

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

IN - VIABILITA' INTERFERITA

I53 - VIA DEL TERRAPIENO km 17+850

CV106 - PARTE STRUTTURALE

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO
E DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO SISMICO

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE		
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.			
111465	0000	PD	IN	I53	CV106	00000	R	S	T	R	1458	- 2	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
							0	NOVEMBRE 2017
							1	SETTEMBRE 2019
							2	SETTEMBRE 2020
REDATTO:		VERIFICATO:		3	-	4	-	

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

**AUTOSTRADA (A14): BOLOGNA – BARI – TARANTO
TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO**

**POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA**

PROGETTO DEFINITIVO

**VIABILITA' INTERFERITA
CAVALCAVIA DEL TERRAPIENO km 17+850**

**RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E DEL SISTEMA DI
ISOLAMENTO SISMICO**

Sommario

1	PREMESSA	6
1.1	DESCRIZIONE SINTETICA DELL'OPERA.....	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
3.1	CALCESTRUZZO.....	9
3.2	ACCIAIO.....	10
3.2.1	<i>Carpenteria metallica.....</i>	<i>10</i>
3.2.2	<i>Armature per c.a.</i>	<i>10</i>
3.2.3	<i>Pioli</i>	<i>10</i>
4	SOFTWARE DI CALCOLO	11
4.1	STRAUS 7.....	11
4.2	PONTI EC4.....	11
5	CRITERI DI PROGETTAZIONE.....	12
5.1	METODO DI CALCOLO	12
5.2	MODELLI DI CALCOLO PER LE TRAVI LONGITUDINALI	12
5.2.1	<i>Modello tridimensionale con elementi tipo shell</i>	<i>12</i>
5.2.2	<i>Modello tridimensionale con elementi tipo beam</i>	<i>15</i>
5.3	MODELLI DI CALCOLO PER I TRAVERSI	16
5.3.1	<i>Modello tridimensionale con elementi tipo beam</i>	<i>16</i>
5.3.2	<i>Modello monofilare.....</i>	<i>16</i>
5.3.3	<i>Valutazione della ripartizione dei carichi da traffico sui traversi.....</i>	<i>16</i>
5.4	MODELLO DI CALCOLO PER LA SOLETTA D'IMPALCATO.	23
5.5	FASI DI CALCOLO	23
5.5.1	<i>Travi principali.....</i>	<i>23</i>
5.5.2	<i>Traversi</i>	<i>23</i>
5.5.3	<i>Soletta d'impalcato.....</i>	<i>24</i>
6	CRITERI DI CALCOLO.....	25
6.1	CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO.....	25
6.2	DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE DI CALCOLO.....	28
6.3	SOLETTA COLLABORANTE PER ANALISI STRUTTURALE DEI TRAVERSI	29
7	CRITERI DI VERIFICA	30
7.1	TRAVI PRINCIPALI	30
7.1.1	<i>Classificazione delle sezioni e calcolo delle sezioni efficaci</i>	<i>30</i>
7.1.2	<i>S.L.U. – Resistenza delle membrature</i>	<i>30</i>
7.1.3	<i>S.L.E. - Limitazione delle tensioni</i>	<i>30</i>
7.1.4	<i>S.L.U. - Verifiche di stabilità</i>	<i>31</i>
7.1.5	<i>S.L.U. - Verifica connessioni trave soletta</i>	<i>31</i>
7.2	TRAVERSI	32
7.2.1	<i>Classificazione delle sezioni e calcolo delle sezioni efficaci</i>	<i>32</i>
7.2.2	<i>S.L.U. - Resistenza delle sezioni.....</i>	<i>33</i>
7.2.3	<i>S.L.E. - Limitazione delle tensioni</i>	<i>34</i>
7.2.4	<i>S.L.E. - Web breathing.....</i>	<i>35</i>
7.2.5	<i>S.L.U. e S.L.E. - Verifica connessioni trave soletta</i>	<i>35</i>
7.3	S.L.F. - VERIFICHE A FATICA.....	39
8	ANALISI DEI CARICHI	45

8.1	CARICHI PERMANENTI (G_1 E G_2)	45
8.2	RITIRO DIFFERENZIALE FRA TRAVE E SOLETTA (ϵ_2)	45
8.3	VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE (ϵ_3)	47
8.4	CEDIMENTI DIFFERENZIALI DEGLI APPOGGI (ϵ_4)	48
8.5	CARICHI ACCIDENTALI (Q_1)	48
8.5.1	Verifiche di resistenza	48
8.5.2	Verifiche a fatica	49
8.6	INCREMENTO DINAMICO IN PRESENZA DI DISCONTINUITÀ (Q_2)	50
8.7	AZIONE DI FRENAMENTO DEL VEICOLO (Q_3)	51
8.8	AZIONE CENTRIFUGA (Q_4)	51
8.9	AZIONE DEL VENTO E DELLA NEVE (Q_5)	51
8.10	AZIONE SISMICA (Q_6)	52
8.11	RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q_7)	55
9	TRAVI PRINCIPALI	56
9.1	SEZIONI SIGNIFICATIVE DI VERIFICA	56
9.2	DIAGRAMMI DELLE TENSIONI	56
9.2.1	Pesi propri acciaio + soletta + cordoli	57
9.2.2	Pesi permanenti portati (pavimentazione, barriere e reti)	59
9.2.3	Azione del vento	61
9.2.4	Carichi accidentali (traffico schema di carico 1)	63
9.2.5	Carichi accidentali (Fatica FLM3)	73
9.2.6	Ritiro	80
9.2.7	Variazione termica differenziale	80
9.3	VERIFICHE STRUTTURALI	81
9.3.1	Caratteristiche geometrico-inerziali e classificazione e delle sezioni	82
9.3.2	Verifiche Tensionali SLU	86
9.3.3	Verifica di stabilità SLU	88
9.3.4	Verifiche allo stato limite di fatica SLF	91
9.3.5	Verifica dei pioli	94
9.3.6	Sintesi delle verifiche	96
10	TRAVERSI	98
10.1	SEZIONI SIGNIFICATIVE DI VERIFICA	99
10.2	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI	99
10.2.1	Traverso tipico	99
10.2.2	Traverso di spalla	106
10.3	TABELLE DELLE SOLLECITAZIONI COMBinate E FATTORIZZATE	113
10.3.1	Sollecitazioni SLU	113
10.3.2	Sollecitazioni SLE Rara	114
10.3.3	Sollecitazioni SLE Frequente	116
10.3.4	Sollecitazioni SLF fatica	117
10.4	VERIFICHE STRUTTURALI	119
10.4.1	Traversi tipici	119
10.4.2	Traversi di spalla	128
10.4.3	Sintesi delle verifiche	135
11	SOLETTA	139
11.1	SEZIONI SIGNIFICATIVE DI VERIFICA	139
11.2	CARICHI AGENTI	139
11.3	CALCOLO DI FASE I	141
11.4	CALCOLO DI FASE II	145
11.4.1	Verifica SLU	146
11.4.2	Verifiche a pressoflessione SLU	149
11.4.3	Verifica a taglio SLU	152

11.4.4	Verifiche SLE.....	154
11.4.5	Verifiche tensionali in esercizio.....	157
11.4.6	Verifiche a fessurazione.....	161
12	APPARECCHIATURE DI APPOGGIO E GIUNTI.....	165
12.1	AZIONI APPOGGI.....	165
12.2	SPOSTAMENTI MASSIMI ATTESI PER GLI APPOGGI.....	166
12.3	VARCO E GIUNTI.....	166

1 PREMESSA

Nell'ambito dei lavori di "Potenziamento del sistema autostradale e tangenziale di Bologna" è prevista la realizzazione del nuovo Cavalcavia di via del Terrapieno alla progressiva km 17+850.

Il sistema tangenziale di Bologna è costituito dai due sensi di marcia autostradali (A14) al lato dei quali è localizzata la tangenziale di Bologna. Si formano così 4 carreggiate:

1. tangenziale – direzione Nord
2. A14 – direzione Nord
3. A14 – direzione Sud
4. tangenziale – direzione Sud

I lavori in oggetto prevedono l'allargamento della sede autostradale da 2 corsie più una corsia dinamica a 3 corsie più emergenza e della sede della tangenziale da 2 corsie più emergenza a 3 corsie più emergenza.

La presente relazione di calcolo riguarda l'impalcato del cavalcavia che verrà realizzato in sostituzione di quello esistente per adeguare la luce dell'opera alla nuova larghezza della viabilità sottostante.

Nel paragrafo che segue si riporta una descrizione sintetica dell'opera.

1.1 DESCRIZIONE SINTETICA DELL'OPERA

Il cavalcavia sostituisce un cavalcavia a via inferiore esistente alla progressiva km 18+850 per il quale è prevista la demolizione e rifacimento in sede senza l'interruzione del traffico veicolare. Il cavalcavia scavalca la sede autostradale, che alloggia i due sensi di marcia, al lato della quale è localizzata la tangenziale di Bologna.

L'attraversamento è realizzato in retto: l'asse viario del cavalcavia e l'asse viario autostradale formano tra loro un angolo pari a circa 90°.

Il ponte ha una struttura mista acciaio-clc con luce di calcolo 70.00m e larghezza utile (cordoli più carreggiata) di 14.70m.

La struttura portante è costituita da due travi principali reticolari di altezza costante pari a 5.00m, che presentano una larghezza di 2.20m per il corrente inferiore e 1.45m per quello superiore, portando la larghezza totale del viadotto "fuori tutto" a 19.10m. La geometria del prospetto delle reticolari prevede dei bracci inclinati con passo pari a 2.50m per un totale di 28 campi sulla luce da 70m.

Sono previsti anche due tratti retrotrave con funzione architettonica che prolungano di 10.20m sui risvolti delle spalle la struttura metallica.

Gli elementi diagonali della reticolare sono costituiti da tubolari metallici di diametro esterno pari a 244.5mm e spessori variabili a seconda della posizione in funzione dell'impegno statico. I bracci diagonali (in prospetto) sono disposti in parte sul piano verticale della reticolare, in parte su due piani inclinati come illustrato nelle due figure che seguono.

Ciascuna trave è scomposta in 7 conci, due di lunghezza 9,4m, due di lunghezza 9,8m, due di lunghezza 10m e l'ultimo di lunghezza complessiva 32m, collegati in cantiere mediante giunti saldati a piena penetrazione.

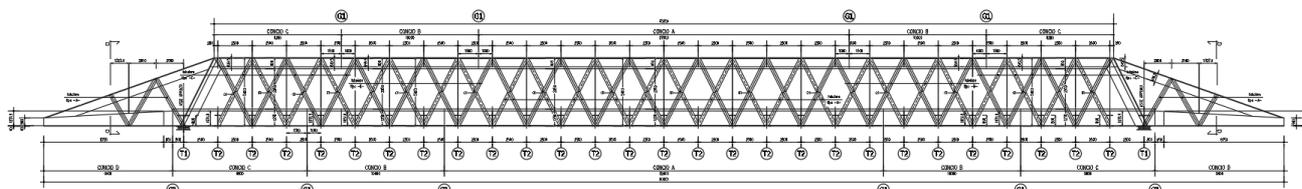


Figura 1-1 Vista laterale della trave principale

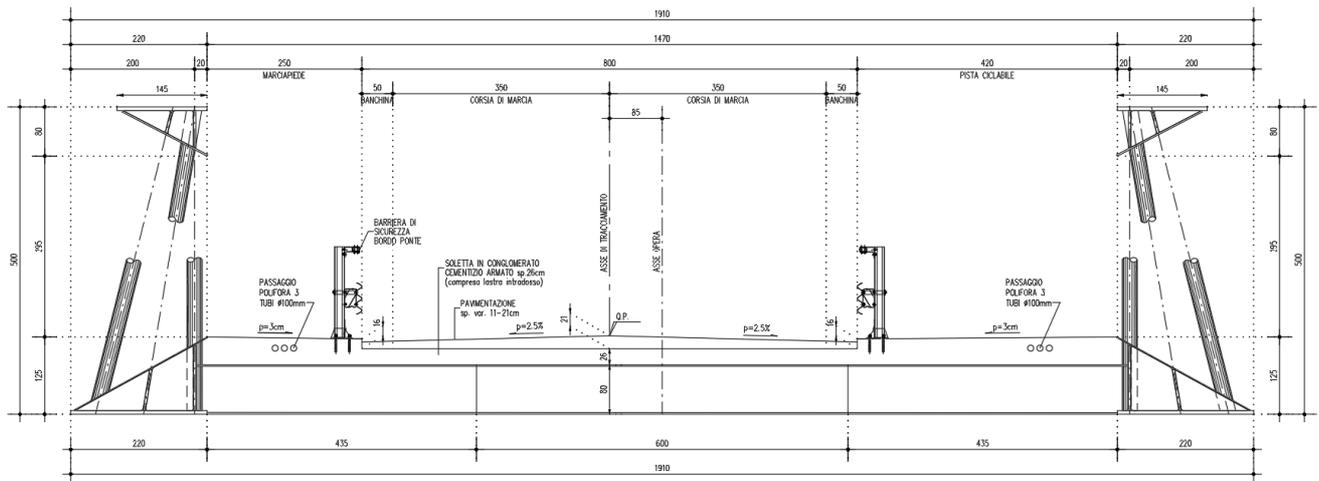


Figura 1-2 Sezione trasversale dell'impalcato

La piattaforma larga complessivamente 14.70m, è formata da un marciapiede largo 2.50m, dalla sede stradale larga 8.00m e dalla pista ciclabile larga 4.20m.

La sede stradale accoglie le due corsie a senso di marcia opposto e le rispettive banchine.

Le travi principali sono collegate da traversi posti ad interasse costante di 2.50m. Con lo stesso passo si posizionano diaframmi di irrigidimento sui correnti delle travi reticolari che sono conformati a cassone triangolare. I traversi sono realizzati con sezione a doppio T ad altezza costante 800mm, spessore d'anima 25mm, piattabanda superiore e inferiore 800x40, per i due di estremità e spessore d'anima 15mm, piattabanda superiore 400x25 e piattabanda inferiore 500x25, per quelli tipici di campata. Sulle piattabande superiori sono saldati dei pioli tipo Nelson ($\Phi=22$ H=200mm al passo di 20cm) necessari per solidarizzare la soprastante soletta in calcestruzzo armato.

Sull'anima del corrente inferiore delle travi principali sono saldati pioli tipo Nelson ($\Phi=22$ H=250mm a passo variabile) necessari per la collaborazione della soletta in calcestruzzo armato con le stesse travi metalliche principali.

La soletta in calcestruzzo armato che costituisce la piattaforma dell'impalcato, ha uno spessore costante di 26cm. Superiormente la pavimentazione stradale presenta altezza variabile tra 11 e 21cm. Ai margini della piattaforma da entrambi i lati vi è il cordolo al di sopra del quale è posizionata la barriera di sicurezza.

L'impalcato è poggiante su 4 dispositivi elastomerici (isolatori) disposti all'intradosso dei correnti inferiori delle reticolari in corrispondenza dell'asse del traverso di spalla.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

- D. M. Min. Il. TT. del 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»;
- EUROCODICE serie EN 1991: Azioni sulle strutture
- EUROCODICE serie EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- EUROCODICE serie EN 1993: Progettazione delle strutture di acciaio
- EUROCODICE serie EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

3.1 CALCESTRUZZO

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzi

Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) _{min}]	Classe di resistenza adottata [C(fck/Rck) _{min}]	Copriferro adottato
Soletta d'impalcato e cordoli	XC4	C28/35	C35/45	40
	XD3			
	XF4			

Tabella 3-1 Classi di cls e copriferri.

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C35/45
resistenza caratteristica a compressione	f _{ck}	N/mm ²	35,00
resistenza di progetto a compressione	f _{cd}	N/mm ²	19,83
resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	N/mm ²	2,25
tensione di aderenza cls-armatura	f _{bd}	N/mm ²	3,37
tensione massima di compressione (comb. rara)	σ _c	N/mm ²	21,00
tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	σ _c	N/mm ²	15,75
modulo elastico medio istantaneo	E _m	N/mm ²	34077

Tabella 3-2 Grandezze meccaniche relative al cls.

3.2 ACCIAIO

3.2.1 Carpenteria metallica

Si utilizzano per le strutture metalliche del viadotto:

Elementi saldati con spessore fino a 40mm	S355J2
Elementi saldati con spessore superiore a 40mm	S355K2
Elementi non saldati	S355J0

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	S355
Tensione di snervamento caratteristica ($t \leq 40\text{mm}$)	f_{yk}	N/mm ²	355
Tensione di progetto ($t \leq 40\text{mm}$)	f_{yd}	N/mm ²	338
Tensione di snervamento caratteristica ($t > 40\text{mm}$)	f_{yk}	N/mm ²	335
Tensione di progetto ($t > 40\text{mm}$)	f_{yd}	N/mm ²	319
modulo elastico	E	N/mm ²	210000

3.2.2 Armature per c.a.

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a.:

Acciaio tipo: B450 C

Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	B450C
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	N/mm ²	450
Tensione di progetto	f_{yd}	N/mm ²	391
Tensione limite in esercizio	f_{sLE}	N/mm ²	360
modulo elastico	E	N/mm ²	210000

3.2.3 Pioli

Si utilizzano per le connessioni a taglio tra la struttura metallica ed il cls i seguenti:

Pioli (Secondo UNI EN ISO 13918):

Pioli tipo "NELSON" Acciaio S235J2G3+C450

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dei pioli usate per le verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	Nelson
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	N/mm ²	350
Tensione di rottura caratteristica	f_{uk}	N/mm ²	450
Allungamento		%	>50
modulo elastico	E	N/mm ²	210000

4 SOFTWARE DI CALCOLO

4.1 STRAUS 7

Il codice di calcolo utilizzato è Straus7, programma di modellazione strutturale agli elementi finiti di comprovata validità. Il codice è stato utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dalle analisi statiche dell'opera. I risultati delle sollecitazioni sono stati controllati manualmente a campione mediante metodi semplificati per verificare l'ordine di grandezza dei risultati.

4.2 PONTI EC4

Le verifiche sezionali delle sezioni composte acciaio-calcestruzzo dell'impalcato sono seguite utilizzando il programma Ponti EC4, sviluppato da Alhambra s.r.l.

Il programma consente di eseguire tutte le verifiche connesse alla progettazione di una trave in sezione composta acciaio-calcestruzzo con riferimento alle metodologie indicate dagli Eurocodici, nei riguardi di verifiche di resistenza, verifiche di stabilità, verifiche tensionali e verifiche di fatica.

5 CRITERI DI PROGETTAZIONE

5.1 METODO DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni gravanti sulle travi longitudinali e sui traversi dell'impalcato viene svolto mediante la realizzazione di tre modelli agli elementi finiti realizzati con il software di calcolo Straus7.

- un modello tridimensionale dove i correnti delle travi principali sono presenti con elementi tipo shell. Viene utilizzato per valutare le sollecitazioni e le tensioni presenti sugli elementi delle travi principali.
- un modello tridimensionale dove tutti gli elementi metallici sono presenti con elementi tipo beam. Viene utilizzato per effettuare le verifiche di stabilità globale della struttura mediante analisi di buckling (stabilità fuori dal piano del corrente compreso delle reticolari) e per stimare la quotaparte di carico di traffico direttamente assorbita dal traverso caricato e la quotaparte ripartita ai traversi adiacenti a quello direttamente caricato (come descritto più in dettaglio nel seguito).
- modello monodimensionale del traverso con elementi tipo beam per determinare le massime sollecitazioni flettenti e taglianti agenti sul traverso.

Le sollecitazioni in corrispondenza dei traversi di spalla, sono state calcolate con la stessa metodologia usata per i traversi tipici tenendo però in considerazione l'incremento dinamico dovuto alla presenza della discontinuità del giunto.

La soletta d'impalcato è stata studiata in due fasi:

Una fase provvisoria in cui il getto di calcestruzzo è stato considerato solamente come peso, e la sezione resistente è stata attribuita alla sola lastra tralicciata in acciaio con funzione di cassero autoportante.

Una fase definitiva in cui si è considerato come reagente l'intero getto di calcestruzzo collaborante con la lastra tralicciata d'acciaio.

La prima fase è stata studiata manualmente con schema di trave in semplice appoggio (lastre non continue sui traversi).

La seconda fase è stata analizzata mediante un modello monofilare ad hoc di trave continua su più appoggi (soletta e traversi) per cogliere gli effetti locali d'inflessione della soletta e mediante il modello tridimensionale dell'impalcato per cogliere gli effetti assiali globali che nascono per congruenza di deformazione con le travi principali.

5.2 MODELLI DI CALCOLO PER LE TRAVI LONGITUDINALI

5.2.1 Modello tridimensionale con elementi tipo shell

Per determinare le sollecitazioni dovute al comportamento globale, è stata eseguita un'analisi tramite il software di calcolo Straus7, realizzando il modello tridimensionale agli elementi finiti costituito da elementi beam e shell.

Il modello tridimensionale rappresentante l'intero viadotto, è costituito dai seguenti elementi:

- | | |
|-----------------------------------|---------------------|
| ○ piattabande travi longitudinali | elementi tipo shell |
| ○ piattabande traversi | elementi tipo beam |
| ○ anime traversi | elementi tipo shell |
| ○ irrigidimenti trasversali | elementi tipo shell |
| ○ diagonali travi longitudinali | elementi tipo beam |
| ○ soletta | elementi tipo shell |

o marciapiede

elementi tipo shell

E' stata studiata la trave longitudinale reticolare metallica più caricata (cioè dalla stessa parte dell'eccentricità dei carichi da traffico) e sono state determinate le tensioni prodotte dai carichi permanenti (suddivisi in pesi strutturali e permanenti portati), e distorsioni (ritiro del conglomerato, stati coattivi).

Per valutare gli effetti dei carichi variabili da traffico, gli stessi sono stati applicati in modo da massimizzare le tensioni nelle sezioni più significative.

Per valutare le sollecitazioni derivanti dal ritiro, agli elementi shell rappresentanti la soletta è stata imposta una deformazione pari a $\epsilon_{cs} = 0.0001$.

Analogamente per la valutazione delle sollecitazioni dovute alla variazione termica differenziale (escursione giornaliera) è stata imposta una deformazione dovuta alla variazione uniforme sulla soletta pari a $\pm 10^\circ\text{C}$.

I risultati ottenuti mediante il modello di calcolo tridimensionale, sono stati comprovati e validati mediante calcoli manuali. Tali confronti hanno riportato risultati positivi e confortanti riguardo l'accuratezza del modello tridimensionale.

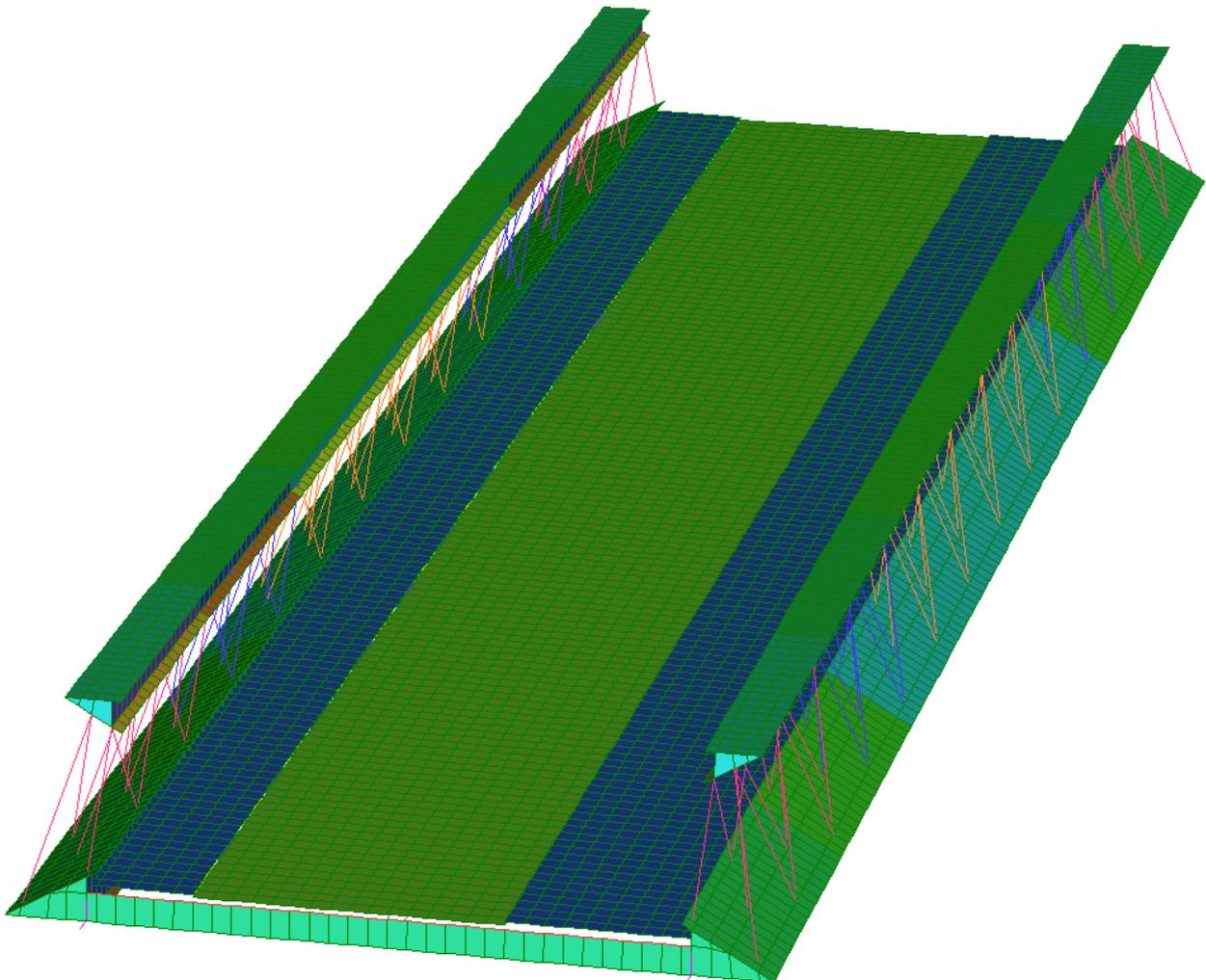


Figura 5-1 Modello tridimensionale monofilare

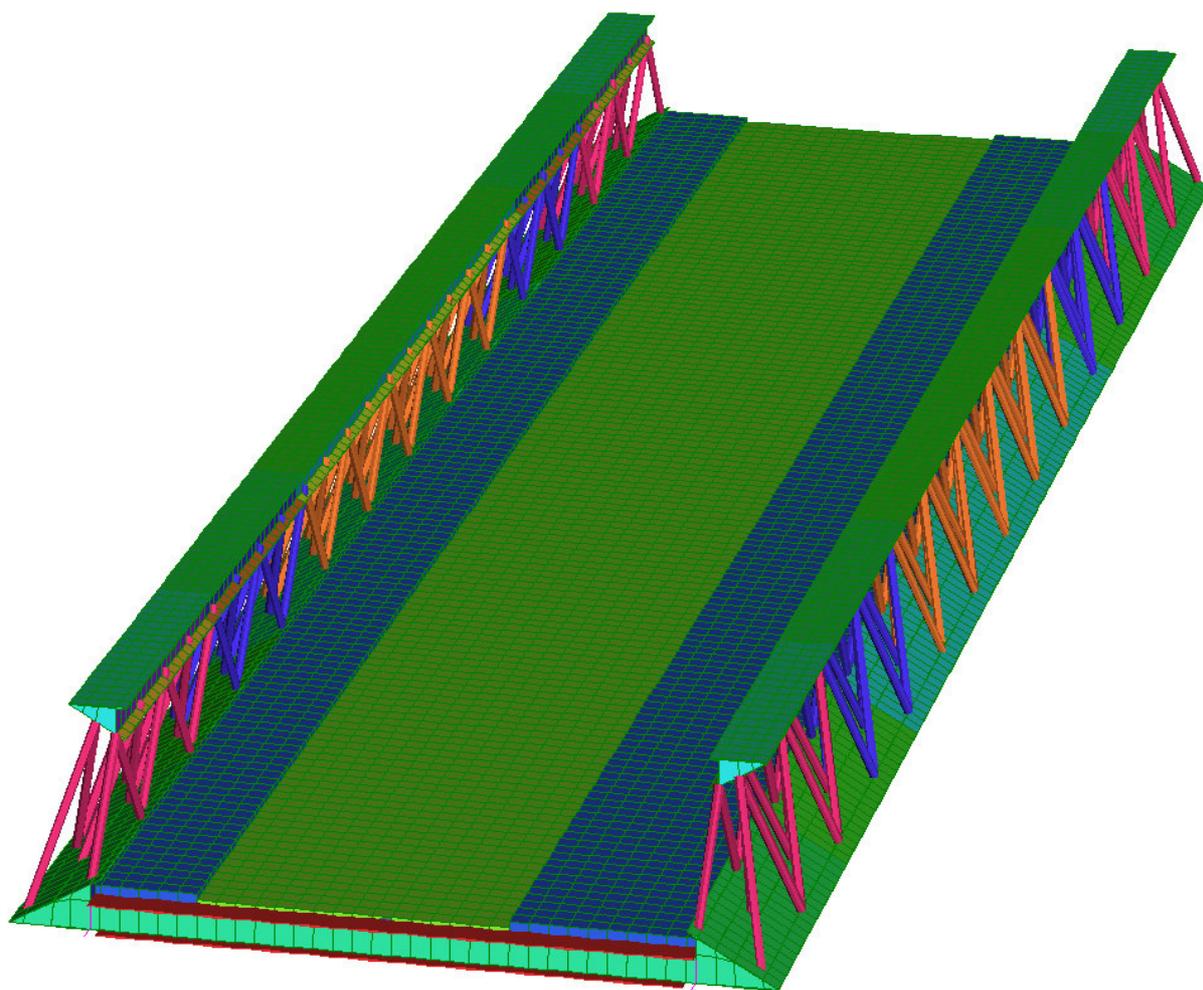


Figura 5-2 Modello tridimensionale con sezione estrusa.

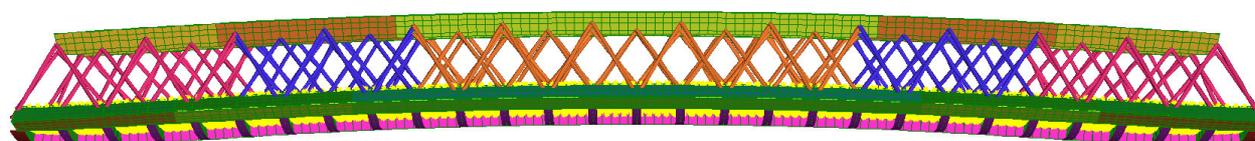


Figura 5-3 Deformata dell'impalcato più soletta sottoposta a ritiro e variazione termica dT -

5.2.2 Modello tridimensionale con elementi tipo beam

Per valutare la stabilità globale della struttura metallica dell'impalcato, è stata eseguita un'analisi di buckling mediante il software di calcolo Straus7, realizzando un modello tridimensionale agli elementi finiti costituito da elementi beam e shell.

Il modello tridimensionale rappresentante l'intero viadotto, è costituito dai seguenti elementi:

- | | |
|-----------------------------------|---------------------|
| ○ piattabande travi longitudinali | elementi tipo beam |
| ○ traversi | elementi tipo beam |
| ○ irrigidimenti trasversali | elementi tipo beam |
| ○ diagonali | elementi tipo beam |
| ○ soletta | elementi tipo shell |
| ○ marciapiede | elementi tipo shell |

E' stato studiato l'intero impalcato ed è stato determinato, tramite l'analisi di buckling, il più piccolo moltiplicatore dei carichi che determina instabilità elastica.

Il calcolo del moltiplicatore dei carichi che determina instabilità è stato condotto con riferimento alla combinazione SLU che massimizza lo sforzo di compressione sul corrente superiore delle travi principali.

I carichi sono stati trattati in maniera del tutto analoga a quanto fatto con il modello shell per la determinazione delle sollecitazioni sugli elementi strutturali.

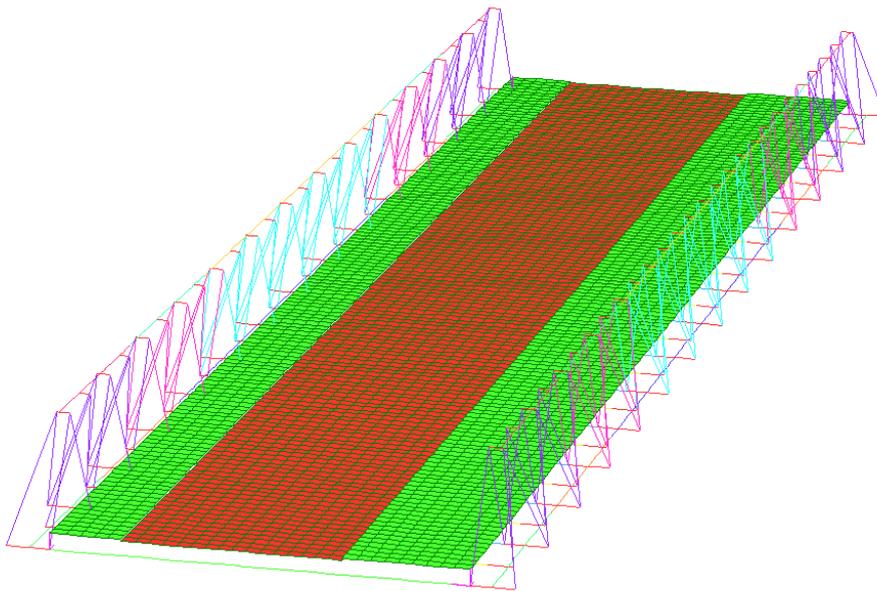


Figura 5-4 Modello tridimensionale monofilare.

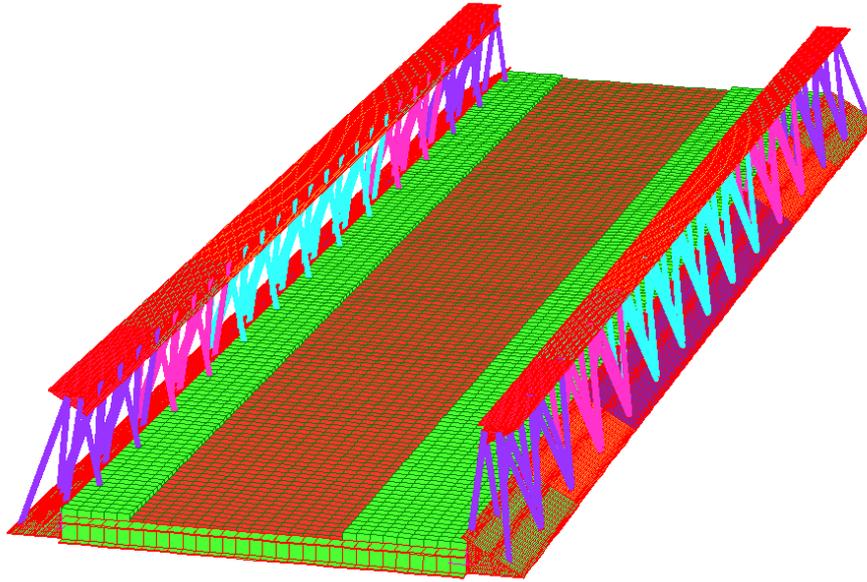


Figura 5-5 Modello tridimensionale con sezioni estraprese.

5.3 MODELLI DI CALCOLO PER I TRAVERSI

5.3.1 Modello tridimensionale con elementi tipo beam

È stato utilizzato lo stesso modello tridimensionale descritto precedentemente, utilizzato per l'analisi di buckling globale.

Mediante il modello è stato possibile valutare in che modo i carichi concentrati da traffico si ripartiscono tra i traversi. In particolare è stata valutata la percentuale di carico che viene assorbita dal traverso direttamente caricato dall'asse di normativa, e la percentuale di carico che invece migra sui traversi adiacenti grazie alla capacità di ripartizione dovuta alla rigidezza flessionale della soletta.

5.3.2 Modello monofilare

Una volta valutato il massimo carico da traffico che grava sul singolo traverso per mezzo del modello 3D, il modello monofilare ha consentito di analizzare il singolo traverso in semplice appoggio e di determinare i diagrammi delle sollecitazioni in differenti configurazioni di eccentricità dei carichi accidentali in modo da massimizzare gli effetti nelle sezioni significative della struttura.

5.3.3 Valutazione della ripartizione dei carichi da traffico sui traversi

Per la valutazione dell'effettiva quota parte di carico che grava sui traversi si è utilizzato il modello 3D e si sono confrontati gli effetti del carico tandem da normativa applicato ad un traverso nel modello completo con gli effetti del medesimo carico applicato al traverso singolo estratto dal modello completo.

La ripartizione dei carichi tra i traversi interessa solo i carichi concentrati, pertanto le due condizioni di carico che andranno analizzate sono i concentrati dello schema di carico 1 e il modello da fatica FLM3. I valori e le geometrie dei suddetti modelli di carico sono riportati nel capitolo di analisi dei carichi.

5.3.3.1 Valutazioni svolte sul traverso tipico

I valori dei carichi concentrati da traffico dello schema di carico 1 sono stati attribuiti come pressioni normali sull'elemento shell di area pari a 0.25m^2 .

$$Q1=150 \text{ kN}$$

$Q_2 = 100 \text{ kN}$

$A = 0.25 \text{ m}^2$

Face Pressure = $150 / (0.25 \cdot 10^3) =$

0.6 MPa

Face Pressure = $100 / (0.25 \cdot 10^3) =$

0.4 MPa

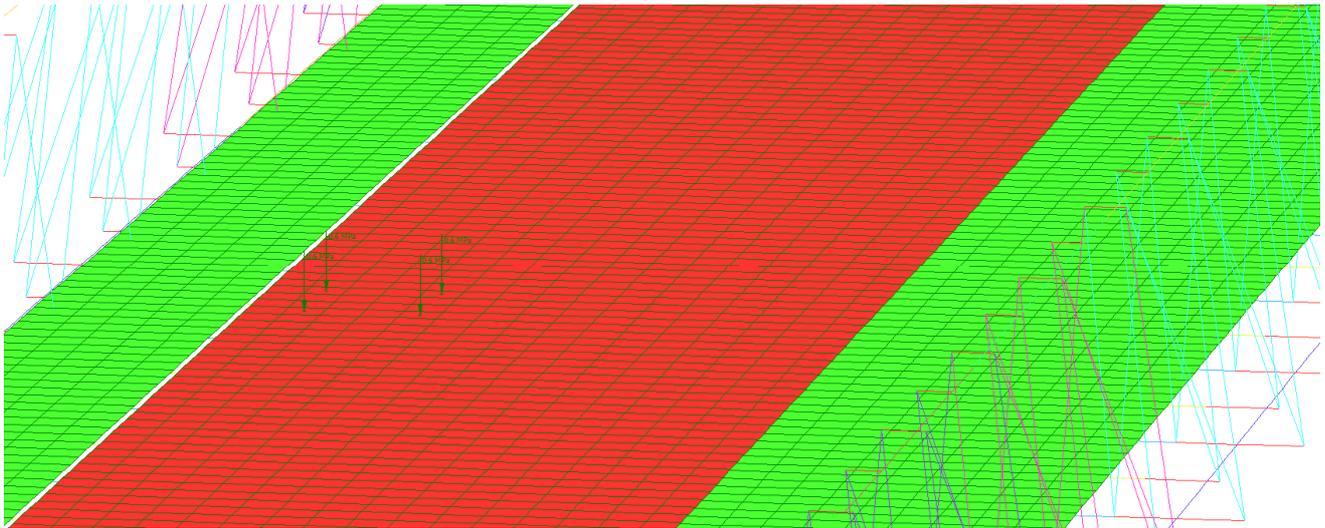


Figura 5-6 Schema di carico 1 – Q1

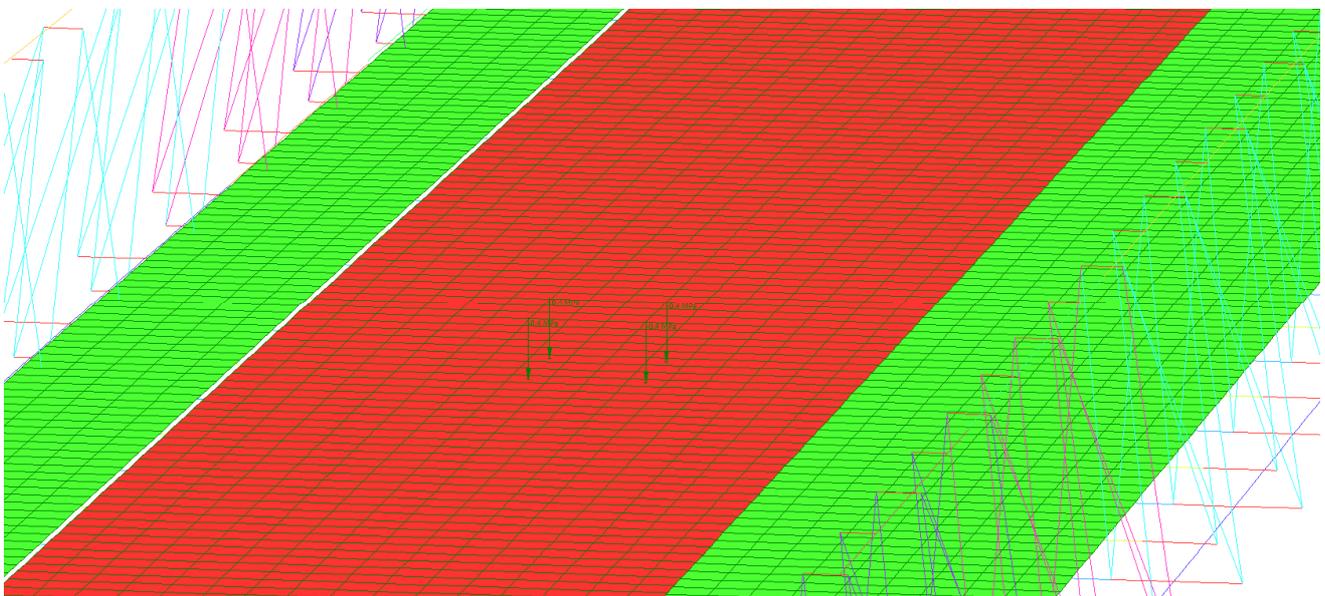


Figura 5-7 Schema di carico 1 – Q2

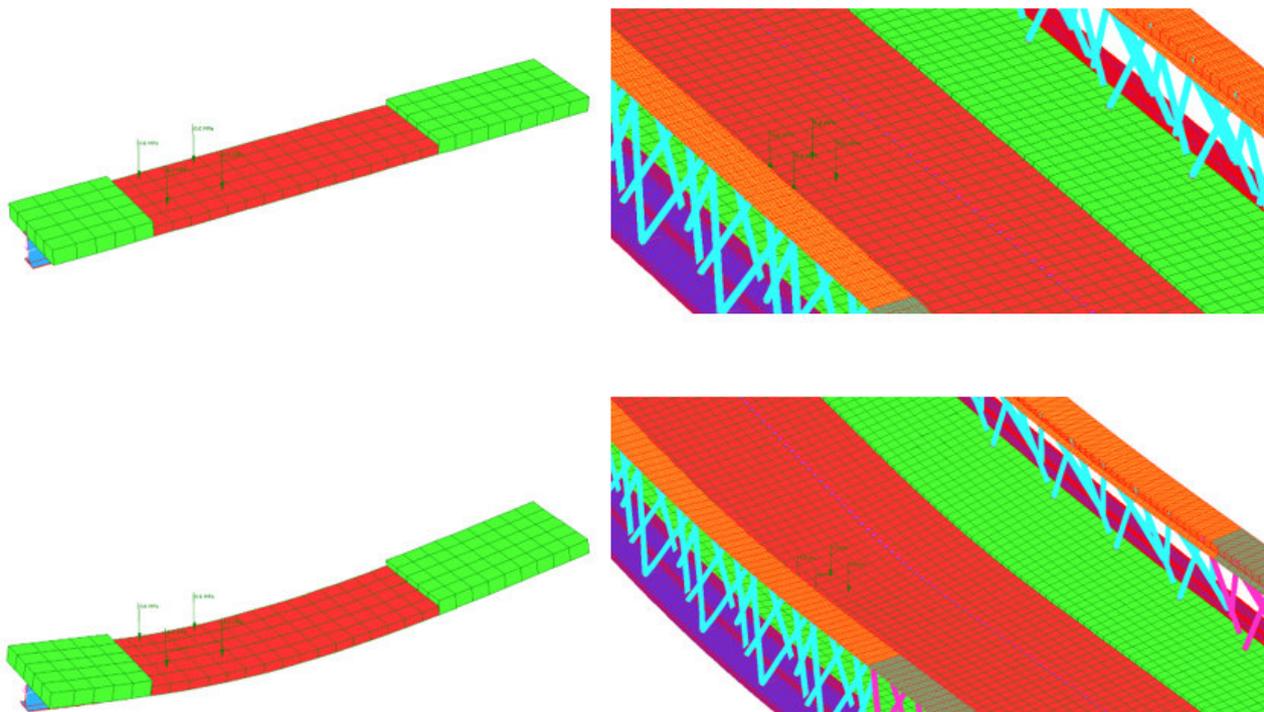


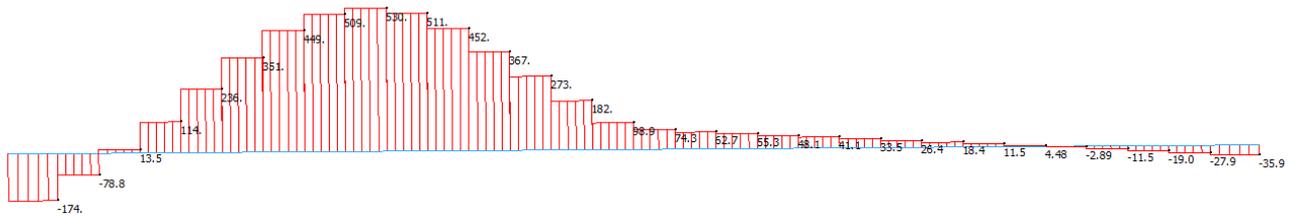
Figura 5-8 Comparazione delle deformate dovute al carico da traffico Q1

Il modello di traverso singolo ed il modello completo sono stati caricati esattamente allo stesso modo in quanto il traverso singolo è "estratto" dal modello 3D e vincolato in semplice appoggio. Si riportano in seguito i diagrammi degli sforzi normali dovuti al carico da traffico Q1 sulla trave metallica collaborante con la soletta.

