


ASSE VIARIO MARCHE – UMBRIA E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA MAXI LOTTO 2




LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA DIRETTRICE PERUGIA ANCONA:
SS. 318 DI “VALFABBRICA”. TRATTO PIANELLO – VALFABBRICA
SS. 76 “VAL D’ESINO”. TRATTI FOSSATO VICO – CANCELLI E ALBACINA – SERRA SAN QUIRICO
“PEDEMONTANA DELLE MARCHE”, TRATTO FABRIANO – MUCCIA – SFERCIA

PROGETTO ESECUTIVO

CONTRAENTE GENERALE: 	<i>Il responsabile del Contraente Generale:</i> Ing. Federico Montanari	<i>Il responsabile Integrazioni delle Prestazioni Specialistiche:</i> Ing. Salvatore Lieto
--	--	---

PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese
Mandataria:

			
--	--	---	--

RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE PER L'ATI Ing. Antonio Grimaldi GEOLOGO Dott. Geol. Fabrizio Pontoni COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Michele Curiale			
--	---	--	---

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Giulio Petrizzelli		
--	--	--

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI PONTE FARANGHE Relazione di calcolo impalcato	SCALA: DATA: <p style="text-align: center;">Maggio 2017</p>
--	---

Codice Unico di Progetto (CUP) F12C03000050021 (Assegnato CIPE 23-12-2015)

Codice Elaborato:	Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.
	L 0 7 0 3	2 1 2	E	1 3	V I 3 4 0 0	R E L	0 1	C

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto		Controllato	Approvato
A	AGOSTO 2016	EMISSIONE PER PROGETTO ESECUTIVO	PROGIN	PROGIN	S. LIETO	A. GRIMALDI
B	NOVEMBRE 2016	EMISSIONE A SEGUITO NOTA ANAS CDG-0112269	PROGIN	PROGIN	S. LIETO	A. GRIMALDI
C	MAGGIO 2017	EMISSIONE A SEGUITO OSSERVAZIONI RIINA	PROGIN	PROGIN	S. LIETO	A. GRIMALDI

INDICE

1. GENERALITA'	5
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
1.2 UNITÀ DI MISURA.....	7
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	9
3.1 CARPENTERIA IN ACCIAIO	9
3.2 SOLETTA IN C.A.....	10
3.3 RESISTENZE DI PROGETTO.....	10
3.3.1 Carpenteria metallica	10
3.3.2 Soletta in c.a.	11
3.3.2.1 Calcestruzzo C35/45	11
3.3.2.2 Armatura B450C	11
4. ANALISI DEI CARICHI	12
4.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)	12
4.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)	12
4.3 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1).....	12
4.4 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)	13
4.5 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2).....	14
4.6 VARIAZIONE TERMICA (E3).....	14
4.7 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1).....	15
4.7.1 Azioni da traffico per verifiche a fatica	16
4.8 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q ₃).....	16
4.9 AZIONE CENTRIFUGA (Q ₄)	17
4.10 AZIONE DEL VENTO (Q ₅)	17
4.10.1 Calcolo della pressione del vento.....	17
4.10.2 Vento a ponte carico.....	18
4.10.3 Vento a ponte scarico.....	18
4.10.4 Vento in fase di montaggio	18
4.11 AZIONI SISMICHE (Q6)	19
4.12 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)	21
4.13 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)	21
5. COMBINAZIONI DI CARICO	22
5.1 GRUPPI DI CARICO.....	22
5.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE	23
5.3 COMBINAZIONI AGLI SLU	24
5.4 COMBINAZIONI AGLI SLE.....	24
6. MODELLI DI CALCOLO E METODO DI ANALISI	25
6.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	25
6.2 MODELLO DI CALCOLO STATICO E SISMICO	26
6.3 DETERMINAZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE DI SOLETTA.....	27

6.4	EFFETTI DEL RITIRO E DELLA VISCOSITÀ	28
6.5	FASI DI CALCOLO	30
6.6	CARATTERISTICHE DI CALCOLO DELLE SEZIONI.....	31
6.7	METODO DI ANALISI GLOBALE E CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI.....	32
6.8	METODI DI VERIFICA	34
6.8.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo delle nervature principali	34
6.8.1.1	Verifiche di resistenza	34
6.8.1.2	Verifiche per instabilità a taglio dei pannelli d'anima.....	36
6.8.1.3	Verifiche delle connessioni trave-soletta	37
6.8.2	Verifiche allo Stato Limite Ultimo delle membrature secondarie	38
6.8.2.1	Verifiche dei collegamenti bullonati.....	39
6.8.3	Verifiche allo Stato Limite Ultimo di Fatica	40
6.8.4	Verifiche allo Stato Limite di Esercizio	41
6.8.4.1	Verifica di deformabilità.....	41
6.8.4.2	Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio	41
6.8.4.3	Verifica di fessurazione	42
7.	RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE	43
7.1	RISULTATI IN FASE DI GETTO	43
7.2	RISULTATI A T ₀₀	44
7.2.1	Ritiro e viscosità.....	45
7.3	RISULTATI IN FASE FINALE	46
7.3.1	Stato limite ultimo (SLU)	46
7.3.2	Stato limite d'esercizio (SLE-R)	47
8.	VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI	48
8.1	VERIFICHE ALLO SLU IN FASE DI GETTO	48
8.2	VERIFICHE ALLO SLU IN FASE FINALE	50
8.2.1	Verifiche di resistenza	50
8.2.2	Verifiche di instabilità locale a taglio dei pannelli d'anima	52
8.2.3	Verifiche delle connessioni trave-soletta	54
8.2.4	Verifiche allo stato limite di fatica.....	54
8.3	VERIFICHE ALLO SLE IN FASE FINALE	56
8.3.1	Verifiche di deformabilità	56
8.3.1.1	Contromonta.....	56
8.3.2	Verifiche di limitazione delle tensioni in esercizio.....	57
9.	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DI CARPENTERIA SECONDARIA	58
9.1	VERIFICA DEI CONTROVENTI SUPERIORI.....	59
9.2	VERIFICA DEI CORRENTI SUPERIORI	60
9.3	VERIFICA DEI CORRENTI INFERIORI	60
9.4	VERIFICA DEI TRAVERSI INTERMEDI DIAGONALI	60
9.5	VERIFICA DEI TRAVERSI DI TESTATA.....	61
9.6	VERIFICA DEI COLLEGAMENTI BULLONATI.....	63
9.6.1	Controventi superiori	63
9.6.2	Correnti superiori.....	63
9.6.3	Correnti inferiori.....	64

9.6.4 Traversi intermedi diagonali 64

10. VERIFICA DELLA SOLETTA..... 66

10.1 CARICHI APPLICATI 66

10.1.1 Pesi propri e carichi permanenti 66

10.1.2 Carichi stradali..... 66

10.1.3 Urto di un veicolo in svio 69

10.1.4 Combinazioni di carico 69

10.2 RISULTATI DELL'ANALISI 70

10.3 VERIFICHE STRUTTURALI..... 71

10.3.1 Verifiche allo SLU 71

10.3.2 Verifiche allo SLE..... 72

10.3.3 Verifica locale del cordolo per azioni d'urto..... 73

11. SCARICHI SUGLI APPOGGI..... 79

1. GENERALITA'

Nell'ambito dei lavori di completamento della direttrice Perugia – Ancona “Pedemontana delle Marche”: Sub Lotto 2.2 Tratto Fabriano – Muccia Sfercia, è prevista la realizzazione del ponte denominato Faranghe posto tra le progressive 1+636 e 1+676 del tracciato di progetto.

La presente relazione, emessa nell'ambito della redazione del progetto esecutivo, ha per oggetto la verifica delle strutture di impalcato, mentre, per quanto concerne la verifica delle sottostrutture, si rimanda all'elaborato 212E13VI3400REL02C (*Ponte Faranghe - Relazione di calcolo sottostrutture*).

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte Faranghe è costituito da un'unica campata con luce in asse appoggi pari a 40 m.

La sezione trasversale dell'impalcato presenta una larghezza complessiva di 13.0 m con cordoli per 1.25 m per lato e pavimentazione di ampiezza pari a 10.5m.

L'impalcato è a struttura mista in acciaio – calcestruzzo ed è costituita da due travi longitudinali principali saldate di altezza costante e pari a 2.3 m, poste ad 8.0 m di interasse in direzione trasversale.

Le travi sono suddivise in 3 conci in direzione longitudinale di cui due laterali di lunghezza pari a 13.5 m ed uno centrale di lunghezza pari a 14.0 m.

È inoltre presente una trave di spina longitudinale, a doppio T di altezza pari a 0.50 m, supportata dai diaframmi trasversali intermedi e di testati posti a distanza massima di 6.0 m in direzione longitudinale.

Le caratteristiche geometriche delle travi principali, realizzate in acciaio ad alta resistenza S460, e della trave di spina, in acciaio S355, sono riepilogate nella tabella a seguire.

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche delle nervature principali

Concio/Elemento	Acciaio	H mm	B _{sup} mm	t _{sup} mm	B _{inf} mm	t _{inf} mm	t _w mm	h _w mm
1	S460	2300	500	30	750	40	18	2230
2	S460	2300	500	35	750	50	16	2215
Trave di spina	S355	500	350	16	450	16	16	468

La carpenteria principale è completata da:

- diaframmi di testata, costituiti da profili a doppio a T in parete piena irrigidita della stessa altezza delle travi principali;
- diaframmi intermedi, costituiti da correnti superiori e inferiori e da traversi diagonali, tutti realizzati tramite profili accoppiati L130x12;
- controventi inferiori, posti solo nei campi di estremità e costituiti da profili accoppiati L100x10;
- controventi superiori di montaggio lungo lo sviluppo dell'impalcato, costituiti da profili accoppiati L100x10.

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	212	E	13	V3400	REL	01	C	6 di 80

La soletta in calcestruzzo è gettata su predalles tralicciate e presenta uno sbalzo laterale di 2.5 m di luce. Il pacchetto complessivo soletta + predalles presenta un ingombro pari a 0.30 m.

Nelle figure seguenti si riportano pianta, profilo e sezioni trasversali dell'opera in esame. Si rimanda agli elaborati grafici per maggiori dettagli.

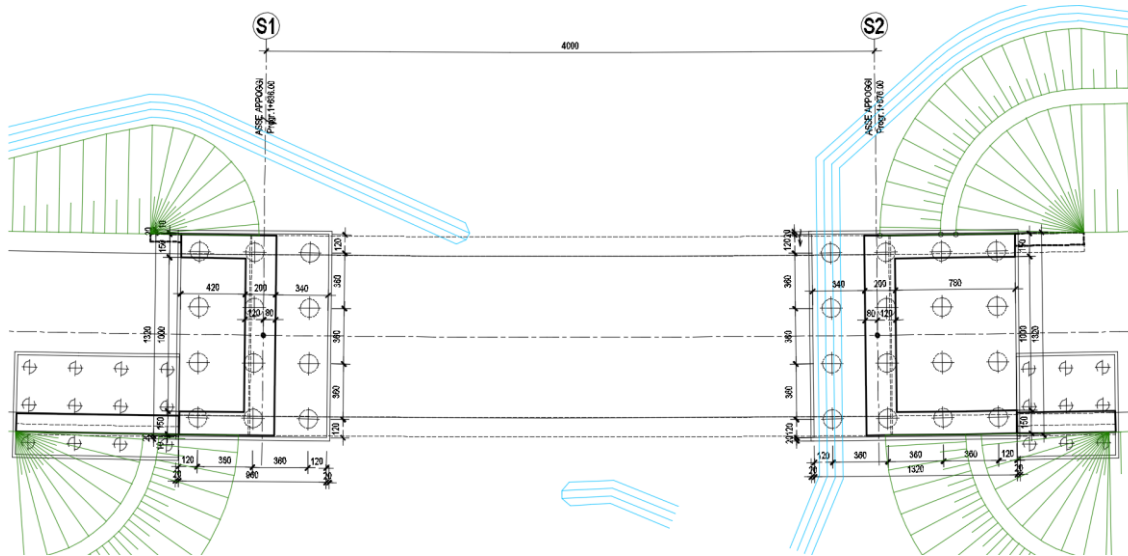


Figura 1 – Stralcio planimetrico

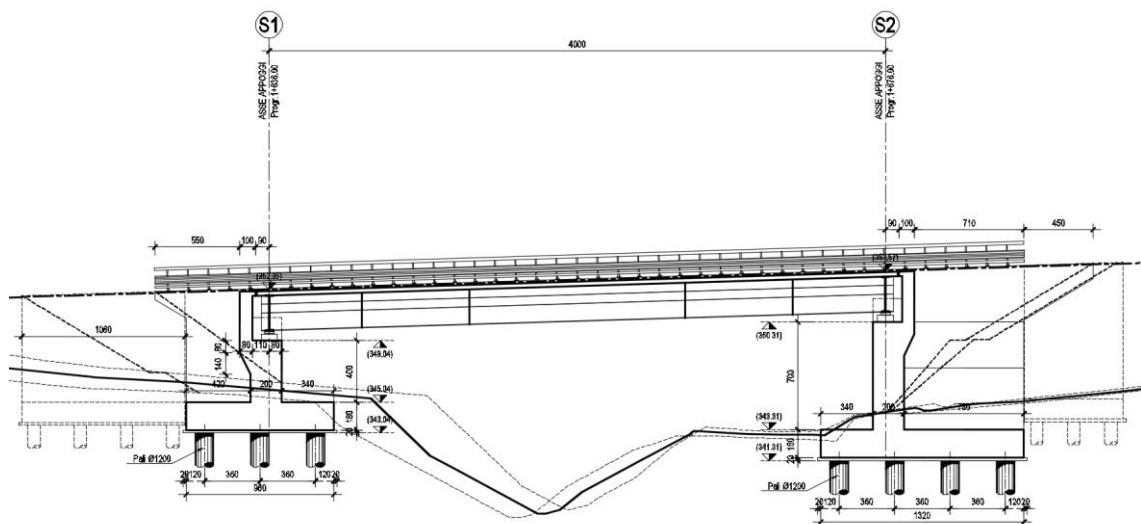


Figura 2 – Sezione longitudinale

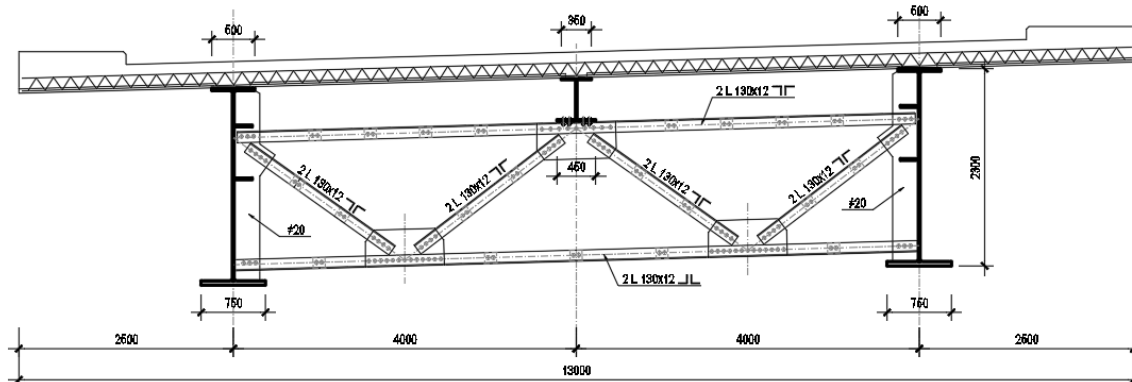


Figura 3 – Sezione trasversale

Il ponte è dotato di un sistema di isolamento sismico dell'impalcato mediante dispositivi elastoplastici agenti in direzione longitudinale e trasversale. Sulla spalla fissa sono disposti isolatori sia longitudinali che trasversali mentre sulla spalla mobile sono disposti solo isolatori trasversali.

L'opera ricade è progettata per una vita nominale di 50 anni e ricade in classe d'uso III.

1.2 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze ⇒ m, cm, mm
- per i carichi ⇒ kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ MPa

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- D.M. 14/01/2008.
Norme tecniche per le costruzioni (NTC).
- Circolare del 02/02/2009.
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.
- 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

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai materiali specificati di seguito. Per i controlli si fa riferimento a quanto previsto dal DM 14/01/2008

3.1 CARPENTERIA IN ACCIAIO

- Travi principali: S460
- Altri elementi di carpenteria (elementi secondari, piastre, imbottiture): S355

La tensione di snervamento nelle prove meccaniche nonché il CEV nell'analisi chimica dovranno essere nei limiti delle UNI ENV 10025.

Le tolleranze dimensionali per lamiere e profilati devono rispettare i limiti prescritti dalla UNI ENV 10029, classe di tolleranza minima prescritta: classe A

- Pioli di ancoraggio

Secondo UNI EN ISO 13918 e DM 14/01/2008

Pioli tipo NELSON $\phi = 19$ mm

H=0.6 x Hsoletta (se non diversamente indicato)

Acciaio ex ST 37 – 3K (S235J2G3+C450)

$f_y > 350$ MPa

$f_u > 450$ MPa

Allungamento $> 15\%$

Strizione $> 50\%$

- Bulloni

Secondo D.M. 14/01/2008 – UNI EN 14399-1

Giunzioni ad attrito per travi principali e carpenteria secondaria con serraggio controllato.

Viti 8.8 – 10.9

Dadi 8 – 10

- Saldature

Secondo DM 14/01/2008. Saldature su piatto di sostegno ceramico. Giunti travi principali piena penetrazione 1° classe con preparazione secondo dettaglio 14 del DM 14/01/2008. Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere un volta completata la saldatura. I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi.

Riferimenti normativi specifici per la carpenteria metallica

Bulloni conformi per caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016 2002 e UNI 5592 1968.

Viti: secondo UNI EN ISO 898-1 2001

Dadi: secondo UNI EN 20898-2 1994

Rosette e piastrine: riferimento UNI EN 14399 2005, parti 5 e 6.

Rosette in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC32-40, secondo UNI EN 10083-2 2006

Piastrine in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC32-40, secondo UNI EN 10083-2 2006

Coppie di serraggio secondo D.M. 14/01/2008

3.2 SOLETTA IN C.A.

Classe del calcestruzzo C35/45, secondo D.M. 14/01/2008.

Acciaio per armatura B450C controllato in stabilimento saldabile con proprietà meccaniche secondo UNI EN ISO 15630-1: 2004.

3.3 RESISTENZE DI PROGETTO

3.3.1 Carpenteria metallica

Acciaio da carpenteria. Analisi elastica SLU (Rif. p.to 4.2.3. e tab. 4.2.V del D.M. 14.01.2008)

$$\gamma_m = 1.05$$

Acciaio S355

$$f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per spessori} \leq 40 \text{ mm.}$$

$$f_{yd} = 319 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per spessori } 40 \text{ mm.} \leq s \leq 80 \text{ mm.}$$

Acciaio S460

$$f_{yd} = 438 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per spessori} \leq 40 \text{ mm.}$$

$$f_{yd} = 409 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per spessori } 40 \text{ mm.} \leq s \leq 80 \text{ mm.}$$

Bulloni

(rif p.to 4.2.8.1.1 e 11.3.4.6. del D.M. 14.01.2008)

Giunzioni ad attrito sabbiate

$$\mu = 0.45 \quad \text{coefficiente d'attrito (sabbatura)}$$

$$\gamma_{M3} = 1.25 \quad \text{coefficiente di sicurezza}$$

3.3.2 Soletta in c.a.

3.3.2.1 Calcestruzzo 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

- | | |
|---|--|
| • $\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 21.0 \text{ MPa}$
(rara) | tensione limite in combinazione caratteristica |
| • $\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 15.8 \text{ MPa}$ | tensione limite in combinazione quasi permanente |
| • $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.68 \text{ MPa}$ | tensione limite di fessurazione (trazione) |

3.3.2.2 Armatura B450C

- | | |
|------------------------------|--|
| • $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ | 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

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

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1 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.

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

- $G1.1 = 22.0 \text{ kN/m}$ (1.70 kN/m^2)

E' stata pertanto valutata un'incidenza della carpenteria metallica pari a 170 kg per m^2 di impalcato.

Peso della soletta (G1.2), considerando uno spessore di 30 cm, per una larghezza complessiva di piattaforma pari a 10.5 m

Peso dei cordoli (G1.3), considerando uno spessore di 45 cm, per una larghezza complessiva dei cordoli di 2.5 m

- $G1.2+G1.3 = 106.9 \text{ kN/m}$

4.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

Pavimentazione

- $G2.1 = 10.5 \times 3 \text{ kN/m}^2$ 31.5 kN/m ;

Guard Rail

- $G2.2 = 2 \times 1.25 \text{ kN/m}$ 2.50 kN/m ;

Velette

- $G2.3 = 2 \times 1.0 \text{ kN/m}$ 2.00 kN/m ;

Corrimano

- $G2.4 = 2 \times 0.5 \text{ kN/m}$ 1.00 kN/m ;

Impianti

- $G2.5 = 2 \times 1.0 \text{ kN/m}$ 2.00 kN/m .

Totale

- $G2$ 39.0 kN/m

4.3 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1)

Nel caso in esame, essendo la struttura esternamente isostatica, eventuali cedimenti degli appoggi non generano sollecitazioni nella struttura.

4.4 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008. Si riporta la valutazione della deformazione da ritiro secondo le indicazioni previste dalle norme. La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno.

Tabella 2 – Deformazione da ritiro

Valutazione della deformazione da ritiro a 10000 gg.

$A_c =$	4.275	m^2
$u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	14.2	m
$k = 2 A_c/u =$	0.602	m
$U =$ umidità relativa =	70.0	%
$f_{ck} =$	35	Mpa
$\epsilon_{r,10000gg} =$	-2.42E-04	(EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 3$ gg.)

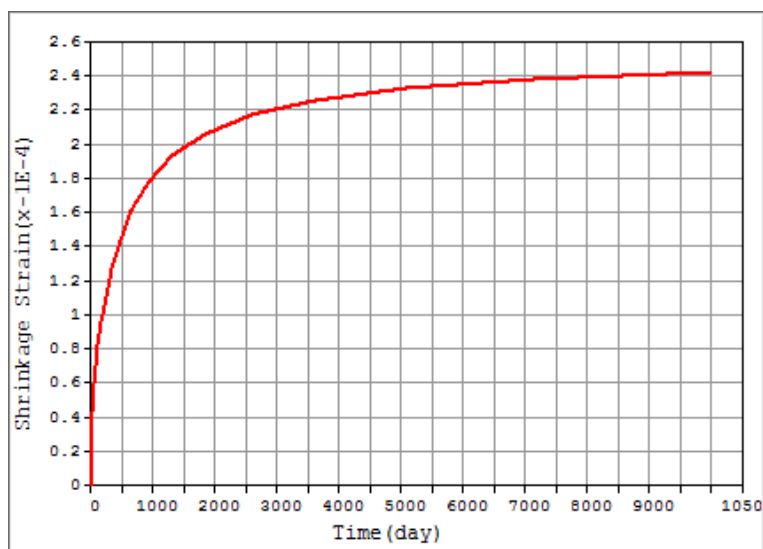


Figura 4 - Andamento della deformazione da ritiro nel tempo

La valutazione riportata indica che a 10.000 gg, la deformazione da ritiro raggiunge il valore 0.29%. 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 sezione mista omogenizzata trave + soletta.

4.5 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 14 gennaio 2008.

Tabella 3 – Coefficienti di Viscosità

Valutazione dei Coefficienti di Viscosità a 10000 gg.

$A_c =$	4.275	m^2
$u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	14.2	m
$k = 2 A_c/u =$	0.602	m
$U =$ umidità relativa =	70.0	$\%$
$f_{ck} =$	35	Mpa
$\phi(t_{00}, t_0) =$	2.75	(EN 1992-1-1, Classe S, $t_0 = 3$ gg.)
$\phi(t_{00}, t_0) =$	1.54	(EN 1992-1-1, Classe S, $t_0 = 30$ 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, t_0 , al momento dell'applicazione del carico. Nella tabella precedente sono stati valutati i coefficienti di viscosità per $t = 10000$ gg e per t_0 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.

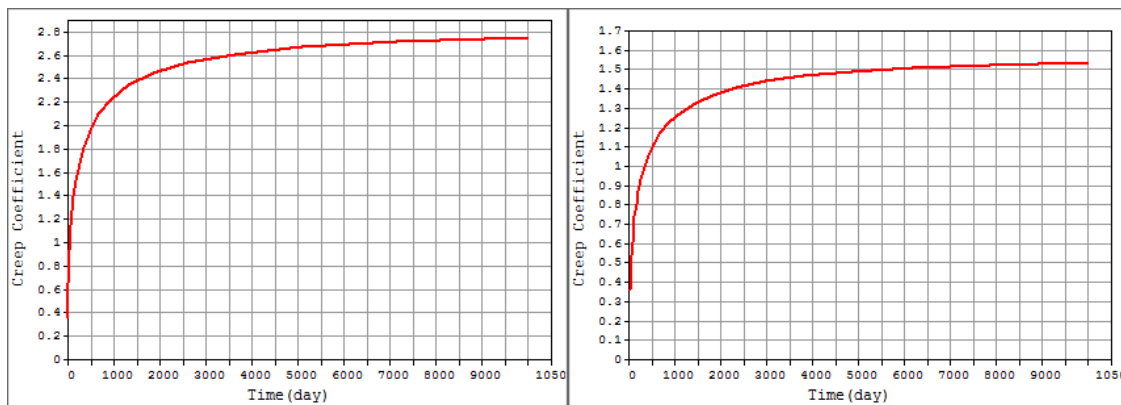


Figura 5 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo per $t_0 = 3$ gg. e per $t_0 = 30$ gg.

4.6 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 (punto 5.2.2.5.2 del DM 2008). In particolare è stata considerata una differenza di temperatura di $5^\circ C$ con andamento a farfalla tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

Nel caso di ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, è da considerarsi anche una differenza di temperatura di $5^\circ C$ tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio. Si è inoltre considerata una variazione termica uniforme pari a $\pm 20^\circ C$ lungo tutto lo sviluppo dell'opera.

4.7 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

Coerentemente con quanto indicato al punto 5.1.3.3.3 del DM 14/01/08 per l'analisi globale del ponte si fa riferimento allo Schema di Carico 1.

