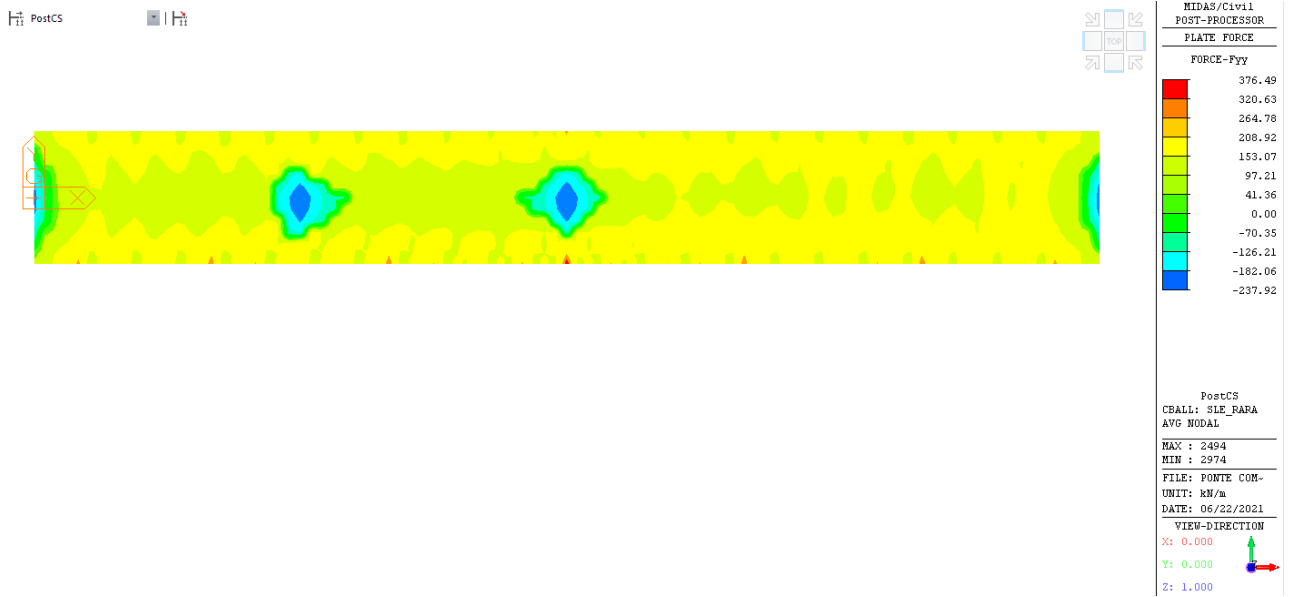


Figure 13 – SLE ENV RARA Soletta - Fyy

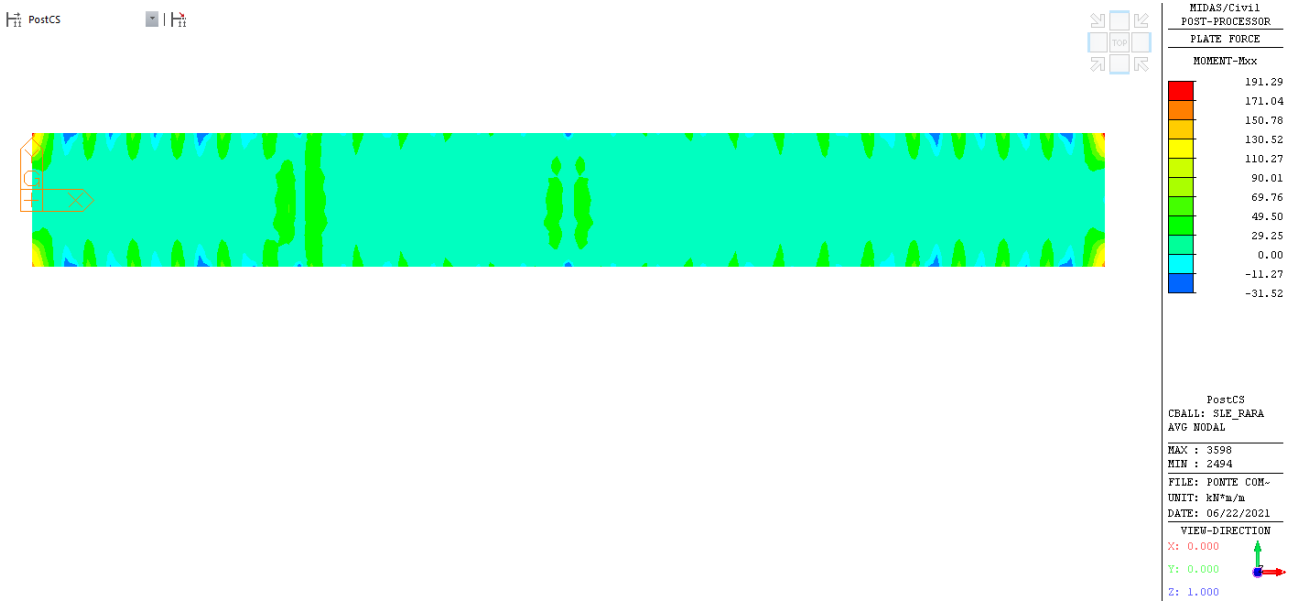


Figure 14 – SLE ENV RARA Soletta - Mxx

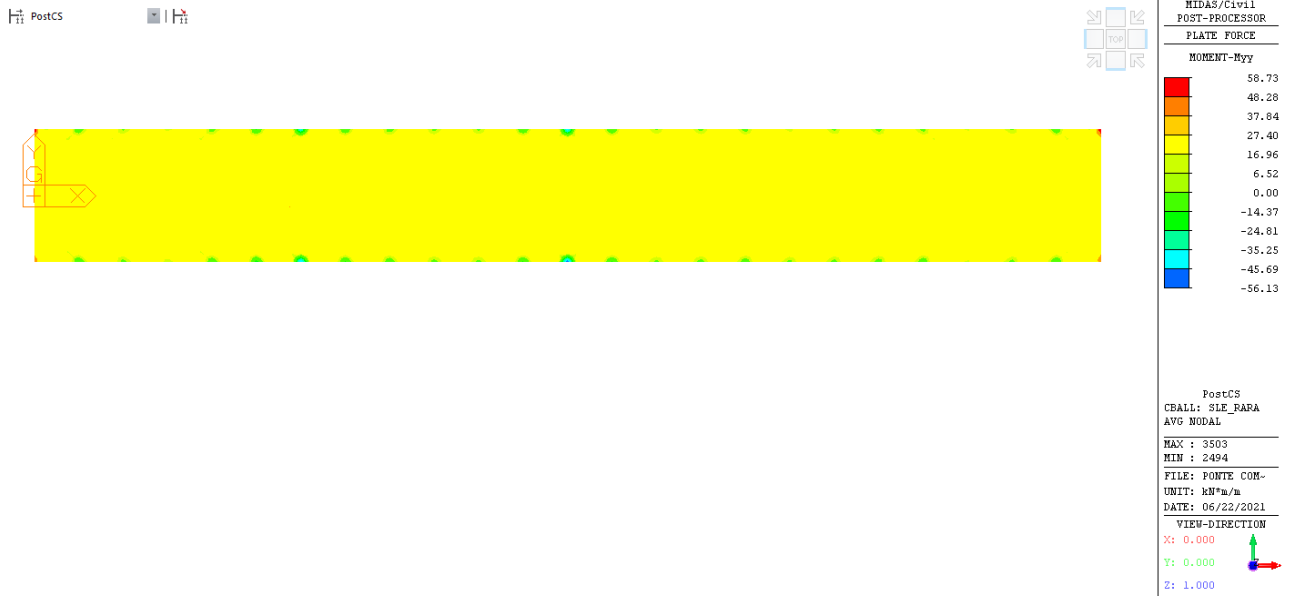


Figure 15 – SLE ENV RARA Soletta - Myy

10 VERIFICHE DELLA CARPENTERIA IN ACCIAIO

Nella seguente sezione vengono mostrate le verifiche di resistenza, fatica e deformabilità eseguite secondo i criteri esposti al capitolo 7.

10.1 Verifiche delle Travature Reticolari

10.1.1 Verifiche di Resistenza allo SLU

Le tensioni nei singoli elementi sono ottenute considerando:

- i valori di tensione normale ottenuti direttamente dal programma di calcolo
- le tensioni tangenziali da taglio e da torsione calcolate in funzione dei risultati in termini di sollecitazioni, precedentemente esposti.

Le tensioni tangenziali τ sono costituite da una componente dovuta al taglio, τ_v , e una componente dovuta alla torsione, τ_{Mt} . La componente dovuta al taglio viene valutata in ciascun punto come valore medio nelle anime, mentre la tensione tangenziale a torsione τ_{Mt} viene valutata alla Bredt:

- $$\tau_V = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot t_w \cdot h_w}$$
- $$\tau_{Mt} = \frac{M_{t,Ed}}{2 \cdot A_{sw} \cdot t_w}$$

dove:

- V_{Ed} e $M_{t,Ed}$ sono rispettivamente le sollecitazioni di taglio e momento torcente;
- t_w e h_w sono rispettivamente lo spessore e l'altezza dei piatti;
- A_{sw} è l'area racchiusa dalla linea media della sezione sottile

Si riportano, nei diagrammi a seguire, le tensioni normali, le tensioni tangenziali e le tensioni ideali nei punti di verifica da P1 a P8 (cfr. par. 8.2) allo stato limite ultimo negli elementi della trave reticolare più sollecitata.

La combinazione di verifica è la più gravosa, ovvero la combinazione A1 STR _ Gr1_1 (con disposizione dei carichi concentrate in mezzeria).

Gli elementi che compongono i correnti inferiori sono numerati da 1 a 288;

Gli elementi che compongono i correnti superiori sono numerati da 289 a 408;

Gli elementi che compongono i diagonalanti sono numerati da 409 a 696;

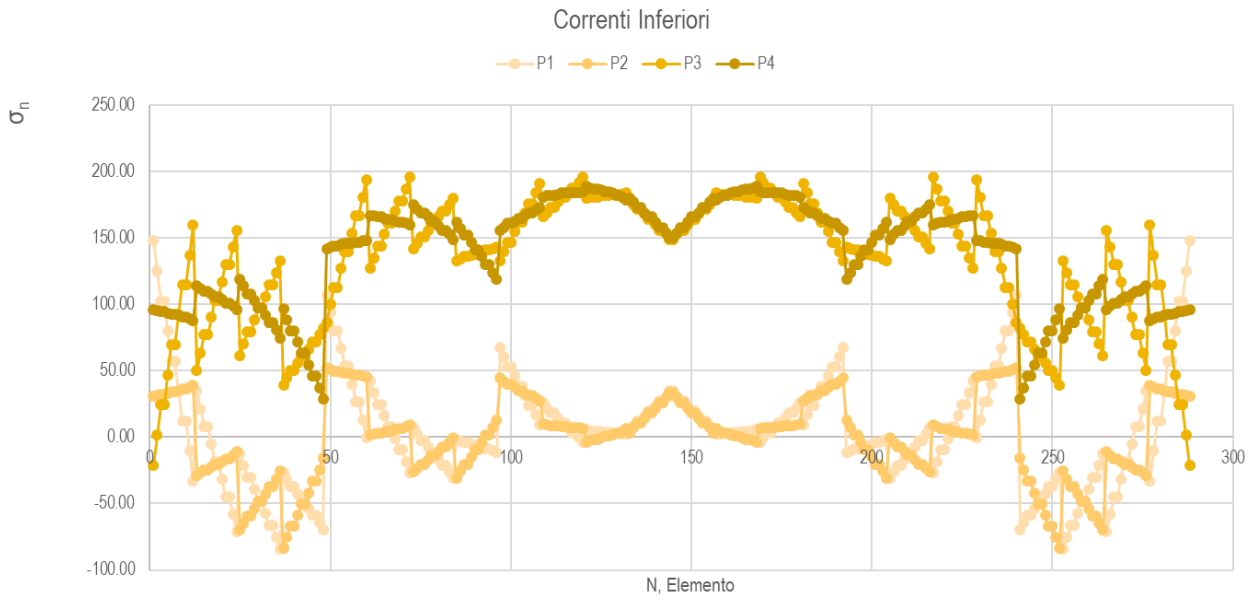


Figure 16 – Tensioni Normali nei Correnti Inferiori (punti da P1 a P4) [Mpa]