Traverso singolo



Traverso nel modello completo

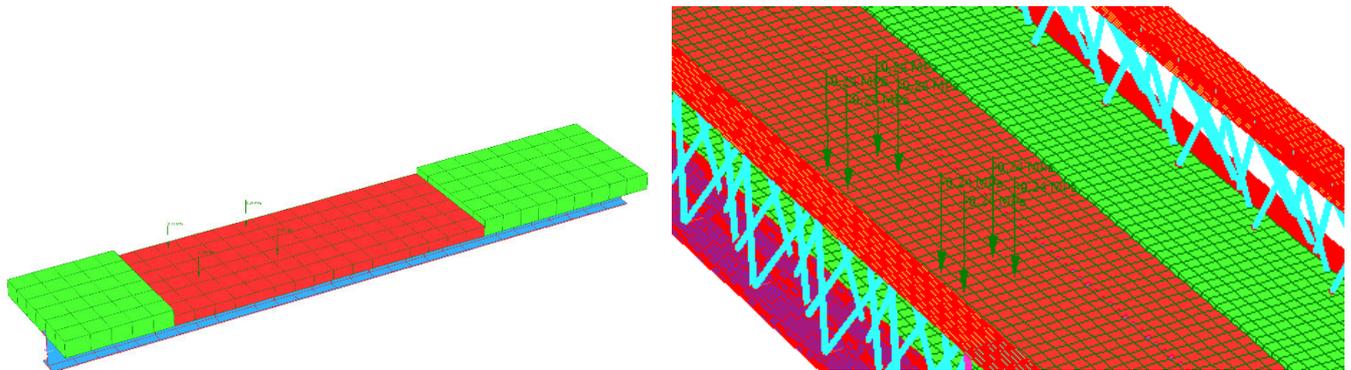


Dal confronto delle sollecitazioni sui due modelli si evince quanto segue:

- lo sforzo assiale sul traverso isolato vale 1750 kN
- lo sforzo assiale nel medesimo punto sul traverso inserito nel modello 3D vale 530kN

Pertanto sul singolo traverso tipico afferisce il 30.3% del carico tandem.

La medesima analisi è stata svolta anche per lo schema di carico da fatica FLM3 e di seguito riportata

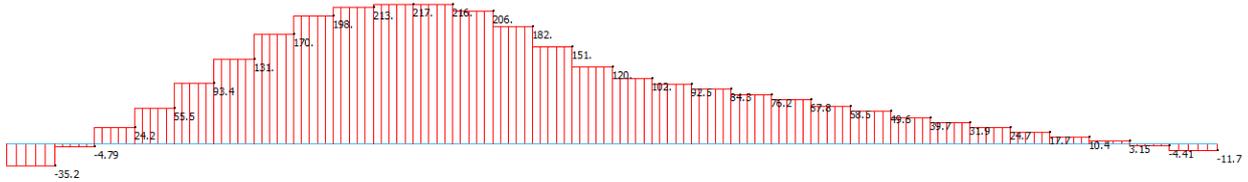


Si riportano in seguito i diagrammi degli sforzi normali dovuti al carico da fatica FLM3.

Traverso singolo



Traverso nel modello completo



Dal confronto delle sollecitazioni sui due modelli si evince quanto segue:

- lo sforzo assiale sul traverso isolato vale 769 kN
- lo sforzo assiale nel medesimo punto sul traverso inserito nel modello 3D vale 206kN

Pertanto sul singolo traverso tipico afferrisce il 26.8% del modello FLM3 (120kN per asse).

5.3.3.2 Valutazioni svolte sul traverso di spalla

Lo stesso metodo è stato utilizzato per stabilire la quota parte di sollecitazione agente sul traverso di spalla. Nel seguito si riportano i risultati.

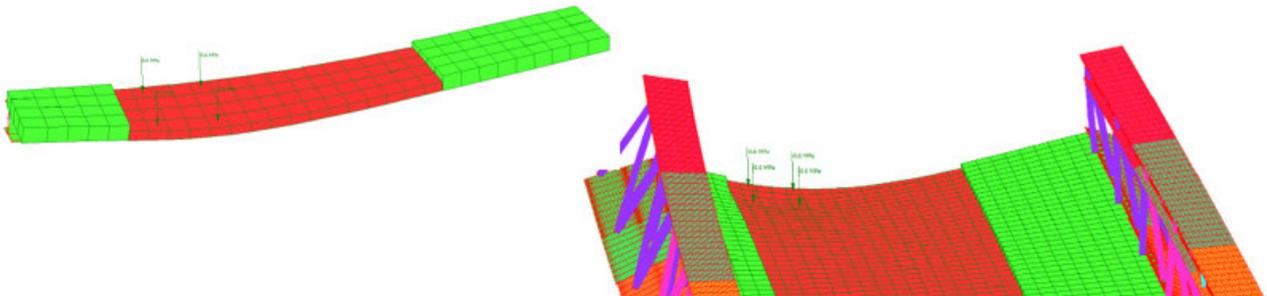


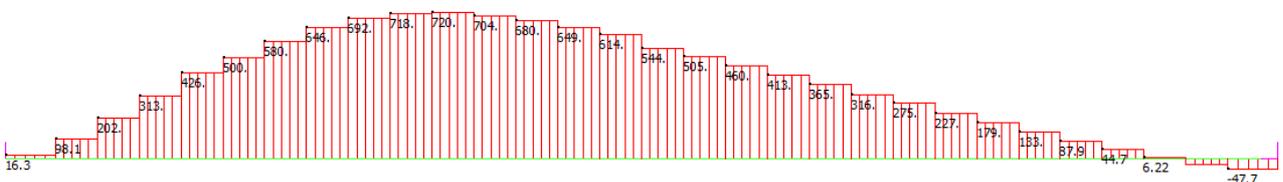
Figura 5-9 Comparazione delle deformate dovute al carico da traffico Q1

Si riportano in seguito i diagrammi degli sforzi normali dovuti al carico da traffico Q1.

Traverso singolo



Traverso nel modello completo

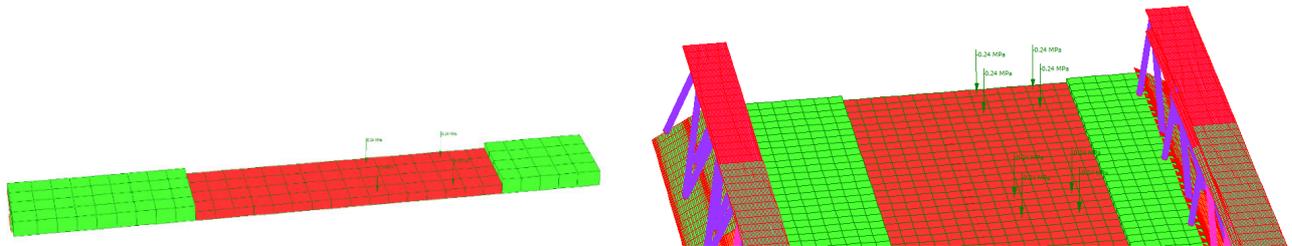


Dal confronto delle sollecitazioni sui due modelli si evince quanto segue:

- lo sforzo assiale sul traverso isolato vale 864 kN
- lo sforzo assiale nel medesimo punto sul traverso inserito nel modello 3D vale 718kN

Pertanto sul singolo traverso tipico afferisce il 83.1% del carico tandem.

Analogamente per il modello da fatica FLM3:

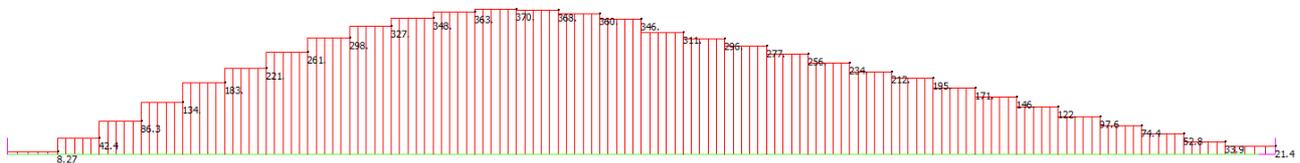


Si riportano in seguito i diagrammi degli sforzi normali dovuti al carico da fatica FLM3.

Traverso singolo



Traverso nel modello completo



Dal confronto delle sollecitazioni sui due modelli si evince quanto segue:

- lo sforzo assiale sul traverso isolato vale 382 kN
- lo sforzo assiale nel medesimo punto sul traverso inserito nel modello 3D vale 370kN

Pertanto sul singolo traverso tipico afferisce il 96.9% del carico FLM3 (120kN per asse).

5.3.3.3 Riassunto dell'analisi comparativa

Confrontando le sollecitazioni da traffico su un traverso tipico e di spalla estratti dal modello tridimensionale con quelle lette sul modello tridimensionale completo, si evince che l'effettiva ripartizione dei carichi dovuta al comportamento tridimensionale della struttura consente di considerare sul traverso singolo delle forze concentrate da traffico ridotte rispetto al caso in cui si considerino gli assi dei carichi da traffico totalmente gravanti su un unico traverso.

Le riduzioni assunte nelle successive verifiche, con approssimazione per eccesso rispetto i valori calcolati precedentemente ad evidente favore di sicurezza, sono riportate nella seguente tabella:

	Schema di Carico	Afferenza Calcolata	Afferenza assunta
Traverso tipico	Tandem	30,29%	35%
	FLM3	26,79%	30%
Traverso di spalla	Tandem	83,10%	85%
	FLM3	96,86%	100%

Nel seguito della relazione, si farà quindi riferimento alle sollecitazioni calcolate con il modello monofilare e opportunamente ridotte con i coefficienti riportati nell'ultima colonna della tabella precedente.

5.4 MODELLO DI CALCOLO PER LA SOLETTA D'IMPALCATO.

La verifica della soletta viene condotta con riferimento a due fasi distinte:

- o la prima fase, provvisoria, di verifica della sezione delle sole lastre tralicciate reagenti con il peso del getto liquido;
- o la seconda fase (definitiva), con la sezione in cemento armato reagente, e tutti i carichi applicati.

La prima fase è stata studiata manualmente con schema di trave in semplice appoggio (lastre non continue sui traversi).

La fase definitiva è stata studiata mediante un modello unifilare di trave continua (la soletta) su più appoggi (i traversi) che consente di valutare le azioni flessionali e taglianti per comportamento locale, e mediante il modello tridimensionale completo che consente di valutare le azioni assiali da comportamento globale (cioè per collaborazione con il corrente inferiore delle travi principali longitudinali).

5.5 FASI DI CALCOLO

5.5.1 Travi principali

Lo studio delle travi principali in acciaio non è stato suddiviso in fasi poiché nel calcolo delle sollecitazioni e nelle verifiche della struttura metallica è stata considerata, cautelativamente, la soletta fessurata e quindi non reagente.

5.5.2 Traversi

I traversi invece sono stati studiati come struttura di tipo misto acciaio-calcestruzzo, pertanto le sollecitazioni saranno legate al coefficiente di omogenizzazione acciaio-calcestruzzo i cui valori, istantanei e a lungo termine, sono calcolati come segue:

$E_s = 210000 \text{ MPa}$	modulo elastico dell'acciaio
$E_{Ct0} = 34077 \text{ MPa}$	modulo elastico istantaneo del calcestruzzo 35/45
$\Phi_{\infty, t0} = 1.89$	coefficiente di viscosità
$E_{Ct\infty} = E_{Ct0} / (1 + \Phi_{t0, t\infty}) = 11791 \text{ MPa}$	modulo elastico del calcestruzzo 35/45 a tempo ∞
$n_0 = E_s / E_{Ct0} = 6.16$	assunto 6
$n_{\infty} = E_s / E_{Ct\infty} = 17.81$	assunto 18

Il coefficiente di viscosità è stato ottenuto interpolando le tabelle 11.2.VI e 11.2.VII della norma.

I dati assunti per ottenerlo sono i seguenti:

Spessore soletta	0.26 m
Spessore lastra	0.006 m
Larghezza soletta	15.20 m
A_c	3.95 m ²
U	15.20 m
h0	520 mm
RH umidità relativa	65%

Per tenere in considerazione le fasi costruttive dell'impalcato, che influenzano lo stato tensionale sui traversi, sono state implementate le seguenti fasi di calcolo.

FASE 1: Considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre di acciaio e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte. La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica.

FASE 2: Ai successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, barriere, ecc.) corrisponde invece una sezione resistente mista acciaio-calcestruzzo. Per tenere in considerazione i fenomeni lenti legati alla viscosità del calcestruzzo che accompagnano questa fase, si adotta nella modellazione un valore del modulo elastico del calcestruzzo effettivo pari a $E_{ct,eff}=11791\text{MPa}$. Questa scelta si traduce, in fase di verifica, nel considerare un valore del coefficiente di omogeneizzazione pari a $n=18$.

Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi lenti in quanto concomitanti con quelli viscosi, e vengono pertanto anch'essi valutati con le caratteristiche di resistenza e rigidezza della sezione nella fase 2.

FASE 3: Corrisponde al transito dei carichi accidentali. Le sollecitazioni nella sezione resistente acciaio-calcestruzzo vengono calcolate considerando il rapporto tra i moduli elastici istantanei dei due materiali $n=6$. Per la classe di resistenza del calcestruzzo adottata, nella modellazione sarà inserito in questa fase un modulo elastico pari a $E_{ct0}=34077\text{MPa}$.

In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti alla variazione termica differenziale giornaliera.

5.5.3 Soletta d'impalcato

Le verifiche vengono condotte con riferimento a due fasi distinte.

FASE I: PROVVISORIALE

Nella prima fase il getto non è ancora giunto a maturazione, non può quindi essere considerato efficace ai fini della resistenza, in questa fase risultano quindi efficaci le sole armature del traliccio e la lastra in acciaio. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto e da un sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio.

FASE II: DEFINITIVA

Nella seconda fase si fa riferimento alla sezione completa, composta cioè sia dal calcestruzzo e sia dalle armature della lastra tralicciata che quelle inserite in opera. Le sollecitazioni indotte dai carichi, sono ricavate dal modello unifilare per gli effetti locali e dal modello tridimensionale per gli effetti globali.

Per quanto riguarda invece le verifiche allo stato limite ultimo e di esercizio, la verifica è svolta confrontando le resistenze di calcolo della sezione definitiva (completa) e le azioni sollecitanti (permanentemente e traffico) determinate dallo schema definitivo (modello unifilare e tridimensionale), opportunamente fattorizzate in base allo stato limite considerato.

Le coazioni legate a ritiro e variazione termica, in accordo con la UNI EN 1992-1-1 paragrafi 2.3.1.2 e 2.3.2.2, sono state tenute in conto allo stato limite di esercizio SLE come incremento di apertura delle fessure. Allo stato limite ultimo SLU, l'azione del ritiro si considera rilassata.

6 CRITERI DI CALCOLO

6.1 CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

I carichi considerati nelle verifiche sono nominati, come suggerito dalla norma, con la nomenclatura di seguito riportata

- g1 Peso proprio degli elementi strutturali
- g2 Peso proprio dei carichi permanenti portati (pavimentazioni, parapetti ecc....)
- g3 Altre azioni permanenti
- ε1 Distorsioni e presollecitazioni di progetto
- ε2 Ritiro e Viscosità
- ε3 Variazioni termiche
- ε4 Cedimenti vincolari
- q1 Carichi variabili da traffico
- q2 Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità
- q3 Azione longitudinale di frenamento o accelerazione
- q4 Azione centrifuga
- q5 Azioni di Neve e Vento
- q6 Azioni Sismiche
- q7 Resistenze passive dei vincoli
- q8 Urto di veicolo in svio

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 5.1.3.14 e 2.5.3 del D.M. 17/01/2018 e di seguito riportate:

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

$$\sum_{i=1}^3 \gamma_{gi} \cdot g_i + \sum_{i=1}^4 \gamma_{\epsilon i} \cdot \epsilon_i + \gamma_Q \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot q_i$$

- **Combinazione caratteristica** (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \epsilon_i + q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{0i} \cdot q_i$$

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

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \epsilon_i + \psi_{11} \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

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

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \epsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + \sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi agli urti ed altre azioni eccezionali

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_{8/9} + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

Nelle quali:

Le azioni eccezionali connesse agli urti sono prese singolarmente per ogni combinazione.

L'azione sismica verticale non è significativa nel dimensionamento dell'impalcato in quanto non contemporanea al traffico.

I coefficienti di combinazione considerati nel calcolo sono di seguito riportati.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	γ_{r1}	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	γ_{r2} , γ_{r3} , γ_{r4}	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

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

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

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 6-1 Tabella dei coefficienti parziali per i ponti.

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 6-2 Tabella dei coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

6.2 DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE DI CALCOLO

Le resistenze di calcolo adottate per le verifiche strutturali sono definite come segue:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

In cui:

f_d : Resistenza di calcolo

f_k : Resistenza caratteristica

γ_m : coefficiente parziale del materiale

I coefficienti parziali dei materiali adottati, conformi con le NTC 18 sono riportati nella seguente tabella:

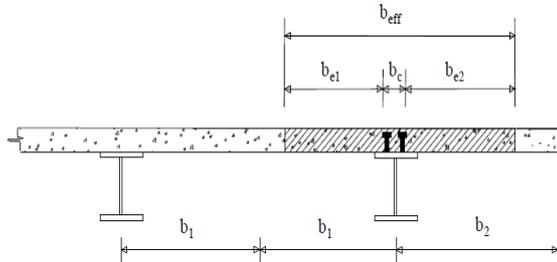
Carpenteria metallica	Resistenza delle sezioni	γ_{M0}	1.05
	Resistenza all'instabilità	γ_{M1}	1.1
	Resistenza alla rottura	γ_{M2}	1.25
	Resistenza dei pioli	γ_v	1.25
	Resistenza alla fatica	γ_f	1.35
	Resistenza a scorrimento SLE delle bullonature	γ_{M3}	1.1
Calcestruzzo e Cemento armato	Resistenza del conglomerato	γ_c	1.5
	Resistenza dell'armatura	γ_s	1.15

La resistenza del conglomerato è valutata prendendo in conto il coefficiente riduttivo della resistenza per fenomeni di lunga durata $\alpha_{cc}=0.85$

6.3 SOLETTA COLLABORANTE PER ANALISI STRUTTURALE DEI TRAVERSI

La larghezza collaborante di soletta da considerare per l'analisi del traverso è definita, secondo il punto 4.3.2.3 del D.M. 2018, in funzione dell'interasse delle travi e delle condizioni di vincolamento; La larghezza collaborante afferente al traverso tipico in esame è calcolata come segue:

	Appoggio 1	Campata1	Appoggio 2
b₀ [mm]	200	200	200
b₁ [mm]	1150	1150	1150
b₂ [mm]	1150	1150	1150
Luce [mm]	15200	15200	15200
Ascissa [mm]	0	3800	11400
be1	1150	1150	1150
be2	1150	1150	1150
β₁	0,88		0,88
β₂	0,88		0,88
b_{eff}	2224	2500	2224



Per quanto riguarda il traverso di spalla invece la larghezza collaborante è:

	Appoggio 1	Campata1	Appoggio 2
b₀ [mm]	200	200	200
b₁ [mm]	300	300	300
b₂ [mm]	1150	1150	1150
Luce [mm]	15200	15200	15200
Ascissa [mm]	0	3800	11400
be1	300	300	300
be2	1150	1150	1150
β₁	1.00		1.00
β₂	0.88		0.88
b_{eff}	1512	1650	1512

7 CRITERI DI VERIFICA

7.1 TRAVI PRINCIPALI

7.1.1 Classificazione delle sezioni e calcolo delle sezioni efficaci

Nelle tabelle di verifica esposte nel seguito, sono riportate la classificazione delle sezioni trasversali in accordo con quanto espresso nel D.M.2018, in EN1993 e in EN1994.

Ove le sezioni ricadano in classe 1 o 2 è applicabile la verifica plastica, mentre per le sezioni in classe 3 si effettua la verifica di resistenza della sezione facendo riferimento allo stato limite elastico della sezione completa. Qualora la sezione venga classificata in classe 4 la verifica di resistenza della sezione fa riferimento allo stato limite elastico della sezione efficace.

Si osserva tuttavia che per studiare adeguatamente le sezioni di geometria atipica presenti sulle travi principali dell'impalcato, si farà riferimento allo stato limite elastico a prescindere dalla classificazione delle sezioni.

7.1.2 S.L.U. – Resistenza delle membrature

La verifica viene condotta sulle sezioni metalliche più significative ignorando il contributo della soletta considerata fessurata (quindi non reagente), ad evidente favore di sicurezza per il dimensionamento dell'elemento in acciaio, con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale SLU.

Dovrà aversi quindi:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

$\gamma_{M0} = 1.05$ è il coefficiente da applicare al materiale in condizioni SLU secondo il DM del 17 gennaio 2018.

7.1.3 S.L.E. - Limitazione delle tensioni

La verifica, con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E. rara, richiede che sia rispettata la limitazione:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{y,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{y,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{m,ser})^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

$\gamma_{m,ser} = 1.0$ è il coefficiente da applicare al materiale in condizioni di esercizio.

Tuttavia, in accordo con quanto espresso al paragrafo 7.1.1, essendo tutte le verifiche SLU effettuate nei riguardi dello stato limite elastico delle sezioni, il controllo sulla limitazione delle tensioni allo SLE risulta implicitamente soddisfatto e quindi sulle travi principali verrà omesso.

7.1.4 S.L.U. - Verifiche di stabilità

La valutazione nei confronti del buckling locale e globale viene affrontato mediante le metodologie contenute in EN 1993.

Le verifiche degli elementi strutturali vengono condotte a due livelli:

- a) A livello locale, si effettua la verifica di stabilità a carico di punta degli elementi compressi e, quando significativa, la verifica a instabilità flessione-torsionale degli elementi inflessi.
- b) A livello globale, si effettua la verifica di stabilità fuori dal piano del corrente compresso delle travi principali mediante analisi di buckling con riferimento alle combinazioni di carico SLU.

Per lo studio del comportamento globale della struttura può essere sufficiente condurre un'analisi che adotti la teoria del primo ordine (ossia imponga l'equilibrio sulla configurazione iniziale in deformata).

Per verificare, quindi, la stabilità a livello globale, è stata condotta un'analisi di buckling sulla base degli scenari di carico che, opportunamente incrementati, portano a causare i più significativi fenomeni di instabilità elastica globale, e si è verificato se, nei vari casi, il più piccolo moltiplicatore dei carichi α_{cr} che conduce all'instabilità soddisfacesse o meno il criterio:

$$\alpha_{cr} \geq 10$$

L'analisi di buckling globale dell'intero impalcato è stata effettuata impiegando il modello descritto al capitolo 5.2.2.

Lo scenario di carico che risulta maggiormente significativo ai fini dell'instabilità globale è quello in grado di fornire le massime azioni di compressione sui correnti superiori.

7.1.5 S.L.U. - Verifica connessioni trave soletta

Le verifiche dei pioli sono state condotte in accordo con le NTC-18, § 4.3.4.3.1, nelle quali si verifica che, per lo stato limite ultimo, la resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd,a} = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_V.$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0,5} / \gamma_V.$$

Dove:

γ_V è il fattore parziale definito al § 4.3.3.

f_t è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo (comunque $f_t \leq MPa$),

f_{ck} è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta,

d è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;

h_{sc} è l'altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo;

$$\alpha = 0,2 (h_{sc} / d + 1) \text{ per } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4,$$

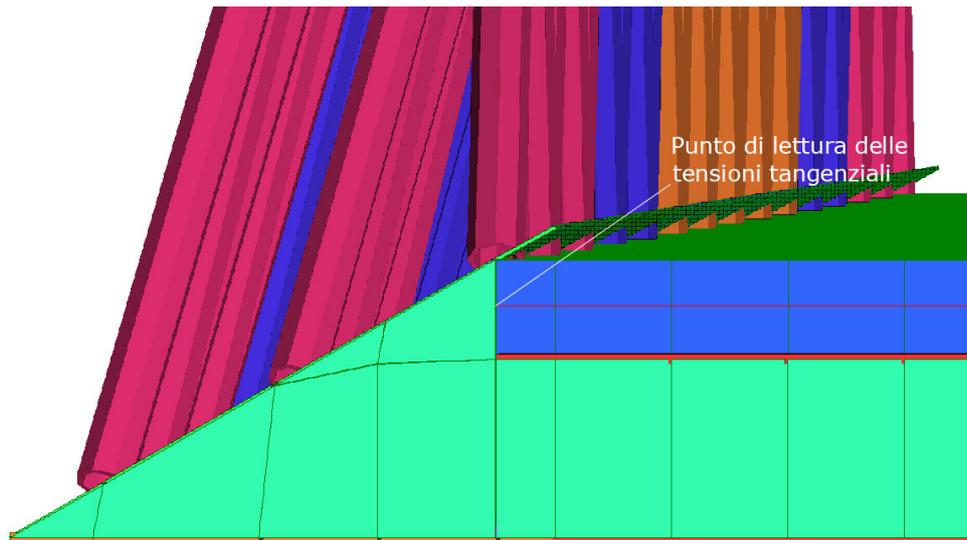
$$\alpha = 1,0 \text{ per } h_{sc} / d > 4.$$

Tale resistenza di calcolo P_{Rd} deve risultare maggiore della forza di taglio sollecitante il singolo piolo.

Tramite il modello di calcolo tridimensionale dell'impalcato descritto al capitolo 5.2.1, si sono letti gli sforzi tangenziali tra soletta e corrente inferiore della trave reticolare.

Tali sforzi sono stati utilizzati per per il dimensionamento dei pioli.

Nella figura che segue è rappresentato un dettaglio del punto di lettura delle azioni scorrimento tra struttura metallica e soletta.



7.2 TRAVERSI

7.2.1 Classificazione delle sezioni e calcolo delle sezioni efficaci

Nelle tabelle di verifica esposte nel seguito, sono riportate la classificazione delle sezioni trasversali in accordo con quanto espresso nel D.M.2018, in EN1993 e in EN1994.

Ove le sezioni ricadano in classe 1 o 2 è applicabile la verifica plastica, mentre per le sezioni in classe 3 si effettua la verifica di resistenza della sezione facendo riferimento allo stato limite elastico della sezione completa. Qualora la sezione venga classificata in classe 4 la verifica di resistenza della sezione fa riferimento allo stato limite elastico della sezione efficace.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state svolte in accordo con le NTC-18 cap 4.2, 4.3 e relative istruzioni nonché con quanto contenuto nei seguenti eurocodici:

EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2.

Nell'ambito dei vari stati limite considerati si effettuano, a livello sezionale, le seguenti verifiche:

- Verifiche di resistenza flessionale SLU della trave composta
 - Verifica Plastica (quando applicabile)
 - Verifica tensionale (quando non applicabile la verifica plastica)
- Verifica di resistenza al taglio SLU
 - Verifica Plastica

- Shear Buckling
- Controllo interazione Taglio-Flessione
- Verifiche di controllo tensionale SLE
- Verifica delle connessioni trave-soletta (piolature) SLU e SLE
- Stabilità dei pannelli d'anima in esercizio (web breathing)

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico dal programma "Ponti EC4" per tutte le sezioni significative del ponte. Nel seguito vengono esposte in dettaglio i criteri di verifica adottati.

7.2.2 S.L.U. - Resistenza delle sezioni

Le verifiche di resistenza delle sezioni allo S.L.U. viene effettuata attraverso i seguenti passaggi:

- Preclassificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sotto componenti

- Analisi plastica

Tracciamento dei domini di resistenza della sezione N/M_{rd} ed $N/M_{f,rd}$ (quest'ultimo è il dominio della sezione privata dell'anima)

- Classificazione effettiva della sezione

Effettuata sulla base dell'effettivo valore di N_{Ed} , M_{Ed} per la combinazione in esame

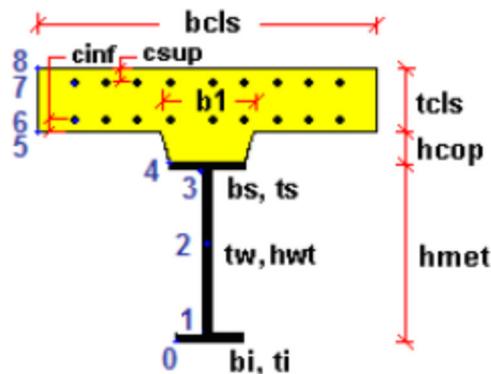
- Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico η_1 ; effettuata con riferimento a N_{Ed} , M_{Ed} agenti isolatamente, e per effetto combinato.

- Verifica elastica a pressoflessione (sezioni cl. 3-4)

valutazione del massimo rapporto di sfruttamento elastico η_1 , effettuata rispettivamente per le sezioni in classe 3 e 4 con riferimento alle caratteristiche geometriche lorde/efficaci. Le caratteristiche geometriche efficaci vengono dedotte in maniera iterativa, tenendo conto delle flessioni parassite che nascono per effetto dell'eccentricità assunta dall'azione assiale di progetto causata dallo "shift" progressivo dell'asse neutro.

Le tensioni vengono valutate in corrispondenza delle 8 fibre indicate nello schema seguente.



Nell'ambito del calcolo tensionale, la soletta viene considerata fessurata (non reagente) all'atto dell'annullamento della tensione di compressione valutata in corrispondenza della fibra media. Contestualmente all'annullamento della soletta, si annullano anche le sollecitazioni da ritiro primario.

- Verifica a taglio - sezioni non soggette a "shear buckling"

Viene effettuato il calcolo del taglio resistente plastico, ed il calcolo del rapporto di sfruttamento a taglio.

- Verifica a taglio - sezioni suscettibili a "shear buckling"

per sezioni soggette a "shear buckling" viene valutato il coefficiente di riduzione χ_w , e successivamente valutato il taglio resistente $V_{b,Rd}$ come somma dei contributo resistenti dell'anima $V_{bw,Rd}$ e, se applicabile, delle flange $V_{bf,Rd}$, secondo la procedura indicata nell' EN1993-1-5.

- Verifica interazione azione assiale - flessione - taglio (tutte le classi)

Si adotta univocamente, per tutte le classi di sezione, l'approccio proposto da EN 1993-1-5, cap. 7.1, che consiste nella valutazione di un rapporto di sfruttamento modificato in funzione dei singoli rapporti di sfruttamento valutati per pressoflessione e taglio agenti separatamente. L'adozione di questa formulazione risulta a rigore solo leggermente più cautelativa di quella riservata alle sezioni di classe 1 e 2, per le quali l'interazione N-M-V si risolverebbe con la deduzione di un rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali valutato con riferimento ad una anima opportunamente ridotta per tenere conto dell'influenza del taglio (cfr. EN 1994-2 cap. 6.2.2.4.(2)).

Un'ulteriore ipotesi cautelativa, riservata alla verifica di sezioni in classe 3 e 4, è l'utilizzo sistematico del rapporto di sfruttamento elastico η_1 in luogo di quello plastico $\bar{\eta}_1$, indipendentemente dall'andamento delle tensioni lungo l'anima (a rigore la EN 1993-1-5, cap. 7.1.(4) e (5) prevede tale accortezza solo qualora l'anima risulta interamente in compressione). Inoltre in EN 1993-1-5 7.1 (2) è indicato che la verifica deve essere effettuata a distanza maggiore di $h_w/2$ dalla sezione di appoggio.

Come già evidenziato relativamente al calcolo del contributo resistente a taglio delle flange, le resistenze plastiche della sezione completa e della sezione privata dell'anima sono rilevate direttamente dai rispettivi domini di interazione, per cui:

$$M_{pl,Rd} = M_{pl(N),Rd} \quad (\text{sezione intera})$$

$$M_{f,Rd} = M_{f(N),Rd} \quad (\text{sezione costituita dalle sole flange})$$

Si rileva che la disequaglianza associata alla formula di interazione presentata poco sopra, evidenzia implicitamente che la formula non è applicabile (non vi è interazione) qualora il momento di progetto sia minore di quello sopportabile dalle sole flange.

Per sezioni in classe 3 e 4, il momento di progetto M_{Ed} viene valutato sulla base degli stress cumulati nella fibra più sollecitata ($M_{Ed,eq} = \max | W_{xi} * \Sigma \sigma_{x,i} |$).

7.2.3 S.L.E. - Limitazione delle tensioni

La verifica viene condotta puntualmente, sulla sezione omogenizzata, con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E. rara.

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{y,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{y,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{m,ser})^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

$\gamma_{m,ser} = 1.0$ è il coefficiente da applicare al materiale in condizioni di esercizio secondo le EN 1993-2 e EN 1994-2.

I punti di verifica in cui sono valutate le tensioni sono sempre gli stessi della figura precedente.

7.2.4 S.L.E. - Web breathing

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli pannelli e sotto pannelli d'anima.

I criteri di verifica sono contenuti nelle istruzioni a NTC-18, cap. 4.2.4.1.3.4, che rimandano a EN 1993.2, cap. 7.4.

Il metodo di verifica consiste nel confronto del quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente e rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello. Si applica pertanto la relazione (cfr. 1993-2 cap. 7.4.(3)):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma}\sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1.1 \cdot \tau_{xy,Ed,ser}}{k_{\tau}\sigma_E}\right)^2} \leq 1.1$$

In cui:

σ_E è la tensione normale critica viene valutata a partire da quella Euleriana, tenendo conto della eventuale sovrapposizione dei fenomeni di instabilità di piastra e di colonna tramite il coefficiente ξ , seguendo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 - 4.5.4.(1).

k_{σ}, k_{τ} sono i coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e dello stato di sforzo del pannello.

La verifica viene effettuata in automatico dal programma Ponti EC4, sulla base delle combinazioni S.L.E. frequenti elaborate per tutte le sezioni di verifica.

7.2.5 S.L.U. e S.L.E. - Verifica connessioni trave soletta

I dettagli adottati per la connessione trave-soletta sono conformi alle NTC-18 paragrafo 4.3.4 e C.4.3.4 delle relative istruzioni.

Il ciclo di verifica delle piolature comprende i seguenti passi:

- Verifica tensionale elastica SLU e SLE

La verifica tensionale elastica viene condotta mediante la deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio sul singolo piolo secondo la condizione di carico analizzata (SLU o SLE). Lo scorrimento unitario è calcolato come segue:

$$v_{ED} = \frac{V \cdot S}{J}$$

In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche non fessurate.

Quindi si fa il confronto con la portanza del piolo valutata come:

$$P_{RD}^1 = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v}$$

$$P_{RD}^2 = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}$$

$$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{per } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{per } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$$P_{RD} = \min(P_{RD}^1, P_{RD}^2)$$

La verifica sarà quindi condotta come segue:

$$V_{ED} \leq n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.U. (combinazione fondamentale)}$$

$$V_{ED} \leq K_s \cdot n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.E. (combinazione caratteristica)}$$

K_s è un coefficiente riduttivo per lo S.L.E. assunto pari a 0.6

n è il numero di pioli per unità di lunghezza considerata

Tale approccio risulta ovviamente sempre valido per lo SLE mentre allo SLU solamente per le sezioni che non attingono alle proprie risorse plastiche.

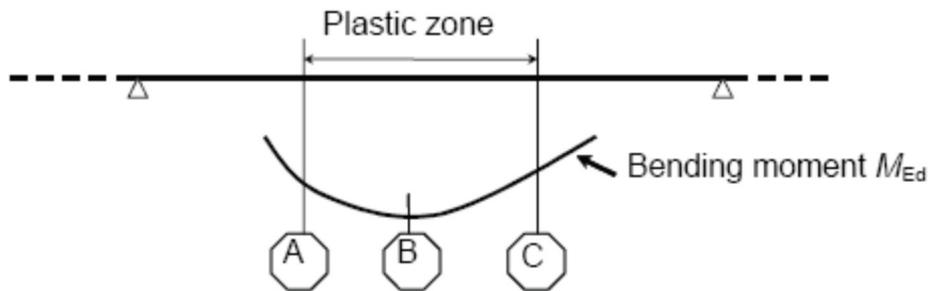
Per sezioni di classe 1 e 2, qualora il rapporto di sfruttamento elastico (η_1) risulti maggiore di 1, non risulta più valido l'approccio di calcolo dello scorrimento ($v = VS/J$), ed è quindi necessario tenere conto in maniera non lineare della relazione tra azione tagliante scorrimento mediante l'approccio non lineare indicato al punto seguente.

- Verifica plastica S.L.U. (obbligatorio per sezioni con $\eta_1 > 1$)

Se è presente una zona plasticizzata in campata non è sufficiente calcolare i pioli con il flusso elastico. In tale condizione si ha infatti che il legame fra il taglio per unità di lunghezza, le forze interne della soletta ed il momento flettente non è più lineare (EN 1994-2 cap. 6.6.2.2).

Il calcolo delle piolature sarà quindi effettuato secondo la procedura di seguito illustrata:

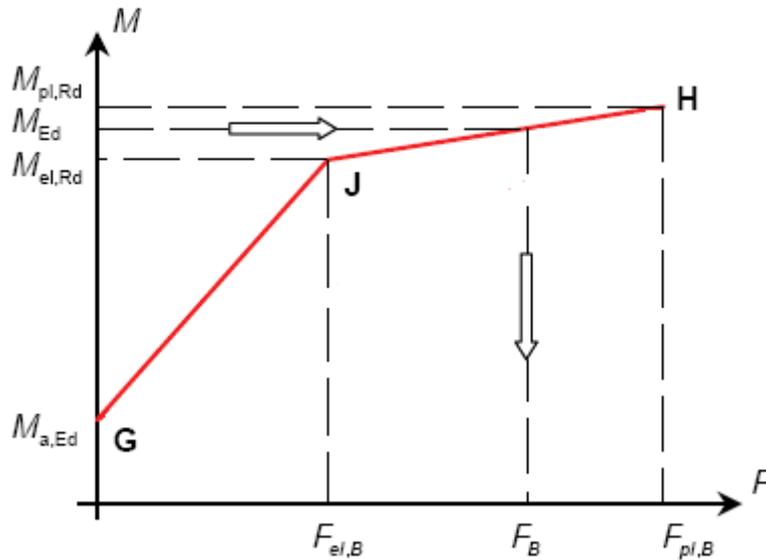
1) Si individua la zona plastica, schematicamente rappresentata nella figura seguente, in cui B è la sezione più sollecitata ed A è la prima sezione in cui la tensione nelle fibre tese e/o compresse è pari alla tensione di snervamento:



La verifica è di tipo "globale", e comprende la valutazione dello scorrimento in maniera diretta, mediante considerazioni di equilibrio dei conci di soletta compresi tra gli estremi ed il punto di minimo momento (conci di soletta compresi tra A e B e conci di soletta compresi tra B e C).

L'azione assiale insistente ai confini della zona plastica (punti A / B) è pari all'integrale delle tensioni rilevate lungo la soletta in calcestruzzo e valutata secondo i criteri contenuti in EN 1994-2 cap. 6.2.1.4.(6).

2) Si schematizza il diagramma di interazione M-N nella sezione B con la bilatera G-J-H riportata nella figura seguente.



Si indica con:

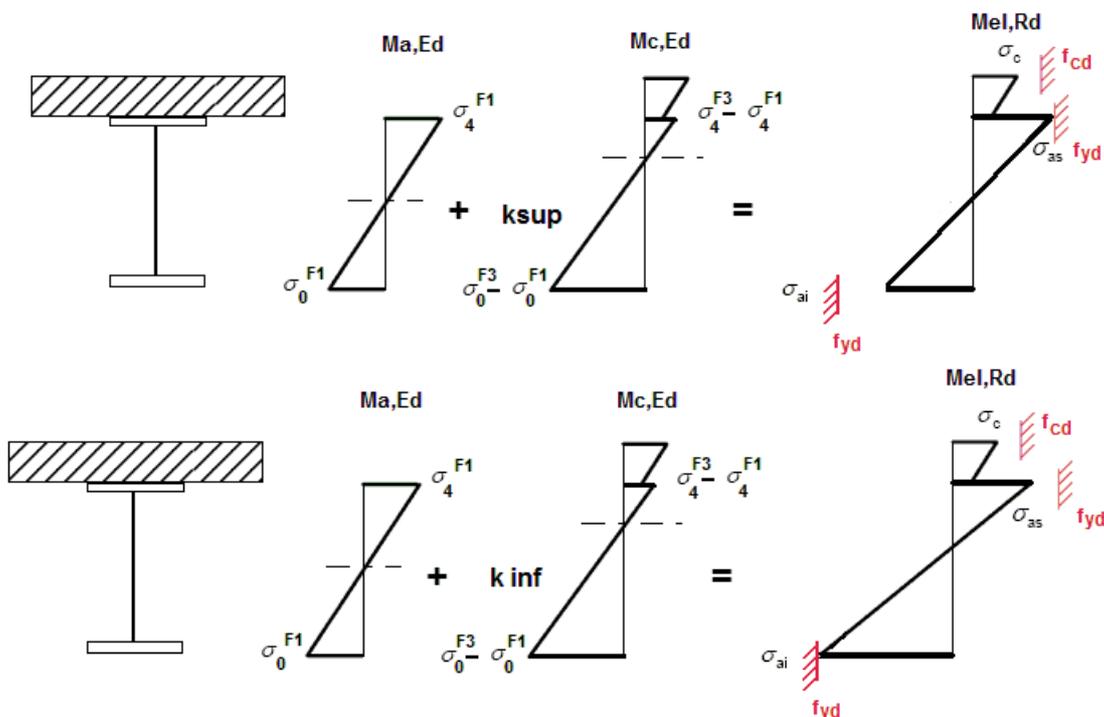
- $M_{a,Ed}$ momento flettente agente sulla sola trave metallica
- $M_{el,Rd}$ momento flettente elastico
- M_{Ed} momento flettente di progetto
- $M_{pl,Rd}$ momento plastico della sezione
- $F_{el,B}$ azione assiale agente nella soletta, al raggiungimento del momento elastico (N_B)

Il diagramma è caratterizzato dai seguenti punti notevoli:

- G punto corrispondente al momento flettente della trave in fase 1
- H punto che individua il raggiungimento dello stato plastico della sezione, caratterizzato da $M_{pl,Rd}$ ed $F_{pl,B}$ (azione assiale plastica in soletta).
- J punto corrispondente allo snervamento del prima fibra della sezione, caratterizzato da $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$ (risultante tensioni in soletta sotto l'azione di $M_{el,Rd}$).

L'effettiva azione assiale F_B insistente in soletta nel reale stato della sezione è rappresentato dalla linea verticale che interseca la retta JH all'ordinata corrispondente al momento di progetto M_{Ed} .

3) Per il calcolo di $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$ si utilizza uno dei due schemi di calcolo riportati nelle figure sottostanti, a seconda che la tensione di snervamento sia stata superata nella fibra inferiore oppure in quella superiore.



Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico secondo la seguente procedura:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed}$$

- $M_{c,Ed}$ momento flettente agente sulla sezione composta
- $M_{a,Ed}$ momento flettente agente sulla sola trave metallica
- $M_{el,Rd}$ momento flettente elastico

$$k = f_{yd} - \sigma_{if1} / \Delta\sigma_i$$

σ_{if1} = tensione alla fibra "i" della sezione in fase 1

$\Delta\sigma_i$ = variazione di tensione alla fibra "i" tra la fase 3 e la fase 1

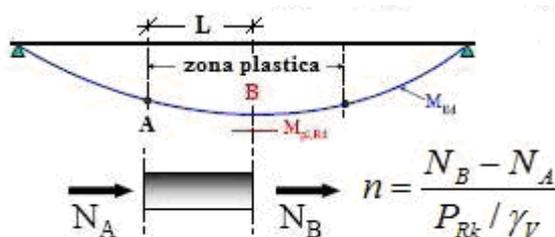
dove i = 1 o 4 (lembo inferiore/superiore trave metallica)

Noto k è immediato valutare $M_{el,Ed}$ e la corrispondente azione assiale di soletta, tramite integrazione delle tensioni:

$$N_{el,Ed} = k \times (\sigma_5 + \sigma_8) / 2 \times A_{soletta}$$

Essendo σ_5 e σ_8 le tensioni normali nella soletta in fase 3, calcolate a partire da $M_{el,Ed}$.