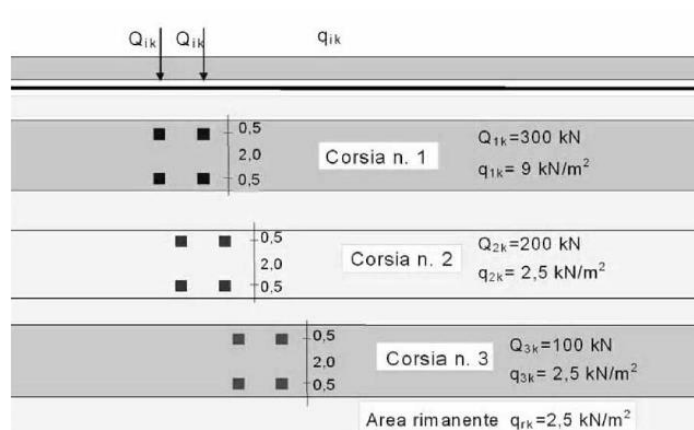


Figura 6 – Schema di carico 1

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

- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 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} di 9 kN/m² uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN di Q_{2k} e 2.5 kN/m² di q_{2k} e posta ad interasse di 3.00 m dalla prima;
- una terza colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN di Q_{3k} e 2.5 kN/m² di q_{3k} e posta ad interasse di 3.00 m dalla seconda;
- una colonna di carico (ingombro = 1.5 m) $q_{rk} = 2.5$ kN/m² nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.

Sul marciapiede, il carico $q_{fk} = 5$ kN/m² da considerare al 50 % nelle combinazioni in cui sono presenti i carichi stradali.

Per l'analisi trasversale della soletta è stato inoltre considerato lo schema di carico 2, costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0.60 m ed altezza 0.35 m. La diffusione locale del carico e l'applicazione di quest'ultimo sul modello di calcolo sono trattati nel paragrafo relativo all'analisi della soletta.

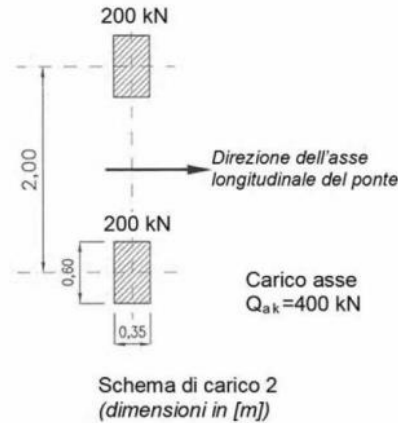


Figura 7 – Schema di carico 2

4.7.1 Azioni da traffico per verifiche a fatica

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 60%;
- dallo schema di carico 2 con valore del carico ridotto del 30%.

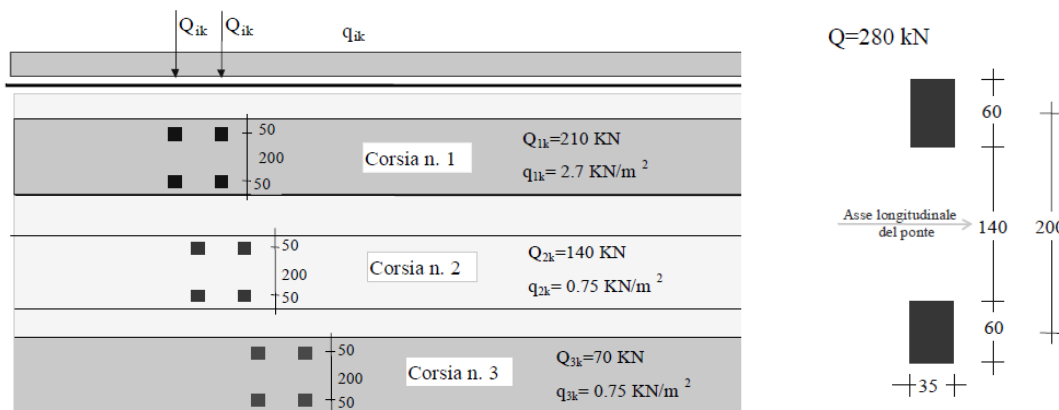


Figura 8 – Modello di carico a fatica: schemi di carico 1 e 2

4.8 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q_3)

Secondo il D.M. 14/01/2008 l'azione longitudinale di frenamento è 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:

- $Q_3 = 468\text{ kN} = 11.7\text{ kN/m}$.

L'azione di frenatura è applicata convenzionalmente a quota pavimentazione.

4.9 AZIONE CENTRIFUGA (Q₄)

In accordo al par. 5.1.3.6 del DM 14/01/2008 l'azione centrifuga totale risulta pari a:

- $R < 200$ m $Q_4 = 0.2 Q_v$
- $200 \leq R \leq 1500$ m $Q_4 = 40 Q_v/R$
- $R > 1500$ m $Q_4 = 0$

dove $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$

La geometria in pianta dell'impalcato non presenta tratti in curva, pertanto l'azione centrifuga è nulla.

4.10 AZIONE DEL VENTO (Q₅)

4.10.1 Calcolo della pressione del vento

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 14/01/2008. La pressione del vento è data dall'espressione:

- $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

dove:

- q_b = 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:

- $q_b = \rho \cdot (v_b)^2 / 2 = 456 \text{ N/m}^2$;

dove v_b è stato desunto dalla tabella 3.3.I, zona 3 (Marche, Umbria) e ρ è la densità dell'aria, assunta pari a 1.25 kg/m^3 .

Considerando una classe di rugosità D (tabella 3.3.III), l'altezza del sito sul livello del mare, dalla figura 3.3.2 si evince che la struttura si trova in categoria II e dunque, in accordo con la tabella 3.3.II si assumono i seguenti parametri:

- $k_r = 0.19$;
- $z_0 = 0.05 \text{ m}$;
- $z_{\min} = 4 \text{ m}$.

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

- $c_e(z) = k^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.36$.

Secondo le indicazioni della Circolare del 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008" (par. C3.3.10.4), si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato in esame:

- $c_p = 2.4 - \phi = 1.4$, essendo per travi ad anima piena $\phi = 1$

Si considera un coefficiente dinamico (c_d) cautelativamente pari a 1 (par. 3.3.8 D.M. 14/01/2008).
Procedendo al calcolo della pressione si ottiene:

- $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 456 \text{ N/m}^2 \times 2.36 \times 1.4 \times 1 = 1.51 \text{ kN/m}^2$

Nel caso di più travi multiple (C3.3.10.4.2), 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:

- $\mu = 1 - 1.2\phi$ per $\phi \leq 2/3$;
- $\mu = 0.2$ per $\phi > 2/3$.

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, $\phi = 1$ e $d/h = 8/2.3 \approx 3.5$. Procedendo per interpolazione lineare tra 0.2 e 1, si ottiene il valore di $\mu = 0.6$. Quindi sulla seconda trave viene applicato un carico da vento pari al 60% di quello applicato sulla prima trave.

4.10.2 Vento a ponte carico

Cautelativamente si considera su tutto il ponte la sagoma dei veicoli per un'altezza pari a 3.0 al di sopra della livelletta. I valori dell'azione del vento per le due travi sono pari a:

- $q_{w,1} = (2.30 + 0.45 + 3.00) \times 1.51 \text{ kN/m} = 8.70 \text{ kN/m}$;
- $q_{w,2} = 0.6 q_{w,1} = 5.20 \text{ kN/m}$.

4.10.3 Vento a ponte scarico

In tal caso l'azione del vento viene considerata agente su un'altezza pari a quella dell'impalcato (travi e soletta). I valori dell'azione del vento per le due travi sono pari a:

- $q_{w,1} = (2.30 + 0.45) \times 1.51 \text{ kN/m} = 4.15 \text{ kN/m}$;
- $q_{w,2} = 0.6 q_{w,1} = 2.50 \text{ kN/m}$

4.10.4 Vento in fase di montaggio

In questa fase l'altezza complessiva della struttura è pari all'altezza delle nervature in acciaio e quindi $h = 2.30 \text{ m}$.

- $q_{wm,1} = 2.3 \times 1.51 \text{ kN/m} = 3.5 \text{ kN/m}$
- $q_{wm,2} = 0.6 q_{wm,1} = 2.1 \text{ kN/m}$

4.11 AZIONI SISMICHE (Q6)

Il viadotto in oggetto è progettato per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso III ("Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.") ai sensi del D. Min. 14/01/2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

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 P_{VR} .

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
- T_c^* , 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 = III;
- Coefficiente d'uso C_U = 1.5;
- Periodo di riferimento V_R = 75 anni;
- $T_{R,SLV}$ = 712 anni;
- Comune = Matelica;
- $a_{g,SLV}$ = **0.207 g**;
- $F_{0,SLV}$ = **2.512**;
- $T_{c,SLV}^*$ = **0.336 sec**

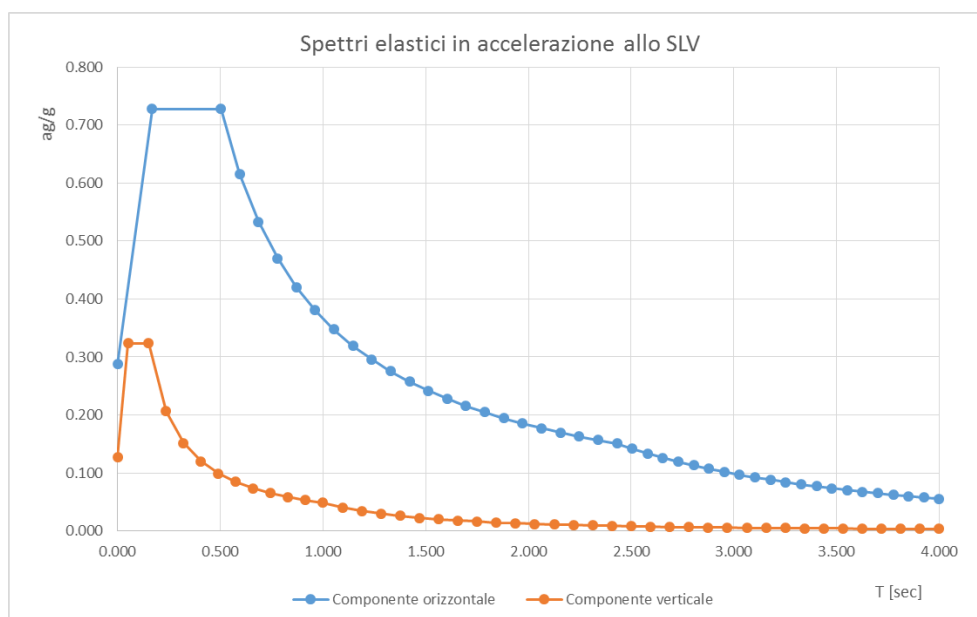
Tabella 4 - Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T^*c) per comune di riferimento: Matelica

V_R [anni]	Stato Limite	PV_R -	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
75	SLO	81%	45	0.073	2.454	0.286
	SLD	63%	75	0.091	2.454	0.298
	SLV	10%	712	0.208	2.534	0.333
	SLC	5%	1462	0.264	2.564	0.341

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 = 1.384;
- S_T , fattore topografico = 1.00;
- C_c , fattore correttivo del periodo T_c^* = 1.51.

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


Figura 9 – SLV: Spettri elastici in accelerazione ($q = 1$)

In accordo a quanto previsto al punto 7.2.1 del D. M. 14/01/2008 si prende in considerazione nel seguito, ai fini della verifica dell'impalcato, la sola azione sismica verticale rappresentata dallo spettro SLV con fattore di struttura $q = 1$.

4.12 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)

Secondo le indicazioni del D.M.14/01/2008 nel calcolo delle spalle, delle fondazioni, degli apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

4.13 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21/06/04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0.50 m ed applicata ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 , h_2 , dove h_1 = (altezza della barriera – 0.10m), h_2 = 1.00m.

Ai sensi del DM 14/01/2008 nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato costituito dallo schema di carico II, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa. Tale condizione non è però dimensionante per la statica globale dell'impalcato e sarà considerata per la verifica locale del cordolo della soletta in calcestruzzo.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate sono stabilite in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 del D.M.14/01/2008.

5.1 GRUPPI DI CARICO

Nella tabella seguente, in accordo a quanto specificato in tabella 5.1.3.12 del D.M.14/01/2008., 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 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 kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 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, 2a e 2b.

5.2 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	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	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
Vento q_5	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_5	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

5.3 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

Combinazione	G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5	Q6	q9	
A1 STR	Gr.1	1.35	1.35	0	1.2	0.72	1.35	0	0	0.9	0	0
	Gr.2a	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	1.35	0	0.9	0	0
	Gr.2b	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	0	1.35	0.9	0	0
	Q5	1.35	1.35	0	1.2	0.72	1.35ψ ₀ ^(*)	0	0	1.5	0	0
SISMA	SLV Z	1	1	0	1	0.5	0	0	0	1	0	
ECCEZIONALE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0	1	

(*) per schema di carico 1, ψ₀ = 0.75 per i carichi tandem e ψ₀ = 0.40 per i carichi distribuiti

5.4 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 (SLE-R) 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 (SLE-F) 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 (SLE-QP) 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	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5	
RARA	Gr.1	1	1	0	1	0.6	1	0	0	0.6
	Gr.2a	1	1	0	1	0.6	0	1	0	0.6
	Gr.2b	1	1	0	1	0.6	0	0	1	0.6
	Q5	1	1	1	1	0.6	ψ ₀	0	0	1
FREQUENTE	Gr.1	1	1	0	1	0.5	ψ ₁	0	0	0
	Q5	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0.2
QUASI PERMANENTE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0

(*) per schema di carico 1, ψ₀ = ψ₁ = 0.75 per i carichi tandem e ψ₀ = ψ₁ = 0.40 per i carichi distribuiti

6. MODELLI DI CALCOLO E METODO DI ANALISI

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del *MIDAS/CIVIL 2016*. 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 agenti sull'impalcato al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni agenti sulle sottostrutture necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali, entrambe riportate nella specifica relazione di calcolo e pertanto non contenute nel presente documento.

6.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Nell'ambito del presente paragrafo si riporta una descrizione delle caratteristiche dei software utilizzati per l'effettuazione 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 2016**, distribuito in Italia dalla **CSPFea** (Padova), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da Key Serial Number n° 34219EF86526F342 intestata a PROGIN SPA – CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.

Per l'esecuzione di verifiche di sezioni in cemento armato si è invece utilizzato il software **PresFle+**, prodotto e distribuito dalla **Concrete srl** (Padova), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da chiave USB n° **4552054**, intestata a PROGIN SPA - CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.

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

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.

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.

6.2 MODELLO DI CALCOLO STATICO E SISMICO

L'impalcato è stato modellato con elementi monodimensionali rappresentativi rispettivamente:

- delle travi longitudinali e della trave di spina a sezione composta;
- dei controventi di piano inferiori di estremità;
- dei controventi superiori in fase di varo;
- dei traversi reticolari intermedi;
- dei traversi di testata in parete piena.

Elementi di trave simulanti la soletta sono stati disposti in direzione trasversale per modellare correttamente la ripartizione trasversale dei carichi accidentali.

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.

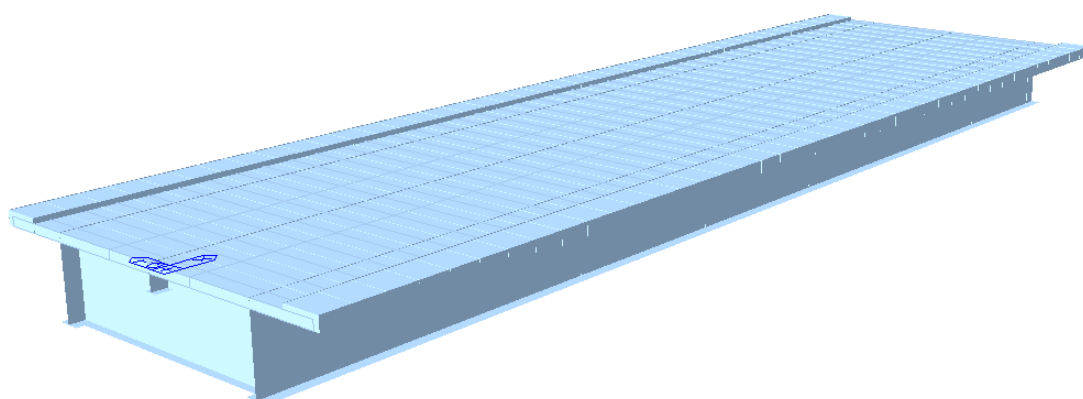


Figura 10 - Modello FEM vista estrusa

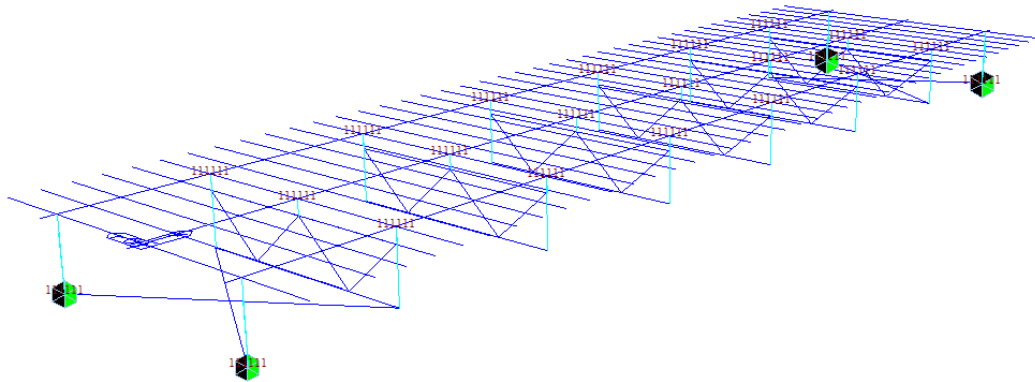


Figura 11 - Modello FEM vista wireframe

Nel modello sono utilizzati le seguenti condizioni di vincolo:

- bracci rigidi tra l'estradosso (asse) delle travi e intradosso;
- rilascio dei momenti trasversali di estremità negli elementi di soletta;
- appoggi in corrispondenza dell'intradosso delle travi.

In corrispondenza degli appoggi, sono stati utilizzati vincoli fissi/unidirezionali in coerenza con lo schema di vincolo effettivamente adottato.

6.3 DETERMINAZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE DI SOLETTA

La distribuzione delle tensioni normali nelle sezioni composte viene determinata utilizzando nel modello di calcolo la larghezza efficace come descritto in §4.3.2.3 del D. Min. 14/01/2008.

La larghezza di soletta collaborante, necessaria per la determinazione delle caratteristiche geometriche delle sezioni in fase 2 è stata quindi determinata con riferimento alla figura seguente, come $b_{eff} = b_0 + b_{ei} + b_{e2}$.

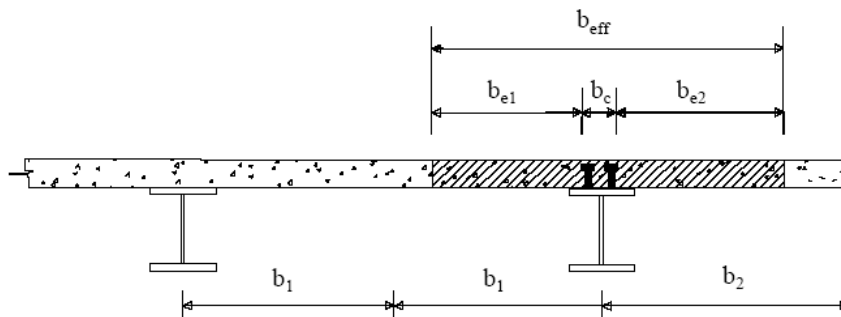


Figura 12 - Larghezza di soletta collaborante

Dove $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$ con L_e luce equivalente da valutarsi secondo lo schema riportato in figura.

Per gli appoggi di estremità l'espressione della larghezza efficace viene corretta come $b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{ei} + \beta_2 b_{e2}$ con $\beta_i = (0.55 + 0.025 L_e/b_{ei}) \leq 1$. In definitiva si ottiene:

Tabella 10 - Calcolo della Larghezza Efficace di Soletta

$b_{eff,1}$ - nervatura centrale			$b_{eff,1}$ - nervatura laterale		
L	=	40 m	L	=	40 m
$L_e^{[1]}$	=	40 m	$L_e^{[1]}$	=	40 m
b_0	=	0.4 m	b_0	=	0.8 m
b_1	=	1.8 m	b_1	=	1.7 m
b_2	=	1.6 m	b_2	=	2.1 m
b_{e1}	=	1.8 m	b_{e1}	=	1.7 m
b_{e2}	=	1.6 m	b_{e2}	=	2.1 m
β_1	=	1 -	β_1	=	1 -
β_2	=	1 -	β_2	=	1 -
$b_{eff,1}$	=	3.8 m	$b_{eff,1}$	=	4.6 m

6.4 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 omogeneizzazione – definiti dalla normativa vigente – per i diversi tipi di azioni applicate alla struttura. I due approcci sono chiariti di seguito. L'analisi sviluppata è basata sul "Metodo Esatto" fornendo tuttavia per verifica un confronto con i risultati che si otterrebbero tramite metodo approssimato.

Metodo Esatto - Analisi al Passo

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 Figura 4: 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, i cosiddetti "*primary effects*", applicate alla sezione composta e tramite i suoi effetti relativi, detti "*secondary effects*". Tali componenti sono esplicitate di seguito. Le azioni equivalenti, "*primary effects*", associate alla contrazione impedita da ritiro sono:

- uno sforzo normale di compressione $N_r(t, t_0)$ applicato baricentricamente sulla sezione composta da trave e soletta;
- un momento flettente positivo $M_r(t, t_0)$ applicato alla sezione composta da trave e soletta;

dove:

- $N_r(t, t_0) = A_c \cdot E_c \cdot \epsilon_r(t, t_0)$ con A_c area della soletta, E_c modulo istantaneo del calcestruzzo, $\epsilon_r(t, t_0)$ deformazione da ritiro al tempo t e $t_0 = 3$ gg.
- $M_r(t, t_0) = N_r(t, t_0) \cdot e_y$ con e_y eccentricità tra baricentro soletta e sezione composta omogeneizzato con modulo istantaneo del calcestruzzo E_c .

Tali azioni sono ripartite, imponendo l'equilibrio e la congruenza, tra soletta e trave e si traducono in azioni di sforzo normale baricentrico e momento flettente, "*secondary effects*", ovvero $N_{r1}(t, t_0)$ ed $M_{r1}(t, t_0)$ sulla trave (parte 1 sella sezione composta) ed $N_{r2}(t, t_0)$ ed $M_{r2}(t, t_0)$ sulla soletta (parte 2 sella sezione composta). Lo stato di sforzo nelle due parti della sezione composta è quindi:

- nella trave $N_{r1}(t, t_0)$ ed $M_{r1}(t, t_0)$;
- nella soletta $N_r(t, t_0) - N_{r2}(t, t_0)$ ed $M_{r2}(t, t_0)$.

In maniera analoga sono valutati gli effetti delle deformazioni viscosi del calcestruzzo; le azioni equivalenti, “*primary effects*”, associate ad esse sono:

- uno sforzo normale $\Delta N_\phi(t, t_i)$ applicato baricentricamente sulla sezione composta da trave e soletta;
- un momento flettente $M_\phi(t, t_i)$ applicato alla sezione composta da trave e soletta.

dove:

- $\Delta N_\phi(t, t_i) = A_c \cdot E_c \cdot \Delta \varepsilon_\phi(t, t_i)$ con A_c area della soletta, E_c modulo istantaneo del calcestruzzo, $\Delta \varepsilon_\phi(t, t_i)$ deformazione viscosa al tempo t dovuta a un incremento di tensione $\Delta \sigma(t_i)$ applicata all’istante t_i .
- $\Delta M_\phi(t, t_i) = \Delta N_\phi(t, t_i) \cdot e_y$ con e_y eccentricità tra baricentro soletta e sezione composta omogeneizzata con modulo istantaneo del calcestruzzo E_c .

Tali azioni sono ripartite, imponendo l’equilibrio e la congruenza, tra soletta e trave e si traducono in azioni di sforzo normale baricentrico e momento flettente, “*secondary effects*”, ovvero $\Delta N_{\phi1}(t, t_i)$ ed $\Delta M_{\phi1}(t, t_i)$ sulla trave (parte 1 sella sezione composta) ed $\Delta N_{\phi2}(t, t_i)$ ed $\Delta M_{\phi2}(t, t_i)$ sulla soletta (parte 2 sella sezione composta). Lo stato di sforzo nelle due parti della sezione composta è quindi:

- nella trave $\Delta N_{\phi1}(t, t_i)$ ed $\Delta M_{\phi1}(t, t_i)$;
- nella soletta $\Delta N_{\phi2}(t, t_i) - \Delta N_\phi(t, t_i)$ ed $\Delta M_{\phi2}(t, t_i)$.

Metodo Semplificato - Coefficienti di omogeneizzazione da Normativa

Come specificato al punto 5.4.2.2. dell’UNI EN 1994-1-1:2005, si può tenere conto degli effetti della viscosità del calcestruzzo utilizzando differenti coefficienti di omogeneizzazione n_L in funzione del tipo di carico, secondo l’espressione:

- $n_L = n_0 (1 + \psi_L \phi_{tL})$

dove:

- n_0 è il coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata pari ad E_a/E_c ;
- ϕ_{tL} è il coefficiente di viscosità del calcestruzzo a tempo infinito funzione dell’età del calcestruzzo all’atto dell’applicazione del carico considerato;
- ψ_L è il moltiplicatore del coefficiente di viscosità dipendente dal tipo di carico, con valori che possono essere assunti pari ad 1.1 per carichi permanenti e a 0.55 per il ritiro.

In definitiva i coefficienti di omogeneizzazione nel caso in esame risultano

Tabella 11 - Coefficienti di Omogeneizzazione

Coefficienti di Omogeneizzazione				
per carichi accidentali e di breve durata			$n_0 =$	6.25
per gli effetti del ritiro	$\phi(t_{00}, t_0 = 3 \text{ gg.}) =$	2.4	$\psi_L =$	0.55
per carichi permanenti	$\phi(t_{00}, t_0 = 30 \text{ gg.}) =$	1.5	$\psi_L =$	1.10
			$n_{r,00} =$	14.20
			$n_{p,00} =$	16.20

Gli effetti del ritiro in tal caso si valutano come un'azione di trazione sulla sola soletta pari a:

- $N_{r,00} = A_c \cdot (n_{r,00}/n_0) \cdot E_c \cdot \epsilon_{r,00}$.

e come delle azioni equivalenti sulla sezione composta pari a:

- $N_{r,00} = A_c \cdot (n_{r,00}/n_0) \cdot E_c \cdot \epsilon_{r,00}$;
- $M_{r,00} = N_{r,00} \cdot e_y$ con e_y eccentricità tra baricentro soletta e sezione composta omogeneizzato coefficiente $n_{r,00}$.

