

COMMITTENTE:



DIREZIONE INVESTIMENTI
PROGRAMMA NODO DI NAPOLI

PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. STRUTTURE

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI-BARI
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO
I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA
LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI

CAVALCAFERROVIA - IMPALCATO

Relazione di calcolo

SCALA

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA / DISCIPLINA PROGR. REV.

I F 0 L 0 0 E 0 9 C L I V 0 1 0 7 0 0 1 B

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Aut. autorizzante/Data
A	Emissione esecutiva	G.Grimaldi 	Sett. 2015	F.Bonifacio	Sett. 2015	F. Cerrone 	Sett. 2015	Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma Dott. Ingeg. ANGELO VITTOZZI U.O. STRUTTURE ITALFERR S.p.A.
B	Emissione esecutiva a seguito di validazione	L.Genca 	Ott. 2015	F.Bonifacio 	Ott. 2015	F. Cerrone 	Ott. 2015	

File: IF0L00E07CLIV0107001B

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	7
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	7
1.2	ESECUZIONE DEL MANUFATTO	12
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	13
2.1	NTC2008.....	13
2.2	CODICI DI CALCOLO	13
3	MATERIALI UTILIZZATI NTC 2008	14
3.1	CALCESTRUZZO	14
3.1.1	<i>Calcestruzzo Soletta impalcato</i>	<i>14</i>
3.1.2	<i>Calcestruzzo Baggioli e Ritegni.....</i>	<i>14</i>
3.1.3	<i>Acciaio da C.A.</i>	<i>14</i>
3.1.4	<i>Acciaio da Carpenteria Metallica.....</i>	<i>15</i>
4	ANALISI DEI CARICHI.....	16
4.1	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	16
4.1.1	<i>Calcestruzzo</i>	<i>16</i>
4.1.1.1	<i>Predalles</i>	<i>16</i>
4.1.1.1	<i>Aumento sbalzo soletta di impalcato su spalla B.....</i>	<i>17</i>
4.1.1.1	<i>Aumento spessore soletta di impalcato su spalla B.....</i>	<i>18</i>
4.1.2	<i>Acciaio.....</i>	<i>19</i>
4.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	19
4.2.1	<i>Passerelle pedonali di ispezione</i>	<i>19</i>
4.2.2	<i>Barriere anti-lancio.....</i>	<i>20</i>

4.2.3	Veletta	20
4.2.4	Sicurvia.....	21
4.2.5	Pavimentazione	21
4.2.6	Marciapiede	22
4.2.6.1	Aumento marciapiede soletta di impalcato su spalla B.....	23
4.3	RITIRO.....	24
4.4	SCORRIMENTI VISCOSI.....	27
4.5	CARICHI MOBILI.....	28
4.5.1	Modello Globale (Resistenza e deformabilità).....	28
4.5.2	Modello Globale (Fatica).....	29
4.6	FRENATURA.....	29
4.7	FORZA CENTRIFUGA	30
4.8	URTO SUL SICURVIA	30
4.9	ATTRITO DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO	30
4.10	SOVRACCARICO ACCIDENTALE IN FASE DI REALIZZAZIONE.....	30
4.11	AZIONE DELLA NEVE	31
4.12	AZIONE DEL VENTO	31
4.13	AZIONE SISMICA	33
4.14	VARIAZIONE TERMICA UNIFORME	39
4.15	VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE	39
4.16	COMBINAZIONI DI CALCOLO	39
4.16.1	Verifiche allo stato limite ultimo.....	40
4.16.2	Verifiche in esercizio.....	43
4.16.2.1	Verifica delle tensioni	43
4.16.2.2	Verifica a fessurazione.....	43

5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	44
6	EFFETTI GLOBALI	44
6.1	MODELLO DI CALCOLO	44
6.2	ANALISI CONDOTTE E RISULTATI	49
6.2.1	ANALISI STATICHE	49
6.2.2	ANALISI MODALE.....	52
6.2.3	ANALISI SPETTRALE	57
6.3	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ E CONTROMONTE.....	57
6.3.1.1	Verifiche di deformabilità.....	57
6.3.1.1	Diagramma delle contromonte.....	59
6.4	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	60
6.4.1	TRAVE DI RIVA.....	60
6.4.1.1	Verifiche di resistenza della sezione mista	63
6.4.1.5	Verifiche di resistenza della trave metallica	77
6.4.1.1	Concio C1 Sezione	77
6.4.1.1	Concio C2 Sezione	85
6.4.1.2	Concio C3 Sezione	94
6.4.1.1	Pioli Nelson	102
6.4.2	DIAFRAMMA SU SPALLA.....	103
6.4.2.1	CDC 1	104
6.4.2.2	CDC 2	105
6.4.2.3	CDC 3	123
6.4.3	TRAVERSI.....	131
6.4.3.1	Briglia superiore (2L80x8/20).....	131
6.4.3.2	Diagonale (2L120x12/20 a Farfalla).....	136
6.4.3.3	Briglia inferiore (2L120x12/20).....	140
6.4.4	CONTROVENTO SUPERIORE.....	141

6.4.4.1	Giunzione bullonata a taglio (2 M16 C10.9).....	142
6.4.5	CONTROVENTO INFERIORE.....	145
6.4.5.1	Giunzione bullonata a taglio (3 M20 C8.8).....	146
6.4.6	APPARECCHI DI APPOGGIO.....	148
6.4.6.1	Scarichi	148
6.4.6.1	Escursione	149
6.4.7	BAGGIOLI	152
6.4.7.1	Verifiche Strut&Tie	153
6.4.7.2	Verifiche a tranciamento armatura	154
6.4.8	RITEGNI SISMICI.....	155
6.4.8.1	RITEGNO SISMICO TRASVERSALE	155
6.4.8.1	RITEGNO SISMICO LONGITUDINALE	161
6.5	VERIFICHE A FATICA	166
6.5.1	TRAVI.....	167
6.5.2	DIAFRAMMI.....	170
6.5.3	TRAVERSI.....	171
6.5.3.1	Profili	171
6.5.3.2	Verifica ad attrito dei bulloni per le sollecitazioni indotte dal carico veicolare a fatica n° 1.....	172
6.5.4	PIOLI	172
7	EFFETTI LOCALI.....	173
7.1	SEZIONE TRASVERSALE TIPO - L=12.90 M.....	173
7.1.1	Carichi applicati al modello	174
7.1.2	ANALISI E RISULTATI	179
7.1.3	VERIFICHE	181
7.1.3.1	FLESSIONE	181
7.1.3.2	TAGLIO.....	196
7.2	SBALZO IN ADIACENZA SPALLA B	200

7.2.1	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	200
7.2.2	VERIFICHE	201
7.2.2.1	Flessione.....	201
7.2.2.2	Taglio	205
7.3	PREDALLES - VERIFICHE IN FASE DI GETTO.....	206
7.3.1	Prescrizioni sulle fasi di getto della soletta.....	207
7.3.2	Predalle esterna con sbalzo.....	208
7.3.3	Predalle interna.....	210

1 PREMESSA

Nell'ambito del progetto esecutivo per la realizzazione della viabilità di soppressione del PL al KM 143+833 – Via Calabroni, è prevista la realizzazione del cavalcaferrovia sulla linea storica nella tratta Canello-Benevento alla pk 143+672.

Il progetto delle opere d'arte è stato redatto sulla base delle impostazioni ed esigenze espresse dal progetto della viabilità, uniformandosi a quest'ultimo per quanto riguarda ubicazione ed ampiezza del ponte, oltre che, ovviamente, per quanto concerne le rispettive caratteristiche planimetriche ed altimetriche, riservando particolare attenzione ai franchi orizzontali e verticali minimi prescritti dalla normativa vigente.

La presente relazione ha per oggetto le verifiche secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) delle strutture dell' impalcato da ponte di prima categoria.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le disposizioni vigenti in Italia e con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, secondo il DM 14 gennaio 2008 e le specifiche di progettazione Italferr come meglio indicato al capitolo 2.

La relazione è articolata in tre blocchi: il primo a validità generale in cui si definiscono i materiali di progetto, si illustrano le analisi dei carichi e si descrivono le combinazioni progettuali; il secondo blocco è relativo agli effetti globali (modellazione ed alle verifiche degli elementi strutturali); il terzo ed ultimo blocco relativo agli effetti locali.

1.1 Descrizione dell'opera

Il ponte in oggetto è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo con schema statico di trave appoggiata a singola campata di luce netta 48.00 m e luce complessiva 49.20.

L'impalcato, rappresentato nelle figure seguenti, è caratterizzato da una larghezza complessiva in campata pari a 12.90 m (di cui 8.00 m per la carreggiata stradale). Si precisa che la larghezza dell'impalcato in corrispondenza della spalla con appoggi unidirezionali cresce progressivamente da 12.90 a 13.29 m.

L'impalcato in misto acciaio calcestruzzo è costituito da 4 travi metalliche longitudinali, caratterizzate da un'altezza massima costante pari ad 2600mm. Le quattro travi sono connesse in direzione trasversale mediante traversi realizzati con schema reticolare a K e diaframmi a sezione piena in corrispondenza

delle spalle. La soletta presenta un'altezza variabile da un minimo di 25 cm ad un massimo di 35 cm circa. Il controvento inferiore e superiore è realizzato mediante controventi a croce di Sant'Andrea a sola diagonale tesa attiva.

Le spalle, con paramento e muri di risvolto comprensivi di muri andatori, sono caratterizzate da altezza massima pari a 10.44 m dallo spiccato e fondazioni indirette, costituite da plinti di dimensioni in pianta 11.60 x 9.60 m rispettivamente in direzione trasversale e longitudinale con altezza pari a 2.50 m. Le palificate sottostanti sono costituite da 9 pali di diametro 1.20 m disposti ad un interasse minimo di 3.60 m (longitudinale) e 4.60 m in direzione trasversale lunghezza 30m .

Nel modello di calcolo si è assunta la seguente nomenclatura: la Spalla B corrisponde alla Spalla 1 degli elaborati grafici; la Spalla A corrisponde alla Spalla 2 degli elaborati grafici.

Lo schema di vincolo dell'impalcato prevede apparecchi d'appoggio fissi (i due centrali) e multidirezionali (i due esterni) in corrispondenza della spalla B mentre per la spalla A sono provisti 3 apparecchi multidirezionali (due esterni e uno interno) e un apparecchio d'appoggio unidirezionale longitudinale interno.

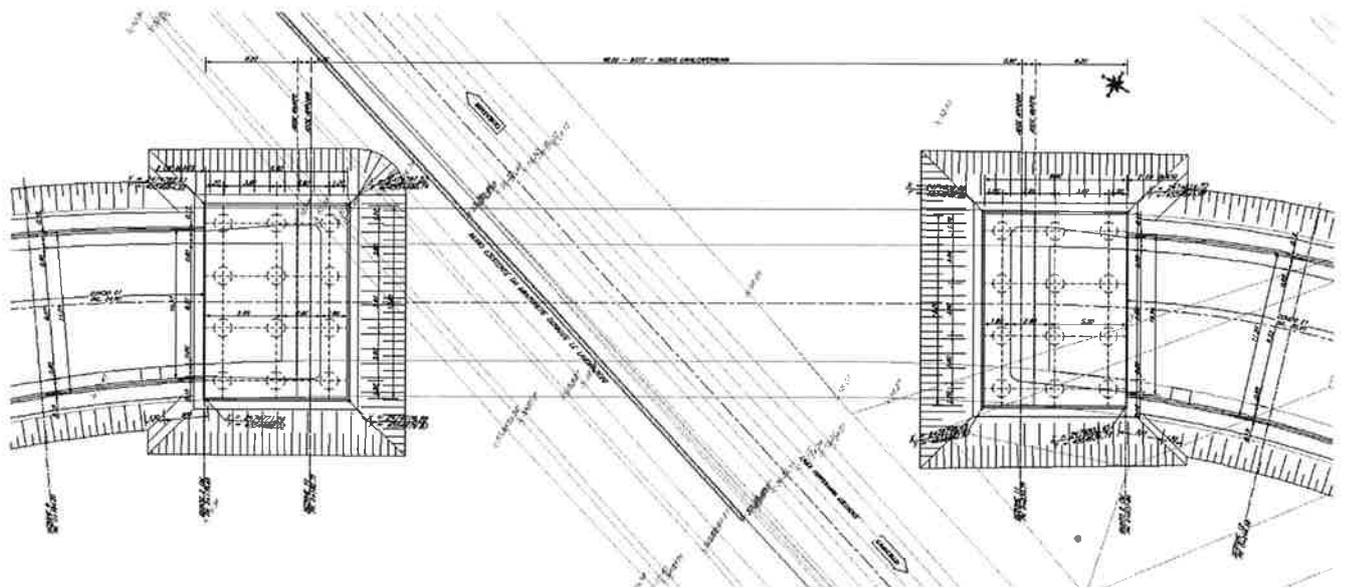


Figura 1: Planimetria

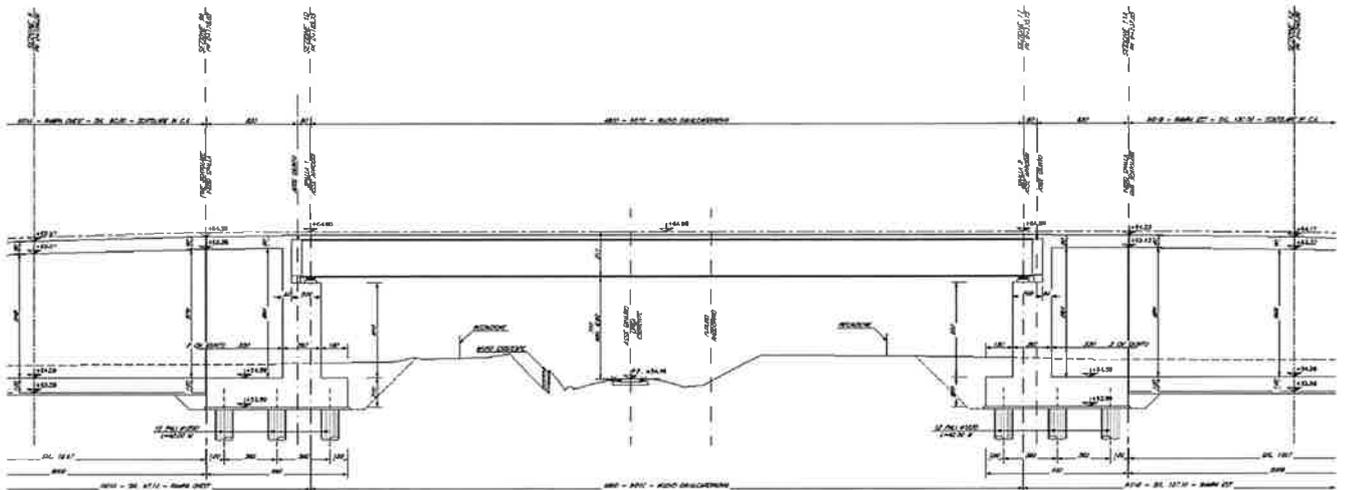


Figura 2: Sezione Longitudinale

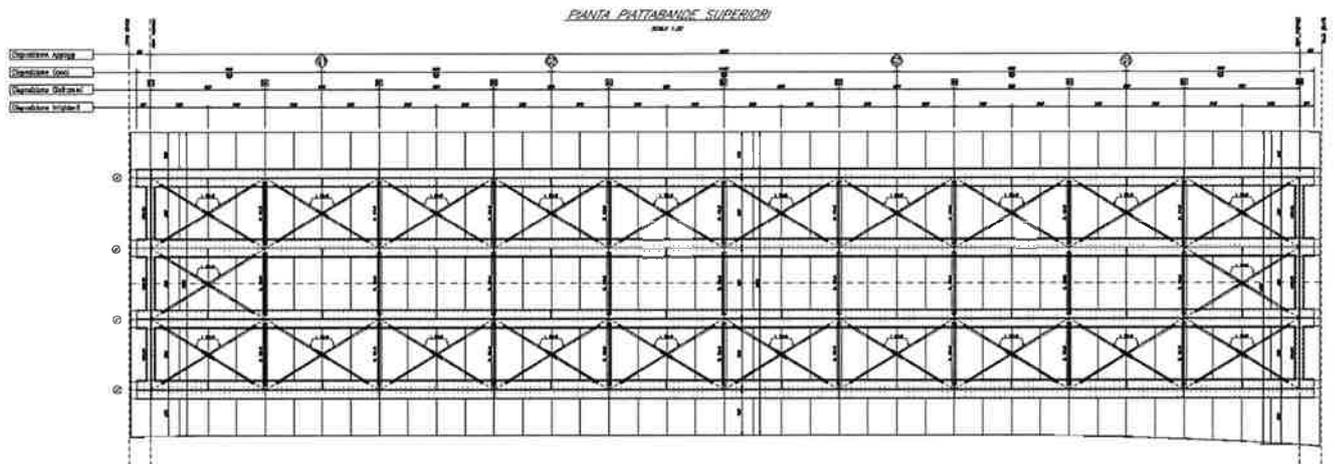


Figura 3: Pianta controventi superiori

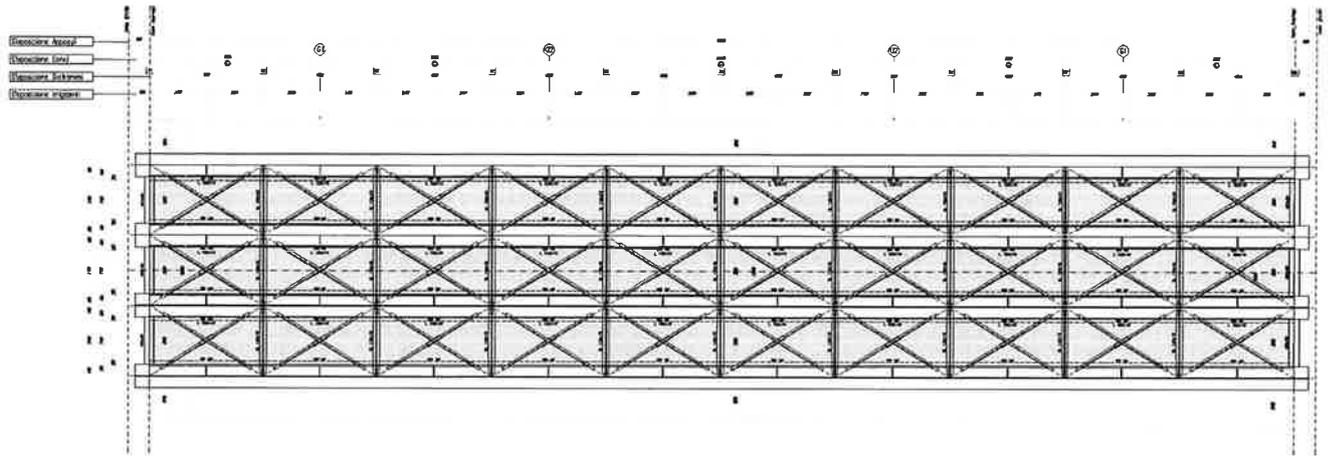


Figura 4: Pianta controventi inferiori

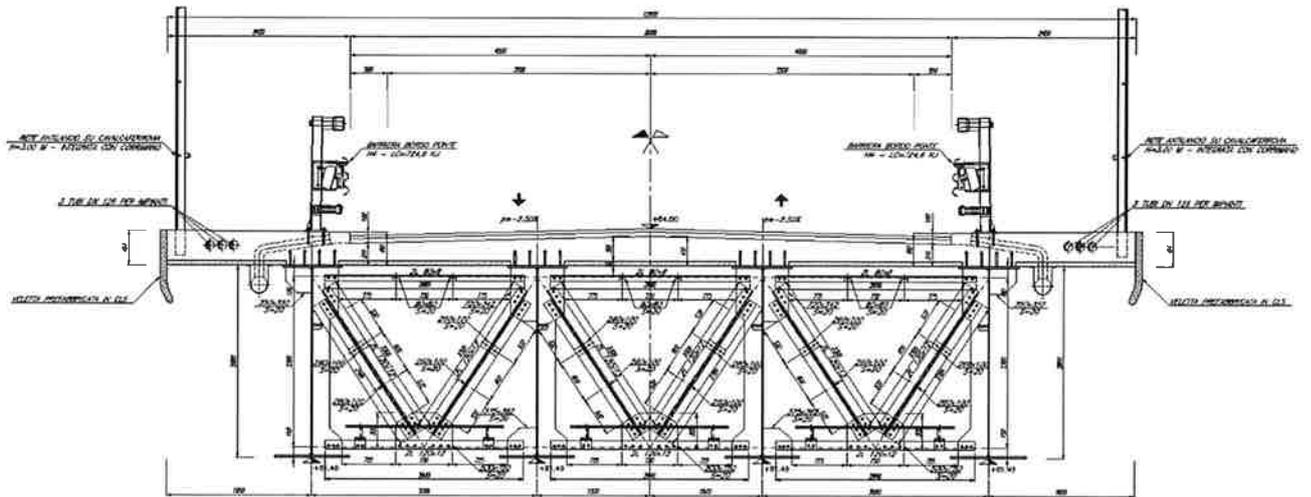


Figura 5: Sezione trasversale in mezzeria

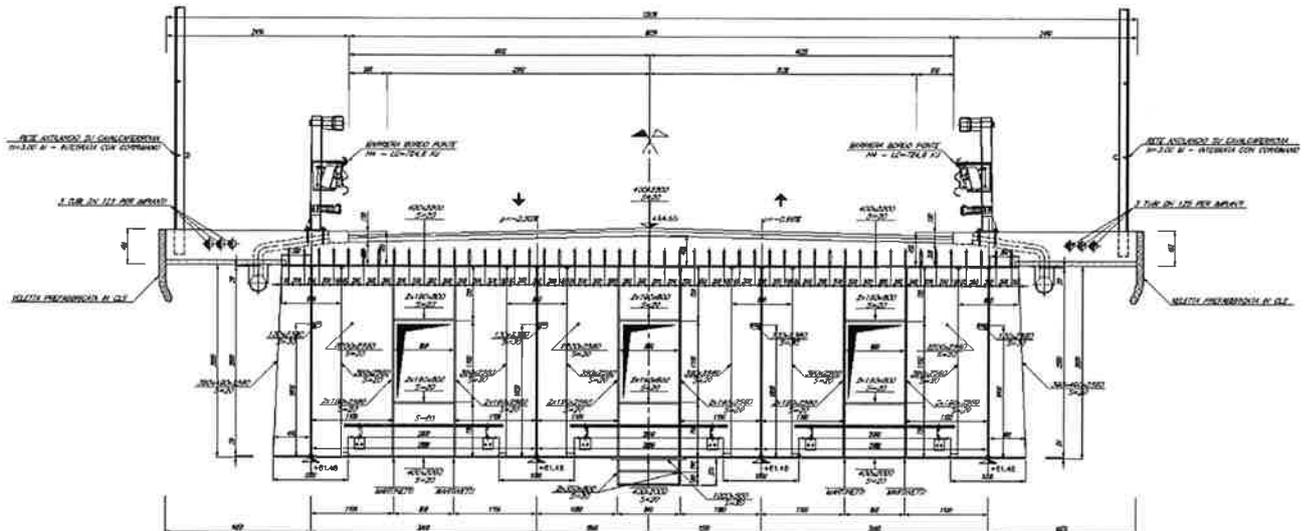


Figura 6: Sezione trasversale su spalla

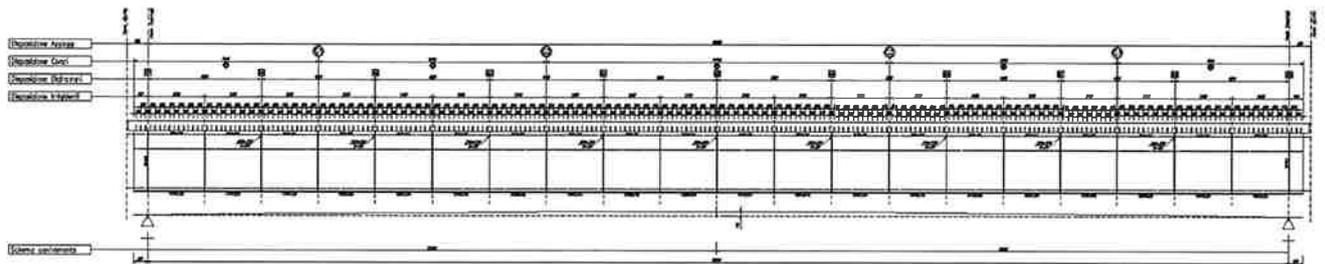


Figura 7: Sezione longitudinale

La travata è costituita dalla successione di 5 conci di tre tipologie distinte (C1; C2; C3). I conci terminali (C1) presentano una lunghezza di 6.60 m mentre i restanti conci sono tutti di lunghezza pari a 12.00 m. Per la descrizione geometria di dettaglio dei singoli conci e dell'intera travata si rimanda al paragrafo 6.4.1.

	ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI												
<i>Impalcato - Relazione di calcolo</i>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF0L</td> <td>00 E 09</td> <td>CL</td> <td>IV0107 001</td> <td>B</td> <td>12 di 210</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0L	00 E 09	CL	IV0107 001	B	12 di 210
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0L	00 E 09	CL	IV0107 001	B	12 di 210								

1.2 Esecuzione del Manufatto

Le travi vengono realizzate in conci di lunghezza massima 12.00 m. tra loro saldati mediante saldatura a completa penetrazione di prima classe. Le travi vengono varate a coppia. I collegamenti delle aste di controvento e dei trasversi sono realizzati in opera mediante bulloni a taglio ad alta resistenza di classe 10.9.

La soletta in cemento armato è prevista gettata in opera utilizzando delle predalle prefabbricate autoportanti in c.a.. Le coppelle sono inoltre provviste di aree libere in corrispondenza delle piattabande delle travi sottostanti, dove vengono posizionati i connettori saldati.

Una volta disposte le coppelle sulla travata metallica si provvede alla posa dell'armatura trasversale integrativa e dell'armatura longitudinale di ripartizione e quindi si esegue il getto a spessore definitivo.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 NTC2008

- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- RFI DTC INC PO SP IFS 003 A Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- RFI DTC INC CS LG IFS 001 A Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 Nuove Norme Tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009 n.617 Nuova circolare delle Norme Tecniche per le costruzioni
- Decisione della Commissione del 26 aprile 2011 relativa ad una specifica tecnica di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale (2011/275/UE).

2.2 Codici di calcolo

- Sap2000 v.15.2.1
- RC-Sec della Geostru
- Fogli di calcolo excel
- Profili (programma del prof. Gelfi)

3 MATERIALI UTILIZZATI NTC 2008

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Calcestruzzo Soletta impalcato

CALCESTRUZZO PER SOLETTA

Classe	C32/40		
$R_{ck} =$	40.00	N/mm^2	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	32.00	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica
$\gamma_M =$	1.5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} =$	18.13	N/mm^2	resistenza di progetto
$c =$	35	mm	copriferro minimo
	XF3	-	Classe di esposizione

3.1.2 Calcestruzzo Baggioli e Ritegni

CALCESTRUZZO PER BAGGIOLI E RITEGNI

Classe	C32/40		
$R_{ck} =$	40.00	N/mm^2	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	32.00	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica
$\gamma_M =$	1.5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} =$	18.13	N/mm^2	resistenza di progetto
$c =$	40	mm	copriferro minimo
	XF3	-	Classe di esposizione

3.1.3 Acciaio da C.A.

ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

B 450 C			controllato in stabilimento
$f_{yk} \geq$	450.0	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_M =$	1.15	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU elastico
$f_{yd} =$	391.3	N/mm^2	resistenza di progetto
$E_s =$	210000	N/mm^2	modulo elastico

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO 1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI</p>												
<p>Impalcato - Relazione di calcolo</p>	<table border="1"> <tr> <td>PROGETTO</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF0L</td> <td>00 E 09</td> <td>CL</td> <td>IV0107 001</td> <td>B</td> <td>15 di 210</td> </tr> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0L	00 E 09	CL	IV0107 001	B	15 di 210
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0L	00 E 09	CL	IV0107 001	B	15 di 210								

3.1.4 Acciaio da Carpenteria Metallica

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

	S355J2		controllato in stabilimento
$f_{yk} =$	355.0	N/mm ²	Resistenza di calcolo ($t \leq 40$ mm)
$f_{yk} =$	335.0	N/mm ²	Resistenza di calcolo ($t > 40$ mm)
$E_s =$	210000	N/mm ²	modulo elastico

ACCIAIO PER PROFILATI E PIASTRAME

	S355J2		controllato in stabilimento
$f_{yk} =$	355.0	N/mm ²	Resistenza di calcolo ($t \leq 40$ mm)
$f_{yk} =$	335.0	N/mm ²	Resistenza di calcolo ($t > 40$ mm)
$E_s =$	210000	N/mm ²	modulo elastico

ACCIAIO PIOLI NELSON

	St 37-3K DIN 17100		
$f_y \geq$	355.00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
$f_t \geq$	450	N/mm ²	tensione di rottura
$E_s =$	210000	N/mm ²	modulo elastico

ACCIAIO BULLONI E DADI

Conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI EN 14399

Vite	Classe 8.8
Dado	Classe 8
Vite	Classe 10.9
Dado	Classe 10

SALDATURE

Procedimenti di saldatura omologati e qualificati (tipo automatico ad arco sommerso o altri che verranno concordati e accettati dall'ente appaltante) conformi a D.M. 14.01.2008 e all'Istruzione FS44/S.

4 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano nel presente capitolo le azioni considerate nel modello di calcolo per la determinazione delle sollecitazioni agenti.

4.1 Peso proprio degli elementi strutturali

4.1.1 Calcestruzzo

Agli elementi strutturali è stato attribuito un peso specifico del cemento armato pari a 25 kN/m^3 come previsto dalle vigenti normative. Tale carico viene computato in automatico dal programma di calcolo agli elementi finiti.

4.1.1.1 Predalles

Il peso delle predalle è stato applicato al modello di calcolo come carico uniformemente distribuito sulle travi di impalcato.

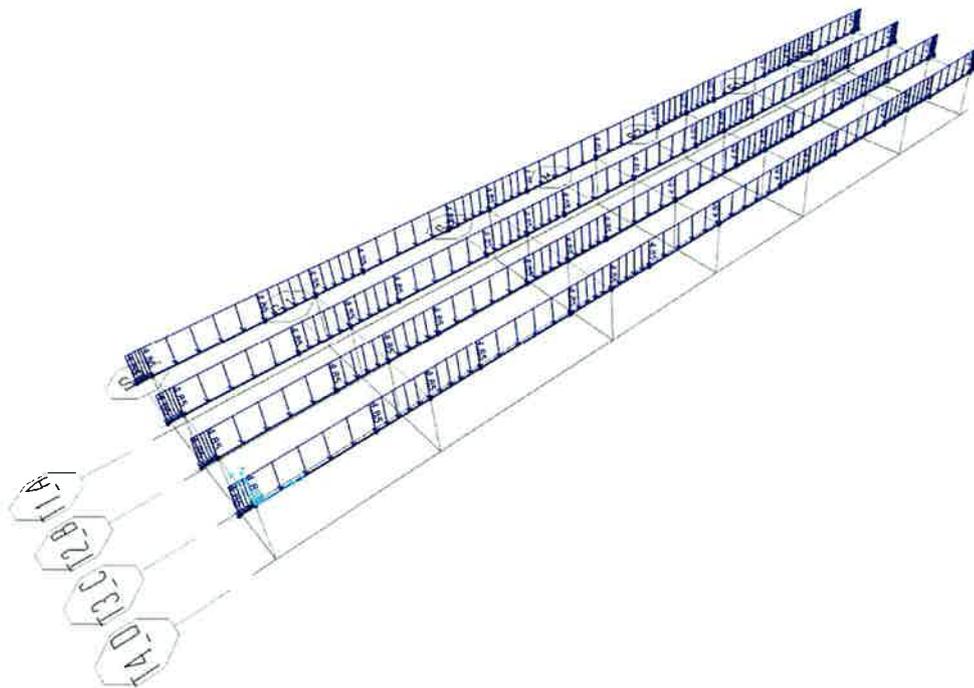


Figura 8: Carico applicato al modello: Pavimentazione stradale

4.1.1.1 Aumento sbalzo soletta di impalcato su spalla B

Il carico relativo all'aumento locale dello sbalzo da 1950 mm a 2358 mm è stato applicato come uniformemente distribuito sulla porzione di trave di riva di competenza, come si evince dalla sottostante figura.

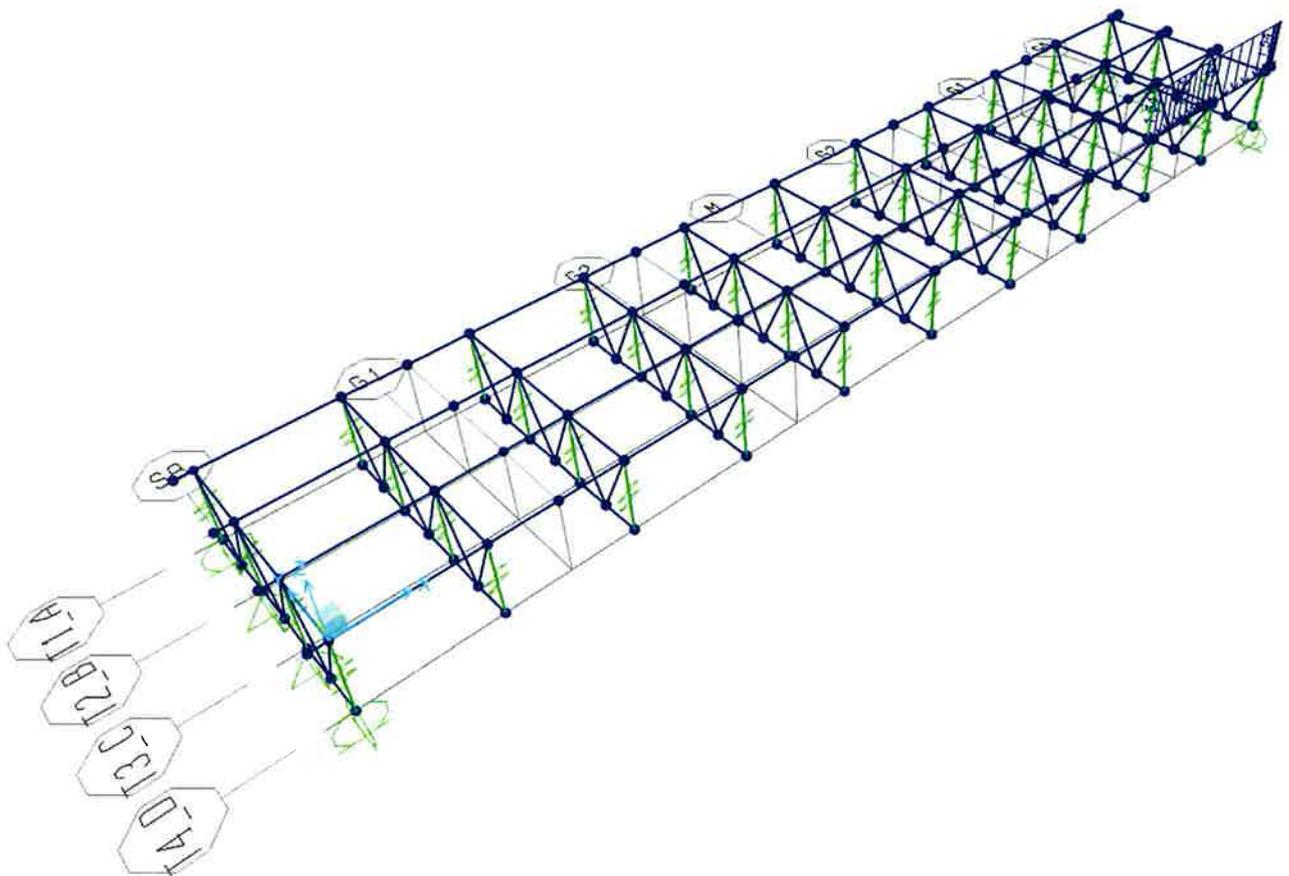


Figura 9: Carico applicato al modello: aumento dello sbalzo

4.1.1.1 Aumento spessore soletta di impalcato su spalla B

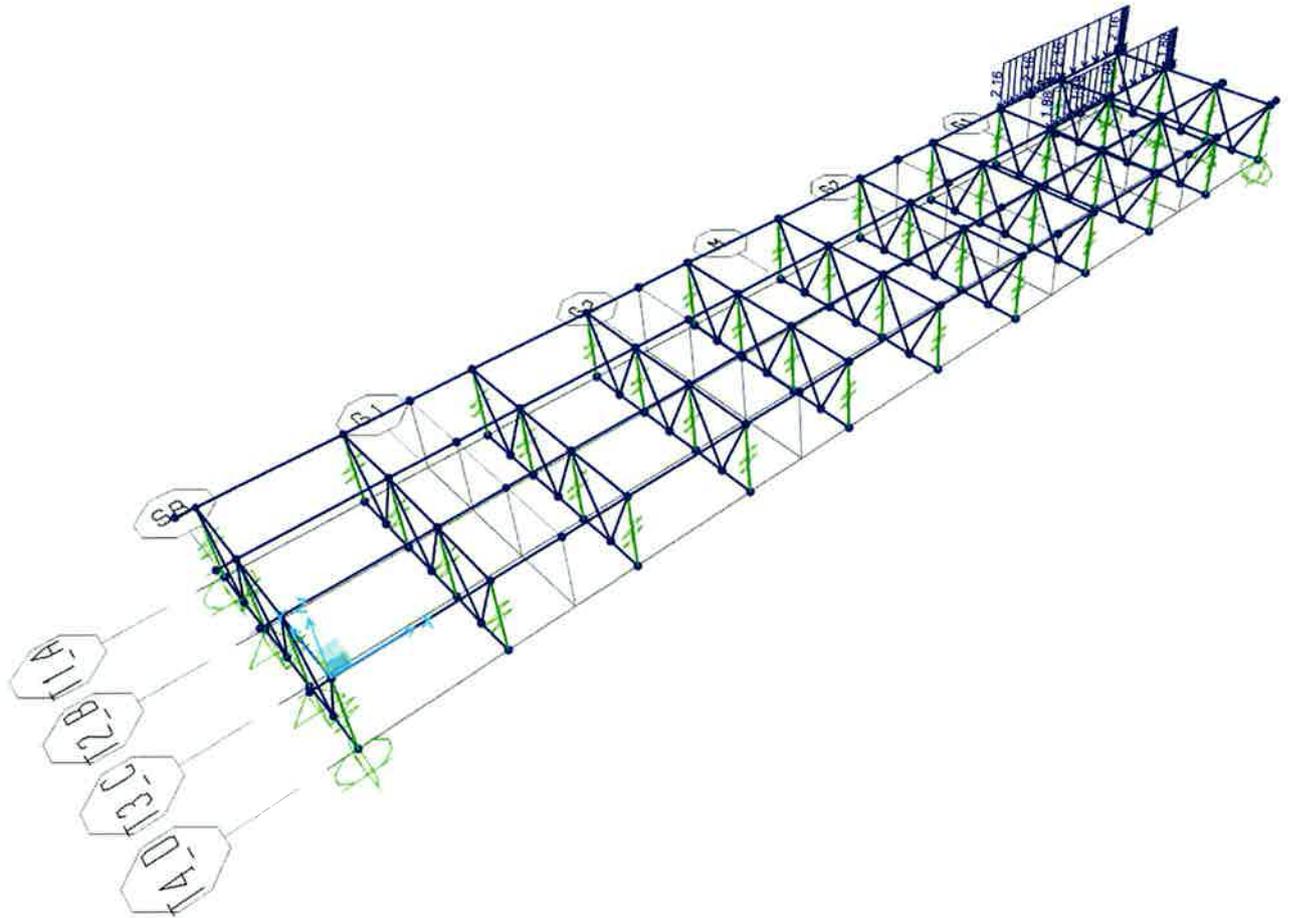


Figura 10: Carico applicato al modello: Ringrosso spessore soletta su spalla B

4.1.2 Acciaio

Agli elementi strutturali è stato attribuito un peso specifico dell'acciaio pari a 78.5 kN/m^3 come previsto dalle vigenti normative; si precisa tuttavia che al fine di computare masse e pesi dei piatti di irrigidimento dei fazzoletti e delle bullonature si è considerato un moltiplicatore del peso specifico pari a 1.1. il valore di calcolo risulta pertanto pari a 86.35 kN/m^3 .