Il numero di pioli necessario nella zona plastica è infine calcolabile, con riferimento allo schema ed alla formula seguente.



- Verifica concentrazione scorrimenti per effetto del ritiro e della variazione termica nelle zone di estremità trave

L'ammontare delle azioni di scorrimento per ritiro e variazione termica nelle zone di coda viene calcolato a partire dall'azione assiale indotta dalle relative deformazioni impresse nella soletta (ritiro e ΔT), assumendo una distribuzione costante del flusso per una lunghezza di trave assunta pari alla larghezza di soletta efficace (b_{eff}).

$$V_{L,ED,max} = \frac{V_{L,ED}}{b_{eff}}$$

$$n_{pioli} = \frac{V_{L,ED,max}}{P_{RD}}$$

n_{pioli} è il numero di pioli da inserire per una lunghezza b_{eff} a partire dalla testata della trave.

7.3 S.L.F. - VERIFICHE A FATICA

Le verifiche a fatica sono state condotte con gli stessi criteri sia per le travi principali che per i traversi.

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti λ , associato all'impiego del veicolo a fatica FLM3 (istruzioni NTC-18, cap. 4.2.4.1.4.6.3., ovvero EN 1993-2 cap9).

In sintesi, il metodo consente di valutare l'oscillazione di sforzo in un dato dettaglio strutturale sulla base del transito di uno specifico modello di carico (FLM3). L'azione oscillante del singolo automezzo, opportunamente calibrata mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, fornisce l'impatto del traffico reale sul dettaglio considerato.

Si ha pertanto:

$\Delta\sigma_p = | \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min} |$ escursione tensionale, valutata in combinazione di progetto a fatica.
 $\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p$ ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per 0.5E+06 cicli

con:

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$ fattore equivalente di danno
 Φ_2 fattore di amplificazione dinamica (impatto)

Verifica a fatica:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

In ottemperanza alla norma e nell'ottica del concetto di vita illimitata si pone:

$\gamma_{Ff} = 1$
 $\gamma_{Mf} = 1.35$ alta conseguenza a seguito della rottura del dettaglio
 $\gamma_{Mf} = 1.15$ bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (dettagli secondari)

7.3.1.1 Coefficienti λ

Il valore dei coefficienti $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 § 6.8.6.2. Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di carico, si fa riferimento alla tabella seguente, tratta da NTC-18 § 5.1.4.3. La strada ospitata dalla struttura in esame viene assunta di categoria 2.

Tab. 5.1.X – Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia di marcia lenta

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia di marcia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	2,0x10 ⁶
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	0,5x10 ⁶
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	0,125x10 ⁶
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	0,05x10 ⁶

- Coefficiente λ_1

Il coefficiente λ_1 dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza.

Per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), è dedotto dai grafici di seguito riportati, rispettivamente per la zona di centro campata e per la zona in prossimità degli appoggi interni, con riferimento alla luce L calcolata secondo lo schema di cui alla EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2).

λ_1 , 9.5.2 (2) EN 1993-2, 2006(E)

			Bending moment	Shear force
at midspan		$2.55 - 0.7 (L-10) / 70$	L = length of span under consideration	L = 0.4 * span under consideration
at support	L < 30 m	$2.00 - 0.3 (L-10) / 20$	L = the mean of two adjacent spans	L = length of span under consideration
	L ≥ 30 m	$1.70 + 0.5 (L-30) / 50$		

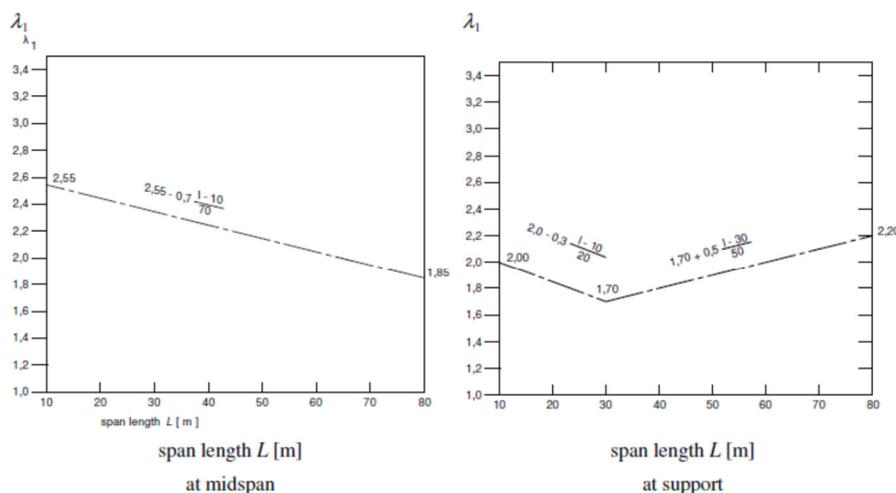


Figure 9.5: λ_1 for moments for road bridges

Per la verifica del sistema di connessione (pioli), con riferimento a EN 1994-2, cap. 6.8.6.2(4), si ha invece (valore valido per tutte le sezioni):

Calcolo

$$\lambda_2 = \frac{Q_{ml}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5} \quad Q_{ml} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

$$\lambda_{v2} = \frac{Q_{ml}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/8} \quad Q_{ml} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^8}{\sum n_i} \right)^{1/8}$$

$\lambda_2 = 0.848$ $\lambda_{v2} = 0.896$

Q₀ = 480 kN (peso dell'FML3)
 N₀ = 0.5E6
 N_{obs} = 5E+5 (Cfr. Tab. 4.5)
 Q_{ml} = 407 kN (Cfr. Tab. 4.7)
 Q_{mlv} = 430.1 kN (Cfr. Tab. 4.7)

Numero di osservazioni

Table 4.5(n) - Indicative number of heavy vehicles expected per year and per slow lane. EN 1991-2:2003 (E)

Traffic categories		N _{obs} per year and per slow lane
1	<input type="radio"/> Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	2,0 × 10 ⁶
2	<input checked="" type="radio"/> Roads and motorways with medium flow rates of lorries	0,5 × 10 ⁶
3	<input type="radio"/> Main roads with low flow rates of lorries	0,125 × 10 ⁶
4	<input type="radio"/> Local roads with low flow rates of lorries	0,05 × 10 ⁶
<input type="radio"/> User		<input type="text" value=""/>

Distribuzioni del carico pesante

Table 4.7 - Set of equivalent lorries. EN 1991-2:2003 (E)

	 Q ₁ = 200 kN	 Q ₂ = 310 kN	 Q ₃ = 490 kN	 Q ₄ = 390 kN	 Q ₅ = 450 kN	
<input type="radio"/>	20%	5%	50%	15%	10%	Long distance
<input checked="" type="radio"/>	40%	10%	30%	15%	5%	Medium distance
<input type="radio"/>	80%	5%	5%	5%	5%	Local traffic
<input type="radio"/>	<input type="text" value=""/> %	User <input type="button" value="Calcola"/>				

- **coefficiente λ₃**

Il coefficiente λ₃ dipende dalla vita di progetto della struttura.

Per i dettagli di carpenteria, con riferimento a EN 1993-2 §9.5.2.(5), mediante la relazione:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}$$

dove t_{Ld} è vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Table 9.2: λ₃

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor λ ₃	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

- **coefficiente λ₄**

Il coefficiente λ₄ dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave.

La formulazione, tratta da EN 1993-2 § 9.5.2.(6), prevede:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5}$$

Nel caso in esame si ha:

e = eccentricità FLM3 rispetto all'asse dell'impalcato

b = interasse fra le travi principali

$\eta_1 = 1/2 + e/b$

$\eta_2 = 1/2 - e/b$

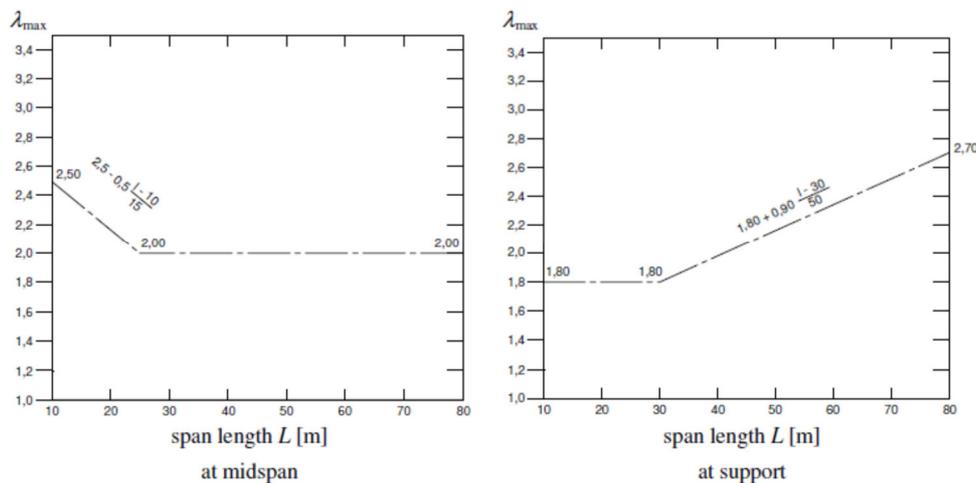
$N_1=N_2$ e $Q_{m1}=Q_{m2}$

$\lambda_4 = 1.05$ per i dettagli di carpenteria

$\lambda_4 = 1.12$ per i connettori

Coefficiente $\lambda - \lambda_v$

Il fattore equivalente di danno (per il momento flettente) è limitato superiormente dal fattore λ_{max} , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 §9.5.2.(7) in funzione della posizione della sezione verificata e della luce del ponte, con riferimento ai grafici estratti dalla norma, riportati di seguito.



7.3.1.2 Dettagli e Coefficienti di sicurezza

Per la verifica a fatica dei **dettagli di carpenteria**, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle di EN 1993-1-9:

Per le travi longitudinali:

Saldatura comp. anima-piatt.	categoria/dettaglio:	125/1	tab.8.2 EN 1993-1-9
Saldatura comp. piatt-piatt.	categoria/dettaglio:	112/1(*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Saldatura comp. anima-piatt.	categoria/dettaglio:	80/1(**)	tab.8.4 EN 1993-1-9
Saldatura comp. diag-piatt.	categoria/dettaglio:	56/1(***)	tab.8.4 EN 1993-1-9
Collegamento elementi diag.	categoria/dettaglio:	56/3	tab.8.7 EN 1993-1-9

Per i traversi:

Piattebande - tensioni normali	categoria/dettaglio:	140/4	tab.8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	140/4	tab.8.1 EN 1993-1-9

Saldatura comp. anima-piatt. categoria/dettaglio: 125/1 tab.8.2 EN 1993-1-9

(*) si conteggia il size effect funzione dello spessore $k_s = (25/t)^{0.2}$

(**) $L < 50$ mm

(***) $L > 100$ mm

Per la verifica a fatica delle **piolature** si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2. Vengono presi in esame i seguenti dettagli (EN 1993-1-9- cap. 8.):

Saldatura piolo - rottura piatt. categoria/dettaglio: 80/9 (*) tab.8.4 EN 1993-1-9

Saldatura piolo - rottura piolo categoria/dettaglio: 90/10

Il ciclo di verifica segue quanto previsto in EN 1994-2 cap. 6.8.7.2.(2), comprendendo la verifica separata per rottura del piolo e per rottura della piattabanda.

Per le piattebande in tensione si tiene conto dell'interazione dei due fenomeni, sfruttando la relazione:

$$\frac{\gamma_{ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$$

$$\frac{\gamma_{ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad \frac{\gamma_{ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1$$

Per tutti i dettagli, nell'ambito dell'approccio "verifiche a danneggiamento", si adotteranno i seguenti coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{Mf} = 1.15$ per tutti i dettagli di carpenteria

$\gamma_{Mf} = 1.15$ per la rottura del piolo

8 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano i carichi utilizzati nel dimensionamento dell'impalcato

8.1 CARICHI PERMANENTI (g_1 E g_2)

I carichi permanenti sull'impalcato, sono riportati nella seguente tabella.

GEOMETRIA E CARICHI IMPALCATO		
Lunghezza impalcato	70	m
Larghezza pavimentazione	8	m
Larghezza cordolo1	2,75	m
Larghezza cordolo2	4,45	m
Spessore soletta	0,26	m
Spessore pavimentazione	0,165	m
Spessore cordolo	0,16	m
Altezza traverso	0,8	m
Incidenza in peso della struttura in acciaio	7,3	kN/m ²
Peso proprio traverso	3,1	kN/m
Peso specifico pavimentazione	3,63	kN/m ²
Peso linearizzato barriere di sicurezza	1,5	kN/m
Peso linearizzato rete parasassi	2	kN/m
Retrotrave	0,8	m

ANALISI DEI CARICHI			
CARICHI PERMANENTI	A TRAVE		A TRAVERSO
Pesi propri strutturali			int. Traversi 2,5 m
Struttura in acciaio	42,04	kN/ml	3,05 kN/ml
Soletta	49,4	kN/ml	16,25 kN/ml
Pesi permanenti portati			
Cordoli	10	kN/ml	10 kN/ml
Pavimentazione	17,61	kN/ml	9,08 kN/ml
Barriere	1,50	kN/ml	3,75 kN
Rete parasassi	2,00	kN/ml	
TOT carichi permanenti	122,55	kN/ml	

8.2 RITIRO DIFFERENZIALE FRA TRAVE E SOLETTA (ϵ_2)

Per la soletta si prescrive una miscela di calcestruzzo a ritiro controllato. La scelta di utilizzare un calcestruzzo a ritiro controllato comporta una dilatazione lineare specifica finale legata al ritiro della soletta stessa pari a:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 1 \cdot 10^{-4}$$

Le azioni legate al ritiro del calcestruzzo sono state computate assumendo come modulo elastico del conglomerato il valore affetto dai fenomeni viscosi che accompagnano le azioni permanenti.

Il coefficiente di viscosità ed il modulo a lungo termine sono di seguito riportati

$$\Phi_{\infty, t_0} = 1.89 \quad \text{coefficiente di viscosità}$$

$$E_{Ct_{\infty}} = E_{Ct_0} / (1 + \Phi_{\infty, t_0}) = 11791 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico del calcestruzzo 35/45 a tempo } \infty$$

Al fine di determinare la sollecitazione legata alla distorsione che mette in carico le travi, l'effetto del ritiro è stato considerato in una condizione di carico dedicata nel modello tridimensionale descritto in precedenza al paragrafo 5.2.1. e 5.2.2.

La forza conseguente al ritiro, immaginando la soletta bloccata con vincoli ausiliari alle estremità risulta:

$$N_{rit} = \varepsilon_{cs} \cdot E_{cls, \infty} \cdot A_{c \text{ rit}} = 0.0001 \cdot 11791 \cdot 3952000 = 4660 \text{ kN} \rightarrow 2330 \text{ kN per trave}$$

$A_{c \text{ rit}}$ è l'area di soletta soggetta al ritiro, ovvero la porzione di getto in opera.

Quindi per uno spessore soletta di 26cm, si ha un'area $A_{c \text{ rit}} = 26 \cdot 1520 = 39520 \text{ cm}^2$

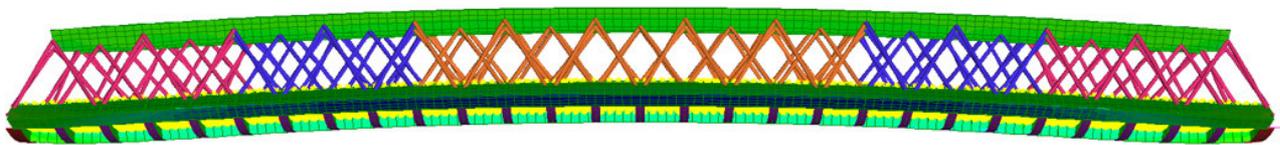


Figura 8-1 Deformata dell'impalcato conseguente al ritiro

Per i traversi, essendo elementi composti acciaio-calcestruzzo, si sono valutati separatamente gli effetti primari del ritiro e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura). Gli effetti primari vengono valutati con la formula:

$$N_r = \varepsilon_{sh} \cdot E_s / n_{fb} \cdot b_{eff} \cdot t_{cls}$$

$$M_r = N_r \cdot e$$

In particolare con "e" si è indicata l'eccentricità fra il baricentro della soletta e il baricentro della sezione composta omogeneizzata. In sede di verifica tensionale, nella soletta, alle tensioni indotte da N_r e M_r si aggiunge lo stato di coazione locale di trazione $\sigma_{sh} = \varepsilon_{sh} \cdot E_s / n_{fb}$. Gli effetti del ritiro primario nelle verifiche sono calcolati automaticamente dal software Ponti EC4 sezione per sezione, e sono ignorati nelle zone fessurate in accordo a EN1994-2, 5.4.2.2 (8). gli effetti secondari non sono presenti in quanto il traverso è una struttura isostatica.

8.3 VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE (ϵ_3)

Nelle strutture miste, vista la differente inerzia termica dei materiali che costituiscono l'impalcato, si considera una variazione termica uniforme sulla soletta di $\pm 10^\circ\text{C}$. Questa coazione è stata trattata in termini analoghi al ritiro, per la trave si è utilizzato il modello tridimensionale descritto in precedenza. La dilatazione termica differenziale considerata nei calcoli è la seguente:

$$\epsilon_{\Delta T} = \alpha \cdot \Delta T = 1,2 \text{ E-}5 \times 10 = 1.2 \text{ E-}4$$

La forza conseguente alla variazione termica, immaginando la soletta bloccata con vincoli ausiliari alle estremità è

$$N_{\Delta T} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls,t0} \cdot A_{soletta} = 0.00012 \cdot 34077 \cdot 15200 \cdot 260 = 16161 \text{ kN} \rightarrow 8081 \text{ kN per trave}$$

Anche in questo caso la variazione termica è applicata a tutta soletta di spessore 26cm.

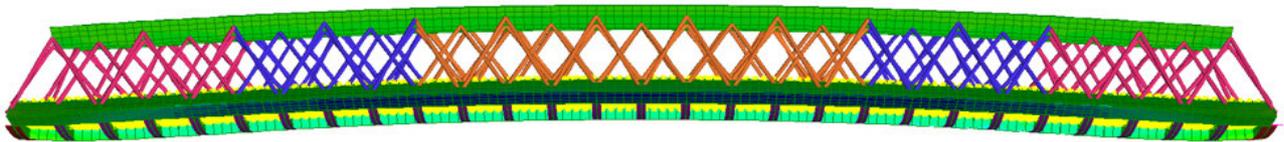


Figura 8-2 Deformata dell'impalcato conseguente al ΔT di contrazione

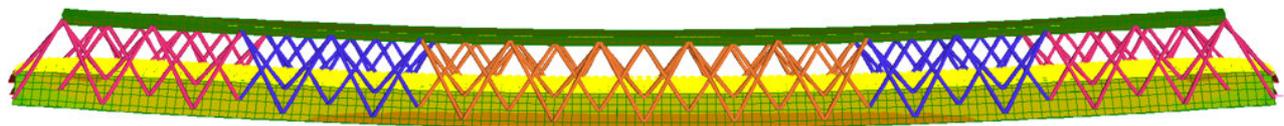


Figura 8-3 Deformata dell'impalcato conseguente al ΔT di dilatazione

8.4 CEDIMENTI DIFFERENZIALI DEGLI APPOGGI (ϵ_4)

La struttura è isostatica, pertanto i cedimenti differenziali non inducono stati di sollecitazione.

8.5 CARICHI ACCIDENTALI (q_1)

8.5.1 Verifiche di resistenza

Si seguono le disposizioni contenute nel D.M. 2018, cap. 5.1.3.3.5, equivalenti a quelle contenute in EN 1991-2. Si fa riferimento a ponti di I categoria.

Nel caso in esame, la carreggiata, di larghezza utile pari a 8.0 m, è in grado di ospitare 2 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m. La parte rimanente è pari a 2.0 m.

Corsia di carico n.1 costituita da:

- ✓ Schema di carico n.1: n. 4 carichi concentrati da 150 kN disposti a interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale
- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 9.0 kN/m² su una larghezza di 3.00m

Corsia di carico n. 2 costituita da:

- ✓ Schema di carico n.1 ridotto: n. 4 carichi concentrati da 100 kN disposti a interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale
- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 2.5 kN/m² su una larghezza di 3.00m.

Corsia di carico n. 3 (parte rimanente) costituita da:

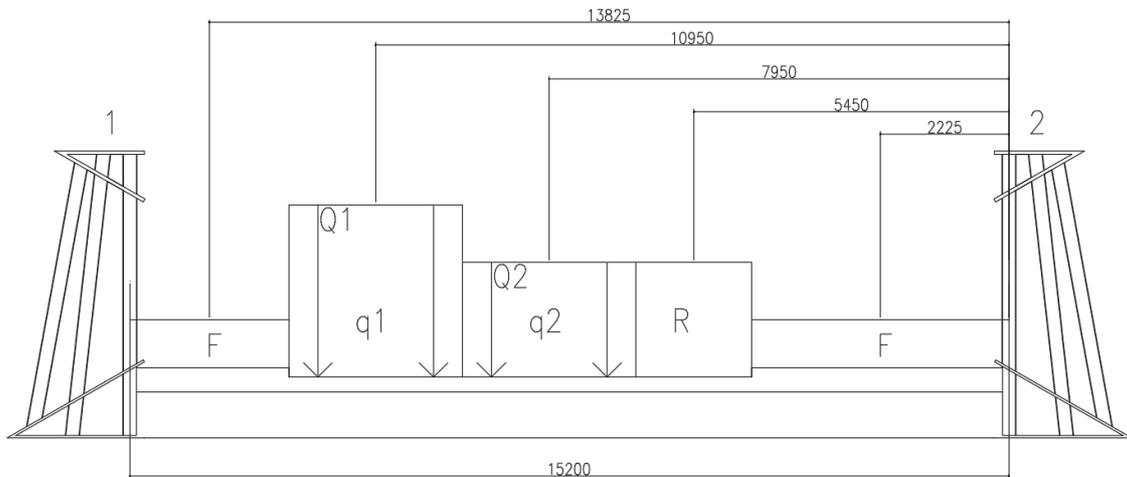
- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 2.5 kN/m² su una larghezza residua d'impalcato.

Folla costituita da:

- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 2.5 kN/m² su marciapiedi.

Dai carichi descritti si è individuata la seguente disposizione, mirata a massimizzare gli effetti sulla travata 1, mostrata nella figura sottostante.

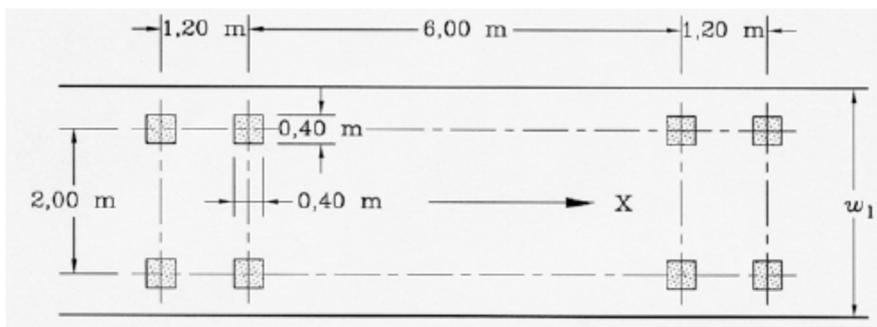
Nel seguito si riporta lo schema di carico 1 utilizzato:



Per le verifiche locali della soletta d'impalcato si ricorre allo schema di carico globale oltre al "Modello di carico 2" (LM2), composto da un veicolo ad un solo asse, avente un peso complessivo pari a 400 kN. Dettagli riguardo alle posizioni più significative di tale carico vengono forniti nel paragrafo relativo alle verifiche locali della soletta.

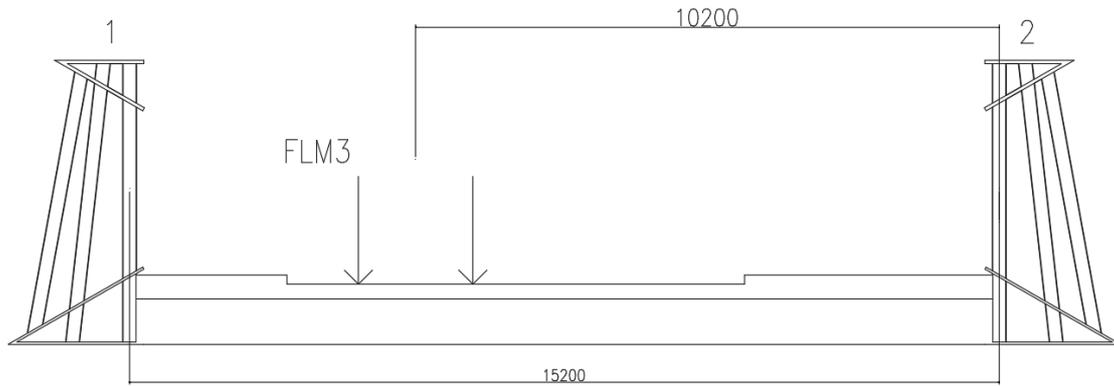
8.5.2 Verifiche a fatica

Le verifiche a fatica sono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti λ . Pertanto si considera il transito sulla corsia lenta del veicolo FLM3, formato da 4 assi da 120.0 kN ciascuno, ed avente la configurazione planimetrica indicata in figura.



La struttura in esame è a carreggiata unica con doppio senso di marcia e pertanto si considera la presenza di due corsie lente, posizionate nella loro collocazione reale di progetto. La presenza della doppia corsia lenta e delle rispettive posizioni, è tenuta in conto attraverso il coefficiente λ_4 .

Nel seguito si riporta lo schema di carico utilizzato, mirato a massimizzare gli effetti sulla travata 1:



8.6 INCREMENTO DINAMICO IN PRESENZA DI DISCONTINUITÀ (Q2)

Si fa riferimento a quanto prescritto dal NTC 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" al punto 5.1.3.4. Nel calcolo dei traversi di spalla si è tenuto in conto di un coefficiente dinamico addizionale $q_2=1.3$ [§4.2.1(3) e §4.6.1(6) della UNI EN 1991-2], per le verifiche allo stato limite ultimo e di esercizio.

Per le verifiche allo stato limite di fatica si è fatto riferimento al fattore di amplificazione dinamica addizionale $\Delta\sigma_{fat}$ come indicato al paragrafo C5.1.4.3 della circolare n. 7 del 21/01/2019:

$$\Delta\sigma_{fat} = 1.3 \times (1 - d / 26)$$

Dove d è la distanza in metri della sezione considerata dalla sezione di giunto.

8.7 AZIONE DI FRENAMENTO DEL VEICOLO (Q₃)

Anche in merito all'azione di frenamento si rimanda a quanto prescritto dal DM 17.01.18

L'azione è stata prevista al livello della superficie stradale, come prescritto dalla stessa normativa.

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

L'azione di frenamento complessiva è pari a 549 kN. Tale sollecitazione non è presa in considerazione in questo documento poiché produce sollecitazioni trascurabili sugli elementi d'impalcato.

8.8 AZIONE CENTRIFUGA (Q₄)

Essendo l'opera in rettilineo, l'azione centrifuga non è presente.

8.9 AZIONE DEL VENTO E DELLA NEVE (Q₅)

L'azione del vento perpendicolare all'impalcato viene calcolata come indicato al p.to 3.3 del DM 2018 considerando un veicolo di altezza pari a 3,00 m. Nel nostro caso verrà considerata cautelativamente un'altezza di 5,00 m, pari all'altezza totale del ponte. Nel caso di ponte scarico si considera la spinta del vento agente sulla superficie delle sole travi principali.

Di seguito si riportano i calcoli svolti per la stima delle spinte eoliche. Secondo quanto riportato nelle NTC del 2018 al capitolo 3.3, riguardante le azioni del vento, si deduce una pressione sull'impalcato pari a:

$V_b = 25 \text{ m/s}$	Velocità di riferimento del vento
$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$	Densità dell'aria
$q_b = 0.5 \rho V_b^2 = 390,63 \text{ N/m}^2$	Pressione cinetica di riferimento
$C_d = 1$	Coefficiente dinamico
$C_e = 1,80$	Coefficiente di esposizione
$p_w = 1.80 \text{ kN/m}^2$	Pressione del vento
$H_{tot} = 5.0 \text{ m}$	Altezza totale della superficie esposta al vento

$$F_v = 1.8 \times 5 = 9 \text{ kN/m} \quad \text{Azione risultante del vento}$$

l'azione del vento induce sull'impalcato un'azione torcente pari a:

$$M = 9 \times 2.5 = 22.5 \text{ kNm/m}$$

Dove 2.5 è la distanza massima dalla risultante dell'azione del vento agli appoggi della trave. Il momento torcente si traduce in un carico lineare distribuito sulla trave pari a:

$$q_v = 22.5 / 15.20 = 1.48 \text{ kN/m} \quad \text{dove } 15.20 \text{ è l'interasse delle travi.}$$

Si assume cautelativamente $q_v = 1.5 \text{ kN/m}$ per la singola trave.

Il carico da neve, non essendo contemporaneo al traffico, non è significativo nel dimensionamento del ponte.

8.10 AZIONE SISMICA (Q₆)

Ai fini del calcolo dell'impalcato l'azione sismica non è significativa per il dimensionamento in quanto non contemporanea ai carichi verticali e di entità inferiore.

Si riporta la definizione dell'azione sismica che verrà utilizzata per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio (isolatori elastomerici in neoprene armato), dei giunti e delle azioni trasmesse alle sottostrutture.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si considerano i seguenti parametri:

- Classe d'uso: L'opera è classificata come Classe d'uso IV e quindi un coefficiente d'uso pari a:
 $C_u = 2$
- Vita nominale: $V_n = 50$ anni

Da cui si ricava il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = 50 \times 2 = 100 \text{anni}$$

A tale valore del periodo di riferimento, considerando l'ubicazione geografica dell'opera, si ricavano, a partire dalla micro-zonazione sismica del territorio nazionale, i parametri riportati nella tabella seguente per la determinazione dell'azione sismica di progetto:

The screenshot shows a software interface for seismic action calculation. It includes input fields for longitude (11.38307) and latitude (44.50271), and dropdown menus for region (Piemonte), province (Torino), and municipality (Aglie). The interface features a map of Italy with a red dot indicating the site location. A legend for the reference grid shows options for site location (external, 3 nodes interpolation, correct interpolation) and a dropdown for interpolation type (superficie rigata). A detailed view of the grid nodes around the site shows a 7.5 km by 7.5 km square with nodes labeled 16730, 16731, 16952, and 16953.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.072	2.476	0.275
SLD	101	0.089	2.469	0.285
SLV	949	0.212	2.434	0.315
SLC	1950	0.265	2.449	0.322

Tabella 8-1 Parametri sismici

Gli altri parametri considerati ai fini del calcolo dell'azione sismica sono:

- Classificazione sismica del suolo di fondazione: C
- Categoria Topografica T1: $S_T = 1.00$
- Coefficiente amplificazione stratigrafica: $S_s = 1.391$ (SLV)

Sulla base dei parametri riportati in precedenza è possibile ricavare (mediante le funzioni riportate al 3.2.3.2.1 delle NTC'18) gli spettri di progetto in termini di accelerazione elastica per gli stati limite SLV ed SLC.

Gli spettri sono riportati nel grafico seguente considerando uno smorzamento del 15%, essendo tale valore il valore di smorzamento degli isolatori.

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

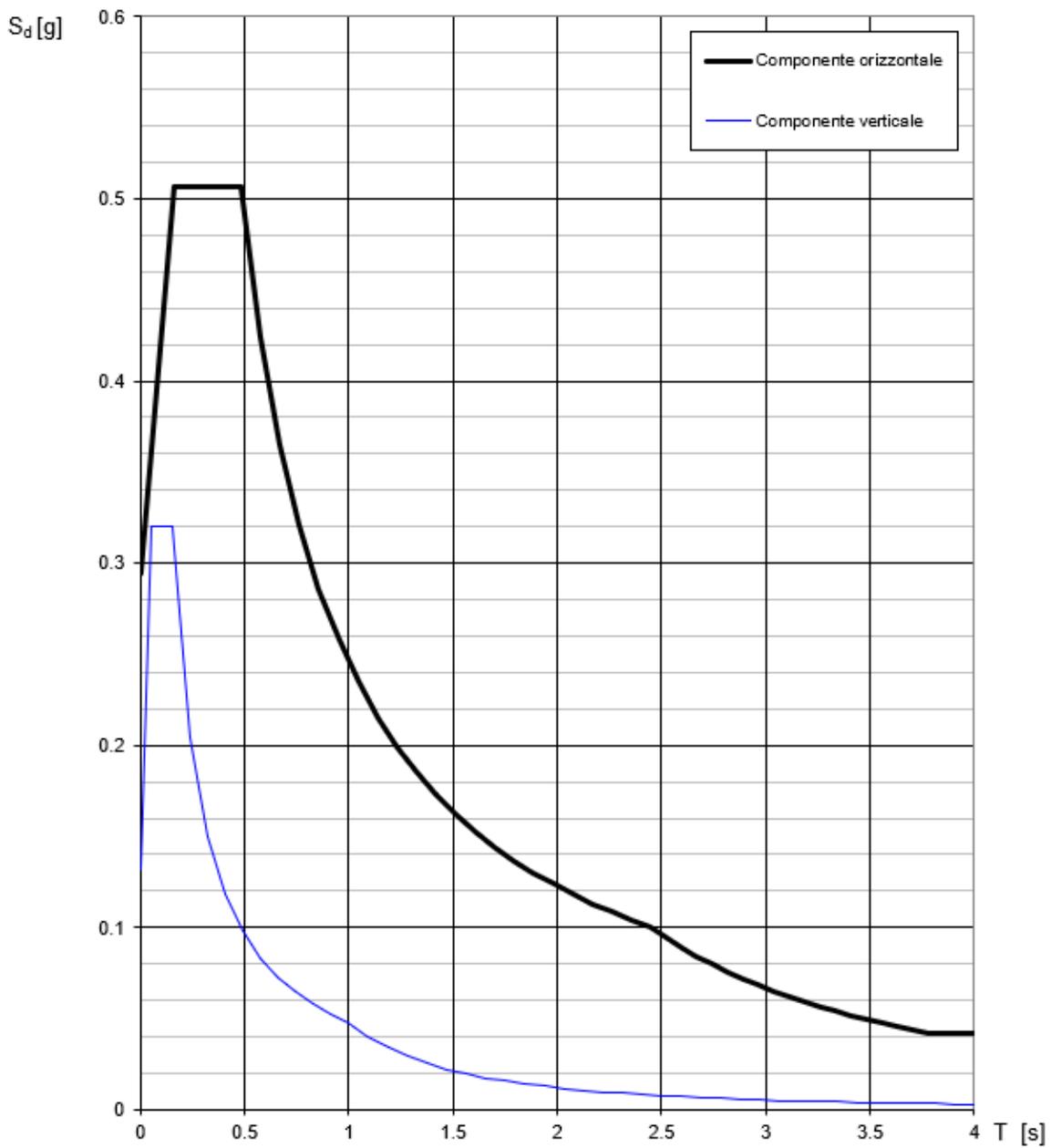


Figura 8-4 Spettri di risposta (elastici) in termini di accelerazione

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

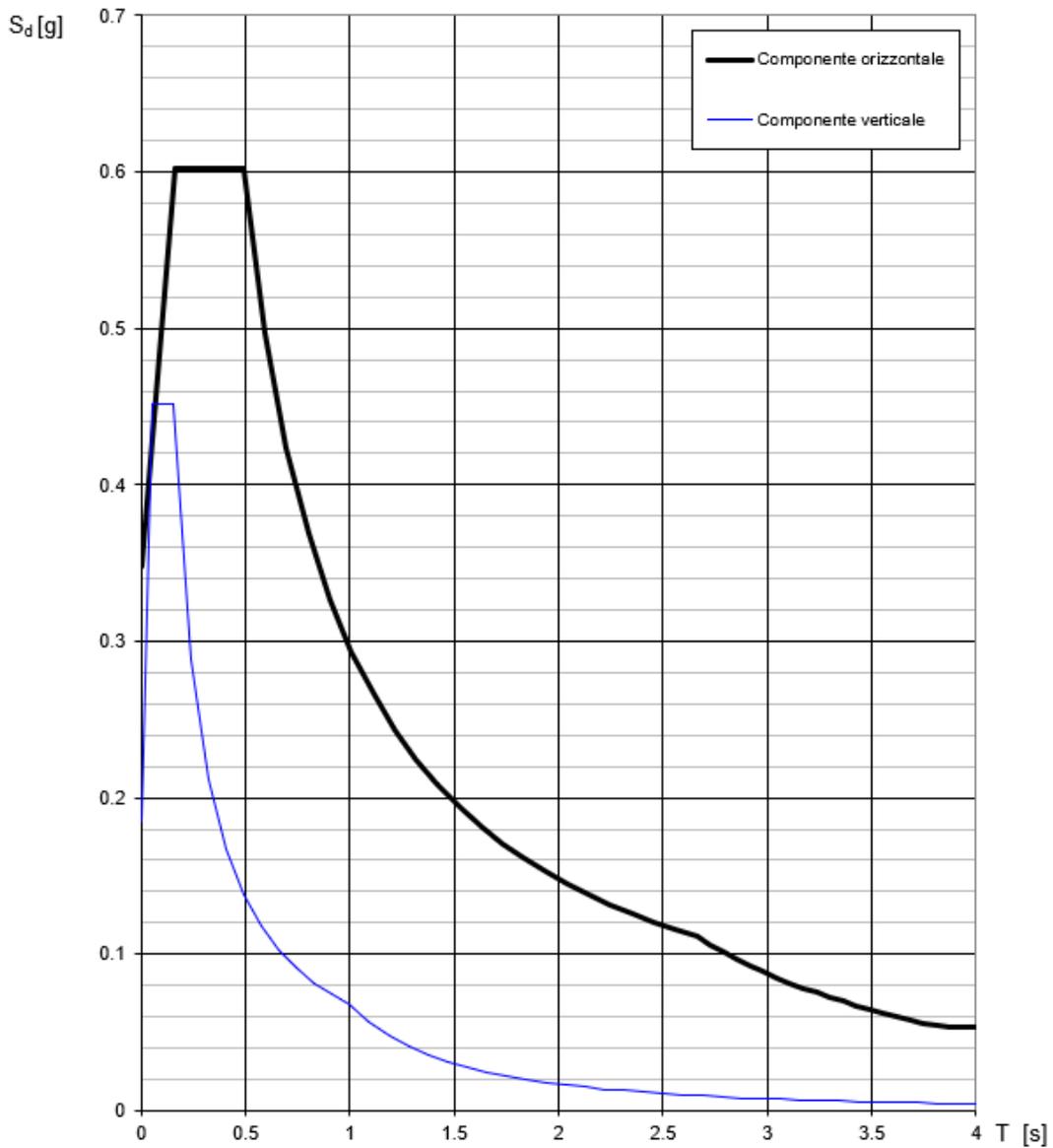


Figura 8-5 Spettri di risposta (elastici) in termini di accelerazione

8.11 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q₇)

Tali valori non sono significativi nel dimensionamento delle travi d'impalcato.

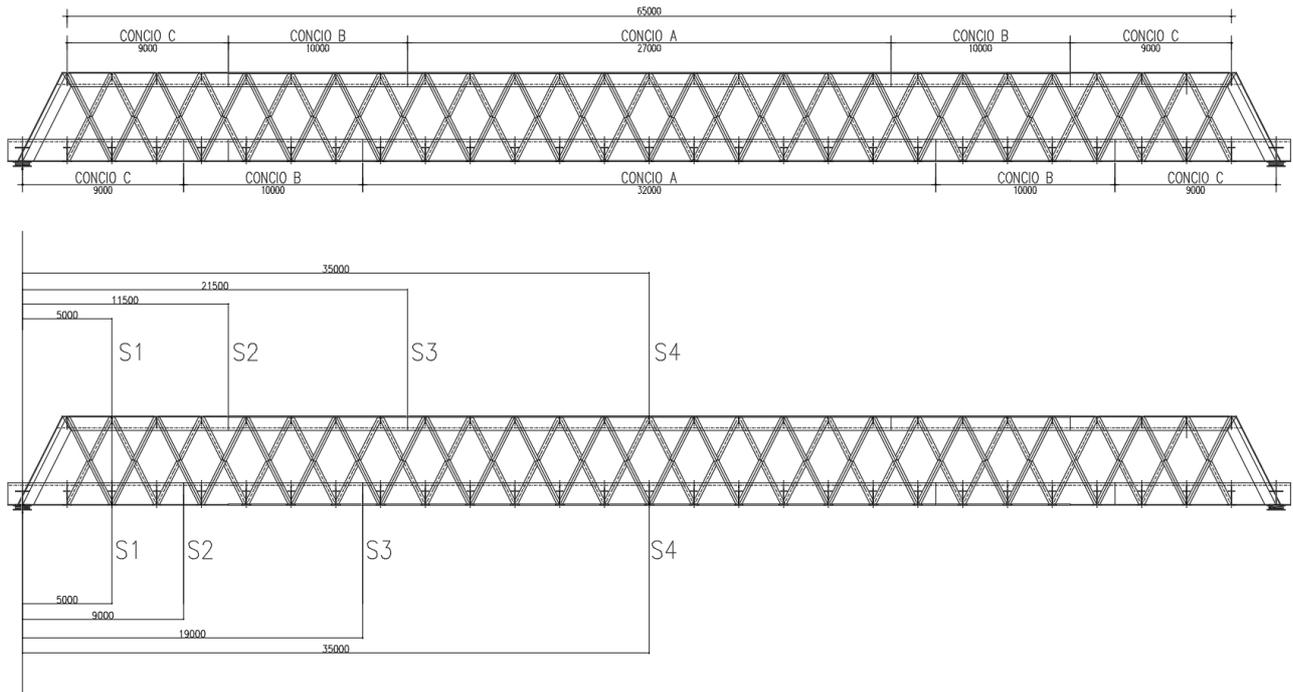
9 TRAVI PRINCIPALI

Gli effetti delle azioni sono stati valutati mediante un'analisi globale elastica.

L'analisi è stata eseguita mediante l'utilizzo di un modello di calcolo agli elementi finiti come precedentemente descritto.

9.1 SEZIONI SIGNIFICATIVE DI VERIFICA

Le sezioni significative per le verifiche strutturali delle travi principali sono evidenziate nel seguito:



- S1 Sezione di Spalla (Taglio massimo)
- S2 Sezione a di giunto Concio C-Concio B
- S3 Sezione di giunto Concio B-Concio A
- S4 Sezione di mezzeria del ponte (Momento massimo)

9.2 DIAGRAMMI DELLE TENSIONI

Si riportano le mappe delle tensioni secondo Von Mises, lette sul modello descritto al capitolo 5.2.1, per le azioni principali delle piattabande dei correnti e degli elementi diagonali della trave più sollecitata, nei casi di carico elementari.

Le unità di misura sono MPa, i valori delle mappe sono relativi ai carichi nominali, quindi non fattorizzati.