Gli effetti dei carichi di lunga durata (carichi permanenti portati) si valutano invece utilizzando un coefficiente di omogenizzazione $n_{p,00}$.

6.5 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 1.1:** corrispondente al varo dell'impalcato. In questa fase è presente il solo peso proprio della carpenteria metallica e, se necessario, l'azione del vento in fase di montaggio;
- **fase 1.2:** 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;

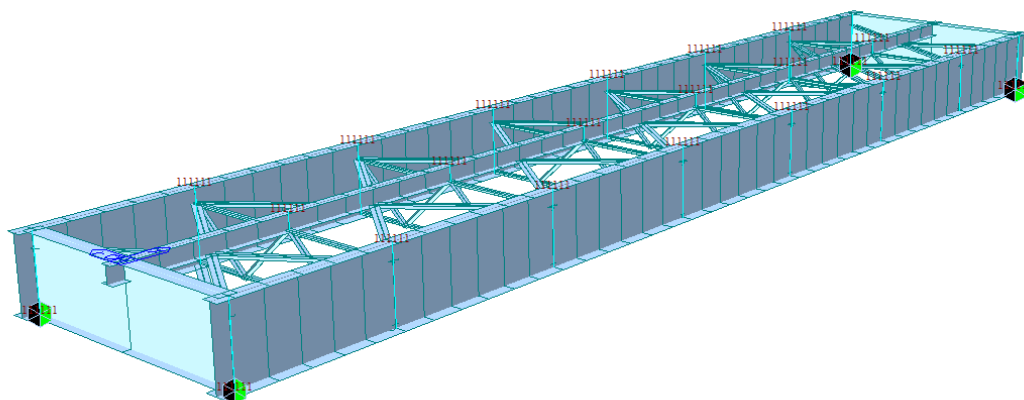
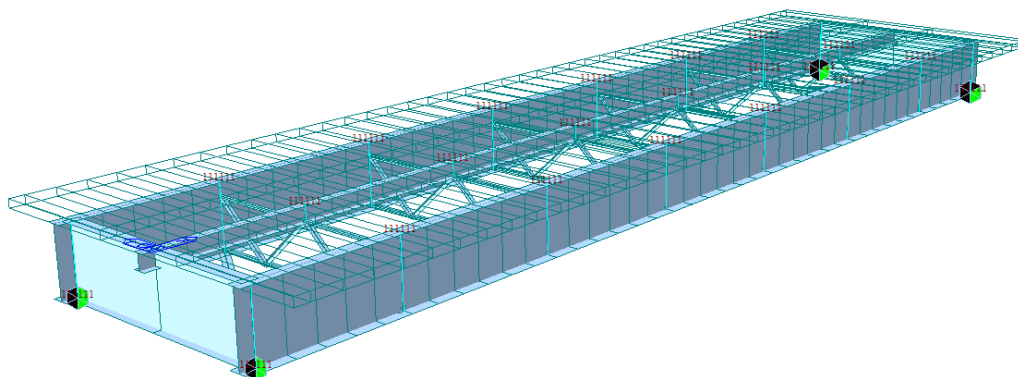


Figura 13 - Fasi di calcolo 1.1 e 1.2

- **fase 2.1:** 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 2.2:** impalcato in esercizio completo con soletta collaborante e carichi permanenti portati, di durata pari a 10000 gg., considera gli effetti dovuti ai carichi applicati, al ritiro a lungo termine e alla relativa viscosità del calcestruzzo variabili nel tempo.


Figura 14 - Fasi di calcolo 2.1 e 2.2

- **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.

6.6 CARATTERISTICHE DI CALCOLO DELLE SEZIONI

Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche dei conci delle nervature principali utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni. Si precisa che per l'analisi globale delle sollecitazioni, sviluppata secondo il metodo elastico, vengono utilizzate le sezioni lorde delle nervature in acciaio

Si considera collaborante la sola soletta con spessore medio pari a 300 mm. Nel seguito si fa riferimento alla sezione in acciaio e alle sezioni composte con coefficienti di omogeneizzazione n_o , n_{roo} e n_{poo} , così come specificati precedentemente.

Le caratteristiche meccaniche dei singoli conci riportate di seguito. Si è considerato il contributo dell'acciaio, del calcestruzzo e di un'armatura longitudinale di soletta superiore e inferiore pari a $\varnothing 20/200$.

Tabella 12 - Proprietà meccaniche conci 1 e 2 e trave di spina

Concio	A [mm ²]	zinf [mm]	Acciaio			Jt [mm ⁴]
			zsup [mm]	Iyy [mm ⁴]	Izz [mm ⁴]	
1	8.27E+04	9.16E+02	1.38E+03	6.67E+10	1.67E+09	2.30E+07
2	8.80E+04	8.68E+02	1.43E+03	7.44E+10	2.07E+09	3.88E+07
TS	2.03E+04	2.31E+02	2.69E+02	8.79E+08	1.79E+08	1.75E+06
Mista + armatura t_o (carichi di breve durata)						
Concio	A [mm ²]	zinf [mm]	zsup [mm]	Iyy [mm ⁴]	Izz [mm ⁴]	Jt [mm ⁴]
1	3.05E+05	2.03E+03	5.54E+02	2.08E+11	3.83E+11	9.72E+09
2	3.10E+05	1.99E+03	5.86E+02	2.32E+11	3.83E+11	9.74E+09
TS	2.04E+05	5.99E+02	1.81E+02	5.14E+09	2.15E+11	9.01E+09
Mista + armatura t_{oo} (effetti del ritiro)						
Concio	A [mm ²]	zinf [mm]	zsup [mm]	Iyy [mm ⁴]	Izz [mm ⁴]	Jt [mm ⁴]
1	1.82E+05	1.75E+03	8.34E+02	1.72E+11	1.66E+11	4.20E+09
2	1.87E+05	1.70E+03	8.80E+02	1.90E+11	1.66E+11	4.22E+09
TS	1.02E+05	5.59E+02	2.21E+02	4.14E+09	9.27E+10	3.88E+09

Concio	Mista + armatura t_{oo} (carichi di lunga durata)					
	A [mm ²]	zinf [mm]	zsup [mm]	Iyy [mm ⁴]	Izz [mm ⁴]	Jt [mm ⁴]
1	1.70E+05	1.70E+03	8.81E+02	1.66E+11	1.45E+11	3.68E+09
2	1.75E+05	1.65E+03	9.29E+02	1.83E+11	1.46E+11	3.70E+09
TS	9.25E+04	5.50E+02	2.30E+02	4.01E+09	8.12E+10	3.40E+09

6.7 METODO DI ANALISI GLOBALE E CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

Il DM 2008 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 2008.

Nel caso in esame si adotta un metodo di analisi globale elastico e si assume che le sezioni ricadano almeno in classe 3 (vedi paragrafo successivo).

Tabella 13 - Metodi di analisi globale e classificazione delle sezioni.

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte (*)
(E)	(P)	compatte (classi 1 e 2)
(E)	(EP)	tutte (*)
(P)	(P)	compatte di classe 1
(EP)	(EP)	tutte (*)

(*) per le sezioni di classe 4 la capacità resistente può essere calcolata con riferimento alla sezione efficace.

La classificazione delle sezioni è definita al punto 4.2.3.1 DM 2008.

Nel caso in esame, per travi semplicemente appoggiate, possono instabilizzarsi:

- le piattabande superiori - in fase di getto, quando non sono ancora rigidamente vincolate alla soletta;
- i pannelli d'anima compresi tra due irrigidimenti longitudinali e soggetti a compressione.

La classificazione delle piattabande superiori e dei pannelli d'anima in fase di getto è in genere indipendente dal reale stato tensionale, essendo l'asse neutro della sezione soggetta a flessione pura univocamente determinato.

Viceversa in fase di esercizio la classificazione dei pannelli d'anima può dipendere dalla distribuzione delle tensioni, essendo la sezione composta soggetta a sollecitazioni di pressoflessione.

Nelle tabelle a seguire si riporta pertanto la classificazione delle piattabande superiori e dei pannelli d'anima per le nervature principali (concio 1 e 2) in fase di getto. Lo schema di riferimento per i

pannelli d'anima è rappresentato in figura. *Si omette la classificazione della sezione trasversale della trave di spina, che ricade evidentemente in Classe 3.*

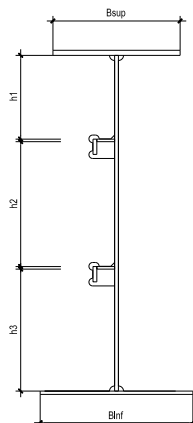


Figura 15 - Pannelli d'anima per classificazione delle sezioni

Tabella 14 – Classificazione delle piattabande superiori in fase di getto

S460	Concio	B _{sup} mm	t _{sup} mm	t _w mm	C mm	ε	14 ε	C/t	Classe
	1	500	30	18	241.0	0.715	10.0	8.0	3
2	500	30	16	242.0	0.715	10.0	8.1	3	

Tabella 15 – Classificazione dei pannelli d'anima in fase di getto

Concio		=	1	2
H	mm	=	2300	2300
t _{f, sup}	mm	=	30	35
t _{f, inf}	mm	=	40	50
h _a	mm	=	2230	2215
t	mm	=	18	16
h ₁	mm	=	400	395
h ₂	mm	=	600	600
h ₃	mm	=	1230	1220
h _{ysup}	mm	=	1346	1394
h _{yinf}	mm	=	954	906
y ₁	mm	=	1870	1870
y ₂	mm	=	1270	1270
ψ ₁		=	0.70	0.71
ψ ₂		=	0.34	0.38
ψ ₃		=	-3.02	-2.49
ε		=	0.71	0.71
42 ε		=	29.8	29.8
124 ε		=	88.0	88.0
κ ₁		=	33.1	33.0
κ ₂		=	38.0	37.5
κ ₃		=	88.0	88.0
C1/t		=	22.22	24.69
C2/t		=	33.33	37.50
C3/t		=	68.33	76.25
Classe Pannello 1		=	3	3
Classe Pannello 2		=	3	3
Classe Pannello 3		=	3	3

In fase di getto, pertanto, si assume come resistente la sezione lorda.

In fase di esercizio per i pannelli d'anima, si opera sulla base della seguente procedura:

- si esegue la verifica sulla sezione lorda, senza riduzioni;
- dai valori tensionali si calcolano i valori di ψ .

Poiché le sezioni resistenti vengono verificate per pressoflessione, si calcolano i rapporti C/t limite per la Classe 3 come indicato in Tab. 4.2.I. del DM 2008. Per le sezioni di questa classe, infatti, non vengono operate delle riduzioni; esse possono raggiungere nelle fibre estreme valori pari a f_{yd} . Se il valore limite non è superato, la verifica si conduce in sezione lorda; se, invece, tale valore risulta superato, la verifica della sezione viene condotta per interazioni, considerando l'instabilità locale.

La classificazione dei pannelli d'anima verrà svolta con riferimento allo schema di irrigidimento longitudinale rappresentato nella figura precedente.

Si precisa che nell'analisi dei modelli e nella verifica a taglio, in conformità alla Normativa vengono utilizzate comunque le sezioni lorde anche per le eventuali sezioni di Classe 4.

Si precisa inoltre che, poiché i valori presi a riferimento per i parametri di instabilità delle parti di sezione fanno riferimento a f_{yd} , ai fini della classificazione delle sezioni viene operato un incremento del parametro ϵ secondo quanto indicato in EN 1993-1-1:2005 al punto 5.5.2 (9), per tenere in conto il reale livello tensionale nell'elemento in verifica. In tal modo sezioni altrimenti di Classe 4 possono essere classificabili, ai fini delle verifiche di resistenza, come sezioni di Classe 3 in ragione di un ridotto impegno tensionale.

6.8 METODI DI VERIFICA

6.8.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo delle nervature principali

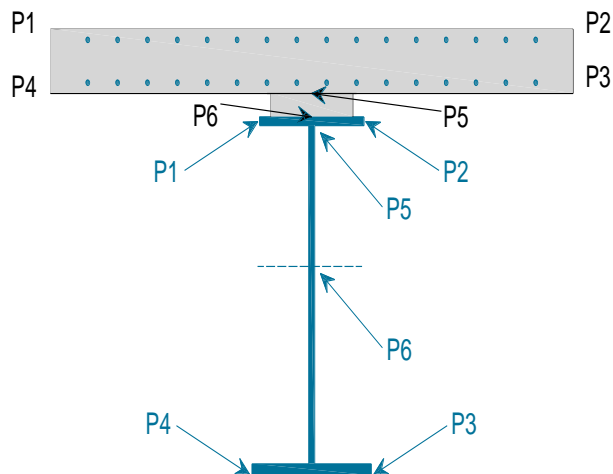
Le nervature principali sono vincolate lateralmente dalla presenza dei traversi a passo 6000 mm e dalla soletta in corrispondenza delle piattabande compresse. Le sollecitazioni torcenti applicate all'impalcato sono prevalentemente assorbite dal sistema travi-soletta-traversi. Pertanto in accordo a quanto previsto al punto 4.2.4.1.3.2 del DM 2008, non si rendono necessarie verifiche di stabilità globali, flessionale e flesso-torsionale, delle membrature.

L'instabilità locale dei pannelli soggetti a compressione in direzione longitudinale viene considerata attraverso l'impiego di sezioni trasversali efficaci (secondo quanto previsto al paragrafo precedente).

Si svolgono pertanto nel seguito le sole verifiche di resistenza delle nervature, le verifiche per instabilità a taglio dei pannelli d'anima e le verifiche a fatica.

6.8.1.1 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 2008. Le verifiche sono pertanto svolte come verifiche tensionali, nei seguenti punti.


Figura 16 - Punti di verifica

Le tensioni ideali d'anima (P6) sono valutate in corrispondenza del baricentro della sezione lorda d'acciaio.

Le coordinate dei punti di verifica della nervatura in acciaio sono riportate nella tabella seguente.

Tabella 16 - Coordinate punti di verifica acciaio

Concio	Coordinate punti di verifica acciaio											
	y1 mm	z1 mm	y2 mm	z2 mm	y3 mm	z3 mm	y4 mm	z4 mm	y5 mm	z5 mm	y6 mm	z6* mm
1	-250	2300	250	2300	375	0	-375	0	0	2270	0	954
2	-250	2300	250	2300	375	0	-375	0	0	2265	0	906
TS	-175	500	175	500	225	0	-225	0	0	484	0	231

Le coordinate dei punti di verifica della soletta sono riportate nelle tabelle seguenti.

Tabella 17 - Coordinate punti di verifica calcestruzzo

Concio	Coordinate punti di verifica calcestruzzo							
	y1 mm	z1 mm	y2 mm	z2 mm	y3 mm	z3 mm	y4 mm	z4 mm
1	-2300	2600	2300	2600	2300	2300	-2300	2300
2	-2300	2600	2300	2600	2300	2300	-2300	2300
TS	-1900	780	1900	780	1900	500	-1900	500

Per le nervature in acciaio la verifica viene svolta sulla tensione ideale:

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

e pertanto, per acciaio S460:

- $\sigma_{id} \leq 438 \text{ MPa}$ per $t \leq 40 \text{ mm}$;
- $\sigma_{id} \leq 409 \text{ MPa}$ per $t > 40 \text{ mm}$.

e, per acciaio S355:

- $\sigma_{id} \leq 338 \text{ MPa}$ per $t \leq 40 \text{ mm}$;
- $\sigma_{id} \leq 319 \text{ MPa}$ per $t > 40 \text{ mm}$.

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

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

6.8.1.2 Verifiche per instabilità a taglio dei pannelli d'anima

Le verifiche sono svolte conformemente a quanto previsto al punto C4.2.4.1.3.4.1 della CM 617 e al punto 4.3 del EN 1993-1-5.

La valutazione della resistenza all'instabilità per taglio risulta necessaria per i pannelli privi di irrigidimenti longitudinali se non è soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{h_w}{t} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

Mentre nel caso di pannelli irrigiditi è:

$$\frac{h_w}{t} \leq 31 \frac{\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau}$$

dove:

- h_w è l'altezza totale del pannello d'anima;
- t : è lo spessore del pannello;
- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.81$;
- $\eta = 1.2 \cdot \gamma_{M1} / \gamma_{M0} = 1.2 \frac{1.1}{1.05} = 1.25$;
- k_τ è il minimo coefficiente d'instabilità per taglio del pannello.

Nel caso in cui si renda necessaria, la verifica della resistenza all'instabilità per taglio consiste nel verificare che il taglio di progetto sia inferiore al taglio resistente definito come:

$$V_{cRd} = \chi_v f_{ywd} h w t / \sqrt{3}$$

dove V_{cRd} è definito dalla normativa citata.

Il coefficiente k_τ è funzione del rapporto d'allungamento $\alpha = a/h_w$ e del numero di irrigiditori, dove a è la lunghezza del pannello compresa tra due irrigiditori trasversali. In particolare, se gli irrigiditori longitudinali sono più di due o se il rapporto di allungamento $\alpha \geq 3$, il coefficiente k_τ è dato da:

$$k_{\tau} = 5.34 + 4.00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau 1} \quad \text{se } \alpha = a / h_w \geq 1$$

$$k_{\tau} = 4.00 + 5.34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau 1} \quad \text{se } \alpha = a / h_w < 1$$

Con:

$$k_{\tau 1} = \max \left[\left(\frac{3}{\alpha} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right)^3}; \frac{2.1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}} \right]$$

Dove con I_{sl} si intende la somma delle singole inerzie ($I_{sl,1}$) degli irrigidimenti longitudinali rispetto ai singoli assi baricentrici paralleli al piano d'anima, considerando una l'arghezza d'anima collaborante pari a $15 \varepsilon t$.

Se, invece, gli irrigiditori sono uno o due e $\alpha < 3$, il coefficiente k_{τ} è:

$$k_{\tau} = 4.1 + \left(\frac{1}{\alpha^2} \right) + \left(6.3 + 0.18 \frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right) + 2.2 \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}$$

6.8.1.3 Verifiche delle connessioni trave-soletta

Le connessioni trave-soletta sono realizzate mediante pioli tipo Nelson, disposti, nella zona degli appoggi, in numero di 4 ad interasse di 200 mm. I pioli hanno diametro di 19 mm ed altezza di 175 mm.

Con riferimento al D.M. 14.01.2008 p.to 4.3.4.3.1.2 la resistenza di calcolo a taglio di un piolo allo SLU può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

- $P_{rd,a} = 0,80 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$
- $P_{rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0.5} / \gamma_v$

con:

- $\gamma_v = 1.25$ coefficiente di sicurezza
- $f_t = 450$ MPa resistenza a rottura dell'acciaio del piolo
- $d = 19$ mm diametro piolo
- $f_{ck} = 35$ MPa resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta
- $E_c = 34077$ MPa modulo elastico del calcestruzzo della soletta
- $\alpha = 1$ per $h/d > 4$
- $h = 175$ mm altezza del piolo

Per Stato Limite di Esercizio si considera il minore tra:

- $P_{rd,a SLE} = 0,6 \cdot P_{rd,a}$
- $P_{rd,c SLE} = 0,6 \cdot P_{rd,c}$

Le resistenze ricavate vanno confrontate con i valori dello scorrimento trave-soletta determinati come $S_c = V_{Ed} S_G / I_G$.

6.8.2 Verifiche allo Stato Limite Ultimo delle membrature secondarie

Le membrature secondarie sono sollecitate essenzialmente da sforzi normali di compressione o trazione. Per questi elementi viene quindi eseguita una verifica di stabilità, secondo quanto specificato al punto 4.2.4.1.3.1 del DM 2008 (a cui si rimanda per maggiori dettagli) confrontando lo sforzo di progetto N_{Ed} con la resistenza all'instabilità $N_{b,Rd}$ dell'asta:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

Si ricorda che, come prescritto dalla Circolare 617 del 02/02/2009 p.to C4.2.4.1.3.1.5, la verifica di aste composte costituite da due o quattro profilati, posti ad un intervallo pari alle spessori delle piastre di attacco ai nodi e comunque ad una distanza non superiore a 3 volte il loro spessore e collegati con calastrelli o imbottiture, può essere condotta come per un'asta semplice, trascurando la deformabilità a taglio del collegamento, se gli interassi dei collegamenti soddisfano le limitazioni della tabella C4.2.III, riportata qui di seguito.

Tabella C4.2.III Disposizione delle imbottiture di connessione tra i profili.

Tipo di asta composta (Figura C4.2.10)	Spaziatura massima tra i collegamenti ^(*)
Tipo (1), (2), (3) o (4) collegati con imbottiture bullonate o saldate	15 i_{min}
Tipi (5) o (6) collegati con coppie di calastrelli	70 i_{min}

(*) La distanza è misurata tra i centri di due collegamenti successivi e i_{min} è il raggio di inerzia minimo del singolo profilo costituente l'asta.

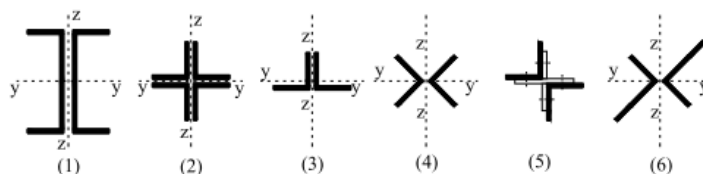


Figura C4.2.10 - Tipologie di aste composte costituite da elementi ravvicinati

Figura 17 – Estratto dalla Circolare C617 – Tabella C4.2.III e Figura C4.2.10

Nel caso in esame, avendo adottato profili accoppiati ad L (3), la massima spaziatura tra i collegamenti non potrà superare il valore di 15 i_{min} . Nel caso in cui tale limite non fosse rispettato, è necessario determinare un'appropriata snellezza equivalente dell'asta tramite normative di comprovata validità; di seguito si farà quindi riferimento a quanto riportato nella CNR-10011 p.to 7.2.3.4.2:

$$\lambda_{eq} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2}$$

dove:

- λ è la snellezza effettiva dell'asta;
- $\lambda_1 = L_0/i_{min}$ essendo L_0 l'interasse del collegamento e i_{min} il raggio minimo di inerzia del profilato semplice.

In ogni caso i collegamenti devono dividere in almeno tre campi uguali l'asta.

6.8.2.1 Verifiche dei collegamenti bullonati

Le verifiche dei collegamenti bullonati della carpenteria metallica secondaria (controventi, correnti e traversi diagonali) vengono eseguite in accordo con il p.to 4.2.8.1.1. Si considerano unioni ad attrito con bulloni ad alta resistenza per le quali vengono eseguite le seguenti verifiche:

- verifiche a taglio dei bulloni;
- verifica a scorrimento dei bulloni (SLU e SLE);
- verifica a rifollamento del piatto dell'unione.

La resistenza ultima per taglio dei bulloni si valuta con l'espressione (4.2.57) del D.M. 2008:

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

dove:

- A_{res} è l'area resistente del bullone;
- α_v è un coefficiente che vale 0.6 per bulloni di classe 8.8 o 0.5 per i bulloni classe 10.9;
- f_{tb} è la tensione di rottura per trazione del bullone;
- $\gamma_{M2} = 1.25$ è il coefficiente di sicurezza parziale per le unioni bullonate.

La resistenza ultima per taglio per attrito dei bulloni si valuta con l'espressione (4.2.66) del D.M. 2008:

$$F_{V,Rd} = n \cdot \mu \cdot \frac{F_{p,c}}{\gamma_{M3}}$$

dove:

- n è il numero delle superfici di attrito;
- μ è il coefficiente di attrito, pari a 0.45 per unioni sabbiate e 0.30 negli altri casi;
- $F_{p,c}$ è la forza di precarico del bullone che, in caso di serraggio controllato, può essere assunta pari a $0.7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}$;
- $\gamma_{M3} = 1.25$ è il coefficiente di sicurezza parziale per le verifiche a scorrimento delle unioni agli SLU;
- $\gamma_{M3} = 1.10$ è il coefficiente di sicurezza parziale per le verifiche a scorrimento delle unioni agli SLE.

La resistenza a rifollamento dei fori della piastra si valuta con l'espressione (4.2.61) del D.M. 2008:

$$F_{V,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_{M3}}$$

dove:

- d è il diametro nominale del gambo del bullone;
- t è lo spessore della piastra;
- f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra;
- k è un coefficiente che dipende dalla distanza tra i fori e dalla distanza dai bordi della piastra in direzione perpendicolare al carico applicato;

- α è un coefficiente che dipende dalla distanza tra i fori, dalla distanza dai bordi della piastra in direzione del carico applicato, dal diametro del foro e dalla resistenza relativa tra bullone e piastra;

Il posizionamento dei bulloni viene realizzato nel rispetto dei minimi di normativa indicati in Tabella 4.2.XIII (riportata di seguito) in modo da garantire che non ci siano problemi relativi all'eccessiva vicinanza o lontananza tra i fori.

Tabella 4.2.XIII Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t; 125\text{mm})$
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t; 125\text{mm})$
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t; 200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t; 400\text{mm})$	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 175\text{mm})$

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$; in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$.
 t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

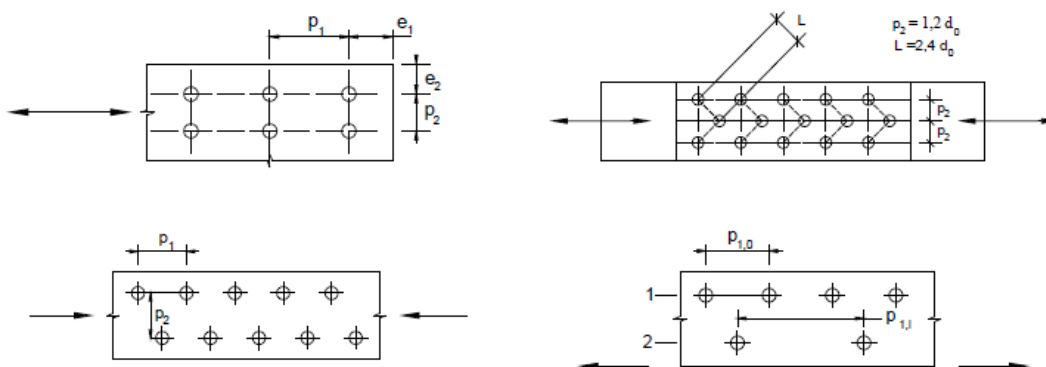


Figura 18 – Estratto dal DM 14/01/2008 Tab. 4.2.XIII e Fig. 4.2.3

6.8.3 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 travi principali;
- giunto trasversale saldato delle travi principali;
- saldature degli irrigidenti trasversali sulle piattabande e sull'anima delle travi principali;

- saldature degli irrigidenti longitudinali sull'anima delle travi principali;
- saldature dei pioli alle piattabande superiori;
- giunto trasversale bullonato della trave di spina.