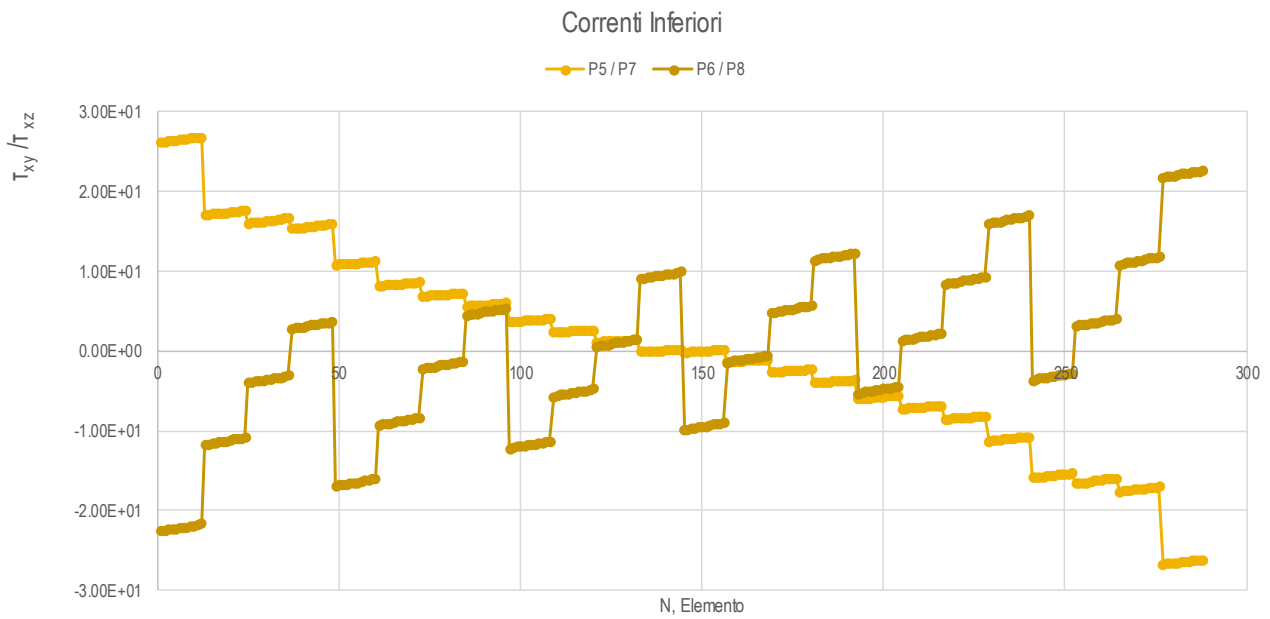


Figure 17 - Tensioni Tangenziali da Taglio e Torsione nei Correnti Inferiori (punti da P5 a P8) [Mpa]

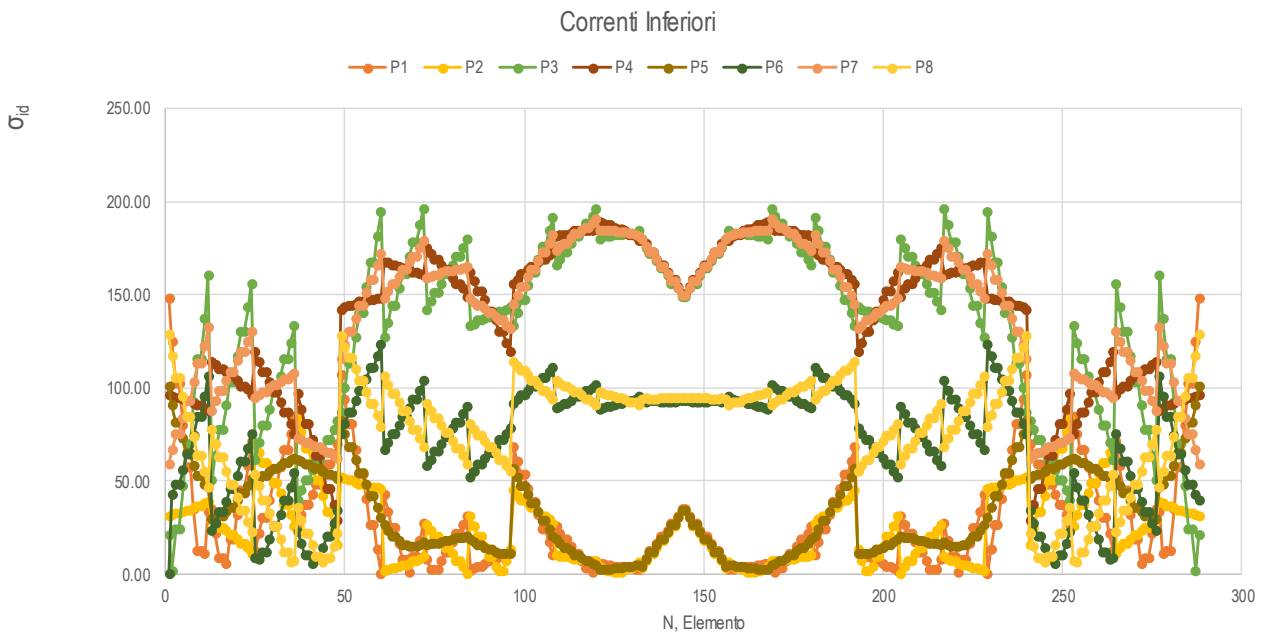


Figure 18 - Tensioni Ideali nei Correnti Inferiori (punti da P1 a P8) [Mpa]

Come si evince dal grafico le tensioni ideali, nei diversi punti di verifica, sono inferiori alla resistenza di progetto f_{yd} dell'acciaio utilizzato, per cui le verifiche sono soddisfatte.

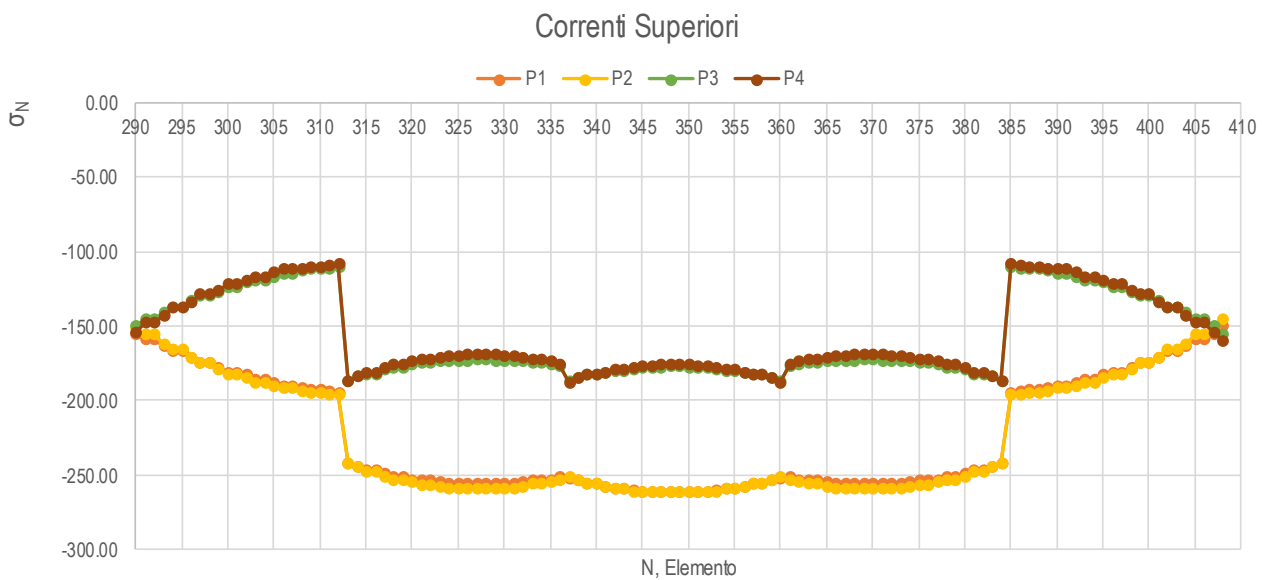


Figure 19 – Tensioni Normali nei Correnti Superiori (punti da P1 a P4) [Mpa]

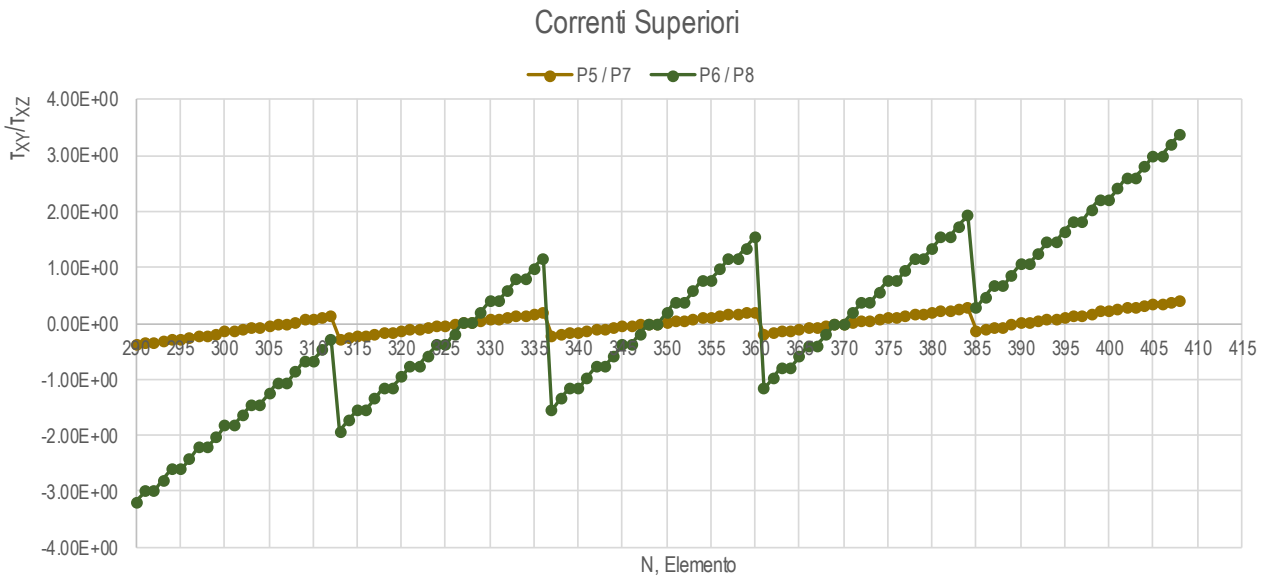


Figure 20 – Tensioni Tangenziali da Taglio e Torsione nei Correnti Superiori (punti da P5 a P8) [Mpa]

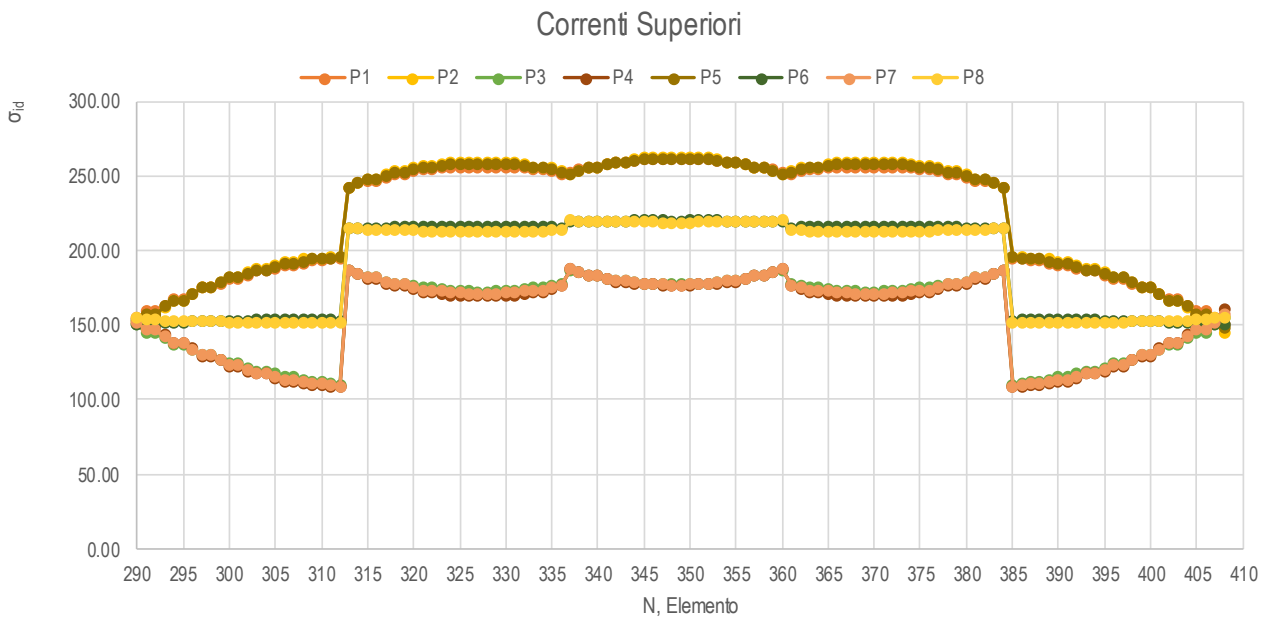


Figure 21 - Tensioni ideali nei Correnti Superiori (punti da P1 a P8) [Mpa]