Tale carico viene computato in automatico dal programma di calcolo agli elementi finiti in funzione della lunghezza delle aste e della sezione assegnata.

4.2 Carichi permanenti non strutturali

Si illustrano nel seguito i carichi elementari permanenti non strutturali applicati al modello di calcolo.

4.2.1 Passerelle pedonali di ispezione

Per la singola passerella di ispezione si è assunto un peso complessivo al metro lineare di impalcato pari a 1 kN/m . il carico è stato applicato al modello di calcolo come concentrato sulla briglia inferiore dei diaframmi dell'impalcato come si evince dalla sottostante rappresentazione grafica. Il valore del carico è stato valutato per area di influenza.

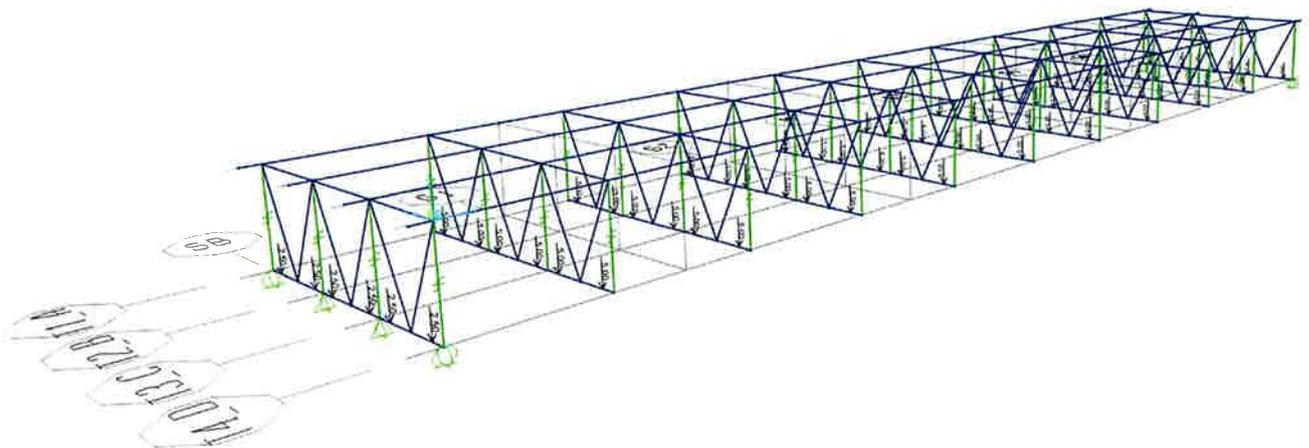


Figura 11: Carico applicato al modello: Passerelle per ispezione

4.2.2 Barriere anti-lancio

Per la barriera anti lancio si è assunto un peso al metro pari a 1.5 kN/m (complessivo sull'impalcato di 3 kN/m) il carico è stato applicato in modo uniformemente distribuito sulle due travi esterne.

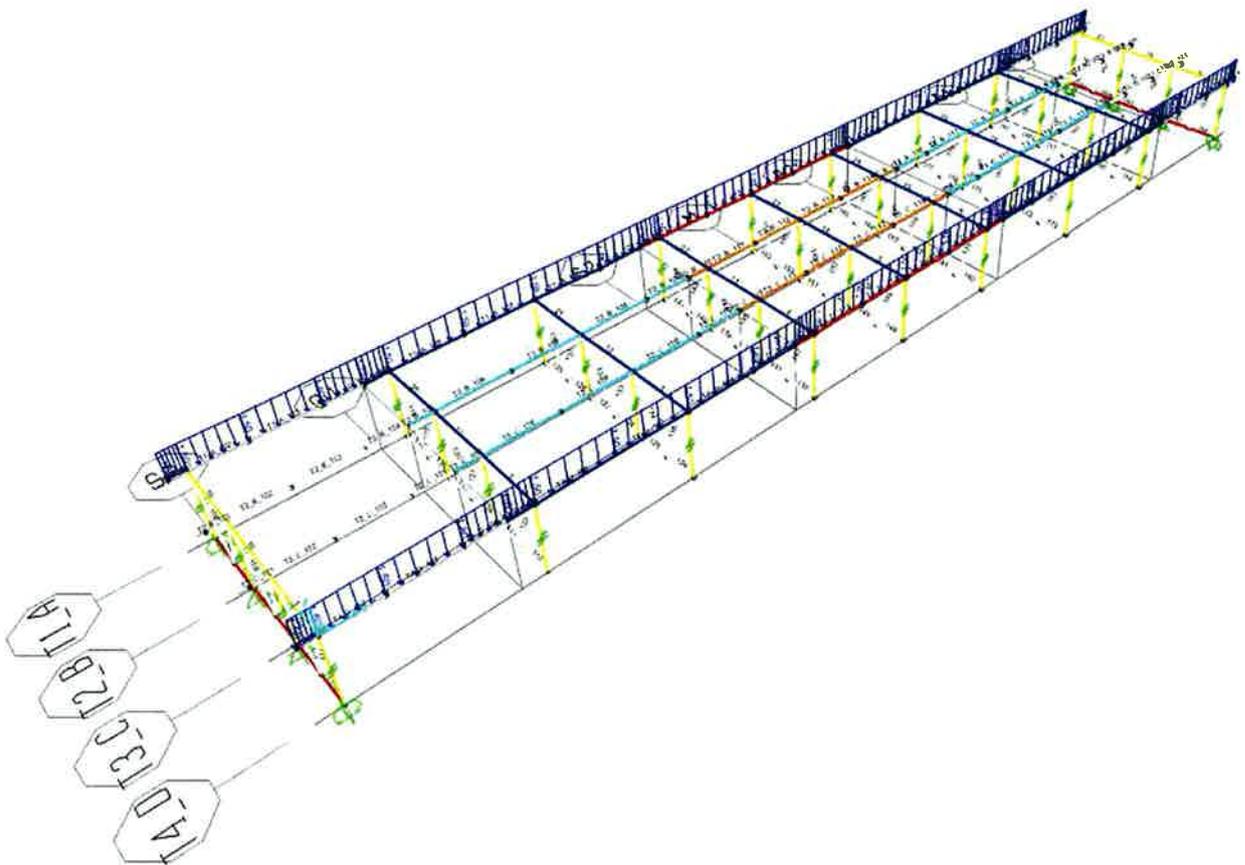


Figura 12: Carico applicato al modello: Barriere anti lancio

4.2.3 Veletta

Per la veletta si è assunto cautelativamente un peso al metro pari a 2.5 kN/m (valore complessivo di 5 kN/m). Il carico è stato applicato al modello di calcolo in analogia a quanto descritto al punto 4.2.2.

4.2.4 Sicurvia

Per il sicurvia si è assunto un peso al metro pari a 1.4 kN/m (valore complessivo di 2.8 kN/m). Il carico è stato applicato al modello di calcolo in analogia a quanto descritto al punto 4.2.2.

4.2.5 Pavimentazione

Il peso specifico della pavimentazione è stato assunto pari a 22 kN/m^3 . La larghezza bitumata risulta pari a 8.00 m e lo spessore della pavimentazione è di 0.10m. Il peso della pavimentazione al metro di impalcato risulta pertanto pari a 17.60 kN/m di impalcato. Tale azione è stata ripartita tra le quattro travi costituenti l'impalcato per area di influenza.

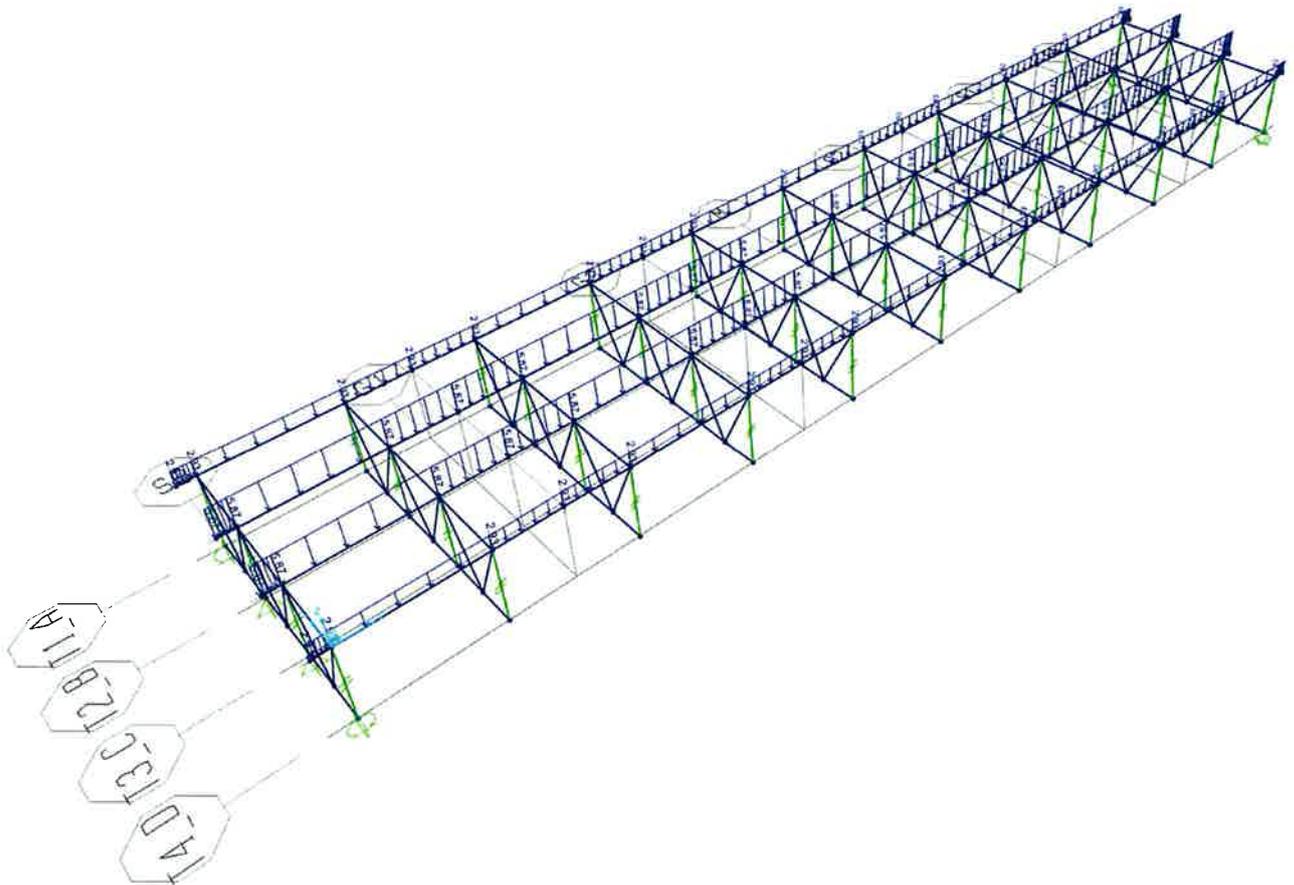


Figura 13: Carico applicato al modello: Pavimentazione stradale

4.2.6 Marciapiede

Per il cordolo, cautelativamente, si è assunto un peso specifico di 25 kN/m^3 . Il carico complessivo è stato valutato vuoto per pieno, trascurando pertanto i vuoti per il passaggio degli impianti.

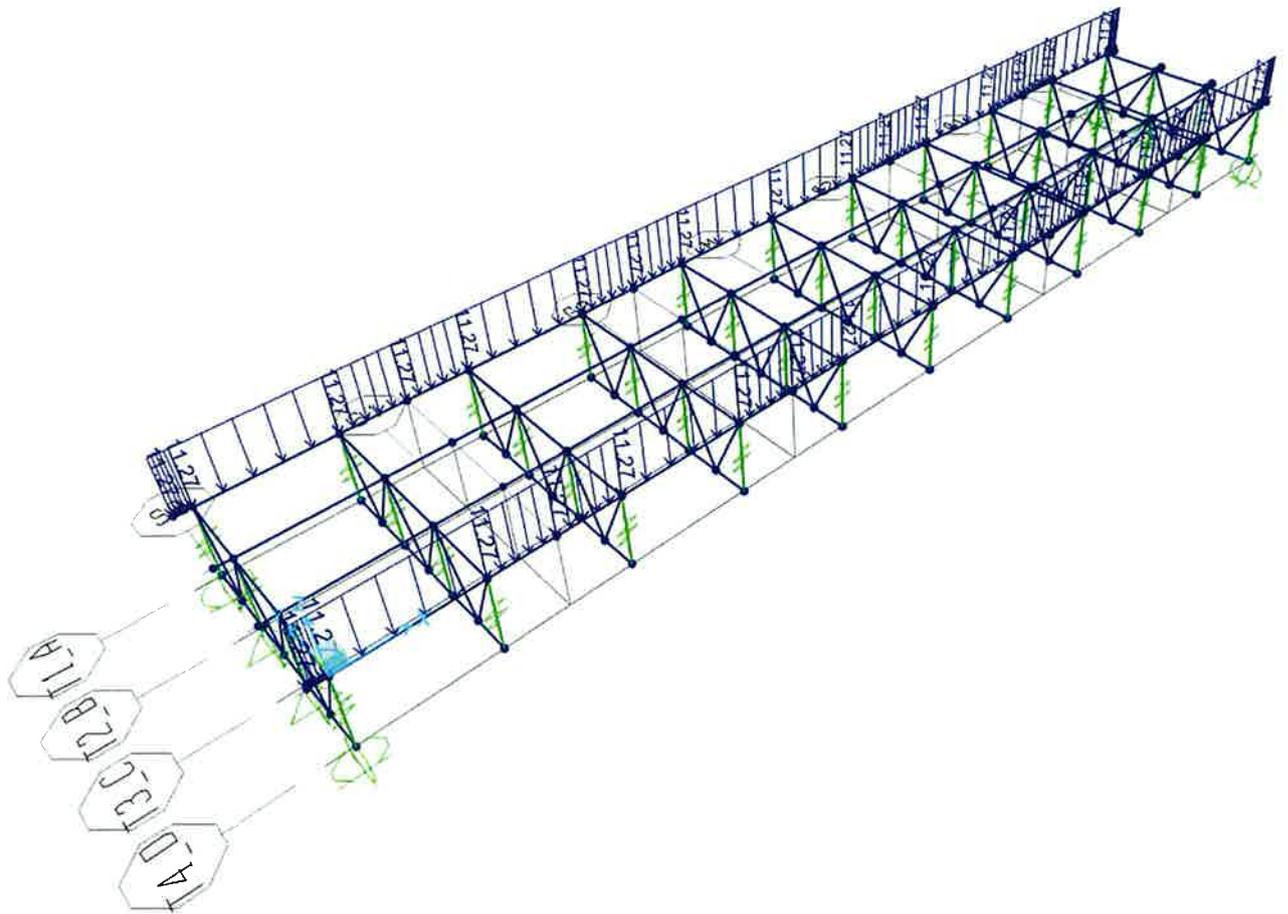


Figura 14: Carico applicato al modello: Ringrosso marciapiede

4.2.6.1 Aumento marciapiede soletta di impalcato su spalla B

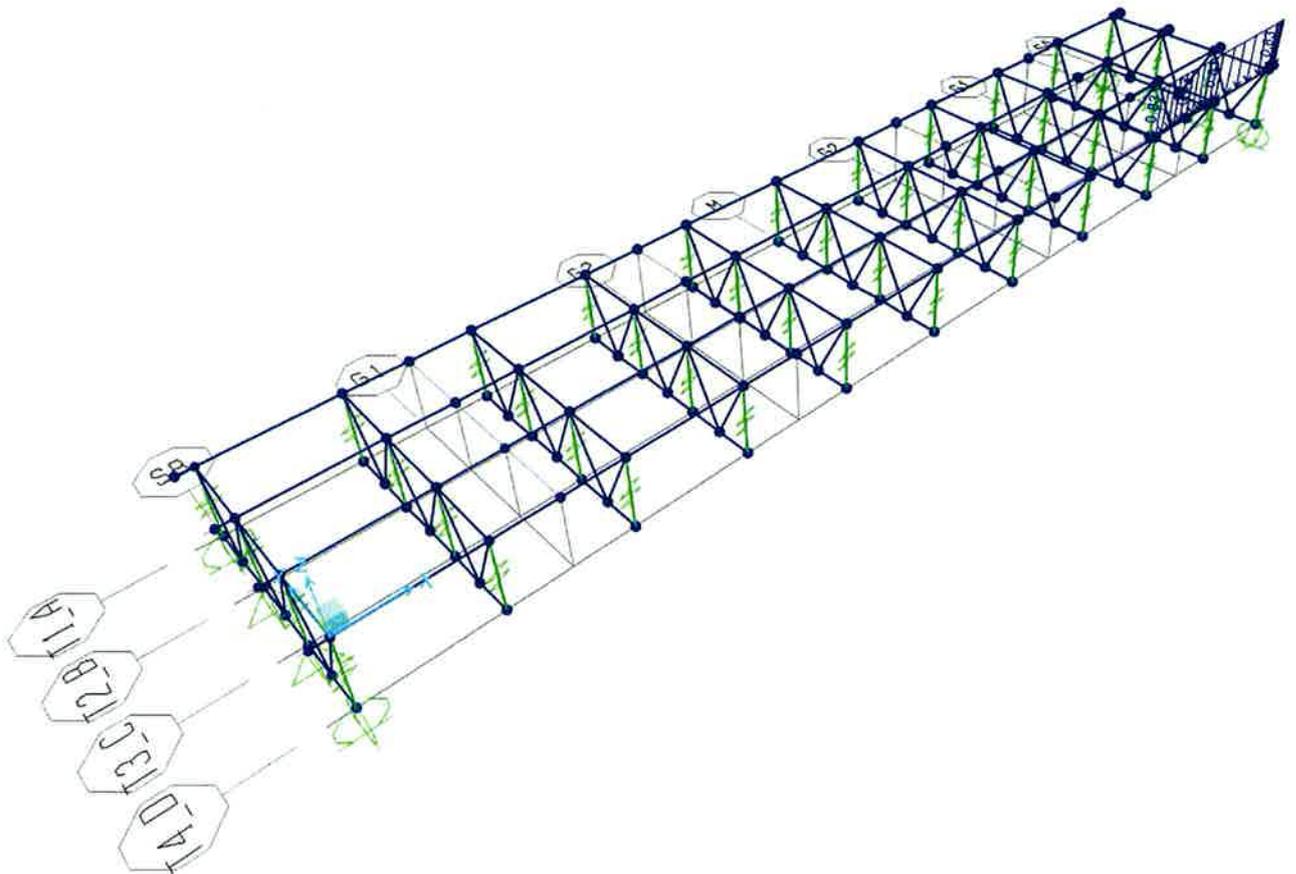


Figura 15: Carico applicato al modello: incremento marciapiede su spalla B

4.3 Ritiro

ClS a t=0

$f_{ck} =$	33 Mpa
$f_{cm} =$	41.2 MPa
$\alpha =$	0.00001
$E_{cm} =$	33642778 kN/m ²
cls tipo =	N
k =	1 coef. di correzione di E_{cm}

$E_{cm} = 33642778 \text{ kN/m}^2$

Tempo e ambiente

$t_s =$	2 gg	età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento
$t_o =$	28 gg	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
$t =$	25550 gg	età del calcestruzzo in giorni
$h_o = 2A_c/u =$	528.6885 mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
$A_c =$	3225000 mm ²	sezione dell'elemento
$u =$	12200 mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
$RH =$	75 %	umidità relativa percentuale

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH / 100}{0.1 \cdot \sqrt{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 = 1.267 \text{ coefficiente che tiene conto dell'umidità}$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} (35 / f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.892 \text{ coeff. per la resistenza del cls}$$

$$\alpha_2 = \begin{cases} (35 / f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.968 \text{ coeff. per la resistenza del cls}$$

$$\beta_r(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.617343 \text{ coefficiente che tiene conto della resistenza del cls}$$

$$\beta_r(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.488 \text{ coefficiente per l'evoluzione della viscosità nel tempo}$$

$$t_0 = t_0 \left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 = 28.00 \text{ tempo } t_0 \text{ corretto in funzione della tipologia di cemento}$$

$$\alpha = 0 \text{ coefficiente per il tipo di cemento (-1 per Classe S, 0 per Classe N, 1 per Classe R)}$$

S	-1
N	0
R	1

$$\beta_r(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} = 0.987 \text{ coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

$$\beta_H = 1.5 \left[1 + (0.012 \cdot RH)^8 \right] h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 = 1142.5 \text{ coefficiente che tiene conto dell'umidità relativa}$$

$$\alpha_3 = \begin{cases} (35 / f_{cm})^{0.5} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.922 \text{ coeff. per la resistenza del calcestruzzo}$$

Il modulo elastico al tempo "t" è pari a:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 12946484 \text{ kN/m}^2$$

Deformazione di Ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{rd}(t) = 0.000269 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{rd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{rd0} = 0.000211 \text{ deformazione dovuta al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.981323$$

Kh = 0.7 parametro che dipende da h₀ secondo il prospetto seguente

Valori di k_b

h ₀	k _b
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

Valori di Kh intermedi a quelli del prospetto vengono calcolati tramite interpolazione lineare.

$$\varepsilon_{rd0} = 0.85 \left[(220 + 110 \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}) \right] 10^{-6} \beta_{RH} = 0.000307 \text{ deformazione di base}$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH0} \right)^3 \right] = 0.896094$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 4$$

coefficiente per il tipo di cemento (3 per Classe S, 4 per Classe N, 6 per Classe R)

$$\alpha_{ds2} = 0.12$$

coefficiente per il tipo di cemento (0.13 per Classe S, 0.12 per Classe N, 0.11 per Classe R)

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca00} = 0.000058 \text{ deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca00} = 2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} = 0.000058$$

Variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{termo} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) \cdot E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) \cdot E_{cm} \cdot \alpha} = -10.34 \text{ } ^\circ\text{C}$$

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura.

4.4 Scorrimenti viscosi

Gli effetti conseguenti alla viscosità del calcestruzzo per azioni di lunga durata (sovraccarichi permanenti, ritiro, ecc.) possono essere valutati assumendo nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta un valore modificato del modulo di elasticità del calcestruzzo E_c^* fornito dall'espressione:

$E_c^* = E_c / (1 + \phi)$ modulo di elasticità ridotto $\phi = 1.606$ coefficiente finale di viscosità. Il dettaglio del calcolo è riportato nel seguito.

ClS a t=0

$f_{ck} =$	33 Mpa
$f_{cm} =$	41.2 MPa
$\alpha =$	0.00001
$E_{cm} =$	33642778 kN/m ²
cls tipo =	N
k =	1 coef. di correzione di E_{cm}

$$E_{cm} = 33642778 \text{ kN/m}^2$$

Tempo e ambiente

$t_s =$	2 gg	età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento
$t_o =$	28 gg	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
$t =$	25550 gg	età del calcestruzzo in giorni
$h_o = 2A_c/u =$	528.6885 mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
$A_c =$	3225000 mmq	sezione dell'elemento
$u =$	12200 mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
$RH =$	75 %	umidità relativa percentuale

Coefficiente di viscosità $\phi(t, t_o)$ e modulo elastico E_{ct} a tempo "t"

$$\phi(t, t_o) = \phi_o \beta_c(t, t_o) = 1.599$$

$$\phi_o = \phi_{RH} \beta_{\chi}(f_{cm}) \beta_{\chi}(t_o) = 1.620 \text{ coefficiente nominale di viscosità}$$

4.5 Carichi mobili

4.5.1 Modello Globale (Resistenza e deformabilità)

In conformità alla normativa di riferimento (N.T.C.2008 §5.1.3.3), si prendono in considerazione i seguenti carichi mobili per ponti di 1° categoria:

- prima colonna di carico costituita da due carichi assiali $Q_{1k} = 300$ kN e un carico uniformemente distribuito $q_{1k} = 9$ kN/m² su una larghezza convenzionale pari a 3.00m;
- seconda colonna di carico analoga alla precedente, ma con carichi rispettivamente pari a $Q_{2k} = 200$ kN e $q_{2k} = 2.5$ kN/m²;
- area rimanente costituita da un carico uniformemente distribuito pari a $q_{rk} = 2.5$ kN/m².

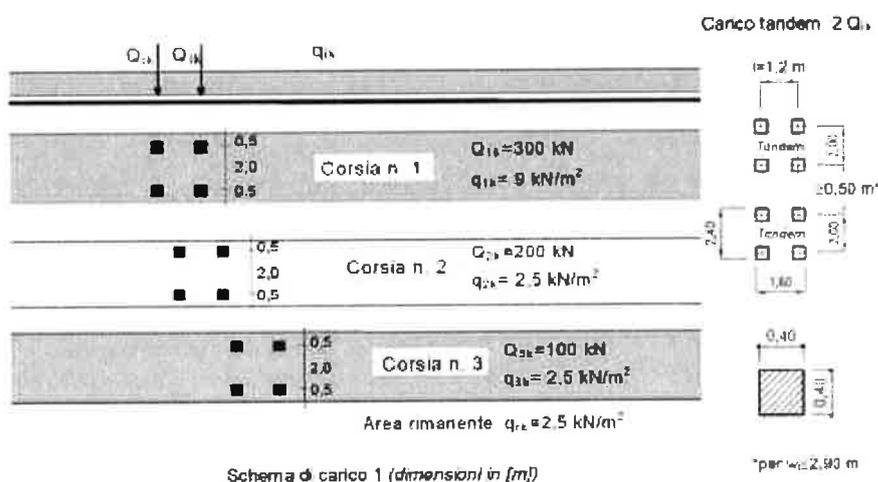


Figura 7: rappresentazione delle stese di carico.

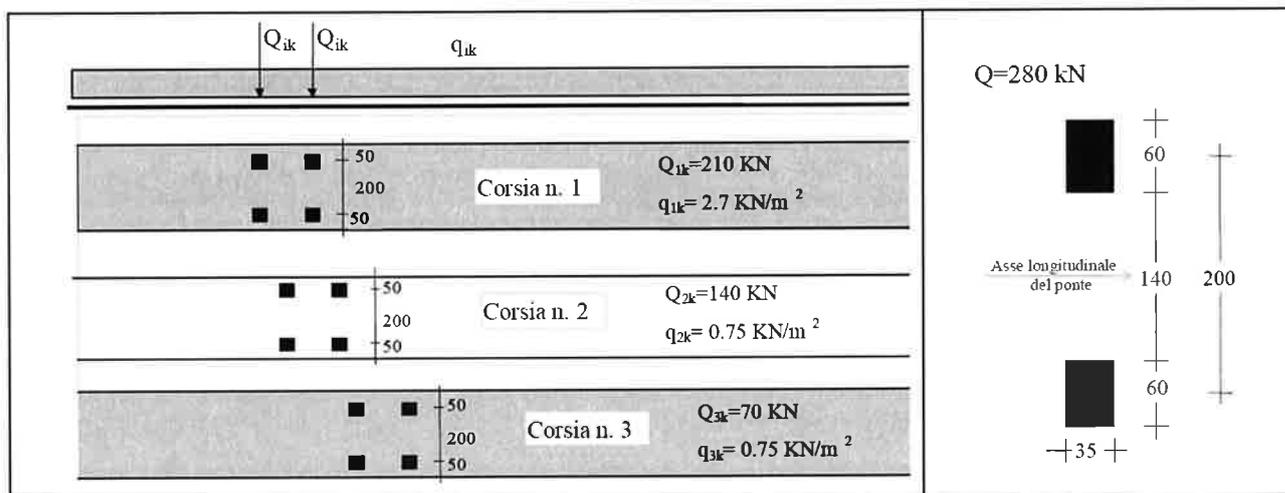
In relazione alle dimensioni dell'impalcato sono state considerate 2 "corsie convenzionali" più una fascia di larghezza pari rispettivamente a 2.00 di "parte rimanente". Su tutti i marciapiedi è stato applicato un carico uniformemente distribuito pari a 2.5 kN/m².

I sovraccarichi mobili sono considerati nelle diverse disposizioni longitudinali e trasversali atte a generare le massime sollecitazioni nelle sezioni di verifica. Il modello di calcolo utilizzato è implementato nel programma di analisi strutturale agli elementi finiti *SAP2000*; tale codice di calcolo, tramite l'utility *Moving Load Case*, permette di costruire le linee di influenza relative alle distinte sollecitazioni per ciascun punto della struttura

(inteso come ciascuna delle stazioni di output definite nell'ambito della descrizione del modello di calcolo), procedendo automaticamente nell'individuazione delle disposizioni longitudinali del carico mobile.

4.5.2 Modello Globale (Fatica)

Le verifiche a fatica a vita illimitata vengono condotte impiegando lo schema di carico n° 1 per la fatica, rappresentato nella figura seguente.



4.6 Frenatura

Per i ponti di 1° categoria la forza di frenamento/accelerazione è determinata secondo la seguente relazione:

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

La forza così calcolata si assume uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata ed include gli effetti di interazione, per cui si ottiene il seguente valore del carico da applicare lungo l'asse della corsia:

L = 49.20 m lunghezza trave

Q_{1k} = 300 KN

q_{1k} = 9 KN/m²

w₁ = 3 m

f = 492.84 KN azione di frenamento/accelerazione

f_{rip} = f/L = 10.02 KN/m azione di frenamento/accelerazione

4.7 Forza centrifuga

La forza centrifuga, coerentemente con quanto indicato dalle vigenti normative, non è stata considerata essendo il viadotto ad asse rettilineo.

4.8 Urto sul sicurvia

Sulla base delle prescrizioni normative (§5.1.3.10 N.T.C.2008), l'urto di un veicolo stradale sulle barriere sicurvia è stato modellato come una forza orizzontale applicate in corrispondenza delle barriere ad un'altezza pari a 1.0 m dal piano stradale. In particolare, ai fini del calcolo degli effetti locali sulla soletta d'impalcato, si è tenuto conto delle seguenti azioni:

- una forza pari a 100 kN considerata distribuita su 0.50 m diretta in direzione trasversale all'asse impalcato;
- un carico verticale isolato costituito dal *Secondo Schema di Carico*, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

4.9 Attrito degli apparecchi di appoggio

L'effetto dell'attrito è stato assunto pari al 6% dei carichi verticali applicati ad apparecchi di appoggio scorrevoli.

4.10 Sovraccarico accidentale in fase di realizzazione

In fase costruttiva si è adottato un sovraccarico accidentale uniformemente distribuito pari a 1.50 kN/m² rappresentativo degli operai e delle attrezzature necessarie alle fasi di getto. Tale azione viene considerata solo per la verifica in fase zero della trave in acciaio.

4.11 Azione della neve

Per l'opera oggetto della presente relazione il carico risulta non dimensionante.

4.12 Azione del vento

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			56
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			27.000
α_R (T_R)			1.03924
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			28.059

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	492.08
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aero dinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

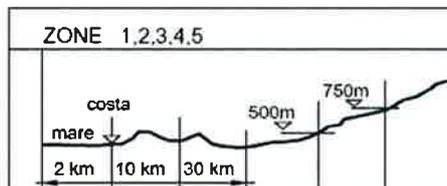
Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

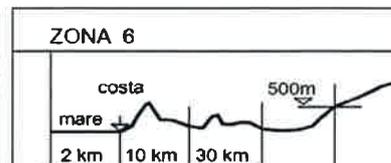
Coefficiente di esposizione

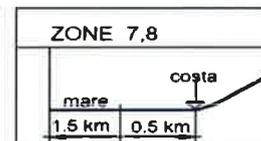
Classe di rugosità del terreno

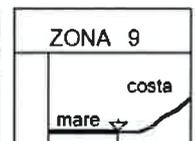
D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
3	D	56

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

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

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
II	0.19	0.05	4	1

z [m]	C _e
z ≤ 4	1.801
z = 13	2.521
z = 13	2.521

(1)	C _p	p [kN/mq]
	1.00	1.241

Cautelativamente si assume il valore dell'azione del vento pari a 1.25 kN/m².

4.13 Azione sismica

Le azioni sismiche sono state valutate sia in campo elastico ($q=1$) sia fissando il valore del fattore di struttura q pari ad 1.5. Gli spettri elastici sono stati impiegati per la valutazione delle reazioni vincolari mentre per quanto riguarda le verifiche strutturali delle spalle si sono adottati gli spettri con fattore di struttura pari ad 1.5. Il dettaglio dei parametri base e dell'azione sismica è indicato nel seguito.

Si riportano nel seguito le schermate con la ricapitolazione delle azioni sismiche.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 spodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

Elaborazioni grafiche

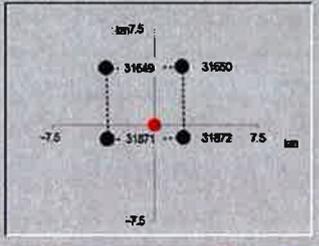
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuali e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - T_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>

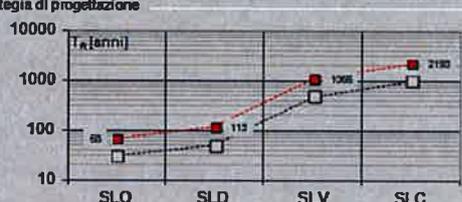
Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_a [-]	T_c' [s]
SLO	68	0,072	2,409	0,327
SLD	113	0,090	2,440	0,346
SLV	1068	0,218	2,477	0,435
SLC	2193	0,284	2,480	0,448

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info $S_p = 1,376$ $C_o = 1,382$ info

Categoria topografica info $I/I_0 = 1,000$ $S_r = 1,000$ info

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1,000$ info

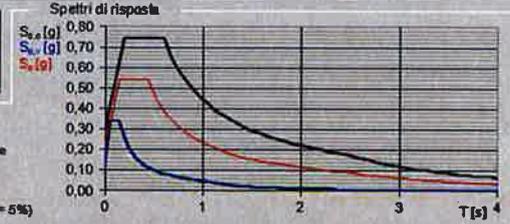
Spettro di progetto inelastico (SLI) Fattore q_i Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 1,000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,218 g
F_0	2,477
T_C^*	0,435 s
S_S	1,376
C_C	1,382
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,376
η	1,000
T_B	0,200 s
T_C	0,601 s
T_D	2,473 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,300
$T_B \leftarrow$	0,200	0,744
$T_C \leftarrow$	0,601	0,744
	0,690	0,648
	0,779	0,574
	0,868	0,515
	0,957	0,467
	1,047	0,427
	1,136	0,394
	1,225	0,365
	1,314	0,340
	1,403	0,318
	1,492	0,299
	1,582	0,283
	1,671	0,268
	1,760	0,254
	1,849	0,242
	1,938	0,231
	2,027	0,220
	2,117	0,211
	2,206	0,203
	2,295	0,195
	2,384	0,187
$T_D \leftarrow$	2,473	0,181
	2,546	0,171
	2,619	0,161
	2,691	0,153
	2,764	0,145
	2,837	0,137
	2,909	0,131
	2,982	0,124
	3,055	0,118
	3,128	0,113
	3,200	0,108
	3,273	0,103
	3,346	0,099
	3,418	0,095
	3,491	0,091
	3,564	0,087
	3,636	0,084
	3,709	0,080
	3,782	0,077
	3,855	0,074
	3,927	0,072
	4,000	0,069

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{nv}	0,138 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,563
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,138
$T_B \leftarrow$	0,050	0,341
$T_C \leftarrow$	0,150	0,341
	0,235	0,218
	0,320	0,160
	0,405	0,126
	0,490	0,104
	0,575	0,089
	0,660	0,078
	0,745	0,069
	0,830	0,062
	0,915	0,056
$T_D \leftarrow$	1,000	0,051
	1,094	0,043
	1,188	0,036
	1,281	0,031
	1,375	0,027
	1,469	0,024
	1,563	0,021
	1,656	0,019
	1,750	0,017
	1,844	0,015
	1,938	0,014
	2,031	0,012
	2,125	0,011
	2,219	0,010
	2,313	0,010
	2,406	0,009
	2,500	0,008
	2,594	0,008
	2,688	0,007
	2,781	0,007
	2,875	0,006
	2,969	0,006
	3,063	0,005
	3,156	0,005
	3,250	0,005
	3,344	0,005
	3,438	0,004
	3,531	0,004
	3,625	0,004
	3,719	0,004
	3,813	0,004
	3,906	0,003
	4,000	0,003

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,090 g
F_0	2,440
T_C^*	0,346 s
S_S	1,500
C_C	1,491
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,172 s
T_C	0,516 s
T_D	1,961 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,135
$T_E \leftarrow$	0,172	0,330
$T_C \leftarrow$	0,516	0,330
	0,584	0,291
	0,653	0,260
	0,722	0,236
	0,791	0,215
	0,860	0,198
	0,928	0,183
	0,997	0,171
	1,066	0,160
	1,135	0,150
	1,204	0,141
	1,272	0,134
	1,341	0,127
	1,410	0,121
	1,479	0,115
	1,548	0,110
	1,617	0,105
	1,685	0,101
	1,754	0,097
	1,823	0,093
	1,892	0,090
$T_D \leftarrow$	1,961	0,087
	2,058	0,079
	2,155	0,072
	2,252	0,066
	2,349	0,060
	2,446	0,056
	2,543	0,052
	2,640	0,048
	2,738	0,045
	2,835	0,042
	2,932	0,039
	3,029	0,036
	3,126	0,034
	3,223	0,032
	3,320	0,030
	3,417	0,029
	3,514	0,027
	3,612	0,026
	3,709	0,024
	3,806	0,023
	3,903	0,022
	4,000	0,021

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{nv}	0,037 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,989
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,037
$T_B \leftarrow$	0,050	0,089
$T_C \leftarrow$	0,150	0,089
	0,235	0,057
	0,320	0,042
	0,405	0,033
	0,490	0,027
	0,575	0,023
	0,660	0,020
	0,745	0,018
	0,830	0,016
	0,915	0,015
$T_D \leftarrow$	1,000	0,013
	1,094	0,011
	1,188	0,009
	1,281	0,008
	1,375	0,007
	1,469	0,006
	1,563	0,005
	1,656	0,005
	1,750	0,004
	1,844	0,004
	1,938	0,004
	2,031	0,003
	2,125	0,003
	2,219	0,003
	2,313	0,003
	2,406	0,002
	2,500	0,002
	2,594	0,002
	2,688	0,002
	2,781	0,002
	2,875	0,002
	2,969	0,002
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,001
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,001

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI</p>												
<p><i>Impalcato - Relazione di calcolo</i></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF0L</td> <td>00 E 09</td> <td>CL</td> <td>IV0107 001</td> <td>B</td> <td>39 di 210</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0L	00 E 09	CL	IV0107 001	B	39 di 210
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0L	00 E 09	CL	IV0107 001	B	39 di 210								

4.14 Variazione termica uniforme

Sulla struttura è stata applicata una variazione termica uniforme pari a $\mp 25^{\circ}$ C. Tale azione, compatibilmente a quanto indicato in normativa, è considerata una azione di lungo termine pertanto applicato ad un modello di calcolo con modulo elastico del calcestruzzo a lungo termine.