9.2.1 Pesì propri acciaio + soletta + cordoli

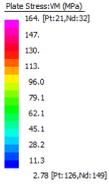


Figura 9-1 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – VM σ_{max} 164 MPa, σ_{min} 3 MPa

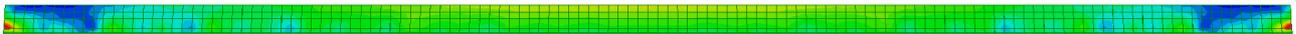
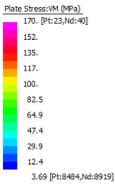


Figura 9-2 Corrente superiore - piattabanda inclinata – VM σ_{max} 170 MPa, σ_{min} 4 MPa

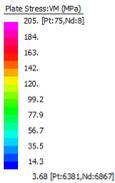


Figura 9-3 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – VM σ_{max} 205 MPa, σ_{min} 4 MPa

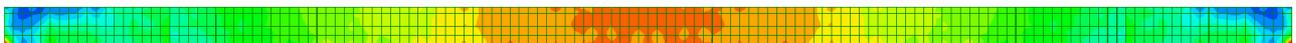
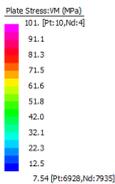


Figura 9-4 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – VM σ_{max} 101 MPa, σ_{min} 8 MPa

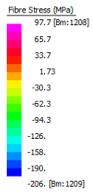


Figura 9-5 Elementi diagonali – $\sigma_{max}98$ MPa, $\sigma_{min}-206$ MPa

9.2.2 Pes permanenti portati (pavimentazione, barriere e reti)

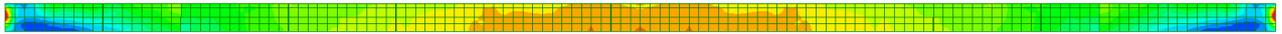
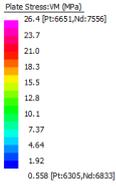


Figura 9-6 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – VM $\sigma_{max}26$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

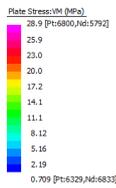


Figura 9-7 Corrente superiore - piattabanda inclinata – VM $\sigma_{max}29$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

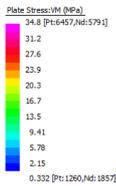


Figura 9-8 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – VM $\sigma_{max}35$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

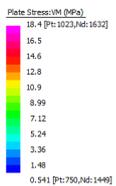


Figura 9-9 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – VM $\sigma_{max}18$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

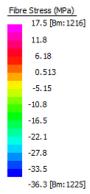


Figura 9-10 Elementi diagonali – σ_{max} 18 MPa, σ_{min} -36 MPa

9.2.3 Azione del vento

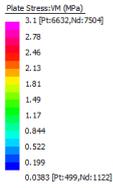


Figura 9-11 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – VM $\sigma_{max}3$ MPa, $\sigma_{min}0$ MPa

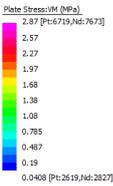


Figura 9-12 Corrente superiore - piattabanda inclinata – VM $\sigma_{max}3$ MPa, $\sigma_{min}0$ MPa

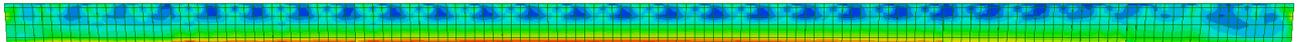
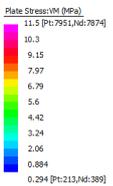


Figura 9-13 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – VM $\sigma_{max}12$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

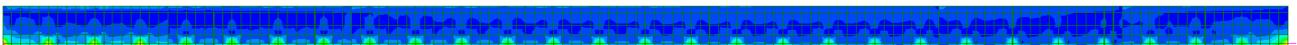
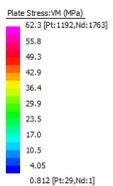


Figura 9-14 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – VM $\sigma_{max}62$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

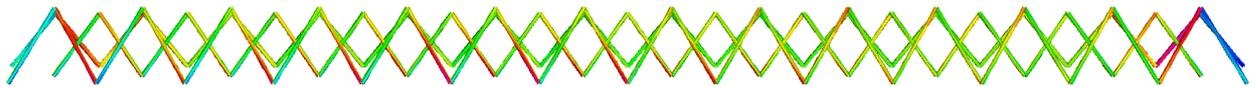
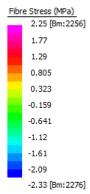


Figura 9-15 Elementi diagonali – σ_{max} 2 MPa, σ_{min} -2 MPa

9.2.4 Carichi accidentali (traffico schema di carico 1)

9.2.4.1 Massimizzazione per Sezione S1

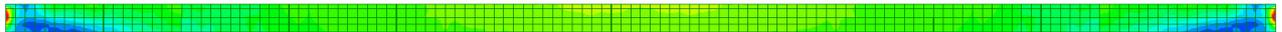
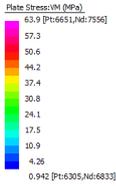


Figura 9-16 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – VM $\sigma_{max}64$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

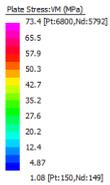


Figura 9-17 Corrente superiore - piattabanda inclinata – VM $\sigma_{max}73$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

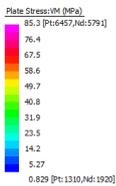


Figura 9-18 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – VM $\sigma_{max}85$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

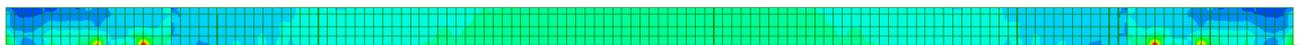
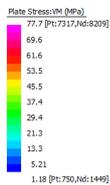


Figura 9-19 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – VM $\sigma_{max}78$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

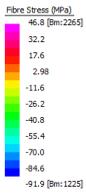


Figura 9-20 Elementi diagonali – $\sigma_{max}47$ MPa, $\sigma_{min}-92$ MPa

9.2.4.2 Massimizzazione per Sezione S2

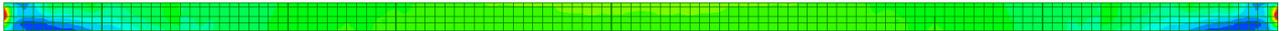
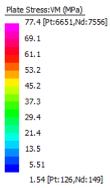


Figura 9-21 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – VM $\sigma_{max}77$ MPa, $\sigma_{min}2$ MPa

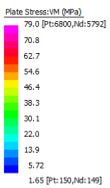


Figura 9-22 Corrente superiore - piattabanda inclinata – VM $\sigma_{max}79$ MPa, $\sigma_{min}2$ MPa

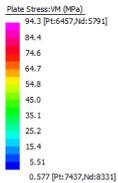


Figura 9-23 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – VM $\sigma_{max}94$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

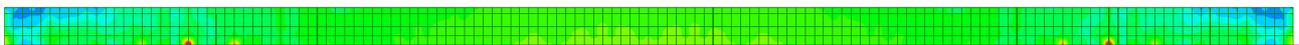
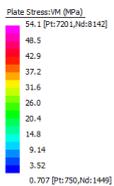


Figura 9-24 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – VM $\sigma_{max}54$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

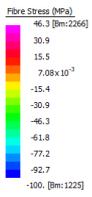


Figura 9-25 Elementi diagonali – σ_{max} 46 MPa, σ_{min} -100 MPa

9.2.4.3 Massimizzazione per Sezione S3

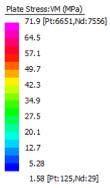


Figura 9-26 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – VM $\sigma_{max}72$ MPa, $\sigma_{min}2$ MPa

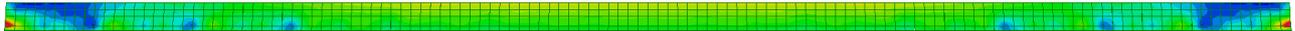
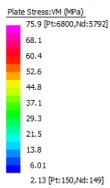


Figura 9-27 Corrente superiore - piattabanda inclinata – VM $\sigma_{max}76$ MPa, $\sigma_{min}2$ MPa

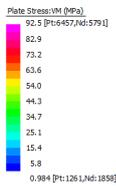


Figura 9-28 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – VM $\sigma_{max}93$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

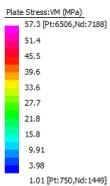


Figura 9-29 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – VM $\sigma_{max}57$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

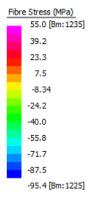


Figura 9-30 Elementi diagonali – $\sigma_{max}55 \text{ MPa}$, $\sigma_{min}-95 \text{ MPa}$

9.2.4.4 Massimizzazione per Sezione S4

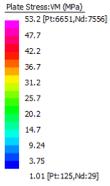


Figura 9-31 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – VM $\sigma_{max}53$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

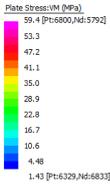


Figura 9-32 Corrente superiore - piattabanda inclinata – VM $\sigma_{max}59$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

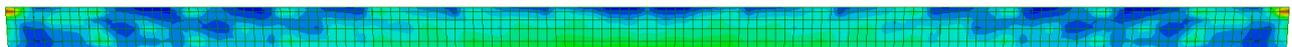
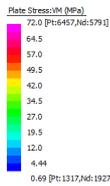


Figura 9-33 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – VM $\sigma_{max}72$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

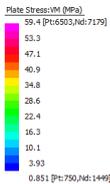


Figura 9-34 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – VM $\sigma_{max}59$ MPa, $\sigma_{min}1$ MPa

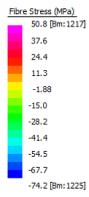
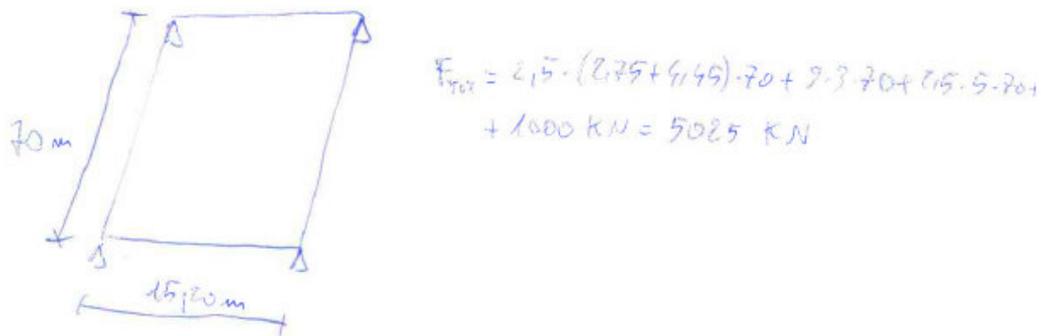
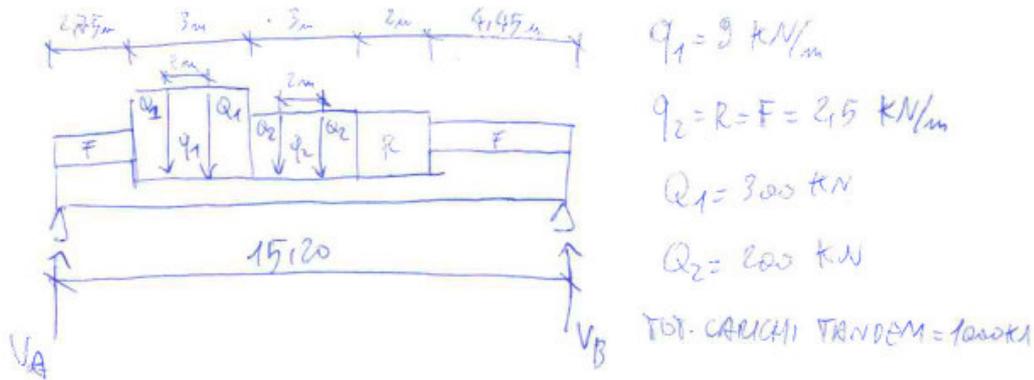


Figura 9-35 Elementi diagonali – $\sigma_{max} 51 \text{ MPa}$, $\sigma_{min} 74 \text{ MPa}$

9.2.4.5 Validazione carichi accidentali

Si esegue la validazione considerando i carichi tandem, più i carichi distribuiti come forze agenti applicate al modello, ovvero 5025kN.

Si verifica che la somma di tutte le forze agenti sul modello dia una reazione uguale a quella calcola manualmente.



CARICHI TANDEM:

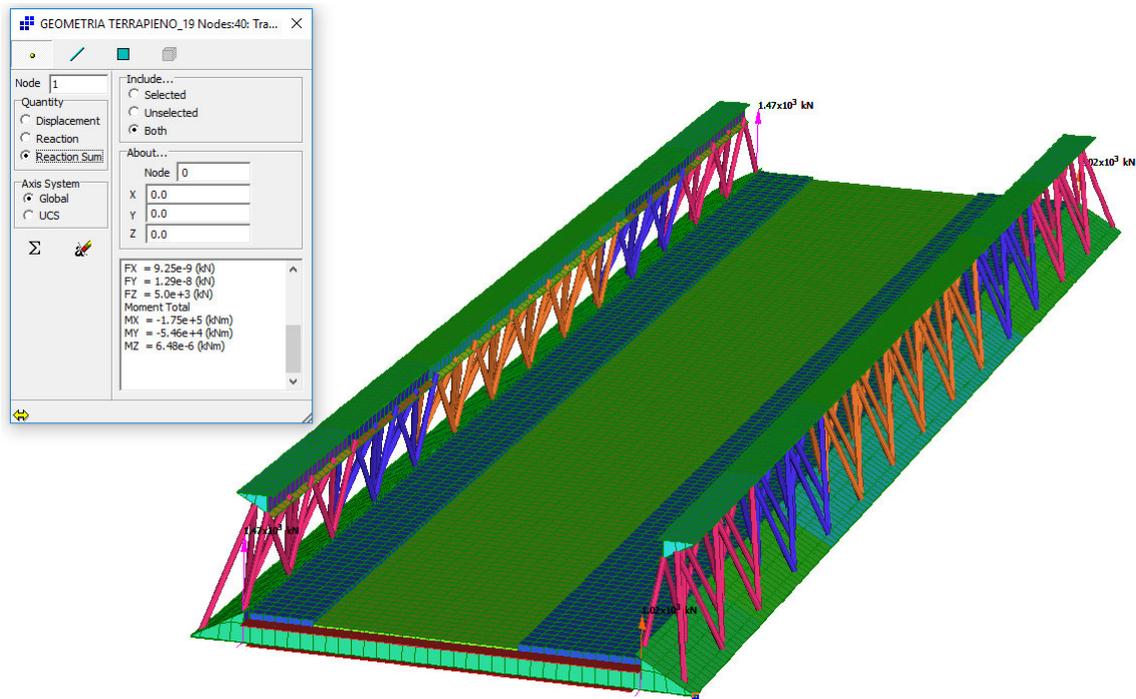
$$V_B = \frac{300 \cdot 3.25 + 300 \cdot 5.25 + 200 \cdot 6.25 + 200 \cdot 8.25}{15.20} = 358.55 \text{ kN}$$

$$V_A = 641.45 \text{ kN} / 2 \rightarrow V_{A, \text{SINGOLO}} = 320.73 \text{ kN}$$

CARICHI DISTRIBUITI:

$$V_A = \frac{(481.25 \cdot 13.23 + 1830 \cdot 14.95 + 525 \cdot 7.95 + 350 \cdot 5.65 + 778.75 \cdot 2.23) / 15.20}{2} = 2313.75 \text{ kN} / 2 \rightarrow V_{A, \text{SINGOLO}} = 1156.88 \text{ kN}$$

$$V_{A, \text{TOT}} = 1156.88 + 320.73 = 1477.61 \text{ kN}$$



Il modello si considera validato in quanto la somma delle reazioni vincolari e le reazioni vincolari singole agli appoggi danno valori simili ai calcoli manuali, come ci si attendeva.

9.2.5 Carichi accidentali (Fatica FLM3)

Si riportano le mappe delle tensioni per le azioni principali delle piattabande dei correnti della trave più sollecitata, lette sul modello descritto al capitolo 5.2.1, coerentemente con quelle utili per la verifica dei dettagli costruttivi, considerate nel dimensionamento. Le unità di misura sono MPa, i valori delle mappe sono relativi ai carichi nominali, quindi non fattorizzati.

9.2.5.1 Massimizzazione per Sezione S1

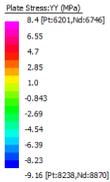


Figura 9-36 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali $\sigma_{max}8$ MPa, σ_{min} -9MPa

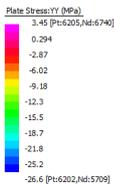


Figura 9-37 Corrente superiore - piattabanda inclinata – tensioni longitudinali $\sigma_{max}4$ MPa, σ_{min} -27MPa

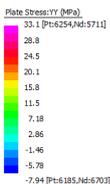


Figura 9-38 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – tensioni longitudinali $\sigma_{max}33$ MPa, σ_{min} -8MPa

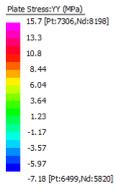


Figura 9-39 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali $\sigma_{max} 15.7 \text{ MPa}$, $\sigma_{min} -7 \text{ MPa}$

9.2.5.2 Massimizzazione per Sezione S2



Figura 9-40 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali $\sigma_{max}8$ MPa, $\sigma_{min} -9$ MPa

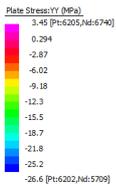


Figura 9-41 Corrente superiore - piattabanda inclinata – tensioni longitudinali $\sigma_{max}4$ MPa, $\sigma_{min} -27$ MPa

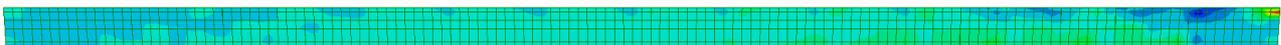
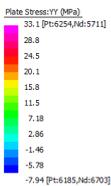


Figura 9-42 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – tensioni longitudinali $\sigma_{max}33$ MPa, $\sigma_{min} -8$ MPa

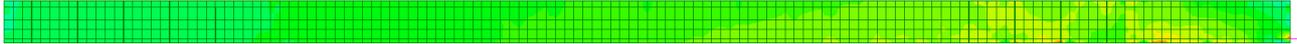
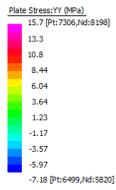
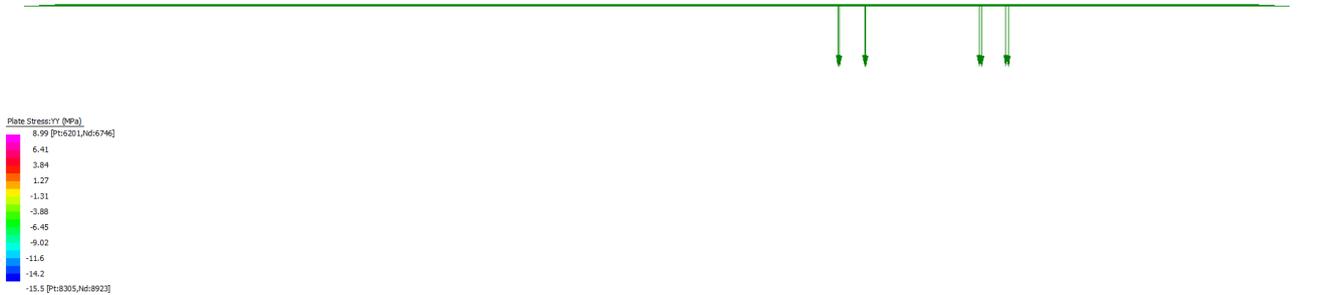


Figura 9-43 Corrente inferiore – piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali $\sigma_{max} 16 \text{ MPa}$, $\sigma_{min} -7 \text{ MPa}$

9.2.5.3 Massimizzazione per Sezione S3



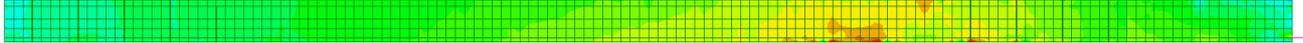
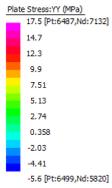
Corrente superiore - piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali $\sigma_{\max} 9 \text{ MPa}$, $\sigma_{\min} -16 \text{ MPa}$



Corrente superiore piattabanda inclinata – tensioni longitudinali $\sigma_{\max} 2 \text{ MPa}$, $\sigma_{\min} -23 \text{ MPa}$



Corrente inferiore - piattabanda inclinata – tensioni longitudinali $\sigma_{\max} 29 \text{ MPa}$, $\sigma_{\min} -8 \text{ MPa}$



Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali σ_{\max} 18 MPa, σ_{\min} -6MPa

9.2.5.4 Massimizzazione per Sezione S4

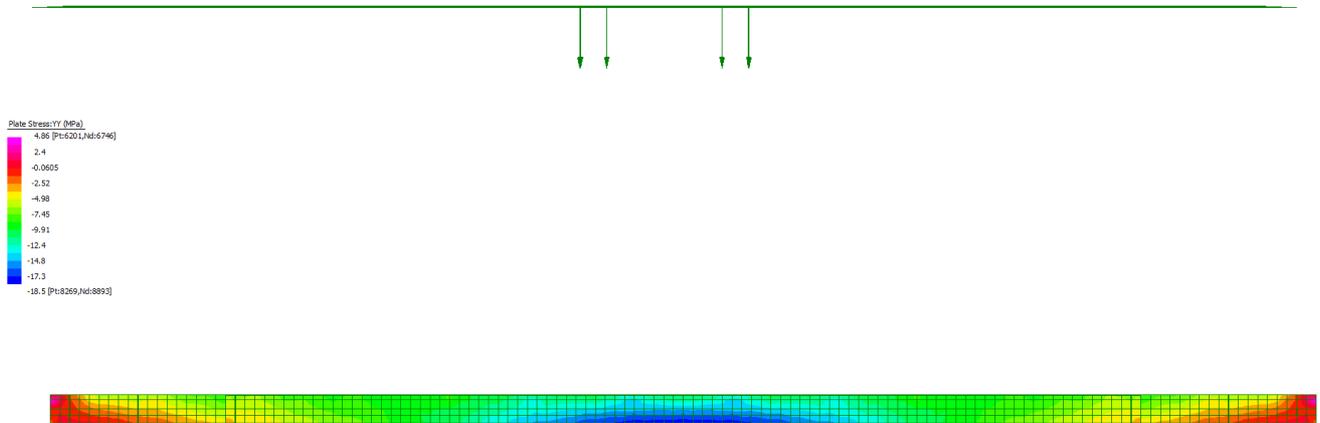


Figura 9-44 Corrente superiore - piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali $\sigma_{max} 5 \text{ MPa}$, $\sigma_{min} -19 \text{ MPa}$

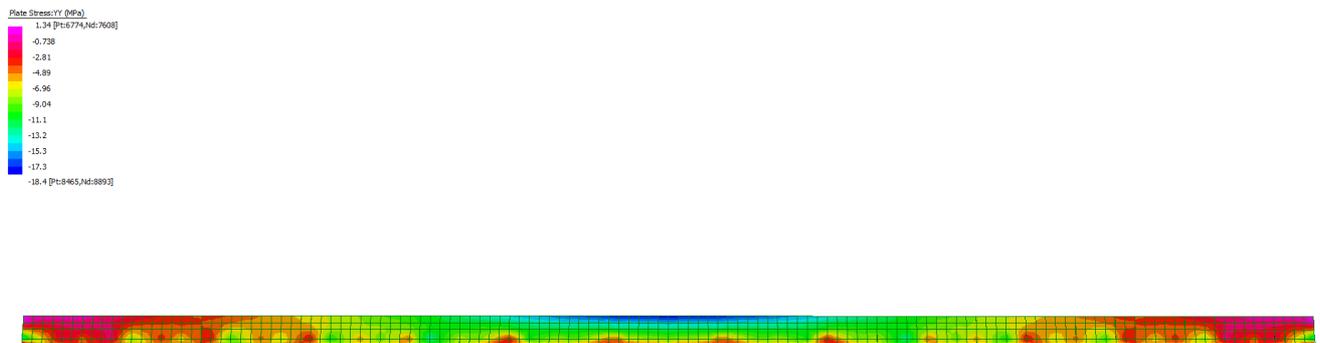


Figura 9-45 Corrente superiore - piattabanda inclinata – tensioni longitudinali $\sigma_{max} 2 \text{ MPa}$, $\sigma_{min} -18 \text{ MPa}$

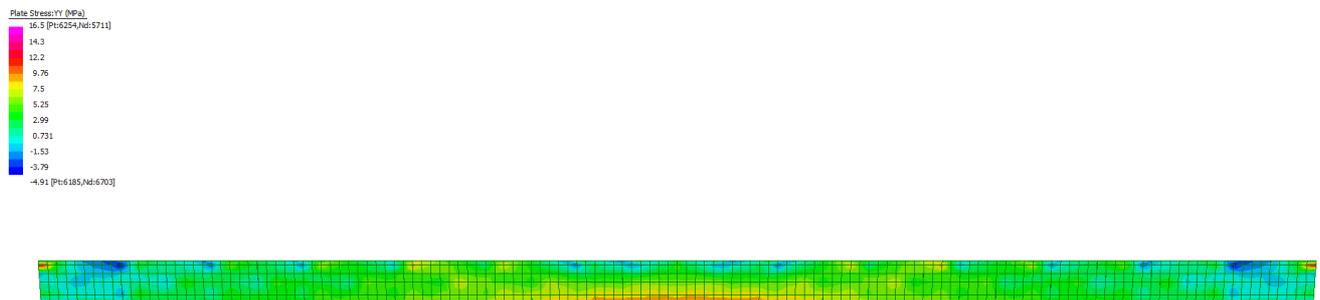


Figura 9-46 Corrente inferiore - piattabanda inclinata – tensioni longitudinali $\sigma_{max} 17 \text{ MPa}$, $\sigma_{min} -5 \text{ MPa}$

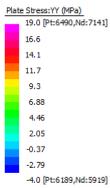


Figura 9-47 Corrente inferiore - piattabanda orizzontale – tensioni longitudinali $\sigma_{max} 19 \text{ MPa}$, $\sigma_{min} -4 \text{ MPa}$

9.2.6 Ritiro

L'effetto del ritiro non viene considerato nei calcoli delle sollecitazioni della trave principale perché a sfavore di sicurezza.

9.2.7 Variazione termica differenziale

Gli effetti della variazione termica determinano stati tensionali sugli elementi metallici delle travi principali estremamente contenuti e quindi non significativi per il dimensionamento.

9.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Si sono combinate le sollecitazioni elementari riportate nel paragrafo precedente al fine di massimizzare le sollecitazioni nelle diverse sezioni.

La combinazione di massima compressione è dimensionante per il corrente superiore mentre la massima trazione è dimensionante per il corrente inferiore.

Si considerano le seguenti combinazioni di carico.

- Combinazione SLU:
1.35 Pesi strutturali+1.5 Pesi portati+(1.2 x0.6) Delta termico+1.35 Traffico+(1.5x0.6) vento

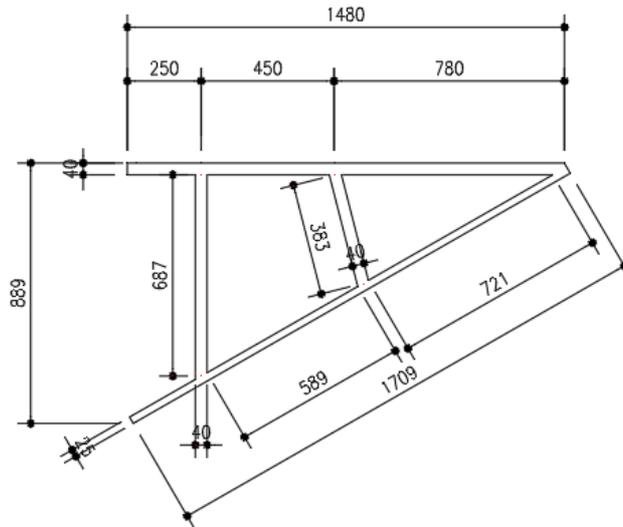
- Combinazione SLE rara:
Pesi strutturali + Pesi portati + 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.6 vento

- Combinazione SLE frequente:
Pesi strutturali + Pesi portati + 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.2 vento

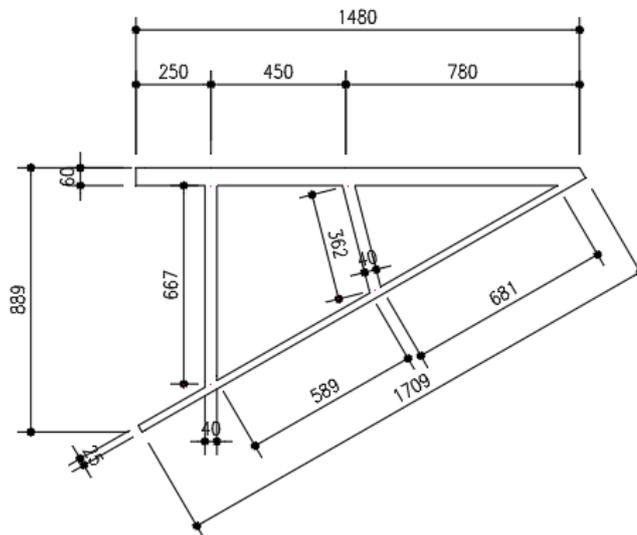
9.3.1 Caratteristiche geometrico-inerziali e classificazione e delle sezioni

Vengono definite e classificate le caratteristiche geometrico-inerziali solo del corrente superiore della trave reticolare in quanto in compressione.

Caratteristiche geometriche sezioni S1 e S2:



Caratteristiche geometriche sezioni S3 e S4:

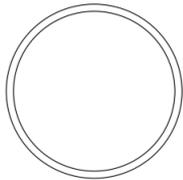


Caratteristiche geometriche-inerziali corrente superiore:

Andamento delle tensioni	Classificazione della sezione	Caratteristiche sezione lorda																																																				
Sezione S1																																																						
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Parti interne</th> </tr> <tr> <th></th> <th>c/t</th> <th>ε</th> <th>Classe</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Anima 1</td> <td>17.19</td> <td><33 ε</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Anima 2</td> <td>9.56</td> <td><33 ε</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Piattabanda orizzontale</td> <td>17.88</td> <td><33 ε</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Piattabanda inclinata</td> <td>28.84</td> <td><38ε</td> <td>2</td> </tr> <tr> <th colspan="4">Parti esterne</th> </tr> <tr> <td>Piattabanda orizzontale</td> <td>5.75</td> <td><9ε</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Piattabanda inclinata</td> <td>10.28</td> <td><14ε</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>Classe della sezione</td> <td></td> <td></td> <td>3</td> </tr> </tbody> </table>	Parti interne					c/t	ε	Classe	Anima 1	17.19	<33 ε	1	Anima 2	9.56	<33 ε	1	Piattabanda orizzontale	17.88	<33 ε	1	Piattabanda inclinata	28.84	<38ε	2	Parti esterne				Piattabanda orizzontale	5.75	<9ε	1	Piattabanda inclinata	10.28	<14ε	3	Classe della sezione			3	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>144325</td> <td>mm²</td> </tr> <tr> <td>I11</td> <td>26149000000</td> <td>mm⁴</td> </tr> <tr> <td>I22</td> <td>6897360000</td> <td>mm⁴</td> </tr> <tr> <td>J</td> <td>8369800000</td> <td>mm⁴</td> </tr> </tbody> </table>	A	144325	mm ²	I11	26149000000	mm ⁴	I22	6897360000	mm ⁴	J	8369800000	mm ⁴
Parti interne																																																						
	c/t	ε	Classe																																																			
Anima 1	17.19	<33 ε	1																																																			
Anima 2	9.56	<33 ε	1																																																			
Piattabanda orizzontale	17.88	<33 ε	1																																																			
Piattabanda inclinata	28.84	<38ε	2																																																			
Parti esterne																																																						
Piattabanda orizzontale	5.75	<9ε	1																																																			
Piattabanda inclinata	10.28	<14ε	3																																																			
Classe della sezione			3																																																			
A	144325	mm ²																																																				
I11	26149000000	mm ⁴																																																				
I22	6897360000	mm ⁴																																																				
J	8369800000	mm ⁴																																																				
Sezione S2																																																						
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Parti interne</th> </tr> <tr> <th></th> <th>c/t</th> <th>ε</th> <th>Classe</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Anima 1</td> <td>17.19</td> <td><33 ε</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Anima 2</td> <td>9.56</td> <td><33 ε</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Piattabanda orizzontale</td> <td>17.88</td> <td><33 ε</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Piattabanda inclinata</td> <td>28.84</td> <td><38ε</td> <td>2</td> </tr> <tr> <th colspan="4">Parti esterne</th> </tr> <tr> <td>Piattabanda orizzontale</td> <td>5.75</td> <td><9ε</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Piattabanda inclinata</td> <td>10.28</td> <td><14ε</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>Classe della sezione</td> <td></td> <td></td> <td>3</td> </tr> </tbody> </table>	Parti interne					c/t	ε	Classe	Anima 1	17.19	<33 ε	1	Anima 2	9.56	<33 ε	1	Piattabanda orizzontale	17.88	<33 ε	1	Piattabanda inclinata	28.84	<38ε	2	Parti esterne				Piattabanda orizzontale	5.75	<9ε	1	Piattabanda inclinata	10.28	<14ε	3	Classe della sezione			3	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>144325</td> <td>mm²</td> </tr> <tr> <td>I11</td> <td>26149000000</td> <td>mm⁴</td> </tr> <tr> <td>I22</td> <td>6897360000</td> <td>mm⁴</td> </tr> <tr> <td>J</td> <td>8369800000</td> <td>mm⁴</td> </tr> </tbody> </table>	A	144325	mm ²	I11	26149000000	mm ⁴	I22	6897360000	mm ⁴	J	8369800000	mm ⁴
Parti interne																																																						
	c/t	ε	Classe																																																			
Anima 1	17.19	<33 ε	1																																																			
Anima 2	9.56	<33 ε	1																																																			
Piattabanda orizzontale	17.88	<33 ε	1																																																			
Piattabanda inclinata	28.84	<38ε	2																																																			
Parti esterne																																																						
Piattabanda orizzontale	5.75	<9ε	1																																																			
Piattabanda inclinata	10.28	<14ε	3																																																			
Classe della sezione			3																																																			
A	144325	mm ²																																																				
I11	26149000000	mm ⁴																																																				
I22	6897360000	mm ⁴																																																				
J	8369800000	mm ⁴																																																				
Sezione S3																																																						

Parti interne						
	c/t	ε	Classe			
Anima 1	16.69	<33 ε	1			
Anima 2	9.05	<33 ε	1			
Piattabanda orizzontale	11.27	<33 ε	1			
Piattabanda inclinata	27.24	<38ε	2			
Parti esterne						
Piattabanda orizzontale	3.83	<9ε	1			
Piattabanda inclinata	10.28	<14ε	3			
Classe della sezione			3			
				A	171164	mm ²
				I11	30694600000	mm ⁴
				I22	7917430000	mm ⁴
				J	8946190000	mm ⁴
Sezione S4						
Parti interne						
	c/t	ε	Classe			
Anima 1	16.69	<33 ε	1			
Anima 2	9.05	<33 ε	1			
Piattabanda orizzontale	11.27	<33 ε	1			
Piattabanda inclinata	27.24	<38ε	2			
Parti esterne						
Piattabanda orizzontale	3.83	<9ε	1			
Piattabanda inclinata	10.28	<14ε	3			
Classe della sezione			3			
				A	171164	mm ²
				I11	30694600000	mm ⁴
				I22	7917430000	mm ⁴
				J	8946190000	mm ⁴
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Catteristiche geometriche diagonali:

Andamento delle tensioni	Classificazione della sezione	Caratteristiche sezione lorda																								
Sezione TbA																										
	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>c/t</th> <th>ε</th> <th>Classe</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tubolare</td> <td>24.45</td> <td><50 ε²</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Classe della sezione</td> <td></td> <td></td> <td>1</td> </tr> </tbody> </table>		c/t	ε	Classe	Tubolare	24.45	<50 ε ²	1	Classe della sezione			1	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>7367.03</td> <td>mm²</td> </tr> <tr> <td>I11</td> <td>50731500</td> <td>mm⁴</td> </tr> <tr> <td>I22</td> <td>50731500</td> <td>mm⁴</td> </tr> <tr> <td>J</td> <td>101463000</td> <td>mm⁴</td> </tr> </tbody> </table>	A	7367.03	mm ²	I11	50731500	mm ⁴	I22	50731500	mm ⁴	J	101463000	mm ⁴
		c/t	ε	Classe																						
Tubolare	24.45	<50 ε ²	1																							
Classe della sezione			1																							
A	7367.03	mm ²																								
I11	50731500	mm ⁴																								
I22	50731500	mm ⁴																								
J	101463000	mm ⁴																								
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}}$	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>f_{yk}</td> <td>235</td> <td>275</td> <td>355</td> <td>420</td> <td>460</td> </tr> <tr> <td>ε</td> <td>1,00</td> <td>0,92</td> <td>0,81</td> <td>0,75</td> <td>0,71</td> </tr> <tr> <td>ε²</td> <td>1,00</td> <td>0,85</td> <td>0,66</td> <td>0,56</td> <td>0,51</td> </tr> </tbody> </table>	f_{yk}	235	275	355	420	460	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	ε ²	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51							
f_{yk}	235	275	355	420	460																					
ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71																					
ε ²	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51																					

Essendo la sezione TbA in classe 1, lo saranno di conseguenza anche le altre, essendo di uguale diametro e spessori maggiori.

9.3.2 Verifiche Tensionali SLU

Essendo le sezioni dei correnti delle travi in classe 3 le verifiche saranno condotte con il metodo elastico, confrontando le tensioni ideali, calcolate secondo Von Mises per le piattabande dei correnti modellate con elementi shell e le tensioni totali (da sforzo normale + flessione) per gli elementi diagonali modellati con elementi beam, con le tensioni di confronto $f_{yd} = 355 / 1.05 = 338$ MPa per le lamiere di spessore fino a 40mm e $f_{yd} = 335 / 1.05 = 319$ MPa per le lamiere di spessore superiore a 40mm.

Si riportano le tensioni massime, già fattorizzate a SLU per le varie sezioni lette sul modello descritto al capitolo 5.2.1, in cui viene tenuto in conto delle concentrazioni locali delle tensioni dovute dalla particolare geometria delle travi longitudinali.

Tali concentrazioni si evidenziano sulle piattabande dei correnti, in corrispondenza degli elementi diagonali e in particolare nelle sezioni vicine agli appoggi dove, essendo gli elementi diagonali più sollecitati, si evidenziano concentrazioni maggiori rispetto alle sezioni di mezzeria.

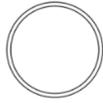
Comb SLU corrente superiore		
Sezione	Piattabanda orrizontale σ_{VM} [Mpa]	Piattabanda inclinata σ_{VM} [Mpa]
Sezione 1	135	118
Sezione 2	179	125
Sezione 3	197	194
Sezione 4	231	230

Comb SLU corrente inferiore		
Sezione	Piattabanda orrizontale σ_{VM} [Mpa]	Piattabanda inclinata σ_{VM} [Mpa]
Sezione 1	108	179
Sezione 2	101	91.7
Sezione 3	130	126
Sezione 4	168	160

Comb Rara diagonali	
Sezione	σ Total Fibre [Mpa]
Sezione 1	161
Sezione 2	142
Sezione 3	149
Sezione 4	88.6

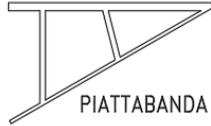
I valori delle tensioni sono riferiti alle seguenti figure:

SEZIONE DIAGONALI



CORRENTE SUPERIORE

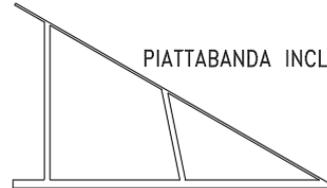
PIATTABANDA ORIZZONTALE



PIATTABANDA INCLINATA

CORRENTE INFERIORE

PIATTABANDA INCLINATA



PIATTABANDA ORIZZONTALE

A titolo di confronto si tiene in conto delle tensioni medie sulle sezioni dovute solo alle azioni assiali, già fattorizzate a SLU della trave più sollecitata, lette sul modello descritto al capitolo 5.2.2 utilizzato per l'analisi di buckling dell'impalcato.

In questo secondo approccio si evidenzia che globalmente le tensioni, calcolate come axial stress $\sigma = F/A$ dove F è la forza normale alla sezione di area A, seguono un andamento crescente verso la mezzeria per i correnti della trave e al contrario seguono un andamento decrescente per gli elementi diagonali, come da aspettarsi per un normale comportamento di trave reticolare in semplice appoggio.

Comb SLU corrente superiore	
Axial Stress σ [Mpa]	
Sezione 1	-55.1
Sezione 2	-112
Sezione 3	-169
Sezione 4	-203

Comb SLU corrente inferiore	
Axial Stress σ [Mpa]	
Sezione 1	24.3
Sezione 2	58
Sezione 3	110
Sezione 4	136

Comb SLU diagonali	
Axial Stress σ [Mpa]	
Sezione 1	238
Sezione 2	199
Sezione 3	178
Sezione 4	80.6

Si è deciso di verificare le sezioni tenendo in conto dell'andamento globale delle tensioni descritto precedentemente tenendo in conto anche gli effetti delle concentrazioni di tensione, nonostante l'andamento sullo sviluppo della trave appaia anomalo.

I valori risultano tutti inferiori alla tensione limite di progetto $f_{yd} = 338/319$ MPa, pertanto le verifiche si ritengono soddisfatte.

9.3.3 Verifica di stabilità SLU

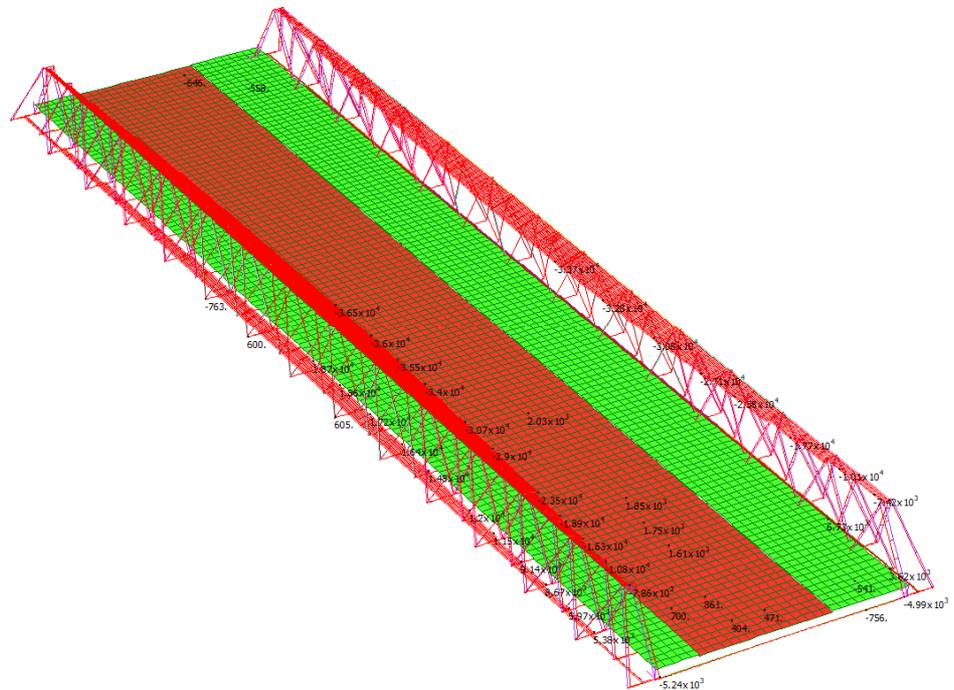
La verifica è condotta secondo quanto descritto nei criteri di verifica delle travi principali al cap. 7.1.3.

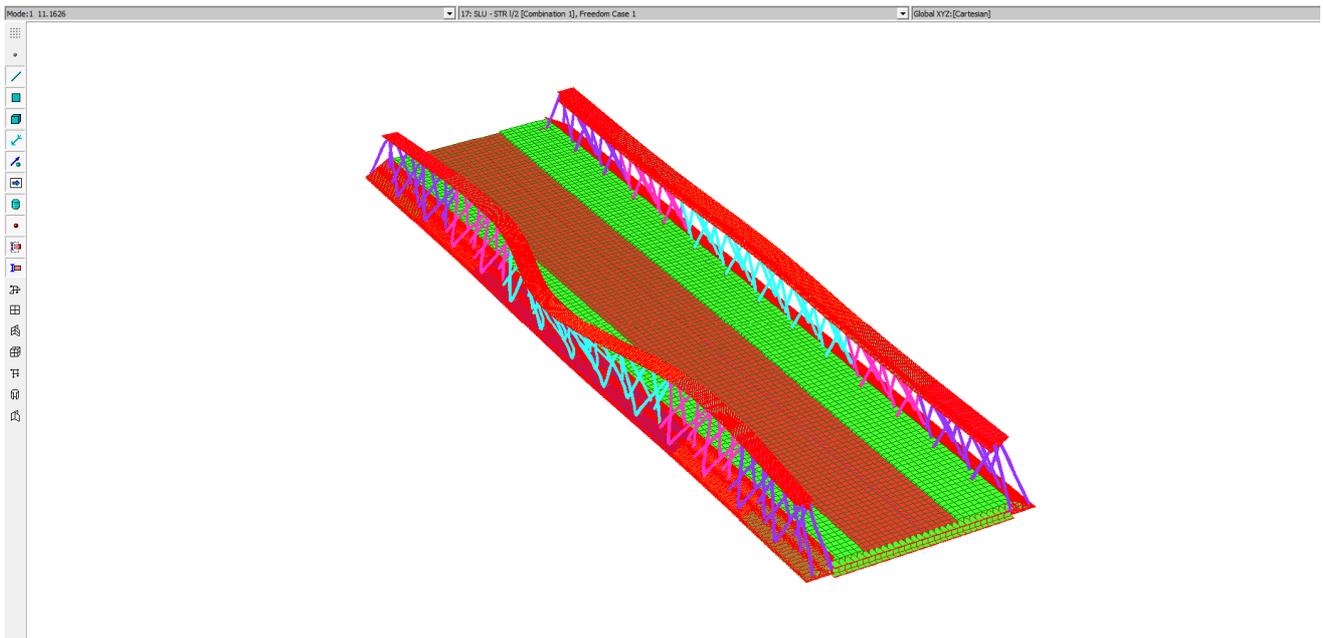
9.3.3.1 Stabilità globale

Per valutare l'instabilità globale dell'impalcato, si conduce la verifica con un'analisi di buckling sotto una combinazione di Stato Limite Ultimo che massimizzi l'azione di compressione nel corrente superiore. Tale combinazione prevede l'applicazione dei carichi variabili tandem da traffico in corrispondenza della mezzeria dell'impalcato.