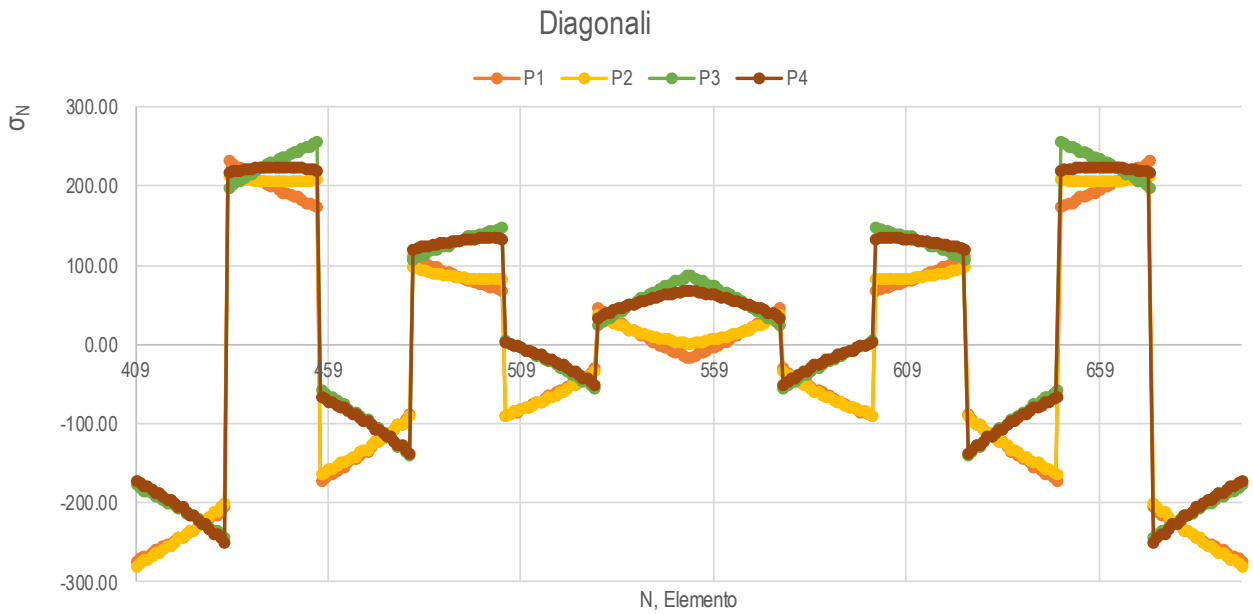


Figure 22 Tensioni Normali nei Diagonali (punti da P1 a P4) [Mpa]

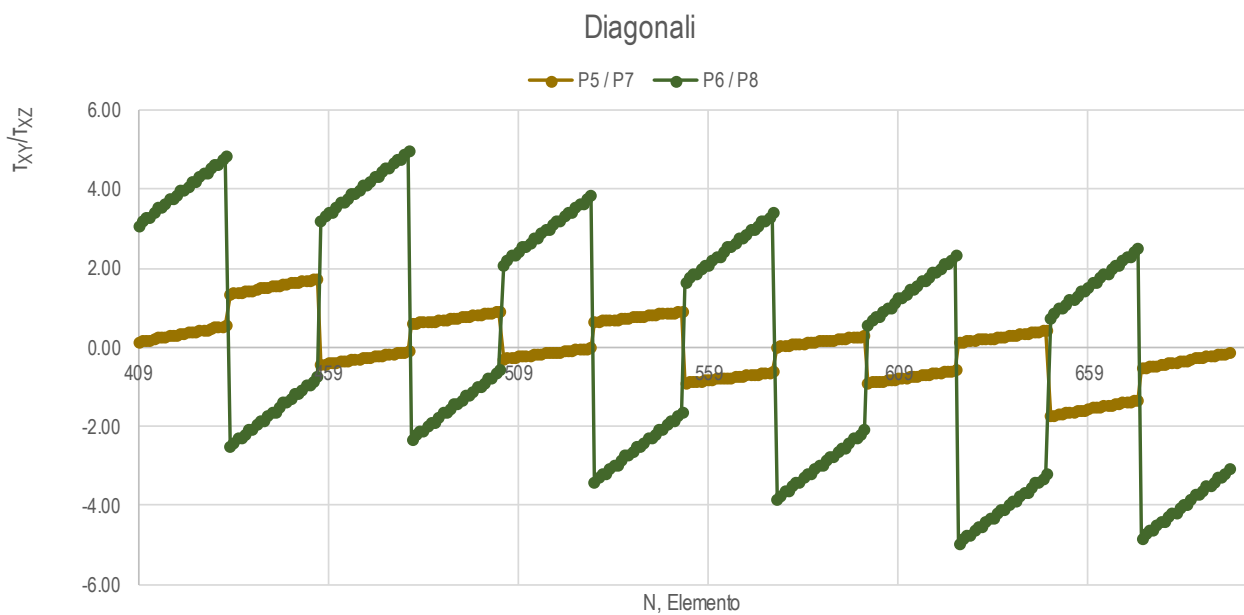


Figure 23 Tensioni Tangenziali da Taglio e Torsione nei Diagonali (punti da P5 a P8) [Mpa]

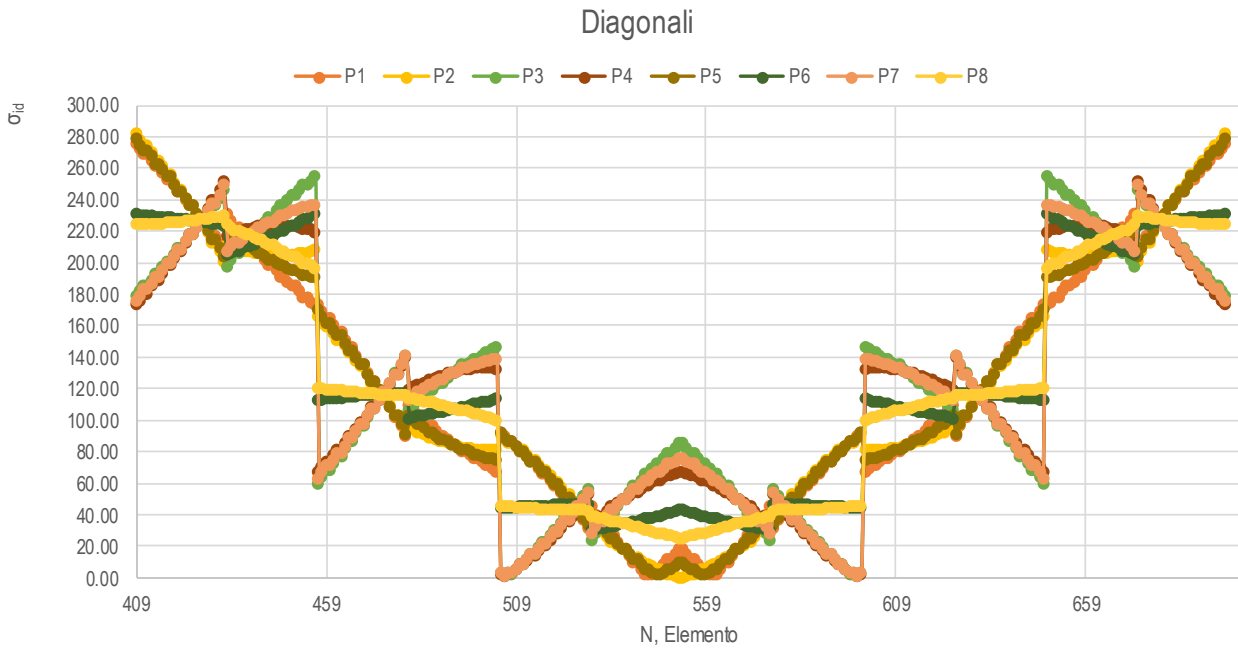


Figure 24 -- Tensioni ideali nei Correnti Superiori (punti da P1 a P8) [Mpa]

10.1.2 Verifica dell'Instabilità per Imbozzamento dei pannelli d'anima

A seguire si riportano le verifiche ad imbozzamento per gli elementi maggiormente sollecitati.

CORRENTE INFERIORE			
Acciaio :	S	355	
σ_{amm} =		322.7	Mpa
τ_{amm} =		186.3	Mpa
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PANNELLO			
H (cm) =		180	
a (cm) =		300	
h (cm) =		180	
s(mm) =		16	(spessore)
α =		1.667	
DETERMINAZIONE COEFFICIENTI DI IMBOZZAMENTO			
σ_{sup}^I (MPa) =		86.00	COMPRESSIONE +
σ_{inf}^I (MPa) =		-50	TRAZIONE -
ψ_I =		-0.6	
Condizione di carico di riferimento per tensioni normali (I - II -III ?)			
$K\sigma$ =		8.0	II
$K\tau$ =		6.8	
TENSIONI IDEALI DI IMBOZZAMENTO			
$\sigma_{cr,0}$ (Mpa) =		14.7	
σ_{cr} (Mpa) =		118.02	
τ_{cr} (Mpa) =		99.75	
TENSIONI DI RIFERIMENTO PER VERIFICA			
σ_1 (Mpa) =		86.00	σ_N (Mpa) = 0

$\sigma_M(\text{Mpa}) = 86.00$

T(KN)=	250
At(mm ²)=	57600
τ (Mpa)=	4.3
$\sigma_{cr, id}$ (Mpa)=	118.2
$\sigma_{cr, red}$ (Mpa)=	-

$$\frac{\sigma_{cr, id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \tau^2}} = 1.37$$

$\beta =$	1.0
$\nu =$	1
$\beta \nu =$	1.00

VERIFICATO

CORRENTE SUPERIORE

Acciaio :	S		355	
$\sigma_{amm} =$			322.7	Mpa
$\tau_{amm} =$			186.3	Mpa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PANNELLO

H (cm) =	90	
a (cm) =	300	
h (cm) =	90	
s(mm) =	30	(spessore)
$\alpha =$	3.333	

DETERMINAZIONE COEFFICIENTI DI IMBOZZAMENTO

σ_{sup}^I (MPa)=	262.00	COMPRESSIONE	+
σ_{inf}^I (MPa) =	187	TRAZIONE	-
$\psi_1 =$	0.7		

Condizione di carico di riferimento per tensioni normali (I - II -III ?)

I

$K\sigma =$	4.6
$K\tau =$	5.7

TENSIONI IDEALI DI IMBOZZAMENTO

$\sigma_{cr, 0}$ (Mpa)=	206.9
σ_{cr} (Mpa)=	958.17
τ_{cr} (Mpa)=	1179.27

TENSIONI DI RIFERIMENTO PER VERIFICA

σ_1 (Mpa)=	262.00	σ_N (Mpa)=	0
		σ_M (Mpa)=	262.00

T(KN)=	90
At(mm ²)=	54000
τ (Mpa)=	1.7
$\sigma_{cr, id}$ (Mpa)=	958.2
$\sigma_{cr, red}$ (Mpa)=	350.09

$$\frac{\sigma_{cr, id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \tau^2}} = 1.34$$

β=	1.0
ν=	1
βν=	1.00

VERIFICATO

DIAGONALE

Acciaio :	S	355	
σ _{amm} =		322.7	Mpa
τ _{amm} =		186.3	Mpa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PANNELLO

H (cm) =	60	
a (cm) =	300	
h (cm) =	60	
s(mm) =	16	(spessore)
α =	5.000	

DETERMINAZIONE COEFFICIENTI DI IMBOZZAMENTO

σ ¹ _{sup} (MPa)=	295.00	COMPRESSIONE	+
σ ¹ _{inf} (MPa) =	252	TRAZIONE	-
ψ _I =	0.9		

Condizione di carico di riferimento per tensioni normali (I - II -III ?) I

Kσ =	7.6
Kτ =	5.5

TENSIONI IDEALI DI IMBOZZAMENTO

σ _{cr,0} (Mpa)=	132.4
σ _{cr} (Mpa)=	1011.12
τ _{cr} (Mpa)=	728.25

TENSIONI DI RIFERIMENTO PER VERIFICA

σ ₁ (Mpa)=	295.00	σ _N (Mpa)=	0
		σ _M (Mpa)=	295.00
T(KN)=	100		
At(mm ²)=	19200		
τ (Mpa)=	5.2		
σ _{crit id} (Mpa)=	1011.0		
σ _{cr,red} (Mpa)=	350.59		

$$\frac{\sigma_{cr, id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \tau^2}} = 1.19$$

β=	0.8
ν=	1

$\beta_v = 0.8$

VERIFICATO

10.1.3 Verifiche per Instabilità Globale

Come anticipato, è stata effettuata un’analisi di buckling per la determinazione del moltiplicatore critico.

Caso 1: Carichi Permanenti Costanti e Carichi Accidentali Variabili

I carichi permanenti sono applicati come costanti, mentre i carichi accidentali: da traffico e da vento sono applicati come variabili, con coefficienti base pari rispettivamente ad 1.0 e a 0.6.

Nell’immagine seguente è rappresentato il primo modo di buckling globale con relativo moltiplicatore critico dei carichi accidentali.