4.15 Variazione termica differenziale

Il carico termico differenziale risulta pari a 10° C. tale azione è da considerarsi di breve durata pertanto applicata al modello di calcolo con il modulo elastico del calcestruzzo valutata in condizione di breve termine.

4.16 Combinazioni di calcolo

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Vengono in particolare controllate le deformazioni allo stato limite ultimo ed allo stato limite di danno.

In sede di dimensionamento sono state analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u. Sono state altresì processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento sono state ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Sono state inoltre imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata, e controllate le deformazioni in luce degli elementi.

4.16.1 Verifiche allo stato limite ultimo

La verifica di sicurezza agli stati limite ultimi è stata condotta controllando che risultasse, per ciascuna sollecitazione considerata:

$$R_d \geq E_d$$

in cui R_d rappresentano le resistenze di calcolo e E_d le sollecitazioni di calcolo nei vari elementi strutturali valutate per le azioni di calcolo F_d ottenute combinando le azioni caratteristiche nella forma

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} \cdot \gamma_{Qki} \cdot Q_{ki} \quad : \text{combinazione statica}$$

$$F_d = E + G_k + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad : \text{combinazione sismica}$$

in cui si sono indicati:

- G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} : valore caratteristico della azione variabile base per ogni combinazione
- Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile
- E : valore caratteristico dell'azione sismica

I valori γ e ψ sono riportati nelle seguenti tabelle.

Tabella 1: coefficienti parziali relativi alle azioni per la verifica agli SLU combinazione A1

Azione	Simbolo	Coefficiente parziale
Permanente sfavorevole	γ_G	1.35
Permanente favorevole		1.0
Variabile sfavorevole	γ_Q	1.5
Variabile favorevole		0.0

Tabella 2: coefficienti parziali relativi alle azioni per la verifica agli SLU combinazione A2

Azione	Simbolo	Coefficiente parziale
Permanente sfavorevole	Y _G	1.0
Permanente favorevole		1.0
Variabile veicolare sfavorevole veicolare	Y _Q	1.35
Variabile veicolare favorevole		0.0

Tabella 3: coefficienti di combinazione

Le azioni di cui ai paragrafi precedenti sono combinate tra loro, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto relative agli elementi strutturali di volta in volta considerati in base a quanto prescritto dalle N.T.C nei § 2.5.3 e §5.1.3.12.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schema di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q ₃	Forza centrifuga q ₄	
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

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

Tabella 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_G	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_e	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità. Variazioni termiche. Cedimenti vincolati	favorevoli	$\gamma_{c2}, \gamma_{c3}, \gamma_{c4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

 Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazioni	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	---	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_h	0,6	0,6	0,5

4.16.2 Verifiche in esercizio

Al fine di verificare la funzionalità della struttura in condizioni d'esercizio, sono state condotte le verifiche agli SLE previste dalle NTC 2008. In particolare sono stati effettuati i seguenti controlli:

- Verifica delle tensioni in esercizio
- Verifica a fessurazione

4.16.2.1 Verifica delle tensioni

La verifica tensionale in esercizio è stata effettuata controllando che le tensioni di lavoro dei materiali risultassero inferiori alle tensioni massime consentite per ciascuna delle seguenti combinazioni di carico:

Combinazioni frequenti

$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Combinazioni quasi permanenti

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

in cui si sono indicati:

- | | |
|----------|---|
| G_{kj} | valore caratteristico della j-esima azione permanente |
| Q_{k1} | valore caratteristico della azione variabile base per ogni combinazione |
| Q_{ki} | valore caratteristico della i-esima azione variabile |

Per i valori dei coefficienti ψ_{11} e ψ_{22} si rimanda al paragrafo 4.16.1.

4.16.2.2 Verifica a fessurazione

Per quanto concerne gli elementi in c.a. ordinario, è stato controllato che l'ampiezza w delle fessure risultasse in ogni caso inferiore ai seguenti limiti:

- | | |
|-------------------------|-----------------------------------|
| $w \leq 0.2 \text{ mm}$ | per combinazione quasi permanente |
| $w \leq 0.3 \text{ mm}$ | per combinazione frequente |

detti limiti sono stati stabiliti dopo aver garantito alle armature un sufficiente copriferro e per avere utilizzato armature poco sensibili in ambiente ordinario.

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento geotecnico dell'opera si rimanda alla "Relazione geotecnica" codifica IF0L00D11RBGE0005001.

6 EFFETTI GLOBALI

Gli effetti globali del cavalcaferrovia sono stati valutati mediante modelli di calcolo agli elementi finiti diversificati per le varie fasi costruttive e di vita dell'opera come descritto nel paragrafo seguente.

6.1 MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni sulle strutture si è ricorsi all'impiego di modelli agli elementi finiti di tipo tridimensionale, messi a punto e risolti con l'ausilio del software SAP2000 della Computers and Structures. In particolare, sono individuate tre tipologie di modelli di calcolo con specifiche caratteristiche descritte nel seguito:

- Modello a Vuoto (nel seguito F0), utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni dovute al peso proprio degli elementi strutturali; la soletta si considera non reagente e sul modello se ne tiene conto annullando il modulo elastico del calcestruzzo costituente la soletta in c.a.
- Modello a Breve Termine, utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni dovute ai sovraccarichi permanenti, alle azioni associate al passaggio dei veicoli e della folla, alle azioni del vento; l'azione termica differenziale tra soletta ed impalcato metallico; la soletta si considera reagente e si assume il modulo elastico del calcestruzzo a breve termine.
- Modello a Lungo Termine, utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni dovute ai sovraccarichi permanenti, all'azione termica uniforme ed al ritiro; la soletta si considera completamente reagente e si assume il modulo elastico del calcestruzzo a lungo termine.

Per le tre tipologie di modelli sopradescritti sono stati sviluppati due distinti modelli di calcolo: il primo per la valutazione degli effetti indotti dai carichi verticali (nel seguito F0/BT/LT_VERT); il secondo (nel seguito F0/BT/LT_ORIZZ) per la valutazioni delle sollecitazioni indotte da carichi orizzontali di natura pseudo statica (vento) e dinamica (sismica).

I modelli sono composti da travi, modellate con elementi frame posizionati in corrispondenza dell'estradosso della soletta e che vengono posizionate in corrispondenza del loro baricentro geometrico mediante braccetti rigidi gestiti in automatico dal programma di calcolo mediante l'opzione insertion point tipologia Top Center. Ad ogni elemento frame è stata assegnata la sezione corrispondente al concio di appartenenza (vedi elaborati grafici di riferimento).

Trasversi e controventi, modellati con elementi frame connessi alle travi principali, qualora necessario, mediante elementi link a rigidità infinita.

A titolo esemplificativo si riporta una rappresentazione dei modelli di calcolo della configurazione di breve termine per i carichi verticali ed orizzontali.

Il modello di calcolo denominato BT_VERT illustrato nella figura seguente è costituito da n° 163 nodi, 231 frame (colorati in blue), 36 link (colorati in verde). Si evince pertanto come lo schema di calcolo sia a graticcio.

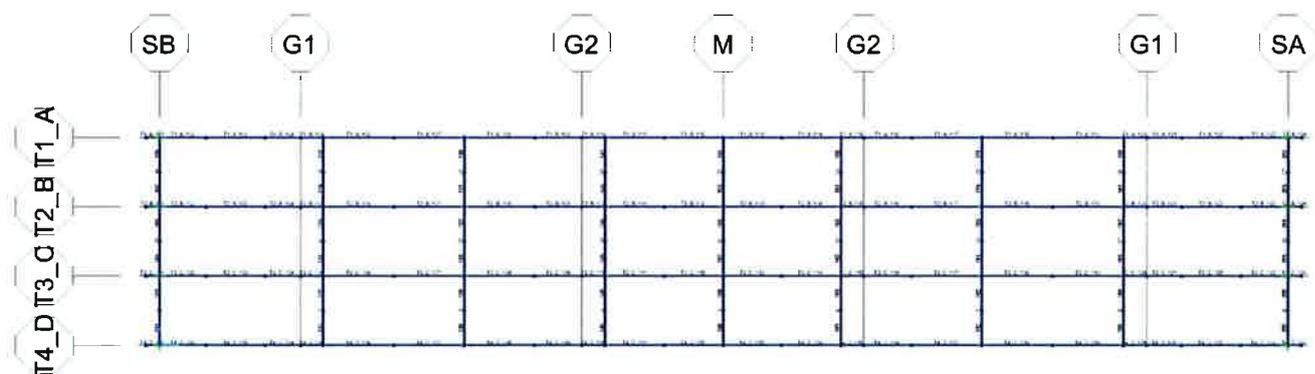


Figura 16: Modello di calcolo strutturale BT_VERT: pianta

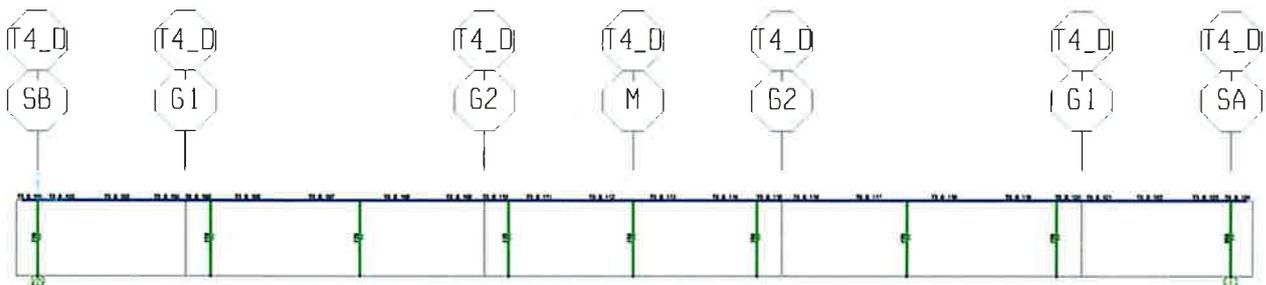


Figura 17: Modello di calcolo strutturale BT_VERT: prospetto

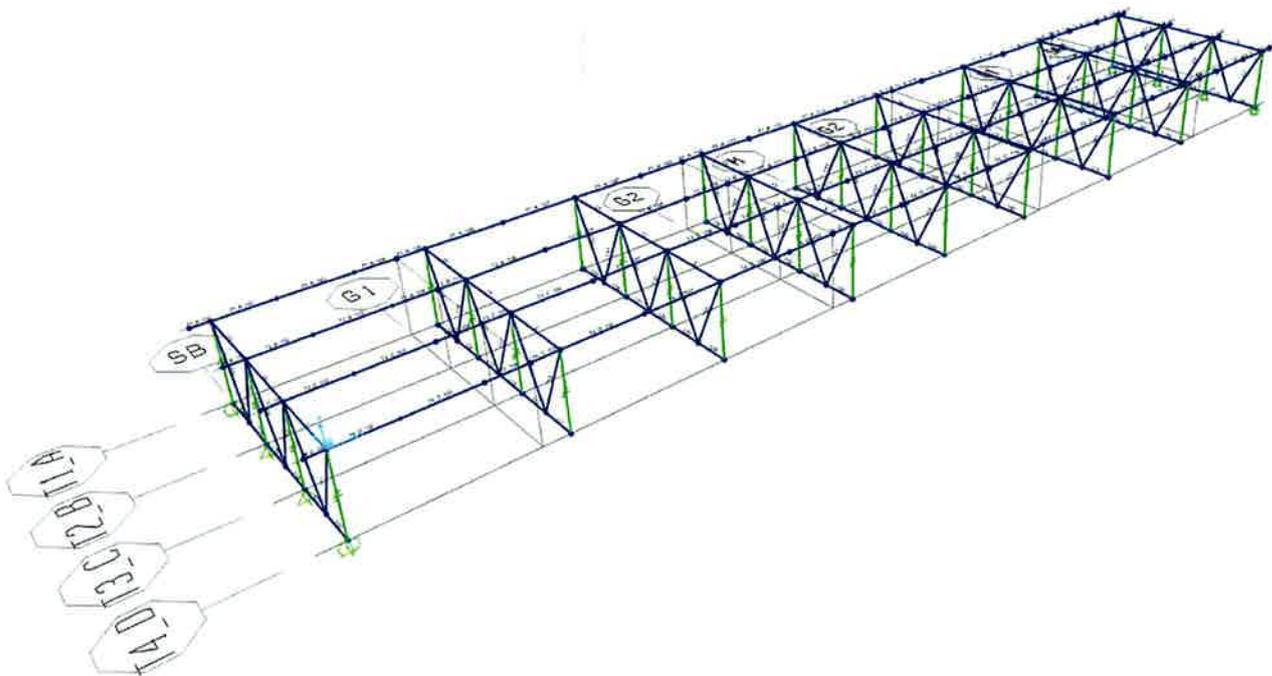


Figura 18: Modello di calcolo strutturale BT_VERT: vista tridimensionale

Il modello di calcolo denominato BT_ORIZZ illustrato nella figura seguente è costituito da n° 145 nodi, 333 frame (blue), 44 link (verde). Si evince pertanto come il modello implementi sia i controventi superiori (rappresentativi della rigidità della soletta in calcestruzzo, sia i controventi inferiori.

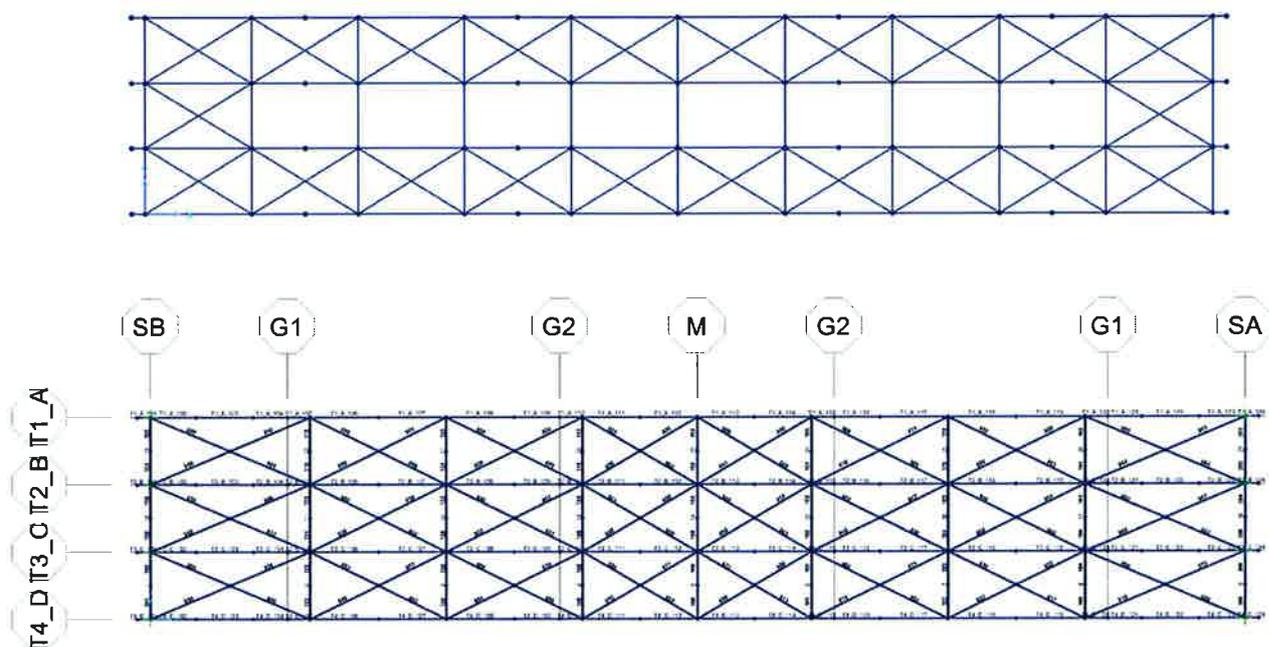


Figura 19: Modello di calcolo strutturale BT_ORIZZ: pianta

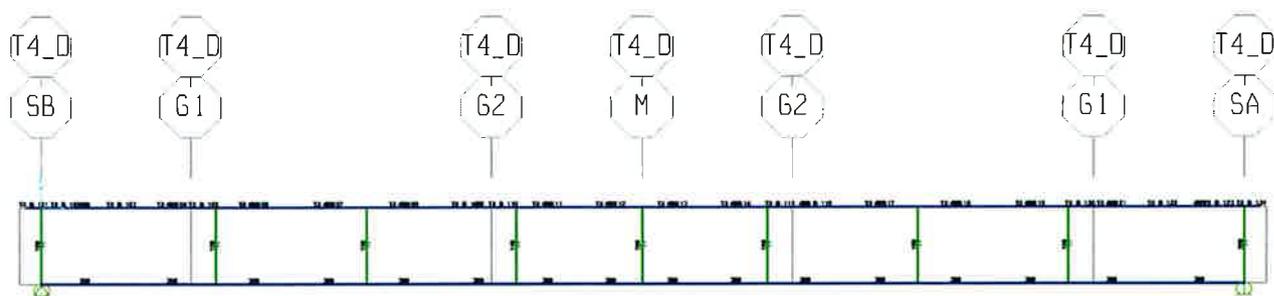


Figura 20: Modello di calcolo strutturale BT_ORIZZ: prospetto

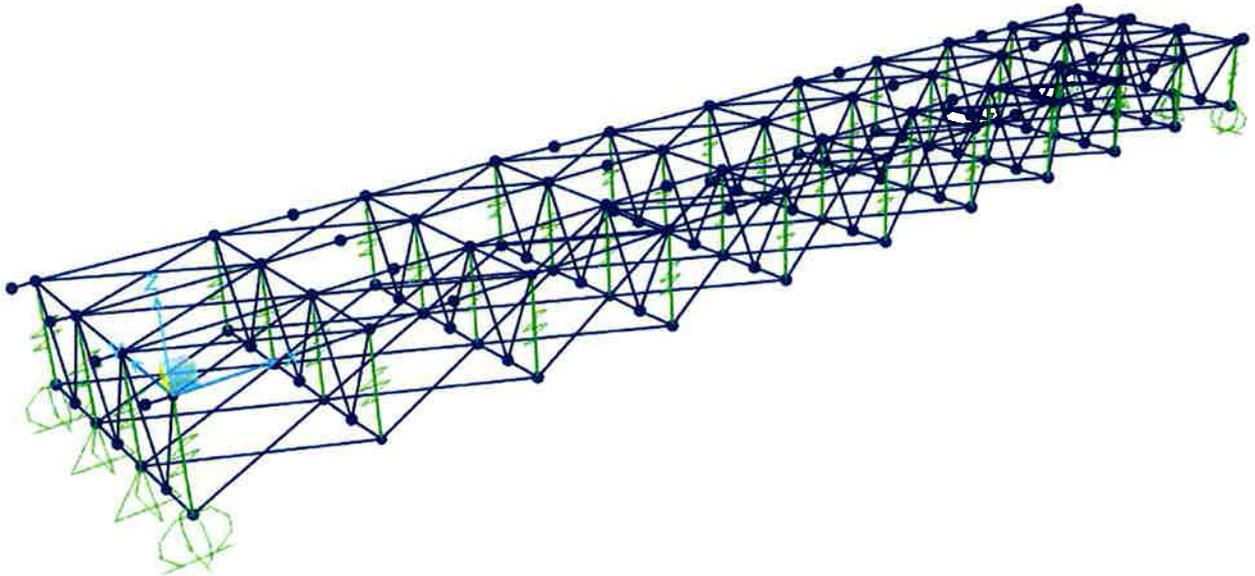


Figura 21: Modello di calcolo strutturale BT_ORIZZ: vista tridimensionale

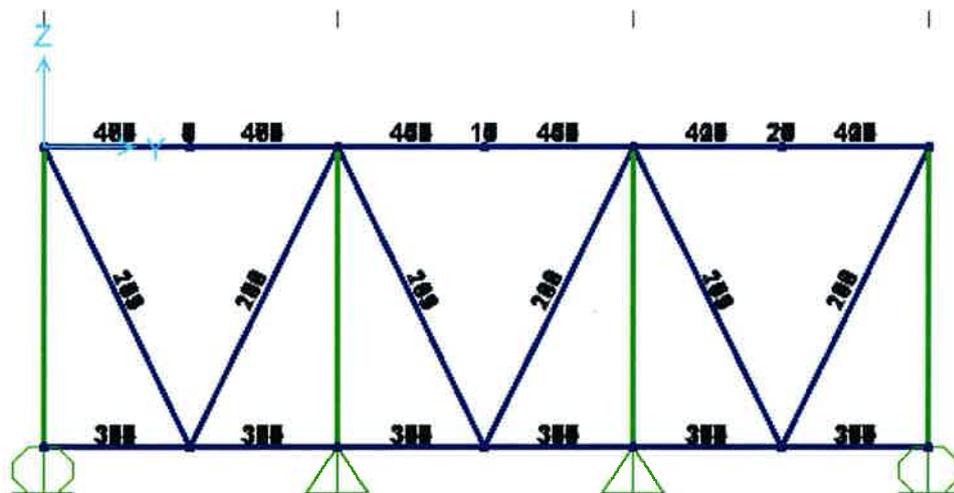


Figura 22: Modello di calcolo strutturale BT_VERT/ORIZZ: Traversi

I restanti modelli di calcolo sono identici per numero di elementi e geometria ma si differenziano per le rigidità del calcestruzzo.

6.2 ANALISI CONDOTTE E RISULTATI

I modelli di calcolo descritti nel paragrafo 6.1 sono stati impiegati per l'effettuazione di analisi di tipo lineare statico ed analisi spettrale. Le prime per tutte le azioni di tipo gravitazionale e per i carichi orizzontali relativi alla frenatura ed al vento; le seconde per la valutazione degli effetti indotti dall'azione sismica. I risultati delle analisi sono sintetizzati in forma grafica e numerica per i soli casi di carico principali (permanenti, veicolari, sismici).

6.2.1 ANALISI STATICHE

La mappa cromatica delle sollecitazioni agenti sulla struttura per effetto del carico G1, G2 e Q (Gruppo 1) e sono riportate nelle figure seguenti.

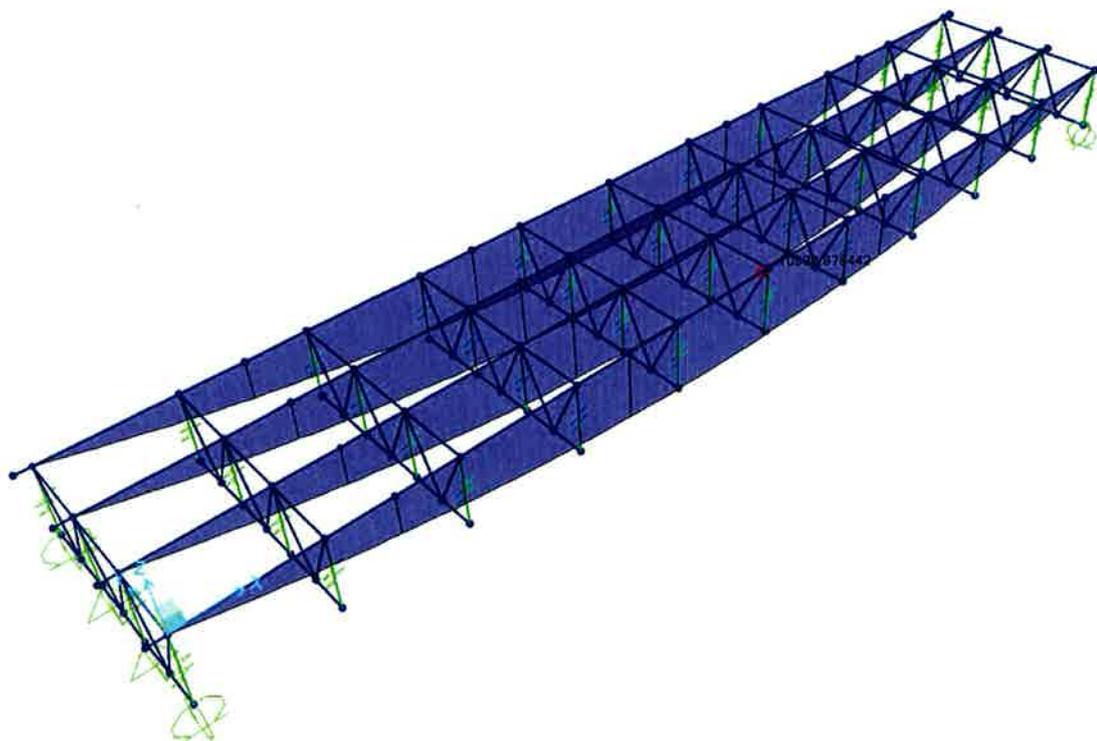


Figura 23: Carico G1- momento flettente longitudinale $M_{max} = 10939$ kNm

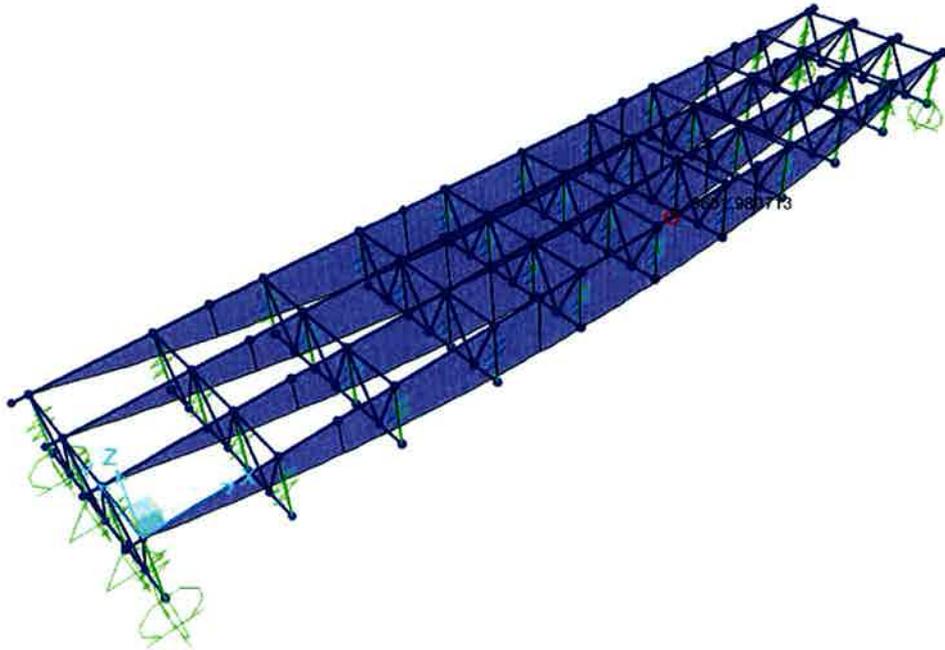


Figura 24: Carico G2- momento flettente longitudinale 3061 kNm

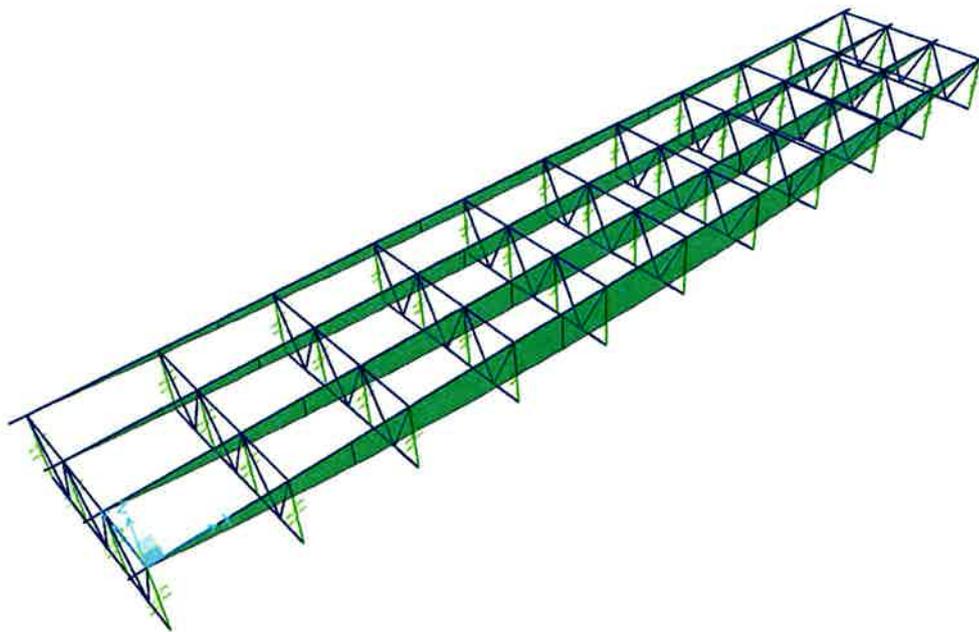


Figura 25: Carico Veicolare Gruppo 1- momento flettente longitudinale 9858 kNm

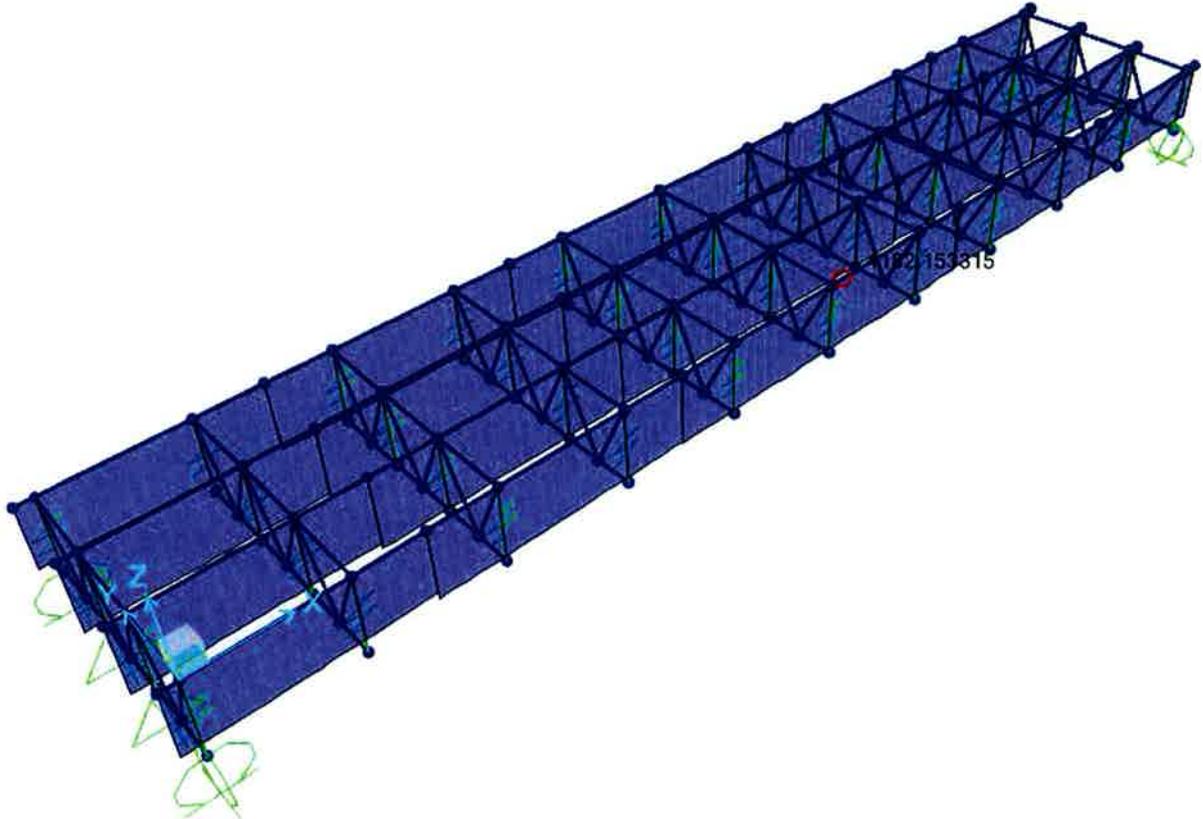
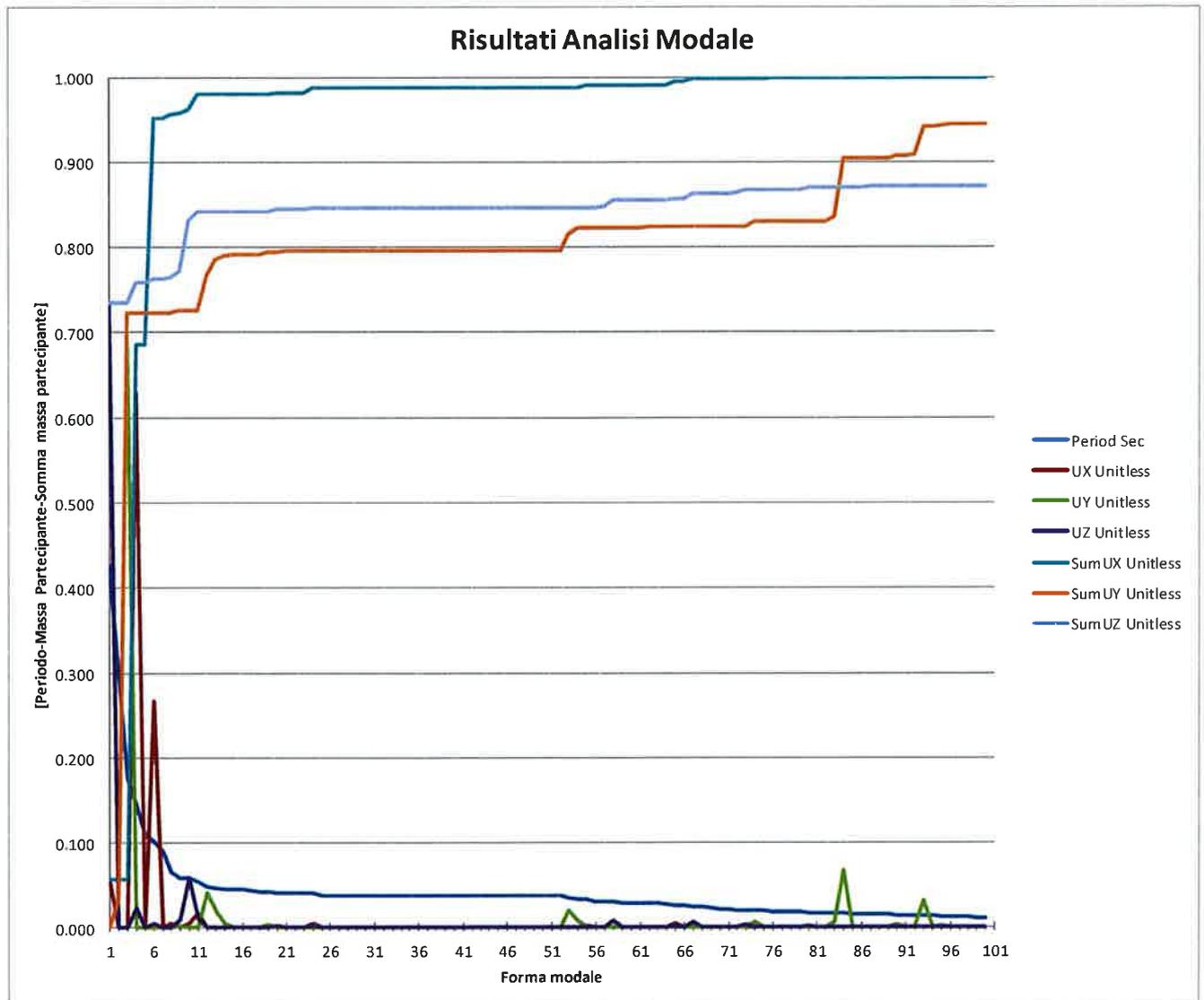


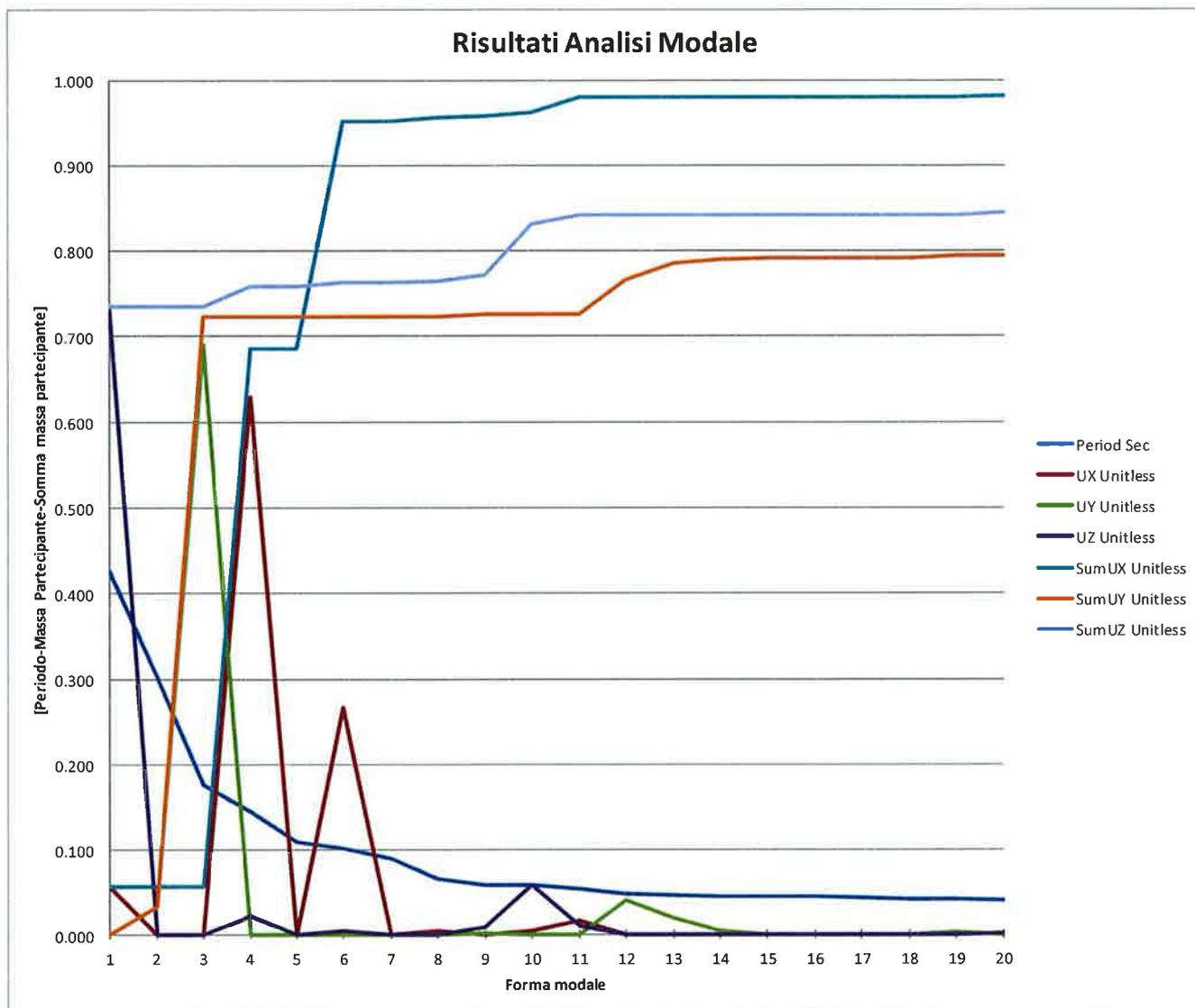
Figura 26: Carico Ritiro- momento flettente longitudinale 3667 kNm

6.2.2 ANALISI MODALE

L'analisi è stata effettuata considerando le prime 100 forme modali consentendo di attivare oltre l'85% della massa nelle tre direzioni X,Y e Z. I risultati sono sintetizzati in forma grafica e tabellare.