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**
 $\Delta\sigma_C = 125$ MPa (ref. Circolare del 02/02/2009, Tab. C4.2.XIV, dettaglio 1);
 $\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 92.13$ MPa;
 $\gamma_{Mf} = 1.35$.
- **saldature dei pioli alle piattabande superiori**
 $\Delta\sigma_C = 80$ MPa (ref. Circolare del 02/02/2009, Tab. C4.2.XVI, dettaglio 9);
 $\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 58.96$ MPa;
 $\gamma_{Mf} = 1.15$.

6.8.4 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.

6.8.4.1 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.

6.8.4.2 Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio

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

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica;
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

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

6.8.4.3 Verifica di fessurazione

Si svolgono le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure, verificando che il valore di apertura delle fessure rispetti i valori limite di apertura prescritti dalla normativa, a seconda dell'elemento strutturale da verificare, ovvero delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature ai fenomeni di corrosione.

Per la soletta in calcestruzzo armato, i limiti di apertura delle fessure sono scelti, a partire dalla classe di esposizione del calcestruzzo, considerando condizioni ambientali aggressive e armature poco sensibili ai fenomeni di corrosione. In accordo con la Tabella 4.2.IV del D.M. 14/01/2008, i valori limite di apertura delle fessure sono:

- $w_1 = 0.2$ mm per combinazione dei carichi quasi permanente;
- $w_2 = 0.3$ mm per combinazione dei carichi frequente.

7. 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, in termini di sollecitazioni (kN, kNm) e spostamenti (mm), in forma grafica e per le sole nervature principali. Negli allegati sono riportati, in forma grafica, i risultati per tutte le condizioni di carico in corrispondenza degli elementi di carpenteria principale e secondaria.

7.1 RISULTATI IN FASE DI GETTO

Si riportano di seguito le sollecitazioni nella fase 1.2, in presenza della sola carpenteria di acciaio come elemento resistente e di tutti i pesi propri strutturali come carichi applicati.

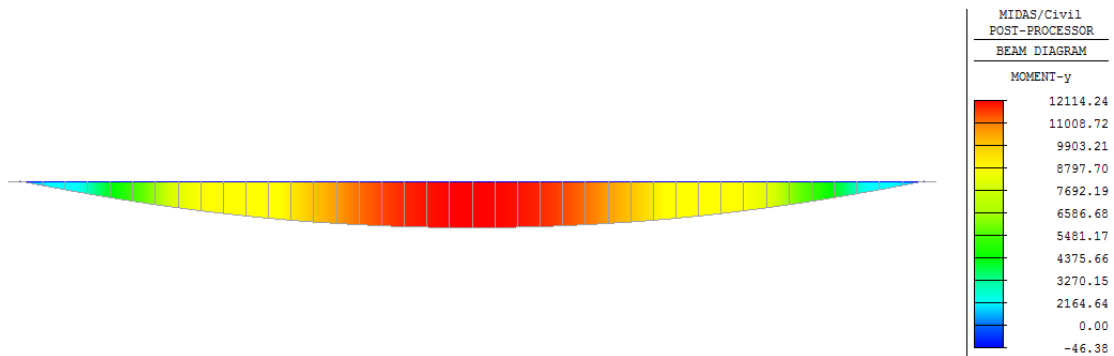


Figura 19 – G1.1+G1.2 – Momento flettente My

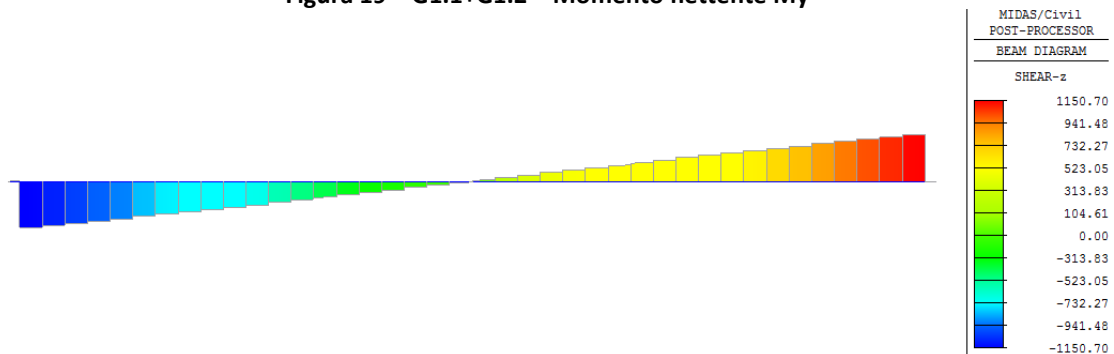


Figura 20 – G1.1+G1.2 – Taglio Vz

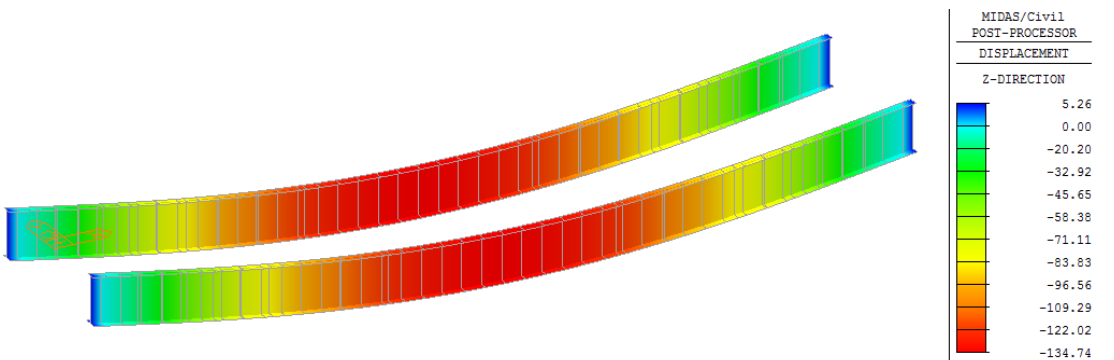


Figura 21 – G1.1+G1.2 – Spostamenti verticali DZ

7.2 RISULTATI A T₀₀

Si riportano di seguito le sollecitazioni al termine della fase 3, sulla sezione composta e sulle due parti trave (parte 1) e soletta (parte 2), dove i carichi applicati sono:

- pesi propri (G1);
- carichi permanenti portati (G2);
- effetti del ritiro e della viscosità (E1, E2).

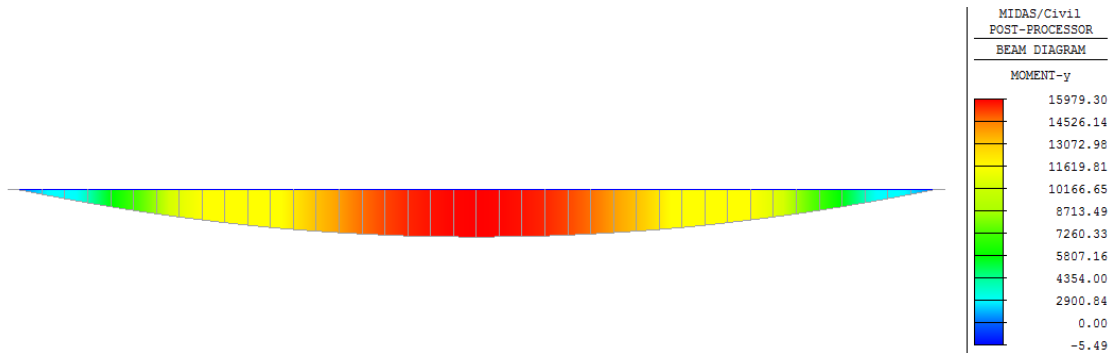


Figura 22 – G1+G2+E – Momento flettente M_y

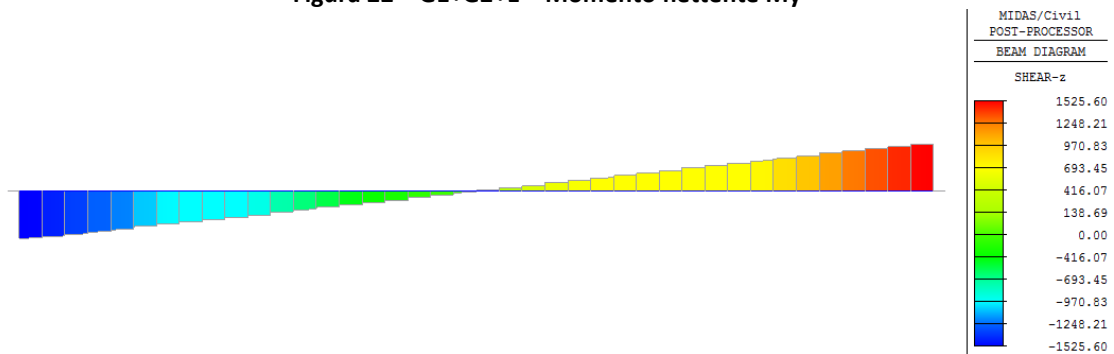


Figura 23 – G1+G2+E – Taglio V_z

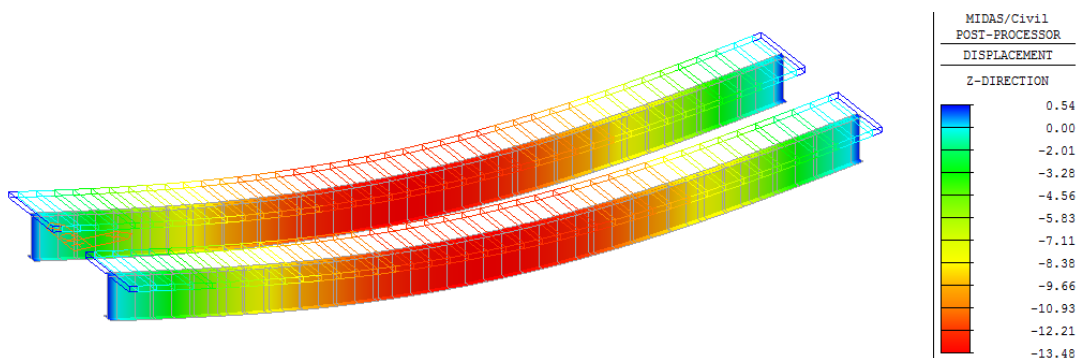


Figura 24 – G2 – Spostamenti verticali D_Z

7.2.1 Ritiro e viscosità

Nelle immagini seguenti si esplicitano gli effetti delle azioni “primarie” dovute al ritiro (E2.1) e quelle “secondarie” dovute al ritiro e alla viscosità ad esso associata (E2.1+E2.2).



Figura 25 – Effetti primari da ritiro (E2.1) – Sforzo normale Fx

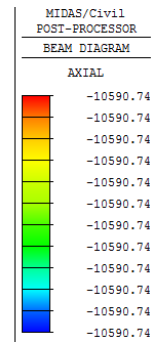


Figura 26 – Effetti primari da ritiro (E2.1) – Momento flettente My

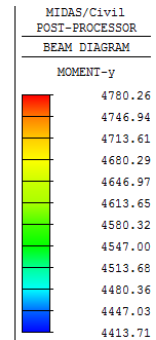


Figura 27 – Effetti secondari da ritiro e viscosità (E2.1+E2.2) – Sforzo normale nelle nervature Fx

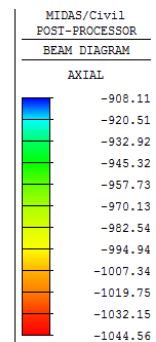
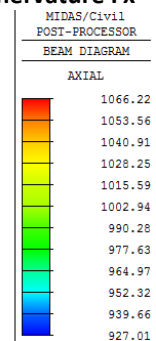


Figura 28 – Effetti secondari da ritiro e viscosità (E2.1+E2.2) – Sforzo normale nella soletta Fx



7.3 RISULTATI IN FASE FINALE

7.3.1 Stato limite ultimo (SLU)

Si riportano di seguito i diagrammi involucro delle sollecitazioni agli SLU.

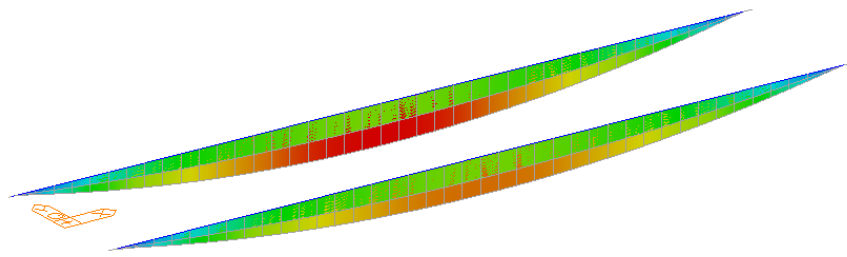


Figura 29 – Involuppo delle combinazioni SLU – Momento flettente My

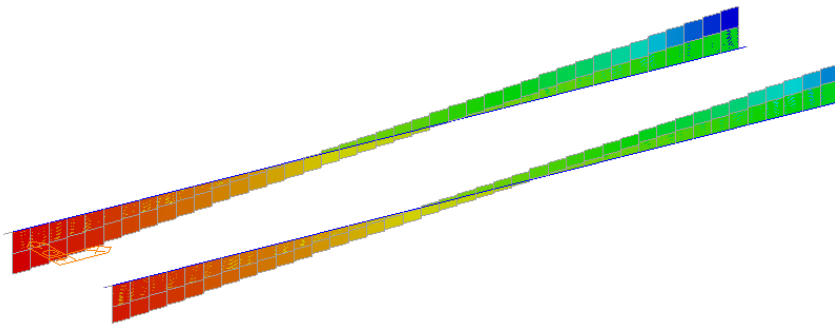
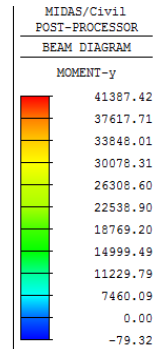


Figura 30 – Involuppo delle combinazioni SLU – Taglio Vz

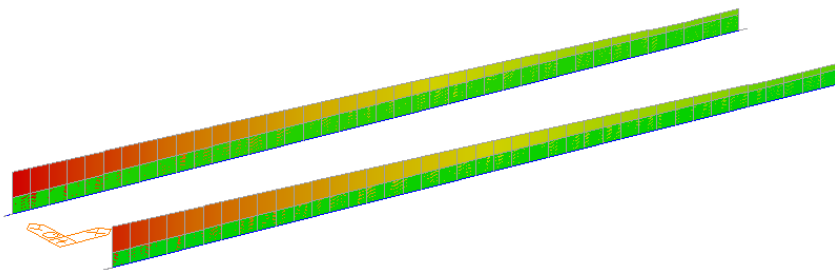
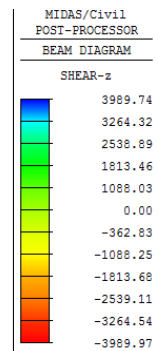
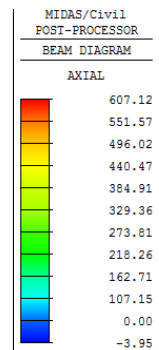


Figura 31 – Involuppo delle combinazioni SLU – Sforzo normale Fx



7.3.2 Stato limite d'esercizio (SLE-R)

Nelle figure a seguire si riportano le sollecitazioni e gli spostamenti nelle combinazioni caratteristiche (rare) agli SLE.

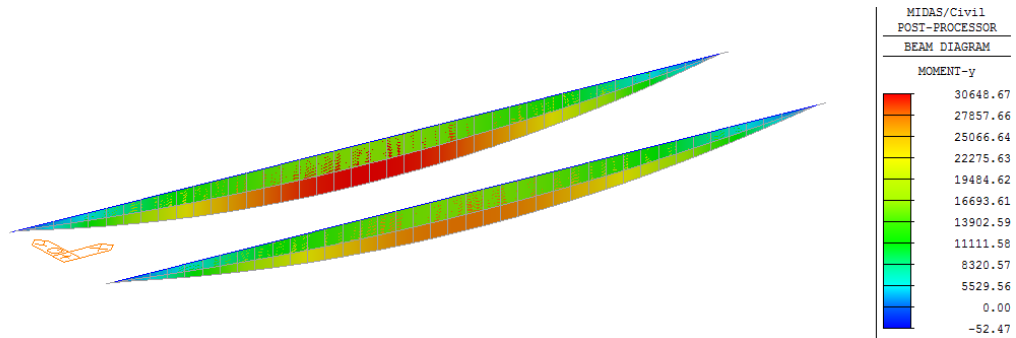


Figura 32 – Involuppo delle combinazioni SLE-R – Momento flettente My

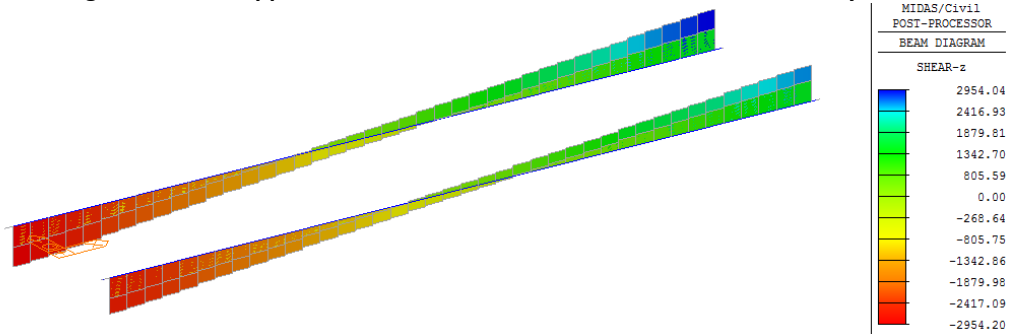


Figura 33 – Involuppo delle combinazioni SLE-R – Taglio Vz

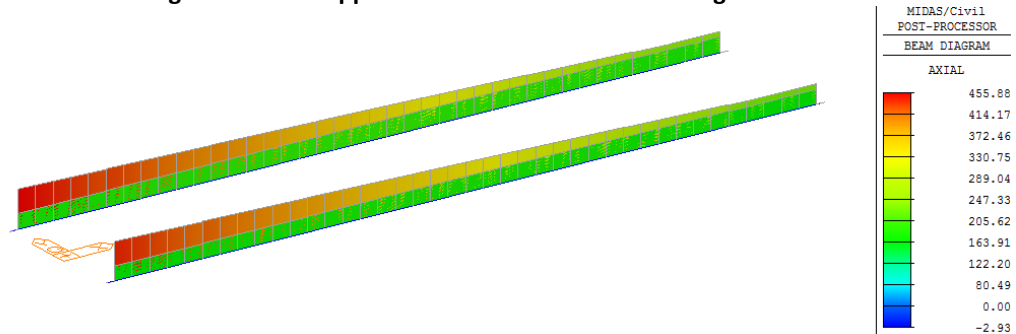


Figura 34 – Involuppo delle combinazioni SLE-R – Sforzo normale Fx

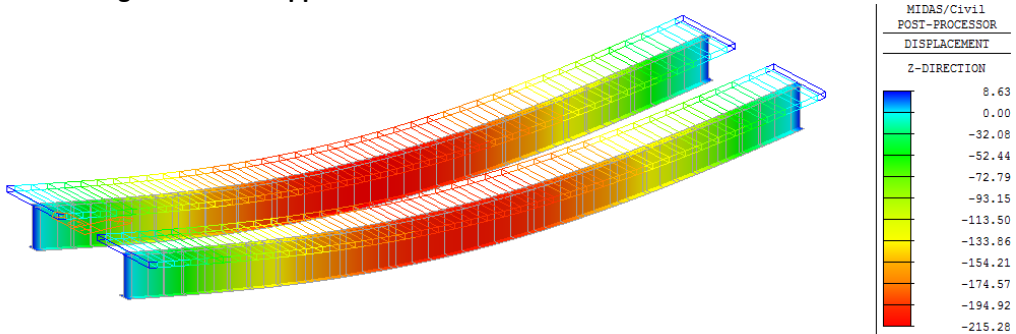


Figura 35 – Involuppo delle combinazioni SLE-R – Spostamenti verticali DZ

8. VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI

Nella seguente sezione vengono mostrate le verifiche di resistenza, fatica e deformabilità eseguite secondo i criteri esposti nei paragrafi 6.8.1, 6.8.2, 6.8.3 e 6.8.4.

8.1 VERIFICHE ALLO SLU IN FASE DI GETTO

Si riportano nel diagramma a seguire le tensioni normali (non fattorizzate, ovvero con coefficienti unitari sulle azioni) nei punti di verifica.

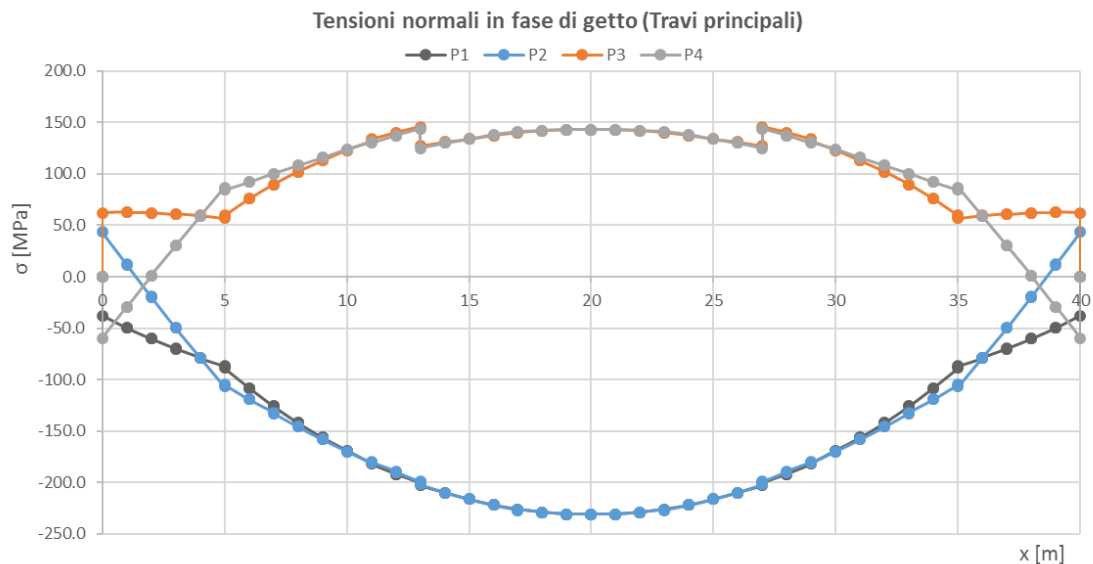


Figura 36 – Tensioni normali in fase di getto

Per il calcolo delle tensioni tangenziali nei punti di verifica è stata utilizzata la relazione di Jourawsky:

$$\tau_i = V_{Edz} S_i / (I_{yy} b_i).$$

Si ribadisce che per il calcolo tensioni tangenziali non si fa riferimento alla sezione efficace. I coefficienti di scorrimento $S_i / (I_{yy} b_i)$ per la sezione in acciaio dei conci, sono riepilogati nella tabella a seguire.

Tabella 18 – Coefficienti di scorrimento per il calcolo delle tensioni tangenziali in fase di getto

Concio	Acciaio					
	S1/(I _{yy} b1)	S2/(I _{yy} b2)	S3/(I _{yy} b3)	S4/(I _{yy} b4)	S5/(I _{yy} b5)	S6/(I _{yy} b6)
1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.56E-05	2.78E-05
2	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.79E-05	3.11E-05
TS	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.04E-04	1.40E-04

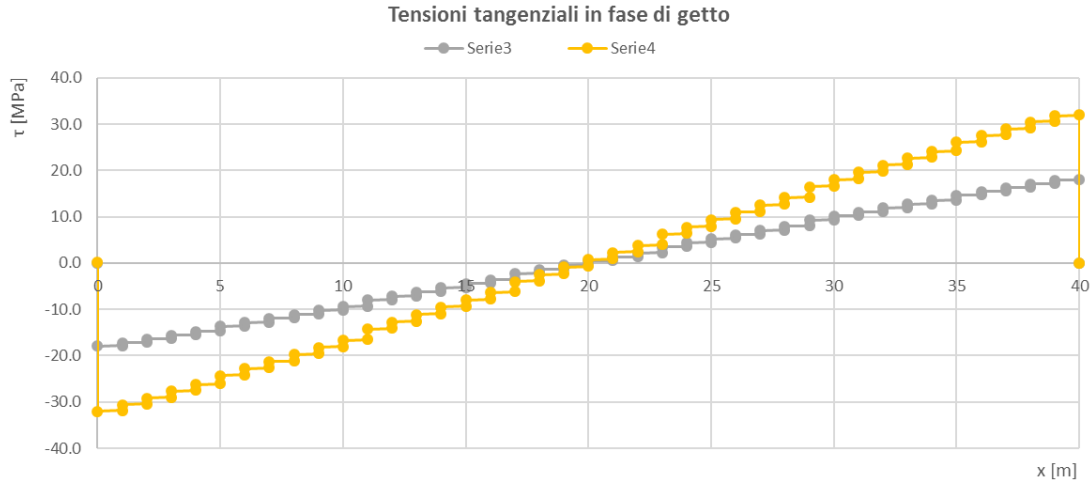


Figura 37 – Tensioni tangenziali in fase di getto

Come mostrato nella seguente immagine le tensioni ideali in fase di getto nei diversi punti di verifica sono significativamente inferiori alla resistenza di progetto f_{yd} dell'acciaio utilizzato, per cui le verifiche sono soddisfatte.