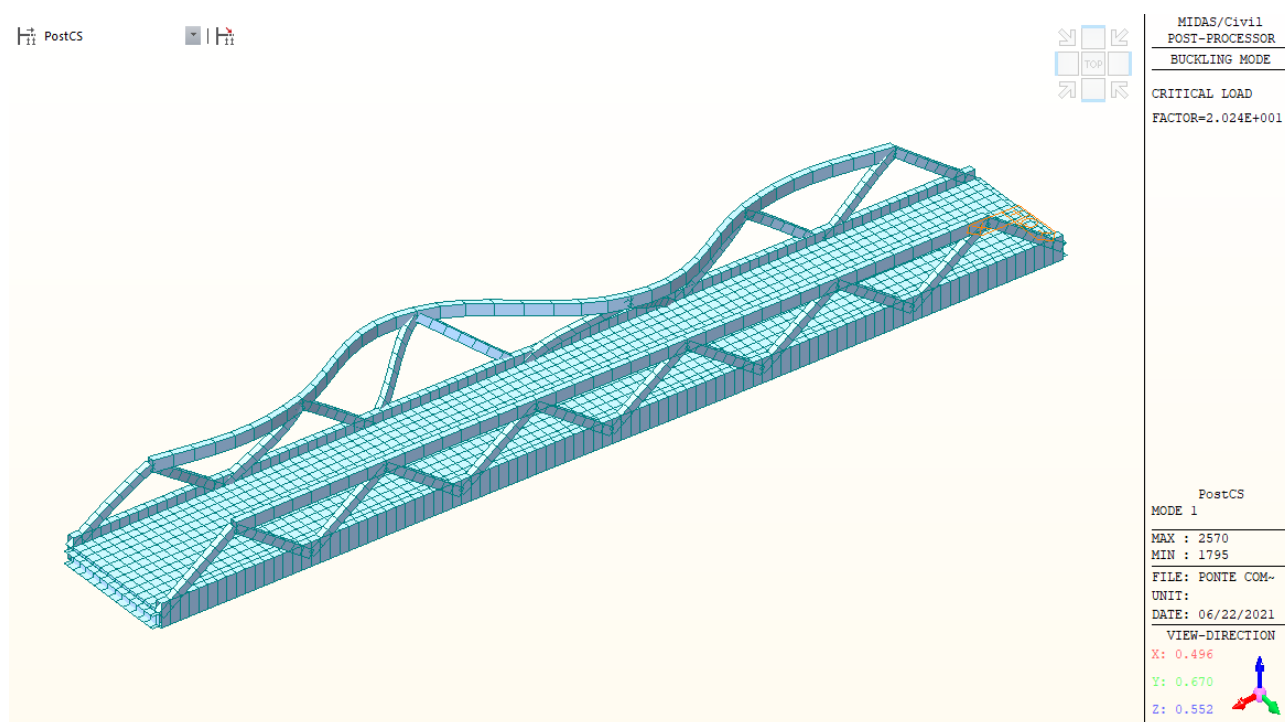


Figure 25 – 1° Modo di Buckling

Il moltiplicatore critico è pari a 20.2, e pertanto l’instabilizzazione globale dell’impalcato insorge oltre il limite elastico, quando l’acciaio è già in fase di snervamento.

Caso 2: Carichi Permanenti crescenti e Carichi Accidentali crescenti

I carichi permanenti e i carichi accidentali sono applicati come variabili con coefficienti base pari rispettivamente ad 1.0, 1.0 e a 0.6. Nell’immagine seguente è rappresentato il primo modo di buckling globale con relativo moltiplicatore critico dei carichi totali.

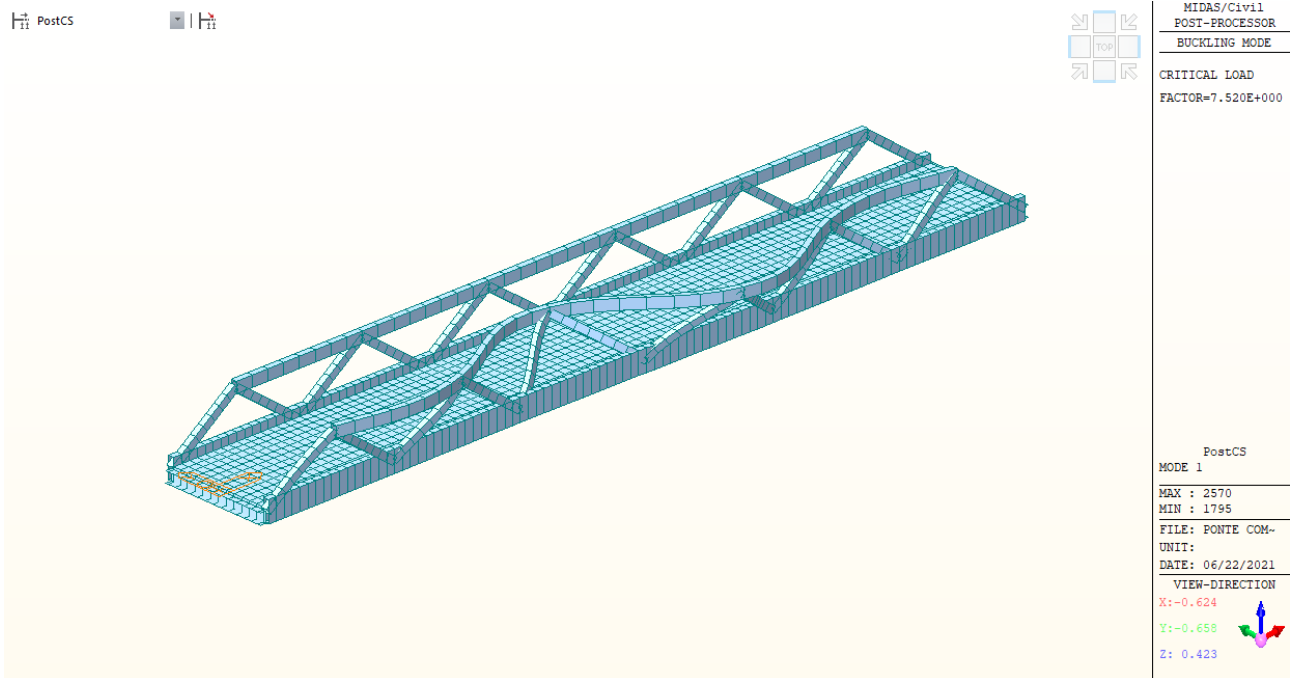


Figure 26 – Caso 2: 1° Modo di Buckling

Il moltiplicatore critico è pari a 7.5, e pertanto l’instabilizzazione globale dell’impalcato insorge oltre il limite elastico, quando l’acciaio è già in fase di snervamento.

10.1.4 Verifiche allo Stato Limite Ultimo di Fatica

Si riportano di seguito i risultati dell’analisi ottenuti utilizzando il modello di carico 1 previsto dalla normativa per le verifiche a fatica.

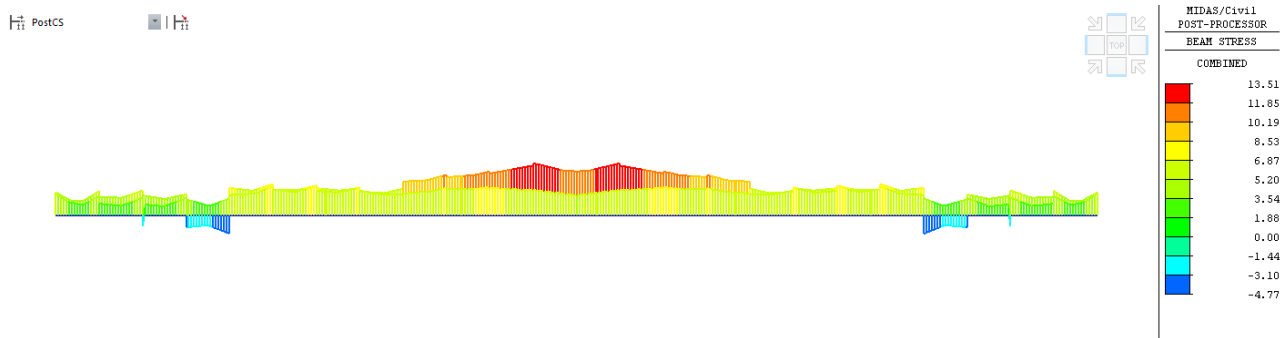


Figure 27 – Tensioni normali sui correnti inferiori (Modello di carico a fatica 1)

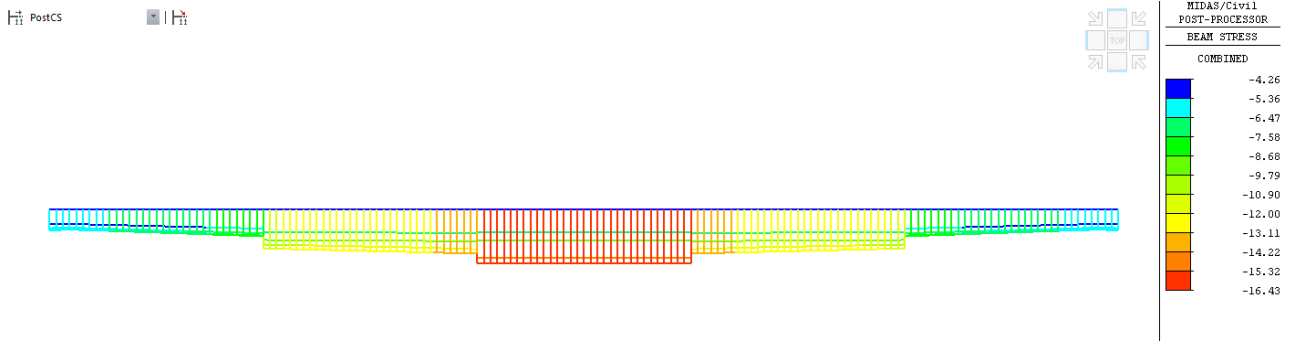


Figure 28 – Tensioni normali sui correnti superiori (Modello di carico a fatica 1)

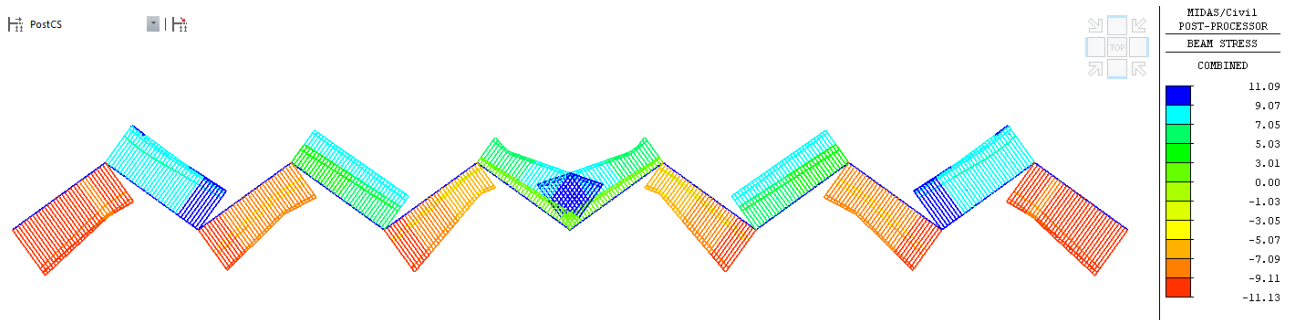


Figure 29 – Tensioni normali sui diagonali (Modello di carico a fatica 1)

✓ saldature longitudinali a completa penetrazione di composizione:

- il valore limite è:

$$\Delta\sigma_{D,R} = 0.737 \times \Delta\sigma_C = 73.7 \text{ MPa}$$

- la variazione massima lungo le piattabande superiori è:

$$\Delta\sigma_{D,SLF} = 8 \text{ MPa} < \Delta\sigma_{D,R} / \gamma_{Mf} = 54.59$$

✓ giunto trasversale saldato

- il valore limite è:

$$\Delta\sigma_{D,R} = 0.737 \times \Delta\sigma_C = 47.6 \text{ MPa}$$

- la variazione massima lungo le piattabande superiori è:

$$\Delta\sigma_{D,SLF} = 8 \text{ MPa} < \Delta\sigma_{D,R} / \gamma_{Mf} = 35.2 \text{ MPa per } t = 40 \text{ mm;}$$

10.2 Verifiche dei Traversi Inferiori

10.2.1 Verifiche di Resistenza allo SLU

Di seguito sono riportate le verifiche tensionali condotte sui traversi intermedi (tipo TI 01) e di testata (tipo TA 01), con riferimento alle massime sollecitazioni ottenute riportate al precedente paragrafo 9.1.1.

La componente tensionale dovuta al taglio viene valutata come valore medio nelle anime. Nella tabella di seguito riportata viene computato il valore delle sigma ideali rapportate alla resistenza del materiale. La sigma ideale è stata calcolata alle estremità delle piattabande (punti 1,2,3,4).