Dettaglio relativo alle prime 20 forme modali



I risultati in forma numerica sono sintetizzati nella tabella seguente.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.426	0.057	0.000	0.735	0.057	0.000	0.735
MODAL	Mode	2	0.302	0.000	0.033	0.000	0.057	0.033	0.735
MODAL	Mode	3	0.177	0.000	0.690	0.000	0.057	0.724	0.735
MODAL	Mode	4	0.144	0.629	0.000	0.023	0.686	0.724	0.758
MODAL	Mode	5	0.109	0.000	0.000	0.000	0.686	0.724	0.758
MODAL	Mode	6	0.102	0.267	0.000	0.005	0.952	0.724	0.763
MODAL	Mode	7	0.090	0.000	0.000	0.000	0.952	0.724	0.763
MODAL	Mode	8	0.065	0.005	0.000	0.001	0.957	0.724	0.764
MODAL	Mode	9	0.058	0.001	0.002	0.009	0.958	0.726	0.773
MODAL	Mode	10	0.058	0.004	0.000	0.059	0.962	0.726	0.831
MODAL	Mode	11	0.054	0.017	0.000	0.011	0.980	0.726	0.842
MODAL	Mode	12	0.048	0.000	0.040	0.000	0.980	0.766	0.842
MODAL	Mode	13	0.047	0.000	0.020	0.000	0.980	0.786	0.842
MODAL	Mode	14	0.045	0.000	0.005	0.000	0.980	0.791	0.842
MODAL	Mode	15	0.045	0.000	0.000	0.000	0.980	0.791	0.842
MODAL	Mode	16	0.045	0.000	0.000	0.000	0.980	0.791	0.843
MODAL	Mode	17	0.044	0.000	0.000	0.000	0.980	0.791	0.843
MODAL	Mode	18	0.042	0.000	0.001	0.000	0.980	0.792	0.843
MODAL	Mode	19	0.042	0.000	0.003	0.000	0.980	0.795	0.843
MODAL	Mode	20	0.041	0.002	0.000	0.002	0.981	0.795	0.845
MODAL	Mode	21	0.041	0.000	0.000	0.000	0.982	0.795	0.845
MODAL	Mode	22	0.041	0.000	0.000	0.000	0.982	0.795	0.845
MODAL	Mode	23	0.040	0.000	0.000	0.000	0.982	0.795	0.845
MODAL	Mode	24	0.040	0.006	0.000	0.002	0.987	0.795	0.846
MODAL	Mode	25	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	26	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	27	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	28	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	29	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	30	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	31	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	32	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	33	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	34	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	35	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	36	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	37	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	38	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	39	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	40	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	41	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	42	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	43	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	44	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	45	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	46	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	47	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	48	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.846
MODAL	Mode	49	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.847
MODAL	Mode	50	0.038	0.000	0.000	0.000	0.987	0.796	0.847
MODAL	Mode	51	0.038	0.000	0.000	0.000	0.988	0.796	0.847
MODAL	Mode	52	0.037	0.000	0.000	0.000	0.988	0.796	0.847
MODAL	Mode	53	0.035	0.000	0.020	0.000	0.988	0.816	0.847
MODAL	Mode	54	0.033	0.000	0.007	0.000	0.988	0.823	0.847
MODAL	Mode	55	0.033	0.002	0.000	0.000	0.990	0.823	0.847
MODAL	Mode	56	0.030	0.000	0.000	0.000	0.990	0.823	0.847
MODAL	Mode	57	0.030	0.000	0.000	0.000	0.990	0.823	0.847
MODAL	Mode	58	0.030	0.000	0.000	0.008	0.990	0.823	0.855
MODAL	Mode	59	0.029	0.000	0.000	0.000	0.990	0.823	0.855
MODAL	Mode	60	0.029	0.000	0.000	0.000	0.990	0.823	0.855
MODAL	Mode	61	0.029	0.000	0.000	0.000	0.990	0.823	0.855
MODAL	Mode	62	0.028	0.000	0.000	0.000	0.990	0.823	0.855
MODAL	Mode	63	0.028	0.000	0.000	0.000	0.990	0.823	0.855
MODAL	Mode	64	0.027	0.000	0.000	0.000	0.990	0.823	0.855
MODAL	Mode	65	0.026	0.005	0.000	0.002	0.995	0.823	0.857
MODAL	Mode	66	0.026	0.000	0.000	0.000	0.995	0.824	0.857
MODAL	Mode	67	0.025	0.003	0.000	0.006	0.998	0.824	0.863
MODAL	Mode	68	0.025	0.000	0.000	0.000	0.998	0.824	0.863
MODAL	Mode	69	0.023	0.000	0.000	0.000	0.998	0.824	0.863

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	70	0.022	0.000	0.000	0.000	0.998	0.824	0.863
MODAL	Mode	71	0.022	0.000	0.000	0.000	0.998	0.824	0.863
MODAL	Mode	72	0.020	0.000	0.000	0.001	0.998	0.824	0.864
MODAL	Mode	73	0.020	0.000	0.000	0.003	0.998	0.824	0.867
MODAL	Mode	74	0.020	0.000	0.006	0.000	0.998	0.830	0.867
MODAL	Mode	75	0.019	0.000	0.000	0.000	0.998	0.830	0.867
MODAL	Mode	76	0.019	0.000	0.000	0.000	0.999	0.830	0.867
MODAL	Mode	77	0.018	0.000	0.000	0.000	0.999	0.830	0.867
MODAL	Mode	78	0.018	0.000	0.000	0.000	0.999	0.830	0.867
MODAL	Mode	79	0.018	0.000	0.000	0.000	0.999	0.830	0.867
MODAL	Mode	80	0.017	0.000	0.000	0.002	0.999	0.830	0.870
MODAL	Mode	81	0.017	0.000	0.000	0.000	0.999	0.830	0.870
MODAL	Mode	82	0.017	0.000	0.000	0.001	0.999	0.830	0.870
MODAL	Mode	83	0.017	0.000	0.006	0.000	0.999	0.836	0.870
MODAL	Mode	84	0.016	0.000	0.068	0.000	0.999	0.904	0.870
MODAL	Mode	85	0.015	0.000	0.000	0.000	0.999	0.904	0.870
MODAL	Mode	86	0.015	0.000	0.000	0.000	0.999	0.904	0.871
MODAL	Mode	87	0.015	0.000	0.000	0.000	0.999	0.904	0.871
MODAL	Mode	88	0.015	0.000	0.000	0.000	0.999	0.904	0.871
MODAL	Mode	89	0.015	0.000	0.000	0.000	0.999	0.904	0.871
MODAL	Mode	90	0.014	0.000	0.003	0.000	0.999	0.907	0.871
MODAL	Mode	91	0.014	0.000	0.001	0.000	0.999	0.908	0.871
MODAL	Mode	92	0.014	0.000	0.001	0.000	0.999	0.909	0.871
MODAL	Mode	93	0.014	0.000	0.032	0.000	0.999	0.941	0.871
MODAL	Mode	94	0.014	0.000	0.001	0.000	1.000	0.941	0.871
MODAL	Mode	95	0.013	0.000	0.002	0.000	1.000	0.943	0.871
MODAL	Mode	96	0.013	0.000	0.000	0.000	1.000	0.944	0.871
MODAL	Mode	97	0.012	0.000	0.000	0.000	1.000	0.944	0.871
MODAL	Mode	98	0.012	0.000	0.000	0.000	1.000	0.944	0.871
MODAL	Mode	99	0.011	0.000	0.000	0.000	1.000	0.944	0.871
MODAL	Mode	100	0.011	0.000	0.000	0.000	1.000	0.944	0.871

	ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO 1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI												
<i>Impalcato - Relazione di calcolo</i>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF0L</td> <td>00 E 09</td> <td>CL</td> <td>IV0107 001</td> <td>B</td> <td>57 di 210</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0L	00 E 09	CL	IV0107 001	B	57 di 210
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0L	00 E 09	CL	IV0107 001	B	57 di 210								

6.2.3 ANALISI SPETTRALE

Il modello di calcolo è stato oggetto di sei analisi sismiche distinte: le prime tre per lo SLV rispettivamente per la direzione di ingresso dell'azione sismica longitudinale, trasversale e verticale; le restanti tre per le analisi sismiche allo SLD sempre per le tre direzioni principali (dir X Y e Z).

Le sollecitazioni risultano non dimensionanti per l'impalcato stesso oggetto della presente relazione. Tuttavia nel paragrafo 6.4.6 sono riportati gli scarichi massimi sugli apparecchi di appoggio indotti dall'azione sismica.

6.3 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ E CONTROMONTE

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di deformabilità nelle varie fasi di vita della struttura ed i diagramma della contromonta.

6.3.1.1 Verifiche di deformabilità

La verifica di deformabilità dell'impalcato è stata effettuata valutando la freccia indotta dal carico accidentale veicolare che risulta pari a 38 mm, valore inferiore a 60 mm pari ad 1/800 della luce dell'impalcato. Si riporta nel seguito una rappresentazione della deformata dell'impalcato con indicazione numerica dello spostamento massimo.

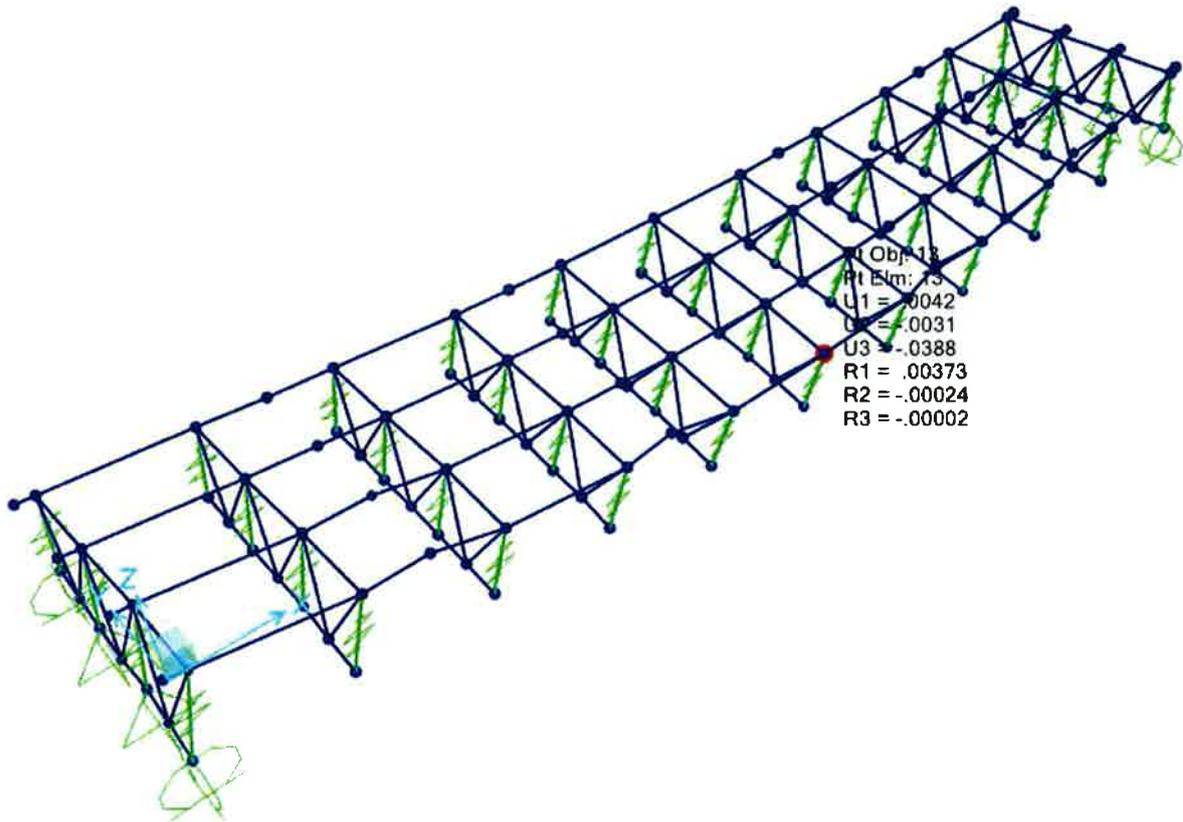


Figura 27: Carico veicolare Gruppo 1- abbassamento massimo 39 mm

Si riportano nella tabella seguente i controlli di deformabilità dell'impalcato.

Controlli normativi effettuati nella mezzaria $x=24$ m

L	48	m
F_G1	436	---
F_acc/L	1236	---

6.3.1.1 Diagramma delle contromonte

La travata dovrà essere realizzata con una contromonta descritta da un arco di cerchio, con valore massimo della monta pari a 168 mm. L'equazione che descrive la circonferenza nel sistema di riferimento locale con origine in corrispondenza dell'appoggio fisso dell'impalcato è dettagliata nel seguito.

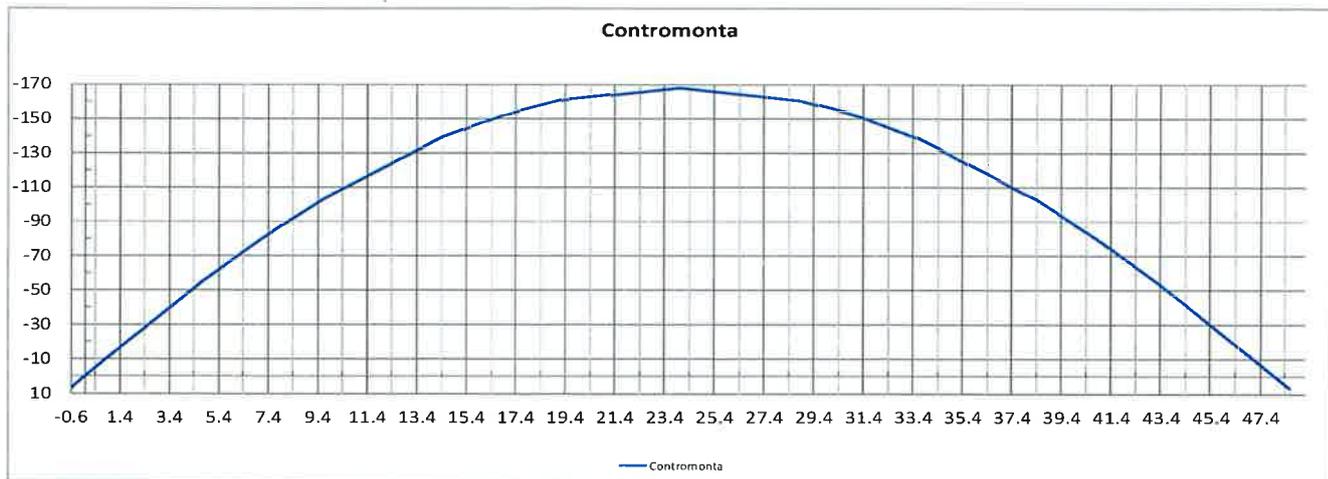
equazione circonferenza		
$x^2+y^2+ax+by+c=0$		
x0	0.00	m
y0	0.00	m
x1	24.00	m
y1	0.17	m
x2	48.00	m
y2	0.00	m
a	24.000	
b	-1716.322	
c	0.000	
	0 P0	
	-1.13687E-13 P1	
	-1E-06 P2	
	-1E-06	

Equazione Circonferenza

$$x^2+y^2-2ax-2by+c=0$$

$$x^2+y^2-2*(24)x-2*(-1716.32)y+0=0$$

Il diagramma delle contromonte



6.4 VERIFICHE DI RESISTENZA

Le verifiche strutturali dell'opera sono riportate nei paragrafi seguenti separate in paragrafi specifici per i singoli elementi: trave di riva; traversi; controvento superiore; controvento inferiore; apparecchi di appoggio.

6.4.1 TRAVE DI RIVA

La trave esterna più sollecitata è composta dalla successione di 5 conci rispettivamente della tipologia C1-C2-C3-C2-C1. Il dettaglio dell'assegnazione dei conci ai 24 frame (impiegati per la modellazione della singola trave) è riportato nella tabella seguente.

Elem Mod	Sezione iniz	Sezione fin	Soletta	Lunghezza	Ascissa iniz	Ascissa fin	
T4_D_101	C01	C01	NF	0.6	0.00	0.60	SPB
T4_D_102	C01	C01	NF	2	0.60	2.60	
T4_D_103	C01	C01	NF	2.5	2.60	5.10	
T4_D_104	C01	C01	NF	1.5	5.10	6.60	
T4_D_105	C02	C02	NF	1	6.60	7.60	
T4_D_106	C02	C02	NF	3	7.60	10.60	
T4_D_107	C02	C02	NF	3	10.60	13.60	
T4_D_108	C02	C02	NF	3	13.60	16.60	
T4_D_109	C02	C02	NF	2	16.60	18.60	
T4_D_110	C03	C03	NF	1	18.60	19.60	
T4_D_111	C03	C03	NF	2.5	19.60	22.10	
T4_D_112	C03	C03	NF	2.5	22.10	24.60	
T4_D_113	C03	C03	NF	2.5	24.60	27.10	
T4_D_114	C03	C03	NF	2.5	27.10	29.60	
T4_D_115	C03	C03	NF	1	29.60	30.60	
T4_D_116	C02	C02	NF	2	30.60	32.60	
T4_D_117	C02	C02	NF	3	32.60	35.60	
T4_D_118	C02	C02	NF	3	35.60	38.60	
T4_D_119	C02	C02	NF	3	38.60	41.60	
T4_D_120	C02	C02	NF	1	41.60	42.60	
T4_D_121	C01	C01	NF	1.5	42.60	44.10	
T4_D_122	C01	C01	NF	2.5	44.10	46.60	
T4_D_123	C01	C01	NF	2	46.60	48.60	
T4_D_124	C01	C01	NF	0.6	48.60	49.20	SPA

Le caratteristiche geometriche dei singoli conci sono descritte nella tabella seguente. Si precisa tuttavia che gli spessori dei piatti in acciaio sono stati ridotti di 2 mm (1 mm per lato esposto) per l'eventualità di impiego di acciaio di tipo Corten e pertanto si è ritenuto inefficace lo strato protettivo esterno pari a 1 mm.

			C01	C02	C03
<u>Geometria viadotto</u>	Campata (Terminale/Centrale)	C [-]	Terminale	Centrale	Centrale
	Soletta (F=Fessurata/NF=Non Fessurata)	S [-]	NF	NF	NF
	Luce di calcolo campata	L [m]	48.00	48.00	48.00
	Altezza trave acciaio	h [mm]	2600	2600	2600
	Larghezza complessiva impalcato	B [m]	3.35	3.35	3.35
	Numero travi in acciaio	n [-]	1	1	1
	Inclinazione travi in acciaio	α [°]	0	0	0
	<u>Trave in acciaio</u>	<i>Ala inferiore</i>			
		L1 [mm]	1000	1000	1000
		s1 [mm]	18	33	38
		L2 [mm]	0	0	0
		s2 [mm]	0	0	0
<i>Ala superiore</i>					
		L3 [mm]	0	0	0
		s3 [mm]	0	0	0
		L4 [mm]	800	800	800
		s4 [mm]	18	23	28
<i>Anima</i>					
		h _w [mm]	2564	2544	2534
		s _w [mm]	18.00	14.00	14.00
	s _{w,Incl} [mm]	18.00	14.00	14.00	

Per quanto concerne la larghezza efficace della soletta è stata valutata pari al valore minimo tra il semi l'interasse delle travi ed $L_e/8$ (pari a 6 m). Nel caso specifico a 3 metri per le travi interne e 3.35 per le travi di riva.

			C01	C02	C03
<u>Trave in acciaio</u>	Altezza	h [m]	2.800	2.800	2.800
	Baricentro verticale	y [m]	1.333	1.236	1.285
	Baricentro orizzontale	x [m]	0.000	0.000	0.000
	Area	A [m ²]	0.0750	0.0884	0.0913
	Costante torsionale	J _t [m ⁴]	0.0000	0.0000	0.0000
	Momento di inerzia verticale	J ₃ [m ⁴]	0.0801	0.1172	0.1238
	Momento di inerzia orizzontale	J ₂ [m ⁴]	0.0011	0.0022	0.0023
	Area taglio verticale	A ₂ [m ²]	0.0498	0.0382	0.0381
	Area taglio orizzontale	A ₃ [m ²]	0.0252	0.0502	0.0532

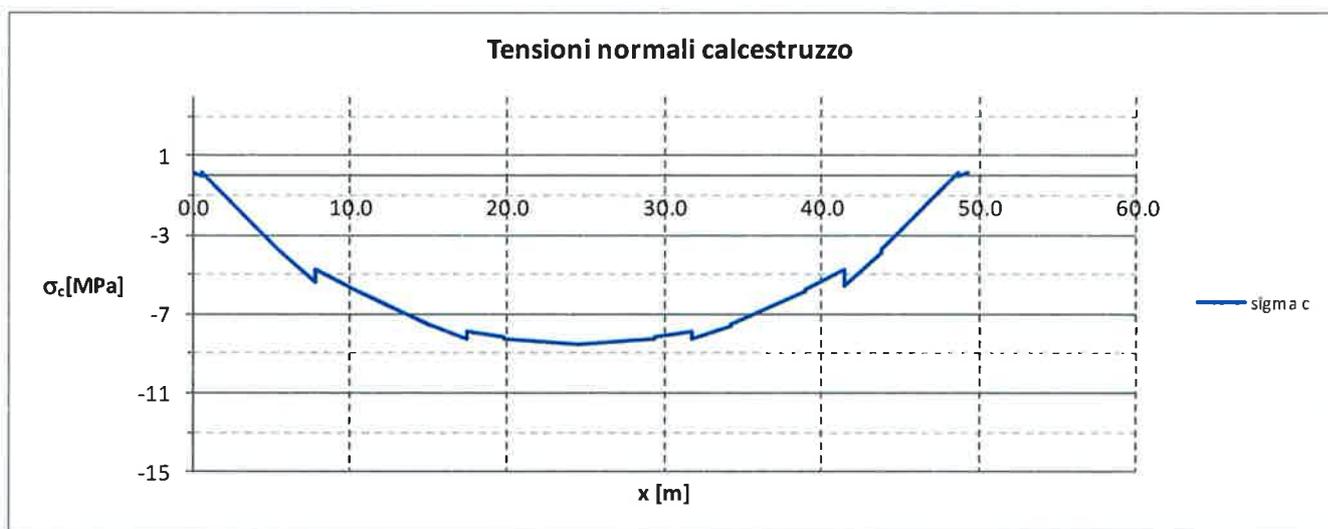
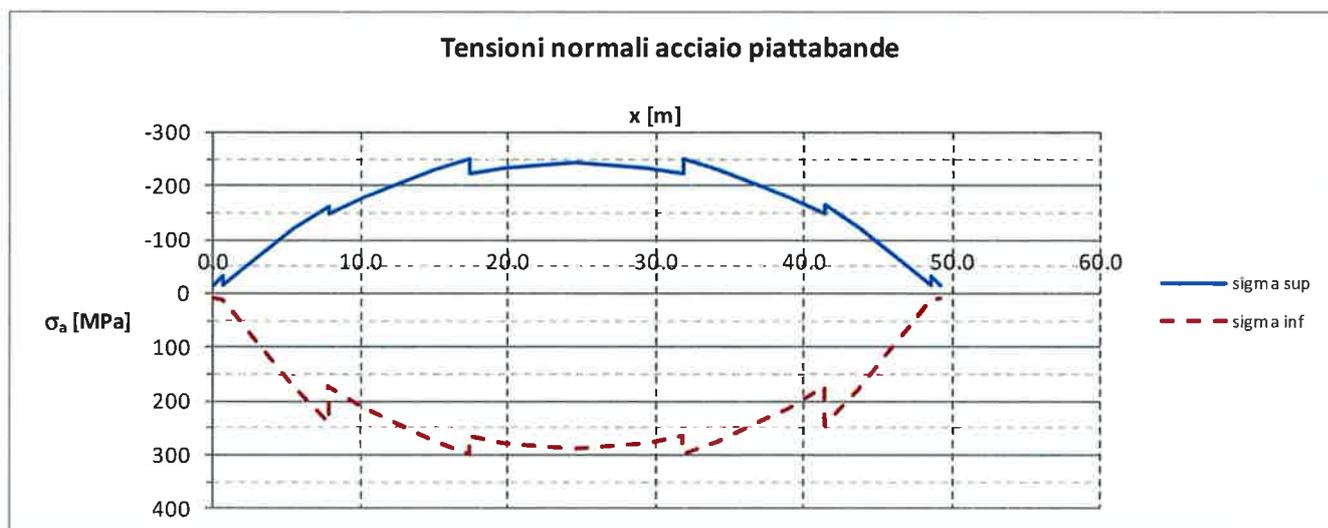
			C01	C02	C03
<u>Trave composta (n=E_s/E_c)</u>	Altezza	h [m]	3.110	3.110	3.110
	Baricentro verticale	y [m]	2.417	2.317	2.322
	Baricentro orizzontale	x [m]	0.000	0.000	0.000
	Area	A [m ²]	0.2178	0.2312	0.2341
	Costante torsionale	J _t [m ⁴]	0.0000	0.0000	0.0000
	Momento di inerzia verticale	J ₃ [m ⁴]	0.2150	0.2851	0.2857
	Momento di inerzia orizzontale	J ₂ [m ⁴]	0.1410	0.1581	0.1582
	Area taglio verticale	A ₂ [m ²]	0.0498	0.0382	0.0381
	Area taglio orizzontale	A ₃ [m ²]	0.1594	0.1844	0.1874

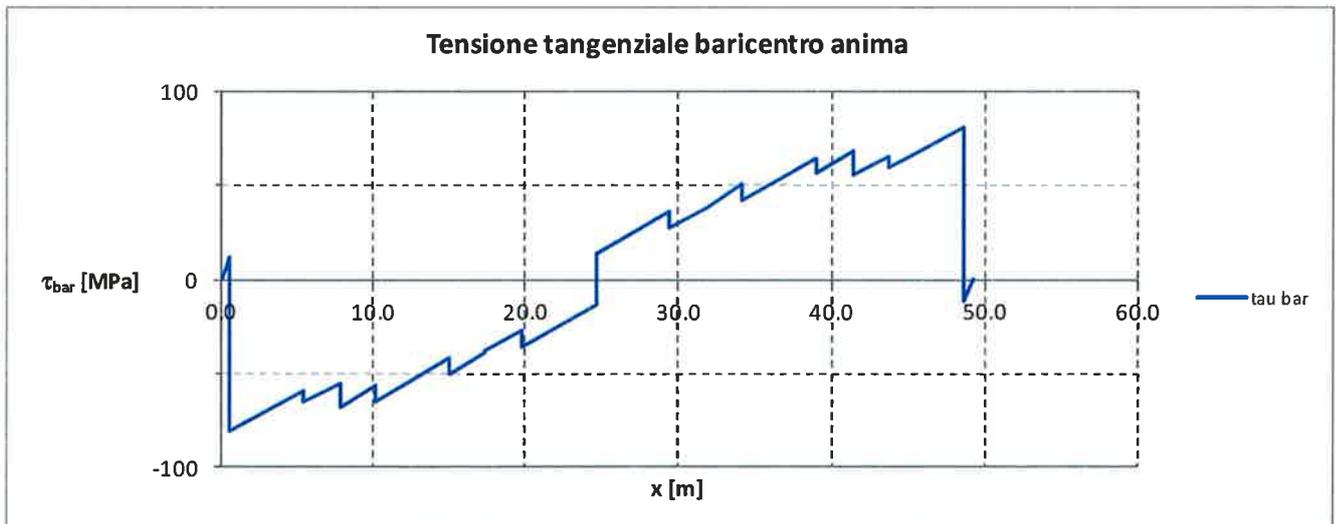
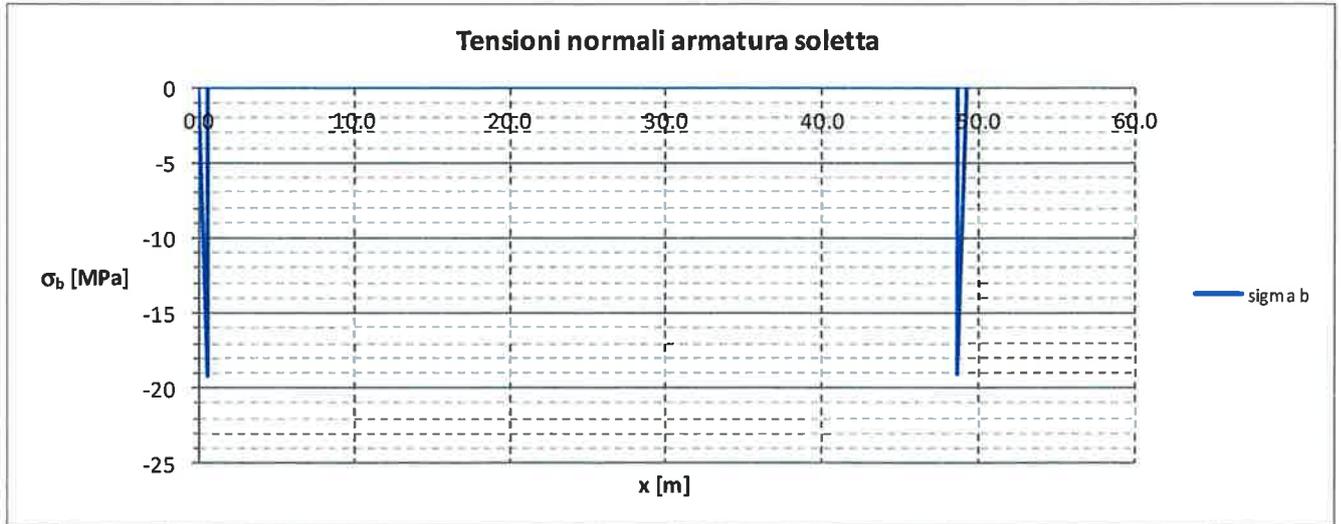
			C01	C02	C03
<u>Trave composta (n=(1+φ)E_s/E_c)</u>	Altezza	h [m]	3.110	3.110	3.110
	Baricentro verticale	y [m]	2.069	1.944	1.960
	Baricentro orizzontale	x [m]	0.000	0.000	0.000
	Area	A [m ²]	0.1351	0.1485	0.1515
	Costante torsionale	J _t [m ⁴]	0.0000	0.0000	0.0000
	Momento di inerzia verticale	J ₃ [m ⁴]	0.1671	0.2216	0.2238
	Momento di inerzia orizzontale	J ₂ [m ⁴]	0.0636	0.0808	0.0809
	Area taglio verticale	A ₂ [m ²]	0.0498	0.0382	0.0381
	Area taglio orizzontale	A ₃ [m ²]	0.0767	0.1017	0.1047

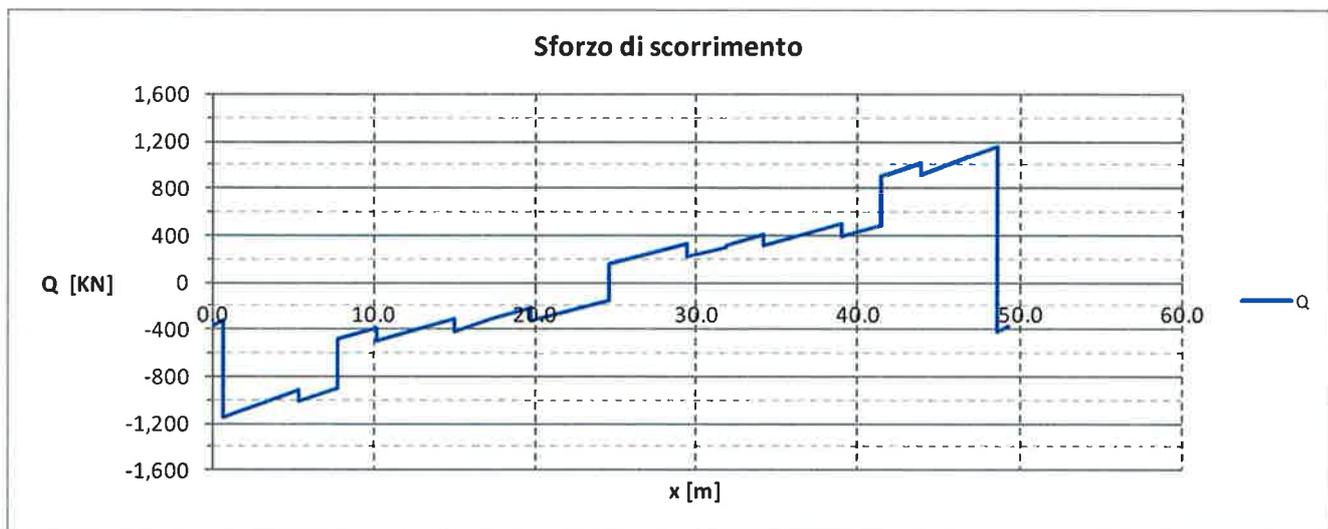
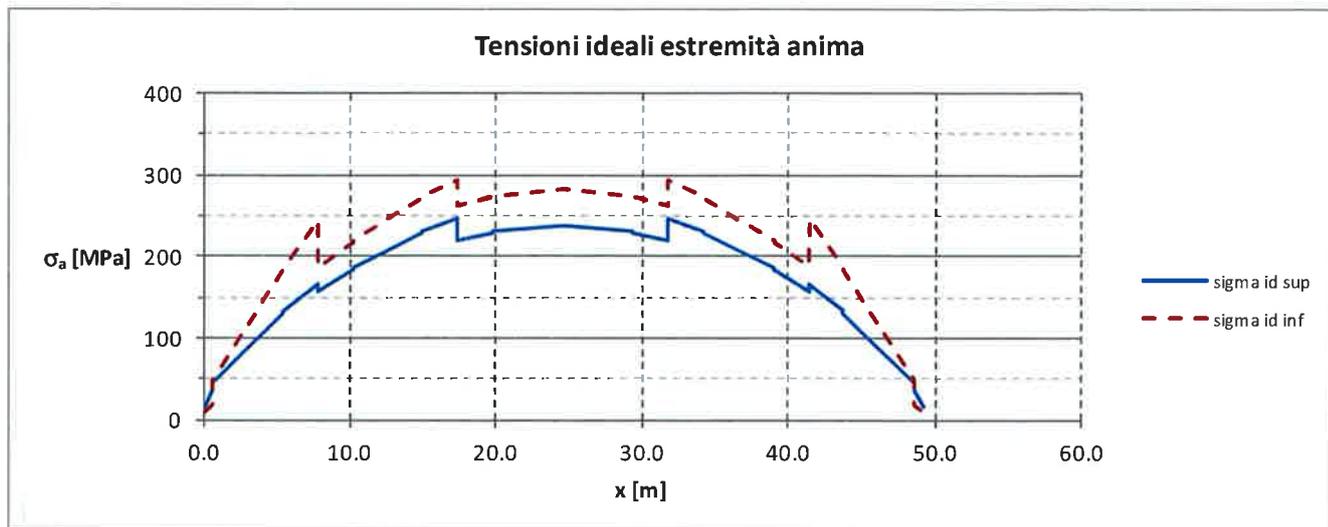
6.4.1.1 Verifiche di resistenza della sezione mista

Si procede nel seguito al calcolo dello stato tensionale a breve e lungo termine sulla trave. I risultati sono presentati in forma grafica.