Di seguito si riporta il diagramma delle sollecitazioni assiali della combinazione appena descritta e la deformata del primo modo di buckling:

	MIN	MAX
Force (kN)	$-3,65 \times 10^4$	$1,87 \times 10^4$
[Bm:1867]		[Bm:1920]





Il primo modo instabile rappresentato in figura corrisponde ad un moltiplicatore dei carichi λ pari a 11.1626.

Pertanto, in accordo con quanto esposto nei criteri di verifica, essendo il minimo moltiplicatore dei carichi pari 11.1626, è ammesso il dimensionamento della struttura mediante analisi lineare.

9.3.3.2 Stabilità locale

Si effettua la verifica di stabilità per carico di punta dell'elemento diagonale compresso della trave longitudinale più sollecitato, dovuto ad una combinazione allo SLU descritta in precedenza.

Verifica:			
	$N_{b,Rd}$	5269,90	kN
	$M_{b,Rd1}$	180,06	kNm
	$M_{b,Rd2}$	155,53	kNm
	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,586	
	$M_{Ed} / M_{b,Rd1}$	0,1819	
	$M_{Ed} / M_{b,Rd2}$	0,1491	
	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed,1}}{M_{Rd,1}(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}})} + \frac{M_{Ed,2}}{M_{Rd,2}(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}})}$	0,99	< 1,00
			Verificato

La verifica di stabilità locale dell'elemento diagonale risulta soddisfatta.

9.3.4 Verifiche allo stato limite di fatica SLF

Si riportano i valori dei coefficienti utilizzati per le verifiche:

$\gamma_{Ff} = 1$	$\gamma_{Mf} = 1.15$
λ_1	1.95
λ_2	0.8479
λ_3	1
λ_4	1.05
$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$	1.7361
λ_{max}	2

Le verifiche saranno condotte confrontando il valore delle tensioni di ogni dettaglio di carpenteria per le varie sezioni, con quelle da normativa esposte al capitolo 7.3.1.2.

Si riportano le tensioni massime, già fattorizzate a SLF per le varie sezioni dei dettagli costruttivi della trave più sollecitata, lette sul modello descritto al capitolo 5.2.1, in cui viene tenuto in conto delle concentrazioni locali delle tensioni dovute dalla particolare geometria delle travi longitudinali. Tali concentrazioni si evidenziano sulle piattabande dei correnti, in corrispondenza degli elementi diagonali e in particolare nelle sezioni vicine agli appoggi, essendo gli elementi diagonali più sollecitati, si evidenziano concentrazioni maggiori rispetto alle sezioni di mezzera.

9.3.4.1 Sezione S1

Corrente inferiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	25.70	48.70	0.528
Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	25.70	108.70	0.236
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	25.70	108.70	0.236
Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	18.30	69.57	0.263
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	18.30	69.57	0.263
Saldatura comp. piatt. superiore-piatt. superiore	18.30	97.39	0.188
Saldatura comp. piatt. orrizzontale-piatt. inclianta	18.30	97.39	0.188
Collegamento elementi diagonali	18.30	48.70	0.376

Corrente superiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	14.90	48.70	0.306
Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	14.20	69.57	0.204
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	14.20	69.57	0.204

Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	14.90	108.70	0.137
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	14.90	108.70	0.137
Saldatura comp. piatt. inferiore-piatt. inferiore	14.20	97.39	0.146
Saldatura comp. piatt. orrizzontale-piatt. inclianta	14.90	97.39	0.153
Collegamento elementi diagonali	14.20	48.70	0.292

Tutte le tensioni risultano inferiori a quelle di progetto, pertanto le verifiche si ritengono soddisfatte.

9.3.4.2 Sezione S2

Corrente inferiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	8.60	48.70	0.177
Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	10.40	108.70	0.096
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	10.40	108.70	0.096
Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	8.60	69.57	0.124
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	8.60	69.57	0.124
Saldatura comp. piatt. superiore-piatt. superiore	8.60	97.39	0.088
Saldatura comp. piatt. inferiore-piatt. inferiore	10.40	88.65	0.117
Saldatura comp. piatt. orrizzontale-piatt. inclianta	10.40	97.39	0.107
Collegamento elementi diagonali	8.60	48.70	0.177

Corrente superiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	15.50	48.70	0.318
Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	15.10	69.57	0.217
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	15.10	69.57	0.217
Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	15.50	108.70	0.143
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	15.50	108.70	0.143
Saldatura comp. piatt. superiore-piatt. superiore	15.50	88.65	0.175
Saldatura comp. piatt. inferiore-piatt. inferiore	15.50	97.39	0.159
Saldatura comp. piatt. orrizzontale-piatt. inclianta	15.50	97.39	0.159
Collegamento elementi diagonali	15.10	48.70	0.310

Tutte le tensioni risultano inferiori a quelle di progetto, pertanto le verifiche si ritengono soddisfatte.

9.3.4.3 Sezione S3

Corrente inferiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	14.70	48.70	0.302
Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	14.70	108.70	0.135
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	14.70	108.70	0.135
Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	13.80	69.57	0.198
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	13.80	69.57	0.198
Saldatura comp. piatt. superiore-piatt. superiore	13.80	97.39	0.142
Saldatura comp. piatt. inferiore-piatt. inferiore	14.70	81.75	0.180
Saldatura comp. piatt. orrizzontale-piatt. inclianta	13.80	97.39	0.142
Collegamento elementi diagonali	13.80	48.70	0.283

Corrente superiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	26.10	48.70	0.536
Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	26.20	69.57	0.377
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	26.20	69.57	0.377
Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	26.10	108.70	0.240
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	26.10	108.70	0.240
Saldatura comp. piatt. superiore-piatt. superiore	26.10	81.74	0.319
Saldatura comp. piatt. inferiore-piatt. inferiore	26.20	97.39	0.269
Saldatura comp. piatt. orrizzontale-piatt. inclianta	26.20	97.39	0.269
Collegamento elementi diagonali	26.20	48.70	0.538

Tutte le tensioni risultano inferiori a quelle di progetto, pertanto le verifiche si ritengono soddisfatte.

9.3.4.4 Sezione S4

Corrente inferiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	18.20	48.70	0.374
Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	18.20	108.70	0.167
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	18.20	108.70	0.167

Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	18.10	69.57	0.260
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	18.10	69.57	0.260
Saldatura comp. piatt. superiore-piatt. superiore	18.10	97.39	0.186
Saldatura comp. piatt. orizzontale-piatt. inclinata	18.20	97.39	0.187
Collegamento elementi diagonali	18.10	61.74	0.293

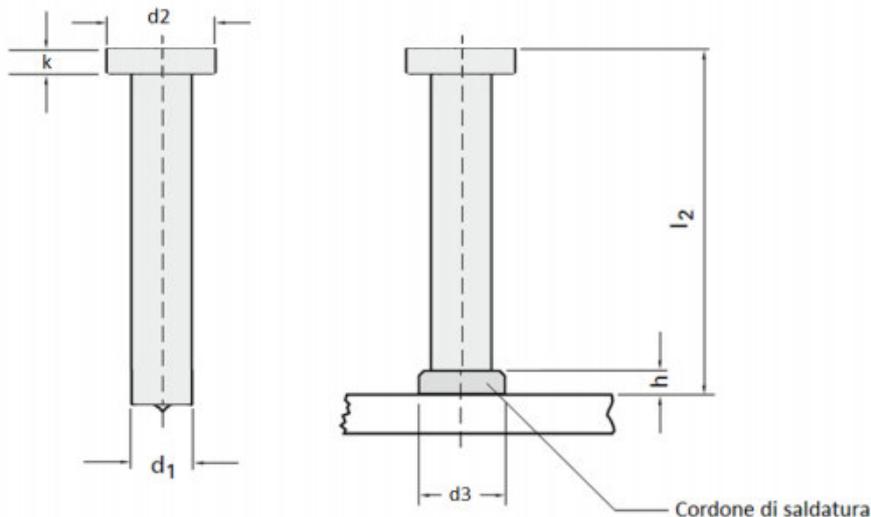
Corrente superiore:

Dettagli	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_{E,2}/\Delta\sigma_c$
Saldatura comp. diag-piatt.	31.50	48.70	0.647
Saldatura comp. anima 1-piatt. inferiore	31.60	69.57	0.454
Saldatura comp. anima 2-piatt. inferiore	31.60	69.57	0.454
Saldatura comp. anima 1 piatt. superiore	31.50	108.70	0.290
Saldatura comp. anima 2-piatt. superiore	31.50	108.70	0.290
Saldatura comp. piatt. inferiore-piatt. inferiore	31.60	97.39	0.324
Saldatura comp. piatt. orizzontale-piatt. inclinata	31.60	97.39	0.324
Collegamento elementi diagonali	31.60	61.74	0.512

Tutte le tensioni risultano inferiori a quelle di progetto, pertanto le verifiche si ritengono soddisfatte.

9.3.5 Verifica dei pioli

Secondo le UNI EN ISO 13918 e DM 17/01/2018 si utilizzano pioli tipo Nelson $\phi=22$ H=250 di acciaio S235J2G3+C450.



l2	250	mm
d1	22.22	mm
d2	34.9	mm
d3	28	mm
k	10	mm
h	10	mm
fy	350	Mpa
ft	450	MPa
γv	1.25	
fck	35	Mpa
Ec	11791	Mpa
Resistenza a taglio	72.13	kN

Per la verifica di resistenza SLU a taglio del singolo piolo, si riportano gli sforzi sollecitanti già combinati dovuti alla somma di tutte le sollecitazioni (permanenti portati, ritiro, traffico e variazione termica):

SLU [kN/m]	Concio C		Concio B	Concio A
	0<x<2.5m	x>2.5m		
Fxy	1294	811	694	374

Secondo i calcoli di progetto si riportano gli sforzi sollecitanti il singolo piolo per ogni concio:

Concio C 0<x<2.5m			Concio C x>2.5m		
passo	0.15	m	passo	0.2	m
n. pioli	3		n. pioli	3	
Fxy singolo piolo	64.70	kN	Fxy singolo piolo	54.07	kN

Concio B			Concio A		
passo	0.2	m	passo	0.2	m
n. pioli	2		n. pioli	2	
Fxy singolo piolo	64.90	kN	Fxy singolo piolo	37.40	kN

Tutti gli sforzi sollecitanti risultano inferiori a quello resistente il singolo piolo, pertanto le verifiche si ritengono soddisfatte.

- F_{Ed}/F_{Rd} rapporto tra la massima sollecitazione di calcolo e la sollecitazione resistente di progetto (coeff. di sfruttamento)

Concio	X(m)	Combinazione	F_{Ed}/F_{Rd}
C	$0 < x < 2.5$	SLU	0.897
	$x > 2.5$	SLU	0.750
B		SLU	0.900
A		SLU	0.519

10 TRAVERSI

Tutti i traversi vengono connessi alla soletta mediante piolatura, l'interasse dei traversi è di 2.5m. I traversi sono costituiti da travi in parete piena colleganti alle travi principali mediante bullonatura.

Le caratteristiche geometriche della sezione dei traversi sono riportate nella tabella che segue.

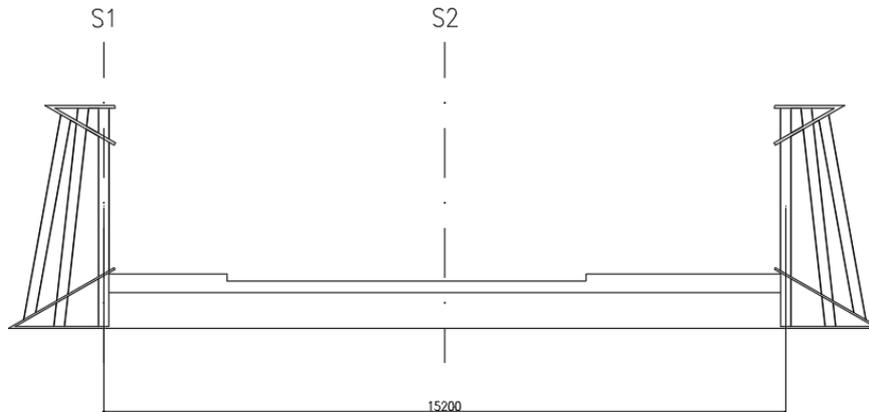
Traverso tipico	Piattabanda sup. (mm)	Anima (mm)	Piattabanda inf. (mm)	Altezza ferro (mm)
Diaframmi a parete piena	400 x 25	15	500 x 25	800
Traverso di spalla	Piattabanda sup. (mm)	Anima (mm)	Piattabanda inf. (mm)	Altezza ferro (mm)
Diaframmi a parete piena	800 x 40	25	800 x 40	800

Per determinare l'andamento delle sollecitazioni e degli sforzi sui traversi si fa riferimento ai risultati ottenuti dal modello monofilare del traverso descritto in precedenza, tenendo presente che per i traversi di spalla si dovrà tenere in conto della presenza dell'incremento dinamico per il calcolo delle sollecitazioni da traffico, come indicato nel paragrafo dell'analisi dei carichi.

Le condizioni di carico sul traverso sono state applicate con i criteri descritti al capitolo "Metodo di calcolo" del presente documento.

10.1 SEZIONI SIGNIFICATIVE DI VERIFICA

Le sezioni significative per le verifiche strutturali dei travi principali sono evidenziate nel seguito:



- S1 Sezione di attacco (Taglio massimo)
- S2 Sezione di mezzeria (Momento massimo)

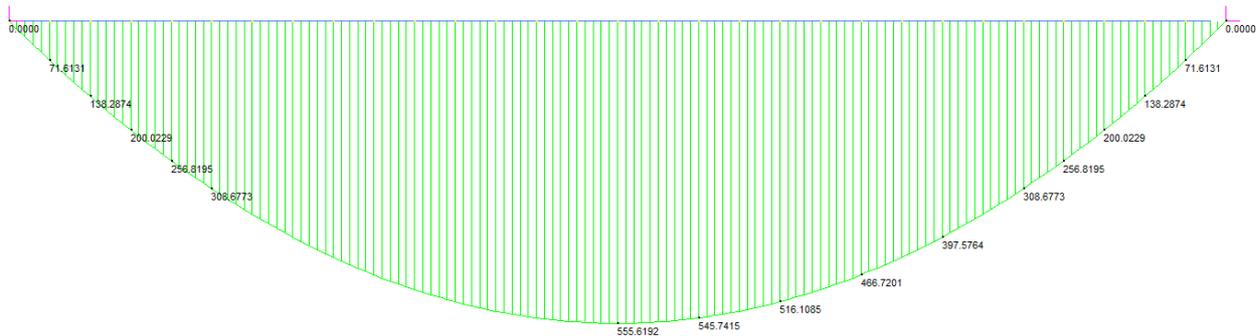
10.2 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano i diagrammi di sollecitazione per le azioni principali, considerate nel dimensionamento, le unità di misura sono kN per le forze e metri per le lunghezze, i valori nei diagrammi sono relativi ai carichi nominali, quindi non fattorizzati.

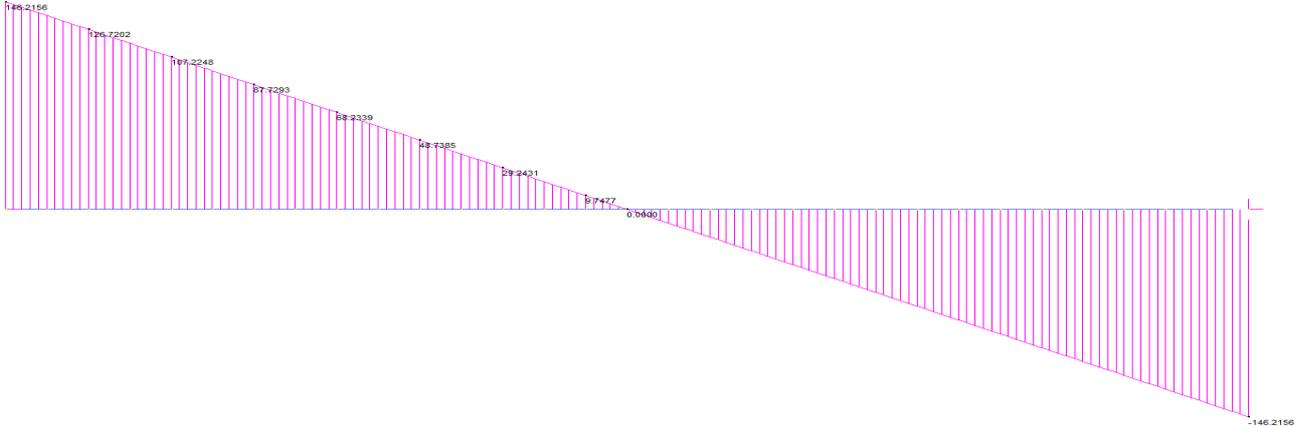
10.2.1 Traverso tipico

10.2.1.1 Pesì propri acciaio + soletta

Momento Flettente [kNm]



Taglio [kN]



Validazione

q = 19,30 kN/m
L = 15,2 m

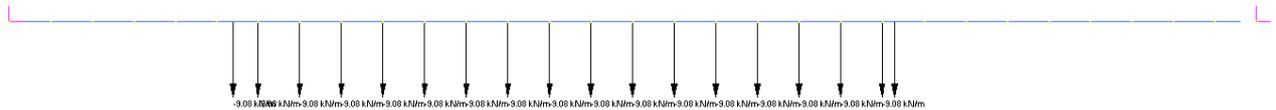
Mmax $ql^2/8=$ 557 kNm
Tmax $ql/2=$ 147 kN

10.2.1.2 Pesì permanenti portati

Cordoli



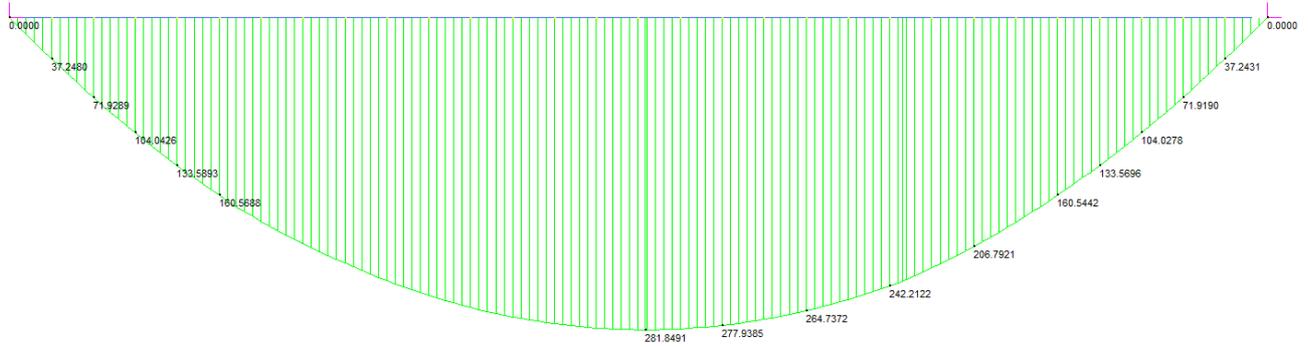
Pavimentazione



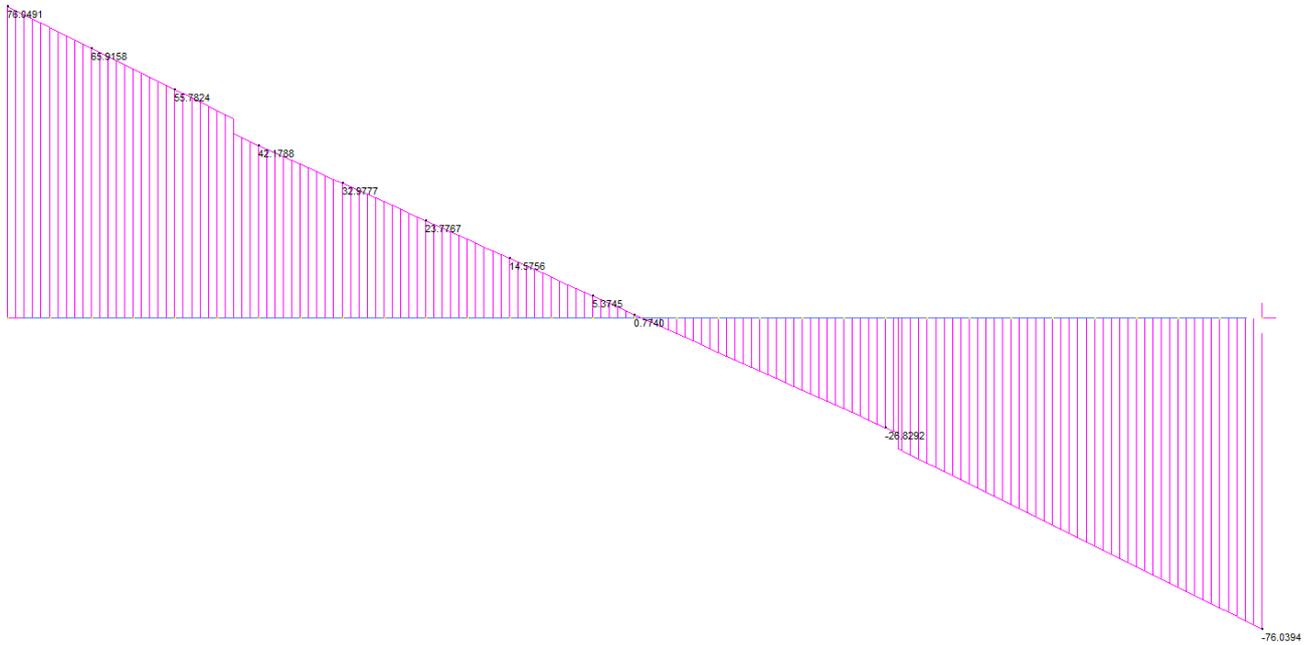
Barriere



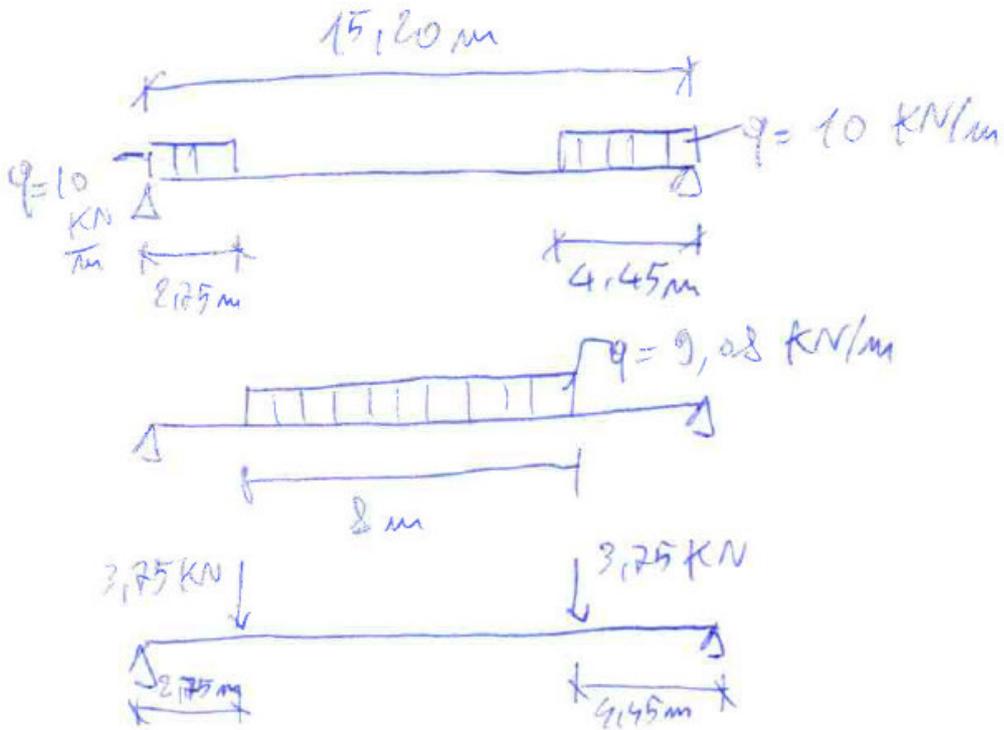
Momento Flettente [kNm]



Taglio [kN]



Validazione

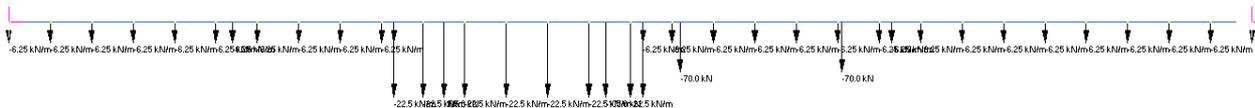


$$T = \left(27,5 \cdot 12,825 + 44,5 \cdot 4,45 \frac{1}{2} + 72,64 \cdot 8,45 + 9,75 \cdot 14,45 + 3,75 \cdot 4,45 \right) \cdot \frac{1}{15,2} = 76,08 \text{ kN}$$

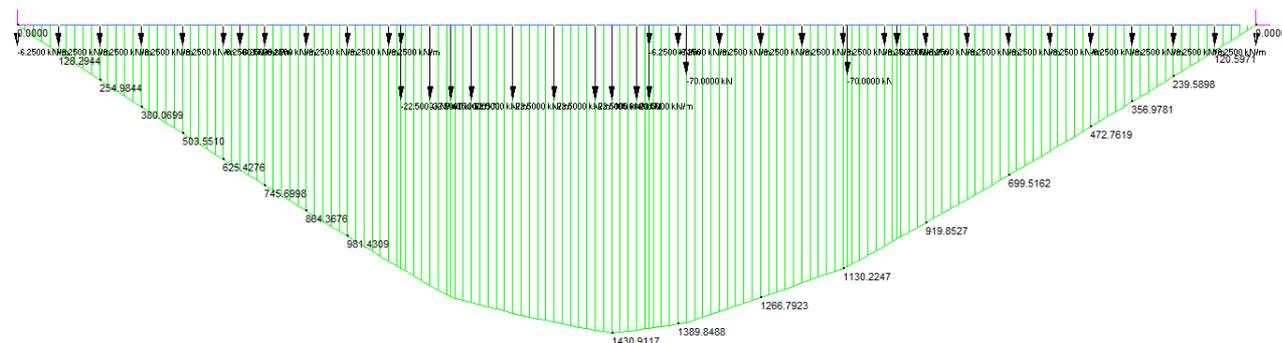
10.2.1.3 Carichi accidentali (traffico schema di carico 1)

L'afferenza dei carichi accidentali concentrati tandem dello schema 1 per i traversi tipici è 35%, come indicato nei criteri di progettazione del presente documento.

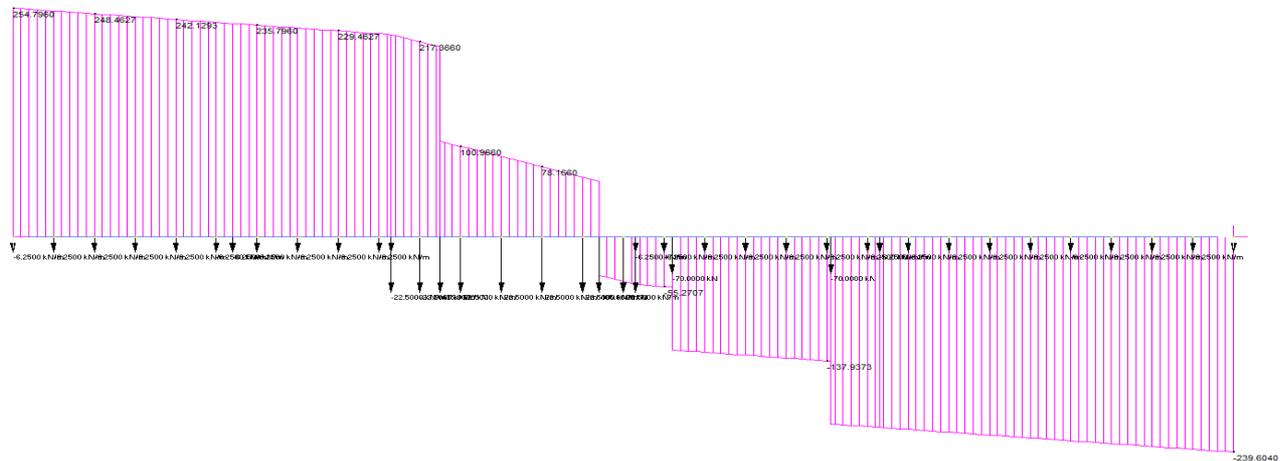
Massimizzazione della mezzeria



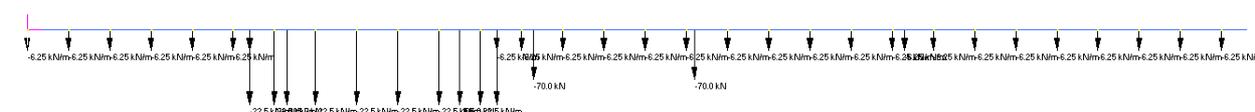
Momento Flettente [kNm]



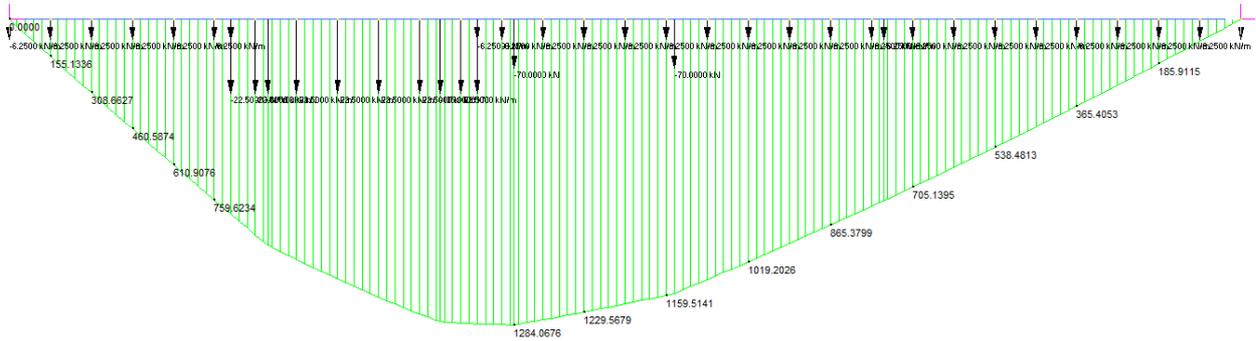
Taglio [kN]



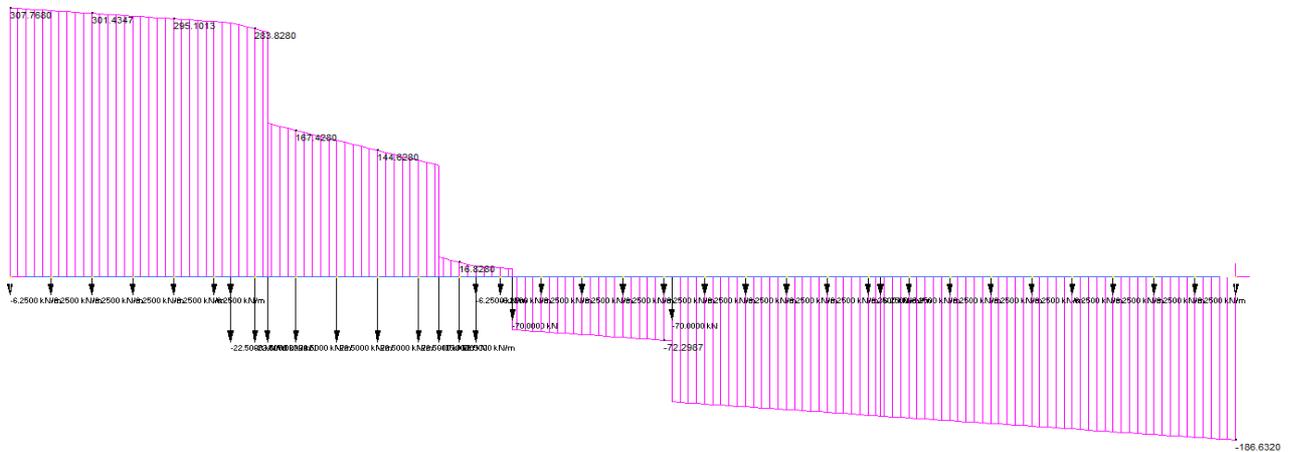
Massimizzazione dell'appoggio



Momento Flettente [kNm]



Taglio [kN]



Validazione

Si verifica che la somma delle reazioni vincolari (pari ai due tagli di estremità)

$$254.80 + 239.60 = 494.4$$

$$307.77 + 186.63 = 494.4$$

sia uguale alla somma dei carichi applicati

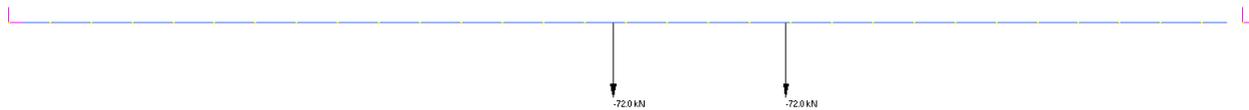
$$(600 + 400) \times 0.35 + 2.5 \times 2.5 \times 12.2 + 9 \times 2.5 \times 3 = 493.75 \text{ kN}$$

dove si è assunto il 35% di afferenza dei carichi concentrati sul singolo traverso come anticipato nei criteri di progettazione del presente documento. La verifica è soddisfatta.

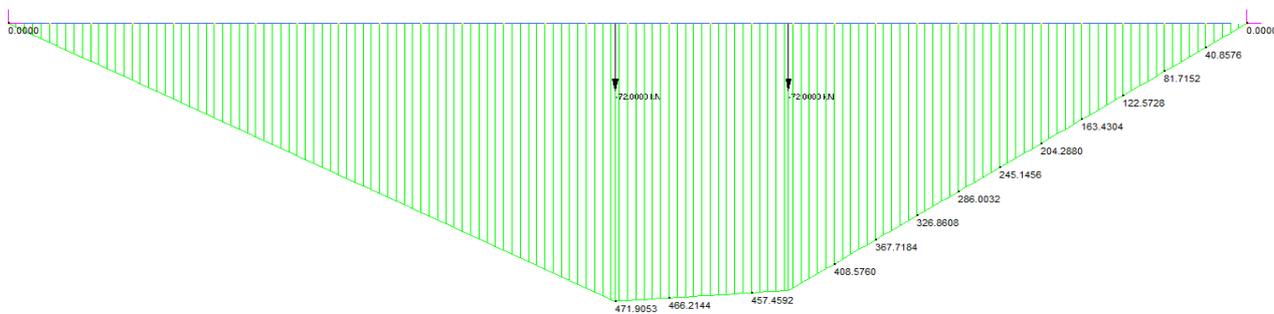
10.2.1.4 Carichi accidentali (Fatica FLM3)

L'afferenza dei carichi accidentali concentrati dello schema FLM3 per i traversi tipici è 30%, come indicato nei criteri di progettazione del presente documento.

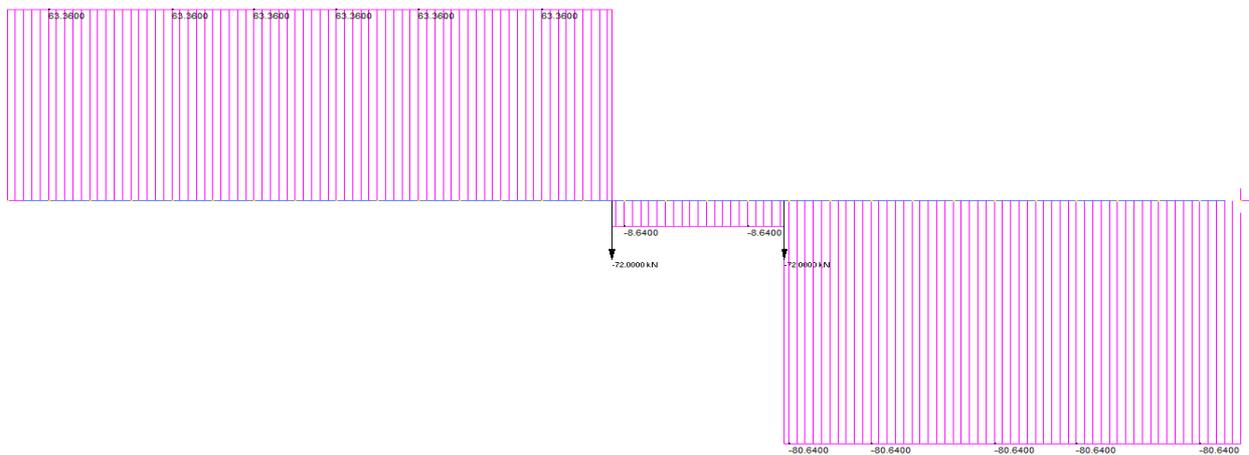
Massimizzazione della mezzeria



Momento Flettente [kNm]



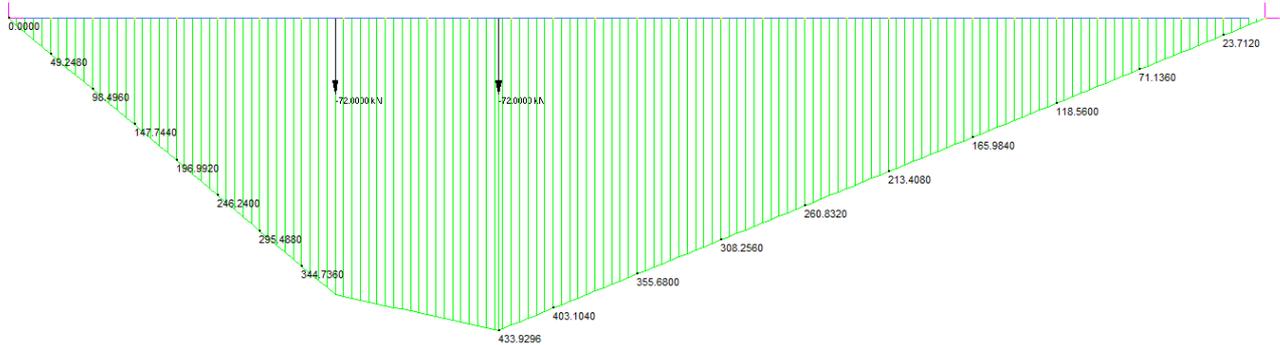
Taglio [kN]



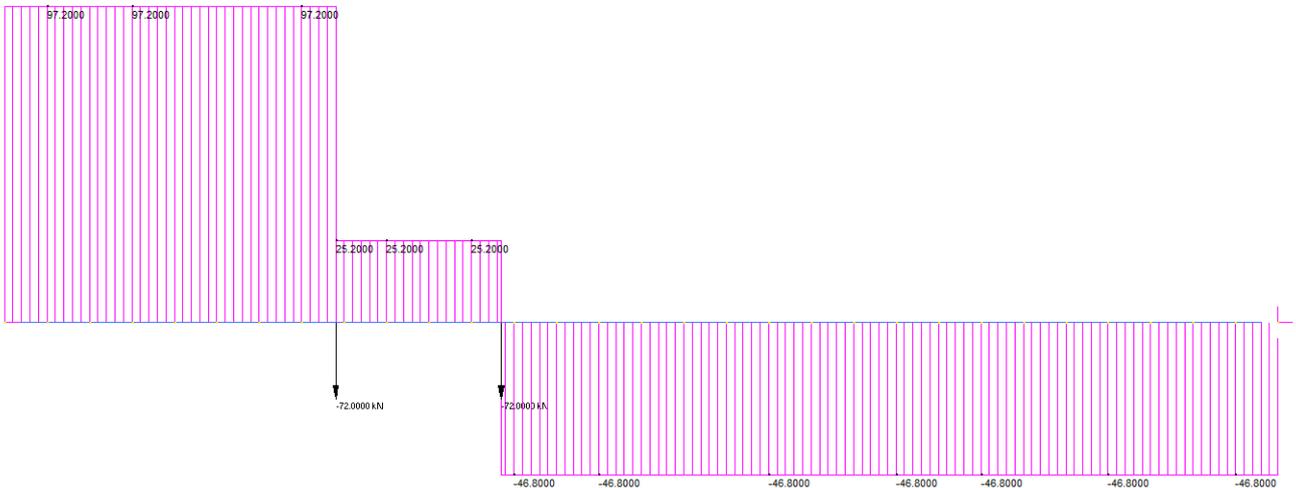
Massimizzazione dell'appoggio



Momento Flettente [kNm]



Taglio [kN]

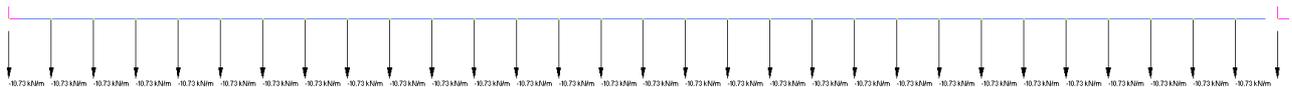


10.2.2 Traverso di spalla

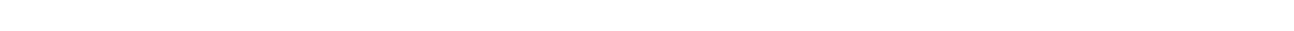
La lunghezza di afferenza del traverso di spalla è di 1650mm anziché i 2500mm del traverso tipico, pertanto i carichi distribuiti saranno proporzionalmente ridotti del 35%. Per il traverso di spalla è stato utilizzato un altro modello simile a quello del traverso tipico, vista la differente geomtria della sezione, con i carichi opportunamente scalati. Si ritengono pertanto efficaci le validazioni già effettuate.