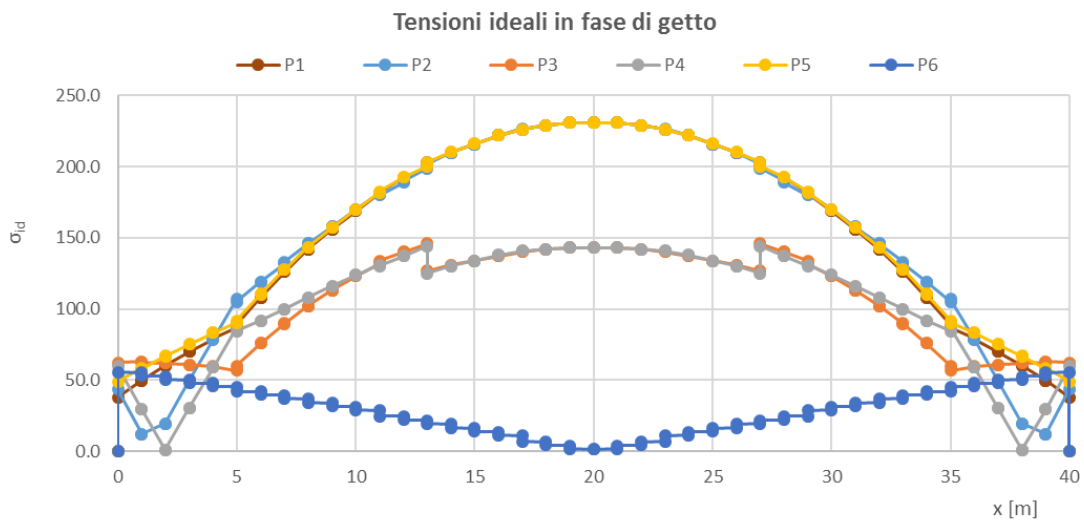


Figura 38 – Tensioni ideali in fase di getto

8.2 VERIFICHE ALLO SLU IN FASE FINALE

8.2.1 Verifiche di resistenza

Nel diagramma a seguire sono riportate le massime e minime tensioni normali nei punti di verifica per la combinazione involuppo agli SLU e per la trave maggiormente sollecitata.

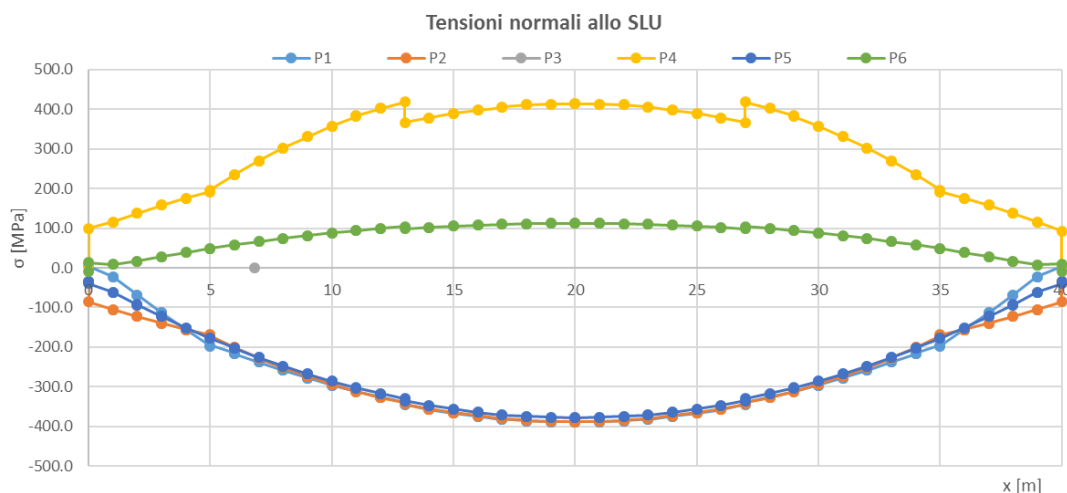


Figura 39 – Tensioni normali allo SLU

Per il calcolo delle tensioni tangenziali, nelle sezioni composte e nei punti di verifica, sono stati utilizzati i seguenti coefficienti di scorrimento.

Tabella 19 – Coefficienti di scorrimento per il calcolo delle tensioni tangenziali

Mista + armatura t_0 (carichi di breve durata)						
Concio	S1/(I _{yyb1})	S2/(I _{yyb2})	S3/(I _{yyb3})	S4/(I _{yyb4})	S5/(I _{yyb5})	S6/(I _{yyb6})
1	2.36E-05	2.36E-05	0.00E+00	0.00E+00	2.46E-05	2.20E-05
2	2.59E-05	2.59E-05	0.00E+00	0.00E+00	2.70E-05	2.45E-05
TS	8.69E-05	8.69E-05	0.00E+00	0.00E+00	7.96E-05	6.77E-05
Mista + armatura t_{∞} (effetti del ritiro)						
Concio	S1/(I _{yyb1})	S2/(I _{yyb2})	S3/(I _{yyb3})	S4/(I _{yyb4})	S5/(I _{yyb5})	S6/(I _{yyb6})
1	2.03E-05	2.03E-05	0.00E+00	0.00E+00	2.29E-05	2.17E-05
2	2.24E-05	2.24E-05	0.00E+00	0.00E+00	2.52E-05	2.42E-05
TS	9.19E-05	9.19E-05	0.00E+00	0.00E+00	8.62E-05	7.39E-05
Mista + armatura t_{∞} (carichi di lunga durata)						
Concio	S1/(I _{yyb1})	S2/(I _{yyb2})	S3/(I _{yyb3})	S4/(I _{yyb4})	S5/(I _{yyb5})	S6/(I _{yyb6})
1	1.96E-05	1.96E-05	0.00E+00	0.00E+00	2.25E-05	2.17E-05
2	2.16E-05	2.16E-05	0.00E+00	0.00E+00	2.48E-05	2.41E-05
TS	9.15E-05	9.15E-05	0.00E+00	0.00E+00	8.63E-05	7.42E-05

Nel diagramma a seguire sono riportate le tensioni tangenziali nei punti di verifica per la combinazione involuppo agli SLU, per taglio massimo e taglio minimo, e per la trave maggiormente sollecitata.

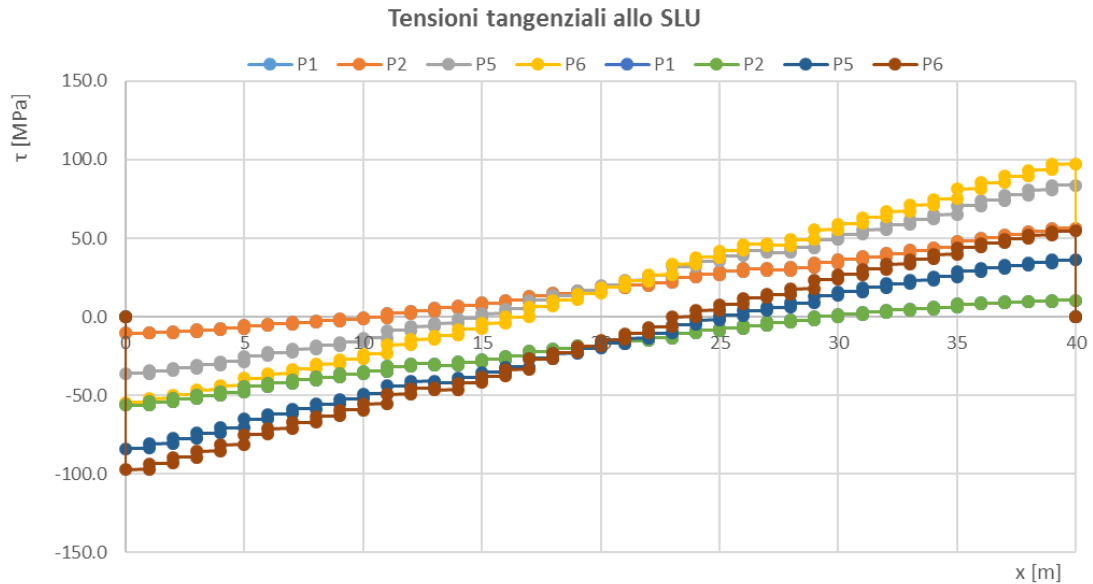


Figura 40 – Tensioni tangenziali allo SLU

Le tensioni normali e tangenziali massime sono quindi combinate per ottenere il valore della tensione ideale nei punti di verifica.

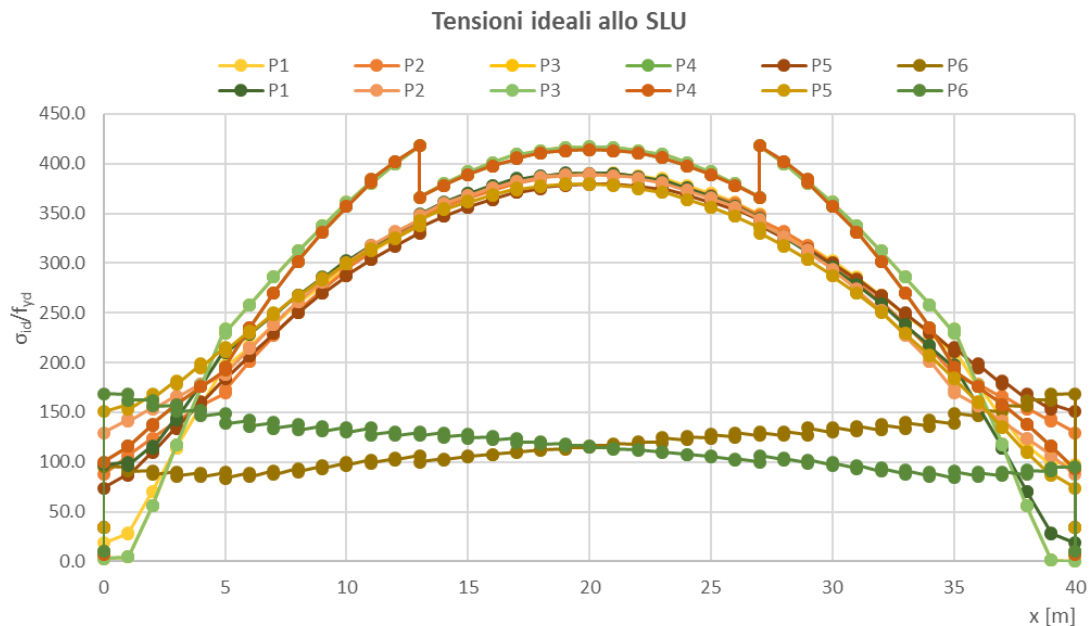


Figura 41 – Tensioni ideali allo SLU

Il rapporto tensione ideale e resistenza di progetto dell'acciaio (tasso di sfruttamento del materiale) è diagrammato nella figura seguente, dalla quale si evince che la verifica delle nervature è ovunque soddisfatta.

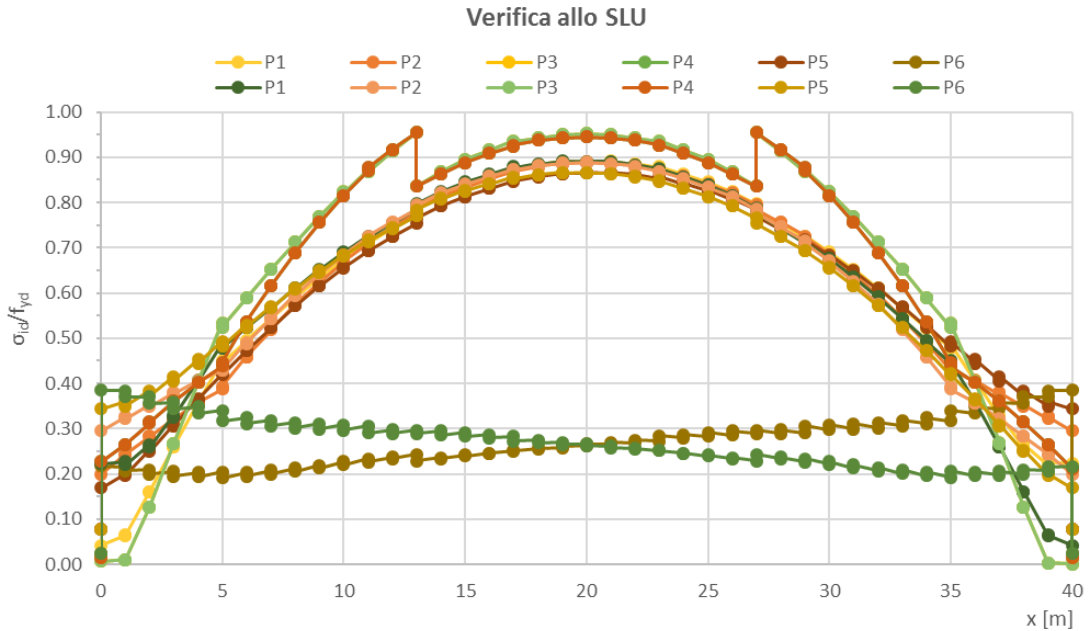


Figura 42 – Tasso di sfruttamento del materiale (SLU)

Si riporta inoltre il diagramma delle tensioni di compressione agenti nella soletta in calcestruzzo. La tensione agente è sempre inferiore alla resistenza di progetto f_{cd} del calcestruzzo utilizzato.

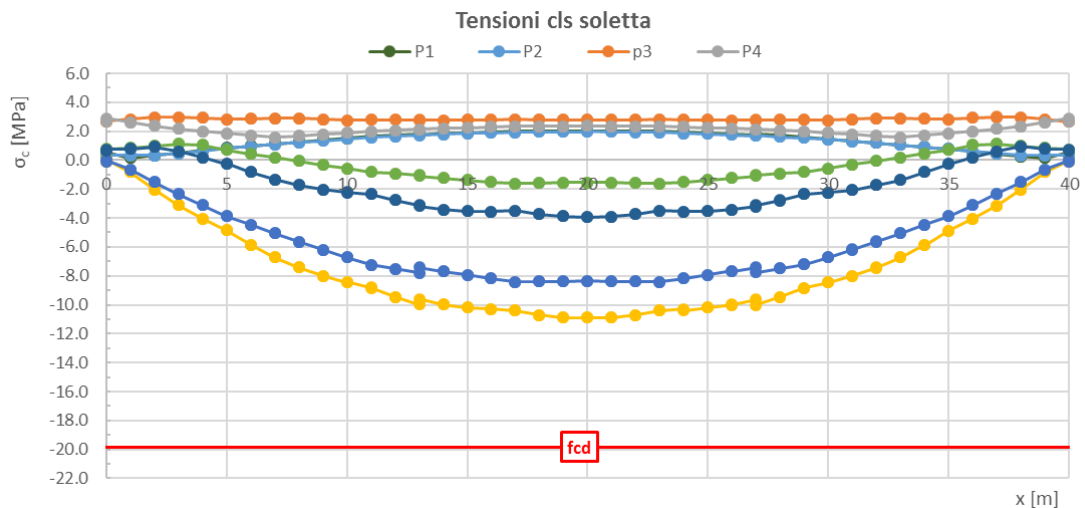


Figura 43 – Tensioni di compressione nella soletta in cls

8.2.2 Verifiche di instabilità locale a taglio dei pannelli d'anima

Nelle tabelle seguenti si verifica che non sia richiesta la valutazione della resistenza all'instabilità a taglio dei pannelli d'anima. Gli irrigidimenti longitudinali sono costituiti da piatti di larghezza pari a 200 mm e spessore dei piatti pari a 20 mm. Conformemente a quanto previsto dalla normativa

citata la rigidezza flessionale dell'irrigidimento intorno all'asse baricentrico verticale viene valutato considerando una collaborazione di pannello d'anima per un'ampiezza pari a $15 \epsilon t_w$.

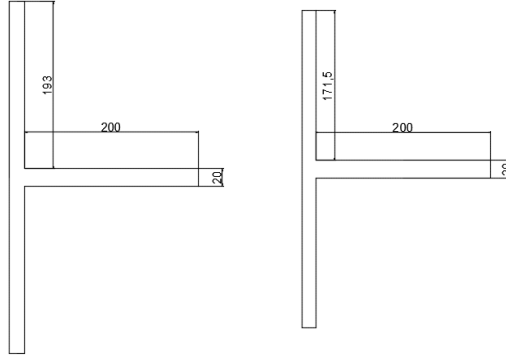


Figura 44 – Geometria per il calcolo dei momenti di inerzia degli irrigiditori longitudinali

Di seguito sono riportate le verifiche per i pannelli dei conci 1 e 2.

Tabella 20 – Verifica dei pannelli d'anima (Concio 1)

CONCIO 1													
Verifica geometrica pannello d'anima irrigidito													
h_w	t	h_w/t	a	ϵ	η	α	n_{irr}	$15\epsilon t$	$I_{sl,1}$	I_{sl}	k_τ	$(h_w/t)_{lim}$	Verifica di stabilità
[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[-]	[-]	
2230	18	124.2	2500	0.71	1.2	1.12	2	193.0	4.42E+07	8.85E+07	14.3	69.8	Necessaria

Verifica di stabilità dei pannelli soggetti a taglio												
h_w	t	k_τ	σ_E	τ_{cr}	λ_w	η	χ_w	$V_{b,Rd,lim}$	$V_{b,Rd}$	$V_{ed,w}$	F.S.	
[mm]	[mm]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
2230	18	14.3	12.3	176.0	1.23	1.2	0.69	11656	6718	3825	1.76	

Tabella 21 – Verifica dei pannelli d'anima (Concio 2)

CONCIO 2													
Verifica geometrica pannello d'anima irrigidito													
h_w	t	h_w/t	a	ϵ	η	α	n_{irr}	$15\epsilon t$	$I_{sl,1}$	I_{sl}	k_τ	$(h_w/t)_{lim}$	Verifica di stabilità
[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[-]	[-]	
2220	16	138.8	2500	0.71	1.2	1.13	2	171.5	4.11E+07	8.22E+07	14.9	71.4	Necessaria

Verifica di stabilità dei pannelli soggetti a taglio											
h_w	t	k_τ	σ_E	τ_{cr}	λ_w	η	χ_w	$V_{b,Rd,lim}$	$V_{b,Rd}$	$V_{ed,w}$	F.S.
[mm]	[mm]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
2220	16	14.9	9.9	147.4	1.34	1.2	0.69	10291	5932	1873	3.17

8.2.3 Verifiche delle connessioni trave-soletta

Le verifiche dei connettori trave-soletta per i diversi conci delle travi in acciaio sono eseguite in accordo con quanto esplicitato nel paragrafo 6.8.1.3.

Tabella 22 – Verifica connettori trave-soletta

CARATTERISTICHE CONNETTORI TRAVE SOLETTA		
ϕ	19 mm	
$d_{x,min}$	95 mm	minima distanza tra i connettori in direzione longitudinale
$d_{y,min}$	47.5 mm	minima distanza tra i connettori in direzione trasversale
P_{RD}	81.7 kN	Resistenza a taglio del singolo connettore
$N_{ritiro,SLU}$	11750 kN	Sforzo di trazione nella soletta dovuto alla contrazione da ritiro impedita
$S_{ritiro,SLU}$	294 kN	Sforzo di scorrimento dovuto alla contrazione da ritiro impedita
CONCIO 1		
$V_{z,SLU}$	3990 kN	Taglio di totale di progetto agli SLU
$V_{z,G1,SLU}$	1553 kN	Taglio sulla sola nervatura agli SLU
$V_{Dz,SLU}$	2438 kN	Taglio di progetto per verifica connettori agli SLU
S/I	0.447 1/m	Momento Statico Finale / Inerzia Finale
$S_{Dx,SLU}$	1384 kN/m	Scorrimento complessivo di progetto
N_c	20 -	Numero di connettori / m
P_{di}	69.2 kN	Sforzo nel singolo connettore agli SLU
P_{RD}/P_{Di}	1.18 -	Coefficiente di sicurezza
CONCIO 2		
$V_{z,SLU}$	1760 kN	Taglio di totale di progetto agli SLU
$V_{z,G1,SLU}$	540 kN	Taglio sulla sola nervatura agli SLU
$V_{Dz,SLU}$	1220 kN	Taglio di progetto per verifica connettori agli SLU
S/I	0.436 1/m	Momento Statico Finale / Inerzia Finale
$S_{Dx,SLU}$	825 kN/m	Scorrimento complessivo di progetto
N_c	15 -	Numero di connettori / m
P_{di}	55.0 kN	Sforzo nel singolo connettore agli SLU
P_{RD}/P_{Di}	1.48 -	Coefficiente di sicurezza

8.2.4 Verifiche allo stato limite di fatica

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi ottenuti utilizzando i modelli di carico 1 e 2 previsti dalla normativa per le verifiche a fatica.

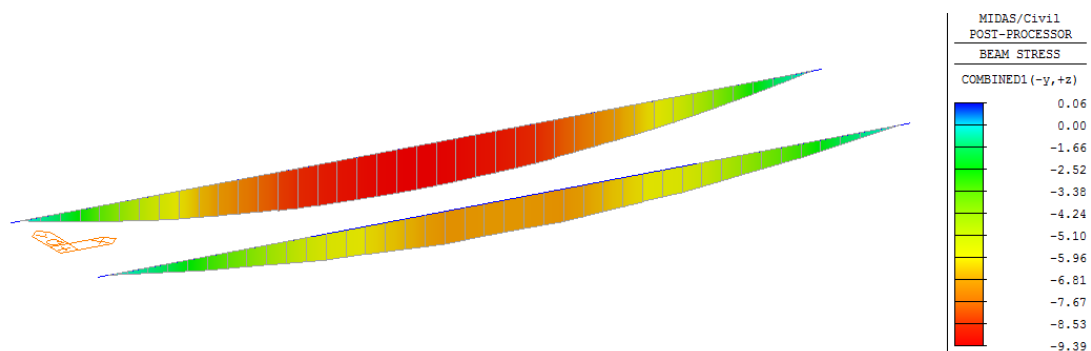
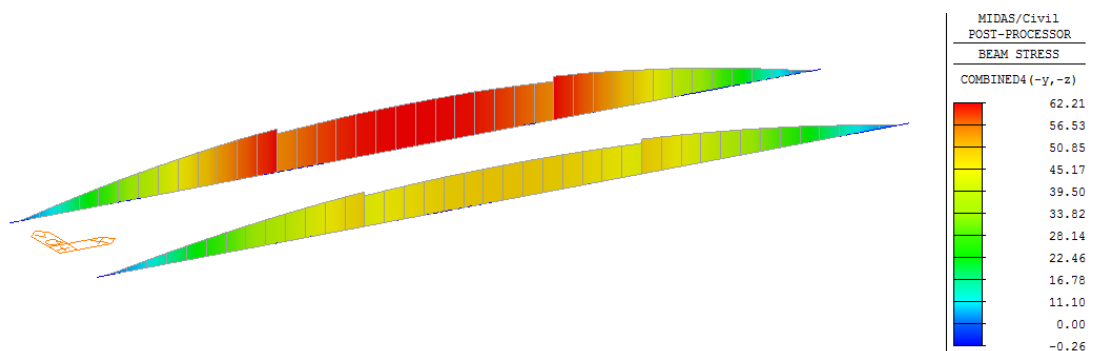
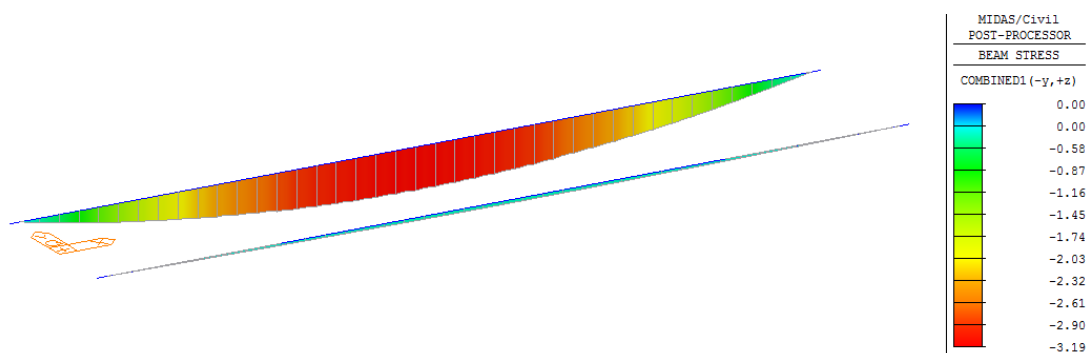
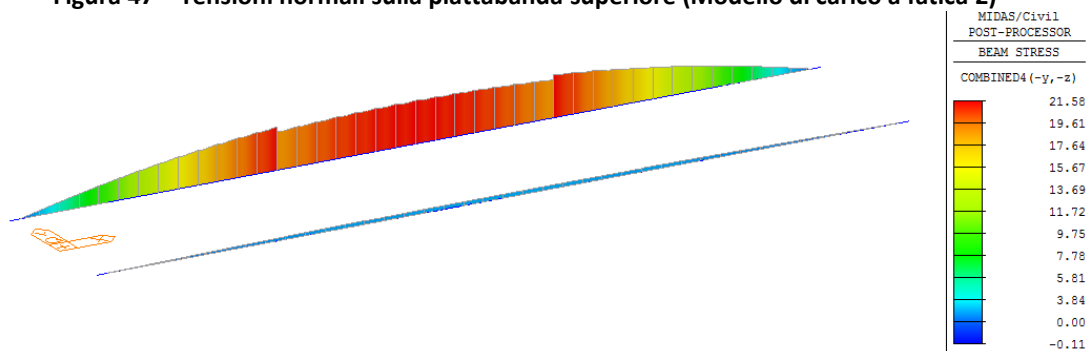


Figura 45 – Tensioni normali sulla piattabanda superiore (Modello di carico a fatica 1)


Figura 46 – Tensioni normali sulla piattabanda inferiore (Modello di carico a fatica 1)

Figura 47 – Tensioni normali sulla piattabanda superiore (Modello di carico a fatica 2)

Figura 48 – Tensioni normali sulla piattabanda inferiore (Modello di carico a fatica 2)

Nella tabella sono riportate quindi le verifiche a fatica per i dettagli costruttivi richiamati al paragrafo 6.8.3.