	Traverso corrente tipo TI 01														
	caratteristiche della sezione					tensioni allo SLU						SIGMA IDEALI			
	H [mm]	L ali [mm]	t _w [mm]	t _{f1} [mm]	t _{f2} [mm]	C1 max [Mpa]	C2 max [Mpa]	C3 max [Mpa]	C4 max [Mpa]	Shear-y (N/mm ²)	Shear-z (N/mm ²)	σ _{id,p1} [N/mm ²]	σ _{id,p2} [N/mm ²]	σ _{id,p3} [N/mm ²]	σ _{id,p4} [N/mm ²]
sez.1	900	700	16	26	26	-222.00	252.00	230.00	-245.00	-65.50	-34.20	281.25	305.49	287.61	299.74
sez.2	900	700	16	26	26	63.80	-100.00	-57.30	107.00	-17.60	-19.80	90.92	119.15	86.48	125.08

	Traverso appoggio tipo TA 01														
	caratteristiche della sezione					tensioni allo SLU						SIGMA IDEALI			
	H [mm]	L ali [mm]	t _w [mm]	t _{f1} [mm]	t _{f2} [mm]	C1 max [Mpa]	C2 max [Mpa]	C3 max [Mpa]	C4 max [Mpa]	Shear-y (N/mm ²)	Shear-z (N/mm ²)	σ _{id,p1} [N/mm ²]	σ _{id,p2} [N/mm ²]	σ _{id,p3} [N/mm ²]	σ _{id,p4} [N/mm ²]
sez.1	900	1000	26	40	40	20.70	-66.10	-34.40	52.30	-0.03	3.68	21.64	66.40	34.97	52.68
sez.2	900	1000	26	40	40	-86.80	55.60	81.30	-61.10	28.50	-12.40	91.17	62.20	85.95	67.16

Le sezioni 1 e 2 dei traversi sono indicate di seguito

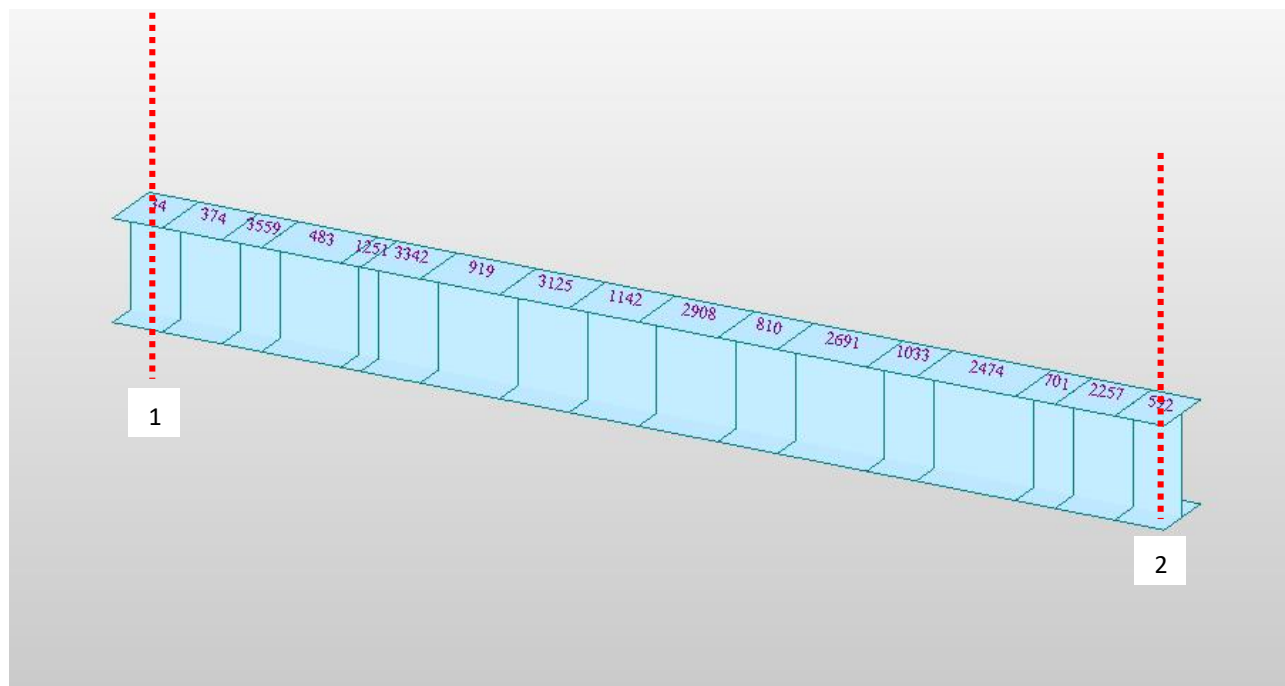


Figura 28: sezioni di verifica traversi

10.3 Verifica delle Predalles in acciaio

10.3.1 Verifiche di Resistenza allo SLU

Le verifiche vengono condotte sulle tensioni ideali in accordo a quanto specificato ai paragrafi precedenti. Nelle immagini seguenti sono quindi rappresentate le mappe delle tensioni ideali (Top e Bottom) in corrispondenza della combinazione di carico più gravosa ovvero la per la combinazione SLU STR Gr1,1.

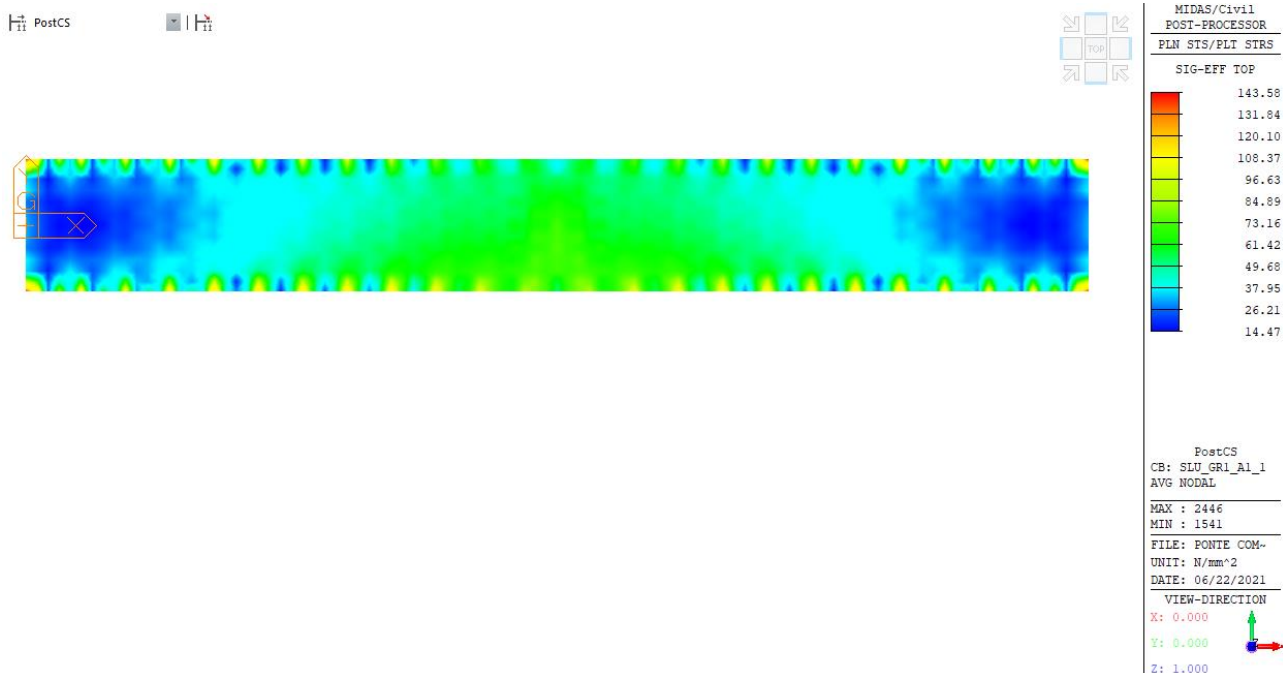


Figure 30 – SLU STR Gr1,1: tensioni ideali nelle predalles / estradosso (Mpa)

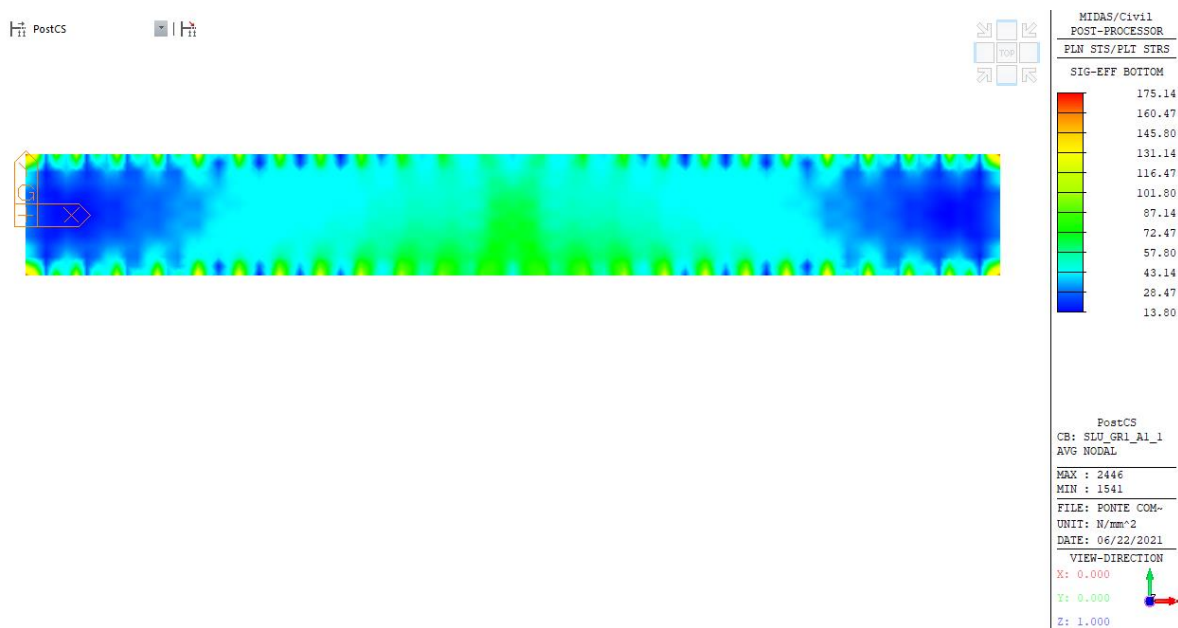


Figure 31 – SLU STR Gr1,1: tensioni ideali nelle predalles / intradosso (Mpa)

Come si evince dalle immagini precedenti le tensioni ideali sono ovunque inferiori al limite ammissibile pari a 338 Mpa.

10.3.2 Verifiche di deformabilità

Si è verificato che le deformazioni di impalcato per effetto dei carichi mobili siano inferiori ad 1/500 della luce di impalcato. Di seguito è riportato l'andamento delle massime deformazioni verticali per effetto del carico mobile viaggiante lungo l'opera, essendo le deformazioni da carichi fissi annullate dalla contromonta.

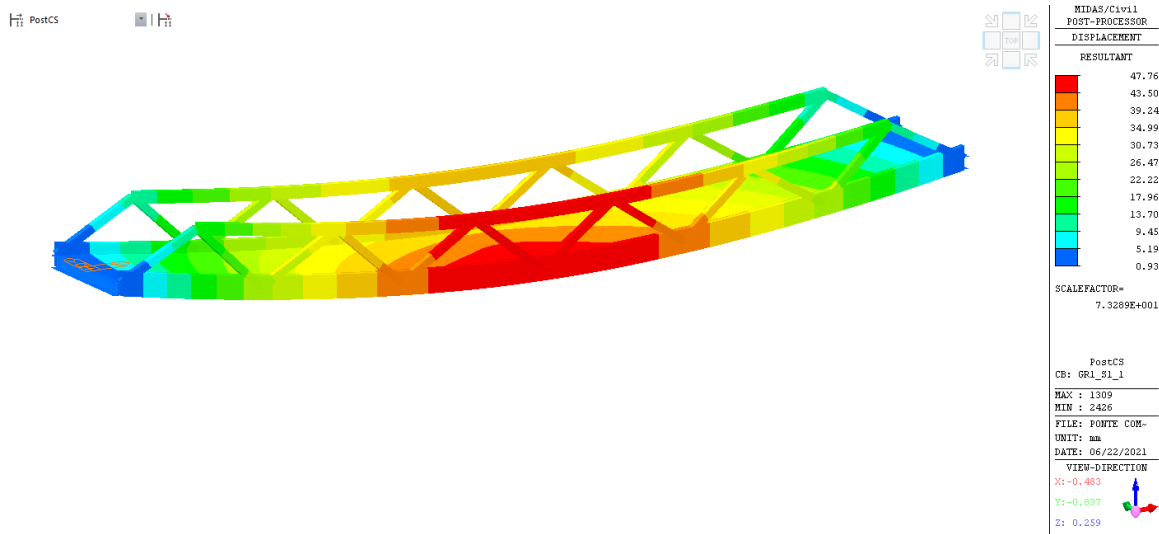


Figura 29: Spostamenti per effetto dei carichi mobili

Lo spostamento massimo ottenuto è pari a 48 mm, nella trave esterna, inferiore al limite pari a $69\ 000/500 = 138$ mm.