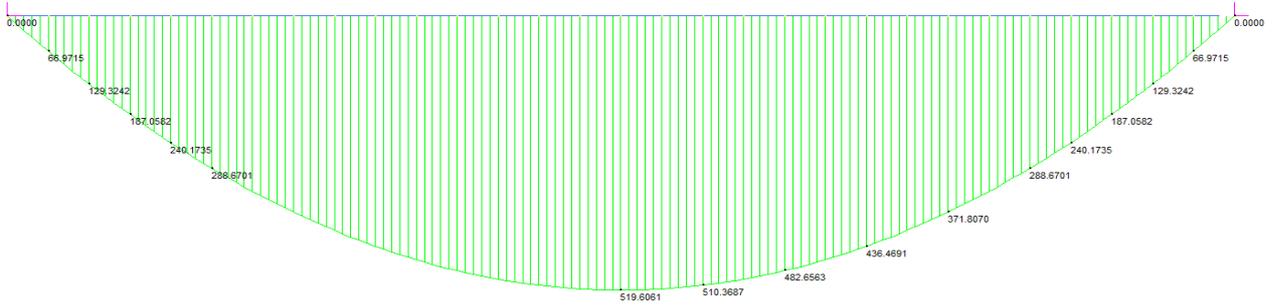
10.2.2.1 Pesì propri acciaio + soletta

Carico: $7.40 + 10.73 = 18.13$ kN/m (p.p traverso + afferenza soletta)

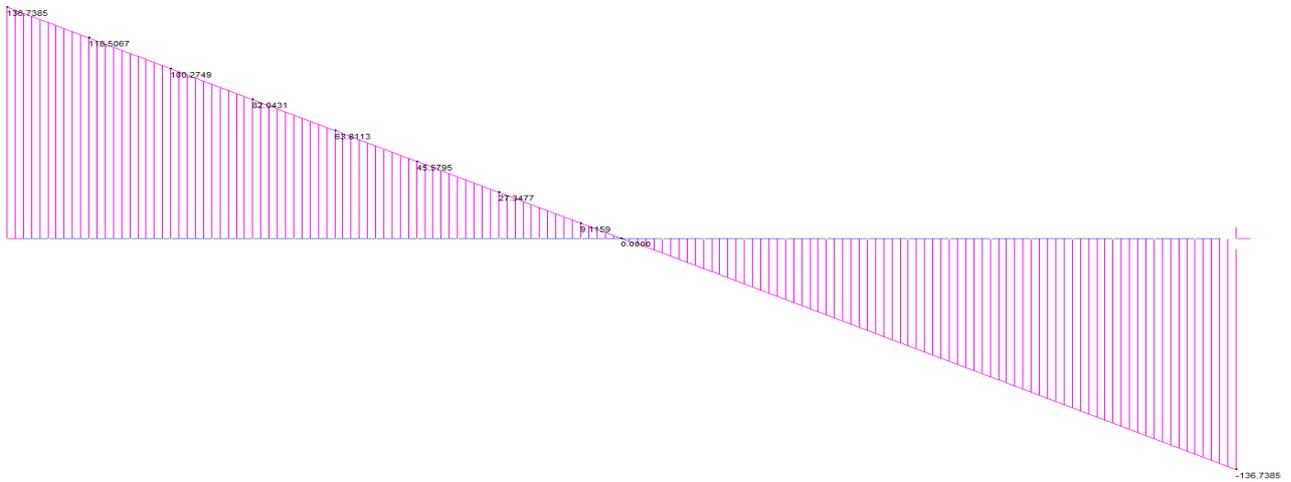


Momento Flettente [kNm]





Taglio [kN]

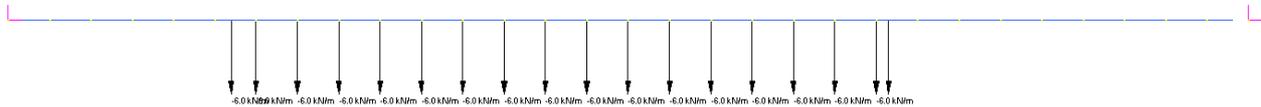


10.2.2.2 Pesì permanenti portati

Cordoli



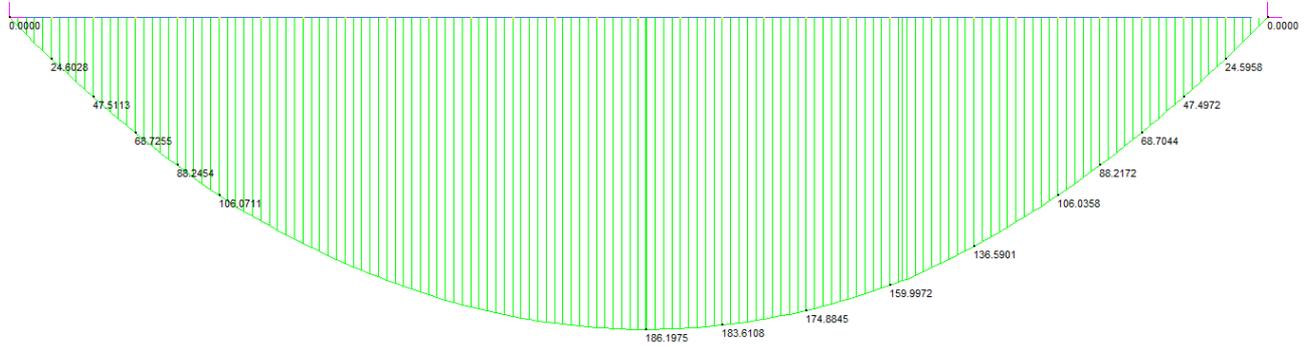
Pavimentazione



Barriere

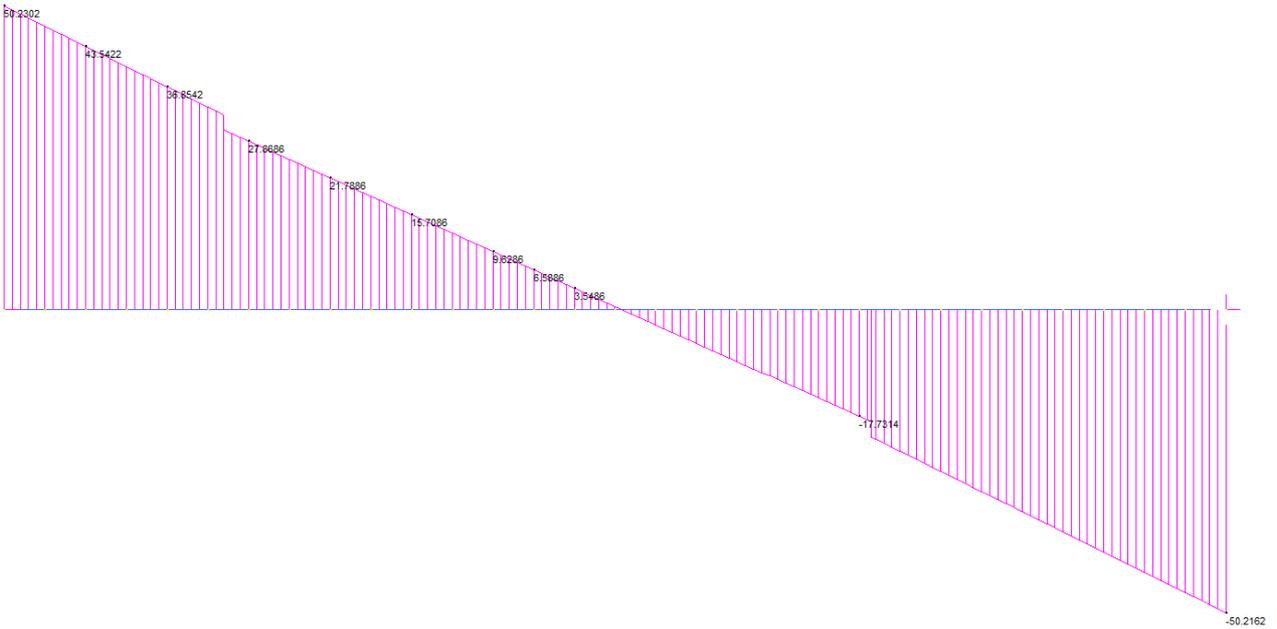


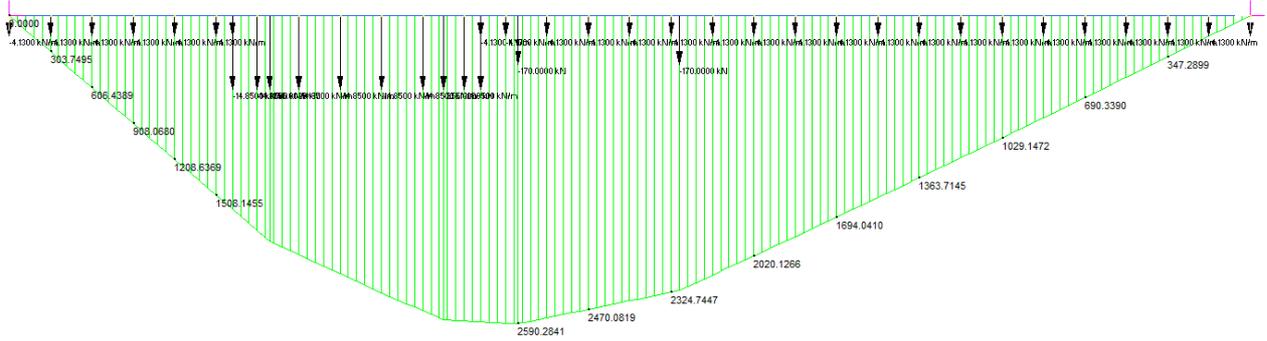
Momento Flettente [kNm]



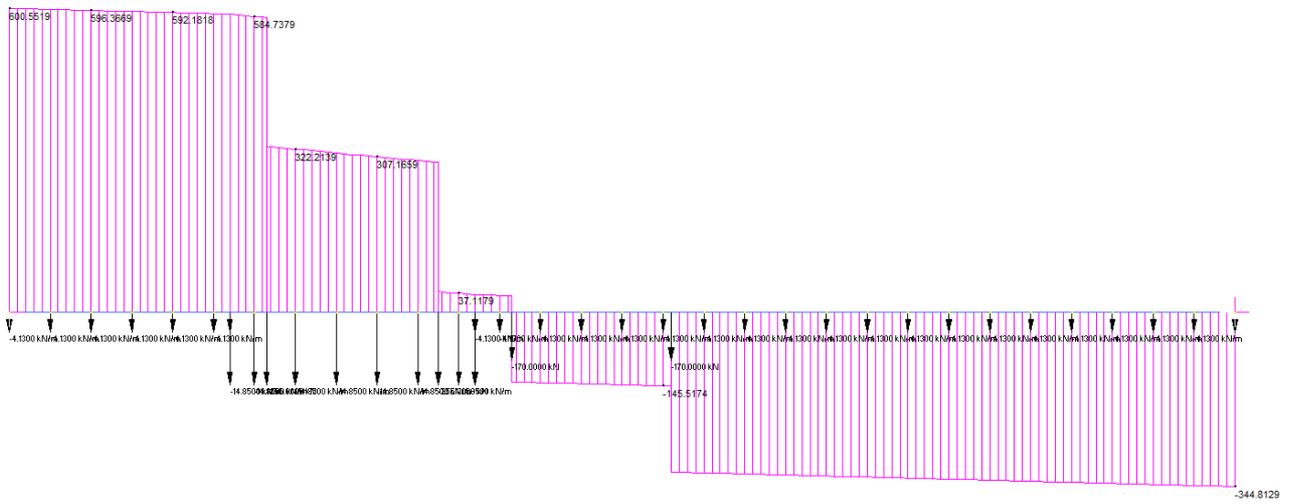
Taglio

[kN]





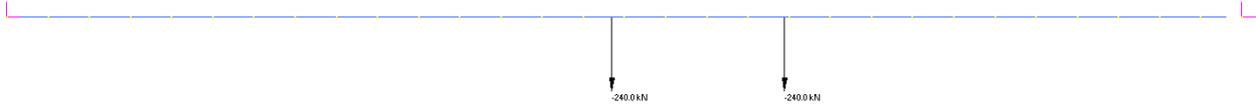
Taglio [kN]



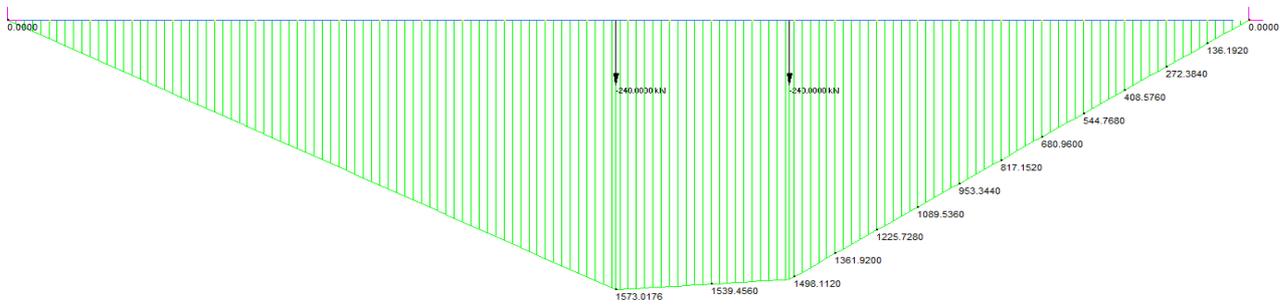
10.2.2.4 Carichi accidentali (Fatica FLM3)

L'afferenza dei carichi accidentali concentrati dello schema FLM3 per i traversi di spalla è 100%, come indicato nei criteri di progettazione del presente documento.

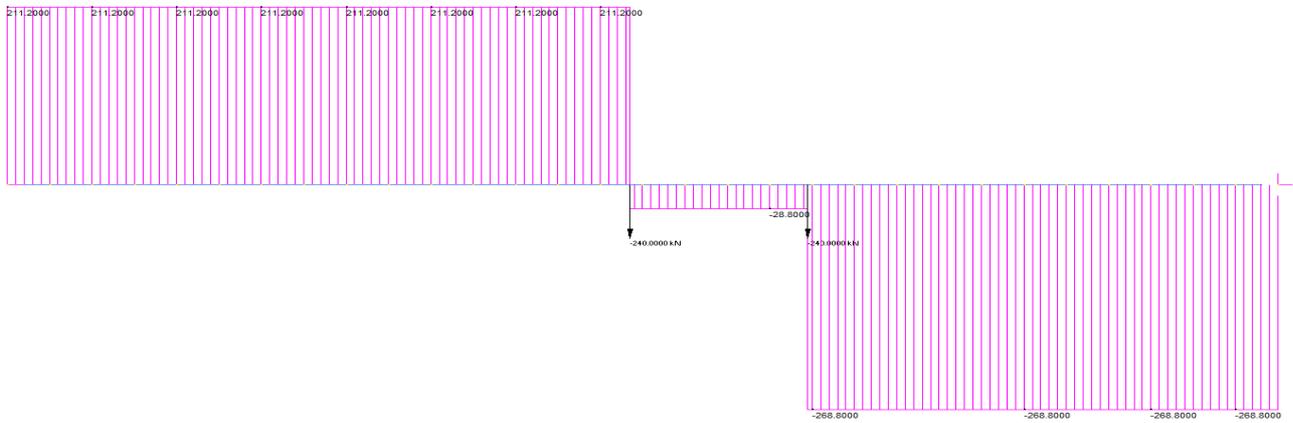
Massimizzazione della mezzeria



Momento Flettente [kNm]



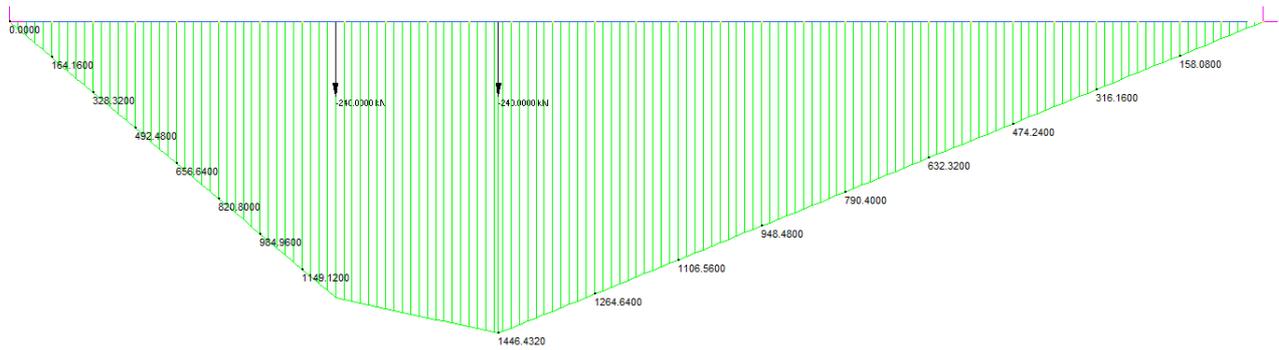
Taglio [kN]



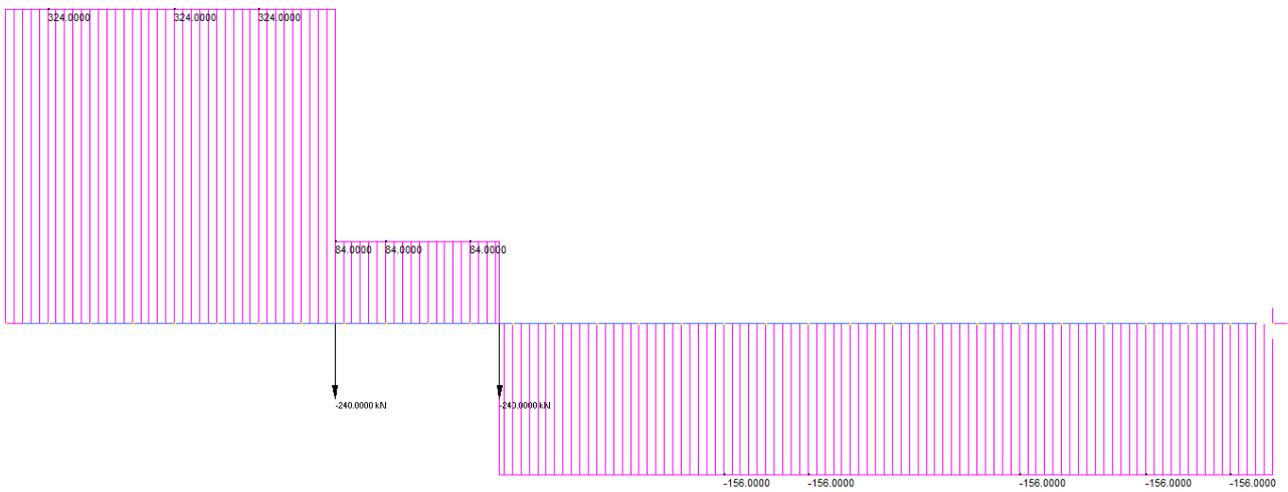
Massimizzazione dell'appoggio



Momento Flettente [kNm]



Taglio [kN]



10.3 TABELLE DELLE SOLLECITAZIONI COMBinate E FATTORIZZATE

Si sono combinate le sollecitazioni elementari riportate nel paragrafo precedente al fine di massimizzare le sollecitazioni nelle diverse sezioni. La combinazione di massima compressione è dimensionante per la piattabanda superiore e la stabilità delle anime mentre la massima trazione è dimensionante per la piattabanda inferiore. Nelle combinazioni il delta termico differenziale è considerato di contrazione concorde con il ritiro.

Combinazione SLU di massima compressione:

1.35 Pesi strutturali+1.35 Pesi portati+1.2 ritiro + (1.2 x0.6) Delta termico+1.35 Traffico+(1.5x0.6) vento

Combinazione SLU di massima trazione:

1.35 Pesi strutturali+1.35 Pesi portati+0 ritiro - (1.2 x0.6) Delta termico+1.35 Traffico+(1.5x0.6) vento

Combinazione SLE rara di massima compressione:

Pesi strutturali + Pesi portati+ ritiro + 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.6 vento

Combinazione SLE rara di massima trazione:

Pesi strutturali + Pesi portati +0 ritiro - 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.6 vento

Combinazione SLE frequente di massima compressione:

Pesi strutturali + Pesi portati+ ritiro + 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.2 vento

Combinazione SLE frequente di massima trazione:

Pesi strutturali + Pesi portati +0 ritiro - 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.2 vento

Di seguito si riportano le sollecitazioni combinate e fattorizzate per le diverse fasi considerate:

Fase 1 Peso proprio

Fase 2a Permanenti

Fase 2b Ritiro

Fase 2c Coazioni e/o presollecitazioni

Fase 3a Variazione termica

Fase 3b Traffico

10.3.1 Sollecitazioni SLU

Si riportano le sollecitazioni massime, già fattorizzate a SLU, per le varie sezioni e fasi. Le sollecitazioni dovute a ritiro e variazione termica sono state calcolate direttamente dal programma Ponti EC4, in quanto lo schema statico del traverso è di semplice appoggio (isostatico).

10.3.1.1 Traverso Tipico

Massima compressione Sezione 1 Traverso tipico			Massima compressione Sezione 2 Traverso tipico		
N (kN)	T (kN)	M (kNm)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)

Fase1	0	197.39	0	Fase1	0	0	-750.09
Fase2a	0	102.67	0	Fase2a	0	0	-380.5
Fase2b	-910	0	211	Fase2b	-910	0	211
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	-1640	0	201	Fase3a	-1640	0	201
Fase3b	0	415.49	0	Fase3b	0	13.1	-1931.73
Massima trazione Sezione 1 Traverso tipico				Massima trazione Sezione 2 Traverso tipico			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	197.39	0	Fase1	0	0	-750.09
Fase2a	0	102.67	0	Fase2a	0	0	-380.5
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	1640	0	-201	Fase3a	1640	0	-201
Fase3b	0	415.49	0	Fase3b	0	13.1	-1931.73

10.3.1.2 Traverso di Spalla

Massima compressione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima compressione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	184.597	0	Fase1	0	0	-701.468
Fase2a	0	67.81	0	Fase2a	0	0	-251.37
Fase2b	-601	0	230	Fase2b	-601	0	230
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	-1080	0	292	Fase3a	-1080	0	292
Fase3b	0	810.745	0	Fase3b	0	57.959	-3883.021
Massima trazione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima trazione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	184.597	0	Fase1	0	0	-701.468
Fase2a	0	67.81	0	Fase2a	0	0	-251.37
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	1080	0	-292	Fase3a	1080	0	-292
Fase3b	0	810.745	0	Fase3b	0	57.959	-3883.021

10.3.2 Sollecitazioni SLE Rara

Si riportano le sollecitazioni massime, già fattorizzate a SLE rara, per le varie sezioni e fasi. Le sollecitazioni dovute a ritiro e variazione termica sono state calcolate direttamente dal programma Ponti EC4, in quanto lo schema statico del traverso è di semplice appoggio (isostatico).

10.3.2.1 Traverso Tipico

Massima compressione Sezione 1 Traverso tipico				Massima compressione Sezione 2 Traverso tipico			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	146.216	0	Fase1	0	0	-555.619
Fase2a	0	76.05	0	Fase2a	0	0	-281.85
Fase2b	-758.33	0	175.83	Fase2b	-758.33	0	175.83
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	-1366.67	0	167.5	Fase3a	-1366.67	0	167.5
Fase3b	0	307.768	0	Fase3b	0	9.706	-1430.91
Massima trazione Sezione 1 Traverso tipico				Massima trazione Sezione 2 Traverso tipico			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	146.216	0	Fase1	0	0	-555.619
Fase2a	0	76.05	0	Fase2a	0	0	-281.85
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	1366.67	0	-167.5	Fase3a	1366.67	0	-167.5
Fase3b	0	307.768	0	Fase3b	0	9.706	-1430.91

10.3.2.2 Traverso di Spalla

Massima compressione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima compressione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	136.739	0	Fase1	0	0	-519.606
Fase2a	0	50.23	0	Fase2a	0	0	-186.2
Fase2b	-500.83	0	191.67	Fase2b	-500.83	0	191.67
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	-900	0	243.33	Fase3a	-900	0	243.33
Fase3b	0	600.552	0	Fase3b	0	42.932	-2876.312
Massima trazione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima trazione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	136.739	0	Fase1	0	0	-519.606
Fase2a	0	50.23	0	Fase2a	0	6	-186.2
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	900	0	-243.33	Fase3a	900	0	-243.33
Fase3b	0	600.552	0	Fase3b	0	42.932	-2876.312

10.3.3 Sollecitazioni SLE Frequente

Si riportano le sollecitazioni massime, già fattorizzate a SLE frequente, per le varie sezioni e fasi. Le sollecitazioni dovute a ritiro e variazione termica sono state calcolate direttamente dal programma Ponti EC4, in quanto lo schema statico del traverso è di semplice appoggio (isostatico).

10.3.3.1 Traverso Tipico

Massima compressione Sezione 1 Traverso tipico				Massima compressione Sezione 2 Traverso tipico			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	146.216	0	Fase1	0	0	-555.619
Fase2a	0	76.05	0	Fase2a	0	0	-281.85
Fase2b	-758.33	0	175.83	Fase2b	-758.33	0	175.83
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	-1366.67	0	167.5	Fase3a	-1366.67	0	167.5
Fase3b	0	230.826	0	Fase3b	0	7.28	-1073.184
Massima trazione Sezione 1 Traverso tipico				Massima trazione Sezione 2 Traverso tipico			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	146.216	0	Fase1	0	0	-555.619
Fase2a	0	76.05	0	Fase2a	0	0	-281.85
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	1366.67	0	-167.5	Fase3a	1366.67	0	-167.5
Fase3b	0	230.826	0	Fase3b	0	7.28	-1073.184

10.3.3.2 Traverso di Spalla

Massima compressione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima compressione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	136.739	0	Fase1	0	0	-519.606
Fase2a	0	50.23	0	Fase2a	0	0	-186.2
Fase2b	-500.83	0	191.67	Fase2b	-500.83	0	191.67
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	-900	0	243.33	Fase3a	-900	0	243.33
Fase3b	0	450.414	0	Fase3b	0	32.199	-2157.23
Massima trazione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima trazione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	136.739	0	Fase1	0	0	-519.606

Fase2a	0	50.23	0	Fase2a	0	0	-186.2
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	900	0	-243.33	Fase3a	900	0	-243.33
Fase3b	0	450.414	0	Fase3b	0	32.199	-2157.23

10.3.4 Sollecitazioni SLF fatica

Si riportano le sollecitazioni massime, già fattorizzate a SLF, per le varie sezioni e fasi. Le sollecitazioni dovute a ritiro e variazione termica sono state calcolate direttamente dal programma Ponti EC4, in quanto lo schema statico del traverso è di semplice appoggio (isostatico).

10.3.4.1 Traverso Tipico

Massima compressione Sezione 1 Traverso tipico				Massima compressione Sezione 2 Traverso tipico			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	146.216	0	Fase1	0	0	-555.619
Fase2a	0	76.05	0	Fase2a	0	0	-281.85
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0	Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	97.2	0	Fase3b	0	27.36	-471.905

Massima trazione Sezione 1 Traverso tipico				Massima trazione Sezione 2 Traverso tipico			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	146.216	0	Fase1	0	0	-555.619
Fase2a	0	76.05	0	Fase2a	0	0	-281.85
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0	Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	0	0	Fase3b	0	0	0

10.3.4.2 Traverso di Spalla

Massima compressione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima compressione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	136.739	0	Fase1	0	0	-519.606
Fase2a	0	50.23	0	Fase2a	0	0	-186.2
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0	Fase3a	0	0	0

Fase3b	0	324	0	Fase3b	0	91.2	-1573.02
Massima trazione Sezione 1 Traverso di spalla				Massima trazione Sezione 2 Traverso di spalla			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Fase1	0	136.739	0	Fase1	0	0	-519.606
Fase2a	0	50.23	0	Fase2a	0	0	-186.2
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0	Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	0	0	Fase3b	0	0	0

10.4 VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano le verifiche strutturali per la combinazione più gravosa.

10.4.1 Traversi tipici

10.4.1.1 Caratteristiche geometrico inerziali Sezione 1

Nome concio
A_Appoggio Traverso Tipo

Sezioni (es. Sez1,Sez2,...) X (m) (es. X1,X2,...)
Sez1 0

Lamiere (A_Appoggio Traverso Tipo)

bs (mm) 400 Flangia sup. in cl. 1
ts (mm) 25 Flangia sup. <40mm

hmet (mm) 800

twr (mm) 15 Inclined web

alfa 0

bi (mm) 500

ti (mm) 25 Flangia inf. <40mm

Opzioni avanzate per le flange

Edita opzioni Edita opzioni

Stiffeners verticali (A_Appoggio Traverso Tipo)

Interasse fra gli stiffeners (mm) 100000

Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)

Fatica (A_Appoggio Traverso Tipo)

Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) 2.498 ?
Carpenteria (Taglio) λ_1 2.589
Armatura $\lambda_{s,1}$ 0.000
Fattore per azioni da traffico (Armature) 0.000

Dati per i dettagli di carpenteria (A_Appoggio Traverso Tipo)

A_Appoggio Traverso Tipo
B_Mezzeria Traverso Tipo
C_Appoggio Traverso Spalla
D_Mezzeria Traverso Spalla

Cls soletta (A_Appoggio Traverso Tipo)

bcls (mm) 2500 tcls (mm) 260
b1 (mm) 400 bsx (mm) 1250
hcop (mm) 0 Valuta raccordo

Armatura soletta (A_Appoggio Traverso Tipo)

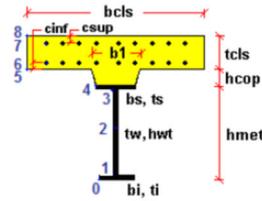
	diametro (mm)	passo (mm)	coprifero (mm)
layer superiore	24	200	40
layer inferiore	24	200	40

Pioli (A_Appoggio Traverso Tipo)

n (n°/m) 20 diametro (mm) 22 altezza (mm) 200

Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2
Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0
Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0.000E+000

	Fase 1 ▲	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	3.375E+4	8.117E+4	8.117E+4	8.117E+4	1.534E+5	4.506E+4
zG	371.3	697.7	697.7	697.7	807.07	511.53
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	3.879E+9	1.033E+10	1.033E+10	1.033E+10	1.28E+10	6.615E+9
Wy,0	-1.045E+7	-1.48E+7	-1.48E+7	-1.48E+7	-1.586E+7	-1.293E+7
Wy,1	-1.12E+7	-1.535E+7	-1.535E+7	-1.535E+7	-1.636E+7	-1.36E+7
Wy,3	9.609E+6	1.336E+8	1.336E+8	1.336E+8	-3.99E+8	2.511E+7
Wy,4	9.049E+6	1.01E+8	1.01E+8	1.01E+8	-1.81E+9	2.293E+7
Wy,5	--	1.01E+8	1.01E+8	1.01E+8	-1.81E+9	2.293E+7
Wy,6	--	7.258E+7	7.258E+7	7.258E+7	3.887E+8	2.014E+7
Wy,7	--	3.205E+7	3.205E+7	3.205E+7	6.011E+7	1.301E+7
Wy,8	--	2.851E+7	2.851E+7	2.851E+7	5.06E+7	1.206E+7
Sy,1	4.485E+6	8.565E+6	8.565E+6	8.565E+6	9.932E+6	6.238E+6
Sy,2	5.384E+6	1.196E+7	1.196E+7	1.196E+7	1.452E+7	8.013E+6
Sy,3	4.162E+6	1.191E+7	1.191E+7	1.191E+7	1.451E+7	7.493E+6
Sy,4	-4.657E-10	1.102E+7	1.102E+7	1.102E+7	1.471E+7	4.733E+6
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300



10.4.1.2 Classificazione della sezione e Verifica flessionale SLU

Sezioni e combinazioni di progetto

A_Appoggio Traverso	SLU fond.. Mmax
B_Mezzeria Traverso	SLU fond.. Mmin
C_Appoggio Traverso	SLU fond.. Vmax
D_Mezzeria Traverso	SLU fond.. Vmin
	SLS carat.. Mmax
	SLS carat.. Mmin
	SLS carat.. Vmax
	SLS carat.. Vmin
	SLS freq.. Mmax
	SLS freq.. Mmin
	SLS freq.. Vmax
	SLS freq.. Vmin
	SLF acciaio.. Mma
	SLF acciaio.. Mmir

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	1.97E+005	0.00E+000	0.00E+000
2a	0.00E+000	1.03E+005	0.00E+000	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	-9.10E+005	0.00E+000	-2.11E+005	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-1.64E+006	0.00E+000	-2.01E+005	0.00E+000
3b	0.00E+000	4.15E+005	0.00E+000	0.00E+000
Totale	-2.55E+006	7.16E+005	-4.13E+005	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1E-4	-7.58E+5	-1.76E+5	1.2
Var. termica	-1E-4	-2.28E+6	-2.8E+5	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	50	839	-0.09	-0.18	1
Piattabanda superiore	7.7				1
Piattabanda inferiore	9.7				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N	Flessione M	Interazione N-M
NEd	-2.55E+6	MEd
NRd	-2.85E+7	MRd
		MRd
NEd/NRd	0.089	MEd/MRd
		MRd
		0.059

=> Verifica plastica SODDISFATTA

DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

10.4.1.3 Verifica a taglio SLU

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2.635E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_\tau}$
50	>	48.571

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 133.333 lsl= 0E+00 mm⁴
eta= 1.2 Ktausl= 0
Epsw= 0.814 Ktau= 5.34

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.451E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.448E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 3.242E+3 \text{ N}$$

chiw= 1.168 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw= 0.711 MEEd= -4.128E+5 Nm
c= 30925.926 Mf,Rd= -5.332E+6 Nm
taucr= 405.86 N/mm² MEEd/MfRd= 0.077

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.29 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.08 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.29 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

10.4.1.4 Verifica tensionale SLE rara

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0	0.3	0.1	0.0	0.0	0.0	0.4	0.4	0.02	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	-14.8	0.0	0.0	0.0	-14.8	-11.7	0.0	0.0	0.0	-26.5	26.5	0.07	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	-11.8	0.0	0.0	0.0	-11.8	-9.3	0.0	0.0	0.0	-21.1	21.1	0.06	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.6	0.6	0.0	0.0	0.0	1.2	1.2	0.06	σ 5
σ 4	0.0	0.0	0.0	-11.1	0.0	0.0	0.0	-11.1	-8.8	0.0	0.0	0.0	-19.9	20.0	0.06	σ 4
σ 3	0.0	0.0	0.0	-10.7	0.0	0.0	0.0	-10.7	-8.5	0.0	0.0	0.0	-19.1	71.2	0.20	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-9.3	0.0	0.0	0.0	-9.3	-8.9	0.0	0.0	0.0	-18.2	76.1	0.21	σ 2
σ 1	0.0	0.0	0.0	2.1	0.0	0.0	0.0	2.1	1.4	0.0	0.0	0.0	3.5	54.5	0.15	σ 1
σ 0	0.0	0.0	0.0	2.6	0.0	0.0	0.0	2.6	1.7	0.0	0.0	0.0	4.2	4.2	0.01	σ 0
τ 4	0.0	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.9	0.6	1.1	0.0	0.00	τ 4
τ 3	10.5	5.8	5.7	0.0	0.0	0.0	0.0	16.3	0.0	0.0	23.3	23.2	39.6	0.0	0.00	τ 3
τ 2	13.5	5.9	6.1	0.0	0.0	0.0	0.0	19.4	0.0	0.0	23.3	24.9	42.7	0.0	0.00	τ 2
τ 1	11.3	4.2	4.8	0.0	0.0	0.0	0.0	15.5	0.0	0.0	15.9	19.3	31.4	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0.3

Totale, intradosso = 0.55

=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0.37

Totale, intradosso = 1.18

=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.214

10.4.1.5 Verifica SLE di web breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	750
Sigma,sup	0
Sigma,inf	0
Sigma,Ed	0
KSig	1E+50
Sigcr0E	76
Tau,Ed	32.68
SigCr(P)	1E+300
SigCr(C)	0
Csi	1
SigCr	1E+300
KTau	5.34
KTausl	0
Web Bre...	0.089
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s.=0.089

10.4.1.6 Verifica delle piolature SLU

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

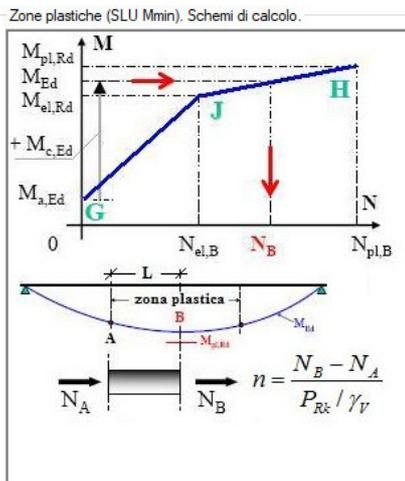
$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 122631 N

$v_{L,Ed}$	= 587	<	$n * P_{Rd}$	= 2190 N/mm
------------	-------	---	--------------	-------------

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 20 N*pioli/m Ecm= 34077 N/mm^2
 h= 200 mm fu= 450 N/mm^2 Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 35 N/mm^2 Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	1.027E+5	1.102E+7	1.033E+10	109.5
2b	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
2c	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
3a	0E+00	1.471E+7	1.28E+10	0
3b	4.155E+5	1.471E+7	1.28E+10	477.5
Tot				587



Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.
 Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.
 (Solo per sezioni di estremità)

Flusso per ritiro: $v_{L,k} = N_c / b_{eff} = 303 \text{ N/mm}$
 Flusso per Var. termica (-): $v_{L,k} = N_c / b_{eff} = 910 \text{ N/mm}$
 Flusso di progetto: $v_{L,Ed} = 1 \cdot 303 + 1.5 \cdot 910 = 1668 \text{ N/mm}$
 Numero minimo di pioli in testata = 15.24 n/m < 20 n/m

VERIFICA SODDISFATTA

10.4.1.7 Verifica delle piolature SLE

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 122631 N

$v_{L,Ed}$	= 435	<	$K_s * n * P_{Rd}$	= 1314 N/mm
------------	-------	---	--------------------	-------------

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 20 N*pioli/m Ecm= 34077 N/mm^2
 h= 200 mm fu= 450 N/mm^2 Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 35 N/mm^2 Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	7.605E+4	1.102E+7	1.033E+10	81.1
2b	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
2c	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
3a	0E+00	1.471E+7	1.28E+10	0
3b	3.078E+5	1.471E+7	1.28E+10	353.7
Tot				434.8

10.4.1.8 Verifiche a fatica SLF

Acciaio strutturale

Detail	gF'DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	0.00	121.74	0.000
Plattabanda inferiore	0.00	121.74	0.000
Anima	16.95	121.74	0.139
Giunzione plattabanda superiore	--	--	--
Giunzione plattabanda inferiore	--	--	--
Attacco anima-plattabanda superiore	0.00	108.70	0.000
Attacco anima-plattabanda inferiore	0.00	108.70	0.000
Attacco irigidente verticale - anima	--	--	--

$\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.15$
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$ (Campata) (Momento)
 $2.589 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.305$ (Campata) (Taglio)
 $\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * ks = 0 \times 1 = 0 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $0 \times 1 = 0 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	21.4 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	0 < 69.6 N/mm ²
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0 + 0.24 = 0.24 < 1.3

VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 0 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 0 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 21.43 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 14.69 \text{ N/mm}^2$
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$ (Campata)
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.896 \times 1 \times 1.05 = 1.458$
 Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf,s} = 1$
 Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.15$

10.4.1.9 Caratteristiche geometrico inerziali Sezione 2

Nome concio
B_Mezzeria Traverso Tipo

Sezioni (es. Sez1,Sez2...) X (m) (es. X1,X2...) 7.6

Lamiere (B_Mezzeria Traverso Tipo)
bs (mm) 400 Flangia sup. in cl. 1
ts (mm) 25 Flangia sup. <40mm
hmet (mm) 800
twr (mm) 15 Stiffeners long.
alfa 0 Inclined web
bi (mm) 500 Flangia inf. <40mm
ti (mm) 25

Opzioni avanzate per le flange
 Edita opzioni Flangia superiore
 Edita opzioni Flangia inferiore

Stiffeners verticali (B_Mezzeria Traverso Tipo)
Interasse fra gli stiffeners (mm) 100000
 Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)
 Edita opzioni Stiffeners verticali

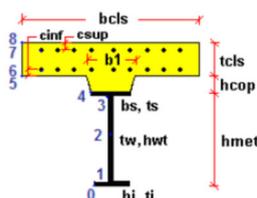
Fatica (B_Mezzeria Traverso Tipo)
Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) 2.498 ?
Carpenteria (Taglio) λ_s 1 2.589
Amatura $\lambda_{s,1}$ 0.000
Fattore per azioni da traffico (Amature) 0.000
Dati per i dettagli di carpenteria (B_Mezzeria Traverso Tipo)

Cls soletta (B_Mezzeria Traverso Tipo)
bcls (mm) 2500 tcls (mm) 260
b1 (mm) 400 bsx (mm) 1250
hcop (mm) 0 Valuta raccordo

Amatura soletta (B_Mezzeria Traverso Tipo)
diametro (mm) passo (mm) copriferro (mm)
layer superiore 24 200 40
layer inferiore 24 200 40

Pioli (B_Mezzeria Traverso Tipo)
n (n°/m) 15 diametro (mm) 22 altezza (mm) 200
Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2
Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0
Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0.000E+000

	Fase 1 ▲	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	3.375E+4	8.117E+4	8.117E+4	8.117E+4	1.534E+5	4.506E+4
zG	371.3	697.7	697.7	697.7	807.07	511.53
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	3.879E+9	1.033E+10	1.033E+10	1.033E+10	1.28E+10	6.615E+9
Wy,0	-1.045E+7	-1.48E+7	-1.48E+7	-1.48E+7	-1.586E+7	-1.293E+7
Wy,1	-1.12E+7	-1.535E+7	-1.535E+7	-1.535E+7	-1.636E+7	-1.36E+7
Wy,3	9.609E+6	1.336E+8	1.336E+8	1.336E+8	-3.99E+8	2.511E+7
Wy,4	9.049E+6	1.01E+8	1.01E+8	1.01E+8	-1.81E+9	2.293E+7
Wy,5	--	1.01E+8	1.01E+8	1.01E+8	-1.81E+9	2.293E+7
Wy,6	--	7.258E+7	7.258E+7	7.258E+7	3.887E+8	2.014E+7
Wy,7	--	3.205E+7	3.205E+7	3.205E+7	6.011E+7	1.301E+7
Wy,8	--	2.851E+7	2.851E+7	2.851E+7	5.06E+7	1.206E+7
Sy,1	4.485E+6	8.565E+6	8.565E+6	8.565E+6	9.932E+6	6.238E+6
Sy,2	5.384E+6	1.196E+7	1.196E+7	1.196E+7	1.452E+7	8.013E+6
Sy,3	4.162E+6	1.191E+7	1.191E+7	1.191E+7	1.451E+7	7.493E+6
Sy,4	-4.657E-10	1.102E+7	1.102E+7	1.102E+7	1.471E+7	4.733E+6
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300



10.4.1.10 Classificazione della sezione e Verifica flessionale SLU

Sezioni e combinazioni di progetto

A Appoggio Traverso	SLU fond., Mmax
B Mezzeria Traverso	SLU fond., Mmin
C Appoggio Traverso	SLU fond., Vmax
D Mezzeria Traverso	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SLF acciaio, Mma
	SLF acciaio, Mmi

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	0.00E+000	-7.50E+005	0.00E+000
2a	0.00E+000	0.00E+000	-3.80E+005	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit. Iso	-9.10E+005	0.00E+000	-2.11E+005	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT. Iso	-1.64E+006	0.00E+000	-2.01E+005	0.00E+000
3b	0.00E+000	1.31E+004	-1.93E+006	0.00E+000
Totale	-2.55E+006	1.31E+004	-3.48E+006	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1E-4	-7.58E+5	-1.76E+5	1.2
Var. termica	-1E-4	-2.28E+6	-2.8E+5	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	50	839	-0.09	-2.16	1
Piattabanda superiore	7.7				1
Piattabanda inferiore	9.7				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N	Flessione M	Interazione N-M
NEd	-2.55E+6	MEd -3.48E+6
NRd	-2.85E+7	MRd -6.93E+6
		MRd -7.01E+6
NEd/NRd	0.089	MEd/MRd 0.502
		MEd/MRd 0.496

=> Verifica plastica SODDISFATTA

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 2, Anima in Cl. 2, Piatt. Inf. in Cl. 1

DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

10.4.1.11 Verifica a taglio SLU

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2.635E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$
50	> 48.571

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 133.333 Isl= 0E+00 mm⁴
eta= 1.2 Kausl= 0
Epsw= 0.814 Kau= 5.34

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.45E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.448E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.876E+3 \text{ N}$$

chiw= 1.168 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw= 0.711 MEd= -3.475E+6 Nm
c= 30925.926 Mf,Rd= -5.332E+6 Nm
taucr= 405.86 N/mm² MEd/MfRd= 0.652

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.01 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.65 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.01 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

10.4.1.12 Verifica tensionale SLE rara

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	-0.5	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0	-0.2	0.1	0.0	-4.7	0.0	-4.9	4.9	0.23	σ 8
σ 7	0.0	-8.8	-21.7	-14.8	0.0	0.0	0.0	-23.6	-11.7	0.0	-23.8	-110.0	-59.1	59.1	0.16	σ 7
σ 6	0.0	-3.9	-14.0	-11.8	0.0	0.0	0.0	-15.7	-9.3	0.0	-3.7	-71.1	-28.7	28.7	0.08	σ 6
σ 5	0.0	-0.2	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.4	0.6	0.0	0.1	0.0	1.2	1.2	0.06	σ 5
σ 4	-61.4	-2.8	-12.3	-11.1	0.0	0.0	0.0	-75.3	-8.8	0.0	0.8	-62.4	-83.3	83.3	0.23	σ 4
σ 3	-57.8	-2.1	-11.2	-10.7	0.0	0.0	0.0	-70.6	-8.5	0.0	3.6	-57.0	-75.5	75.5	0.21	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-9.3	0.0	0.0	0.0	-9.3	-8.9	0.0	0.0	0.0	-18.2	18.3	0.05	σ 2
σ 1	49.6	18.4	20.7	2.1	0.0	0.0	0.0	70.1	1.4	0.0	87.4	105.2	158.9	158.9	0.45	σ 1
σ 0	53.2	19.0	21.8	2.6	0.0	0.0	0.0	74.8	1.7	0.0	90.2	110.6	166.7	166.7	0.47	σ 0
τ 4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 4
τ 3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7	0.7	0.0	0.00	τ 3
τ 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.8	0.7	0.0	0.00	τ 2
τ 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.6	0.5	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = -0.24

Totale, intradosso = 0.4

=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = -4.89

Totale, intradosso = 1.16

=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.47

10.4.1.13 Verifica SLE di web breathing

Verifica dell'intera anima

Anima	
b	750
Sigma.sup	-57.24
Sigma.inf	133.54
Sigma.Ed	57.24
KSig	66.42
Sigcr0E	76
Tau.Ed	0.49
SigCr(P)	5048.23
SigCr(C)	0
Csi	1
SigCr	5048.23
KTau	5.34
KTausl	0
Web Bre...	0.011
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s.=0.011

10.4.1.14 Verifica delle piolature SLU

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$$v_{L,Ed} = 15 < n * P_{Rd} = 1642 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

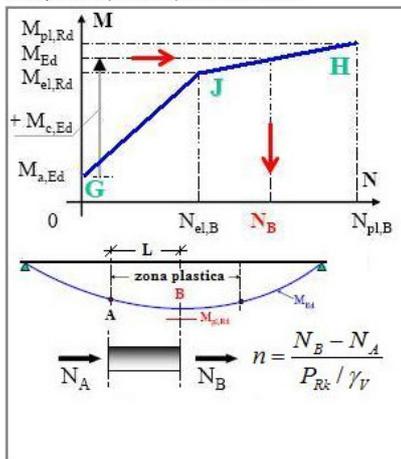
d= 22 mm n= 15 N'pioli/m Ecm= 34077 N/mm²

h= 200 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6

Alfa= 1 fck= 35 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
2b	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
2c	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
3a	0E+00	1.471E+7	1.28E+10	0
3b	1.31E+4	1.471E+7	1.28E+10	15.1
Tot				15.1

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.

Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.

10.4.1.15 Verifica delle piolature SLE

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 122631 N

$v_{L,Ed}$	= 11	<	$K_s * n * P_{Rd}$	= 985 N/mm
------------	------	---	--------------------	------------

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d = 22 mm n = 15 N/pioli/m Ecm = 34077 N/mm²
 h = 200 mm fu = 450 N/mm² Ks = 0.6
 Alfa = 1 fck = 35 N/mm² Gammav = 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
2b	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
2c	0E+00	1.102E+7	1.033E+10	0
3a	0E+00	1.471E+7	1.28E+10	0
3b	9.706E+3	1.471E+7	1.28E+10	11.2
Tot				11.2

10.4.1.16 Verifiche a fatica SLF

Acciaio strutturale

Detail	gF'DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Piattabanda superiore	0.58	121.74	0.005
Piattabanda inferiore	66.18	121.74	0.544
Anima	4.77	121.74	0.039
Giunzione piattabanda superiore	--	--	--
Giunzione piattabanda inferiore	--	--	--
Attacco anima-piattabanda superiore	2.63	108.70	0.024
Attacco anima-piattabanda inferiore	64.13	108.70	0.590
Attacco imdigente verticale - anima	--	--	--

$\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.15$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$ (Campata) (Momento)
 $2.589 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.305$ (Campata) (Taglio)

$\Delta \sigma_{Rs} = \Delta \sigma_{Rsk} * k_s = 0 \times 1 = 0$ N/mm² (Giunzione flangia inf.)
 $0 \times 1 = 0$ N/mm² (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta \tau_E \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	8 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta \sigma_E \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	0.6 < 69.6 N/mm ² (*)
$\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_E}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_E}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0.01 + 0.09 = 0.1 < 1.3 (*)

VERIFICA SODDISFATTA (*) Verifiche non significative (Flangia)

$\Delta \sigma_c = 80$ N/mm² $\Delta \sigma_E = \lambda \Delta \sigma_p = 0.58$ N/mm² $\Delta \sigma_p = 0.26$ N/mm²
 $\Delta \tau_c = 90$ N/mm² $\Delta \tau_E = \lambda_v \Delta \tau_p = 8.04$ N/mm² $\Delta \tau_p = 5.51$ N/mm²

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$ (Campata)
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.896 \times 1 \times 1.05 = 1.458$

Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf,s} = 1$
 Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.15$

10.4.2 Traversi di spalla

10.4.2.1 Caratteristiche geometrico inerziali Sezione 1

Nome concio
C_Appoggio Traverso Spalla

Sezioni (es. Sez1,Sez2...) X (m) (es. X1,X2...)
Sez1 0

Lamiere (C_Appoggio Traverso Spalla)

bs (mm) 800 Flangia sup. in cl. 1
ts (mm) 40 Flangia sup.<40mm
hmet (mm) 800
twr (mm) 25 Stiffeners long.
alfa 0 Inclined web
bi (mm) 800
ti (mm) 40 Flangia inf.<40mm

Opzioni avanzate per le flange
 Edita opzioni
 Edita opzioni

Stiffeners verticali (C_Appoggio Traverso Spalla)
Interasse fra gli stiffeners (mm) 100000
 Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)
 Edita opzioni

Fatica (C_Appoggio Traverso Spalla)
Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) 2.498 ?
Carpentaria (Taglio) λ_s 1 2.589
Amatura λ_s s,1 0.000
Fattore per azioni da traffico (Armature) 0.000

- A_Appoggio Traverso Tipo
- B_Mezzena Traverso Tipo
- C_Appoggio Traverso Spalla
- D_Mezzena Traverso Spalla

Cis soletta (C_Appoggio Traverso Spalla)

bcls (mm) 1650 tcls (mm) 260
b1 (mm) 800 bsx (mm) 400
hcop (mm) 0 Valuta raccordo

Amatura soletta (C_Appoggio Traverso Spalla)

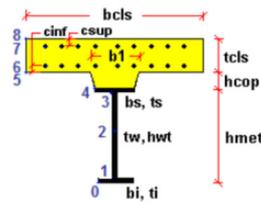
	diametro (mm)	passo (mm)	coprifero (mm)
layer superiore	24	200	40
layer inferiore	24	200	40

Pioli (C_Appoggio Traverso Spalla)

n (n°/m) 20 diametro (mm) 22 altezza (mm) 200

Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2
Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0
Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0.000E+000

	Fase 1 ▲	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	8.2E+4	1.133E+5	1.133E+5	1.133E+5	1.61E+5	8.946E+4
zG	400	546.41	546.41	546.41	660	444.22
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	1.003E+10	1.659E+10	1.659E+10	1.659E+10	2.179E+10	1.201E+10
Wy,0	-2.507E+7	-3.035E+7	-3.035E+7	-3.035E+7	-3.302E+7	-2.704E+7
Wy,1	-2.785E+7	-3.275E+7	-3.275E+7	-3.275E+7	-3.515E+7	-2.971E+7
Wy,3	2.785E+7	7.765E+7	7.765E+7	7.765E+7	2.179E+8	3.803E+7
Wy,4	2.507E+7	6.54E+7	6.54E+7	6.54E+7	1.557E+8	3.376E+7
Wy,5	--	6.54E+7	6.54E+7	6.54E+7	1.557E+8	3.376E+7
Wy,6	--	5.649E+7	5.649E+7	5.649E+7	1.211E+8	3.035E+7
Wy,7	--	3.502E+7	3.502E+7	3.502E+7	6.053E+7	2.086E+7
Wy,8	--	3.229E+7	3.229E+7	3.229E+7	5.448E+7	1.95E+7
Sy,1	1.216E+7	1.685E+7	1.685E+7	1.685E+7	2.048E+7	1.358E+7
Sy,2	1.378E+7	2.005E+7	2.005E+7	2.005E+7	2.529E+7	1.562E+7
Sy,3	1.216E+7	1.948E+7	1.948E+7	1.948E+7	2.516E+7	1.437E+7
Sy,4	0E+00	1.201E+7	1.201E+7	1.201E+7	2.132E+7	3.626E+6
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300



10.4.2.2 Classificazione della sezione e Verifica flessionale SLU

Sezioni e combinazioni di progetto

A_Appoggio Traverso	SLU fond., Mmax
B_Mezzeria Traverso	SLU fond., Mmin
C_Appoggio Traverso	SLU fond., Vmax
D_Mezzeria Traverso	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SF acciaio, Mmax
	SF acciaio, Mmin

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	1.85E+005	0.00E+000	0.00E+000
2a	0.00E+000	6.78E+004	0.00E+000	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	-6.01E+005	0.00E+000	-2.30E+005	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-1.08E+006	0.00E+000	-2.92E+005	0.00E+000
3b	0.00E+000	8.11E+005	0.00E+000	0.00E+000
Totale	-1.68E+006	1.06E+006	-5.22E+005	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γ _{TP}
Ritiro	-1E-4	-5E+5	-1.92E+5	1.2
Var. termica	-1E-4	-1.5E+6	-4.05E+5	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	28.8	766	-0.01	-0.2	1
Piattabanda superiore	9.69				1
Piattabanda inferiore	9.69				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N	Flessione M	Interazione N-M
NEd	-1.68E+6	MEd -5.22E+5
NRd	-3.9E+7	MRd -1.23E+7
		MRd -1.25E+7
NEd/NRd	0.043	MEd/MRd 0.042
		MEd/MR 0.042

=> Verifica plastica SODDISFATTA

DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

10.4.2.3 Verifica a taglio SLU

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 4.216E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.025E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.025E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.01E+4 \text{ N}$$

chiw= 1.2 Appoggio: NON RIGIDO
 lambdaaw= 0.409 MEd= -5.223E+5 Nm
 c= 40802.469 Mf,Rd= -1.022E+7 Nm
 taucr= 1223.28 N/mm² MEd/MfRd= 0.051

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0.25 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.05 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.26 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	<	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$
28.8	<	48.571

=> Verifica NON NECESSARIA

a/hw= 138.889 Isl= 0E+00 mm⁴
 eta= 1.2 Ktausl= 0
 Epsw= 0.814 Ktau= 5.34

10.4.2.4 Verifica tensionale SLE rara

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.6	0.4	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	0.05	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	-9.9	0.0	0.0	0.0	-9.9	-9.6	0.0	0.0	0.0	-19.5	19.5	0.05	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	-7.8	0.0	0.0	0.0	-7.8	-7.6	0.0	0.0	0.0	-15.4	15.4	0.04	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	0.8	0.0	0.0	0.0	0.8	0.9	0.0	0.0	0.0	1.7	1.7	0.08	σ 5
σ 4	0.0	0.0	0.0	-7.4	0.0	0.0	0.0	-7.4	-7.2	0.0	0.0	0.0	-14.5	14.6	0.04	σ 4
σ 3	0.0	0.0	0.0	-6.9	0.0	0.0	0.0	-6.9	-6.7	0.0	0.0	0.0	-13.6	65.1	0.18	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-4.4	0.0	0.0	0.0	-4.4	-5.6	0.0	0.0	0.0	-10.0	66.3	0.19	σ 2
σ 1	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0	0.0	1.4	1.3	0.0	0.0	0.0	2.8	54.2	0.15	σ 1
σ 0	0.0	0.0	0.0	1.9	0.0	0.0	0.0	1.9	1.8	0.0	0.0	0.0	3.7	3.7	0.01	σ 0
τ 4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.2	0.8	0.0	0.00	0.00	τ 4
τ 3	6.6	2.4	2.4	0.0	0.0	0.0	0.0	9.0	0.0	0.0	27.7	28.7	36.7	0.0	0.00	τ 3
τ 2	7.5	2.4	2.6	0.0	0.0	0.0	0.0	9.9	0.0	0.0	27.9	31.2	37.8	0.0	0.00	τ 2
τ 1	6.6	2.0	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0	8.7	0.0	0.0	22.6	27.2	31.3	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	τ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0.59
Totale, intradosso = 0.76
=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = 1.01
Totale, intradosso = 1.66
=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.187

10.4.2.5 Verifica SLE di web breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	720
Sigma,sup	0
Sigma,inf	0
Sigma,Ed	0
KSig	1E+50
Sigcr0E	229.07
Tau,Ed	28.75
SigCr(P)	1E+300
SigCr(C)	0.01
Csi	1
SigCr	1E+300
KTau	5.34
KTausl	0
Web Bre...	0.026
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli
Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s.=0.026

10.4.2.6 Verifica delle piolature SLU

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

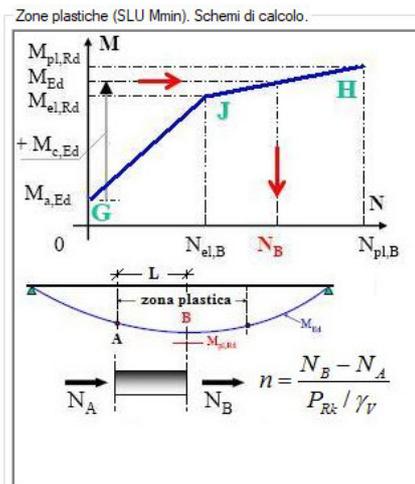
$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

v_{L,Ed} = 842 < n * P_{Rd} = 2190 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d = 22 mm n = 20 N/pioli/m E_{cm} = 34077 N/mm²
h = 200 mm f_u = 450 N/mm² K_s = 0.6
Alfa = 1 f_{ck} = 35 N/mm² Gammav = 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	6.781E+4	1.201E+7	1.659E+10	49.1
2b	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
2c	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
3a	0E+00	2.132E+7	2.179E+10	0
3b	8.107E+5	2.132E+7	2.179E+10	793.2
Tot				842.3



Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.
Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.
(Solo per sezioni di estremità)

Flusso per ritiro: vL,k = Nc/beff = 303 N/mm
Flusso per Var. termica (-): vL,k = Nc/beff = 910 N/mm
Flusso per progetto: vL,Ed = 1*303 + 1.5*910 = 1668 N/mm
Numero minimo di pioli in testata = 15.24 n/m < 20 n/m

VERIFICA SODDISFATTA

10.4.2.7 Verifica delle piolature SLE

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 122631 N

$v_{L,Ed} = 624$	<	$K_s * n * P_{Rd} = 1314$ N/mm
------------------	---	--------------------------------

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 20 N*pioli/m Ecm= 34077 N/mm²
h= 200 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6
Alfa= 1 fck= 35 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	5.023E+4	1.201E+7	1.659E+10	36.4
2b	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
2c	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
3a	0E+00	2.132E+7	2.179E+10	0
3b	6.006E+5	2.132E+7	2.179E+10	587.6
Tot				623.9

10.4.2.8 Verifiche a fatica SLF

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Piattabanda superiore	0.00	121.74	0.000
Piattabanda inferiore	0.00	121.74	0.000
Anima	34.66	121.74	0.285
Giunzione piattabanda superiore	--	--	--
Giunzione piattabanda inferiore	--	--	--
Attacco anima-piattabanda superiore	0.00	108.70	0.000
Attacco anima-piattabanda inferiore	0.00	108.70	0.000
Attacco imigidente verticale - anima	--	--	--

$\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.15$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$ (Campata) (Momento)
 $2.589 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.305$ (Campata) (Taglio)

$\Delta \sigma_{Rs} = \Delta \sigma_{Rsk} * ks = 0 \times 0.91 = 0$ N/mm² (Giunzione flangia inf.)
 $0 \times 0.91 = 0$ N/mm² (Giunzione flangia sup.)

Pioli

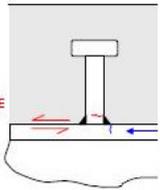
$\gamma_{FF} \Delta \tau_E \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	60.8 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta \sigma_E \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	0 < 69.6 N/mm ²
$\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_E}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_E}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0 + 0.68 = 0.68 < 1.3

VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta \sigma_c = 80$ N/mm² $\Delta \sigma_E = \lambda \Delta \sigma_p = 0$ N/mm² $\Delta \sigma_p = 0$ N/mm²
 $\Delta \tau_c = 90$ N/mm² $\Delta \tau_E = \lambda_v \Delta \tau_p = 60.81$ N/mm² $\Delta \tau_p = 41.7$ N/mm²

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$ (Campata)
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.896 \times 1 \times 1.05 = 1.458$

Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf,s} = 1$
Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.15$



10.4.2.9 Caratteristiche geometrico inerziali Sezione 2

Nome concio
D_Mezzeria Traverso Spalla

Sezioni (es. Sez1,Sez2,...) X (m) (es. X1,X2,...)
Sez2 7,6

Lamiere (D_Mezzeria Traverso Spalla)
bs (mm) 800 Flangia sup. in cl. 1
ts (mm) 40 Flangia sup.<40mm
hmet (mm) 800
twr (mm) 25 Stiffeners long.
alfa 0 Inclined web
bi (mm) 800
ti (mm) 40 Flangia inf.<40mm

Opzioni avanzate per le flange
 Edita opzioni Flangia superiore
 Edita opzioni Flangia inferiore

Stiffeners verticali (D_Mezzeria Traverso Spalla)
Interasse fra gli stiffeners (mm) 100000
 Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)
 Edita opzioni Stiffeners verticali

Fatica (D_Mezzeria Traverso Spalla)
Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) 2,498 ?
Carpentaria (Taglio) λ_1 2,589
Armatura $\lambda_{s,1}$ 0,000
Fattore per azioni da traffico (Armature) 0,000
Dati per i dettagli di carpenteria (D_Mezzeria Traverso Spalla)

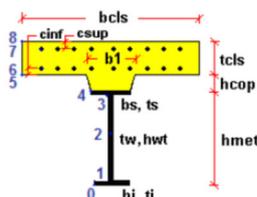
Cls soletta (D_Mezzeria Traverso Spalla)
bcls (mm) 1650 tcls (mm) 260
b1 (mm) 800 bsx (mm) 400
hcop (mm) 0 Valuta raccordo

Armatura soletta (D_Mezzeria Traverso Spalla)
diametro (mm) passo (mm) copriferro (mm)
layer superiore 24 200 40
layer inferiore 24 200 40

Pioli (D_Mezzeria Traverso Spalla)
n (n°/m) 15 diametro (mm) 22 altezza (mm) 200

Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2
Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0
Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0,000E+000

	Fase 1 ▲	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	8.2E+4	1.133E+5	1.133E+5	1.133E+5	1.61E+5	8.946E+4
zG	400	546.41	546.41	546.41	660	444.22
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	1.003E+10	1.659E+10	1.659E+10	1.659E+10	2.179E+10	1.201E+10
Wy,0	-2.507E+7	-3.035E+7	-3.035E+7	-3.035E+7	-3.302E+7	-2.704E+7
Wy,1	-2.785E+7	-3.275E+7	-3.275E+7	-3.275E+7	-3.515E+7	-2.971E+7
Wy,3	2.785E+7	7.765E+7	7.765E+7	7.765E+7	2.179E+8	3.803E+7
Wy,4	2.507E+7	6.54E+7	6.54E+7	6.54E+7	1.557E+8	3.376E+7
Wy,5	--	6.54E+7	6.54E+7	6.54E+7	1.557E+8	3.376E+7
Wy,6	--	5.649E+7	5.649E+7	5.649E+7	1.211E+8	3.035E+7
Wy,7	--	3.502E+7	3.502E+7	3.502E+7	6.053E+7	2.086E+7
Wy,8	--	3.229E+7	3.229E+7	3.229E+7	5.448E+7	1.95E+7
Sy,1	1.216E+7	1.685E+7	1.685E+7	1.685E+7	2.048E+7	1.358E+7
Sy,2	1.378E+7	2.005E+7	2.005E+7	2.005E+7	2.529E+7	1.562E+7
Sy,3	1.216E+7	1.948E+7	1.948E+7	1.948E+7	2.516E+7	1.437E+7
Sy,4	0E+00	1.201E+7	1.201E+7	1.201E+7	2.132E+7	3.626E+6
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300



10.4.2.10 Classificazione della sezione e Verifica flessionale SLU

Sezioni e combinazioni di progetto

- A. Appoggio Traverso SLU fond., Mmax
- B. Mezzera Traverso SLU fond., Mmin
- C. Appoggio Traverso SLU fond., Vmax
- D. Mezzera Traverso SLU fond., Vmin
- SLS carat., Mmax
- SLS carat., Mmin
- SLS carat., Vmax
- SLS carat., Vmin
- SLS freq., Mmax
- SLS freq., Mmin
- SLS freq., Vmax
- SLS freq., Vmin
- SLF acciaio, Mmax
- SLF acciaio, Mmin

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	0.00E+000	-7.01E+005	0.00E+000
2a	0.00E+000	0.00E+000	-2.51E+005	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	-6.01E+005	0.00E+000	-2.30E+005	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-1.08E+006	0.00E+000	-2.92E+005	0.00E+000
3b	0.00E+000	5.80E+004	-3.88E+006	0.00E+000
Totale	-1.68E+006	5.80E+004	-5.36E+006	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1E-4	-5E+5	-1.92E+5	1.2
Var. termica	-1E-4	-1.5E+6	-4.05E+5	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	28.8	766	-0.01	-2.34	1
Piattabanda superiore	9.69				1
Piattabanda inferiore	9.69				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N	Flessione M	Interazione N-M
NEd	-1.68E+6	MEd
NRd	-3.9E+7	MRd
NEd/NRd	0.043	MEd/MRd
		MRd
		MEd/MR
		0.429

=> Verifica plastica SODDISFATTA

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 3, Anima in Cl. 1, Piatt. Inf. in Cl. 1

DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

10.4.2.11 Verifica a taglio SLU

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 4.216E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.025E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.025E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 7.343E+3 \text{ N}$$

chiw = 1.2 Appoggio: NON RIGIDO

lambdaw = 0.409 MEd = -5.358E+6 Nm

c = 40802.469 Mf,Rd = -1.022E+7 Nm

taucr = 1223.28 N/mm² MEd/MfRd = 0.524

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0.01 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.52 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.01 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	$\frac{31}{\eta} \epsilon_w \sqrt{K_c}$
28.8	< 48.571

=> Verifica NON NECESSARIA

a/hw = 138.889 Isl = 0E+00 mm⁴

eta = 1.2 Ktausl = 0

Epsw = 0.814 Ktau = 5.34

10.4.2.12 Verifica tensionale SLE rara

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	-0.3	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.3	0.4	0.0	-8.8	0.0	-8.1	8.1	0.39	σ 8
σ 7	0.0	-5.3	-8.9	-9.9	0.0	0.0	0.0	-15.2	-9.6	0.0	-47.5	-137.9	-72.4	72.4	0.20	σ 7
σ 6	0.0	-3.3	-6.1	-7.8	0.0	0.0	0.0	-11.1	-7.6	0.0	-23.8	-94.8	-42.5	42.5	0.12	σ 6
σ 5	0.0	-0.2	0.0	0.8	0.0	0.0	0.0	0.6	0.9	0.0	-3.1	0.0	-1.6	1.6	0.07	σ 5
σ 4	-20.7	-2.8	-5.5	-7.4	0.0	0.0	0.0	-30.9	-7.2	0.0	-18.5	-85.2	-56.6	56.6	0.16	σ 4
σ 3	-18.7	-2.4	-4.9	-6.9	0.0	0.0	0.0	-27.9	-6.7	0.0	-13.2	-75.6	-47.9	48.0	0.14	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-4.4	0.0	0.0	0.0	-4.4	-5.6	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.6	0.03	σ 2
σ 1	18.7	5.7	6.3	1.4	0.0	0.0	0.0	25.8	1.3	0.0	81.8	96.8	108.9	109.0	0.31	σ 1
σ 0	20.7	6.1	6.9	1.9	0.0	0.0	0.0	28.8	1.8	0.0	87.1	106.4	117.7	117.7	0.33	σ 0
τ 4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0	0.00	τ 4
τ 3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	2.1	2.0	0.0	0.00	τ 3
τ 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	2.2	2.0	0.0	0.00	τ 2
τ 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	1.9	1.6	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0.27

Totale, intradosso = 0.6

=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = -8.11

Totale, intradosso = -1.57

=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.386

10.4.2.13 Verifica SLE di web breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	720
Sigma_sup	-30.95
Sigma_inf	85.72
Sigma_Ed	30.95
KSig	84.97
Sigcr0E	229.07
Tau_Ed	1.4
SigCr(P)	19463.58
SigCr(C)	0.01
Csi	1
SigCr	19463.58
KTau	5.34
KTausl	0
Web Bre...	0.002
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s.=0.002

10.4.2.14 Verifica delle piolature SLU

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$$v_{L,Ed} = 57 < n * P_{Rd} = 1642 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

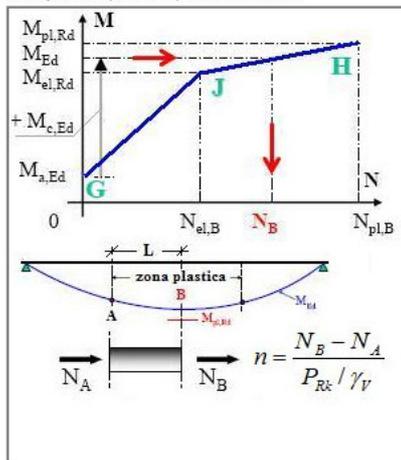
d = 22 mm n = 15 N'pioli/m Ecm = 34077 N/mm²

h = 200 mm fu = 450 N/mm² Ks = 0.6

Alfa = 1 fck = 35 N/mm² Gammav = 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
2b	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
2c	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
3a	0E+00	2.132E+7	2.179E+10	0
3b	5.796E+4	2.132E+7	2.179E+10	56.7
Tot				56.7

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.

Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.

10.4.2.15 Verifica delle piolature SLE

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 122631 N

$v_{L,Ed} = 42$	<	$K_s * n * P_{Rd} = 985 \text{ N/mm}$
-----------------	---	---------------------------------------

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 15 N°pioli/m Ecm= 34077 N/mm²
 h= 200 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 35 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
2b	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
2c	0E+00	1.201E+7	1.659E+10	0
3a	0E+00	2.132E+7	2.179E+10	0
3b	4.293E+4	2.132E+7	2.179E+10	42
Tot				42

10.4.2.16 Verifiche a fatica SLF

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Piattabanda superiore	22.47	121.74	0.185
Piattabanda inferiore	105.95	121.74	0.870
Anima	9.76	121.74	0.080
Giunzione piattabanda superiore	--	--	--
Giunzione piattabanda inferiore	--	--	--
Attacco anima-piattabanda superiore	16.05	108.70	0.148
Attacco anima-piattabanda inferiore	99.53	108.70	0.916
Attacco imigidente verticale - anima	--	--	--

$\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.15$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$ (Campata) (Momento)
 $2.589 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.305$ (Campata) (Taglio)

$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 0 \times 0.91 = 0 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $0 \times 0.91 = 0 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

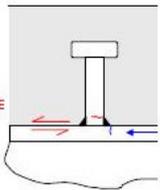
Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	22.8 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	22.5 < 69.6 N/mm ² (*)
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0.32 + 0.25 = 0.58 < 1.3 (*)

VERIFICA SODDISFATTA (*) Verifiche non significative (Flangia)

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 22.47 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 10.11 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 22.82 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 15.65 \text{ N/mm}^2$
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.498 \times 0.848 \times 1 \times 1.05 = 2.224 < 2.327$ (Campata)
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.896 \times 1 \times 1.05 = 1.458$

Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mfs} = 1$
 Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.15$



10.4.3 Sintesi delle verifiche

10.4.3.1 Verifiche SLU

Significato colonne:

- Sezione nome sezione
- X(m) distanza sezione da asse appoggi
- Combinazione stato limite considerato e stato tensionale massimizzato

- Classe fase 1 classificazione della sola sezione metallica (resistente prima della maturazione del getto della soletta)
- Classe fase 3 classificazione della sezione metallica collaborante con la soletta in calcestruzzo (resistente dopo maturazione del getto)
- M_{Ed}/M_{Rd} Rapporto tra momento sollecitante e momento resistente (coeff. di sfruttamento a momento flettente)
- V_{Ed}/V_{Rd} Rapporto tra taglio sollecitante e taglio resistente (coeff. di sfruttamento a taglio)
- $V/M/N$ Controllo se c'è interazione tra taglio e altre sollecitazioni, in caso positivo coeff. di sfruttamento a sollecitazioni combinate
- Verifica pioli coeff. di sfruttamento dei pioli di connessione tra traverso metallico e soletta collaborante agli effetti degli sforzi di scorrimento
- Pioli di testata coeff. di sfruttamento dei pioli nelle zone di testata del traverso agli effetti delle coazioni da ritiro

Sezione	X(m)	Combinazione	Classe Fase 1	Classe Fase 3	Med/MR	Ved/VRd	V/M/N	Verifica Pioli	Pioli di testata
A_Appoggio Traverso Tipo_Sez1	0	SLU fond., Mmax	3	1	0.09	0.292	No int.	0.244	0.762
A_Appoggio Traverso Tipo_Sez1	0	SLU fond., Mmin	3	3	0.1	0.292	No int.	0.244	0.762
B_Mezzeria Traverso Tipo_Sez2	7.6	SLU fond., Mmax	2	1	0.5	0.005	No int.	0.008	0
B_Mezzeria Traverso Tipo_Sez2	7.6	SLU fond., Mmin	2	1	0.42	0.005	No int.	0.008	0
C_Appoggio Traverso Spalla_Sez1	0	SLU fond., Mmax	3	1	0.04	0.252	No int.	0.35	0.762
C_Appoggio Traverso Spalla_Sez1	0	SLU fond., Mmin	3	3	0.04	0.252	No int.	0.35	0.762
D_Mezzeria Traverso Spalla_Sez2	7.6	SLU fond., Mmax	3	1	0.44	0.014	No int.	0.031	0
D_Mezzeria Traverso Spalla_Sez2	7.6	SLU fond., Mmin	3	1	0.37	0.014	No int.	0.031	0

10.4.3.2 Verifiche tensionali SLE Rara e piolature SLE

Significato colonne:

- Sezione nome sezione
- X(m) distanza sezione da asse appoggi
- Combinazione stato limite considerato e stato tensionale massimizzato
- $\text{Sig}_{id}/\text{Sig}_{amm}$ coeff. di sfruttamento per massima tensione ideale sulla sezione con calcolo elastico
- Piolature coeff. di sfruttamento dei pioli con calcolo elastico

Sezione	X(m)	Combinazione	Sig id/Sig amm	Piolature
A_Appoggio Traverso Tipo_Sez1	0	SLS caratt., Mmax	0.214	0.331
A_Appoggio Traverso Tipo_Sez1	0	SLS caratt., Mmin	0.21	0.331
B_Mezzeria Traverso Tipo_Sez2	7.6	SLS caratt., Mmax	0.47	0.011
B_Mezzeria Traverso Tipo_Sez2	7.6	SLS caratt., Mmin	0.453	0.011
C_Appoggio Traverso Spalla_Sez1	0	SLS caratt., Mmax	0.187	0.475
C_Appoggio Traverso Spalla_Sez1	0	SLS caratt., Mmin	0.185	0.475
D_Mezzeria Traverso Spalla_Sez2	7.6	SLS caratt., Mmax	0.386	0.043
D_Mezzeria Traverso Spalla_Sez2	7.6	SLS caratt., Mmin	0.454	0.043

10.4.3.3 Verifiche di web breathing SLE frequente

Significato colonne:

- Sezione nome sezione
- X(m) distanza sezione da asse appoggi
- Combinazione stato limite considerato e stato tensionale massimizzato
- Web breathing coeff. di sfruttamento dei pannelli d'anima agli effetti dell'imbozzamento per compressione membranale

Sezione	X(m)	Combinazione	Web breathing
A_Appoggio Traverso Tipo_Sez1	0	SLS freq., Mmax	0.089
A_Appoggio Traverso Tipo_Sez1	0	SLS freq., Mmin	0.089
B_Mezzeria Traverso Tipo_Sez2	7.6	SLS freq., Mmax	0.011
B_Mezzeria Traverso Tipo_Sez2	7.6	SLS freq., Mmin	0.011
C_Appoggio Traverso Spalla_Sez1	0	SLS freq., Mmax	0.026
C_Appoggio Traverso Spalla_Sez1	0	SLS freq., Mmin	0.026
D_Mezzeria Traverso Spalla_Sez2	7.6	SLS freq., Mmax	0.002
D_Mezzeria Traverso Spalla_Sez2	7.6	SLS freq., Mmin	0.002

10.4.3.4 Verifiche a fatica

Significato colonne:

- Sezione nome sezione
- X(m) distanza sezione da asse appoggi
- Combinazione stato limite considerato
- Pioli Eta 1 coeff. di sfruttamento per verifica a fatica del gambo del piolo
- Pioli Eta 2 coeff. di sfruttamento per verifica a fatica della piattabanda in corrispondenza della saldatura del piolo
- Pioli Eta 3 coeff. di sfruttamento per verifica a fatica del calcestruzzo della soletta a contatto con il piolo
- Psup coeff. di sfruttamento per verifica a fatica materiale base piattabanda superiore
- Pinf coeff. di sfruttamento per verifica a fatica materiale base piattabanda inferiore
- Web coeff. di sfruttamento per verifica a fatica materiale base anima
- Fltop-Fltop coeff. di sfruttamento per verifica a fatica materiale base piattabanda superiore su sezione indebolita dai fori del giunto bullonato (N.B.: la sezione di appoggio non presenta bullonatura quindi in questo caso la verifica non è significativa)
- Pinf-Pinf coeff. di sfruttamento per verifica a fatica materiale base piattabanda inferiore su sezione indebolita dai fori del giunto bullonato (N.B.: la sezione di appoggio non presenta bullonatura quindi in questo caso la verifica non è significativa)

- Web-Psup coeff. di sfruttamento per verifica a fatica saldatura di composizione tra anima e piattabanda superiore
- Web-Psup coeff. di sfruttamento per verifica a fatica saldatura di composizione tra anima e piattabanda superiore

Sezione	X(m)	Combinazione	Pioli Eta1	Pioli Eta2	Pioli Eta3	Psup	Pinf	Web	FI-top-Fitop	Pinf-Pinf	Web-Psup	Web-Pinf
A_Appoggio Traverso Tipo_Se1	0	SL fatica	0.238	0	0.183	0	0	0.14	--	--	0	0
B_Mezzeria Traverso Tipo_Se2	7.6	SL fatica	0.089	0.008	0.075	0.01	0.5	0.04	--	--	0.024	0.59
C_Appoggio Traverso Spalla_Se1	0	SL fatica	0.676	0	0.52	0	0	0.29	--	--	0	0
D_Mezzeria Traverso Spalla_Se2	7.6	SL fatica	0.254	0.323	0.444	0.19	0.9	0.08	--	--	0.148	0.916

11 SOLETTA

I criteri di calcolo, di progettazione e la fessistica della soletta d'impalcato sono descritti al paragrafo 5 del presente documento. La soletta è costituita da una lastra in acciaio dello spessore di 6mm, alla quale vengono saldati i tralicci elettrosaldati $h = 16.5$ cm posti ad interasse di 40 cm. Le lastre vengono posizionate isostaticamente sui traversi in semplice appoggio con luce tipica pari a 2.50m. Le lastre vengono inoltre saldate tra loro in direzione longitudinale. Successivamente viene eseguito in opera il getto di calcestruzzo. La presenza di pioli connettori sia sui traversi che sull'anima della trave longitudinale garantisce una piena collaborazione tra la soletta e la carpenteria metallica dell'impalcato.

La soletta oltre ad essere soggetta ad azioni locali dovute ai carichi mobili e permanenti che gravano direttamente su essa, è sollecitata longitudinalmente da uno sforzo di trazione che nasce per congruenza con le travi principali.

Come descritto precedentemente, la soletta è analizzata in due fasi distinte:

- una prima fase, detta "provvisoria", in cui il getto integrativo è ancora in fase fluida e risultano efficaci le sole armature del traliccio e la lastra in acciaio. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto integrativo e da un temporaneo sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai piccoli mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio;
- una seconda fase, detta "definitiva", in cui nella soletta monolitica risultano efficaci anche le armature inserite in opera. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti verrà effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria. Lo schema statico adottato è quello di trave continua su ventinove appoggi.

11.1 SEZIONI SIGNIFICATIVE DI VERIFICA

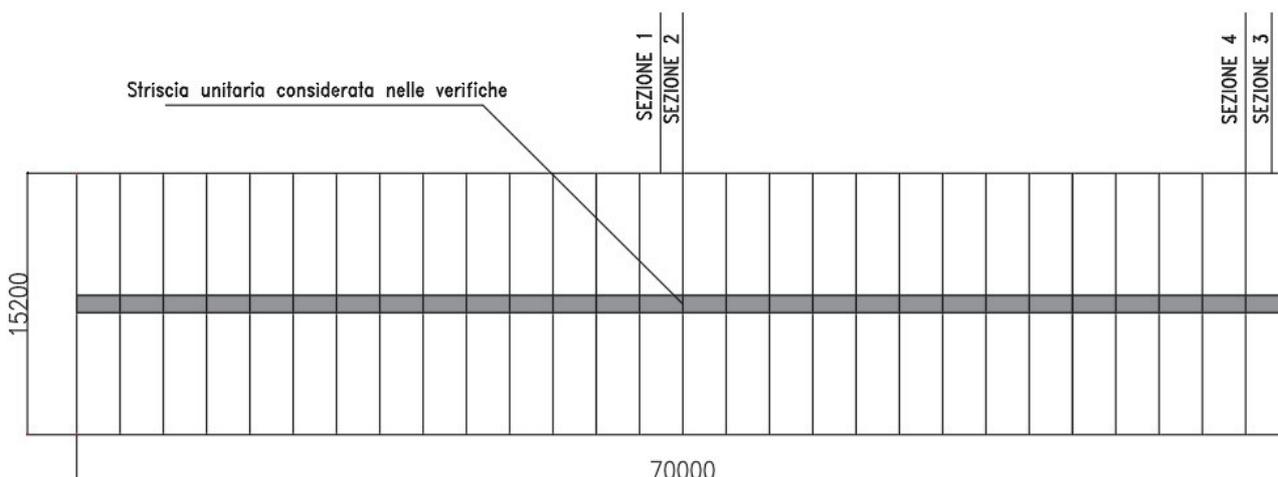
Le verifiche saranno condotte su una larghezza unitaria di soletta pari ad un metro. Sono state analizzate due sezioni sulla mezzeria dell'impalcato e due sezioni verso l'appoggio.

Sezione 1: mezzeria dell'impalcato tra i traversi

Sezione 2: mezzeria dell'impalcato a cavallo dei traversi

Sezione 3: estremità dell'impalcato tra i traversi

Sezione 4: estremità dell'impalcato a cavallo dei traversi



11.2 CARICHI AGENTI

- PESO PROPRIO:

$$q = 7 \text{ kN/m}$$

-MEZZI D'OPERA:

$$q = 1 \text{ kN/m}^2$$

- PERMANENTI PORTATI (pavimentazione):

Si considera un carico pari a: 3.63 KN/mq

$$q = 3.63 * 1\text{m} = 3.63 \text{ KN/m}$$

Carichi mobili da traffico

Secondo quanto indicato dalla normativa si considera lo Schema di Carico 1 costituito da carichi tandem Q_{1k} e da carichi distribuiti q_{1k} , esso risulta lo Schema di Carico più gravoso. Si assume come base resistente per il calcolo del carico equivalente, l'ingombro trasversale del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato di metà della luce di calcolo della campata su cui insiste il carico stesso (per tener conto del beneficio del comportamento bidimensionale della soletta).

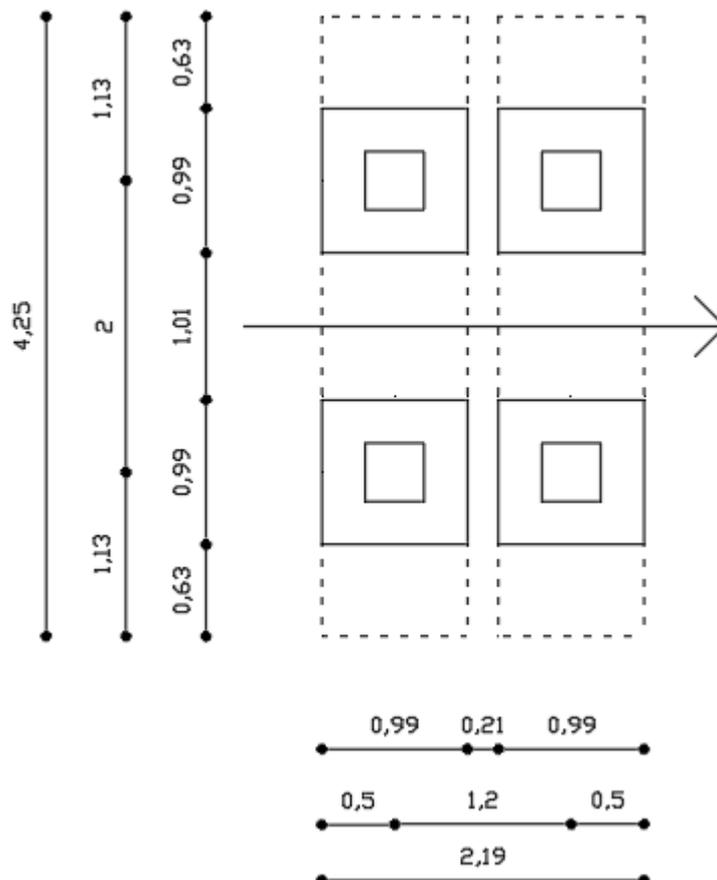
$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}$$

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$B = 4.25 \text{ m}$$

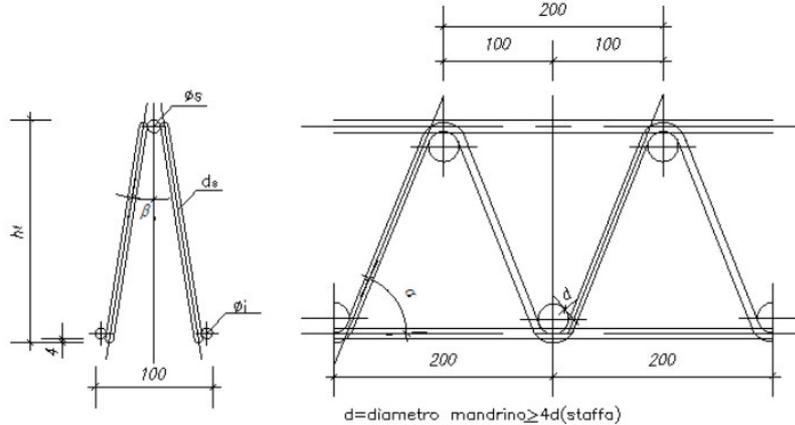
$$P_{eq.} = 300 / (4.68 \times 0.99) = 71.3 \text{ kN/m}^2$$

Per una striscia unitaria di larghezza pari a 1m l'impronta di carico 1 si traduce in due carichi distribuiti su una lunghezza di 0.99m, pari a 71.3 kN/m^2 posti ad una distanza di 0.21m.



11.3 CALCOLO DI FASE I

Si considera una soletta larga 0.4 m pari all'interasse del traliccio. Di seguito si riporta una rappresentazione schematica del traliccio.



Altezza totale del traliccio: $h'0 = 16.5$ cm

Braccio della coppia resistente: $h_0 = 14.7$ cm

Corrente superiore: 1 $\phi 16$

Corrente inferiore: 2 $\phi 12$

Staffe: 2 $\phi 10$

La lastra viene calcolata con uno schema statico di trave su 2 appoggi, considerando una luce di calcolo pari a 2.20 m (luce libera tra due piattabande dei traversi). Nel seguito si riporta il calcolo.

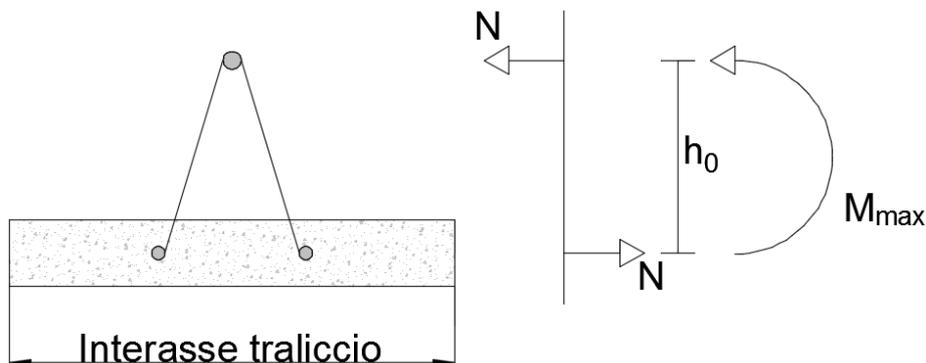
Combinazione di carico $q = (7 \times 1.35 + 1 \times 1.5) \times 0.4 = 10.95 \times 0.4 = 4.38$ kN/m

Sollecitazioni:

$$M_{\max} = q l^2 / 8 = 4.38 \times 2.20^2 / 8 = 2.65 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = q l / 2 = 4.38 \times 2.20 / 2 = 4.82 \text{ kN}$$

Il momento flettente è equilibrato da una coppia interna costituita dal corrente superiore compresso e dalla coppella tesa in calcestruzzo come illustrato nella seguente figura.



lo sforzo normale agente sul corrente superiore in mezzeria risulta:

$N = M_{mezzzeria} / h_0 = 2.65 / 0.147 = 18.03 \text{ kN}$

Si procede quindi con la verifica di stabilità del corrente superiore compresso, mentre per la lastra in acciaio si verifica che le tensioni di trazione non superino la resistenza massima ammissibile dell'acciaio. Inoltre, si verifica la stabilità del diagonale compresso dall'azione tagliante e la saldatura del traliccio sulla piastra.

Verifica di stabilità – Corrente superiore

Viene verificata la resistenza all'instabilità del corrente superiore compresso ($\Phi 16$).

Dati geometrici	Lunghezza	L	200 mm
	Modulo elastico	E	210000 Mpa
	Diametro	ϕ	16 mm
	Momento d'inerzia	J	3215.36 mm ⁴
	Area	A	201 mm ²
	Tensione di snervamento	fyk	450 Mpa
	Coeff. Materiali	γ_M	1.1
	Coeff. Azioni	γ_E	1.35
Parametri instabilità euleriana		β	1
		λ	0.74
		α	0.49
		Φ	0.90
		χ	0.70
		N _{Cr}	166436.4 N
Verifica Instabilità	Resistenza a instabilità	N _{b,rd}	57.68 kN
	Azione sollecitante	N _{sd}	18.03 kN
		N _{sd} /N _{b,rd}	0.313 <1

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica di stabilità - Diagonali dei tralicci

$$N_{diag} = \frac{T}{N^{\circ}diag \cdot \sin \varphi} = \frac{4.82}{2 \cdot \sin 56} = 2.91 kN$$

Dove φ rappresenta l'angolo di inclinazione dei diagonali del traliccio rispetto all'orizzontale.

Viene verificata la resistenza all'instabilità del diagonale compresso ($\phi 10$).