Tabella 23 – Riepilogo verifiche a fatica

Piattabanda superiore Concio 1 Mpa	$\Delta\sigma_D$ Mpa	t mm	k_t -	γ_{Mf} -	$\Delta\sigma_D k_t / \gamma_{Mf}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa
Limite su saldatura di composizione delle travi principali	92.13	30	1	1.35	68.24	8.17
Limite su saldature dei pioli alle piattabande superiori	58.96	30	1	1.15	51.27	8.17

Piattabanda superiore Concio 2 Mpa	$\Delta\sigma_D$ Mpa	t mm	k_t -	γ_{Mf} -	$\Delta\sigma_D k_t / \gamma_{Mf}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa
Limite su saldatura di composizione delle travi principali	92.13	35	1	1.35	68.24	9.39
Limite su saldature dei pioli alle piattabande superiori	58.96	35	1	1.15	51.27	9.39

Piattabanda inferiore Concio 1	$\Delta\sigma_D$ Mpa	t mm	k_t -	γ_{Mf} -	$\Delta\sigma_D k_t / \gamma_{Mf}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa
Limite su saldatura di composizione delle travi principali	92.13	40	1	1.35	68.24	62.14

Piattabanda inferiore Concio 2	$\Delta\sigma_D$ Mpa	t mm	k_t -	γ_{Mf} -	$\Delta\sigma_D k_t / \gamma_{Mf}$ Mpa	$\Delta\sigma_{max}$ Mpa
Limite su saldatura di composizione delle travi principali	92.13	50	1	1.35	68.24	62.21

8.3 VERIFICHE ALLO SLE IN FASE FINALE

8.3.1 Verifiche di deformabilità

Come indicato al paragrafo 6.8.4.1, 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.

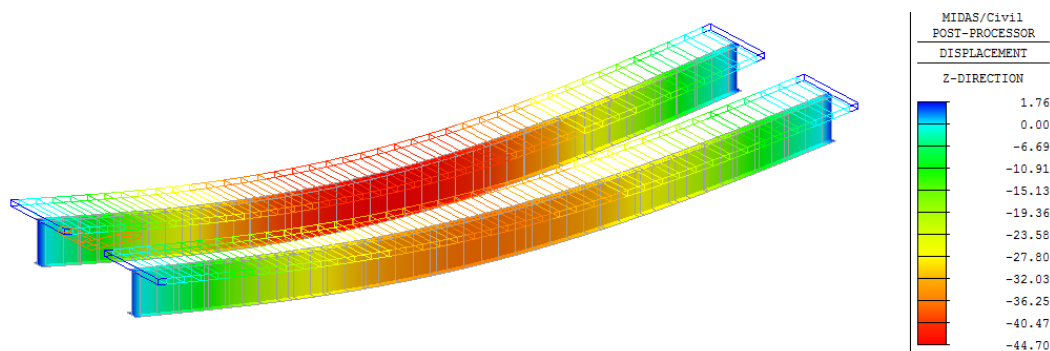


Figura 49 – Spostamenti verticali per effetto dei carichi mobili

Lo spostamento ottenuto è pari a circa 45 mm, inferiore al limite di $40 \cdot 10^3 / 500 = 80$ mm.

8.3.1.1 Contromonta

Nella seguente tabella si riportano i valori degli spostamenti ricavati per le condizioni di carico permanenti (cfr. Figura 21 e Figura 24), dai quali sono stati dedotti i valori delle contromonte.

Freccia pesi propri (G1) [mm]	Freccia carichi permanenti (G2) [mm]	Freccia totale (G1+G2) [mm]	CONTROMONTA [mm]
134.8	13.5	148.3	150

8.3.2 Verifiche di limitazione delle tensioni in esercizio

Visto lo schema statico adottato, la soletta risulta completamente compressa. Si riportano quindi i diagrammi delle tensioni di compressione agenti nella soletta in direzione longitudinale per le combinazioni di esercizio rare e quasi permanente.

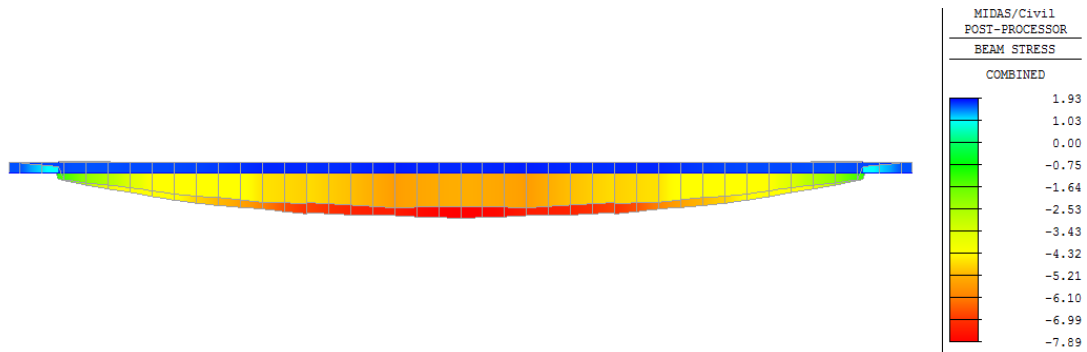


Figura 50 – Involuppo delle combinazioni rare (SLE-R) - Tensioni normali nella soletta

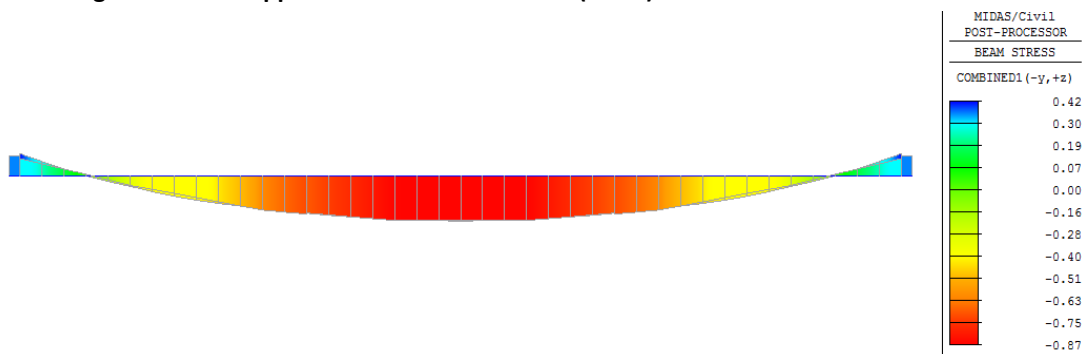


Figura 51 – Combinazione quasi permanente (SLE-QP) - Tensioni normali nella soletta

Le tensioni normali di compressione nelle diverse combinazioni di esercizio risultano quindi inferiori ai limiti previsti dalla normativa. Risulta infatti:

- Combinazioni caratteristiche (rare) $\sigma_c = 7.89 \text{ MPa} < \sigma_{c,R} = 21.0 \text{ MPa}$;
- Combinazione quasi permanente $\sigma_c = 0.87 \text{ MPa} < \sigma_{c,QP} = 15.8 \text{ MPa}$.

9. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DI CARPENTERIA SECONDARIA

Nei paragrafi successivi sono riportate le verifiche di instabilità degli elementi di carpenteria secondaria. Le sollecitazioni agenti sugli elementi costituenti il traverso vengono ricavate attraverso modelli piani semplificati di aste (elementi soggetti a solo sforzo normale).

I controventi superiori vengono verificati in condizioni di montaggio, in funzione delle sollecitazioni che derivano dall'azione tagliante del vento. Ipotizzando la presenza di una sola diagonale di controvento tra due travi principali e tra tre diaframmi contigui, l'azione risultante del vento risulta pari a:

- $F_{wm,1,SLE} = 3.5 \text{ kN/m} \cdot 12 \text{ m} = 42 \text{ kN}$;
- $F_{wm,1,SLU} = 1.5 \cdot F_{wm,1,SLE} = 63 \text{ kN}$.

Per cui lo sforzo normale nel controvento risulta pari a:

- $N_{cs,SLE} = F_{wm,1,SLE} / \cos\alpha = 70 \text{ kN}$;
- $N_{cs,SLU} = F_{wm,1,SLU} / \cos\alpha = 105 \text{ kN}$;

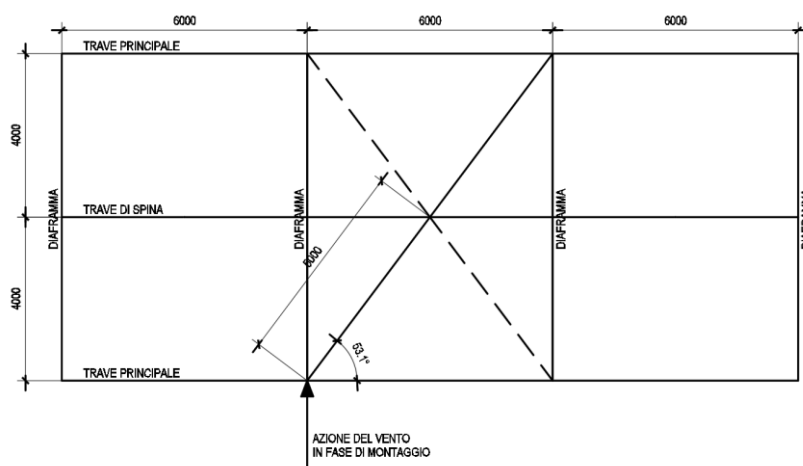


Figura 52 – Schema di calcolo controventatura superiore

Per i traversi intermedi, l'effetto locale sui diaframmi consiste nell'azione ad essi trasmessa dalla trave di spina valutata dal modello globale considerando però, al fine di massimizzare tale azione, la trave vincolata mediante appoggi fissi sui traversi e studiando la posizione dei carichi accidentali stradali che massimizza le sollecitazioni; si valutano quindi i massimi sforzi di compressione e trazione nelle aste mediante un modello di calcolo piano del traverso caricato dall'azione suddetta.

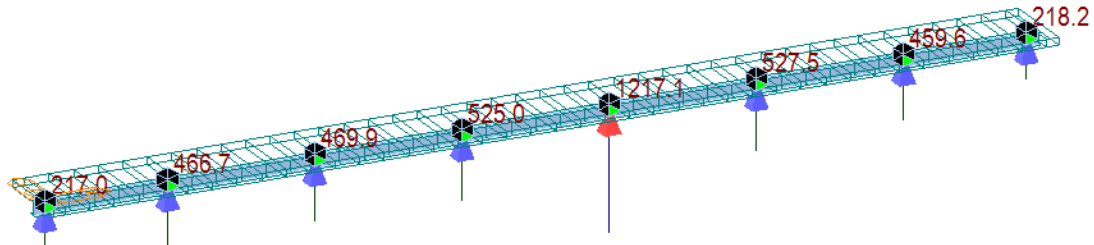


Figura 53 – Azione massima trasmessa dalla trave di spina allo SLU

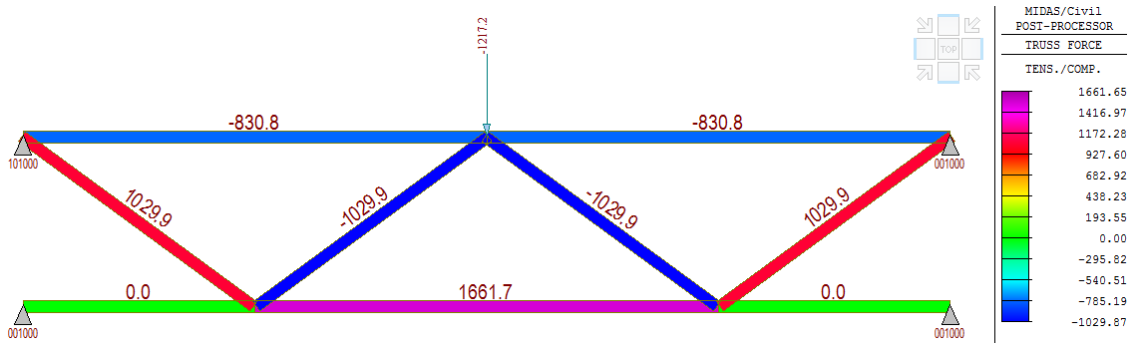


Figura 54 – Sforzi normali agenti nei diaframmi intermedi allo SLU

Tutti gli elementi hanno sezione a doppio L. Per tutti gli elementi è stata considerata una lunghezza di libera inflessione pari all'effettiva lunghezza della trave ($L_0/L = 1$).

9.1 VERIFICA DEI CONTROVENTI SUPERIORI

Nella tabella a seguire si sviluppa la verifica della classe di appartenenza e il calcolo della resistenza all'instabilità dell'asta. Si evidenzia che essendo la resistenza maggiore del massimo sforzo di compressione di progetto, la verifica è soddisfatta.

Tabella 24 – Verifica di stabilità per controventi superiori

f_{yk} [MPa]	E [kPa]	h [mm]	b [mm]	t [mm]	h/t [-]	$(b+h)/(2t)$ [-]	ϵ [-]	14 ϵ [-]	CLASSE
355	2.10E+08	100	100	10	10.00	10.00	0.81	11.34	3

A [m ²]	J_{yy} [m ²]	J_{zz} [m ²]	J_{min} [m ²]	L [m]	L_0/L [-]	L_0 [m]	i_{min} [m]	15 i_{min} [m]
3.83E-03	3.53E-06	7.76E-06	3.53E-06	5	1	5	0.0304	0.46

PROFILATO SEMPLICE		
A [cm ²]	J_{min} [cm ⁴]	i_{min} [cm]
1.92E+01	177	3.04

SNELLEZZA EQUIV. ASTA COMPOSTA				
L_0 [m]	i_{min} [m]	λ_1 [-]	λ [-]	λ_{eq} [-]
1	0.030	32.9	164.7	167.9

CALCOLO DELLA RESISTENZA ALL'INSTABILITA' DELL'ASTA									
ω (λ) [-]	N_{cr} [kN]	λ [-]	α [-]	ϕ [-]	χ [-]	γ_{M1} [-]	$N_{b,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	σ_{Ed} [MPa]
167.9	281.6	2.20	0.34	3.26	0.18	1.1	218.6	105.0	27.4

9.2 VERIFICA DEI CORRENTI SUPERIORI

Nella tabella a seguire si sviluppa la verifica della classe di appartenenza e il calcolo della resistenza all'instabilità dell'asta. Si evidenzia che essendo la resistenza maggiore del massimo sforzo di compressione di progetto, la verifica è soddisfatta.

Tabella 25 – Verifica di stabilità per correnti superiori

f_{yk} [MPa]	E [kPa]	h [mm]	b [mm]	t [mm]	h/t [-]	(b+h)/(2t) [-]	ϵ [-]	14 ϵ [-]	CLASSE
355	2.10E+08	130	130	12	10.83	10.83	0.81	11.34	3

A [m ²]	J_{yy} [m ²]	J_{zz} [m ²]	J_{min} [m ²]	L [m]	L_0/L [-]	L_0 [m]	i_{min} [m]	15 i_{min} [m]
6.00E-03	9.44E-06	1.97E-05	9.44E-06	3.7	1	3.7	0.040	0.60

PROFILATO SEMPLICE		
A [cm ²]	J_{min} [cm ⁴]	i_{min} [cm]
3.00E+01	177	3.04

SNELLEZZA EQUIV. ASTA COMPOSTA				
L_0 [m]	i_{min} [m]	λ_1 [-]	λ [-]	λ_{eq} [-]
0.65	0.030	21.4	93.2	95.7

CALCOLO DELLA RESISTENZA ALL'INSTABILITA' DELL'ASTA									
ω (λ) [-]	N_{cr} [kN]	λ [-]	α [-]	ϕ [-]	χ [-]	γ_{M1} [-]	$N_{b,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	σ_{Ed} [MPa]
95.7	1357.8	1.25	0.34	1.46	0.45	1.1	872.1	830.8	138.3

9.3 VERIFICA DEI CORRENTI INFERIORI

Per il corrente inferiore teso si riporta la verifica della sezione a trazione, confrontando la tensione agente nell'asta con la resistenza di progetto $f_{yd} = 355/1.05 = 338$ MPa.

$$\sigma_{Ed} = N_{Ed}/A = 1662 \cdot 10^3 / 6000 = 277 \text{ MPa} < f_{yd}$$

9.4 VERIFICA DEI TRAVERSI INTERMEDI DIAGONALI

Nella tabella a seguire si sviluppa la verifica della classe di appartenenza e il calcolo della resistenza all'instabilità dell'asta. Si evidenzia che essendo la resistenza maggiore del massimo sforzo di compressione di progetto, la verifica è soddisfatta.

Tabella 26 – Verifica di stabilità per traversi intermedi diagonali

f_{yk} [MPa]	E [kPa]	h [mm]	b [mm]	t [mm]	h/t [-]	(b+h)/(2t) [-]	ϵ [-]	14 ϵ [-]	CLASSE
355	2.10E+08	130	130	12	10.83	10.83	0.81	11.34	3

A [m ²]	J_{yy} [m ²]	J_{zz} [m ²]	J_{min} [m ²]	L [m]	L_0/L [-]	L_0 [m]	i_{min} [m]	15 i_{min} [m]
6.00E-03	9.44E-06	1.97E-05	9.44E-06	2.2	1	2.2	0.040	0.60

PROFILATO SEMPLICE		
A [cm ²]	J_{min} [cm ⁴]	i_{min} [cm]
3.00E+01	177	3.04

SNELLEZZA EQUIV. ASTA COMPOSTA				
L_0 [m]	i_{min} [m]	λ_1 [-]	λ [-]	λ_{eq} [-]
1	0.030	32.9	55.4	64.5

CALCOLO DELLA RESISTENZA ALL'INSTABILITA' DELL'ASTA									
ω (λ)	N_{cr}	λ	α	ϕ	χ	γ_{M1}	$N_{b,Rd}$	N_{Ed}	σ_{Ed}
[-]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[MPa]
64.5	2989.9	0.84	0.34	0.97	0.70	1.1	1348.8	1029.9	171.8

9.5 VERIFICA DEI TRAVERSI DI TESTATA

I traverzi di testata (asse appoggi) hanno sezione ad I avente altezza pari a 2.3 m e flange superiori e inferiori aventi larghezza pari a 500 mm e spessori rispettivamente pari a 25 e 40 mm. Lo spessore dell'anima è pari a 18 mm. Le sollecitazioni massime allo stato limite ultimo da modello di calcolo risultano pari a:

- $M_y = 1438$ kNm;
- $V_z = 688$ kN;

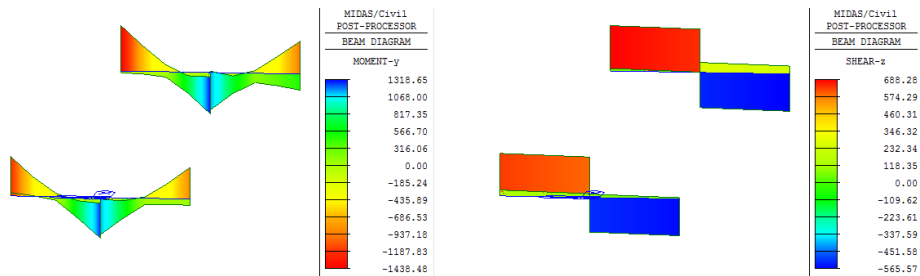


Figura 55 – Sollecitazioni allo SLU agenti nei traverzi di testata

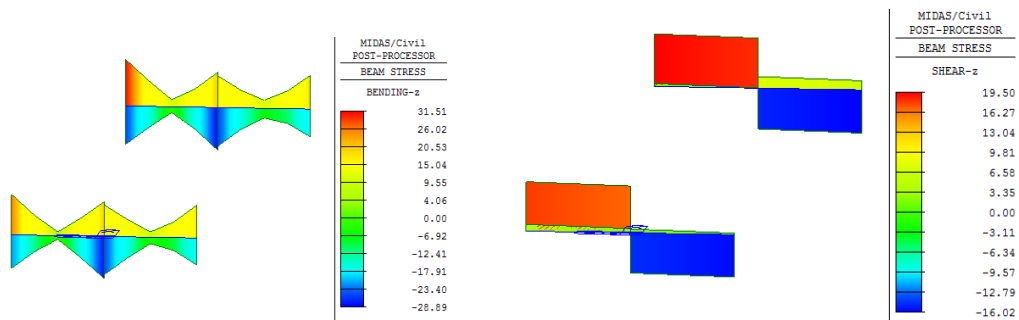


Figura 56 – Tensioni normali e tangenziali allo SLU agenti nei traverzi di testata in esercizio

Si ottiene quindi una tensione ideale massima in tali elementi pari a:

- $\sigma_{id} = (31.5^2 + 3 \cdot 19.5^2)^{0.5} = 46.2$ MPa < $f_{yd} = 355/1.05 = 338$ MPa

Per questi elementi è generalmente più gravosa la condizione di sollevamento dell'impalcato per sostituzione appoggi in fase di manutenzione. Nell'ipotesi di utilizzo di n. 2 martinetti per testata, posti a 1200 mm dagli appoggi di estremità e internamente agli stessi, utilizzando un apposito modello di calcolo di trave doppiamente appoggiata sui martinetti e caricata all'estremità (in corrispondenza degli appoggi) dalle azioni derivanti dai pesi propri e dai carichi da vento ($1.35 \cdot 1620$ kN = 2187 kN per appoggio), si ottengono i seguenti risultati:

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13400	Id.doc. REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.di Pag. 62 di 80
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

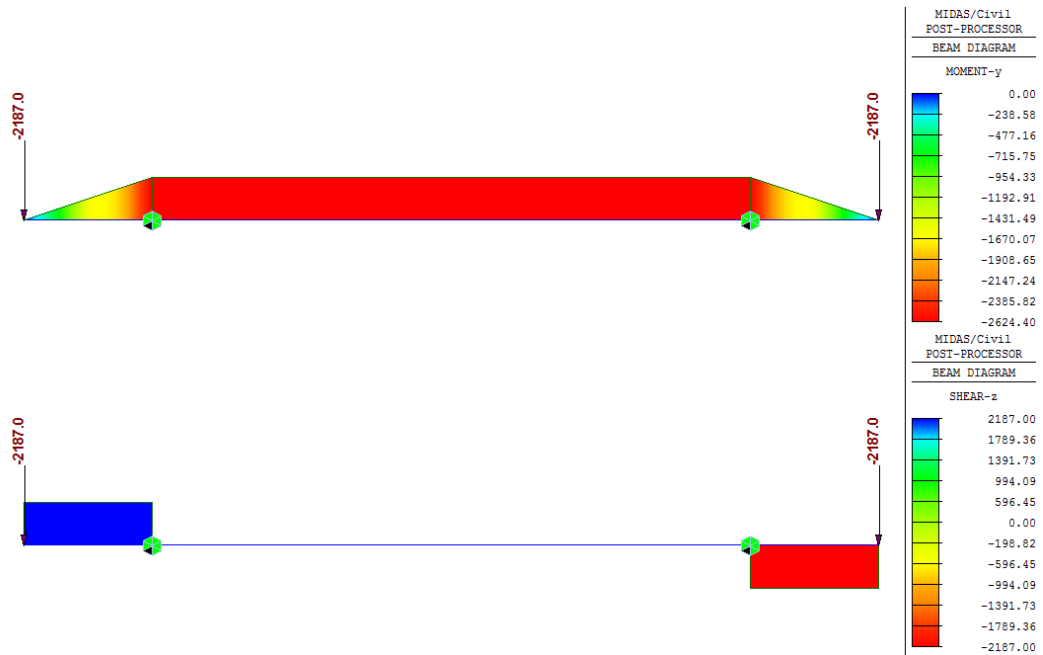


Figura 57 – Sollecitazioni allo SLU agenti nei traversi di testata in fase di sollevamento

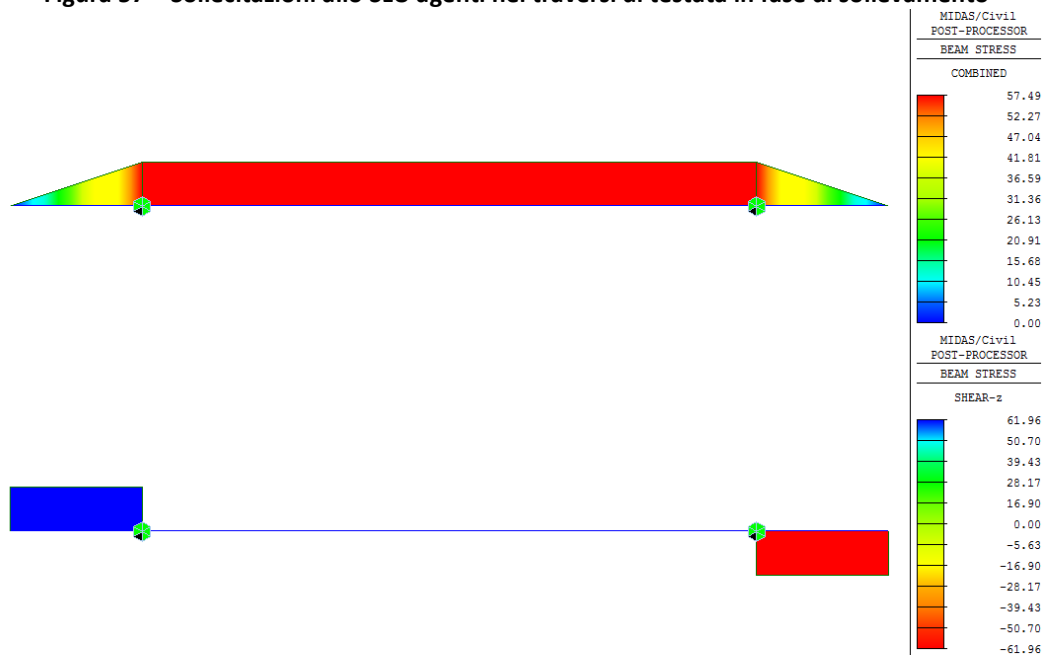


Figura 58 – Tensioni allo SLU agenti nei traversi di testata in fase di sollevamento

Si ottiene quindi una tensione ideale massima in tali elementi pari a:

- $\sigma_{id} = (57.5^2 + 3 \cdot 62.0^2)^{0.5} = 121 \text{ MPa} < f_{yd} = 355/1.05 = 338 \text{ MPa}$

In fase di sollevamento le tensioni risultano superiori a quelle di esercizio ma ad ogni modo al di sotto della resistenza di progetto.