Contromonta

Nella seguente tabella si riportano i valori degli spostamenti ricavati per le condizioni di carico permanenti dai quali sono stati dedotti i valori delle contromonte.

Freccia pesi propri (G1) [mm]	Freccia totale (G2) [mm]	CONTROMONTA [mm]
77	22	99

10.4 Verifica della Soletta in c.l.s.

Dai contour tensionali riportati al paragrafo 9.1.1, si evince che la soletta in calcestruzzo armato è:

- tesa in direzione longitudinale;
- compressa superiormente e tesa inferiormente in direzione trasversale.

L’armatura necessaria al soddisfacimento delle verifiche allo SLU è stata calcolata con riferimento alle sollecitazioni di seguito riportate.

10.4.1 Verifiche di Resistenza allo SLU

Le sollecitazioni massime di progetto sono:

Verifiche a presso-flessione e taglio in direzione longitudinale

$$F_{xx} = 2100 \text{ kN/m (trazione)}$$

$$M_{xx} = 60 \text{ kNm/m}$$

$$V_{xx} = 75 \text{ kN/m}$$

Verifiche a presso-flessione e taglio in direzione trasversale

$$F_{yy} = -412 \text{ kN/m (compressione)}$$

$$M_{yy} = 50 \text{ kNm/m}$$

$$V_{yy} = 120 \text{ kN/m}$$

Le verifiche sono state condotte con il software di calcolo PresFle, utilizzando una sezione resistente di soletta ($s=20\text{cm}$) con una armatura trasversale di $\phi 22/20$ in direzione trasversale e $\phi 24/10$ in direzione longitudinale, sia superiormente che inferiormente.

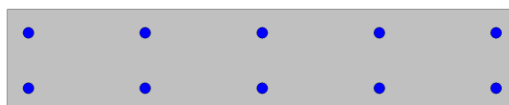
La verifica a flessione allo SLU e allo SLE viene effettuata considerando la seguente sezione resistente:

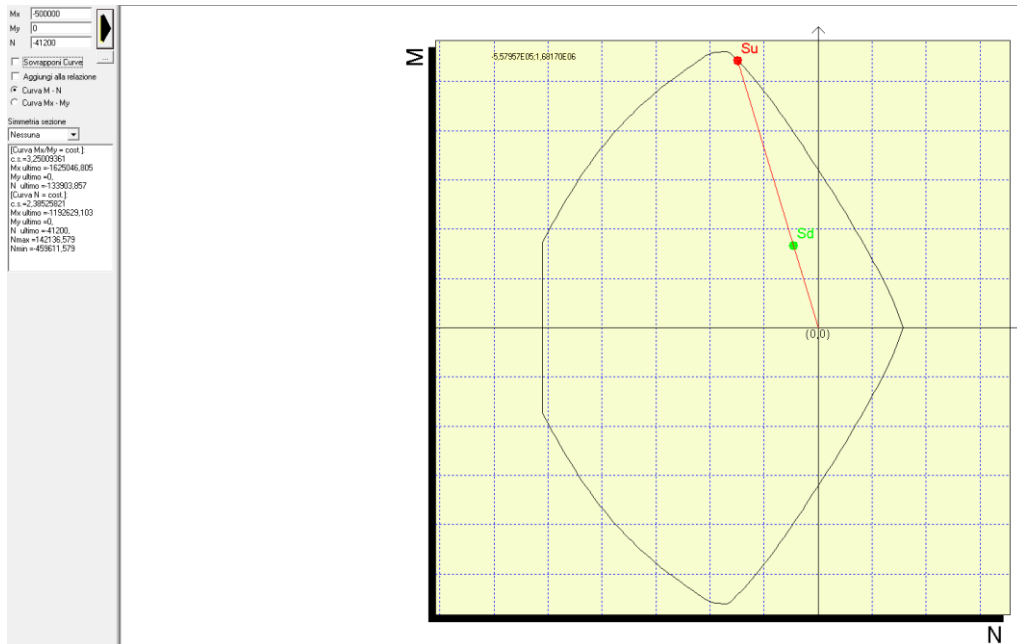
Momento flettente positivo: $B = 1.00 \text{ m}$, $H = 0.20 \text{ m}$, $c_{sup} = 3.5 \text{ cm}$, $c_{inf} = 3.5 \text{ cm}$;

Di seguito sono riepilogate le caratteristiche geometriche e l’armatura nelle sezioni di soletta verificate:

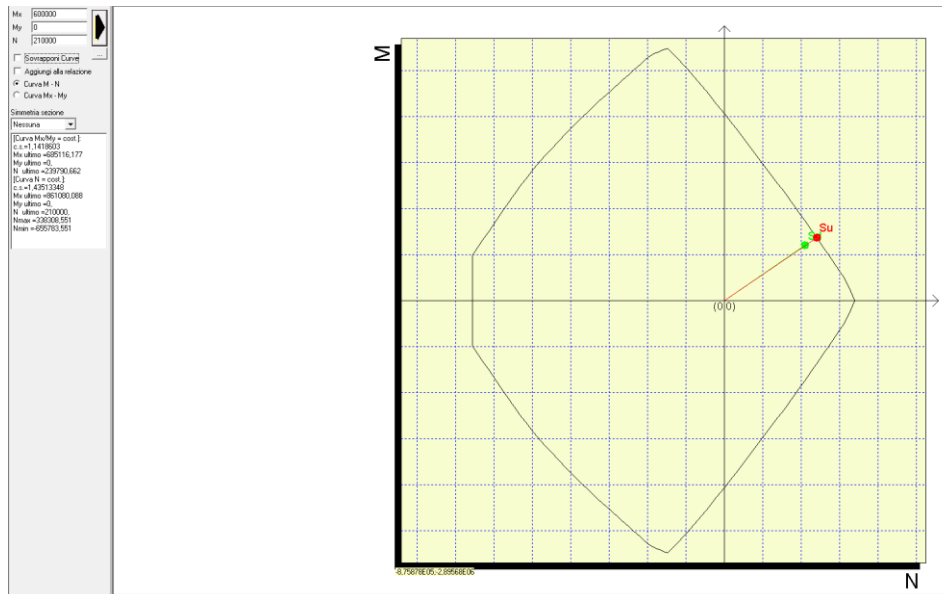
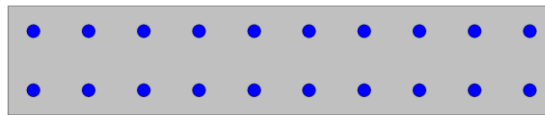
Sezione	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
trasversale	1.0	0.20	1 $\phi 22/20$	1 $\phi 22/20$	-
longitudinale	1.0	0.20	1 $\phi 24/10$	1 $\phi 24/10$	-

TRASVERSALE





LONGITUDINALE



10.4.2 Verifiche a taglio

Non è prevista una armatura a taglio della soletta, dunque le verifiche sono state condotte facendo riferimento alla resistenza a taglio della sezione priva di staffature, calcolata come illustrato al paragrafo 8.3.2.

Le verifiche sono condotte sulle due condizioni longitudinale e trasversale sopra descritte. Nel seguito sono riportate le tabelle riepilogative delle verifiche condotte.

Geometria Sezione

H=	0.20	m	Altezza della Sezione
B=	1.00	m	Larghezza della Sezione
A_c=	0.20	m ²	Area della Sezione (non omogeneizzata)

n=	15		Coefficiente di omogeneizzazione
A_{id}=	0.26	m ²	Area della Sezione (omogeneizzata)
x_g=	0.10	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
I_g=	0.00	m ⁴	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
W_{sup}=	0.01	m ³	
e_{lim,cls}=	0.04	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
e_{1-lim,acc}=	0.05	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
e_{2-lim,acc}=	0.05	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

Armatura Longitudinale Tesa

I° Strato

n° barre=	5		Numero Barre
φ =	22	mm	Diametro Barre dello strato
A_f=	0.00190	m ²	Area Armatura dello strato
c_{teso}=	0.04	m	Copriferro Armatura Tesa dal Lembo Teso (Asse Barre)

II° Strato

n° barre=	0		Numero Barre
f=	25	mm	Diametro Barre dello strato
A_f=	0.00000	m ²	Area Armatura dello strato
c_{teso}=	0.15	m	Copriferro Armatura Tesa dal Lembo Teso (Asse Barre)
A_{f,tot}=	0.00	m ²	Area Armatura tesa totale
c_{tot}=	0.04	m	Copriferro Baricentro Armatura Tesa dal Lembo Teso

Armatura Longitudinale Compressa

I° Strato

n° barre=	5		Numero Barre
φ =	22	mm	Diametro Barre dello strato
A_f=	0.00190	m ²	Area Armatura dello strato
c_{comp}=	0.04	m	Copriferro Armatura Compressa dal Lembo Compresso (Asse Barre)

II° Strato

n° barre=	0		Numero Barre
f=	25	mm	Diametro Barre dello strato
A_f=	0.00000	m ²	Area Armatura dello strato
c_{comp}=	0.15	m	Copriferro Armatura Compressa dal Lembo Compresso (Asse Barre)
A_{f,tot}=	0.00190	m ²	Area Armatura compressa totale
c_{tot}=	0.04	m	Copriferro Baricentro Armatura Tesa dal Lembo Compresso

Armatura Trasversale

φ =	0	mm	Diametro Staffe
n_b=	0.00		Numero bracci
A_{sw}=	0.00000	m ²	Area dell'armatura trasversale posta all'interasse s
s=	0.0	m	Passo Staffe

Caratteristiche del Calcestruzzo

f_{ck}=	35	Mpa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
f_{ctm}=	3.21	Mpa	Resistenza media a Trazione del calcestruzzo
f_{ctk,0.05}=	2.25	Mpa	Resistenza Caratteristica a Trazione del calcestruzzo
f_{ctk,0.95}=	3.85	Mpa	Resistenza Trazione per Flessione del calcestruzzo
γ_c=	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
f_{cd}=	19.83	Mpa	Resistenza a Compressione di calcolo
f_{ctd}=	1.50	Mpa	Resistenza a Trazione di calcolo

Caratteristiche dell'Acciaio

f_{uk}=	500	Mpa	Resistenza caratteristica di rottura
f_{yk}=	450	Mpa	Resistenza caratteristica di snervamento
γ_s=	1.15		Coefficiente parziale di sicurezza sull'acciaio
f_{yd}=	391.30	Mpa	Resistenza di calcolo

Verifica per Elementi che non richiedono Armatura a Taglio

d =	0.17	m	Altezza Utile della sezione
b_w =	1.00	m	Larghezza della membratura resistente a taglio
k =	2.00		
A_{sl} =	0.00190	m ²	Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata secondo normativa
r_t =	0.01		A _{sl} /(b _w d)
N_{Ed} =	0.0	kN	Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione (Positivo di Compressione)
σ_{cp} =	0.00	Mpa	N _{Ed} /A _{id}
v_{min} =	0.59	MPa	
V_{Rd,c-min} =	96.63	kN	135.787034
V_{Rd,c} =	135.79	kN	Taglio Ultimo
c_s =	0.9		Coefficiente di Sicurezza

Taglio per momento negativo d = 25.5 cm (c=3.5)		
V _{max} [kN]	V _{Rd} [kN]	C.S. [-]
120	136	1.13

Tabella 11: Verifica a taglio in direzione trasversale

Geometria Sezione

H =	0.20	m	Altezza della Sezione
B =	1.00	m	Larghezza della Sezione
A_c =	0.20	m ²	Area della Sezione (non omogeneizzata)
n =	15		Coefficiente di omogeneizzazione
A_{id} =	0.34	m ²	Area della Sezione (omogeneizzata)
x_g =	0.10	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
I_g =	0.00	m ⁴	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
W_{sup} =	0.01	m ³	
e_{lim,cls} =	0.04	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
e_{1-lim,acc} =	0.05	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
e_{2-lim,acc} =	0.05	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

Armatura Longitudinale Tesa

I° Strato

n° barre =	10		Numero Barre
φ =	24	mm	Diametro Barre dello strato
A_f =	0.00452	m ²	Area Armatura dello strato
c_{teso} =	0.04	m	Copriferro Armatura Tesa dal Lembo Teso (Asse Barre)

II° Strato

n° barre =	0		Numero Barre
f =	25	mm	Diametro Barre dello strato
A_f =	0.00000	m ²	Area Armatura dello strato
c_{teso} =	0.15	m	Copriferro Armatura Tesa dal Lembo Teso (Asse Barre)
A_{f,tot} =	0.00	m ²	Area Armatura tesa totale
c_{tot} =	0.04	m	Copriferro Baricentro Armatura Tesa dal Lembo Teso

Armatura Longitudinale Compressa

I° Strato

n° barre=	10		Numero Barre
φ =	24	mm	Diametro Barre dello strato
A_f =	0.00452	m ²	Area Armatura dello strato
c_{comp} =	0.04	m	Copriferro Armatura Compressa dal Lembo Compresso (Asse Barre)