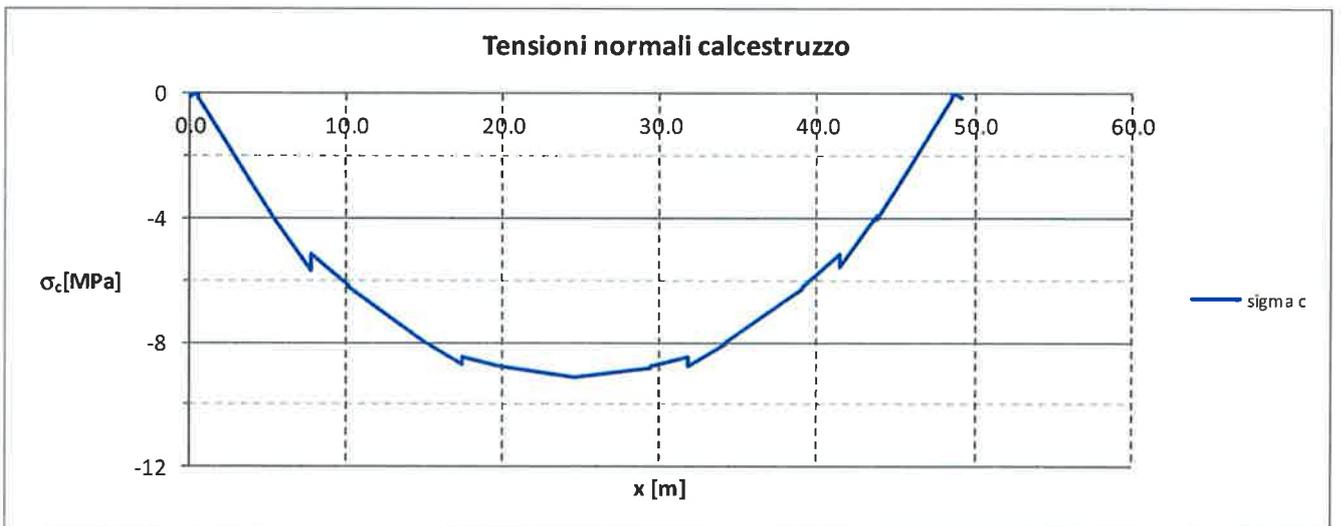
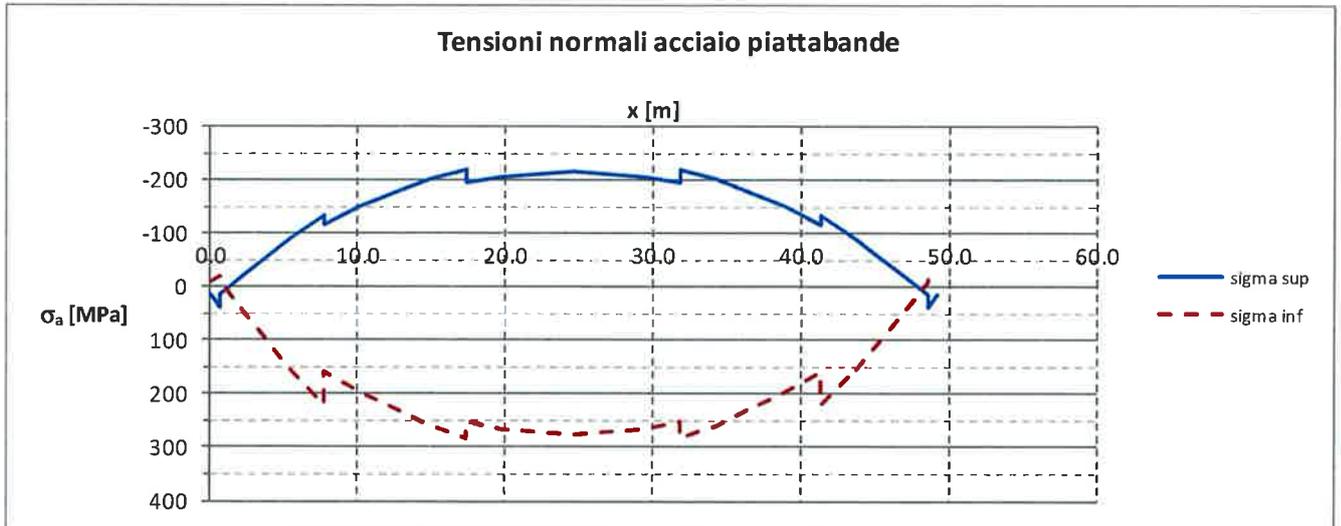
6.4.1.1 Breve termine + $DT_{diff} > 0$



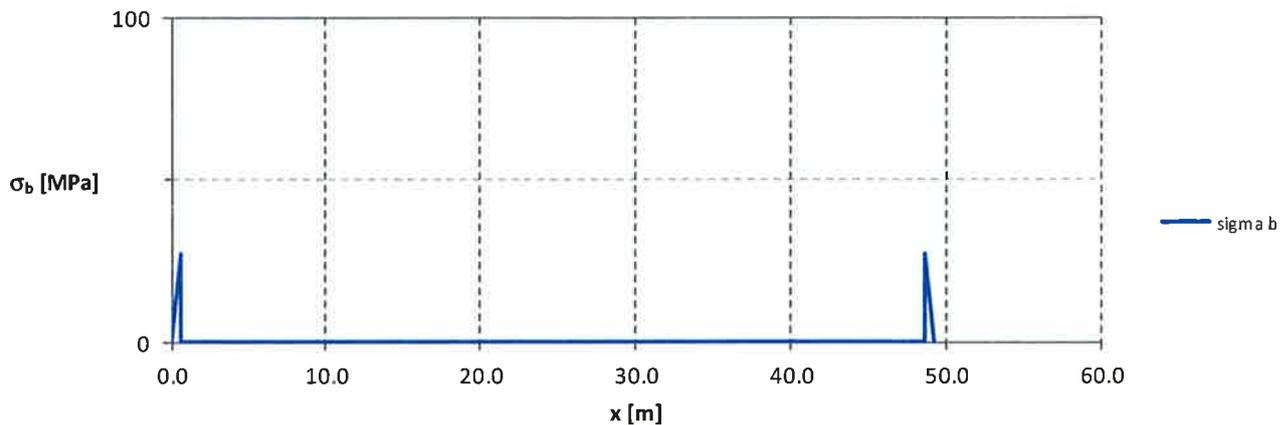




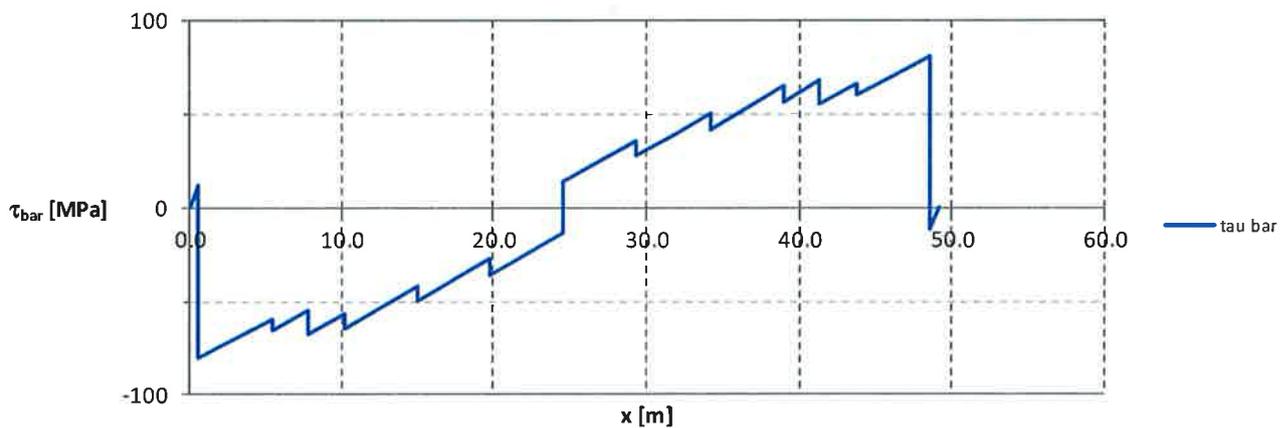
6.4.1.2 Breve termine + DT_diff<0

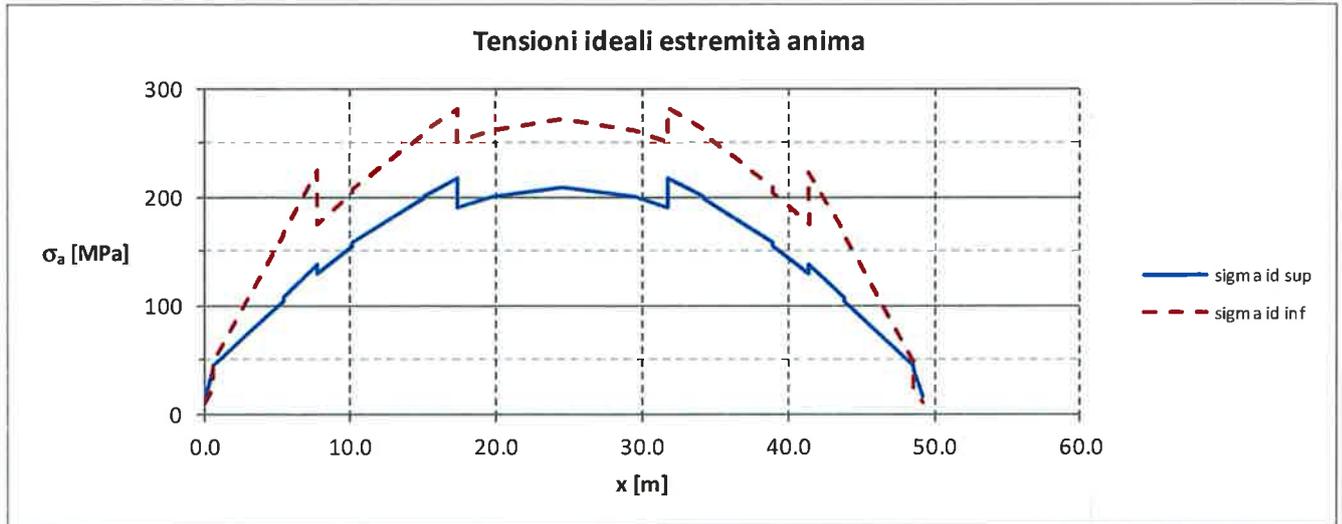


Tensioni normali armatura soletta

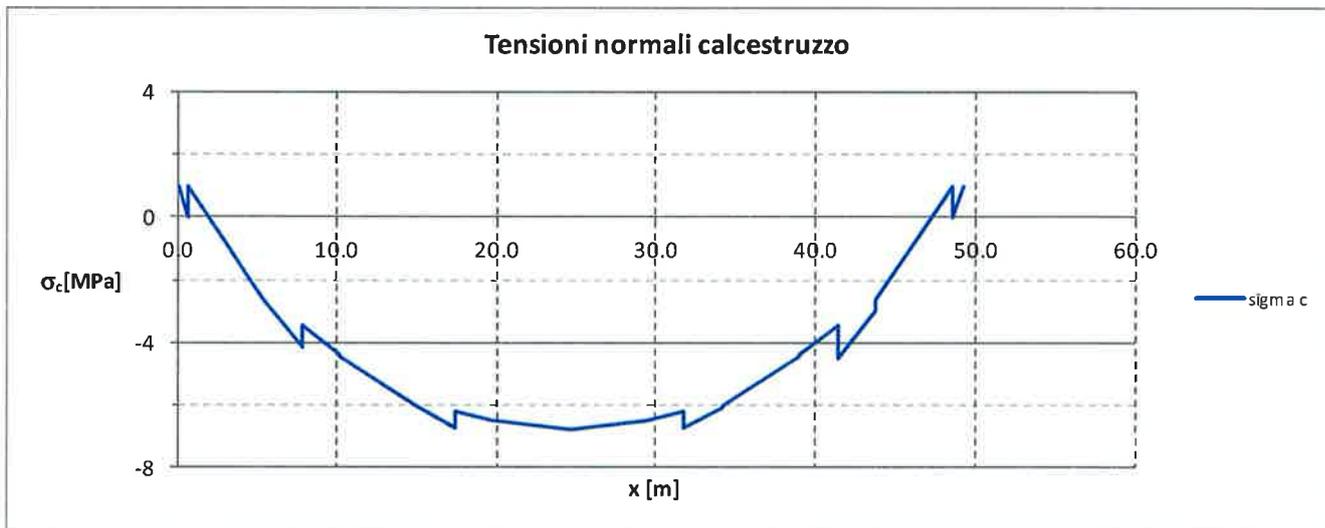
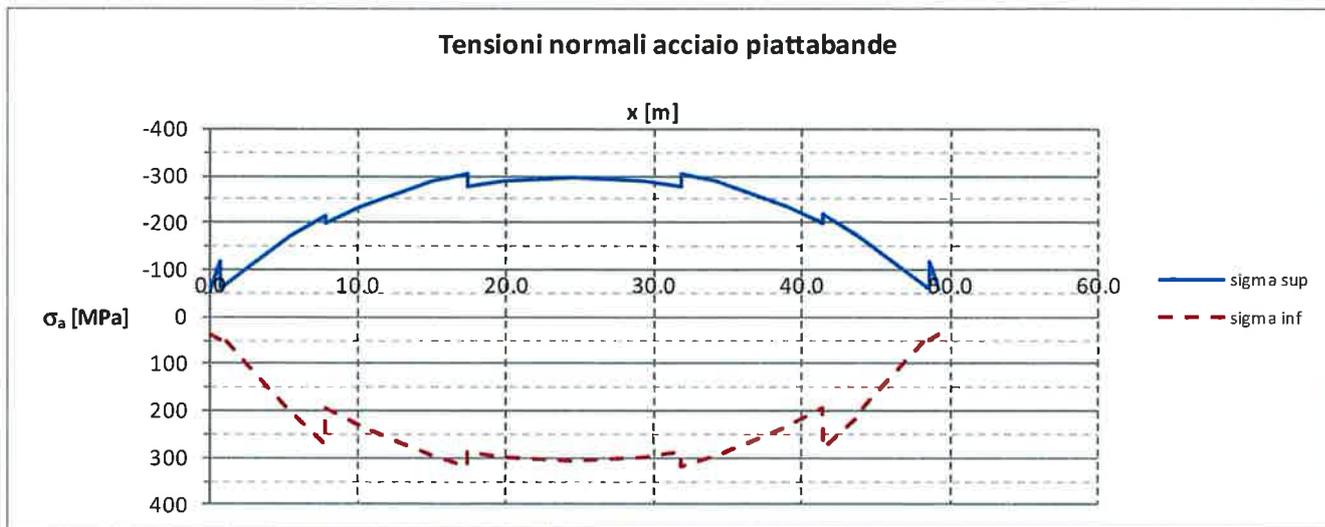


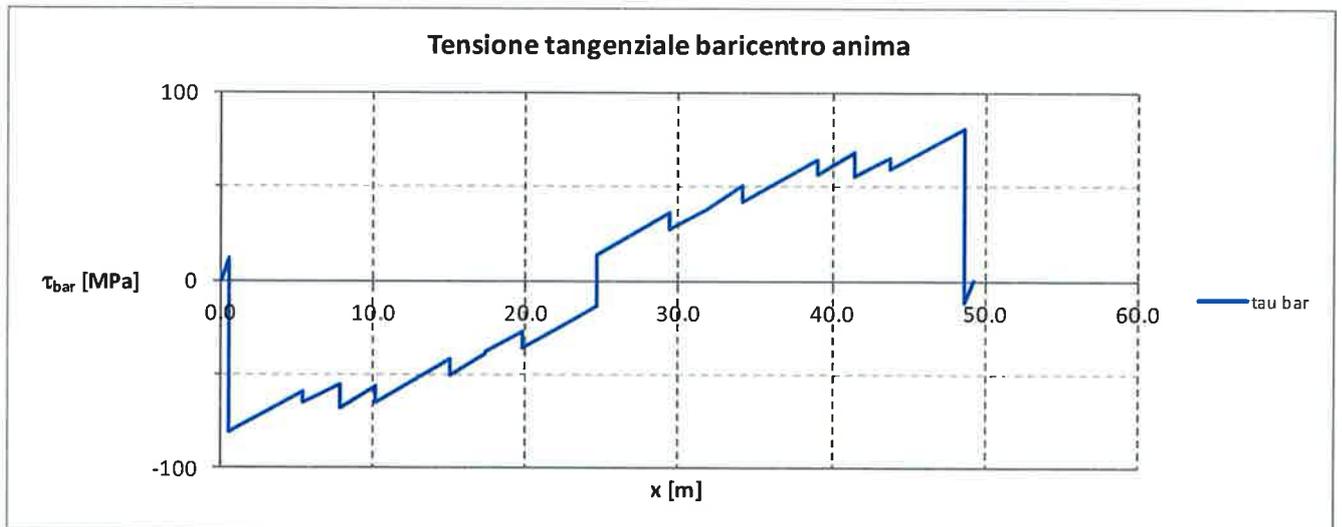
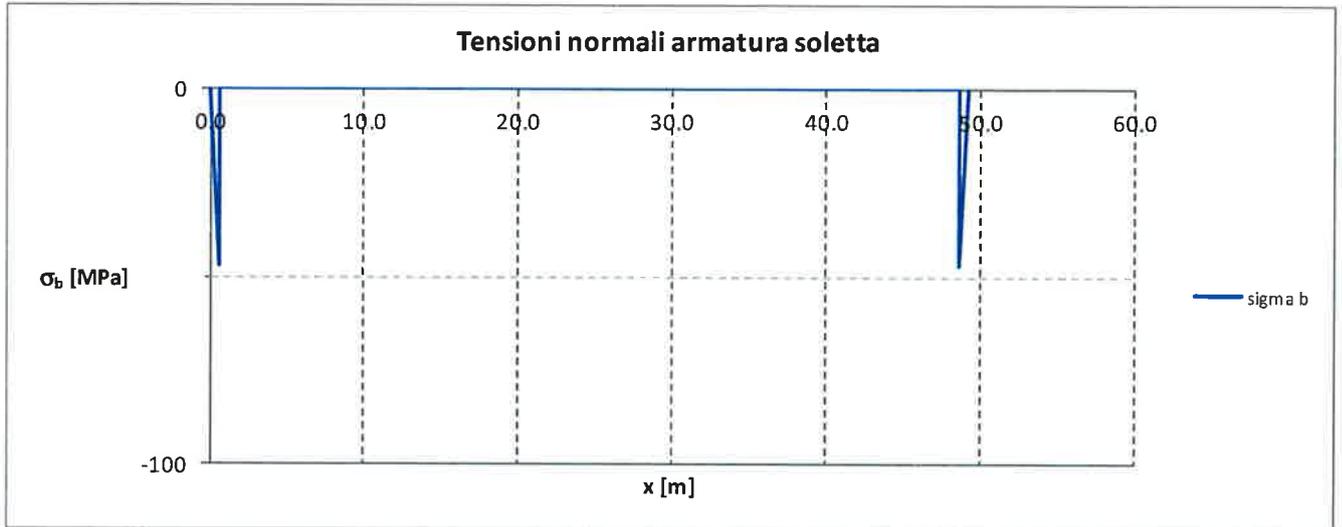
Tensione tangenziale baricentro anima

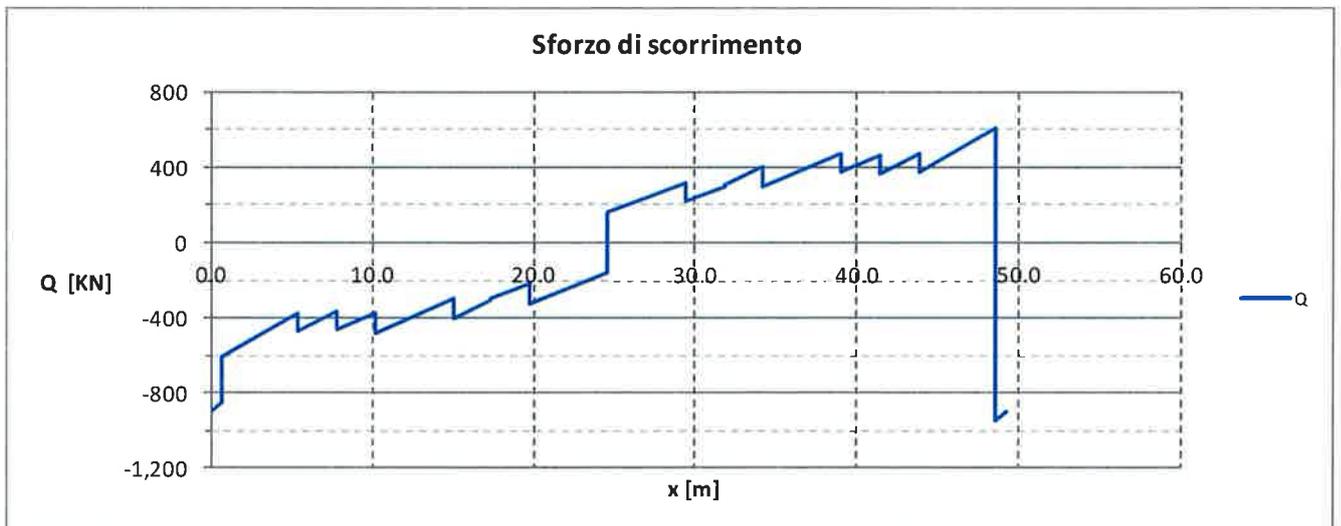
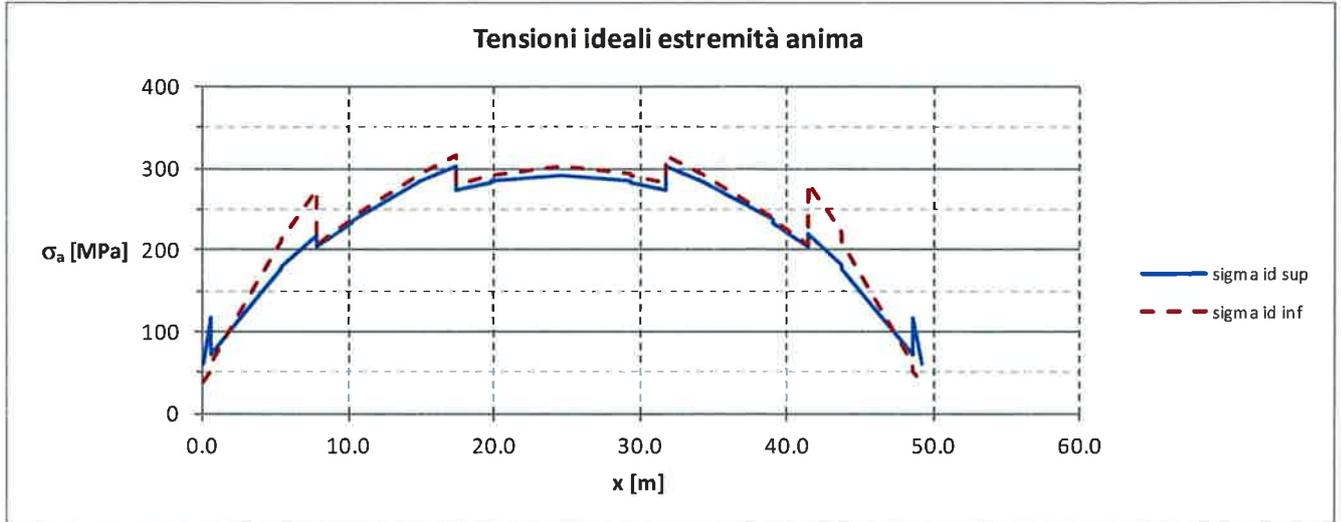




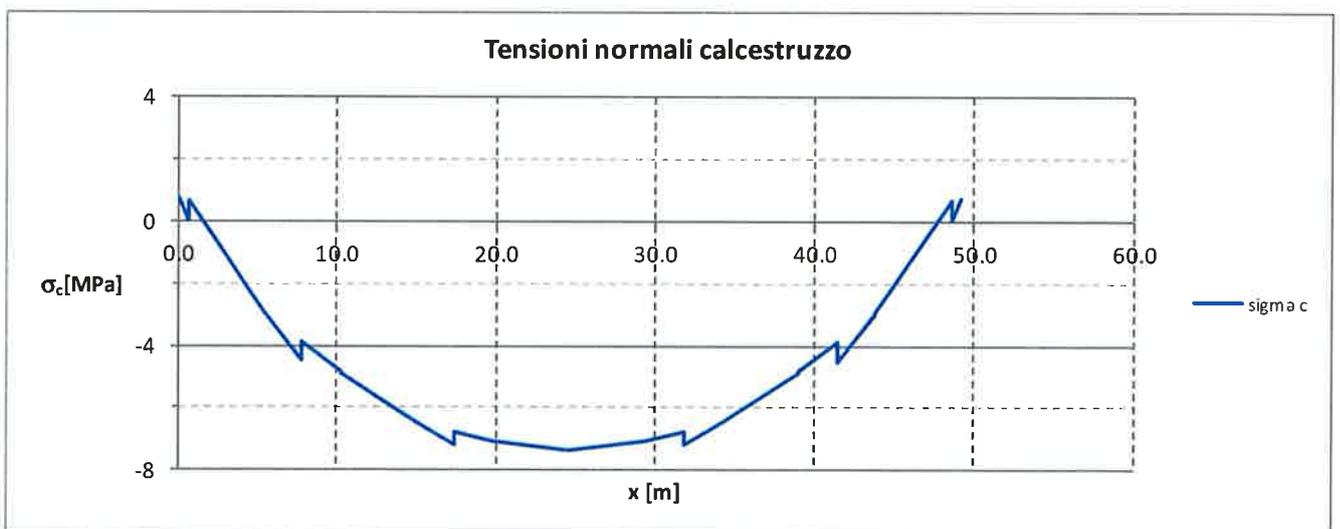
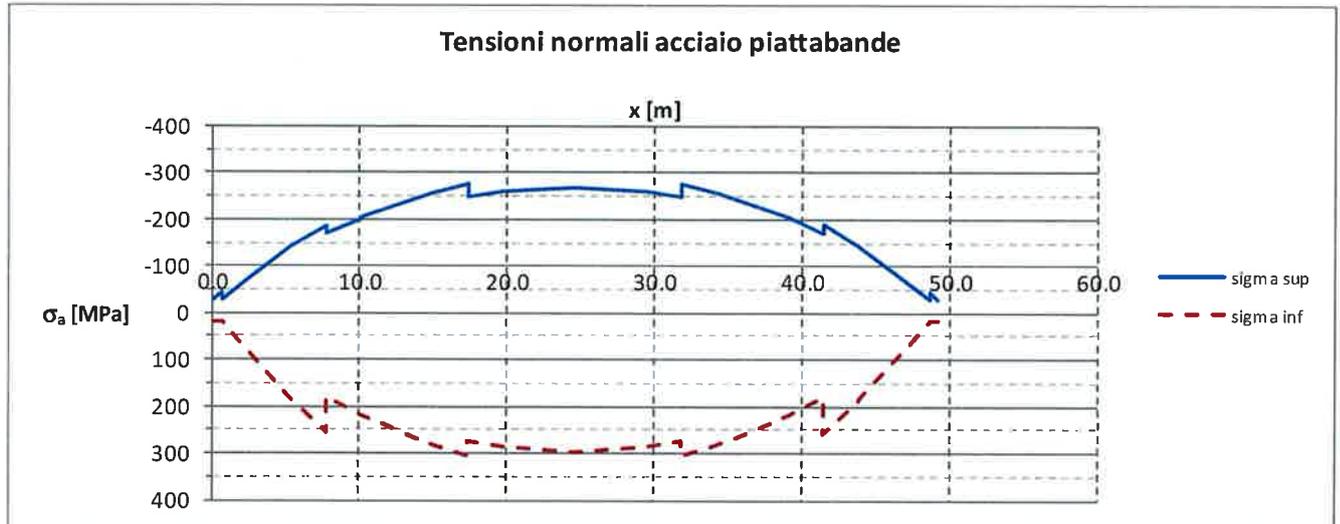
6.4.1.3 Lungo termine + DT_diff>0

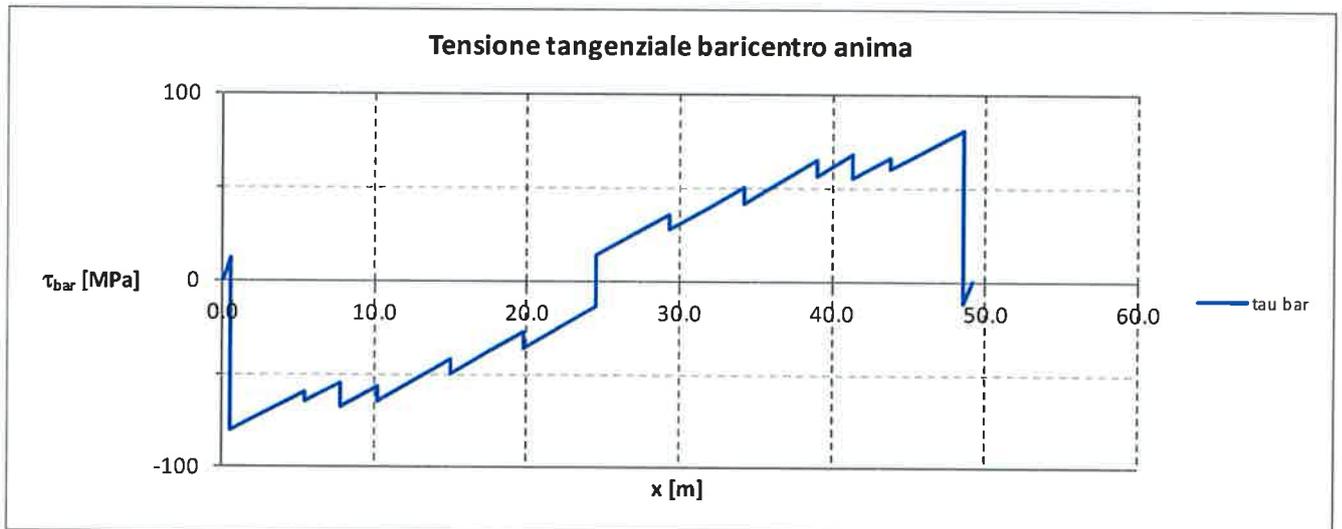
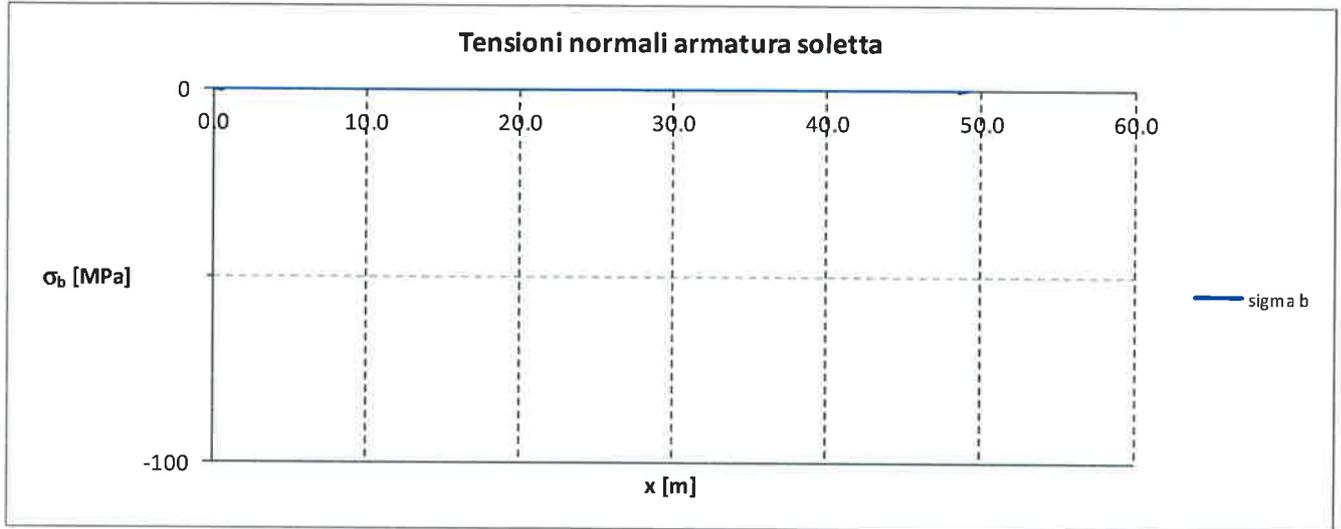


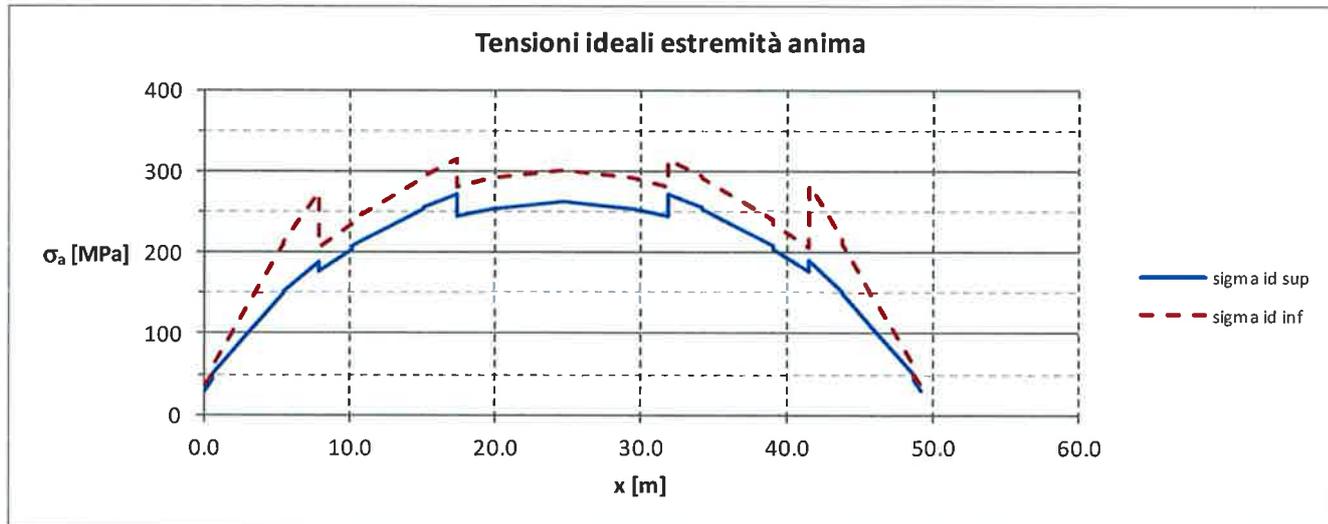




6.4.1.4 Lungo termine + DT_diff < 0







6.4.1.4.1 Rapporto sintetico di verifica

Per ogni tipologia di concio per la sola progressiva corrispondenza della quale si riscontrano le tensioni massime si riporta una sintesi numerica delle tensioni di calcolo.