9.6 VERIFICA DEI COLLEGAMENTI BULLONATI

Le verifiche dei collegamenti bullonati sono eseguite in accordo con la normativa vigente secondo quanto riportato al paragrafo 6.8.2.1. Si ricorda che le giunzioni sono ad attrito ed è previsto un apposito trattamento di sabbiatura delle superfici collegate.

9.6.1 Controventi superiori

Il collegamento dei controventi superiori è costituito da 6 bulloni, diametro M30, classe 10.9. Le verifiche sono riportate qui di seguito.

SOLLECITAZIONI		
V_{Ed}	n_b	V_b
	[-]	[kN]
105.0	6	17.5

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI					
d_b	Classe	n	$F_{v,Rd}$	$F_{v,Sd}$	ρ
	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[D/C]
30	10.9	1	269.3	18	0.06

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA LAMIERA						
d_b	Classe	α	k	$F_{b,Rd}$	$F_{v,Sd}$	ρ
[mm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[D/C]
30	10.9	1	2.30	297.9	17.5	0.06

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLU)							
d_b	Classe	n	μ	$F_{p,c}$	$F_{s,Rd}$	$F_{s,Sd}$	ρ
[mm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[D/C]
30	10.9	1	0.45	392.7	141.4	17.5	0.12

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLE)							
d_b	Classe	n	μ	$F_{p,c}$	$F_{s,Rd}$	$F_{s,Sd}$	ρ
[mm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[D/C]
30	10.9	1	0.45	392.7	160.7	13.0	0.08

9.6.2 Correnti superiori

Il collegamento dei correnti superiori è costituito da 3 bulloni, diametro M30, classe 10.9. Le verifiche sono riportate qui di seguito.

SOLLECITAZIONI		
V_{Ed}	n_b	V_b
	[-]	[kN]
830.8	3	276.9

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI					
d_b	Classe	n	$F_{v,Rd}$	$F_{v,Sd}$	ρ
	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[D/C]
30	10.9	2	538.6	277	0.51

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA LAMIERA						
d_b	Classe	α	k	$F_{b,Rd}$	$F_{v,Sd}$	ρ
[mm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[D/C]
30	10.9	1	2.30	297.9	276.9	0.93

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLU)							
d_b [mm]	Classe [-]	n [-]	μ [-]	$F_{p,c}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$F_{s,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
30	10.9	2	0.45	392.7	282.7	276.9	0.98

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLE)							
d_b [mm]	Classe [-]	n [-]	μ [-]	$F_{p,c}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$F_{s,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
30	10.9	2	0.45	392.7	321.3	205.1	0.64

9.6.3 Correnti inferiori

Il collegamento dei correnti inferiori è costituito da 6 bulloni diametro M30, classe 10.9. Le verifiche sono riportate qui di seguito.

SOLLECITAZIONI		
V_{Ed}	n_b [-]	V_b [kN]
1662.0	6	277.0

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI					
d_b	Classe [-]	n [-]	$F_{v,Rd}$ [kN]	$F_{v,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
30	10.9	2	538.6	277	0.51

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA LAMIERA						
d_b [mm]	Classe [-]	α [-]	k [-]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$F_{v,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
30	10.9	1	2.30	297.9	277.0	0.93

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLU)							
d_b [mm]	Classe [-]	n [-]	μ [-]	$F_{p,c}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$F_{s,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
30	10.9	2	0.45	392.7	282.7	277.0	0.98

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLE)							
d_b [mm]	Classe [-]	n [-]	μ [-]	$F_{p,c}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$F_{s,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
30	10.9	2	0.45	392.7	321.3	205.2	0.64

9.6.4 Traversi intermedi diagonali

Il collegamento dei correnti inferiori è costituito da 4 bulloni, diametro M30, classe 10.9. Le verifiche sono riportate qui di seguito.

SOLLECITAZIONI		
V_{Ed}	n_b [-]	V_b [kN]
1029.9	4	257.5

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI					
d_b	Classe [-]	n [-]	$F_{v,Rd}$ [kN]	$F_{v,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
30	10.9	2	538.6	257	0.48

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA LAMIERA						
d_b [mm]	Classe [-]	α [-]	k [-]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$F_{v,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
30	10.9	1	2.30	297.9	257.5	0.86

2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE FARANGHE - Relazione di calcolo impalcato

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13400	Id.doc. REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.di Pag. 65 di 80
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLU)

d_b [mm]	Classe [-]	n [-]	μ [-]	$F_{p,c}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$F_{s,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
30	10.9	2	0.45	392.7	282.7	257.5	0.91

VERIFICA A SCORRIMENTO DEI BULLONI (SLE)

d_b [mm]	Classe [-]	n [-]	μ [-]	$F_{p,c}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$F_{s,Sd}$ [kN]	ρ [D/C]
30	10.9	2	0.45	392.7	321.3	190.7	0.59

10. VERIFICA DELLA SOLETTA

L'analisi delle sollecitazioni flettenti e taglianti nella direzione trasversale della soletta è stata sviluppata considerando, una striscia di soletta di larghezza pari ad 1 m, schematizzata come trave continua semplicemente appoggiata in corrispondenza delle ali delle travi principali e della trave di spina, secondo lo schema riportato nella figura seguente. Il modello di calcolo è stato realizzato tramite il software di calcolo Midas Civil 2016.

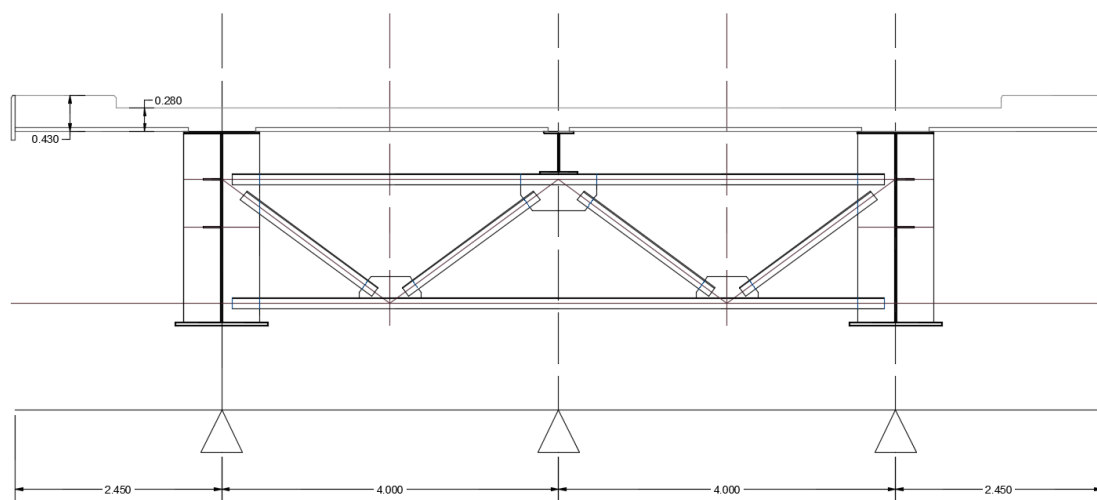


Figura 59 – Schema di calcolo della soletta in direzione trasversale

10.1 CARICHI APPLICATI

La trave è soggetta ai carichi permanenti (G_1 , G_2) ed ai carichi mobili di tipo concentrato (Q_{ik}) previsti dal D.M. 14/01/2008.

10.1.1 Pesì propri e carichi permanenti

Il peso proprio della soletta e dei cordoli è valutato in automatico dal software di calcolo considerando un peso per unità di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m^3 ed assegnando gli opportuni spessori agli elementi monodimensionali (0.30 m per la soletta, 0.45 m per i cordoli).

È stato inoltre applicato il carico distribuito dovuto al peso della pavimentazione pari a 3 kN/m .

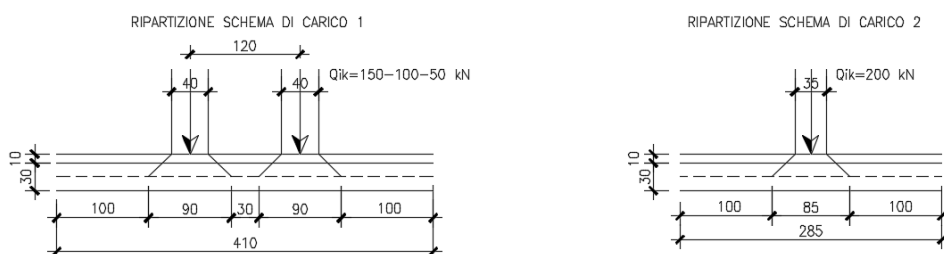
10.1.2 Carichi stradali

I carichi applicati e la larghezza della striscia di soletta collaborante su cui si considera ripartito l'effetto di tali carichi sono stati definiti con le seguenti modalità. Sono state considerate le azioni Q_{1k} con gli schemi di carico 1 e 2, così come definiti nel punto 5.1.3.3.3 del D.M. 14/01/08. In particolare, delle azioni dello schema 1 sono state considerate solo le quattro forze concentrate posizionate a 2 m di distanza nella direzione trasversale e 1.2 m nella direzione longitudinale.

La valutazione della diffusione all'interno della soletta degli effetti dei carichi concentrati è stata sviluppata tenendo conto dello spessore della pavimentazione, dello spessore della soletta e della luce tra gli appoggi nella direzione trasversale.

In direzione trasversale la diffusione del carico attraverso la pavimentazione e la soletta è assunta, a partire dall'impronta dei pneumatici, con inclinazione a 45° fino al piano medio della soletta. Studi sperimentali hanno dimostrato che in direzione longitudinale si può considerare un'ulteriore diffusione degli effetti del carico e pertanto la larghezza della striscia di soletta collaborante è incrementata di un valore al massimo pari ad $L/4$, dove L è l'interasse tra gli appoggi dello schema statico utilizzato (nel caso in esame pari a 4.0 m). La ripartizione avviene quindi secondo gli schemi rappresentati nella seguente figura.

RIPARTIZIONE IN DIREZIONE LONGITUDINALE



RIPARTIZIONE IN DIREZIONE TRASVERSALE

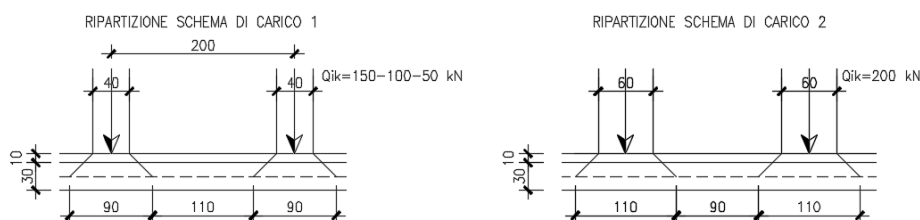


Figura 60 – Diffusione dei carichi stradali in senso longitudinale e trasversale

L'analisi della soletta è stata condotta comunque su uno schema di trave continua di larghezza di 1 m e pertanto i carichi considerati sulla trave continua sono i seguenti:

Schema di carico 1

Il carico Q_{ik} si ripartisce a partire dall'impronta del pneumatico pari a $0.40 \times 0.40 \text{ m}^2$. La diffusione a 45° fino al piano medio della soletta permette di applicare il carico su una superficie pari a $0.88 \times 0.88 \text{ m}^2$. Come detto, si considera un'ulteriore diffusione degli effetti del carico nella direzione longitudinale e pertanto la larghezza della striscia di soletta collaborante è incrementata di un valore massimo di $L/4 = 4/4 = 1 \text{ m}$ da entrambi i lati.

In definitiva tenendo conto dell'interasse di 1.2 m tra i due carichi risulta, nella direzione longitudinale, come evidenziato in figura, una larghezza collaborante di soletta pari a 4.08 m.

I carichi distribuiti corrispondente agli assi dei carichi tandem considerati sono pertanto pari a:

- Corsia 1 $q_1 = 300/(4.10 \times 0.90) = 81.30 \text{ KN/m/m}$;
- Corsia 2 $q_2 = 200/(4.10 \times 0.90) = 54.20 \text{ KN/m/m}$;
- Corsia 3 $q_3 = 100/(4.10 \times 0.90) = 27.10 \text{ KN/m/m}$.

Allo scopo di massimizzare le sollecitazioni nella soletta, l'analisi statica della trave continua è stata condotta considerando tre diverse condizioni di carico.

- 1^a condizione: presenza di una sola colonna di carico (corsia 1);
- 2^a condizione: presenza di due colonne di carico (corsie 1 e 2) ;
- 3^a condizione: presenza di tre colonne di carico (corsie 1, 2 e 3).

In senso trasversale sono state considerate due possibili posizioni delle tre corsie di carico, disponendo la corsia 1 una volta con la massima eccentricità e una volta in posizione centrata rispetto all'asse dell'impalcato.

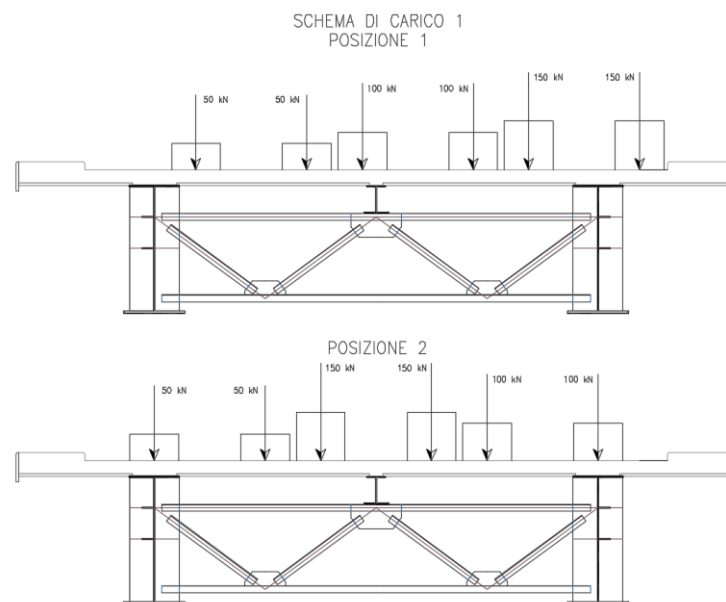


Figura 61 – Posizione trasversale dei carichi mobili (schema di carico 1)

Schema di carico 2

Lo schema di carico 2 delle azioni variabili da traffico è costituito da una coppia di due carichi da 200 KN posti trasversalmente a distanza di 2 m. Ognuno di essi si ripartisce in maniera analoga a quanto visto per lo schema 1, a partire dall'impronta del pneumatico pari a $0.35 \times 0.60 \text{ m}^2$ fino ad un'area pari $2.85 \times 1.10 \text{ m}^2$.

In senso trasversale sono state considerate due possibili posizioni del carico, disponendo le aree di carico una volta con in maniera centrata rispetto all'interasse tra due appoggi e una volta in posizione centrata rispetto all'asse dell'impalcato.

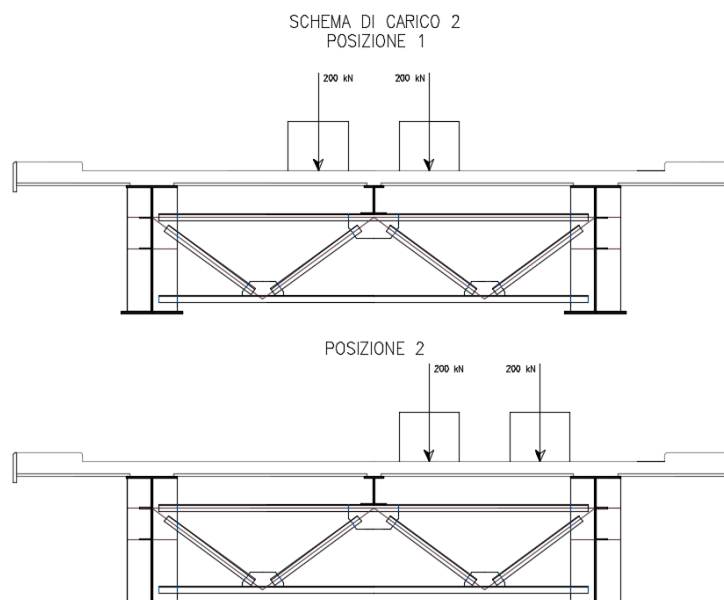


Figura 62 – Posizione trasversale dei carichi mobili (schema di carico 2)

10.1.3 Urto di un veicolo in svio

Le azioni di progetto sono state definite secondo le indicazioni del paragrafo 3.6.3.3.2 delle NTC08. Il carico di progetto è costituito da una forza orizzontale di $A_k = 100$ kN, applicata alla quota minima fra 1,0 m sopra il piano di marcia e 100 mm sotto la sommità della barriera. Nel caso in esame si assume che la forza agisca ad una distanza $d = 0.90$ m dalla base della barriera.

Questa forza è stata sia applicata nel modello monodimensionale della soletta (considerando una combinazione di carichi eccezionale SLU-E), ma è stata anche utilizzata per eseguire una verifica locale del cordolo per azioni d'urto.

10.1.4 Combinazioni di carico

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico agli SLU e SLE.

Tabella 27 – Combinazioni di carico per la verifica della soletta

COMBINAZIONE	G_1	G_2	Q_k	A_k
SLU	1.35	1.35	1.35	0.00
SLU - E	1.00	1.00	0.00	1.00
SLE-R	1.00	1.00	1.00	0.00
SLE-F	1.00	1.00	0.75	0.00
SLE-QP	1.00	1.00	0.00	0.00

Le combinazioni che prevedono la presenza di carichi mobili sono state considerate 8 volte facendo variare gli schemi di carico e le loro posizioni e le tre condizioni per lo schema 1.

10.2 RISULTATI DELL'ANALISI

Nel presente paragrafo si riportano i diagrammi involuppo di momento flettente e taglio per le diverse combinazioni di carico.

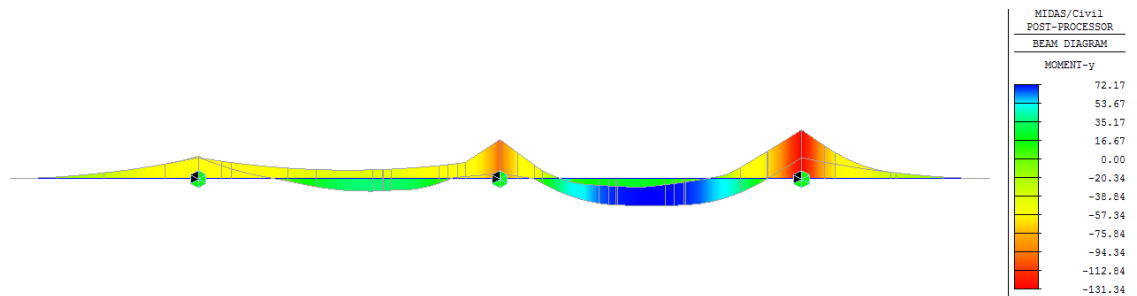


Figura 63 – Involuppo SLU – Momento flettente

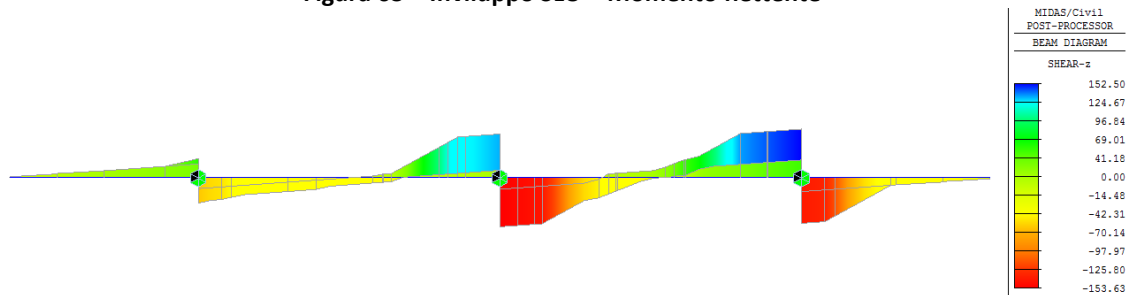


Figura 64 – Involuppo SLU – Taglio

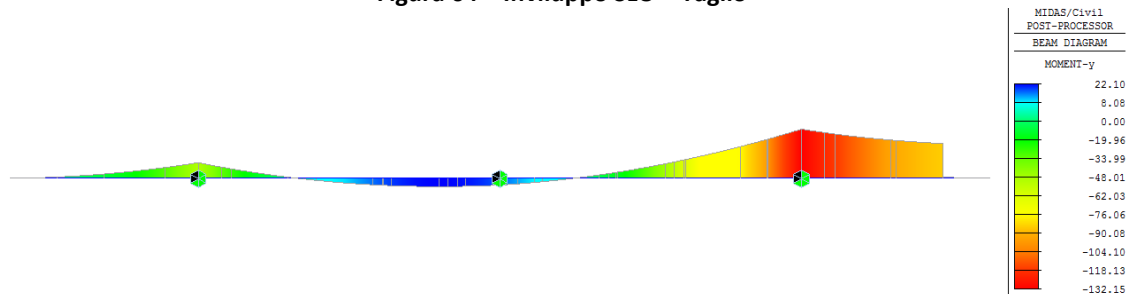


Figura 65 – Involuppo SLU-E – Momento flettente

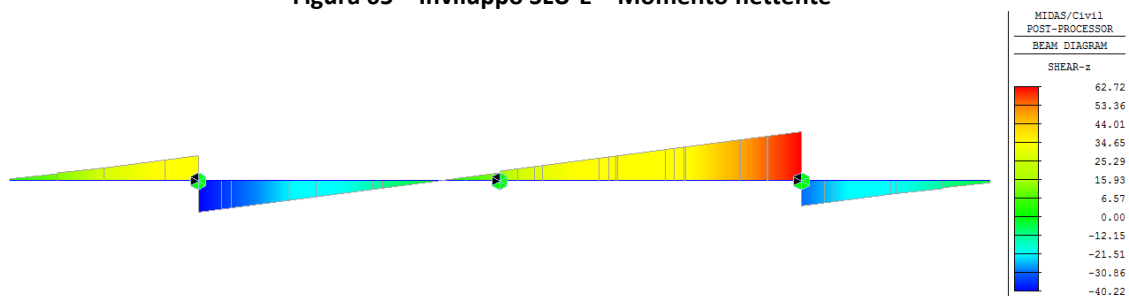
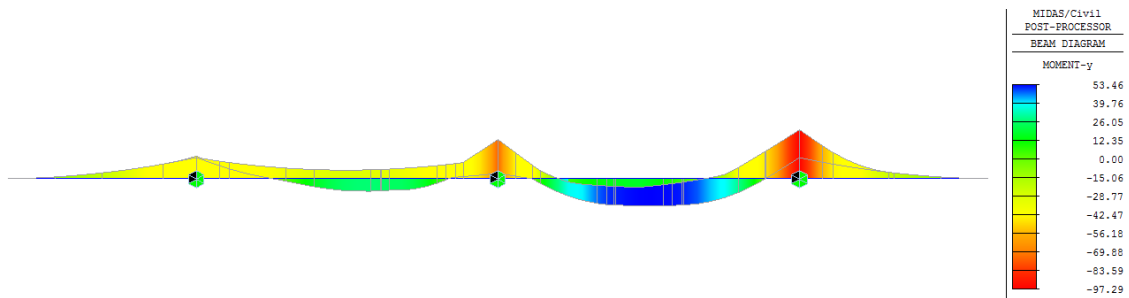
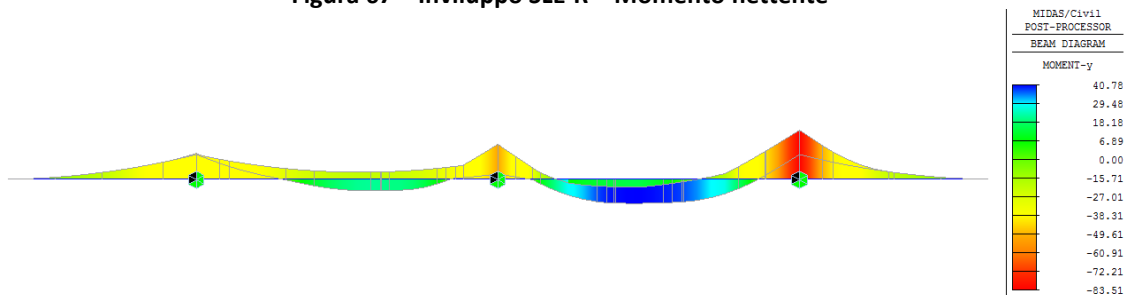
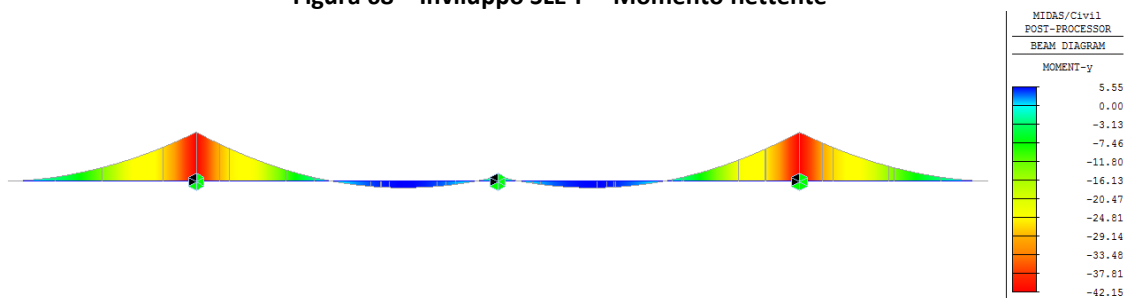


Figura 66 – Involuppo SLU-E – Taglio


Figura 67 – Involuppo SLE-R – Momento flettente

Figura 68 – Involuppo SLE-F – Momento flettente

Figura 69 – Involuppo SLE-QP – Momento flettente

10.3 VERIFICHE STRUTTURALI

10.3.1 Verifiche allo SLU

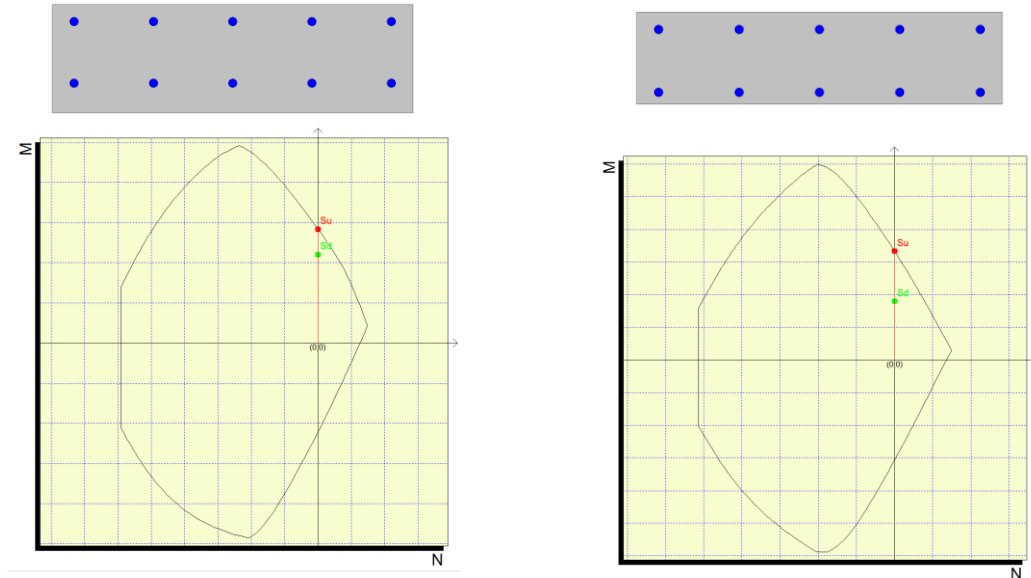
Di seguito sono riportate le verifiche a flessione e taglio allo SLU.