II° Strato

n° barre=	0		Numero Barre
f =	25	mm	Diametro Barre dello strato
A_f =	0.00000	m ²	Area Armatura dello strato
c_{comp} =	0.15	m	Copriferro Armatura Compressa dal Lembo Compresso (Asse Barre)
$A_{f,tot}$ =	0.00452	m ²	Area Armatura compressa totale
c_{tot} =	0.04	m	Copriferro Baricentro Armatura Tesa dal Lembo Compresso

Armatura Trasversale

φ =	0	mm	Diametro Staffe
n_b =	0.00		Numero bracci
A_{sw} =	0.00000	m ²	Area dell'armatura trasversale posta all'interasse s
s =	0.0	m	Passo Staffe

Caratteristiche del Calcestruzzo

f_{ck} =	35	Mpa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
f_{ctm} =	3.21	Mpa	Resistenza media a Trazione del calcestruzzo
$f_{ctk,0.05}$ =	2.25	Mpa	Resistenza Caratteristica a Trazione del calcestruzzo
$f_{ctk,0.95}$ =	3.85	Mpa	Resistenza Trazione per Flessione del calcestruzzo
γ_c =	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
f_{cd} =	19.83	Mpa	Resistenza a Compressione di calcolo
f_{ctd} =	1.50	Mpa	Resistenza a Trazione di calcolo

Caratteristiche dell'Acciaio

f_{uk} =	500	Mpa	Resistenza caratteristica di rottura
f_{yk} =	450	Mpa	Resistenza caratteristica di snervamento
γ_s =	1.15		Coefficiente parziale di sicurezza sull'acciaio
f_{yd} =	391.30	Mpa	Resistenza di calcolo

Verifica per Elementi che non richiedono Armatura a Taglio

d =	0.17	m	Altezza Utile della sezione
b_w =	1.00	m	Larghezza della membratura resistente a taglio
k =	2.00		
A_{sl} =	0.00452	m ²	Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata secondo normativa
r_f =	0.02		$A_{sl}/(b_w d)$
N_{Ed} =	0.0	kN	Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione (Positivo di Compressione)
σ_{cp} =	0.00	Mpa	N_{Ed}/A_{id}
v_{min} =	0.59	MPa	

$V_{Rd,c-min} = 96.63$ kN 163.202898
 $V_{Rd,c} = \mathbf{163.20}$ kN Taglio Ultimo
 $cs = 1.1$ Coefficiente di Sicurezza

Taglio per momento positivo d = 22 cm		
V_{max} [kN]	V_{Rd} [kN]	C.S. [-]
75	163	2.17

Tabella 12: Verifica a taglio in direzione longitudinale

10.4.3 Verifiche agli SLE

Combinazione Rara - Verifica delle tensioni nel cls e nell'acciaio

Le sollecitazioni massime di progetto sono:

- $F_{xx} = 1277$ kN/m (trazione)
- $M_{xx} = 49$ kNm/m

Combinazione Frequente - Verifica a fessurazione

Le sollecitazioni massime di progetto sono:

- $F_{xx} = 1116$ kN/m (trazione)
- $M_{xx} = 36$ kNm/m

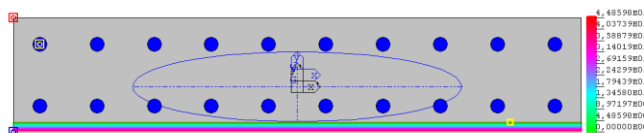
Combinazione Quasi Permanente - Verifica delle tensioni nel cls e verifica a fessurazione

Le sollecitazioni massime di progetto sono:

- $F_{xx} = 927$ kN/m (trazione)
- $M_{xx} = 20$ kNm/m

Le verifiche effettuate con il software Presfle sono riportate di seguito:

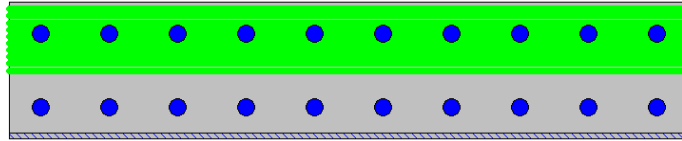
Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio



$$\sigma_c = -4.5 \text{ MPa} < 0.6 f_{ck}$$

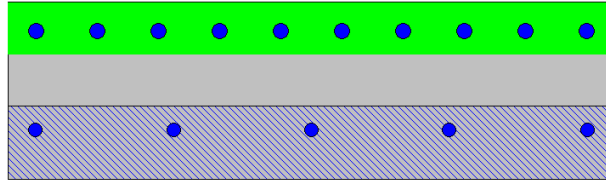
$$\sigma_s = 238 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk}$$

Verifica di fessurazione (SLE-F)



$$w_k = 0.09 \text{ mm} < w_2$$

Verifica di fessurazione (SLE-QP)



$$w_k = 0.013 \text{ mm} < w_1$$

11 VERIFICA DELLE SPALLE

11.1 Verifiche delle spalle

La verifica delle spalle viene effettuata sulla spalla S2, per quanto riguarda la spalla S1 si rimanda a quanto riportato per la spalla S1 del viadotto Vadotto Aniene – Carreggiata esterna.

Il modello a mensola utilizzato per il calcolo e la verifica dell'elevazione delle spalle considera sconnessi tutti i muri fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dal modello telaio del viadotto sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Per quanto riguarda la platea si è considerato un modello tirante-puntone.

Di seguito si riportano le modalità di calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza nei diversi elementi.

11.1.1 Muro frontale

Si riportano di seguito le tabelle degli scarichi di impalcato testa muro frontale:

Tabella 13– Scarichi dall'impalcato per combinazioni di carico a quota testa muro

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
SLU_Gr1_A1_1	10324.2	0.0	-2281.8	114.8	433.2
SLU_Gr1_A1_2	10324.2	0.0	-2029.5	108.2	403.3
SLU_Gr1_A1_3	9704.9	0.0	-3172.9	109.5	403.3
SLU_Gr2_A1_1	9190.2	0.0	-1394.7	268.4	433.2
SLU_Gr2_A1_2	9308.3	0.0	-1294.5	271.5	403.3
SLU_Gr2_A1_3	8848.0	0.0	-1861.1	271.5	403.3
SLU_Q5_A1_1	9191.4	0.0	-1849.7	106.0	722.1
SLU_Q5_A1_2	9309.5	0.0	-1710.7	102.9	672.1
SLU_Q5_A1_3	8849.2	0.0	-2374.3	102.9	722.1
SLV_Sisma X	4558.0	0.0	0.0	909.0	252.9
SLV_Sisma Y	4643.8	0.0	0.0	312.1	842.9
SLV_Sisma Z	4764.1	0.0	0.0	308.3	252.9
SLE_RARA_Gr1_1	6103.1	0.0	-1639.6	77.5	288.8
SLE_RARA_Gr1_2	6103.1	0.0	-1457.1	72.7	268.9
SLE_RARA_Gr1_3	5644.3	0.0	-2342.9	73.6	288.8
SLE_RARA_Gr2_1	5263.1	0.0	-982.5	206.3	288.8
SLE_RARA_Gr2_2	5350.5	0.0	-912.6	208.6	268.9
SLE_RARA_Gr2_3	5009.6	0.0	-1371.1	208.6	288.8
SLE_RARA_Q5_1	5263.9	0.0	-1285.9	71.1	481.4
SLE_RARA_Q5_2	5351.4	0.0	-1190.1	68.8	448.1
SLE_RARA_Q5_3	5010.4	0.0	-1674.5	68.8	481.4
SLE_FREQ_Gr1_1	5263.9	0.0	-527.5	71.1	0.0
SLE_FREQ_Q5	4412.8	0.0	-100.8	63.8	70.1
SLE_QPER	4412.8	0.0	0.0	63.8	0.0

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite in quanto l'altezza del muro frontale è tale che nell' ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro.

Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno di riempimento.

Tabella 14 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	4.00 m
Spessore Muro Frontale	3.70 m
Lunghezza Muro Frontale	11.9 m
Spessore massimo tratto ringrossato	3.70 m
H tratto ringrossato a spessore costante	0.00 m
H tratto a spessore variabile	0.00 m
Altezza media Muro Paraghiaia	2.20 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.50 m
Luce mensola muro paraghiaia	0.70 m
Spessore medio mensola muro paraghiaia	0.40 m
Peso Muro Frontale	4403 kN
Peso Muro Paraghiaia	411 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.35 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-1.60 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38 °
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238
Altezza del rilevato	6.20 m
Spinta a riposo	1463 kN
Spinta attiva	905 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20 kN/mq
Accelerazione sismica di base a_g	0.191
Coefficiente stratigrafico S_S	1.41
Coefficiente topografico S_T	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.269
β_m (massa cls spalla)	1.000
K_h (cls spalla) =	0.269
K_v (cls spalla)=	0.135
β_m (massa terreno)	1.000
K_h (terreno) =	0.269
K_v (terreno)=	0.135
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'_a (M-O)	0.480
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	921 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1186 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	111 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	593 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	55 kN

Si ottenengono quindi le seguenti sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

Tabella 15 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
SLU_Gr1_A1_1	16822.5	9241.1	-548.8	2726.3	433.2
SLU_Gr1_A1_2	16822.5	9214.9	-416.4	2719.7	403.3
SLU_Gr1_A1_3	16203.2	8509.4	-1559.9	2561.7	403.3
SLU_Gr2_A1_1	15688.5	8965.1	338.3	2720.7	433.2
SLU_Gr2_A1_2	15806.6	9018.9	318.6	2723.8	403.3
SLU_Gr2_A1_3	15346.3	8857.7	-248.0	2723.8	403.3
SLU_Q5_A1_1	15689.7	8316.0	1038.6	2558.3	722.1
SLU_Q5_A1_2	15807.8	8344.9	977.7	2555.2	672.1
SLU_Q5_A1_3	15347.5	8183.8	514.0	2555.2	722.1
SLV_Sisma X	9371.5	13237.1	1892.4	4032.0	641.8
SLV_Sisma Y	9457.3	6168.6	6307.1	1882.7	2139.2
SLV_Sisma Z	9577.7	6191.1	1892.4	1878.9	641.8
SLE_RARA_Gr1_1	10916.6	6274.8	-484.3	2012.0	288.8
SLE_RARA_Gr1_2	10916.6	6255.4	-381.7	2007.1	268.9
SLE_RARA_Gr1_3	10457.9	6098.4	-1187.6	2008.0	288.8
SLE_RARA_Gr2_1	10076.6	6495.8	172.8	2140.7	288.8
SLE_RARA_Gr2_2	10164.1	6535.6	162.8	2143.0	268.9
SLE_RARA_Gr2_3	9823.1	6416.2	-215.8	2143.0	288.8
SLE_RARA_Q5_1	10077.5	5955.2	639.7	2005.5	481.4
SLE_RARA_Q5_2	10165.0	5976.6	602.2	2003.2	448.1
SLE_RARA_Q5_3	9824.0	5857.3	251.0	2003.2	481.4
SLE_FREQ_Gr1_1	10077.5	5589.5	-527.5	1887.6	0.0
SLE_FREQ_Q5	9226.4	5262.4	179.5	1880.2	70.1
SLE_QPER	9226.4	4165.4	0.0	1526.4	0.0

Le sollecitazioni in direzione trasversale risultano trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale. Di seguito si riportano le verifiche di resistenza con riferimento ad una striscia di un metro per le combinazioni che provocano il massimo e il minimo sforzo normale, il massimo momento longitudinale ed il massimo taglio alla base del muro frontale.

Tabella 16 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Frontale	1.0	3.70	1φ22/20	1φ22/20	1φ12/40x40

Tabella 17 – Verifiche del muro frontale

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN/m	Mlong kNm/m	Tlong kN/m	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLU_Gr1_A1_1	1414	777	229	6.60	9.9
Min N	SLV_Sisma X	788	1112	339	3.66	6.7

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN/m	kNm/m	kN/m	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLE_RARA_Gr1_1 - Max N	917	527	169	-0.5	-0.3	0.0
	SLE_RARA_Gr2_3 - Min N	825	539	180	-0.5	0.1	0.0
	SLE_RARA_Gr2_2 - Max ML	854	549	180	-0.5	0.0	0.0
FREQ	SLE_FREQ_Gr1_1 - Max N	847	470	159	-0.4	-0.3	0.0
	SLE_FREQ_Q5 - Min N	775	442	158	-0.4	-0.3	0.0
	SLE_FREQ_Gr1_1 - Max ML	847	470	159	-0.4	-0.3	0.0
QP	SLE_QPER	775	350	128	-0.4	-0.7	0.0

11.1.2 Muro paraghiaia

Il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta a riposo del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall'azione di frenatura.

Nella tabella che segue sono indicati parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi.

Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

Tabella 18 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA	
Peso Muro Paraghiaia	28 KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	2.2 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.5 m
Luce mensola del muro paraghiaia	0.70 m
Spessore medio mensola del muro paraghiaia	0.40 m
Altezza Baric. Mensola del Paragh. da spicc. Muro	2.00 m
Peso Mensola Paraghiaia	7 kN
Peso Mensola Paraghiaia	0.588 kN/m
Distanza baricentri (Mensola- Paraghiaia)	0.60 m
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0 kN/mc
Sovraccarico accidentale da traffico	20.0 kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38.0
Forza sismica da isolatore (Fultima)	0.00 kN
Distanza isolatore da Testa muro frontale	0.00 m
Larghezza di diffusione Carico isolatore	0.15 m
Spinta a riposo	39.0 kN/m
Spinta attiva	22.2 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	13.9 kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	7.6 kN/m

Tabella 19 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.5	1 ϕ 16/20	1 ϕ 16/20	1 ϕ 12/40x40

Tabella 20 – Verifiche del muro paraghiaia

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	37	51	53	3.66	5.2
SLV	28	44	44	4.2	6.3

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	28	38	39	-2.2	71	0

11.1.3 Muri laterali

In questo paragrafo si riporta il calcolo dei muri laterali della spalla. Tali muri sono sollecitati essenzialmente dalle spinte del terreno di riempimento all'interno della spalla e dei sovraccarichi presenti su di esso in condizioni statiche e sismiche.

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

Tabella 21 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	4.00 m
Muro laterale s1	1.00 m
Altezza totale muri laterali	4.00 m
Spessore medio Muri Laterali	1.00 m
Lunghezza Massima muri laterali	1.55 m
Peso Muro laterale (singolo)	155 kN
Peso totale Muri laterali	310 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	98.5 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	83.2
Spinta attiva	57.3 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	42.7 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	27 kN/m

Tabella 22 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale	1.0	1.0	1 ϕ 22/20	1 ϕ 22/20	Φ 12/40x40

Tabella 23 – Verifiche dei muri laterali

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV						
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
		KN/m	kNm/m	KN/m		
0.00	SLU	135	194	133	3.87	4.40
	SLV	100	216	127	3.4	4.61

VERIFICHE DI ESERCIZIO							
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
		KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
0.00	SLE_RARA	100	147	83	-2.3	60	0

11.1.4 Plinto di fondazione

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall’impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell’incremento di spinta delle inerzie

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell’analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

Tabella 24 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.98 m
Peso Muro Frontale	4403 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	-0.35 m
Ecc.Appoggi Plinto	0.00 m
Peso Muro Paraghiaia	411 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	-1.95 kN
Peso Terreno Interno	1903 kN
Peso Accidentali	307 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.98 m
Spessore Plinto	2 m
Lunghezza plinto	7.5 m
Larghezza plinto	12.3 m
Peso plinto di fondazione	4613
Altezza Rilevato+H plinto	8.2 m
Spinta a riposo rilevato	3075 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	750 kN
Spinta attiva rilevato	2368 kN
Incremento spinta sismica	1937 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	83 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	42 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	1242 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	621 kN
Inerzia rilevato interno(H)	512 kN
Inerzia rilevato interno (V)	256 kN

Tabella 25 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)					
Combinazioni					
	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
SLU_Gr1_A1_1	26451.0	4125.0	317.7	5279.0	433.2
SLU_Gr1_A1_2	26450.9	4085.7	390.2	5272.5	403.3
SLU_Gr1_A1_3	25728.1	3055.2	-753.4	5020.6	403.3
SLU_Gr2_A1_1	25213.4	4008.9	1204.8	5179.5	433.2
SLU_Gr2_A1_2	25331.5	4027.6	1125.2	5182.6	403.3
SLU_Gr2_A1_3	24871.1	4027.6	558.5	5182.6	403.3
SLU_Q5_A1_1	25214.5	3034.7	2482.8	5017.2	722.1
SLU_Q5_A1_2	25332.7	3016.0	2322.0	5014.0	672.1
SLU_Q5_A1_3	24872.3	3016.1	1958.1	5014.1	722.1
SLV_Sisma X	16667.0	22189.5	4594.6	8348.5	1193.3
SLV_Sisma Y	16752.8	5211.7	15313.9	4201.3	3977.4
SLV_Sisma Z	17970.2	5184.5	4594.6	4197.5	1193.3
SLE_RARA_Gr1_1	18048.8	3010.7	93.3	3902.9	288.8
SLE_RARA_Gr1_2	18048.8	2981.7	156.1	3898.1	268.9
SLE_RARA_Gr1_3	17590.1	2987.1	-609.9	3711.5	288.8
SLE_RARA_Gr2_1	17208.8	3783.2	750.5	3844.2	288.8
SLE_RARA_Gr2_2	17296.3	3797.1	700.5	3846.5	268.9
SLE_RARA_Gr2_3	16955.3	3797.0	361.9	3846.5	288.8
SLE_RARA_Q5_1	17209.7	2971.9	1602.4	3708.9	481.4
SLE_RARA_Q5_2	17297.2	2958.1	1498.3	3706.6	448.1
SLE_RARA_Q5_3	16956.2	2958.1	1213.8	3706.6	481.4
SLE_FREQ_Gr1_1	17132.9	2203.1	-527.5	3708.9	0.0
SLE_FREQ_Q5	16281.8	2159.1	319.6	3701.6	70.1
SLE_QPER	16051.7	-147.3	0.0	3139.1	0.0

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto. Nel calcolo degli sforzi nei pali si è tenuto del parametro α per la valutazione del momento flettente agente in testa al palo ($M_{Ed} = \alpha V_{Ed}$). La situazione peggiore risulta essere sempre quella sismica.

Si riportano nel seguito le coordinate dei pali di fondazione e per ogni combinazione di carico, le sollecitazioni nei pali sollecitati dal massimo e dal minimo sforzo normale.

Tabella 26 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

	Pali					
	1	2	3	4	5	6
z	-2.25	2.25	-2.25	2.25	-2.25	2.25
y	4.65	4.65	0.00	0.00	-4.65	-4.65
z ²	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06
y ²	21.62	21.62	0.00	0.00	21.62	21.62
W _y	18.60	18.60	0.00	0.00	-18.60	-18.60
W _z	-13.50	13.50	-13.50	13.50	-13.50	13.50

Tabella 27 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
SLU_Gr1_A1_1	5	-4731	2	-4086	883	2384
SLU_Gr1_A1_2	5	-4732	2	-4085	881	2380
SLU_Gr1_A1_3	5	-4555	2	-4021	839	2267
SLU_Gr2_A1_1	5	-4564	2	-3840	866	2339
SLU_Gr2_A1_2	5	-4581	2	-3863	866	2339
SLU_Gr2_A1_3	5	-4474	2	-3817	866	2339
SLU_Q5_A1_1	5	-4561	2	-3844	845	2281
SLU_Q5_A1_2	5	-4570	2	-3874	843	2277
SLU_Q5_A1_3	5	-4474	2	-3817	844	2280
SLV_Sisma X	5	-4669	2	-887	1406	3795
SLV_Sisma Y	5	-4002	2	-1583	964	2603
SLV_Sisma Z	5	-3626	2	-2364	727	1964
SLE_RARA_Gr1_1	5	-3236	2	-2780	652	1761
SLE_RARA_Gr1_2	5	-3237	2	-2779	651	1758
SLE_RARA_Gr1_3	5	-3186	2	-2678	620	1675
SLE_RARA_Gr2_1	5	-3189	2	-2548	642	1735
SLE_RARA_Gr2_2	5	-3202	2	-2564	643	1735
SLE_RARA_Gr2_3	5	-3127	2	-2525	643	1736
SLE_RARA_Q5_1	5	-3175	2	-2562	623	1683
SLE_RARA_Q5_2	5	-3183	2	-2583	622	1680
SLE_RARA_Q5_3	5	-3110	2	-2542	623	1682
SLE_FREQ_Gr1_1	5	-3047	2	-2664	618	1669
SLE_FREQ_Q5	5	-2891	2	-2537	617	1666
SLE_QPER	1	-2686	2	-2664	523	1413

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone.

Si riporta di seguito la verifica.

La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo anteriore del muro frontale, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo (vedi figura seguente), mentre l'altezza della biella compressa è stata valutata pari a 0.2 dp (con dp altezza utile della sezione del plinto). La verifica è stata eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato (generalmente quello di spigolo).

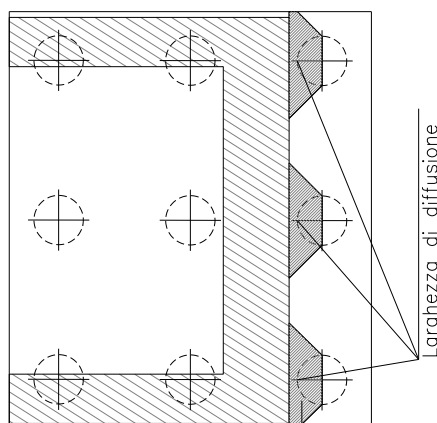


Figura 30 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

Tabella 28 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Nmax (palo)	4732	kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	0.75	m
Diametro palo	1.50	m
Larghezza di diffusione	2.20	m
Spessore della Fondazione	2.00	m
Copriferro nominale	0.05	m
Altezza utile della sezione	1.92	m
Altezza della biella compressa	0.4	m
Sforzo di Trazione	2311	kN
Sforzo di compressione	5266	kN
Diametro armatura primo strato	30	mm
Passo armatura primo strato	10	cm
Diametro armatura secondo strato	0	mm
Passo armatura secondo strato	20	cm
Area complessiva delle armature	15551	mm ²
Tensione nel calcestruzzo	6.2	Mpa
Tensione nell'acciaio	148.6	Mpa

11.1.5 Pali di fondazione

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione, sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni globali agenti a quota testa pali e in corrispondenza del baricentro del plinto di fondazione. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro “ α ”.

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale.

L’individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (vedi Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all’aperto e Gallerie Artificiali), si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 45 m.

Le armature longitudinali consistono in una gabbia costituita da uno strato di 20+20 ϕ 30 longitudinali e da una spirale ϕ 14/10 prevedendo una opportuna riduzione lungo il fusto del palo.

Tabella 29 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	
			Taglio
Φ 1500	1.5	20+20 ϕ 30	Spirale ϕ 14/10

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLU_Gr1_A1_2	-4732	2380	881	3.22	3.8
Min N	SLV_Sisma X	-887	3795	1406	1.72	2.4

PALO - Verifiche allo SLE								
Combinazioni			N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
			kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLE_RARA_Gr1_2		-3237	1758	651	-7.76	40.17	0.02
	SLE_RARA_Gr2_3		-2525	1736	643	-7.95	55.47	0.03
FREQ	SLE_FREQ_Gr1_1		-3047	1683	618	-7.45	39.52	0.02
	SLE_FREQ_Q5		-2537	1666	617	-7.58	50.28	0.02
QP	SLE_QPER		-2686	1413	523	-6.21	30.57	0.00

11.1.6 Verifiche geotecniche di capacità portante

Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (vedi Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all’aperto e Gallerie Artificiali), si è scelto di utilizzare dei pali aventi le seguenti lunghezze:

PALI SPALLE													PORTANZA VERTICALE - COMB. A1-M1-R3					
SPALLA	D _{pali}	n°pali	L _{pali}	N _{max,SLU}	N _{max,SLV}	N _{max,SLE}	N _{min,SLU}	N _{min,SLV}	N _{min}	N _{max}	V _{max}	M _{max}	Qd,c	FS	QLL	FS	Qd,t	FS
	[m]	[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
S1 nord	1.50	6	30	-3792	-2640	-2551	-2382	-1025	-1025	-3792	662	1789	4072	1.07	6714	2.63	4072	-
S2 sud	1.50	6	37	-4732	-4669	-3237	-3817	-887	-887	-4732	1406	3795	4766	1.01	8152	2.52	4766	-

12 VERIFICA DI RESISTENZA E DI DEFORMABILITÀ DEI DISPOSITIVI DI APPOGGIO

Le sollecitazioni di verifica nei dispositivi di isolamento sono riepilogate a seguire.

Tabella 30– Dispositivi di isolamento: verifiche di resistenza

Appoggi spalle					
Fz,ed, SLU =	5407	kN	<	FzdMIN = 9380	kN
Ved,SLU =	218	kN			
Fz,ed, SLC =	2333	kN	<	VMIN = 5820	kN
Ved,SLC =	356	kN			

La corsa massima ammissibile per i dispositivi di isolamento individuati è pari 150 mm.

La corsa massima valutata agli SLC come specificato al paragrafo 8.5.2 è:

$$\Delta c = 0.5 dE(r+v) + 0.5 dE\Delta T + dESLC$$

Di seguito si riporta lo spostamento massimo ottenuto dal modello di calcolo per la spalla 2:

	dx SLCX	dx ΔT	d ritiro x	dy SLCX	dy ΔT	d ritiro 1	dx tot	dy tot	D tot
Spalla 2	139	4	0	40		0	143	40	148

	dx SLCY	dx ΔT	d ritiro x	dy SLCY	dy ΔT	d ritiro 1	dx tot	dy tot	D tot
Spalla 2	6	4		13			50	132	141

Si nota che lo spostamento complessivo è sempre inferiore a 150 mm

12.1 Verifica dei giunti

L'ampiezza di progetto dei varchi è pari a $\pm 2 \Delta c = \pm 150$ mm.