6.4.1.4.1.1 Dt_Diff>0

Tipologia Concio		C01	C02	C03
Ascissa	[m]	41.40	31.80	24.60
TENSIONI TOTALI (t=0)				
Tensione al lembo superiore acciaio	$\sigma_{a,sup}$ [MPa]	-164.03	-249.66	-243.39
Tensione al lembo inferiore acciaio	$\sigma_{a,inf}$ [MPa]	244.22	296.75	287.49
Tensione al lembo superiore cls	$\sigma_{c,sup}$ [MPa]	-5.57	-8.30	-8.54
Tensione al lembo inferiore cls	$\sigma_{c,inf}$ [MPa]	-2.50	-4.52	-4.81
Tensione armatura sup. soletta	$\sigma_{b,sup}$ [MPa]	0.00	0.00	0.00
Tensione armatura inf. soletta	$\sigma_{b,inf}$ [MPa]	0.00	0.00	0.00
Taglio al baricentro	τ_{bar} [MPa]	55.28	38.40	-13.97
Tensione ideale anima superiore	$\sigma_{d,sup}$ [MPa]	166.50	246.04	237.76
Tensione ideale anima inferiore	$\sigma_{d,inf}$ [MPa]	246.93	293.72	282.39
TENSIONI TOTALI (t=inf)				
Tensione al lembo superiore acciaio	$\sigma_{a,sup}$ [MPa]	-219.20	-306.38	-298.50
Tensione al lembo inferiore acciaio	$\sigma_{a,inf}$ [MPa]	281.03	319.81	308.41
Tensione al lembo superiore cls	$\sigma_{c,sup}$ [MPa]	-4.50	-6.73	-6.77
Tensione al lembo inferiore cls	$\sigma_{c,inf}$ [MPa]	-1.20	-2.95	-3.08
Tensione armatura sup. soletta	$\sigma_{b,sup}$ [MPa]	0.00	0.00	0.00
Tensione armatura inf. soletta	$\sigma_{b,inf}$ [MPa]	0.00	0.00	0.00
Taglio al baricentro	τ_{bar} [MPa]	55.25	38.41	-13.98
Tensione ideale anima superiore	$\sigma_{d,sup}$ [MPa]	219.72	301.83	292.04
Tensione ideale anima inferiore	$\sigma_{d,inf}$ [MPa]	282.25	315.02	301.45
Apertura fessure	w_k [mm]	-	-	-

6.4.1.4.1.2 Dt_Diff < 0

Tipologia Concio		C01	C02	C03
Ascissa	[m]	41.40	31.80	24.60
TENSIONI TOTALI (t=0)				
Tensione al lembo superiore acciaio	$\sigma_{a,sup}$ [MPa]	-133.07	-219.73	-214.04
Tensione al lembo inferiore acciaio	$\sigma_{a,inf}$ [MPa]	219.73	283.59	275.56
Tensione al lembo superiore cls	$\sigma_{c,sup}$ [MPa]	-5.60	-8.74	-9.10
Tensione al lembo inferiore cls	$\sigma_{c,inf}$ [MPa]	-3.60	-5.78	-6.17
Tensione armatura sup. soletta	$\sigma_{b,sup}$ [MPa]	0.00	0.00	0.00
Tensione armatura inf. soletta	$\sigma_{b,inf}$ [MPa]	0.00	0.00	0.00
Taglio al baricentro	τ_{bar} [MPa]	55.28	38.40	-13.97
Tensione ideale anima superiore	$\sigma_{d,sup}$ [MPa]	137.11	216.66	208.86
Tensione ideale anima inferiore	$\sigma_{d,inf}$ [MPa]	223.32	281.18	271.06
TENSIONI TOTALI (t=inf)				
Tensione al lembo superiore acciaio	$\sigma_{a,sup}$ [MPa]	-188.24	-276.45	-269.15
Tensione al lembo inferiore acciaio	$\sigma_{a,inf}$ [MPa]	256.54	306.65	296.47
Tensione al lembo superiore cls	$\sigma_{c,sup}$ [MPa]	-4.54	-7.17	-7.33
Tensione al lembo inferiore cls	$\sigma_{c,inf}$ [MPa]	-2.30	-4.21	-4.43
Tensione armatura sup. soletta	$\sigma_{b,sup}$ [MPa]	0.00	0.00	0.00
Tensione armatura inf. soletta	$\sigma_{b,inf}$ [MPa]	0.00	0.00	0.00
Taglio al baricentro	τ_{bar} [MPa]	55.25	38.41	-13.98
Tensione ideale anima superiore	$\sigma_{d,sup}$ [MPa]	189.79	272.39	263.13
Tensione ideale anima inferiore	$\sigma_{d,inf}$ [MPa]	258.52	302.47	290.12
Apertura fessure	w_k [mm]	-	-	-

6.4.1.5 Verifiche di resistenza della trave metallica

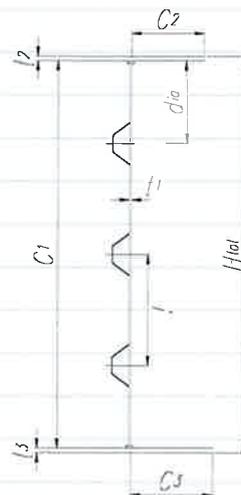
Per i singoli conci si effettua la verifica della sola trave in acciaio (sezione di classe 4). La verifica viene effettuata in corrispondenza dell'ascissa in cui si riscontra il massimo valore della tensione normale e del taglio

6.4.1.1 Concio C1 Sezione

Materiali e caratteristiche di resistenza			
qualità di acciaio:	S 355		
E_a [MPa]	210000		Modulo elastico acciaio
ν	0.3		Coefficiente di Poisson
G_a [MPa]	80769.2		Modulo di taglio acciaio
f_y [MPa]	355		Tensione di snervamento ($t \leq 40\text{mm}$)
f_y [MPa]	335		Tensione di snervamento ($40 < t \leq 80\text{mm}$)
f_y [MPa]	335		Tensione di snervamento ($t > 80\text{mm}$)
S.L.U	γ_{M0}	1.05	Coeff. di sicurezza resistenza sezioni classe 1-2-3-4
S.L.U	γ_{M1}	1.10	Coeff. di sicurezza resistenza all'instabilità
S.L.U	γ_{M2}	1.25	Coeff. di sicurezza per sezioni indebolite dai fori
	ϵ	0.81	

Geometria trave - pannello d'anima

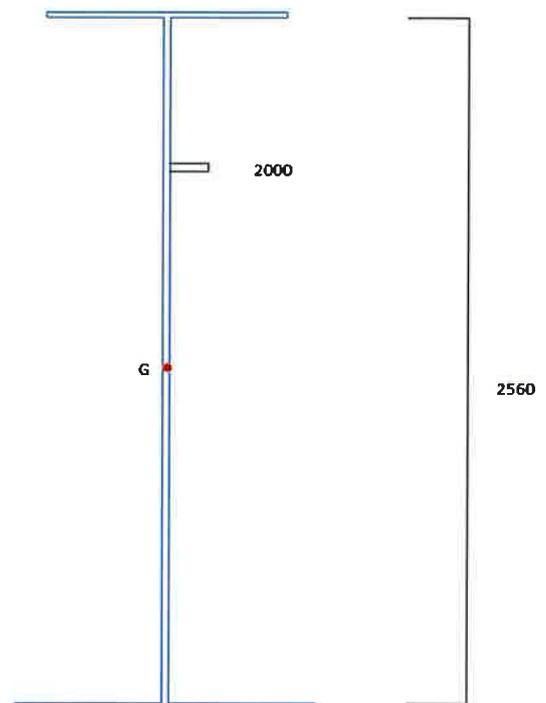
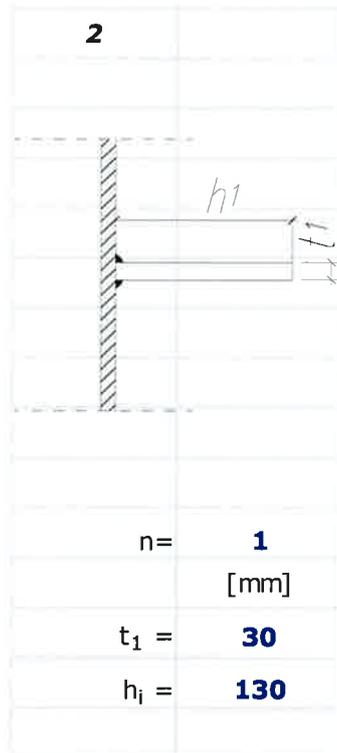
Htot=	2600	mm	
C1=	2560	mm	
t1=	20	mm	
C2=	390	mm	
t2=	20	mm	
C3=	490	mm	
t3=	20	mm	
Irrigidimento=	2	tipologia di irrigidimento adottata	
N _{irr,long} =	1	numero di irrigidimenti longitudinali	
h _{i,irr,long} =	ΔH	altezze irrigidimenti longitudinali	
a=	2400	mm	lunghezza pannello tra due irrigidimenti trasversali
A _{s,lorda} =	90800	mm ²	area sezione lorda
Z _{Gs,lorda} =	1271.7	mm	posizione "z" asse baricentrico sezione lorda
I _{s,lorda,y} =	8.966E+10	mm ⁴	momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda
Y _{Gs,lorda} =	3.96	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda-asse anima
I _{s,lorda,z} =	2.57E+09	mm ⁴	momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda
A _{p,anima} =	54800	mm ²	area sezione lorda pannello d'anima
Y _{p,anima} =	6.57	mm	posizione "Y" asse baricentrico sezione lorda pannello d'anima
I _{p,anima} =	4.506E+07	mm ⁴	momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda pannello d'anima



Classe anima	4	Classe piattabanda anima (soggetta a flessione)
Classe ala sup.	4	Classe piattabanda ala sup. (soggetta a compressione)
Classe ala inf.	4	Classe piattabanda ala inf. (soggetta a compressione)

Irrigidimenti longitudinali sull'anima:

$t_1 =$	20.0	mm	spessore irrigidimento
$t_2 =$	-	mm	-
$h_i =$	180.0	mm	altezza irrigidimento
$b_{min,i} =$	-	mm	-
$l =$	-	mm	-
$l_{coll.} =$	506.0	mm	larghezza pannello collaborante con l'irrigidimento
$a =$	2400.0	mm	lunghezza pannello tra due irrigidimenti trasversali
$A_{sl,i} =$	13720	mm ²	area sezione lorda dell'irrigiditore
$S_{sl,i,z} =$	497200.0	mm ³	momento statico sezione lorda dell'irrigiditore
$Y_{sl,i} =$	26.24	mm	distanza asse baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore - asse anima
$I_{sl,i,z} =$	3.66E+07	mm ⁴	momento d'inerzia baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore

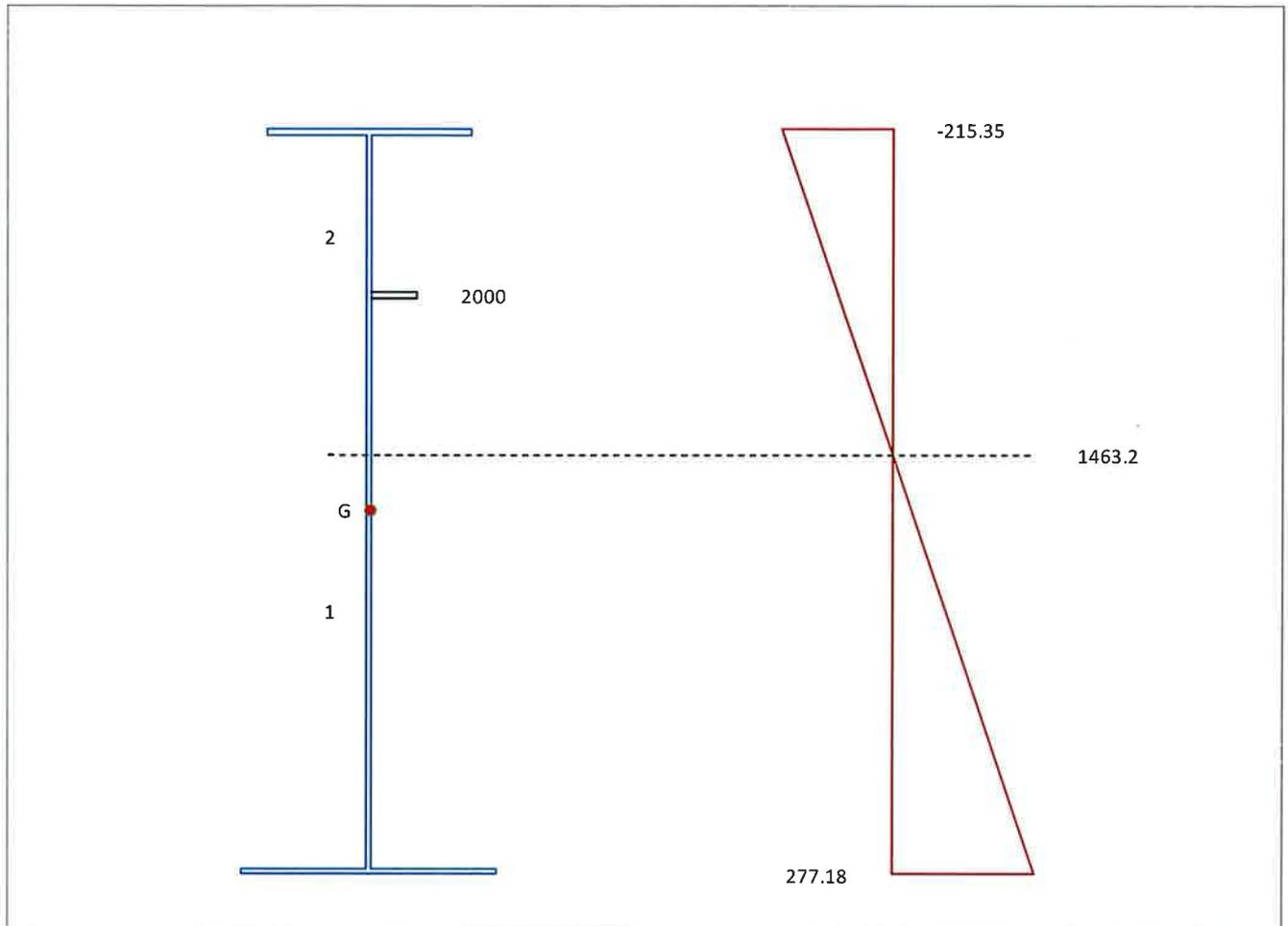


Verifica d'instabilità per taglio:

$N_{Ed} =$	3301.2	kN	Sforzo normale di progetto
$M_{Ed} =$	17251.1	kNm	Momento di progetto
$V_{Ed} =$	3742	kN	Taglio di progetto
$h_w =$	2560	mm	altezza pannello
$t =$	20	mm	spessore pannello
$N_{irr, long} =$	1		numero di irrigidimenti longitudinali
$k_{tI} =$	4.947		
$k_t =$	14.304		coefficiente per instabilità a taglio
$\eta =$	1.2		
$h_w/t =$	128.00		> 79.1400867641926 verifica necessaria!
$\sigma_E =$	11.60	N/mm ²	tensione critica euleriana
$\tau_{cr} =$	165.88	N/mm ²	tensione tangenziale critica
$f_{yw} =$	355.00	N/mm ²	tensione di snervamento del pannello
$f_{yf} =$	355.00	N/mm ²	tensione di snervamento della piattabanda
$b_f =$	243	mm	larghezza efficace della piattabanda
$\lambda_w =$	1.12		coefficiente di snellezza
$\chi_w =$	0.75		coefficiente funzione dell'instabilità elastica del pannello
$M_{rk} =$	14306.4	KNm	momento resistente di progetto
$V_{bw, Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yt} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$	7192.31	KN	contributo resistente dell'anima
$M_{f, red} = \frac{M_{rk}}{\gamma_{M1}} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M10}}{(A_{fi} + A_{fb}) \cdot f_{yf}} \right)$	13621.41	KNm	momento resistente di progetto ridotto
$V_{bf, Rd} = \frac{b_f \cdot t^2 \cdot f_{yf}}{a \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) \gamma_{M1}} \cdot \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f, red}} \right) \right]$	-13.9	KN	contributo resistente delle piattabande
$(1.2 \cdot f_{ywd} \cdot h_w \cdot t) / \sqrt{3} =$	11447.91	KN	
$V_{b, Rd} = V_{bw, Rd} + V_{bf, Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$	7178.4	KN	> 3742 Verifica soddisfatta!
$\eta_3 =$	0.521		

$\sigma_{Edsup.} =$ **-219.2** N/mm² **Tensione al lembo superiore**

$\sigma_{Edinf.} =$ **281.03** N/mm² **Tensione al lembo inferiore**



Verifica pannello d'anima:

verifica singoli sottopannelli:

sottopannello	b	ψ	ρ	$b_{\text{subpannello}}$	$b_{\text{edge/inf}}$	$b_{\text{edge/sup}}$	b_{inf}	b_{sup}
2	550.0	0.4997	1.0000	550.0	244.4	FALSO	FALSO	305.6
1	1990.0	-2.5758	1.0000	556.5	FALSO	333.9	222.6	0.0

Verifica pannello d'anima:

verifica singoli sottopannelli:

sottopannello	b	ψ	ρ	$b_{\text{subpannello}}$	b_{eff}	$b_{\text{edge/inf,eff}}$	$b_{\text{edge/sup,eff}}$	$b_{\text{inf,eff}}$	$b_{\text{sup,eff}}$	x_{eff}
2	550.0	0.4997	1.0000	550.0	550.0	244.4	0.0	0.0	305.6	0.0
1	1990.0	-2.5758	1.0000	556.5	556.5	0.0	333.9	222.6	0.0	0.0

caratteristiche geometriche lorde irrigidimenti maggiormente compressi

	Irrigi. 1	Irrigi. 2		
$A_{sl,i} =$	14563.60	-	mm ²	area sezione lorda dell'irrigiditore
$S_{sl,i,z} =$	4.70E+05	-	mm ³	momento statico sezione lorda dell'irrigiditore
$Y_{sl,i} =$	22.25	-	mm	distanza asse baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore - asse anima
$I_{sl,i,z} =$	3.73E+07	-	mm ⁴	momento d'inerzia baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore

verifica stabilità di piastra:

piastra con un solo irrigiditore longitudinale in zona compressa:

$b_1 =$	560.0	mm		
$b_2 =$	2000.0	mm		
$a_c =$	5322.56	mm		
$\sigma_{cr,sl} =$	958.73	Mpa		tensione critica euleriana
$\sigma_{cr,p} =$	958.73	N/mm²		tensione critica del pannello per instabilità di piastra

coefficiente di riduzione per comportamento a piastra:

$A_c =$	14369.32	mm ²		area lorda pannello in compressione eccetto subpannelli esterni
$A_{sl,eff.} =$	3600.00	mm ²		area effettiva irrigidimenti in zona compressa
$\Sigma \rho_{loc} b_{c,loc} t =$	10963.60	mm ²		area effettiva pannello in zona compressa
$A_{c,eff,loc} =$	14563.60	mm ²		area efficace pannello e irrigidimenti in zona compressa
$\beta_{A,c}^p =$	1.0135			
$\lambda_p =$	0.6126			snellezza relativa di piastra del pannello
$\psi =$	-1.2871			
$\rho =$	1			

verifica stabilità di colonna:

$b_c =$	1116.8	mm	distanza lembo maggiormente compresso - asse neutro
$b_{sl,l} =$	556.8	mm	distanza irr. maggiormente compresso - asse neutro
$A_{sl,1} =$	14563.60	mm ²	area sezione lorda dell'irrigiditore
$I_{sl,1} =$	3.728E+07	mm ⁴	momento d'inerzia baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore
$\sigma_{cr,sl} =$	920.98	N/mm ²	tensione critica euleriana irri. maggiormente compresso
$\sigma_{cr,c} =$	1847.25	N/mm²	tensione critica di colonna
$A_{sl,1,eff.} =$	14563.60	mm ²	
$\beta_{A,c}^c =$	1.0000		
$\lambda_c =$	0.438		snellezza relativa di colonna del pannello
$i =$	50.59	mm	raggio d'inerzia sezione lorda dell'irrigiditore
$e_2 =$	22.25	mm	distanza lamiera- baricentro sezione efficace irrigi.
$e_1 =$	77.75	mm	
$e =$	77.75	mm	
$\alpha =$	0.49		fattore di imperfezione
$\alpha_e =$	0.628		fattore di imperfezione amplificato
$\Phi =$	0.6710		
$\chi_c =$	0.8482		fattore di riduzione instabilità di colonna

coefficiente di riduzione per instabilità di piastra e di colonna:

$\zeta =$	0.0000		
$\rho_c =$	0.848	$=(\rho - \chi_c)\xi(2 - \xi) + \chi_c$	

calcolo caratteristiche geometriche efficaci:

$t_{w,eff.} =$	16.96	mm	spessore anima zona compressa efficace
$t_{s1,1,eff.} =$	16.96	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$t_{s1,2,eff.} =$	-	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$A_{c,eff.} =$	88614.08	mm ²	area sezione lorda efficace
$h_{a,Gz,eff} =$	1252.20	mm	posizione asse baricentrico sezione lorda efficace
$Y_{Gs.lorda} =$	3.45	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda efficace-asse anima
$e_{Nz} =$	-19.51	mm	eccentricità lungo "z" asse neutro sezione efficace
$e_{Ny} =$	-0.52	mm	
$I_{y,eff.} =$	8.94E+10	mm ⁴	momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda efficace
$W_{y,eff.} =$	-6.63E+07	mm ³	modulo di resistenza "y"
$I_{z,eff.} =$	8.21E+16	mm ⁴	
$W_{z,eff.} =$	4.65E+14	mm ³	
$N_{Ed} =$	3301.2	KN	Sforzo normale di progetto
$M_{Ed} =$	17251.1	KNm	Momento di progetto
$M_{Loc_Ed} =$	0.00	KNm	Momento LOCALE di progetto

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{y,N})}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{z,N})}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{z,eff}} \leq 1,0$$

0.8363 < 1 Verifica soddisfatta!

$$\eta_1 = 0.84$$

$$\eta_{comb.} = 0.84$$

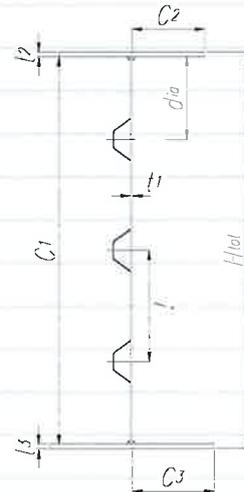
6.4.1.1 Concio C2 Sezione

Materiali e caratteristiche di resistenza

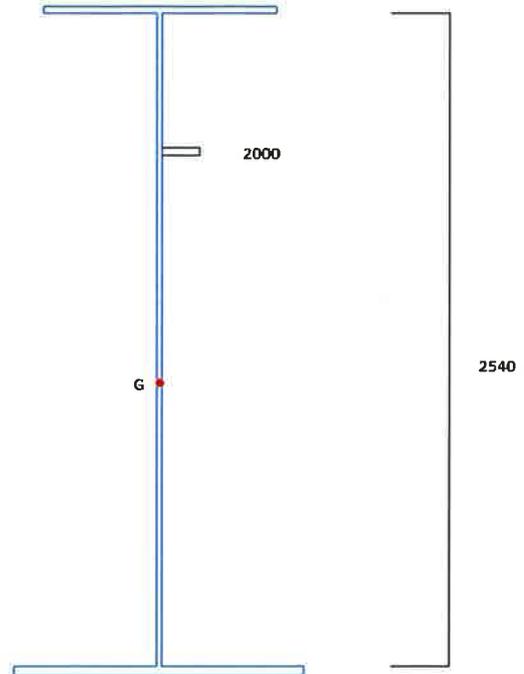
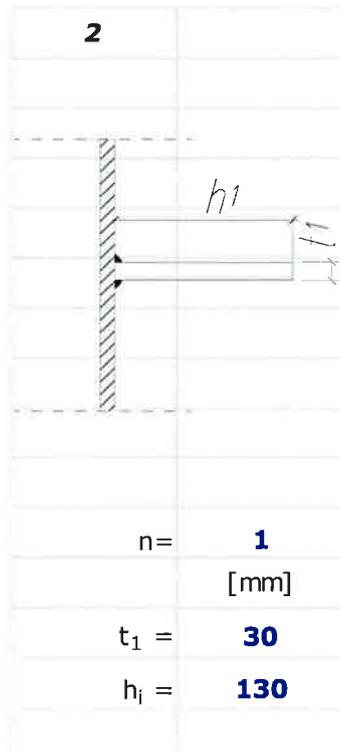
qualità di acciaio:	S 355	<input type="button" value="▼"/>	
E_a [MPa]	210000		Modulo elastico acciaio
ν	0.3		Coefficiente di Poisson
G_a [MPa]	80769.2		Modulo di taglio acciaio
f_y [MPa]	355		Tensione di snervamento ($t \leq 40\text{mm}$)
f_y [MPa]	335		Tensione di snervamento ($40 < t \leq 80\text{mm}$)
f_y [MPa]	335		Tensione di snervamento ($t > 80\text{mm}$)
S.L.U	γ_{M0}	1.05	Coeff. di sicurezza resistenza sezioni classe 1-2-3-4
S.L.U	γ_{M1}	1.10	Coeff. di sicurezza resistenza all'instabilità
S.L.U	γ_{M2}	1.25	Coeff. di sicurezza per sezioni indebolite dai fori
	ϵ	0.81	

Geometria trave - pannello d'anima

Htot=	2600	mm	
C1=	2540	mm	
t1=	16	mm	
C2=	392	mm	
t2=	25	mm	
C3=	492	mm	
t3=	35	mm	
Irrigidimento=	2	tipologia di irrigidimento adottata	
N _{irr,long} =	1	numero di irrigidimenti longitudinali	
h _{i,irr,long} =	ΔH	altezze irrigidimenti longitudinali	
a=	2400	mm	lunghezza pannello tra due irrigidimenti trasversali
A _{s,lorda} =	99240	mm ²	area sezione lorda
Z _{Gs,lorda} =	1135.9	mm	posizione "z" asse baricentrico sezione lorda
I _{s,lorda,y} =	1.118E+11	mm ⁴	momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda
Y _{Gs,lorda} =	3.56	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda-asse anima
I _{s,lorda,z} =	4.03E+09	mm ⁴	momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda
A _{p,anima} =	44240	mm ²	area sezione lorda pannello d'anima
Y _{p,anima} =	7.97	mm	posizione "Y" asse baricentrico sezione lorda pannello d'anima
I _{p,anima} =	4.235E+07	mm ⁴	momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda pannello d'anima



Classe anima	4	Classe piattabanda anima (soggetta a flessione)	
Classe ala sup.	4	Classe piattabanda ala sup. (soggetta a compressione)	
Classe ala inf.	4	Classe piattabanda ala inf. (soggetta a compressione)	
<u>Irrigidimenti longitudinali sull'anima:</u>			
$t_1 =$	20.0	mm	spessore irrigidimento
$t_2 =$	-	mm	-
$h_i =$	180.0	mm	altezza irrigidimento
$b_{min,i} =$	-	mm	-
$l =$	-	mm	-
$l_{coll.} =$	408.8	mm	larghezza pannello collaborante con l'irrigidimento
$a =$	2400.0	mm	lunghezza pannello tra due irrigidimenti trasversali
$A_{sl,i} =$	10140.8	mm ²	area sezione lorda dell'irrigiditore
$S_{sl,i,z} =$	433926.4	mm ³	momento statico sezione lorda dell'irrigiditore
$y_{sl,i} =$	34.79	mm	distanza asse baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore - asse anima
$I_{sl,i,z} =$	3.22E+07	mm ⁴	momento d'inerzia baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore

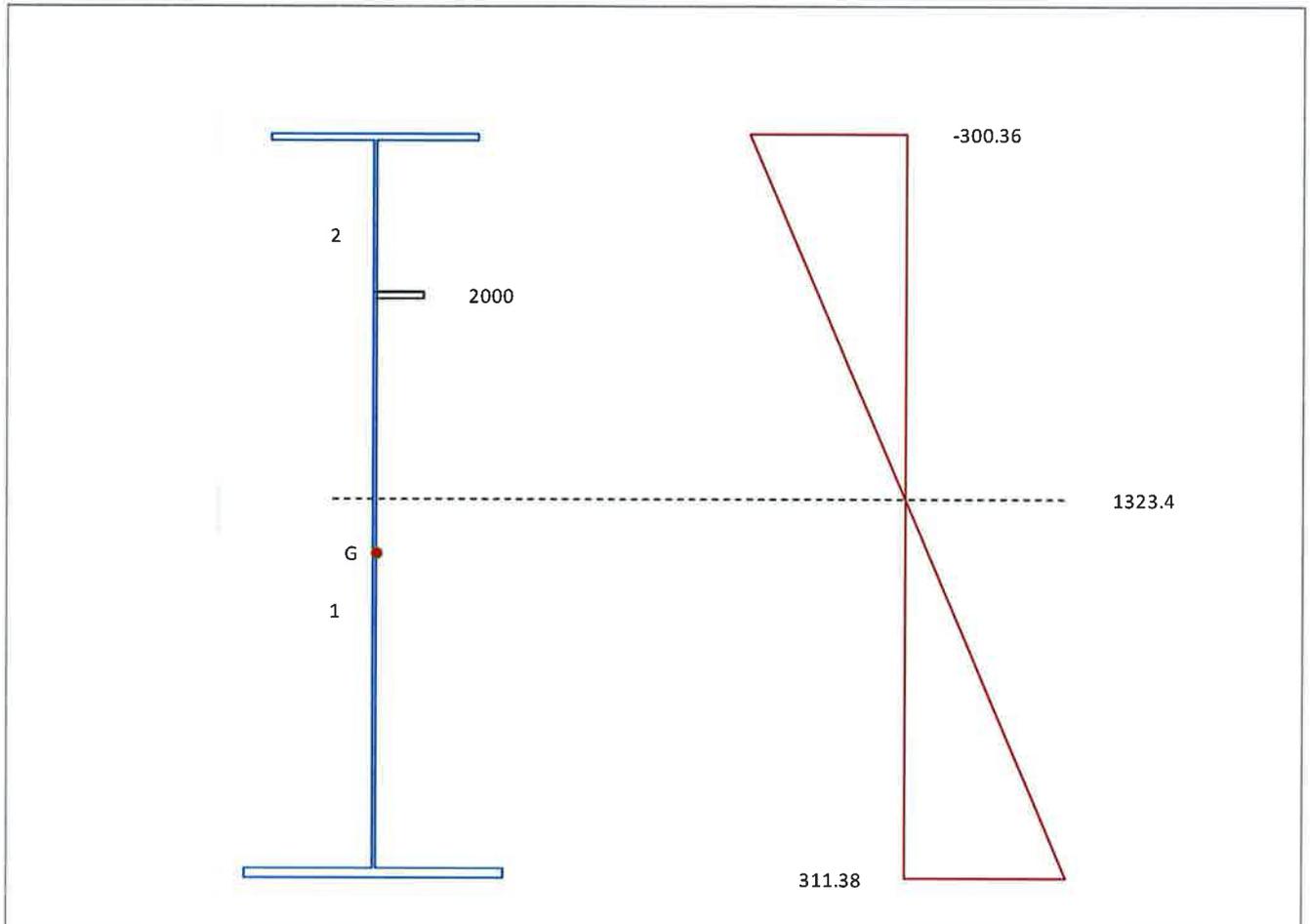


Verifica d'instabilità per taglio:

$N_{Ed} =$	4589.3	kN	Sforzo normale di progetto
$M_{Ed} =$	26937.7	kNm	Momento di progetto
$V_{Ed} =$	3007	kN	Taglio di progetto
$h_w =$	2540	mm	altezza pannello
$t =$	16	mm	spessore pannello
$N_{irr,long} =$	1		numero di irrigidimenti longitudinali
$k_{t1} =$	7.402		
$k_t =$	14.984		coefficiente per instabilità a taglio
$\eta =$	1.2		
$h_w/t =$	158.75		> 81.0000865356359 verifica necessaria!
$\sigma_E =$	7.54	N/mm ²	tensione critica euleriana
$\tau_{cr} =$	112.97	N/mm ²	tensione tangenziale critica
$f_{yw} =$	355.00	N/mm ²	tensione di snervamento del pannello
$f_{yf} =$	355.00	N/mm ²	tensione di snervamento della piattabanda
$b_f =$	303.75	mm	larghezza efficace della piattabanda
$\lambda_w =$	1.35		coefficiente di snellezza
$\chi_w =$	0.83		coefficiente funzione dell'instabilità elastica del pannello
$M_{fk} =$	17896.7	kNm	momento resistente di progetto
$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$	6285.02	kN	contributo resistente dell'anima
$M_{f,red} = \frac{M_{fk}}{\gamma_{S10}} \left(1 - \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{S10}}{(A_n + A_b) \cdot f_{yf}} \right)$	17040.23	kNm	momento resistente di progetto ridotto
$V_{bf,Rd} = \frac{h_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{a \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) \gamma_{M1}} \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,red}} \right) \right]$	-58.6	kN	contributo resistente delle piattabande
$(1.2 \cdot f_{ywd} \cdot h_w \cdot t) / \sqrt{3} =$	9086.78	kN	
$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$	6226.4	kN	> 3007 Verifica soddisfatta!
$\eta_3 =$	0.483		

$\sigma_{Edsup.} =$ **-306.38** N/mm² **Tensione al lembo superiore**

$\sigma_{Edinf.} =$ **319.81** N/mm² **Tensione al lembo inferiore**



Verifica pannello d'anima:

verifica singoli sottopannelli:

sottopannello	b	ψ	ρ	$b_{\text{subpannello}}$	$b_{\text{edge/inf}}$	$b_{\text{edge/sup}}$	b_{inf}	b_{sup}
2	530.0	0.5670	1.0000	530.0	239.1	FALSO	FALSO	290.9
1	1990.0	-1.8284	1.0000	703.6	FALSO	422.1	281.4	0.0

Verifica pannello d'anima:

verifica singoli sottopannelli:

sottopannello	b	ψ	ρ	$b_{\text{subpannello}}$	b_{eff}	$b_{\text{edge/inf,eff}}$	$b_{\text{edge/sup,eff}}$	$b_{\text{inf,eff}}$	$b_{\text{sup,eff}}$	x_{eff}
2	530.0	0.5670	1.0000	530.0	530.0	239.1	0.0	0.0	290.9	0.0
1	1990.0	-1.8284	1.0000	703.6	703.6	0.0	422.1	281.4	0.0	0.0

caratteristiche geometriche lorde irrigidimenti maggiormente compressi

	Irrigi. 1	Irrigi. 2		
$A_{sl,i} =$	13077.08	-	mm ²	area sezione lorda dell'irrigiditore
$S_{sl,i,z} =$	4.29E+05	-	mm ³	momento statico sezione lorda dell'irrigiditore
$Y_{sl,i} =$	24.78	-	mm	distanza asse baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore - asse anima
$I_{sl,i,z} =$	3.50E+07	-	mm ⁴	momento d'inerzia baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore

verifica stabilità di piastra:

piastra con un solo irrigiditore longitudinale in zona compressa:

$b_1 =$	540.0	mm	
$b_2 =$	2000.0	mm	
$a_c =$	6096.05	mm	
$\sigma_{cr,sl} =$	987.18	Mpa	tensione critica euleriana
$\sigma_{cr,p} =$	987.18	N/mm²	tensione critica del pannello per instabilità di piastra

coefficiente di riduzione per comportamento a piastra:

$A_c =$	12885.00	mm ²	area lorda pannello in compressione eccetto subpannelli esterni
$A_{sl,eff.} =$	3600.00	mm ²	area effettiva irrigidimenti in zona compressa
$\Sigma \rho_{loc} b_{c,loc} t =$	9477.08	mm ²	area effettiva pannello in zona compressa
$A_{c,eff,loc} =$	13077.08	mm ²	area efficace pannello e irrigidimenti in zona compressa
$\beta_{A,c}^p =$	1.0149		
$\lambda_p =$	0.6041		snellezza relativa di piastra del pannello
$\psi =$	-1.0367		
$\rho =$	1		

verifica stabilità di colonna:

$b_c =$	1251.6	mm	distanza lembo maggiormente compresso - asse neutro
$b_{s,l} =$	711.6	mm	distanza irr. maggiormente compresso - asse neutro
$A_{sl,1} =$	13077.08	mm ²	area sezione lorda dell'irrigiditore
$I_{sl,1} =$	3.504E+07	mm ⁴	momento d'inerzia baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore
$\sigma_{cr,sl} =$	964.22	N/mm ²	tensione critica euleriana irri. maggiormente compresso
$\sigma_{cr,c} =$	1695.94	N/mm²	tensione critica di colonna
$A_{sl,1,eff.} =$	13077.08	mm ²	
$\beta_{A,c}^c =$	1.0000		
$\lambda_c =$	0.458		snellezza relativa di colonna del pannello
$i =$	51.77	mm	raggio d'inerzia sezione lorda dell' irrigiditore
$e_2 =$	24.78	mm	distanza lamiera- baricentro sezione efficace irrigi.
$e_1 =$	73.22	mm	
$e =$	73.22	mm	
$\alpha =$	0.49		fattore di imperfezione
$\alpha_e =$	0.617		fattore di imperfezione amplificato
$\Phi =$	0.6841		
$\chi_c =$	0.8384		fattore di riduzione instabilità di colonna
<u>coefficiente di riduzione per instabilità di piastra e di colonna:</u>			
$\zeta =$	0.0000		
$\rho_c =$	0.838	$=(\rho - \chi_c)\xi(2 - \xi) + \chi_c$	

calcolo caratteristiche geometriche efficaci:

$t_{w,eff.} =$	13.41	mm	spessore anima zona compressa efficace
$t_{s1,1,eff.} =$	16.77	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$t_{s1,2,eff.} =$	-	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$A_{c,eff.} =$	97914.18	mm ²	area sezione lorda efficace
$h_{a.Gz,eff} =$	1111.29	mm	posizione asse baricentrico sezione lorda efficace
$Y_{Gs.lorda} =$	3.02	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda efficace-asse anima
$e_{Nz} =$	-24.58	mm	eccentricità lungo "z" asse neutro sezione efficace
$e_{Ny} =$	-0.53	mm	
$I_{y,eff.} =$	1.13E+11	mm ⁴	momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda efficace
$W_{y,eff.} =$	-7.61E+07	mm ³	modulo di resistenza "y"
$I_{z,eff.} =$	2.10E+17	mm ⁴	
$W_{z,eff.} =$	1.19E+15	mm ³	
$N_{Ed} =$	4589.3	KN	Sforzo normale di progetto
$M_{Ed} =$	26937.7	KNm	Momento di progetto
$M_{Loc,Ed} =$	0.00	KNm	Momento LOCALE di progetto

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} f_y A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{y,N})}{\gamma_{M0} f_y W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{z,N})}{\gamma_{M0} f_y W_{z,eff}} \leq 1,0$$

0.9374 < 1 Verifica soddisfatta!