Combinazione	$M_{max,sup}$ [kNm]	$M_{max,inf}$ [kNm]	V_{max} [kN]
SLU	-131.3	72.2	153.6
SLU-E	-132.2	22.1	62.7

Vista la presenza della predalle in calcestruzzo, la verifica a flessione allo SLU viene effettuata considerando le seguenti sezioni resistenti:

- Momento flettente negativo (fibre tese superiori): $B = 1.00$ m, $H = 0.30$ m, $c_{sup} = 3.5$ cm, $c_{inf} = 7$ cm.
- Momento flettente positivo (fibre tese inferiori): $B = 1.00$ m, $H = 0.25$ m, $c_{sup} = 3.5$ cm, $c_{inf} = 2$ cm;

L'armatura considerata al lembo superiore e inferiore è di 1 Φ 22/20.



$$M_{Ed} = 132.2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 170.2 \text{ kNm}$$

$$F.S. = 1.29$$

$$M_{Ed} = 72.2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 133.3 \text{ kNm}$$

$$F.S. = 1.84$$

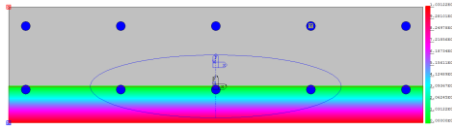
La verifica a taglio per elementi non armati a taglio viene condotta come previsto dal D.M. 14/01/2008 p.to 4.1.2.1.3.1. Considerando un taglio sollecitante massimo di 150 kN, la verifica, riportata nella seguente tabella, risulta soddisfatta.

VERIFICA PER ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO: $V_{Ed} < V_{Rd}$													
$V_{Ed,max}$ [kN]	b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]	k [-]	Armatura tesa	A_l [mm ²]	ρ_l [-]	$N_{Ed,min}$ [kN]	σ_{cp} [MPa]	v_{min} [-]	V_{Rd} [kN]	FS
150.0	1000	300	35	265	1.87	1 Φ 22/20	1901	7.2E-03	0.0	0.000	0.53	174.0	1.16

10.3.2 Verifiche allo SLE

Di seguito sono riportate le verifiche agli SLE di limitazione delle tensioni in esercizio e di fessurazione. In accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 4.1.2.2, i limiti di fessurazione assunti sono stati scelti considerando condizioni ambientali aggressive e armature poco sensibili ai fenomeni di corrosione, per cui si utilizza il limite $w_2=0.3\text{mm}$ per le combinazioni frequenti e il limite $w_1=0.2\text{mm}$ per la combinazione quasi permanente.

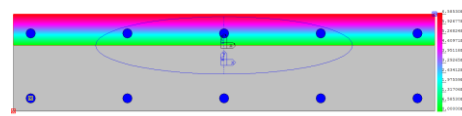
Combinazione	$M_{max,sup}$ [kNm]	$M_{max,inf}$ [kNm]
SLE-R	-97.3	53.5
SLE-F	-83.5	40.8
SLE-QP	-42.2	5.55

Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio


$$M_{Ed} = 97.3 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = -10.3 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck}$$

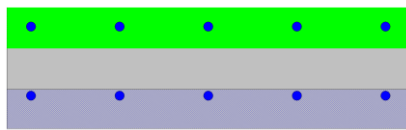
$$\sigma_s = 253.7 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk}$$



$$M_{Ed} = 53.5 \text{ kNm}$$

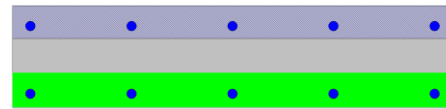
$$\sigma_c = -6.6 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck}$$

$$\sigma_s = 166.1 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk}$$

Verifica di fessurazione (SLE-F)


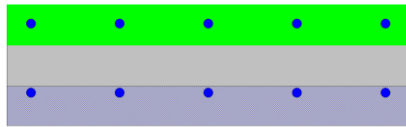
$$M_{Ed} = 83.5 \text{ kNm}$$

$$w_k = 0.234 \text{ mm} < w_2$$



$$M_{Ed} = 40.8 \text{ kNm}$$

$$w_k = 0.077 \text{ mm} < w_2$$

Verifica di fessurazione (SLE-QP)


$$M_{Ed} = 42.2 \text{ kNm}$$

$$w_k = 0.058 \text{ mm} < w_1$$



$$M_{Ed} = 5.55 \text{ kNm}$$

$$w_k = 0.0 \text{ mm}$$

10.3.3 Verifica locale del cordolo per azioni d'urto

In questo paragrafo sono riportati i risultati ottenuti dalle verifiche locali dei cordoli che ospitano le barriere di sicurezza. Le azioni di progetto sono state definite secondo le indicazioni del paragrafo 3.6.3.3.2 delle NTC08. Il carico di progetto è costituito da una forza orizzontale di $F=100 \text{ KN}$, applicata alla quota minima fra 1,0 m sopra il piano di marcia e 100 mm sotto la sommità della barriera.

Nel caso in esame si assume che la forza agisca ad una distanza $d=0.90 \text{ m}$ dalla base della barriera. Lo spessore della soletta è pari ad $s=0.30$, quello del cordolo a 0.43 m per cui l'estradosso del cordolo si trova ad una distanza sopra l'estradosso di soletta pari a $c=0.15 \text{ m}$.

Verifica a tenso-flessione della soletta

Il momento sollecitante a quota piano medio della soletta, che nasce in caso di urto di un veicolo sulla barriera, vale:

- $\Delta M = N \cdot (d + c + 0.5s) = F \cdot 1.19 \text{ m} = 119.0 \text{ kNm}$

Tali sollecitazioni si applicano ipotizzando una diffusione a 45° delle azioni dalla piastra metallica di base della barriera (che si ipotizza larga 40cm) al piano medio della soletta. La larghezza collaborante nel meccanismo di tenso-flessione vale pertanto:

$$B = 0.4 \text{ m} + 2(c + 0.5s) = 0.98 \text{ m}$$

La variazione di momento calcolata va a sommarsi al momento dovuto ai carichi permanenti, ricavato dal modello di calcolo precedentemente mostrato in corrispondenza dell'attacco del sicurvia. Tale momento vale $M_{perm} = 3.5 \text{ KNm}$. Il momento totale, dunque, vale:

$$M = 119.0 + 3.5 = 122.5 \text{ KNm}$$

Nell'ipotesi in cui la variazione del momento calcolata sia assorbita completamente dalle armature poste al lembo inferiore della soletta, la trazione agente nell'armatura superiore tesa vale:

$$T_d = M / (0.9s) = 486 \text{ kN}$$

Tale trazione è equilibrata dalle barre $\Phi 22/20$, disposte in estradosso, che riescono a fornire una trazione resistente pari a:

$$T_r = 380.1 \cdot (0.98 / 0.20) \cdot 391.3 \cdot 10^{-3} = 728.8 \text{ KN} > T_d.$$

Verifica delle staffe disposte all'interno del cordolo

La funzione di tali staffe è duplice:

- Equilibrare l'azione orizzontale F;
- Equilibrare la trazione dei tirafondi della barriera nel meccanismo di pull out.

La forza orizzontale F è equilibrata dalle barre $\Phi 12/20$ che sono sempre presenti all'interno del cono di rottura evidenziato nella seguente figura.

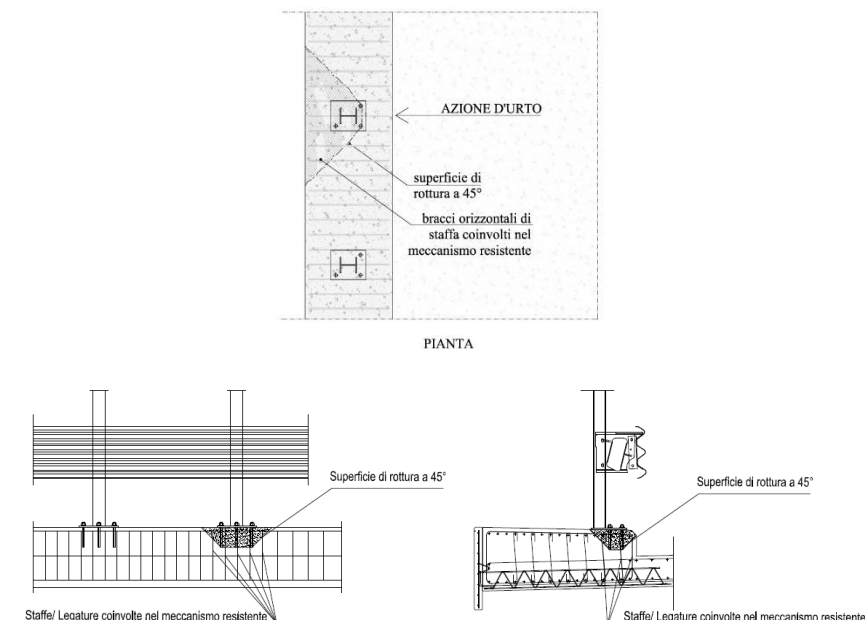


Figura 70 – Meccanismi di rottura locali per azioni d'urto

La trazione T_d dei tirafondi della barriera è equilibrata dai bracci verticali delle staffe e dalle legature di cui alla figura precedente.

Ipotizzando un braccio di leva delle forze interne della piastra di base della barriera pari a 0.22 m e un'altezza della forza d'urto sopra tale piastra di 0.90 m, si stima T_d come:

$$T_d = 0.90\text{m} \cdot N / 0.22\text{m} = 409 \text{ kN}$$

Avendo disposto le staffe e legature $\Phi 12/20$ ed ipotizzando una lunghezza dei tirafondi di almeno 19 cm (nonché l'interasse tra i due tirafondi tesi di 0.15 m), risulta che i bracci verticali compresi nel cono di rottura sono disposti su 3 filari per un numero complessivo pari a:

$$n = 3 \cdot (2 \cdot 0.15 \text{ m} + 2 \cdot 0.19 \text{ m}) / 20 \text{ cm} = 10.2 \text{ bracci}$$

che corrisponde ad una trazione resistente pari a :

$$T_r = n \cdot 113.1 \cdot f_{yd} \cdot 10^{-3} = 451 \text{ kN} > T_d$$

10.3.4 Verifiche delle predalle in fase di getto

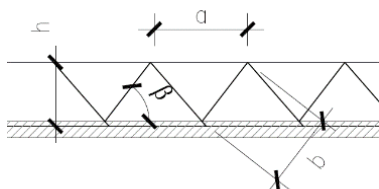
Nel seguito del presente paragrafo, si riportano le verifiche delle predalle tralicciate riferite alla fase di getto dell'impalcato.

In virtù dello schema della sezione trasversale dell'impalcato, si segnalano due schemi di calcolo rappresentativi delle diverse situazioni geometriche e sezione resistente degli elementi prefabbricati previsti. In particolare:

- Schema 1: predalle appoggiate-appoggiate su due travi principali;
- Schema 2: predalle di bordo a sbalzo dalla trave esterna.

Trattandosi di elementi la cui funzione strutturale delle armature è limitata alla sola fase di getto, essendo previste in fase finale opportune armature nel getto della soletta cui è affidato l'assorbimento delle sollecitazioni di calcolo di fase finale, il dimensionamento e la verifica delle armature dei tralicci si esegue effettuando un controllo in termini di "tensioni ammissibili", rispetto al valore dichiarato quale limite di riferimento per le verifiche SLE (360 MPa).

Si esegue inoltre una verifica dei tiranti del traliccio della predalle considerando uno schema tipo longitudinale di riferimento.



$$H = 20 \text{ cm}; a = 20 \text{ cm}; b = 22.5 \text{ cm}; \beta = 66^\circ$$

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche riferite ai due schemi di calcolo di cui sopra.

VERIFICA LASTRE DI CEMENTO TRALICCIAE (SCHEMA 1)

Le armature inferiori sono verificate a sforzi di trazione
 Le armature superiori sono verificate a sforzi di compressione e all'instabilità laterale

Dati di progetto

Interasse tralicci	cm	30.00
H soletta (lastra + calcestruzzo gettato in opera)	cm	30.00
Peso specifico calcestruzzo	KN/mc	25.00
Luce netta della soletta	cm.	370.00
Luce di calcolo	cm	365.00
Interasse staffe sui tralicci	cm	20.00
Diametro barra superiore	cm	1.4
area barra superiore As	cmq	1.54
diametro barre inferiori	cm	1.2
area barre inferiore Ai	cmq	1.13
numero barre inferiori		2
Peso soletta (lastra + calcestruzzo gettato in opera)/traliccio	KN/m/tral	2.25
Momento flettente in fase di getto (pl ² /8)	KNm/tral	3.75
braccio tra barre longitudinali sup e inf del traliccio	cm	18.40
Sforzo risultante nei correnti superiore ed inferiore	KN	20.36

Verifica sezione di campata
Valutazione coefficiente ω per verifica instabilità corrente superiore

Coefficiente b

vincoli tipo cerniera	1	
vincoli tipo incastri	0.7	
vincoli tipo cerniera + incastri	0.8	Coefficiente β scelto
vincolo unico tipo incastro	2	1.00

Raggio minimo d'inerzia della barra compressa

0.35

Lunghezza libera d'inflessione

20.00

Snellezza dell'asta compressa

 λ

57.1

Inserisci coefficiente omega

 ω

1.62

(Prosp. 7-IIIc - CNR UNI 10011)

Tensioni Risultanti nelle barre di armatura longitudinali

Tensione armature tesa (inferiore)	$\sigma_{inf} =$	9.00	KN/cm ²	=	90.03	MPa
Tensione armatura compressa (superiore)	$\sigma_{sup} =$	21.43	KN/cm ²	=	214.30	MPa

Verifica sezione di estremità

Sforzo di Taglio all'appoggio:	4.11	KN
Sforzo N risultante nella staffa: $T/\sin 66^\circ =$	4.49	KN
Sforzo in ciascun braccio $(N/2)/\cos 15^\circ =$	2.33	KN

Diametro diagonale	0.80	cm
Area diagonale	0.50	cm ²

Raggio minimo d'inerzia	0.20	cm
-------------------------	------	----

Coefficiente b

vincoli tipo cerniera	1
vincoli tipo incastri	0.7

vincoli tipo cerniera + incastri	0.8	Coefficiente β scelto	1.00
vincolo unico tipo incastro	2		
Lunghezza braccio staffa staffe sui tralicci		cm	22.50
Lunghezza libera d'inflessione		cm	22.50
Snellezza	λ	112.50	
Inserisci coefficiente omega	ω	2.31	(Prosp. 7-IIIc - CNR UNI 10011)
Tensione diagonale compresso	10.69	KN/cm ²	= 106.93 MPa

VERIFICA LASTRE DI CEMENTO TRALICCIATE (SCHEMA 2)

Le armature inferiori sono verificate a sforzi di trazione
 Le armature superiori sono verificate a sforzi di compressione e all'instabilità laterale

Dati di progetto

Interasse tralicci		cm	30.00
H soletta (lastra + calcestruzzo gettato in opera) -valore medio		cm	36.70
Peso specifico calcestruzzo		KN/mc	25.00
Luce sbalzo		cm	230.00
Interasse staffe sui tralicci		cm	20.00
Luce di riferimento per verifiche di stabilità armature inferiori		cm	20.00
Diametro barra superiore		cm	1.4
area barra superiore	As	cm ²	1.54
Diametro barre inferiori		cm	1.2
Area barre inferiori	Ai	cm ²	1.13
numero barre inferiori traliccio			2

Peso soletta (lastra + calcestruzzo gettato in opera)/traliccio		KN/m/tral	2.75
Momento flettente in fase di getto	($p l^2 / 2$)	KNm/tral	7.28
braccio tra barre longitudinali sup e inf del traliccio		cm	18.40
Sforzo risultante nei correnti superiore ed inferiore		KN	39.57

Verifica sezione centrale
Valutazione coefficiente ω per verifica instabilità armature inferiori

Coefficiente b

vincoli tipo cerniera	1		
vincoli tipo incastri	0.7		
vincoli tipo cerniera + incastri	0.8	Coefficiente β scelto	1.00
vincolo unico tipo incastro	2		

Raggio minimo d'inerzia della barre compresse (inf.)		0.30	
Lunghezza libera d'inflessione		20.00	
Snellezza dell'asta compressa	λ	66.67	
Inserisci coefficiente omega	ω	1.29	(Prosp. 7-IIIc - CNR UNI 10011)

Tensioni Risultanti nelle barre di armatura longitudinali

Tensione armatura tesa (superiore)	$\sigma_{sup} =$	25.70	KN/cm ²	=	257.03	MPa
Tensione armatura compressa (inferiore)	$\sigma_{inf} =$	22.57	KN/cm ²	=	225.65	MPa

Verifica sezione di estremità

Sforzo di Taglio all'appoggio: **6.33** KN

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13400	Id.doc. REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.di Pag. 78 di 80
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

Sforzo N risultante nella staffa: $T/\sin 66^\circ =$		6.93	KN
Sforzo in ciascun braccio $(N/2)/\cos 15^\circ =$		3.59	KN
Diametro diagonale	0.80	cm	
Area diagonale	0.50	cm ²	
Raggio minimo d'inerzia	0.20	cm	
Coefficiente b			
vincoli tipo cerniera	1		
vincoli tipo incastri	0.7		
vincoli tipo cerniera + incastri	0.8	Coefficiente β scelto	1.00
vincolo unico tipo incastro	2		
Lunghezza braccio staffa staffe sui tralicci	cm	22.50	
Lunghezza libera d'inflessione	cm	22.50	
Snellezza	λ	112.50	
Inserisci coefficiente omega	ω	2.31	(Prosp. 7-IIIc - CNR UNI 10011)
Tensione diagonale compresso	16.49	KN/cm ²	= 164.85 MPa

11. SCARICHI SUGLI APPOGGI

Nel presente paragrafo si riportano i valori degli scarichi verticali sugli appoggi e le reazioni orizzontali degli appoggi fissi per le singole condizioni di carico (valore caratteristico) e per gli inviluppi delle combinazioni di carico agli SLU e SLE.

Il dimensionamento degli apparecchi di appoggio viene effettuato sulla base dei valori di inviluppo degli scarichi determinati per tutti gli apparecchi di appoggio dell'impalcato.

Per le varie condizioni di carico, dunque, gli scarichi massimi sugli appoggi sono indicati di seguito.

Tabella 28 – Scarichi sugli appoggi per le singole condizioni di carico

Spalla fissa					Spalla mobile				
Nodo	Condizione	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	Nodo	Condizione	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
200	G1.1	0	0	217	214	G1.1	0	0	217
200	G1.2	0	0	999	214	G1.2	0	0	999
200	G1.3	0	0	96	214	G1.3	0	0	96
200	G2.1	0	0	323	214	G2.1	0	0	323
200	G2.2	0	0	26	214	G2.2	0	0	26
200	G2.3	0	0	21	214	G2.3	0	0	21
200	G2.4	0	0	21	214	G2.4	0	0	21
200	E2	0	0	0	214	E2	0	0	0
200	E3.1	0	0	0	214	E3.1	0	0	0
200	E3.2	0	0	0	214	E3.2	0	0	0
200	E3.3	0	0	0	214	E3.3	0	0	0
200	Q1,f	0	0	64	214	Q1,f	0	0	64
200	Q3	-240	0	-16	214	Q3	0	0	16
200	Q4	-	-	-	214	Q4	-	-	-
200	Q5 s	0	-68	-23	214	Q5 s	0	-68	-23
200	Q5 c	-1	-143	-102	214	Q5 c	0	-142	-102
200	EX(RS)	611	0	33	214	EX(RS)	0	0	38
200	EY(RS)	2	600	350	214	EY(RS)	0	599	350
200	EZ(RS)	4	0	155	214	EZ(RS)	0	0	155
200	LM 1 SLS(max)	2	1	707	214	LM 1 SLS(max)	0	1	706
200	LM 1 ULS(max)	4	1	1213	214	LM 1 ULS(max)	0	1	1213
200	LM 1 Fatigue(max)	2	1	617	214	LM 1 Fatigue(max)	0	1	617
200	LM 2 Fatigue(max)	0	0	9	214	LM 2 Fatigue(max)	0	0	9
200	LM 1 SLS(min)	-3	0	0	214	LM 1 SLS(min)	0	0	0
200	LM 1 ULS(min)	-6	-1	0	214	LM 1 ULS(min)	0	0	0
200	LM 1 Fatigue(min)	-3	0	0	214	LM 1 Fatigue(min)	0	0	0
200	LM 2 Fatigue(min)	-1	0	0	214	LM 2 Fatigue(min)	0	0	0
201	G1.1	0	0	217	215	G1.1	0	0	217
201	G1.2	0	0	999	215	G1.2	0	0	999
201	G1.3	0	0	96	215	G1.3	0	0	96
201	G2.1	0	0	323	215	G2.1	0	0	323
201	G2.2	0	0	26	215	G2.2	0	0	26
201	G2.3	0	0	21	215	G2.3	0	0	21
201	G2.4	0	0	21	215	G2.4	0	0	21
201	E2	0	0	0	215	E2	0	0	0
201	E3.1	0	0	0	215	E3.1	0	0	0
201	E3.2	0	0	0	215	E3.2	0	0	0
201	E3.3	0	0	0	215	E3.3	0	0	0
201	Q1,f	0	0	64	215	Q1,f	0	0	64
201	Q3	-240	0	-16	215	Q3	0	0	16
201	Q4	-	-	-	215	Q4	-	-	-
201	Q5 s	0	-68	23	215	Q5 s	0	-68	23
201	Q5 c	1	-143	102	215	Q5 c	0	-142	102
201	EX(RS)	611	0	33	215	EX(RS)	0	0	38
201	EY(RS)	2	600	350	215	EY(RS)	0	599	350
201	EZ(RS)	4	0	155	215	EZ(RS)	0	0	155

2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

PONTE FARANGHE - Relazione di calcolo impalcato

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13400	Id.doc. REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.di Pag. 80 di 80
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

Spalla fissa				
Nodo	Condizione	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
201	LM 1 SLS(max)	3	0	906
201	LM 1 ULS(max)	6	0	1517
201	LM 1 Fatigue(max)	3	0	797
201	LM 2 Fatigue(max)	1	0	271
201	LM 1 SLS(min)	-2	-1	-2
201	LM 1 ULS(min)	-4	-1	-5
201	LM 1 Fatigue(min)	-2	-1	-1
201	LM 2 Fatigue(min)	0	0	0

Spalla mobile				
Nodo	Condizione	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
215	LM 1 SLS(max)	0	0	906
215	LM 1 ULS(max)	0	1	1516
215	LM 1 Fatigue(max)	0	0	797
215	LM 2 Fatigue(max)	0	0	271
215	LM 1 SLS(min)	0	-1	-2
215	LM 1 ULS(min)	0	-1	-5
215	LM 1 Fatigue(min)	0	-1	-1
215	LM 2 Fatigue(min)	0	0	0

Tabella 29 – Scarichi massimi/minimi sugli appoggi per gli involucri delle combinazioni di carico

Spalla fissa				
Nodo	Combinazione	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
200	ULS_A1 Envelope(max)	4	-102	3930
200	ULS_A1 Envelope(min)	-329	-214	2184
200	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	612	180	1887
200	SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	187	180	270
200	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	612	180	1887
200	SLS_RA Envelope(max)	3	-84	2918
200	SLS_RA Envelope(min)	-244	-143	1625
200	SLS_FR Envelope(max)	4	2	2979
200	SLS_FR Envelope(min)	-243	-143	1625
200	SLS_QP	0	0	1702
201	ULS_A1 Envelope(max)	8	-103	4523
201	ULS_A1 Envelope(min)	-326	-216	2333
201	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	612	180	1887
201	SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	187	180	270
201	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	612	180	1887
201	SLS_RA Envelope(max)	6	-85	3344
201	SLS_RA Envelope(min)	-241	-144	1745
201	SLS_FR Envelope(max)	6	0	3283
201	SLS_FR Envelope(min)	-242	-144	1684
201	SLS_QP	0	0	1702

Spalla mobile				
Nodo	Combinazione	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
214	ULS_A1 Envelope(max)	0	-102	3930
214	ULS_A1 Envelope(min)	0	-214	2206
214	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	0	180	1892
214	SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	0	180	271
214	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	0	180	1892
214	SLS_RA Envelope(max)	0	-84	2918
214	SLS_RA Envelope(min)	0	-142	1625
214	SLS_FR Envelope(max)	0	2	2979
214	SLS_FR Envelope(min)	0	-142	1625
214	SLS_QP	0	0	1702
215	ULS_A1 Envelope(max)	0	-103	4523
215	ULS_A1 Envelope(min)	0	-215	2333
215	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	0	180	1892
215	SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	0	180	271
215	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	0	180	1892
215	SLS_RA Envelope(max)	0	-85	3343
215	SLS_RA Envelope(min)	0	-144	1761
215	SLS_FR Envelope(max)	0	0	3282
215	SLS_FR Envelope(min)	0	-144	1700
215	SLS_QP	0	0	1702