Dati geometrici	Lunghezza	L	200 mm
	Modulo elastico	E	210000 Mpa
	Diametro	ϕ	10 mm
	Momento d'inerzia	J	490.63 mm ⁴
	Altezza traliccio	ht	147 mm
	Inclinazione	beta	19 °
	Inclinazione	alfa	56 °
	Lunghezza di calcolo	Lvera	178.83 mm
	Area	A	78.5 mm ²
	Tensione di snervamento	fyk	450 MPa
	Coeff. Materiali	γ_M	1.1
	Coeff. Azioni	γ_E	1.35
Parametri instabilità euleriana		β	1
		λ	1.05
		α	0.49
		Φ	1.27
		χ	0.51
		N_{Cr}	31764.90 N
Verifica Instabilità	Resistenza a instabilità	Nb,rd	16.34 kN
	Azione sollecitante	Nsd	2.91 kN
		Nsd/Nb,rd	0.178 <1

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica di resistenza – Lastra

Si effettua la verifica a taglio in termini di tensioni, in corrispondenza dell'appoggio della lastra sul traverso.

Dati geometrici	Spessore lastra	sp	6 mm
	Larghezza	b0	400 mm
	Area	A	2400 mm ²
Verifica resistenza	Tensione di snervamento	f _{yk}	275 Mpa
	Coeff. Materiali	γ _M	1.05
	Coeff. Azioni	γ _E	1.35
	Taglio di progetto	T	4820 N
	Tensione sulla lastra	τ _{ed}	2.01 MPa
	Resistenza	τ _{rd}	151.21 MPa
		τ _{ed} /τ _{rd}	0.0133 <1

La verifica risulta soddisfatta.

Si verifica che la tensione che agisce sulla lastra sia inferiore alla resistenza a trazione dell'acciaio.

$$\sigma_s = N_{sd} / A = 18030 / (400 \times 60) = 7.1 < 261.90 \text{ MPa}$$

Verifica soddisfatta

Si effettua la verifica della saldatura del traliccio sulla piastra.

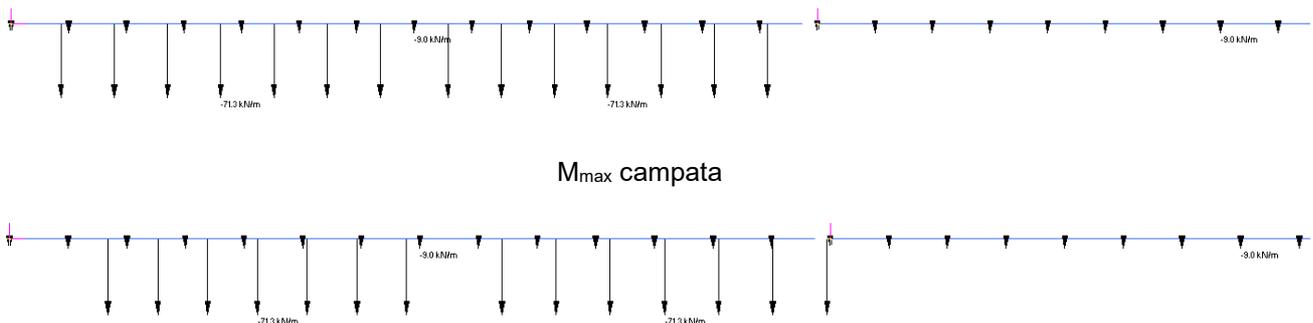
Dati geometrici	Tensione di rottura	f_{yk}	275	Mpa	
	Coeff. grado di acciaio	β_1	0.7		
	Coeff. grado di acciaio	β_2	0.85		
	Coeff. Materiali	γ_M	1.25		
	Lunghezza saldatura	$l_{//}$	20	mm	
	Lato saldatura	z	6	mm	
	Altezza di gola	a	4.24	mm	
	n° saldature	n	2		
Verifica	Azione sollecitante parallela	$T_{//}$	18.03	kN	
	Tensione parallela	$t_{//}$	106.31	Mpa	
		$t_{//}$	106.31	192.5	Mpa
		$ t_{//} $	106.31	233.75	MPa

La verifica risulta soddisfatta.

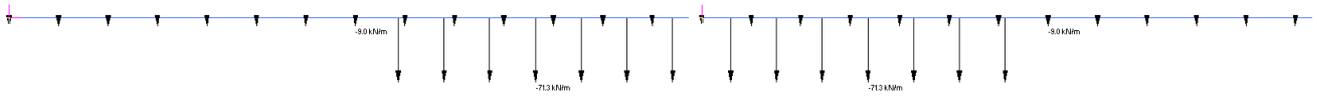
11.4 CALCOLO DI FASE II

La soletta è soggetta ai carichi permanenti ed ai carichi mobili. In questa fase si sono considerati anche ritiro e variazione termica per le verifiche allo stato limite di esercizio come richiesto dalla UNI EN 1992-1 -1 paragrafi 2.3.1.2 e 2.3.2.2 e sola variazione termica per le verifiche allo stato limite ultimo. Per la valutazione delle sollecitazioni la soletta è stata studiata come una trave posta su 29 appoggi. Di seguito vengono riportati gli involuppi delle sollecitazioni. Lo sforzo di trazione, che deriva dagli effetti globali, viene ripartito, a favore di sicurezza, tra metà della soletta e la trave longitudinale più sollecitata in funzione della loro rigidezza assiale e viene valutato implementando sul modello globale una rigidezza E della lastra in calcestruzzo, pari a 34077MPa per gli effetti dovuti alla variazione termica e pari a 11791MPa per gli effetti dovuti al ritiro. A favore di sicurezza gli sforzi assiali legati al comportamento globale sono stati mediati sulla larghezza dell'impalcato.

Si riportano le disposizioni dei carichi mobili che massimizzano le sollecitazioni di campata e di appoggio in estremità dell'impalcato Schema 1

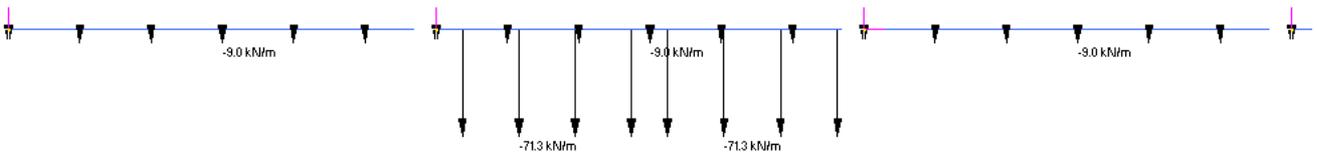


T_{max} appoggio

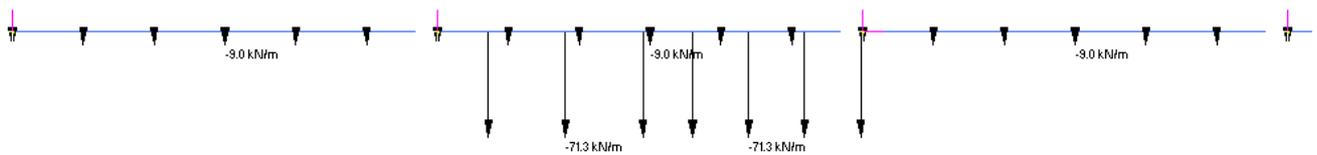


M_{max} appoggio

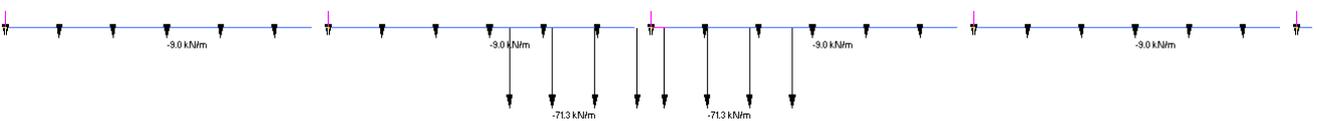
Si riportano le disposizioni dei carichi mobili che massimizzano le sollecitazioni di campata e di appoggio in mezzera dell'impalcato Schema 1



M_{max} campata



T_{max} appoggio



M_{max} appoggio

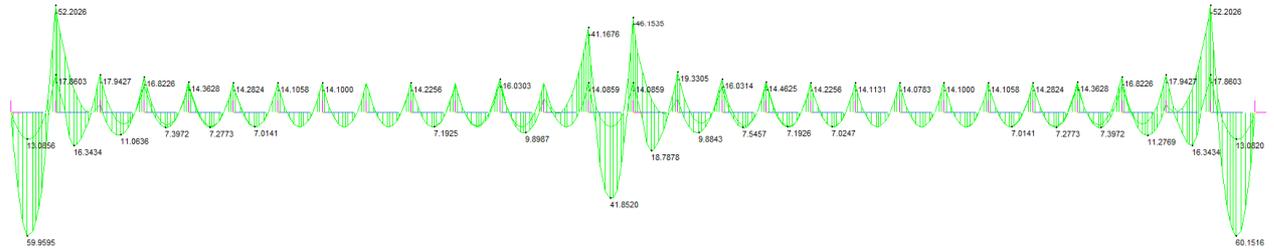
11.4.1 Verifica SLU

Sollecitazioni

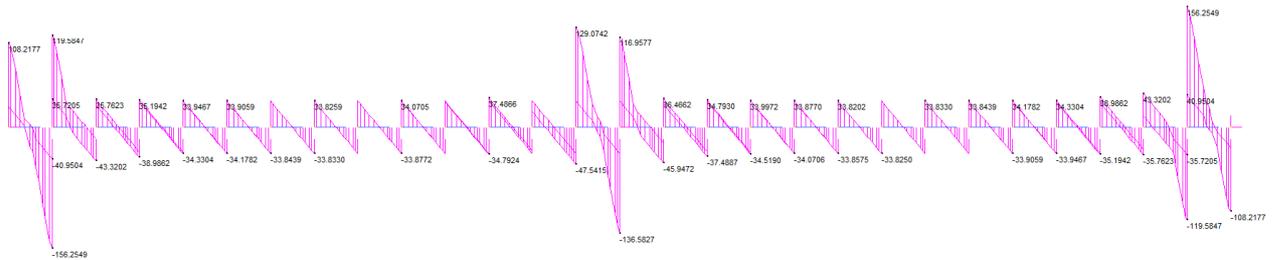
Si riportano di seguito gli involuipi dei diagrammi delle sollecitazioni flettenti e taglienti per la combinazione fondamentale.

	G1	G2	Qk	ϵ_1	ϵ_2
SLU	1.35	1.5	1.35	1.2	1.2(0.6)

MIN MAX
BM2(M) -52.2026 60.1516
(Bm.1) (Bm.1)



MIN MAX
SF2(M) -156.2549 156.2549
(Bm.2) (Bm.1)



Lo sforzo normale viene ripartito tra la soletta e la trave principale in base alla loro rigidezza assiale.

Il coefficiente di ripartizione delle rigidzze della soletta risulta pari a:

Sezione di estremità

$$\rho = A_c / (A_c + nA_s) = 0.616$$

$$\rho = A_c / (A_c + nA_s) = 0.348$$

Sezione di mezzeria

$$\rho = A_c / (A_c + nA_s) = 0.569$$

$$\rho = A_c / (A_c + nA_s) = 0.306$$

dove:

$$A_c = (15.2 \cdot 0.26) / 2 = 1.98 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.206 \text{ m}^2 \quad \text{sezione di estremità}$$

$$A_s = 0.2495 \text{ m}^2 \quad \text{sezione di mezzeria}$$

$$E_c = 34077 \text{ MPa}$$

$$E_{c\infty} = 11791 \text{ MPa}$$

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

Il valore dello sforzo normale di trazione per metro lineare di soletta, per le sezioni di mezzeria dell'impalcato, risulta pari a:

$$N_{\text{portati}} = (2830 \cdot 0.569) / 7.6 = 212 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{traffico}} = (6470 \cdot 0.569) / 7.6 = 485 \text{ kN/m}$$

$$N_{\Delta T} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls,t0} \cdot A_{\text{soletta}} = 0.00012 \cdot 34077 \cdot 15200 \cdot 260 = 16161 \text{ kN} \rightarrow 8081 \text{ kN per trave}$$

$$N_{\Delta T} = 8081 (1 - 0.569) / 7.6 = 459 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{SLU}} = 1.35 \cdot 212 + 1.35 \cdot 485 + 1.2 \cdot 0.6 \cdot 459 = 1272 \text{ kN}$$

Si riportano di seguito le sollecitazioni SLU adottate per le verifiche:

SLU	M+	M-	T	N
	kNm	kNm	kN	kN
S1	42		13	1272
S2		47	137	1272

Il valore dello sforzo normale di trazione per metro lineare di soletta, per le sezioni di estremità dell'impalcato, risulta pari a:

$$N_{\text{portati}} = (304 \cdot 0.616) / 7.6 = 25 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{traffico}} = (582 \cdot 0.616) / 7.6 = 48 \text{ kN/m}$$

$$N_{\Delta T} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls,t0} \cdot A_{\text{soletta}} = 0.00012 \cdot 34077 \cdot 15200 \cdot 260 = 16161 \text{ kN} \rightarrow 8081 \text{ kN per trave}$$

$$N_{\Delta T} = 8081 (1 - 0.616) / 7.6 = 409 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{SLU}} = 1.35 \cdot 25 + 1.35 \cdot 48 + 1.2 \cdot 0.6 \cdot 409 = 394 \text{ kN}$$

Si riportano di seguito le sollecitazioni SLU adottate per le verifiche:

SLU	M+	M-	T	N
	kNm	kNm	kN	kN
S3	61		12	394
S4		53	157	394

11.4.2 Verifiche a pressoflessione SLU

La soletta viene armata in direzione longitudinale, superiormente con ferri Ø22/10cm più 3Ø16 al metro (derivanti dall'armatura superiore delle lastre prefabbricate), inferiormente con ferri 6Ø12 al metro (derivanti dall'armatura inferiore delle lastre prefabbricate), più si assume collaborante la piastra sp 6 mm. La verifica viene svolta considerando una sezione della larghezza di 1 metro e di spessore pari a 26 cm.

Sezione 1

$N_{sd} = 1272$ kN

$M_{sd} = 42$ kNm

Titolo: Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre: 4

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -1272 kN
M_{xEd}: 42 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Materiali: sp 6mm, C35/45

Proprietà materiali:
 E_{su} 67.5 ‰, E_{c2} 2 ‰, f_{yd} 239.1 N/mm², E_{cu} 3.5 ‰, E_s 200000 N/mm², f_{cd} 19.83 ‰, E_s/E_c 6, f_{cc}/f_{cd} 0.8, E_{syd} 1.196 ‰, $\sigma_{c,adm}$ 13.5, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm², τ_{co} 0.8, τ_{c1} 2.257

Tipi di rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipi di flessione: Retta

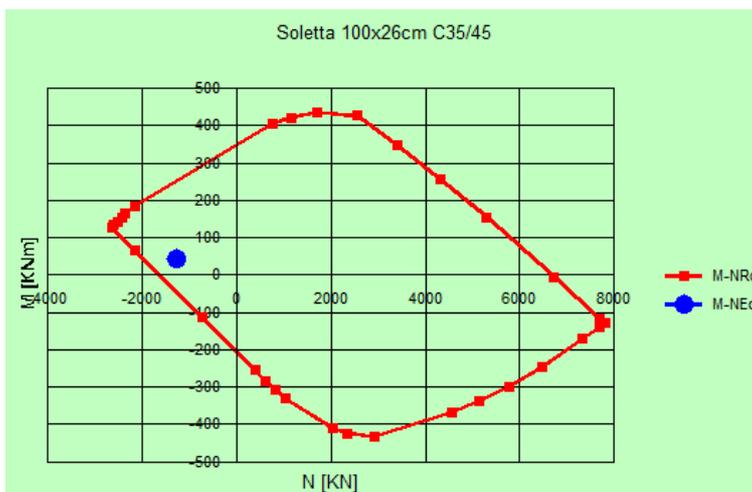
Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n

Calcoli: M_{xRd} 259.4 kNm, σ_c -19.83 N/mm², σ_s 239.1 N/mm², ϵ_c 3.5 ‰, ϵ_s 15.09 ‰, d 25.7 cm, x 4.84, x/d 0.1883, δ 0.7

Controlli: N° rett. 100, L₀ 0 cm, Col. modello

Precompresso

Nella seguente figura si riporta il dominio di rottura della sezione:



Essendo N-Med all'interno del dominio, la verifica risulta soddisfatta.

Sezione 2

$N_{sd} = 1272$ kN

$M_{sd} = 47 \text{ kNm}$

Titolo: Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -1272 kN
 M_{xEd} -47 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210'000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 6 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} -179.2 kNm
 α_c -18.75 N/mm²
 α_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 1.532 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 20.6 cm
x 0.457 x/d 0.0222
 δ 0.7

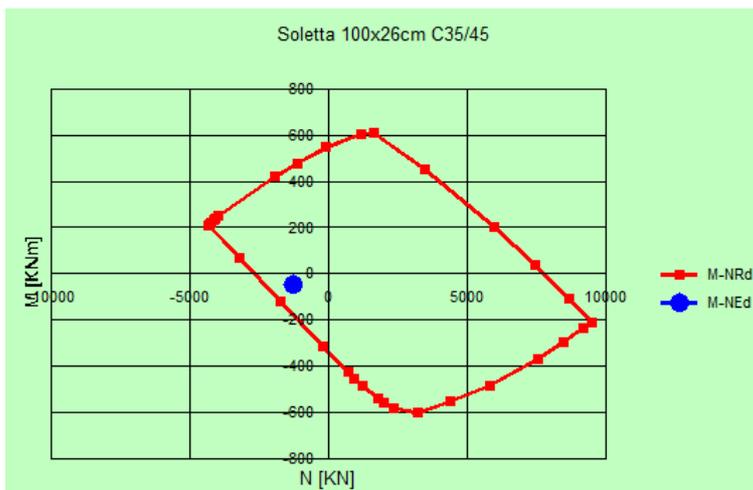
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Nella seguente figura si riporta il dominio di rottura della sezione:



Essendo N-Med all'interno del dominio, la verifica risulta soddisfatta.

Sezione 3

$N_{sd} = 394 \text{ kN}$

$M_{sd} = 61 \text{ kNm}$

Titolo: Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N_{Ed} -394 kN
M_{xEd} 61 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Materiali C35/45
sp 6mm
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 239.1 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 19.83
E_s/E_c 6 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.196 ‰ σ_{c,adm} 13.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

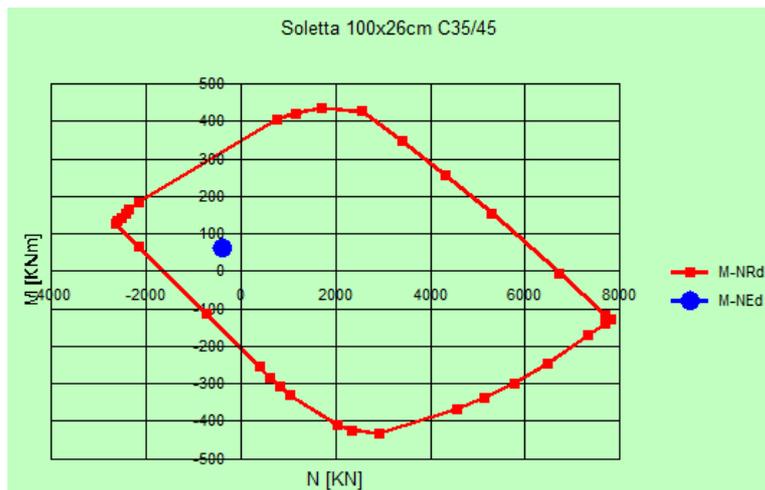
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione
Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

M_{xRd} 327.9 kNm
σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 239.1 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 10.97 ‰
d 25.7 cm
x 6.215 x/d 0.2418
ξ 0.7423

Nella seguente figura si riporta il dominio di rottura della sezione:



Essendo N-Med all'interno del dominio, la verifica risulta soddisfatta.

Sezione 4

N_{sd} = 394 kN

M_{sd} = 53 kNm

Titolo: Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -394 kN
M_{xEd}: -53 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Materiali
B450C C35/45

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 210'000 N/mm² f_{cd}: 19.83
E_s/E_c: 6 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
E_{syd}: 1.863 ‰ σ_{c,adm}: 13.5
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.8
τ_{c1}: 2.257

M_{xRd}: -290.6 kNm
σ_c: -19.83 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 2.207 ‰
ε_s: 67.5 ‰
d: 20.6 cm
x: 0.652 x/d: 0.03166
δ: 0.7

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

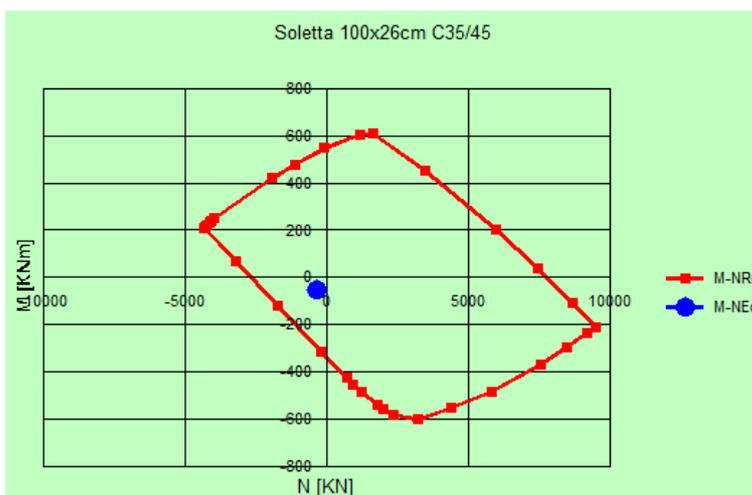
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Nella seguente figura si riporta il dominio di rottura della sezione:



Essendo N-Med all'interno del dominio, la verifica risulta soddisfatta.

11.4.3 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo, valutato a meno della larghezza della piattabanda superiore del traverso, risulta pari a:

$$V_{sd} = 157 \text{ kN}$$

Nella medesima sezione è stato valutato uno sforzo assiale di trazione pari a:

$$N_{sd} = -394 \text{ kN}$$

La resistenza alle sollecitazioni di taglio della soletta potrebbe essere affidata alla sola resistenza del calcestruzzo, considerando la sezione non armata. Nonostante ciò, la normativa prescrive di considerare la

resistenza a taglio del calcestruzzo nulla in presenza di sforzi significativi di trazione. Si dispone un'armatura a taglio 5Ø8/25 cm trascurando il contributo del traliccio e della lamiera della soletta.

V_{sdu}	157	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	-394	kN
R_{ck}	45	N/mm ²
f_{ck}	35	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	22.00	cm
A_{sl}	38.01	cm ²
c	4.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
A_{sw}	2.51	cm ²
passo staffe	25.00	cm
f_{cd}	19.833	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.467	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	-1.5379	N/mm ²
verifica con armatura resistente a taglio (staffe)		
V_{Rcd}	624.537	kN
V_{Rsd}	194.484	kN
V_{Rd}	194.484	kN

La verifica risulta soddisfatta.

11.4.4 Verifiche SLE

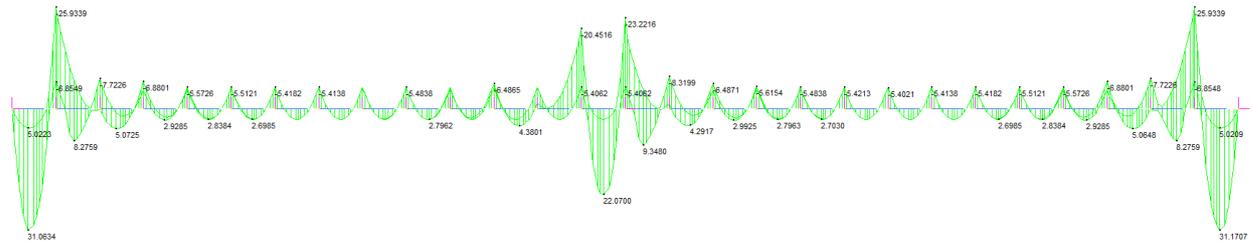
Sollecitazioni

Per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio si trascurano le sollecitazioni del peso proprio analizzate in prima fase. Vengono riportati gli involuipi delle sollecitazioni nella combinazione frequente, rara e quasi permanente:

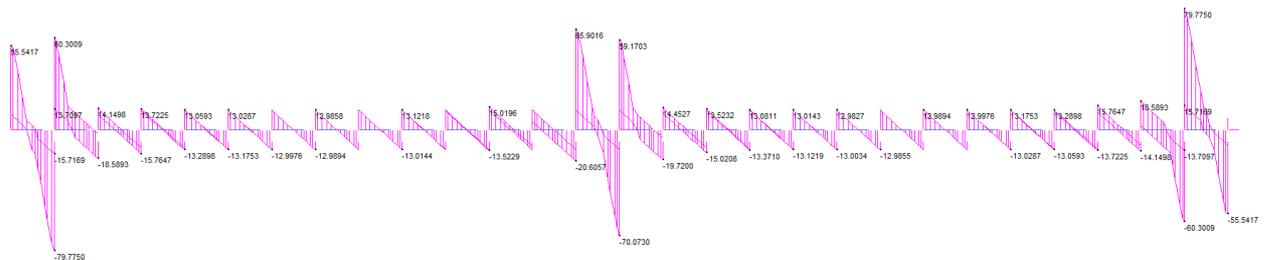
	G1	G2	Qk	ε1	ε2
SLE-rara	0	1	1	1	0.6
SLE-freq	0	1	0.75	1	0.5
SLE - QP	0	1	0	1	0.5

Frequente

MIN MAX
BM2(MN.m) -25.9339 31.1707
(Bm.3) (Bm.1)

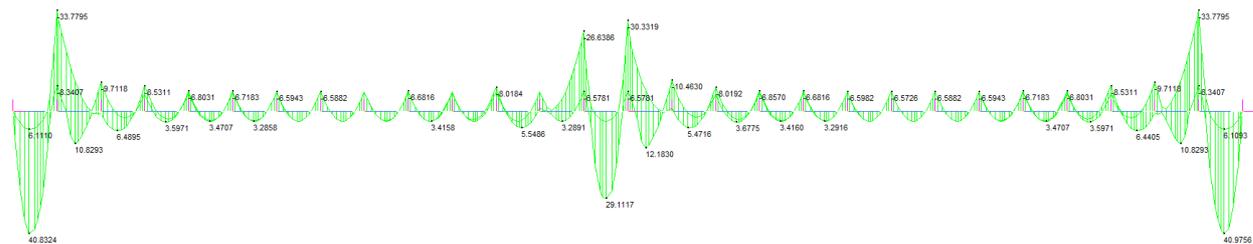


MIN MAX
SF2(KN) -79.7750 79.7750
(Bm.2) (Bm.1)



Rara

MIN MAX
BM2(MN.m) -33.7795 40.9756
(Bm.3) (Bm.1)



$A_s = 0.2495\text{m}^2$ sezione di mezzeria

$E_c = 34077\text{ MPa}$

$E_{c\infty} = 11791\text{ MPa}$

$E_s = 210000\text{ MPa}$

Il valore dello sforzo normale di trazione per metro lineare di soletta, per le sezioni di mezzeria dell'impalcato, risulta pari a:

$N_{\text{portati}} = (2830 \cdot 0.569) / 7.6 = 212\text{ kN/m}$

$N_{\text{traffico}} = (6470 \cdot 0.569) / 7.6 = 485\text{ kN/m}$

$N_{\Delta T} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls,t0} \cdot A_{\text{soletta}} = 0.00012 \cdot 34077 \cdot 15200 \cdot 260 = 16161\text{ kN} \rightarrow 8081\text{ kN per trave}$

$N_{\Delta T} = 8081 (1 - 0.569) / 7.6 = 459\text{ kN/m}$

$N_{\text{rit}} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls,\infty} \cdot A_{c\text{rit}} = 0.0001 \cdot 11791 \cdot 3952000 = 4660\text{ kN} \rightarrow 2330\text{ kN per trave}$

$N_{\text{Ritiro}} = 2330 (1 - 0.306) / 7.6 = 213\text{ kN/m}$

Il valore dello sforzo normale di trazione per metro lineare di soletta, per le sezioni di estremità dell'impalcato, risulta pari a:

$N_{\text{portati}} = (304 \cdot 0.616) / 7.6 = 25\text{ kN/m}$

$N_{\text{traffico}} = (582 \cdot 0.616) / 7.6 = 48\text{ kN/m}$

$N_{\Delta T} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls,t0} \cdot A_{\text{soletta}} = 0.00012 \cdot 34077 \cdot 15200 \cdot 260 = 16161\text{ kN} \rightarrow 8081\text{ kN per trave}$

$N_{\Delta T} = 8081 (1 - 0.616) / 7.6 = 409\text{ kN/m}$

$N_{\text{rit}} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls,\infty} \cdot A_{c\text{rit}} = 0.0001 \cdot 11791 \cdot 3952000 = 4660\text{ kN} \rightarrow 2330\text{ kN per trave}$

$N_{\text{Ritiro}} = 2330 (1 - 0.348) / 7.6 = 200\text{ kN/m}$

Si riassumono nella seguente tabella le sollecitazioni SLE:

S1	M+	M-	T	N
	kNm	kNm	kN	kN
SLE-rara	30		9	1186
SLE-freq	23		7	1019
SLE - QP	1		0	655

S2	M+	M-	T	N
	kNm	kNm	kN	kN
SLE-rara		31	92	1186
SLE-freq		24	71	1019
SLE - QP		2	5	655

	M+	M-	T	N
S3	kNm	kNm	kN	kN
SLE-rara	41		7	519
SLE-freq	32		6	466
SLE - QP	2		0	430

	M+	M-	T	N
S4	kNm	kNm	kN	kN
SLE-rara		34	105	519
SLE-freq		26	80	466
SLE - QP		3	6	430

11.4.5 Verifiche tensionali in esercizio

Valutate le azioni interne della soletta, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo che nelle armature e si verifica che quest'ultime rispettino i limiti tensionali prescritti dal NTC 2018:

- La massima tensione di compressione del calcestruzzo (σ_c) deve rispettare la seguente condizione:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

- La massima tensione dell'acciaio (σ_s), per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, deve rispettare:

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$$

In accordo con i materiali impiegati, tali limitazioni risulteranno essere:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 35 = 21MPa$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 35 = 15.75MPa$$

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 450 = 360MPa$$

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 275 = 220MPa$$

Controllo tensioni di esercizio per combinazione di carico caratteristica (rara):

11.4.5.1 Sezione 1 SLE rara

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione trasversale con coordinate: xN=0, yN=0.

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

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 -1186 kN
M_{xEd} 0 30 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali: sp 6mm C35/45

ε_{su} 67.5‰ ε_{c2} 2‰ α_{sMax} 140.3 N/mm²
f_{yd} 239.1 N/mm² ε_{cu} 3.5‰ α_{sMin} 85.99 N/mm²
E_s 210'000 N/mm² f_{cd} 19.83 ε_s 0.6682‰
E_s/E_c 6 f_{cc}/f_{cd} 0.8 f_{cc,adm} 13.5
ε_{syd} 1.139‰ σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

11.4.5.2 Sezione 2 SLE rara

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione trasversale con coordinate: xN=0, yN=0.

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

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 -1186 kN
M_{xEd} 0 -31 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali: B450C C35/45

ε_{su} 67.5‰ ε_{c2} 2‰ α_{sMax} 214.3 N/mm²
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5‰ α_{sMin} 39.29 N/mm²
E_s 210'000 N/mm² f_{cd} 19.83 ε_s 1.02‰
E_s/E_c 6 f_{cc}/f_{cd} 0.8 f_{cc,adm} 13.5
ε_{syd} 1.863‰ σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

11.4.5.3 Sezione 3 SLE rara

Titolo: Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 -519 kN
 M_{xEd}: 0 41 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali:
 sp 6mm C35/45
 ε_{su}: 67.5‰ ε_{c2}: 2‰
 f_{yd}: 239.1 N/mm² ε_{cu}: 3.5‰
 E_s: 210'000 N/mm² f_{cd}: 19.83
 E_s/E_c: 6 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.139‰ σ_{c,adm}: 13.5
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.8
 τ_{c1}: 2.257

σ_{sMax}: 58.97 N/mm²
 σ_{sMin}: 27.6 N/mm²
 ε_s: 0.2808‰

Verifica:
 N° iterazioni: 1
 Precompresso

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

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

11.4.5.4 Sezione 4 SLE rara

Titolo: Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 -519 kN
 M_{xEd}: 0 -34 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali:
 B450C C35/45
 ε_{su}: 67.5‰ ε_{c2}: 2‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5‰
 E_s: 210'000 N/mm² f_{cd}: 19.83
 E_s/E_c: 6 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.863‰ σ_{c,adm}: 13.5
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.8
 τ_{c1}: 2.257

σ_c: -0.02977 N/mm²
 σ_s: 118.6 N/mm²
 ε_s: 0.5646‰
 d: 20.6 cm
 x: 0.030 x/d: 0.001504
 δ: 0.7

Verifica:
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

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

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

Controllo tensioni di esercizio per la combinazione di carico quasi permanente:

11.4.5.5 Sezione 1 SLE quasi permanente

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

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

Diagramma della sezione trasversale con coordinate: $x_{c1} = 38.38$, $y_{c1} = 13.77$.

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 -655 kN
 M_{xEd} 0 1 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 sp 6mm C35/45
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 239.1 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210'000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 6 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.139 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_{sMax} 96.38 N/mm²
 σ_{sMin} 35.57 N/mm²
 ϵ_s 0.4589 ‰

Verifica
 N° iterazioni: 0
 Precompresso

Essendo le tensioni calcolate nel calcestruzzo inferiori ai limiti tensionali prescritti per la combinazione di carico quasi permanente, si considera tale verifica soddisfatta.

11.4.5.6 Sezione 2 SLE permanente

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

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

Diagramma della sezione trasversale con coordinate: $x_{c1} = 38.27$, $y_{c1} = 13.01$.

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 -655 kN
 M_{xEd} 0 -2 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 B450C C35/45
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210'000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 6 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.063 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_{sMax} 100 N/mm²
 σ_{sMin} 33.27 N/mm²
 ϵ_s 0.4763 ‰

Verifica
 N° iterazioni: 0
 Precompresso

Essendo le tensioni calcolate nel calcestruzzo inferiori ai limiti tensionali prescritti per la combinazione di carico quasi permanente, si considera tale verifica soddisfatta.

11.4.5.7 Sezione 3 SLE quasi permanente

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

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

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

Verifica
 N° iterazioni: 0
 Precompresso

Materiali: sp 6mm C35/45

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰	σ_{sMax}	61.64 N/mm ²
f_{yd}	239.1 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰	σ_{sMin}	24.38 N/mm ²
E_s	210'000 N/mm ²	f_{cd}	19.83	ϵ_s	0.2935 ‰
E_s/E_c	6	f_{cc}/f_{cd}	0.8		
ϵ_{syd}	1.139 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5		
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.8		
		τ_{c1}	2.257		

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 -430 kN
 M_{xEd} 0 2 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Essendo le tensioni calcolate nel calcestruzzo inferiori ai limiti tensionali prescritti per la combinazione di carico quasi permanente, si considera tale verifica soddisfatta.

11.4.5.8 Sezione 4 SLE quasi permanente

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

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

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

Verifica
 N° iterazioni: 0
 Precompresso

Materiali: B450C C35/45

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰	σ_{sMax}	67.7 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰	σ_{sMin}	20.55 N/mm ²
E_s	210'000 N/mm ²	f_{cd}	19.83	ϵ_s	0.3224 ‰
E_s/E_c	6	f_{cc}/f_{cd}	0.8		
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5		
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.8		
		τ_{c1}	2.257		

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 -430 kN
 M_{xEd} 0 -3 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Essendo le tensioni calcolate nel calcestruzzo inferiori ai limiti tensionali prescritti per la combinazione di carico quasi permanente, si considera tale verifica soddisfatta.

11.4.6 Verifiche a fessurazione

In accordo con il par. 5.1.4.4 del DM 17/01/18 nel caso di struttura in calcestruzzo ordinario si rispettano le limitazioni di tab. 4.1.IV relative al caso di armature poco sensibili. Si verificano unicamente le combinazioni di carico delle sezioni correnti.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Essendo, in accordo con il par. 4.1.2.2.4:

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Tali verifiche vengono eseguite in corrispondenza dell'appoggio.

11.4.6.1 Sezione 2 SLE frequente

Dal calcolo dell'asse neutro della sezione considerata, si è determinato quali armature sono effettivamente tese e cautelativamente si considerano solo: $A_s = 10\phi 22$

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione acc.-cls	$n =$	6	
Classe cls	$R_{ck} =$	45	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls	$E_{cm} =$	34077	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	$H =$	26	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	38.01	cm ²
Copri ferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	5.40	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	60	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	4.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2.2	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	24.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	1019.00	kN
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	180.90	N/mm ²
Distanza media fra due fessure attigue			
Coefficiente k_2	$\kappa_2 =$	0.5	
Coefficiente k_3	$\kappa_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	13.0	cm
Area efficace	$A_{Ceff} =$	1300.0	cm ²
Diametro equivalente	$\Phi_{eq} =$	2.2	cm
Area armature poste in Aceff	$A_s =$	38.01	cm ²
Distanza media fra due fessure attigue	$\Delta_{smax} =$	26.39	cm
Deformazione unitaria media			
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	

Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	6.04E-04	
Ampiezza fessura	$w_d =$	0.159	mm
Apertura massima fessura	$w_{amm} = w_2$	0.3	mm

La verifica risulta essere soddisfatta essendo rispettata la limitazione: $w_d < w_2$

11.4.6.2 Sezione 2 SLE quasi permanente

I risultati mostrano che il calcestruzzo non si fessura essendo:

$$\sigma_c < f_{ctd} = 2.79MPa$$

The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes a table for reinforcement bars (N*, As [cm²], d [cm]), material properties for B450C and C35/45, and calculation results for stress (σc) and strain (εs). The interface also features a diagram of the section geometry and various control options for the calculation method and verification.

11.4.6.3 Sezione 4 SLE frequente

Dal calcolo dell'asse neutro della sezione considerata, si è determinato quali armature sono effettivamente tese e cautelativamente si considerano solo: $A_s = 10\phi 22$

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione acc.-cls	n =	6	
Classe cls	$R_{ck} =$	45	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls	$E_{cm} =$	34077	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	H =	26	cm
Larghezza	B =	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	38.01	cm ²
Copri ferro baricentro acciaio teso	cs =	5.40	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	60	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	c =	4.0	cm
Diametro massimo barre tese	Φ =	2.2	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	M =	26.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	N =	466.00	kN
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	101.00	N/mm ²
Distanza media fra due fessure attigue			

Coefficiente k2	k ₂ =	0.5	
Coefficiente k3	k ₃ =	3.400	
Larghezza efficace	b _{eff} =	100.0	cm
Altezza efficace	d _{eff} =	13.0	cm
Area efficace	A _{Ceff} =	1300.0	cm ²
Diametro equivalente	Φ _{eq} =	2.2	cm
Area armature poste in Aceff	A _s =	38.01	cm ²
Distanza media fra due fessure attigue	Δ _{smax} =	26.39	cm
Deformazione unitaria media			
Coefficiente kt	k _t =	0.4	
Coefficiente k1	k ₁ =	0.8	
Coefficiente k4	k ₄ =	0.425	
Deformazione unitaria media	e _{sm} =	2.89E-04	
Ampiezza fessura	w _d =	0.076	mm
Apertura massima fessura	w _{amm} = w ₂	0.3	mm

La verifica risulta essere soddisfatta essendo rispettata la limitazione: $w_d < w_2$

11.4.6.4 Sezione 4 SLE quasi permanente

I risultati mostrano che il calcestruzzo non si fessura essendo:

$$\sigma_c < f_{ctd} = 2.79MPa$$

Titolo : Soletta 100x26cm C35/45

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A _s [cm ²]	d [cm]
1	100	26	1	60	25.7
			2	6.79	24.8
			3	6.03	10.3
			4	38.01	5.4

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 -430 kN
 M_{xEd} 0 -3 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210'000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 6 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 13.5
 G_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c 0.9223 N/mm²
 σ_c 1.777 N/mm²
 ε_s 0.04569 ‰

Verifica
 N° iterazioni: 1
 Precompresso

12 APPARECCHIATURE DI APPOGGIO E GIUNTI

Il sistema di vincolo dell'impalcato su spalle è costituito da isolatori elastomerici a elevato smorzamento.

12.1 AZIONI APPOGGI

Si riporta la tabella appoggi riassuntiva per ogni apparecchio di appoggio.

Il dimensionamento degli apparecchi di appoggio è svolto rispetto allo SLC, poiché il sistema d'isolamento deve essere in grado di sopportare gli spostamenti previsti in tale stato limite.

Vengono riportate sia le sollecitazioni elementari sia le sollecitazioni combinate secondo i coefficienti da normativa.

Essendo l'impalcato simmetrico le sollecitazioni agenti sugli appoggi della spalla A sono i medesimi agenti sulla spalla B.

SPALLA A				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	4220	4080	0	0
Permanenti Portati	555	710	0	0
Vento	38.5	-38.5	0	220
Traffico	1800	1000	0	0
Frenatura	0	0	137	0
Azione termica	0	0	153	0
SLC L) $Ex + 0.3Ey + 0.3Ez$	55.2	-55.2	813	243.9
SLC T) $0.3Ex + Ey + 0.3Ez$	184	-184	243.9	813
SLV L) $Ex + 0.3Ey + 0.3Ez$	45.6	-45.6	670	201
SLV T) $0.3Ex + Ey + 0.3Ez$	152	-152	201	670

	Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]	Hcombinato [kN]
SPALLA A - SLU	App. 1	SLU 1	8327	5745	110	330	348
		SLU 2	8911	6105	110	198	227
		SLU 3	8303	5768	295	198	355
		SLU 4	8303	5768	110	198	227
		SLU 5	8303	5768	184	198	270
	App. 2	SLU 1	8327	4618	110	330	348
		SLU 2	8911	4603	110	198	227
		SLU 3	8303	4641	295	198	355
		SLU 4	8303	4641	110	198	227
		SLU 5	8303	4641	184	198	270

SPALLA A - SLC	App. 1	SLC 1	4830	4735	813	244	849
		SLC 2	4959	4606	244	813	849
	App. 2	SLC 1	4830	4735	813	244	849
		SLC 2	4959	4606	244	813	849

SPALLA A - SLV	App. 1	SLC 1	4821	4744	670	201	700
		SLC 2	4927	4638	201	670	700
	App. 2	SLC 1	4821	4744	670	201	700
		SLC 2	4927	4638	201	670	700

Le rotazioni dovute ai carichi accidentali fattorizzate risultano pari a 0.004 rad a cui si aggiungono 0.005 rad di errore di posa. Le rotazioni dovute ai pesi propri e ai permanenti portati vengono invece compensate con apposita geometria della contropiastra di ancoraggio superiore degli apparecchi di appoggio.

12.2 SPOSTAMENTI MASSIMI ATTESI PER GLI APPOGGI

Lo spostamento massimo allo SLC (combinazione vettoriale tra i due spostamenti orizzontali) atteso è pari a 140 mm per gli isolatori.

Considerando anche il massimo eventuale spostamento dovuto alla temperatura uniforme (ridotta del 50%), si ottiene lo spostamento massimo di progetto dell'isolatore:

$$\Delta_d = 140 + 0.5 \cdot 11 = 146 \text{ mm}$$

Si definiscono quindi isolatori con capacità massima di spostamento pari a: **= ± 150 mm.**

12.3 VARCO E GIUNTI

Dimensionamento varco di giunto

Lo spostamento massimo dell'impalcato atteso in corrispondenza delle spalle (in SLC+0.5*DT) è pari a:

$$\Delta_y = 150 \text{ mm (in direzione longitudinale)}$$

$$\Delta_x = 140 \text{ mm (in direzione trasversale)}$$

Si sceglie un varco sulle spalle con escursione massima pari a **200 mm**: tale valore è assunto per problemi geometrici ed è sufficiente a garantire lo spostamento all'SLC.

Dimensionamento giunti

Lo spostamento massimo dell'impalcato atteso in corrispondenza dei giunti sulle spalle (in SLD) è pari a:

$$\Delta_y = 50 \text{ mm (in direzione longitudinale)}$$

$$\Delta_x = 50 \text{ mm (in direzione trasversale)}$$

L'azione termica genera uno spostamento longitudinale su ogni giunto pari a:

$$\Delta_T = 0.00001 \cdot 70000 \text{ mm} \cdot (30^\circ) / 2 = 11 \text{ mm}$$

Considerando anche il massimo eventuale spostamento dovuto alla temperatura uniforme (ridotta del 50%), si ottiene lo spostamento massimo di progetto del giunto strutturale:

$$\Delta_d = 50 + 0.5 \cdot 11 = 60 \text{ mm}$$

Si sceglie quindi un giunto strutturale sulle spalle con escursione massima pari a:

$$\Delta_y = \pm 80 \text{ mm (longitudinale)}$$

$$\Delta_x = \pm 80 \text{ mm (trasversale)}$$