$\eta_1 = 0.94$

$\eta_{comb.} = 0.94$

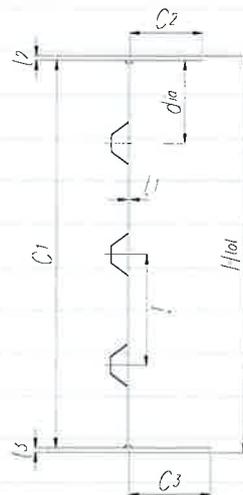
6.4.1.2 Concio C3 Sezione

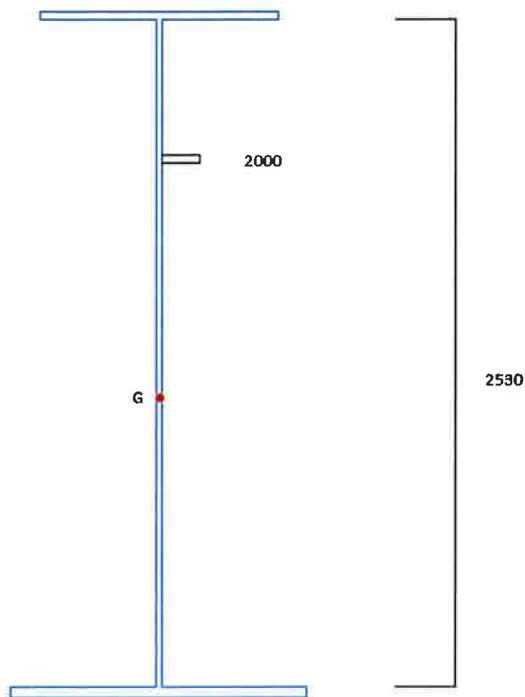
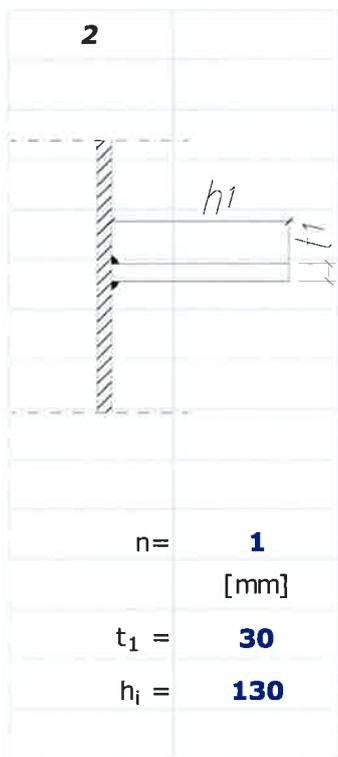
Materiali e caratteristiche di resistenza

qualità di acciaio:	S 355		
E_a [MPa]	210000	Modulo elastico acciaio	
ν	0.3	Coefficiente di Poisson	
G_a [MPa]	80769.2	Modulo di taglio acciaio	
f_y [MPa]	355	Tensione di snervamento ($t \leq 40$ mm)	
f_y [MPa]	335	Tensione di snervamento ($40 < t \leq 80$ mm)	
f_y [MPa]	335	Tensione di snervamento ($t > 80$ mm)	
S.L.U γ_{M0}	1.05	Coeff. di sicurezza resistenza sezioni classe 1-2-3-4	
S.L.U γ_{M1}	1.10	Coeff. di sicurezza resistenza all'instabilità	
S.L.U γ_{M2}	1.25	Coeff. di sicurezza per sezioni indebolite dai fori	
ϵ	0.81		

Geometria trave - pannello d'anima

Htot=	2600	mm	
C1=	2530	mm	
t1=	16	mm	
C2=	392	mm	
t2=	30	mm	
C3=	492	mm	
t3=	40	mm	
Irrigidimento=	2	tipologia di irrigidimento adottata	
N _{irr,long} =	1	numero di irrigidimenti longitudinali	
h _{i,irr,long} =	ΔH	altezze irrigidimenti longitudinali	
a=	2400	mm	lunghezza pannello tra due irrigidimenti trasversali
A _{s,lorda} =	108080	mm ²	area sezione lorda
Z _{Gs,lorda} =	1138.1	mm	posizione "z" asse baricentrico sezione lorda
I _{s,lorda,y} =	1.259E+11	mm ⁴	momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda
Y _{Gs,lorda} =	3.26	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda-asse anima
I _{s,lorda,z} =	4.66E+09	mm ⁴	momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda
A _{p,anima} =	44080	mm ²	area sezione lorda pannello d'anima
Y _{p,anima} =	8.00	mm	posizione "Y" asse baricentrico sezione lorda pannello d'anima
I _{p,anima} =	4.233E+07	mm ⁴	momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda pannello d'anima





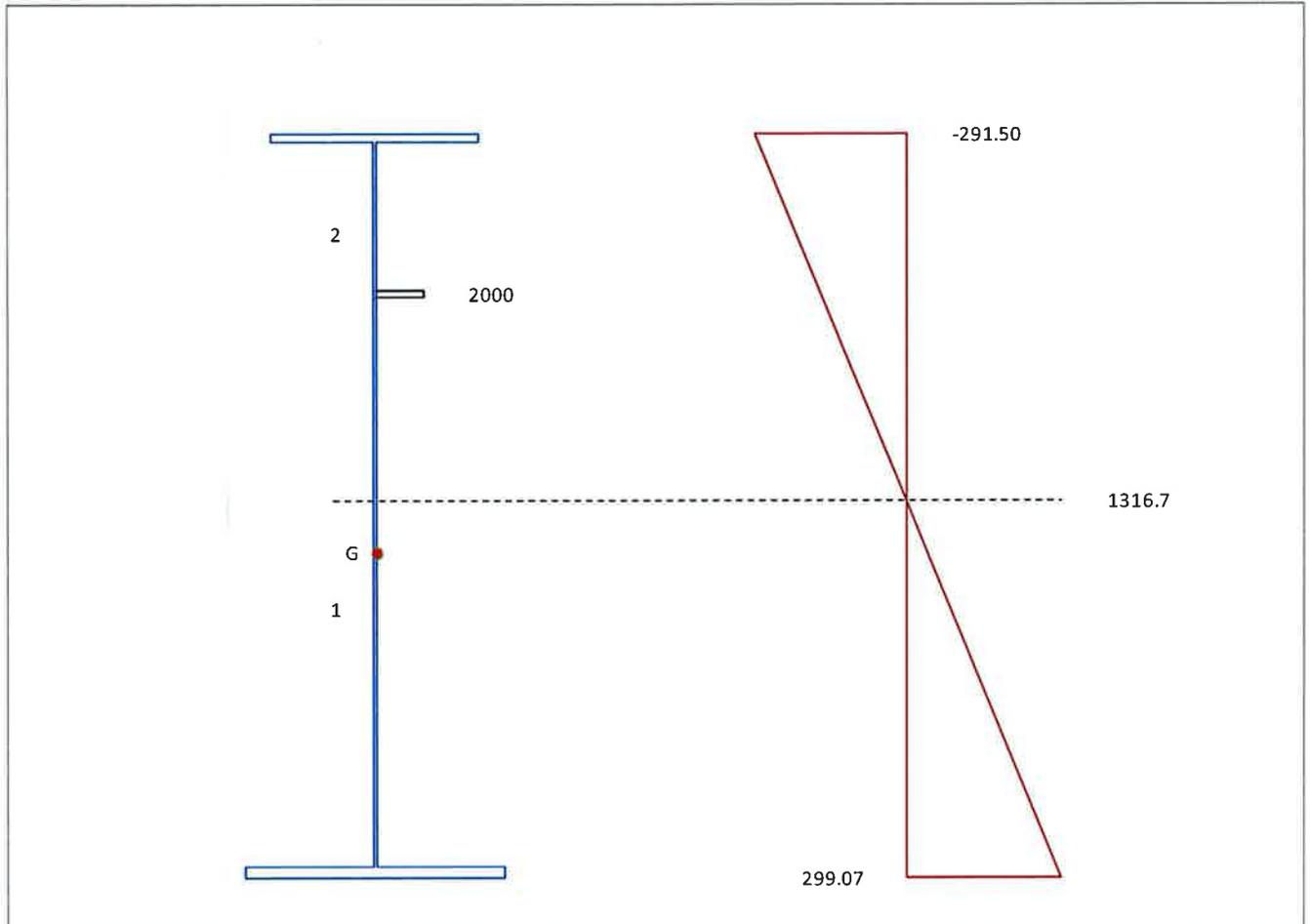
Classe anima	4	Classe piattabanda anima (soggetta a flessione)	
Classe ala sup.	4	Classe piattabanda ala sup. (soggetta a compressione)	
Classe ala inf.	4	Classe piattabanda ala inf. (soggetta a compressione)	
Irrigidimenti longitudinali sull'anima:			
$t_1 =$	20.0	mm	spessore irrigidimento
$t_2 =$	-	mm	-
$h_i =$	180.0	mm	altezza irrigidimento
$b_{min,i} =$	-	mm	-
$l =$	-	mm	-
$l_{coll.} =$	408.8	mm	larghezza pannello collaborante con l'irrigidimento
$a =$	2400.0	mm	lunghezza pannello tra due irrigidimenti trasversali
$A_{sl,i} =$	10140.8	mm ²	area sezione lorda dell'irrigiditore
$S_{sl,i,z} =$	433926.4	mm ³	momento statico sezione lorda dell'irrigiditore
$y_{sl,i} =$	34.79	mm	distanza asse baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore - asse anima
$I_{sl,i,z} =$	3.22E+07	mm ⁴	momento d'inerzia baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore

Verifica d'instabilità per taglio:

$N_{Ed} =$	4619.0	kN	Sforzo normale di progetto
$M_{Ed} =$	29389.8	kNm	Momento di progetto
$V_{Ed} =$	1378	kN	Taglio di progetto
$h_w =$	2530	mm	altezza pannello
$t =$	16	mm	spessore pannello
$N_{rr, long} =$	1		numero di irrigidimenti longitudinali
$k_{t1} =$	7.394		
$k_{\tau} =$	14.931		coefficiente per instabilità a taglio
$\eta =$	1.2		
$h_w/t =$	158.13		> 80.8548426548678 verifica necessaria!
$\sigma_E =$	7.60	N/mm ²	tensione critica euleriana
$\tau_{cr} =$	113.46	N/mm ²	tensione tangenziale critica
$f_{yw} =$	355.00	N/mm ²	tensione di snervamento del pannello
$f_{yf} =$	355.00	N/mm ²	tensione di snervamento della piattabanda
$b_f =$	364.5	mm	larghezza efficace della piattabanda
$\lambda_w =$	1.35		coefficiente di snellezza
$\chi_w =$	0.67		coefficiente funzione dell'instabilità elastica del pannello
$M_{fk} =$	21431.3	kNm	momento resistente di progetto
$V_{bw, Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$	5038.54	kN	contributo resistente dell'anima
$M_{f, red} = \frac{M_{fk}}{\gamma_{M1}} \left[1 - \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{(A_n + A_{n1}) \cdot f_{yf}} \right]$	20406.40	kNm	momento resistente di progetto ridotto
$V_{bf, Rd} = \frac{h_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{a \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot b_w^2 \cdot f_{yw}} \right) \gamma_{M1}} \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f, red}} \right) \right]$	-76.1	kN	contributo resistente delle piattabande
$(1.2 \cdot f_{ywd} \cdot h_w \cdot t) / \sqrt{3} =$	9051.00	kN	
$V_{b, Rd} = V_{bw, Rd} + V_{bf, Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$	4962.4	kN	> 1378 Verifica soddisfatta!
$\eta_3 =$	0.278		

$\sigma_{Edsup.} =$ **-298.50** N/mm² **Tensione al lembo superiore**

$\sigma_{Edinf.} =$ **308.41** N/mm² **Tensione al lembo inferiore**



Verifica pannello d'anima:

verifica singoli sottopannelli:

sottopannello	b	ψ	ρ	$b_{\text{subpannello}}$	$b_{\text{edge/inf}}$	$b_{\text{edge/sup}}$	b_{inf}	b_{sup}
2	520.0	0.5756	1.0000	520.0	235.1	FALSO	FALSO	284.9
1	1990.0	-1.7825	1.0000	715.2	FALSO	429.1	286.1	0.0

Verifica pannello d'anima:

verifica singoli sottopannelli:

sottopannello	b	ψ	ρ	$b_{\text{subpannello}}$	b_{inf}	$b_{\text{edge/inf,eff}}$	$b_{\text{edge/sup,eff}}$	$b_{\text{inf,eff}}$	$b_{\text{sup,eff}}$	x_{eff}
2	520.0	0.5756	1.0000	520.0	520.0	235.1	0.0	0.0	284.9	0.0
1	1990.0	-1.7825	1.0000	715.2	715.2	0.0	429.1	286.1	0.0	0.0

caratteristiche geometriche lorde irrigidimenti maggiormente compressi

	Irrigi.1	Irrigi.2		
$A_{sl,i} =$	13056.20	-	mm ²	area sezione lorda dell'irrigiditore
$S_{sl,i,z} =$	4.28E+05	-	mm ³	momento statico sezione lorda dell'irrigiditore
$Y_{sl,i} =$	24.82	-	mm	distanza asse baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore - asse anima
$I_{sl,i,z} =$	3.50E+07	-	mm ⁴	momento d'inerzia baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore

verifica stabilità di piastra:

piastra con un solo irrigiditore longitudinale in zona compressa:

$b_1 =$	530.0	mm		
$b_2 =$	2000.0	mm		
$a_c =$	6044.63	mm		
$\sigma_{cr,sl} =$	989.11	Mpa		tensione critica euleriana
$\sigma_{cr,p} =$	989.11	N/mm²		tensione critica del pannello per instabilità di piastra

coefficiente di riduzione per comportamento a piastra:

$A_c =$	12866.52	mm ²		area lorda pannello in compressione eccetto subpannelli esterni
$A_{sl,eff.} =$	3600.00	mm ²		area effettiva irrigidimenti in zona compressa
$\sum \rho_{loc} b_{c,loc} t =$	9456.20	mm ²		area effettiva pannello in zona compressa
$A_{c,eff,loc} =$	13056.20	mm ²		area efficace pannello e irrigidimenti in zona compressa
$\beta_{A,c}^p =$	1.0147			
$\lambda_p =$	0.6035			snellezza relativa di piastra del pannello
$\psi =$	-1.0260			
$\rho =$	1			

<u>verifica stabilità di colonna:</u>			
$b_c =$	1253.3	mm	distanza lembo maggiormente compresso - asse neutro
$b_{s,l} =$	723.3	mm	distanza irr. maggiormente compresso - asse neutro
$A_{s,l} =$	13056.20	mm ²	area sezione lorda dell'irrigiditore
$I_{s,l} =$	3.503E+07	mm ⁴	momento d'inerzia baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore
$\sigma_{cr,s} =$	965.33	N/mm ²	tensione critica euleriana irri. maggiormente compresso
$\sigma_{cr,c} =$	1672.65	N/mm²	tensione critica di colonna
$A_{s,l,eff.} =$	13056.20	mm ²	
$\beta_{A,c}^c =$	1.0000		
$\lambda_c =$	0.461		snellezza relativa di colonna del pannello
$i =$	51.80	mm	raggio d'inerzia sezione lorda dell' irrigiditore
$e_2 =$	24.82	mm	distanza lamiera- baricentro sezione efficace irrigi.
$e_1 =$	73.18	mm	
$e =$	73.18	mm	
$\alpha =$	0.49		fattore di imperfezione
$\alpha_e =$	0.617		fattore di imperfezione amplificato
$\Phi =$	0.6866		
$\chi_c =$	0.8364		fattore di riduzione instabilità di colonna
<u>coefficiente di riduzione per instabilità di piastra e di colonna:</u>			
$\zeta =$	0.0000		
$\rho_c =$	0.836	$=(\rho - \chi_c)\xi(2 - \xi) + \chi_c$	

calcolo caratteristiche geometriche efficaci:

$t_{w,eff.} =$	13.38	mm	spessore anima zona compressa efficace
$t_{sl,1,eff.} =$	16.73	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$t_{sl,2,eff.} =$	-	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$A_{c,eff.} =$	107219.73	mm ²	area sezione lorda efficace
$h_{a,Gz,eff} =$	1115.07	mm	posizione asse baricentrico sezione lorda efficace
$Y_{Gs.lorda} =$	2.75	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda efficace-asse anima
$e_{Nz} =$	-23.08	mm	eccentricità lungo "z" asse neutro sezione efficace
$e_{Ny} =$	-0.51	mm	
$I_{y,eff.} =$	1.28E+11	mm ⁴	momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda efficace
$W_{y,eff.} =$	-8.64E+07	mm ³	modulo di resistenza "y"
$I_{z,eff.} =$	2.50E+17	mm ⁴	
$W_{z,eff.} =$	1.41E+15	mm ³	
$N_{Ed} =$	4619.0	KN	Sforzo normale di progetto
$M_{Ed} =$	29389.8	KNm	Momento di progetto
$M_{Loc_Ed} =$	0.00	KNm	Momento LOCALE di progetto
$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{y,N})}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{z,N})}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{z,eff}} \leq 1,0$			
	0.8990		< 1 Verifica soddisfatta!
$\eta_1 =$	0.90		
$\eta_{comb.} =$	0.90		

6.4.1.1 Pioli Nelson

La verifica dei pioli viene effettuata a completo ripristino. La sollecitazione massima di compressione che può assorbire la soletta risulta pari $[Ac-(As+As')]x f_{cd} + (As+As')x f_{yd}$ pari a 26424 kN. Tale azione di scorrimento nel caso di trave appoggiata viene spalmata su metà della luce di calcolo pari a 24 m. Si ottiene uno scorrimento pari a $26424/24 = 1102$ kN/m

Resistenza di progetto singolo connettore-EC4 §6.3.1.

$$P_{Rd1} = 0.8 \frac{f_u \pi d^2}{\gamma_v} = 0 \quad [\text{kN}]$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} = 0 \quad [\text{kN}]$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd1}, P_{Rd2}) \cdot K$$

$K = 1$

h piolo	175 mm
d	22 mm
n pioli per fila	4 ---
passo della singola fila	200 mm
alfa	1
gamma v	1.25
ft	450 MPa
fck	32 MPa
Ec	33346 MPa
fi visc	1.6
Ec,LT	12825 MPa
PRd,a	109 kN
PRd,c	72 kN
PRd	72 kN
Resistenza singola fila di pioli	288 kN
Resistenza dei pioli in un metro di trave	1439 kN

I.R. l'indice di resistenza risulta pari a $1102/1439 = 0.77$

6.4.2 DIAFRAMMA SU SPALLA

Nei paragrafi seguenti si riportano le verifiche di resistenza del traverso pieno di testata. Il traverso è caratterizzato da un pannello di spessore 20 mm irrigidito da montanti costituiti anch'essi da piatti da 20 mm, come descritto nella figura seguente. Tutte le giunzioni tra gli elementi metallici sono realizzate con saldature a completa penetrazione di prima classe. nel seguito del paragrafo vengono pertanto omesse le verifiche di sicurezza delle saldature.

Operando a vantaggio di sicurezza, le verifiche sono condotte trascurando il contributo resistente del calcestruzzo.

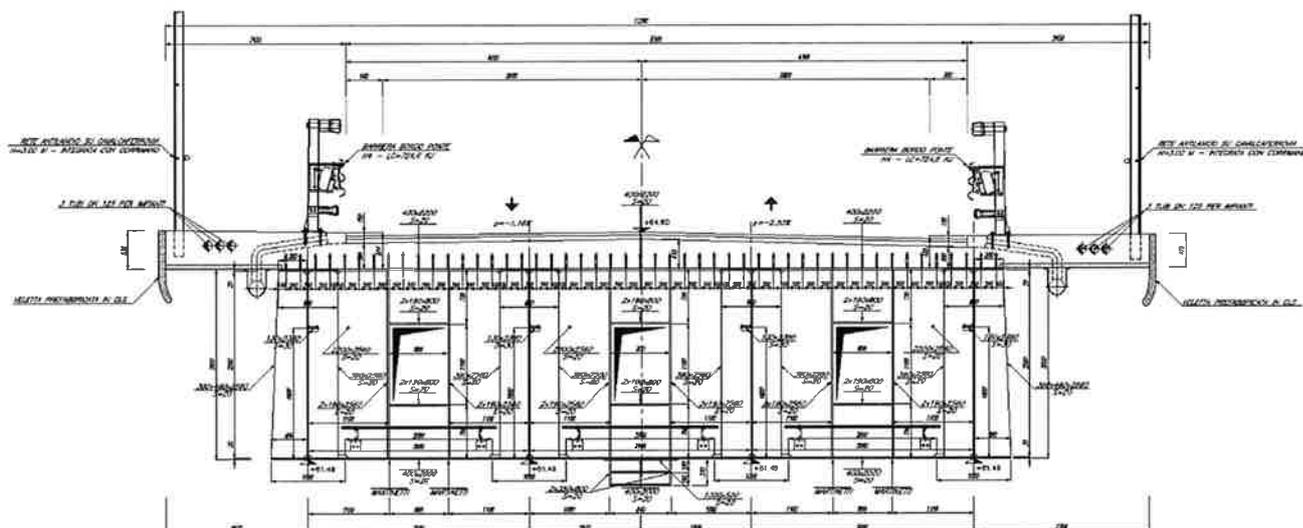


Figura 28: Traverso di testata sezione

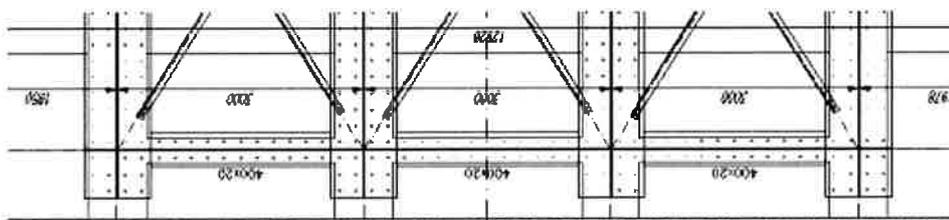


Figura 29: Traverso di testata pianta

Le verifiche di resistenza sono state condotte in corrispondenza di due sezioni: la prima passante per un pannello non forato (denominata SP); la seconda per il passo d'uomo (denominata SF).

La struttura è stata verificata nei confronti di tre distinte configurazioni di carico: la prima corrispondente alla sollecitazione torcente massima, determinabile mediante combinazione di carico con applicato il Gruppo veicolare 1 come carico dominante. Si rimanda al paragrafo 6.4.2.1 per le verifiche strutturali.

Si è poi proceduto alla verifiche nei confronti delle sollecitazioni determinabili in fase di sollevamento in cui si sono assunti nulli i carichi veicolari ed accidentali. Si rimanda al paragrafo 6.4.2.2 per le verifiche strutturali.

La terza ed ultima configurazione di carico è relativa allo scenario di rottura degli apparecchi di appoggio fissi in direzione trasversale sotto azione sismica. Si rimanda al paragrafo 6.4.2.3 per le verifiche strutturali.

6.4.2.1 CDC 1

Il momento torcente massimo risulta pari a 6352 kNm. Si assume, cautelativamente, che il momento torcente venga assorbito da azioni taglianti come rappresentato nella figura seguente.

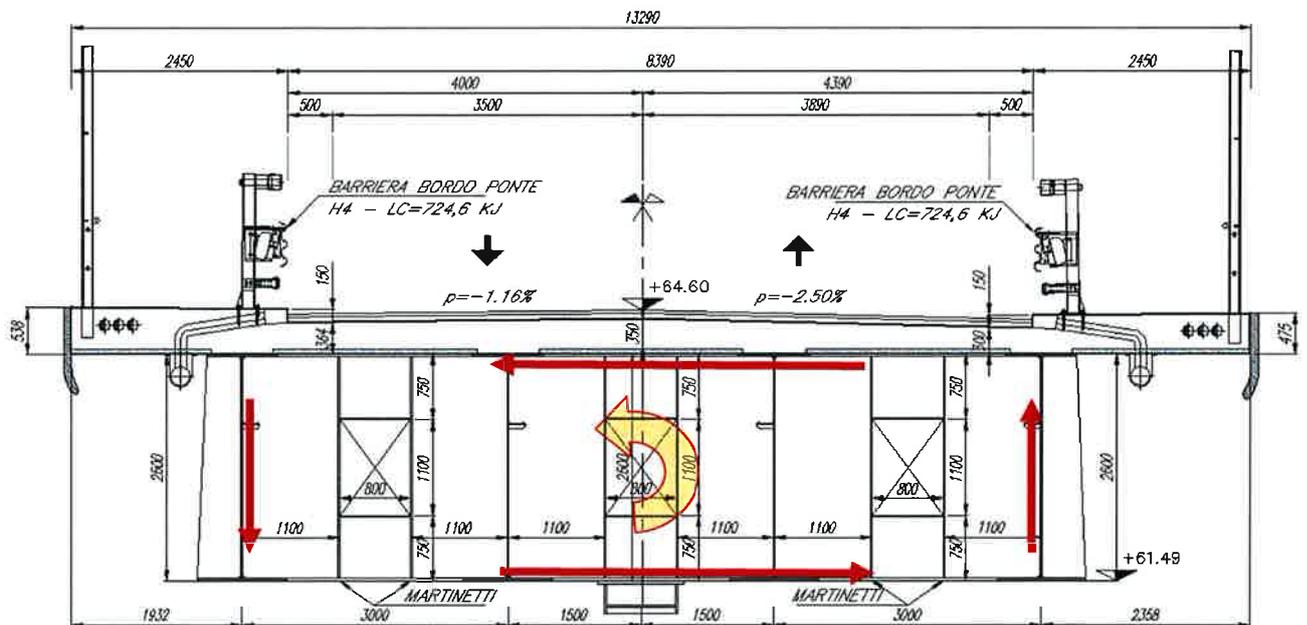


Figura 30: Traverso di testata Schema di calcolo in fase di esercizio

Il valore del taglio al metro agente sul perimetro del pannello è dettagliato nel seguito.

Mt	6352	kNm
Mt/2	3175.83	kNm
bv	2.60	m
bh	9.00	m
Tv	352.87	kN
Th	1221.47	kN
Lv	2.60	m
Lh	9.00	m
Tv/m	135.72	kN/m
Th/m	135.72	kN/m

Per le verifiche di sicurezza si rimanda al paragrafo 6.4.2.2 in quanto dimensionante.

6.4.2.2 CDC 2

In fase di sollevamento dell'impalcato si assume che il carico permanente dell'impalcato sia completamente trasferito alla spalla mediante i martinetti di sollevamento e che non siano presenti carichi accidentali veicolari. Sotto tale ipotesi il diaframma ha un comportamento a parete vincolato su quattro punti e sollecitato da quattro carichi puntuali (le travi). Il tutto come meglio rappresentato nella figura seguente.

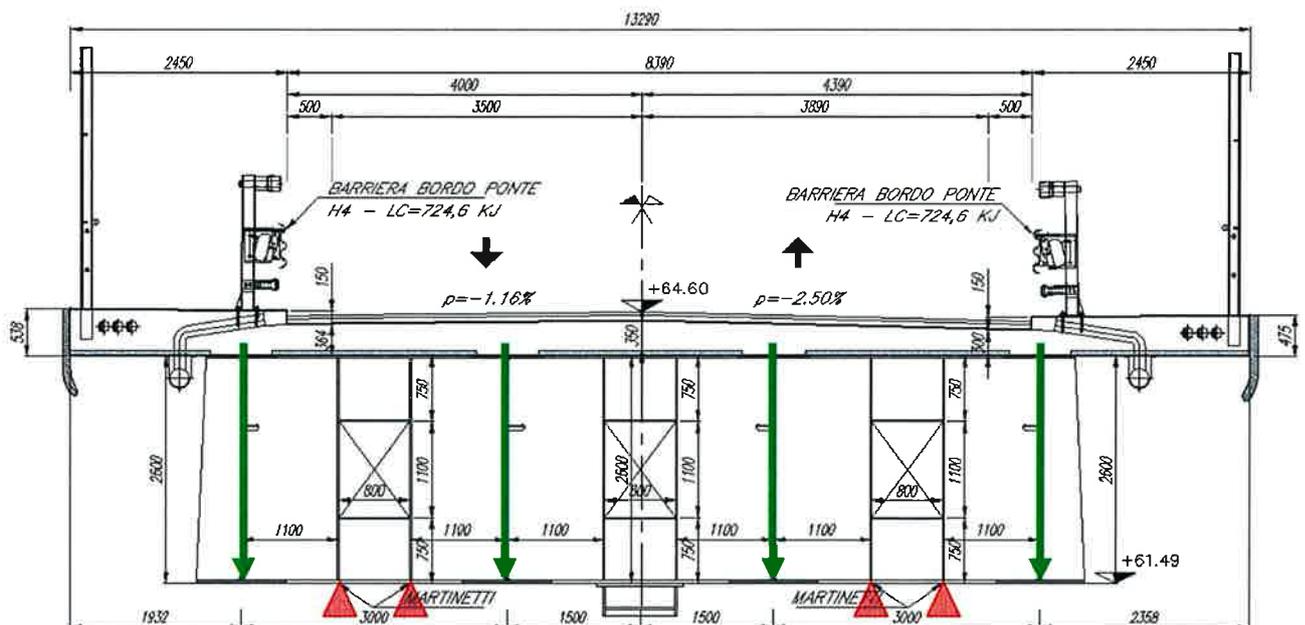
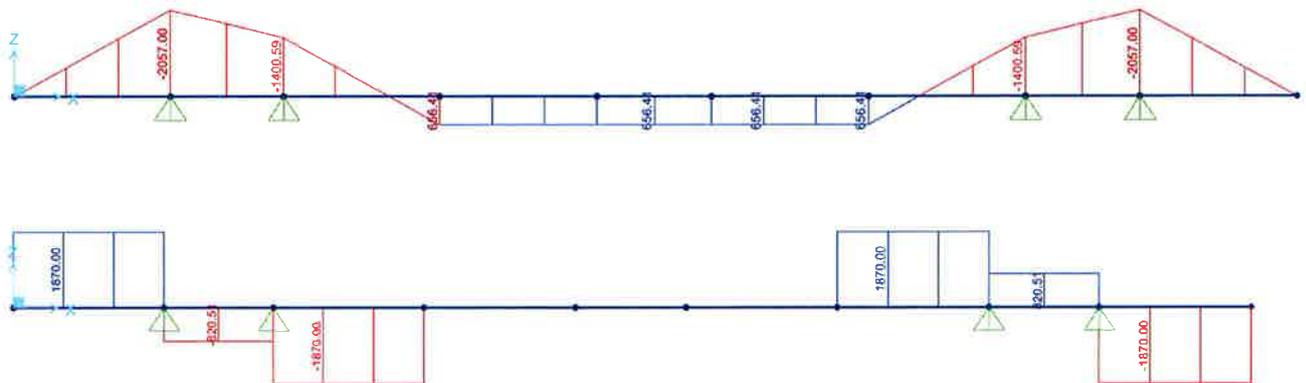


Figura 31: Traverso di testata Schema di calcolo in fase di sollevamento

Il carico agente concentrato (indicato con la freccia verde in figura) è stato cautelativamente assunto pari alla reazione massima dei quattro appoggi della spalla ($1870 \text{ kN} = 1.35 \cdot G1 + 1.5 \cdot G2 + 1.5 \cdot Qv_{ps}$).

Le sollecitazioni agenti sono state determinate mediante un modello di calcolo a trave continua su quattro appoggi fissi (i martinetti).

I risultati in termini di momento flettente e taglio sono rappresentati nelle figure seguenti.



6.4.2.2.1 Verifica in adiacenza del passo d'uomo

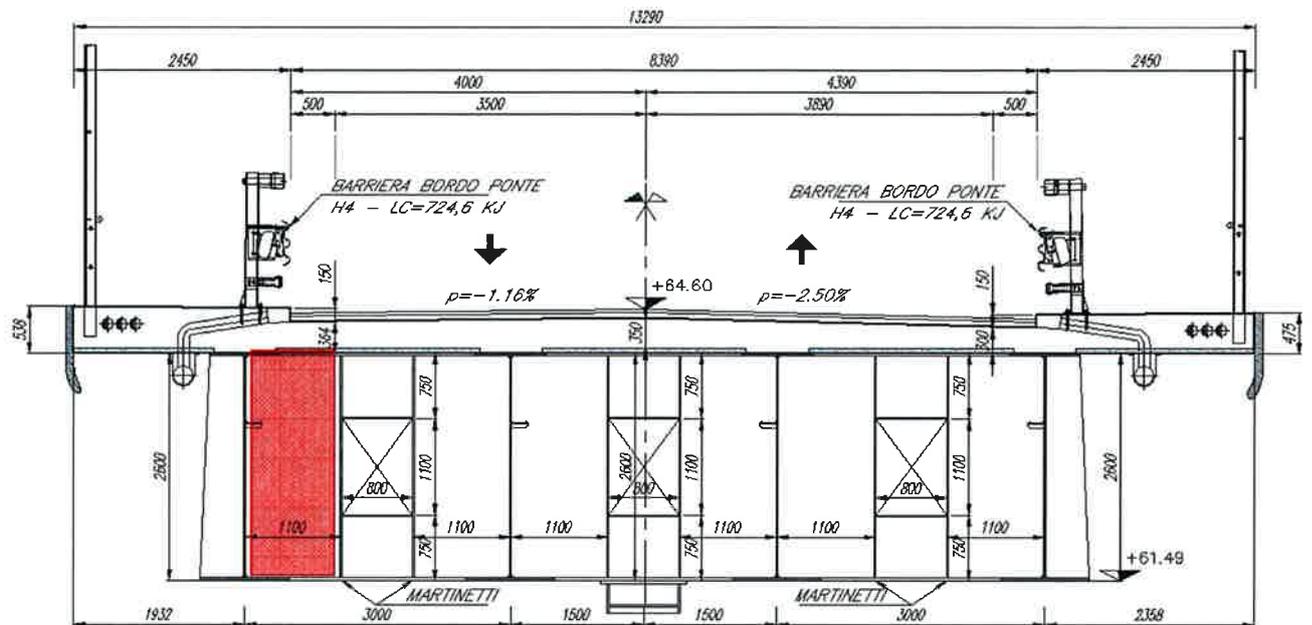


Figura 32: Traverso di testata individuazione dei pannelli di calcolo

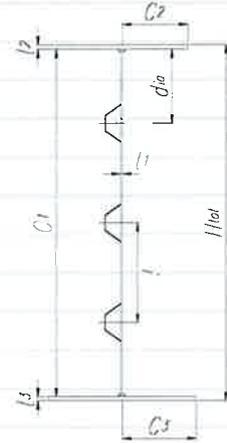
Le verifiche sono condotte adottando le sollecitazioni massime agenti sul sottopannello pari a $M = 2057$ kNm e $V = 1870$ kN.

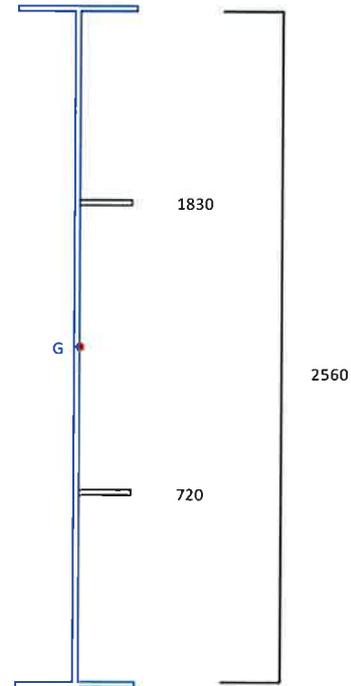
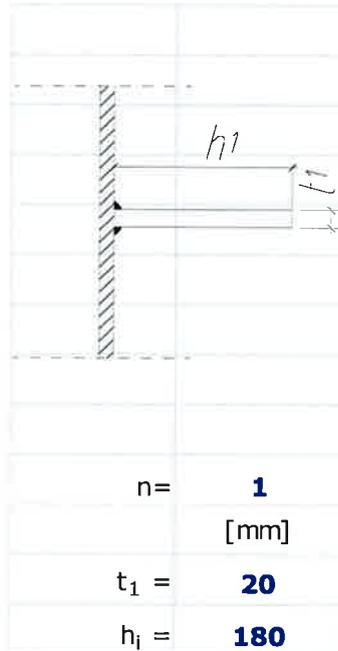
Materiali e caratteristiche di resistenza

qualità di acciaio:	S 355	
E_a [MPa]	210000	Modulo elastico acciaio
ν	0.3	Coefficiente di Poisson
G_a [MPa]	80769.2	Modulo di taglio acciaio
f_y [MPa]	355	Tensione di snervamento ($t \leq 40$ mm)
f_y [MPa]	335	Tensione di snervamento ($40 < t \leq 80$ mm)
f_y [MPa]	335	Tensione di snervamento ($t > 80$ mm)
S.L.U γ_{M0}	1.05	Coeff. di sicurezza resistenza sezioni classe 1-2-3-4
S.L.U γ_{M1}	1.10	Coeff. di sicurezza resistenza all'instabilità
S.L.U γ_{M2}	1.25	Coeff. di sicurezza per sezioni indebolite dai fori
ϵ	0.81	

Geometria trave - pannello d'anima

Htot=	2600	mm	
C1=	2560	mm	
t1=	20	mm	
C2=	190	mm	
t2=	20	mm	
C3=	190	mm	
t3=	20	mm	
Irrigidimento=	2	tipologia di irrigidimento adottata	
Nirr, long=	2	numero di irrigidimenti longitudinali	
hi, irr, long=	ΔH	altezze irrigidimenti longitudinali	
a=	800	mm	lunghezza pannello tra due irrigidimenti trasversali
As, lorda =	74400	mm ²	area sezione lorda
ZGs, lorda =	1299.5	mm	posizione "z" asse baricentrico sezione lorda
Is, lorda, y =	5.681E+10	mm ⁴	momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda
YGs, lorda =	9.68	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda-asse anima
Is, lorda, z =	3.00E+08	mm ⁴	momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda
Ap, anima =	58400	mm ²	area sezione lorda pannello d'anima
Yp, anima =	12.33	mm	posizione "Y" asse baricentrico sezione lorda pannello d'anima
Ip, anima =	8.427E+07	mm ⁴	momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda pannello d'anima
Classe anima	4	Classe piattabanda anima (soggetta a flessione)	
Classe ala sup.	3	Classe piattabanda ala sup. (soggetta a compressione)	
Classe ala inf.	3	Classe piattabanda ala inf. (soggetta a compressione)	





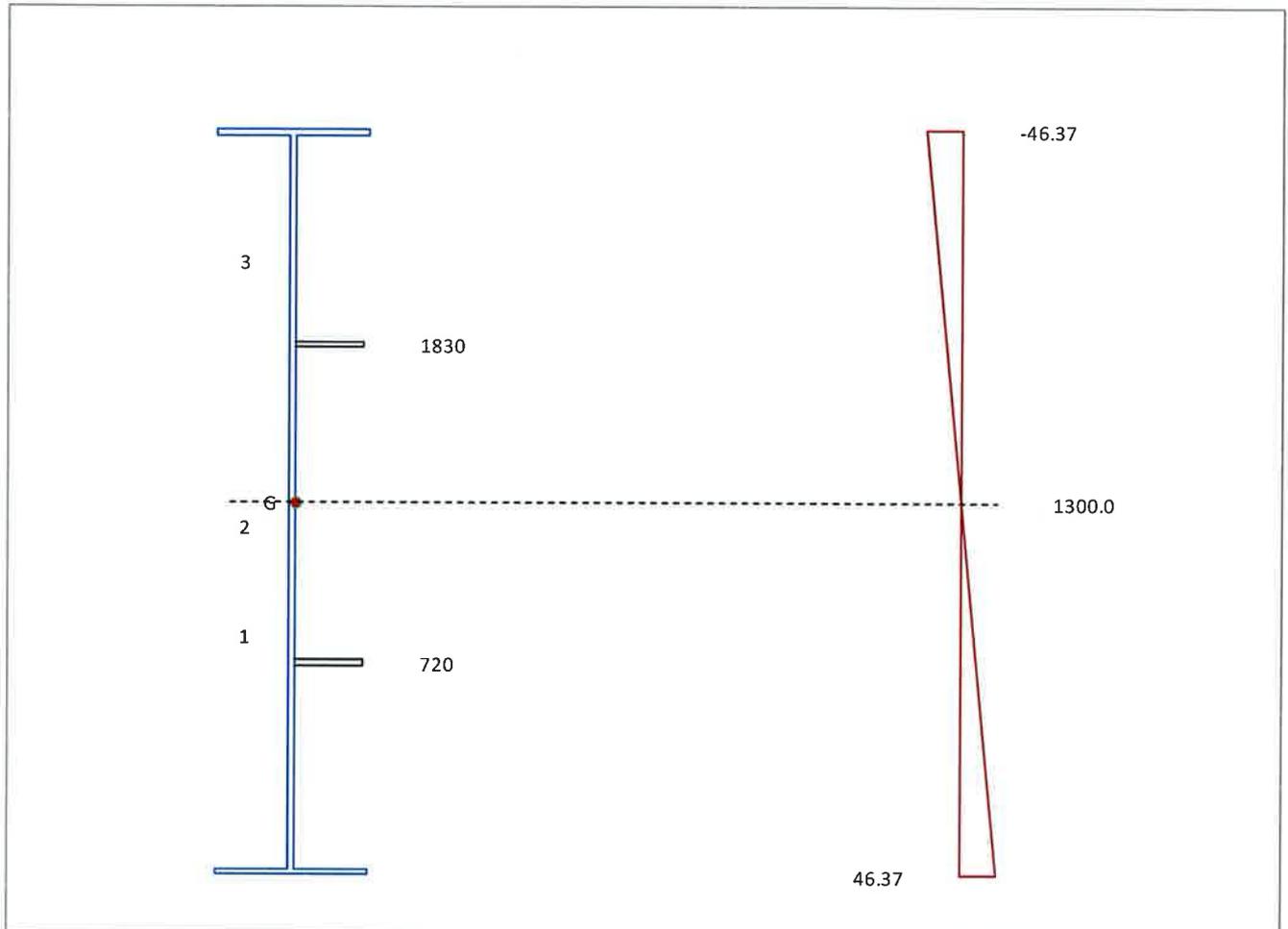
Irrigidimenti longitudinali sull'anima:

$t_1 =$	20.0	mm	spessore irrigidimento
$t_2 =$	-	mm	-
$h_i =$	180.0	mm	altezza irrigidimento
$b_{min,i} =$	-	mm	-
$l =$	-	mm	-
$l_{coll.} =$	506.0	mm	larghezza pannello collaborante con l'irrigidimento
$a =$	800.0	mm	lunghezza pannello tra due irrigidimenti trasversali
$A_{sl,i} =$	13720	mm ²	area sezione lorda dell'irrigiditore
$S_{sl,i,z} =$	497200.0	mm ³	momento statico sezione lorda dell'irrigiditore
$Y_{sl,i} =$	26.24	mm	distanza asse baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore - asse anima
$I_{sl,i,z} =$	3.66E+07	mm ⁴	momento d'inerzia baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore

Verifica d'instabilità per taglio:

$N_{Ed} =$	0.0	kN	Sforzo normale di progetto	
$M_{Ed} =$	2057.7	kNm	Momento di progetto	
$V_{Ed} =$	1870	kN	Taglio di progetto	
$h_w =$	2560	mm	altezza pannello	
$t =$	20	mm	spessore pannello	
$N_{irr,long} =$	2		numero di irrigidimenti longitudinali	
$k_{fl} =$	18.153			
$k_{\tau} =$	45.072		coefficiente per instabilità a taglio	
$\eta =$	1.2			
$h_w/t =$	128.00	< 140.48098600737	pannello verificato	
$\sigma_E =$	11.60	N/mm ²	tensione critica euleriana	
$\tau_{cr} =$	522.68	N/mm ²	tensione tangenziale critica	
$f_{yw} =$	355.00	N/mm ²	tensione di snervamento del pannello	
$f_{yf} =$	355.00	N/mm ²	tensione di snervamento della piattabanda	
$b_f =$	243	mm	larghezza efficace della piattabanda	
$\lambda_w =$	0.63		coefficiente di snellezza	
$\chi_w =$	1.20		coefficiente funzione dell'instabilità elastica del pannello	
$M_{fk} =$	6979.2	KNm	momento resistente di progetto	
$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$	$V_{bw,Rd} =$	11447.91	KN	contributo resistente dell'anima
$M_{f,red} = \frac{M_{fk}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{(A_{R1} + A_{R2}) \cdot f_{yf}} \right)$	$M_{f,red} =$	6646.82	KNm	momento resistente di progetto ridotto
$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{a \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) \gamma_{M1}} \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,red}} \right) \right]$	$V_{bf,Rd} =$	78.4	KN	contributo resistente delle piattabande
$(1.2 \cdot f_{ywd} \cdot h_w \cdot t) / \sqrt{3} =$	11447.91	KN		
$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$	$V_{b,Rd} =$	11447.9	KN	> 1870 Verifica soddisfatta!
$\eta_3 =$	0.163			

$\sigma_{Edsup.} =$	-47.09	N/mm²	Tensione al lembo superiore
$\sigma_{Edinf.} =$	47.09	N/mm²	Tensione al lembo inferiore



Verifica pannello d'anima:

verifica singoli sottopannelli:

sottopannello	b	ψ	ρ	$b_{\text{subpannello}}$	$b_{\text{edge/inf}}$	$b_{\text{edge/sup}}$	b_{inf}	b_{sup}
3	720.0	0.4297	1.0000	720.0	315.1	FALSO	FALSO	404.9
2	-1130.0	-0.9821	1.0000	-570.1	0.0	-342.1	-228.0	FALSO
1	1820.0	-2.3273	1.0000	547.0	FALSO	328.2	218.8	0.0

Verifica pannello d'anima:

verifica singoli sottopannelli:

sottopannello	b	ψ	ρ	$b_{subpannello}$	b_{eff}	$b_{edge/inf,eff}$	$b_{edge/sup,eff}$	$b_{inf,eff}$	$b_{sup,eff}$	x_{eff}
3	720.0	0.4297	1.0000	720.0	720.0	315.1	0.0	0.0	404.9	0.0
2	-1130.0	-0.9821	1.0000	-570.1	-570.1	0.0	-342.1	-228.0	0.0	0.0
1	1820.0	-2.3273	1.0000	547.0	547.0	0.0	328.2	218.8	0.0	0.0

caratteristiche geometriche lorde irrigidimenti maggiormente compressi

	Irrigi.1	Irrigi.2		
$A_{sl,i} =$	16474.42	-	mm ²	area sezione lorda dell'irrigiditore
$S_{sl,i,z} =$	4.89E+05	-	mm ³	momento statico sezione lorda dell'irrigiditore
$y_{sl,i} =$	19.67	-	mm	distanza asse baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore - asse anima
$I_{sl,i,z} =$	3.84E+07	-	mm ⁴	momento d'inerzia baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore

verifica stabilità di piastra:

piastra con un solo irrigiditore longitudinale in zona compressa:

$b_1 = 730.0 \text{ mm}$

$b_2 = 1830.0 \text{ mm}$

$a_c = 5854.84 \text{ mm}$

$\sigma_{cr,sl} = 7543.45 \text{ Mpa}$ tensione critica euleriana

$\sigma_{cr,p} = 7543.45 \text{ N/mm}^2$ tensione critica del pannello per instabilità di piastra

coefficiente di riduzione per comportamento a piastra:

$A_c = 16334.53 \text{ mm}^2$ area lorda pannello in compressione eccetto subpannelli esterni

$A_{sl,eff.} = 3600.00 \text{ mm}^2$ area effettiva irrigidimenti in zona compressa

$\sum \rho_{loc} b_{c,loc} t = 8313.70 \text{ mm}^2$ area effettiva pannello in zona compressa

$A_{c,eff,loc} = 11913.70 \text{ mm}^2$ area efficace pannello e irrigidimenti in zona compressa

$\beta_{A,c}^p = 0.7294$

$\lambda_p = 0.1853$ snellezza relativa di piastra del pannello

$\psi = -1.0000$

$\rho = 1$

verifica stabilità di colonna:

$b_c =$	1280.0	mm	distanza lembo maggiormente compresso - asse neutro
$b_{sl,i} =$	550.0	mm	distanza irr. maggiormente compresso - asse neutro
$A_{sl,1} =$	16474.42	mm ²	area sezione lorda dell'irrigiditore
$I_{sl,1} =$	3.836E+07	mm ⁴	momento d'inerzia baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore
$\sigma_{cr,sl} =$	7540.84	N/mm ²	tensione critica euleriana irri. maggiormente compresso
$\sigma_{cr,c} =$	17549.59	N/mm²	tensione critica di colonna
$A_{sl,1,eff.} =$	16474.42	mm ²	
$\beta_{A,c}^c =$	1.0000		
$\lambda_c =$	0.142		snellezza relativa di colonna del pannello
$i =$	48.25	mm	raggio d'inerzia sezione lorda dell' irrigiditore
$e_2 =$	19.67	mm	distanza lamiera- baricentro sezione efficace irrigi.
$e_1 =$	80.33	mm	
$e =$	80.33	mm	
$\alpha =$	0.49		fattore di imperfezione
$\alpha_e =$	0.640		fattore di imperfezione amplificato
$\Phi =$	0.4916		
$\chi_c =$	1.0000		fattore di riduzione instabilità di colonna

coefficiente di riduzione per instabilità di piastra e di colonna:

$\zeta =$	0.0000		
$\rho_c =$	1.000	$=(\rho - \chi_c)\xi(2 - \xi) + \chi_c$	

calcolo caratteristiche geometriche efficaci:

$t_{w,eff.} =$	20.00	mm	spessore anima zona compressa efficace
$t_{s1,1,eff.} =$	20.00	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$t_{s1,2,eff.} =$	-	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$A_{c,eff.} =$	63138.09	mm ²	area sezione lorda efficace
$h_{a,Gz,eff} =$	1348.45	mm	posizione asse baricentrico sezione lorda efficace
$Y_{Gs.lorda} =$	11.40	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda efficace-asse anima
$e_{Nz} =$	48.93	mm	eccentricità lungo "z" asse neutro sezione efficace
$e_{Ny} =$	1.73	mm	
$I_{y,eff.} =$	5.66E+10	mm ⁴	momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda efficace
$W_{y,eff.} =$	-4.52E+07	mm ³	modulo di resistenza "y"
$I_{z,eff.} =$	4.94E+16	mm ⁴	
$W_{z,eff.} =$	2.93E+14	mm ³	
$N_{Ed} =$	1.3	KN	Sforzo normale di progetto
$M_{Ed} =$	2057.7	KNm	Momento di progetto
$M_{LOC_Ed} =$	0.00	KNm	Momento LOCALE di progetto
$\frac{N_{Ed}}{f_y A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{y,N})}{f_y W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{z,N})}{f_y W_{z,eff}} \leq 1,0$			
	0.1397		< 1 Verifica soddisfatta!
$\eta_1 =$	0.14		
$\eta_{comb.} =$	0.16		

6.4.2.2.2 Verifica in corrispondenza del passo d'uomo

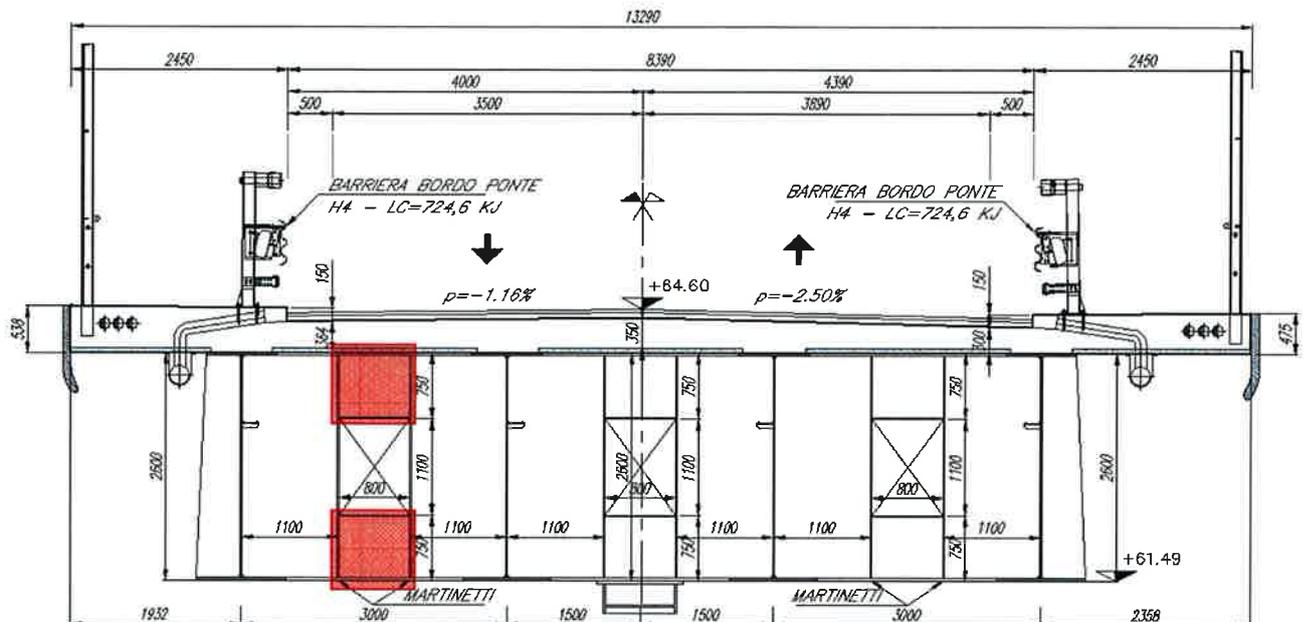


Figura 33: Traverso di testata individuazione dei pannelli di calcolo

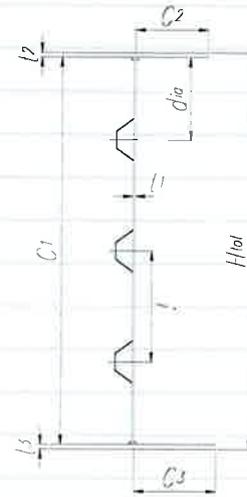
Le verifiche sono condotte sui due sottopannelli in corrispondenza del passo d'uomo, sezione in corrispondenza della quale si riscontra il taglio ed il momento flettente Massimo. Il singolo pannello è pertanto sollecitato da un taglio pari a $1870/2 = 935$ kNm. Il momento flettente induce un tira e spingi tra i due pannelli. Lo sforzo normale si assume pari al momento flettente 2057 kNm / $bp = 2057/1.84 = 1118$ kN.

Materiali e caratteristiche di resistenza

qualità di acciaio:		S 355	
Ea [MPa]		210000	Modulo elastico acciaio
v		0.3	Coefficiente di Poisson
Ga [MPa]		80769.2	Modulo di taglio acciaio
f _y [MPa]		355	Tensione di snervamento (t≤40mm)
f _y [MPa]		335	Tensione di snervamento (40<t≤80mm)
f _y [MPa]		335	Tensione di snervamento (t>80mm)
S.L.U	γ _{M0}	1.05	Coeff. di sicurezza resistenza sezioni classe 1-2-3-4
S.L.U	γ _{M1}	1.10	Coeff. di sicurezza resistenza all'instabilità
S.L.U	γ _{M2}	1.25	Coeff. di sicurezza per sezioni indebolite dai fori
	ε	0.81	

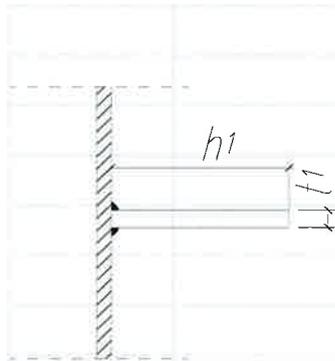
Geometria trave - pannello d'anima

Htot=	750	mm	
C1=	710	mm	
t1=	20	mm	
C2=	190	mm	
t2=	20	mm	
C3=	190	mm	
t3=	20	mm	
Irrigidimento=	2	tipologia di irrigidimento adottata	
Nirr,long=	0	numero di irrigidimenti longitudinali	
hi,irr,long=	ΔH	altezze irrigidimenti longitudinali	
a=	800	mm	lunghezza pannello tra due irrigidimenti trasversali
As,lorda =	30200	mm ²	area sezione lorda
ZGs,lorda =	375.0	mm	posizione "z" asse baricentrico sezione lorda
Is,lorda,y =	2.729E+09	mm ⁴	momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda
YGs,lorda =	0.00	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda-asse anima
Is,lorda,z =	2.14E+08	mm ⁴	momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda
Ap,anima =	14200	mm ²	area sezione lorda pannello d'anima
Yp,anima =	0.00	mm	posizione "Y" asse baricentrico sezione lorda pannello d'anima
Ip,anima =	4.733E+05	mm ⁴	momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda pannello d'anima
Classe anima	1	Classe piattabanda anima (soggetta a flessione)	
Classe ala sup.	3	Classe piattabanda ala sup. (soggetta a compressione)	
Classe ala inf.	3	Classe piattabanda ala inf. (soggetta a compressione)	



Irrigidimenti longitudinali sull'anima:

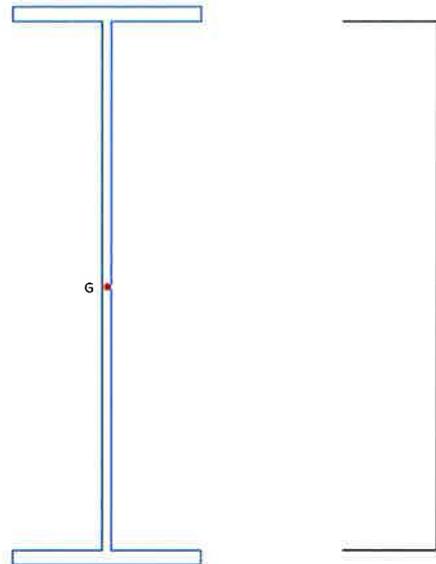
$t_1 =$	20.0	mm	spessore irrigidimento
$t_2 =$	-	mm	-
$h_i =$	180.0	mm	altezza irrigidimento
$b_{min,i} =$	-	mm	-
$l =$	-	mm	-
$l_{coll.} =$	506.0	mm	larghezza pannello collaborante con l'irrigidimento
$a =$	800.0	mm	lunghezza pannello tra due irrigidimenti trasversali
$A_{sl,i} =$	13720	mm ²	area sezione lorda dell'irrigiditore
$S_{sl,i,z} =$	497200.0	mm ³	momento statico sezione lorda dell'irrigiditore
$y_{sl,i} =$	26.24	mm	distanza asse baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore - asse anima
$I_{sl,i,z} =$	3.66E+07	mm ⁴	momento d'inerzia baricentrico sezione lorda dell'irrigiditore



$n =$ **1**
[mm]

$t_1 =$ **20**

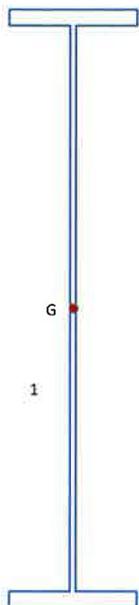
$h_i =$ **180**



710

$N_{Ed} =$	-1118.0	kN	Sforzo normale di progetto	
$M_{Ed} =$	0.0	kNm	Momento di progetto	
$V_{Ed} =$	935	kN	Taglio di progetto	
$h_w =$	710	mm	altezza pannello	
$t =$	20	mm	spessore pannello	
$N_{br, long} =$	0		numero di irrigidimenti longitudinali	
$k_{tl} =$	0.000			
$k_\tau =$	5.690		coefficiente per insabilità a taglio	
$\eta =$	1.2			
$h_w/t =$	35.50		< 48.6 pannello verificato	
$\sigma_E =$	150.76	N/mm ²	tensione critica euleriana	
$\tau_{cr} =$	857.86	N/mm ²	tensione tangenziale critica	
$f_{yw} =$	355.00	N/mm ²	tensione di snervamento del pannello	
$f_{yf} =$	355.00	N/mm ²	tensione di snervamento della piattabanda	
$b_f =$	243	mm	larghezza efficace della piattabanda	
$\lambda_w =$	0.49		coefficiente di snellezza	
$\chi_w =$	1.20		coefficiente funzione dell'instabilità elastica del pannello	
$M_{fk} =$	1974.7	KNm	momento resistente di progetto	
$V_{bw, Rd} = \frac{Z_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$	$V_{bw, Rd} =$	3175.01	KN	contributo resistente dell'anima
$M_{f, red} = \frac{M_{fk}}{\gamma_{M1}} \left(1 - \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M10}}{(A_B + A_R) \cdot f_{yt}} \right)$	$M_{f, red} =$	1881.08	KNm	momento resistente di progetto ridotto
$V_{bf, Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{t,c}}{11 \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yt}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) \gamma_{M1}} \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f, red}} \right) \right]$	$V_{bf, Rd} =$	49.2	KN	contributo resistente delle piattabande
	$(1.2 \cdot f_{ywd} \cdot h_w \cdot t) / \sqrt{3} =$	3175.01	KN	
$V_{b, Rd} = V_{bw, Rd} + V_{bf, Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot I_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$	$V_{b, Rd} =$	3175.0	KN	> 935 Verifica soddisfatta!
	$\eta_3 =$	0.294		

$\sigma_{Edsup.} =$	-37.0199	N/mm²	Tensione al lembo superiore
$\sigma_{Edinf.} =$	-37.0199	N/mm²	Tensione al lembo inferiore



calcolo caratteristiche geometriche efficaci:

$t_{w,eff.} =$	18.53	mm	spessore anima zona compressa efficace
$t_{sl,1,eff.} =$	18.53	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$t_{sl,2,eff.} =$	-	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$A_{c,eff.} =$	29156.08	mm ²	area sezione lorda efficace
$h_{a,Gz,eff} =$	375.00	mm	posizione asse baricentrico sezione lorda efficace
$Y_{Gs.lorda} =$	0.00	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda efficace-asse anima
$e_{Nz} =$	0.00	mm	eccentricità lungo "z" asse neutro sezione efficace
$e_{Ny} =$	0.00	mm	
$I_{y,eff.} =$	2.73E+09	mm ⁴	momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda efficace
$W_{y,eff.} =$	-7.28E+06	mm ³	modulo di resistenza "y"
$I_{z,eff.} =$	2.42E+08	mm ⁴	
$W_{z,eff.} =$	-2.42E+07	mm ³	
$N_{Ed} =$	-1118.0	KN	Sforzo normale di progetto
$M_{Ed} =$	0.0	KNm	Momento di progetto
$M_{Loc_Ed} =$	0.00	KNm	Momento LOCALE di progetto

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} f_y A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{y,N})}{\gamma_{M0} f_y W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{z,N})}{\gamma_{M0} f_y W_{z,eff}} \leq 1,0$$

0.1134 < 1 Verifica soddisfatta!

$\eta_1 = 0.11$

$\eta_{comb.} = 0.29$

6.4.2.3 CDC 3

Le verifiche in combinazione sismica sono condotte assumendo che i vincoli siano efficaci solo nei confronti delle azioni verticali mentre le azioni trasversali si assumono interamente trasferite mediante il ritegno sismico. La sollecitazione agente risulta pari a 2368 kN. Tale azione produce un momento torcente $2368 \cdot 1.30 = 3078$ kNm

Mt	3078	kNm
Mt/2	1539.20	kNm
bv	2.60	m
bh	9.00	m
Tv	171.02	kN
Th	592.00	kN
Lv	2.60	m
Lh	9.00	m
Tv/m	65.78	kN/m
Th/m	65.78	kN/m

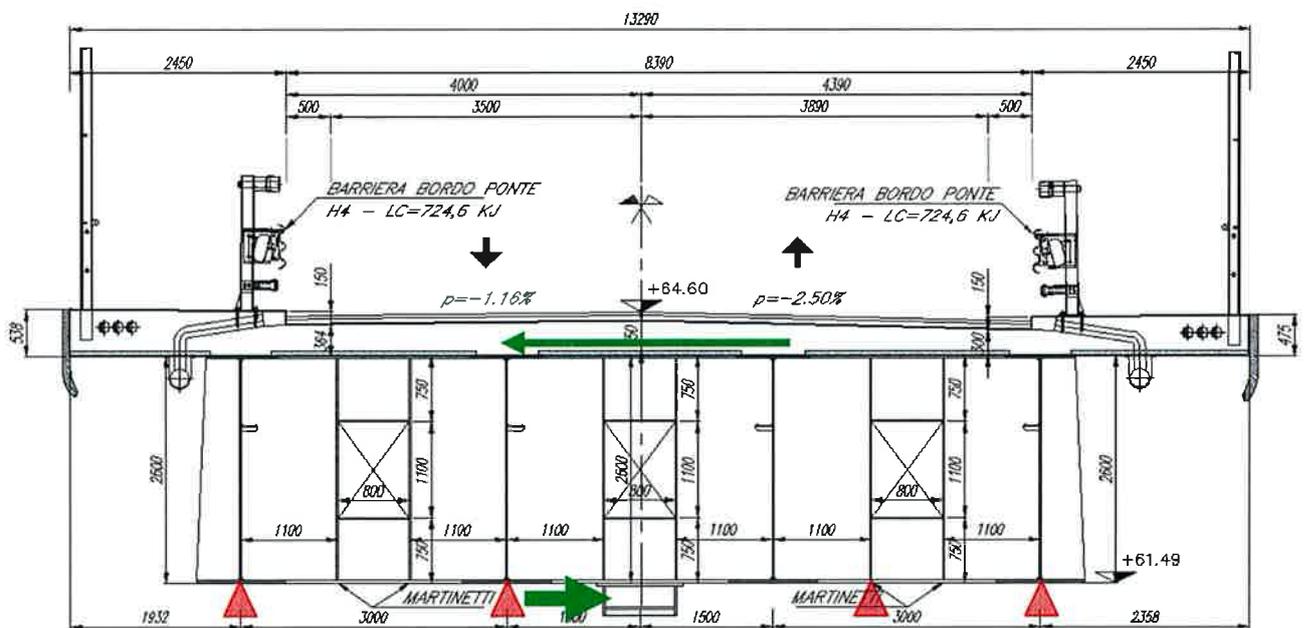


Figura 34: Traverso di testata Schema di calcolo in fase sismica nell'ipotesi di rottura degli apparecchi di appoggio.

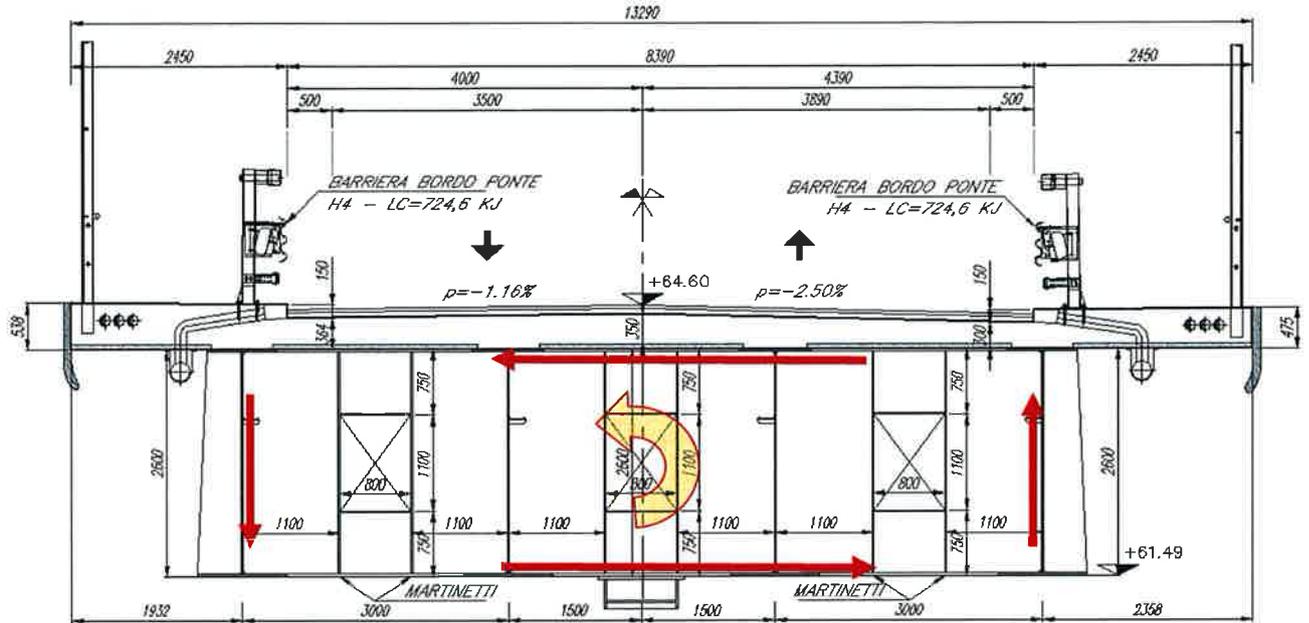


Figura 35: Traverso di testata Schema di calcolo in fase sismica

6.4.2.3.1 Verifica in adiacenza al ritegno

Le verifiche sono condotte in corrispondenza del sottopannello evidenziato nella sottostante figura.

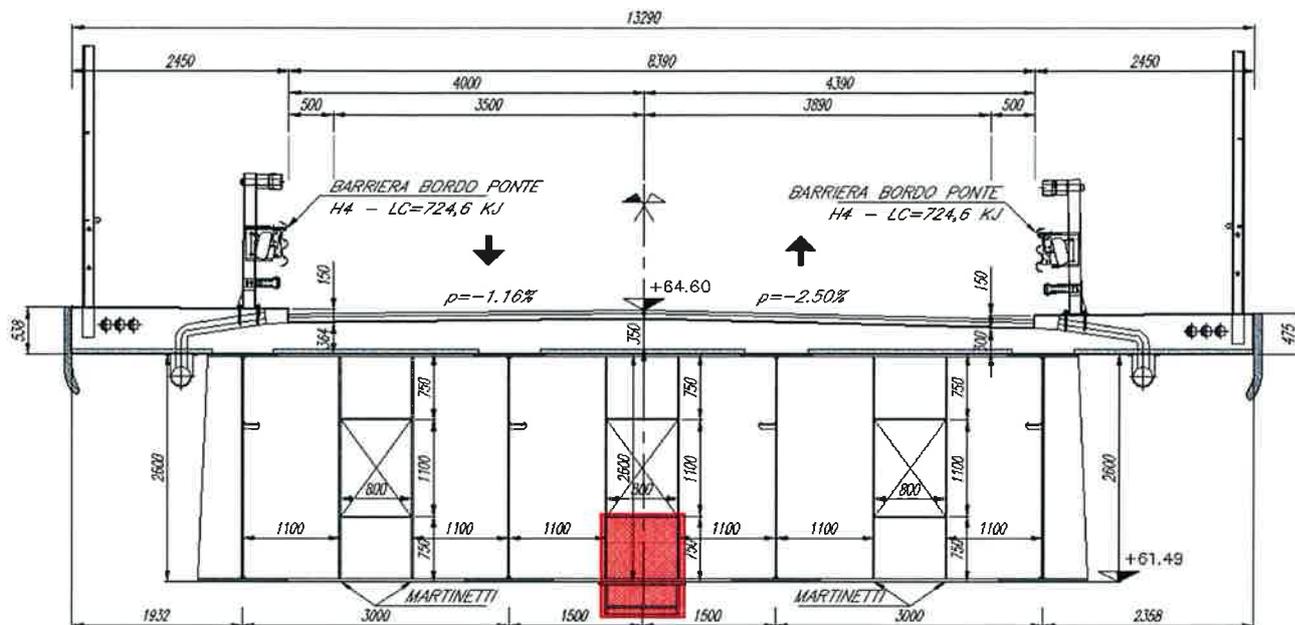


Figura 36: Traverso di testata Schema di calcolo in fase sismica

Materiali e caratteristiche di resistenza

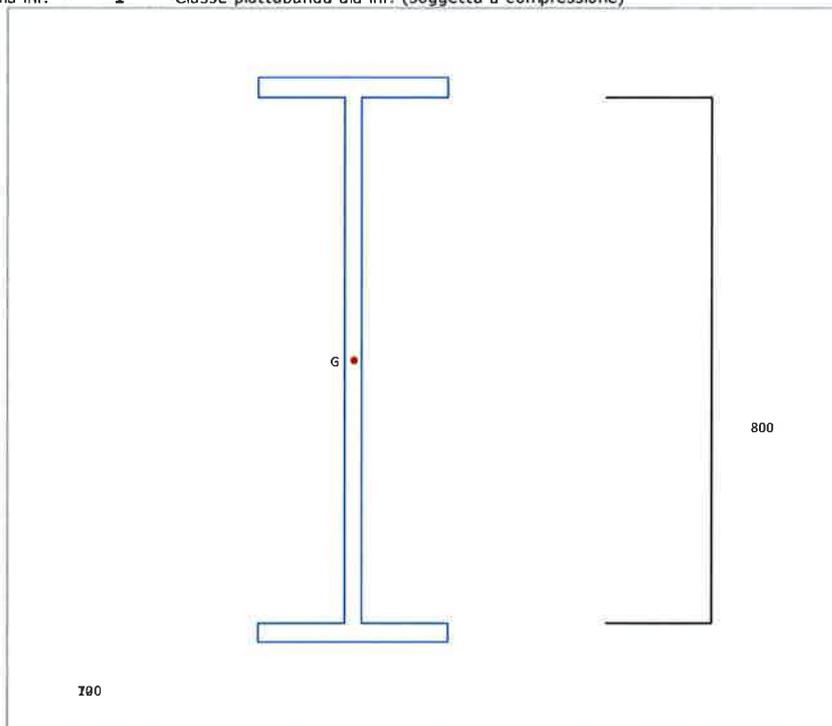
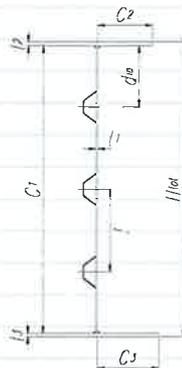
qualità di acciaio:

S 355

E_a [MPa]	210000	Modulo elastico acciaio	
ν	0.3	Coefficiente di Poisson	
G_a [MPa]	80769.2	Modulo di taglio acciaio	
f_y [MPa]	355	Tensione di snervamento ($t \leq 40\text{mm}$)	
f_y [MPa]	335	Tensione di snervamento ($40 < t \leq 80\text{mm}$)	
f_y [MPa]	335	Tensione di snervamento ($t > 80\text{mm}$)	
S.L.U	γ_{M0}	1.05	Coeff. di sicurezza resistenza sezioni classe 1-2-3-4
S.L.U	γ_{M1}	1.10	Coeff. di sicurezza resistenza all'instabilità
S.L.U	γ_{M2}	1.25	Coeff. di sicurezza per sezioni indebolite dai fori
ϵ	0.81		

Geometria trave - pannello d'anima

Htot=	860	mm	
C1=	800	mm	
t1=	30	mm	
C2=	165	mm	
t2=	30	mm	
C3=	165	mm	
t3=	30	mm	
Irrigidimento=	2	tipologia di irrigidimento adottata	
Nirr, long=	0	numero di irrigidimenti longitudinali	
hi, irr, long=	ΔH	altezze irrigidimenti longitudinali	
a=	800	mm	lunghezza pannello tra due irrigidimenti trasversali
As, lorda =	45600	mm ²	area sezione lorda
ZGs, lorda =	430.0	mm	posizione "z" asse baricentrico sezione lorda
Is, lorda, y =	5.002E+09	mm ⁴	momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda
YGs, lorda =	0.00	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda-asse anima
Is, lorda, z =	2.35E+08	mm ⁴	momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda
Ap, anima =	24000	mm ²	area sezione lorda pannello d'anima
Yp, anima =	0.00	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda pannello d'anima
Ip, anima =	1.800E+06	mm ⁴	momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda pannello d'anima
Classe anima	1	Classe piattabanda anima (soggetta a flessione)	
Classe ala sup.	1	Classe piattabanda ala sup. (soggetta a compressione)	
Classe ala inf.	1	Classe piattabanda ala inf. (soggetta a compressione)	

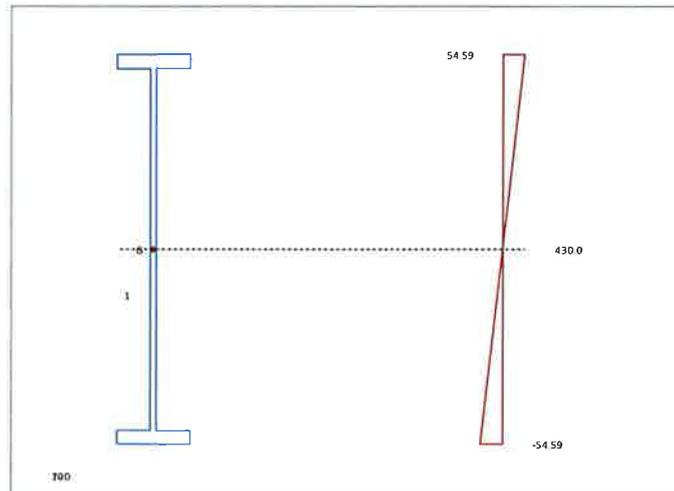


Verifica d'instabilità per taglio:

$N_{Ed} =$	0.0	kN	Sforzo normale di progetto	
$M_{Ed} =$	-682.6	kNm	Momento di progetto	
$V_{Ed} =$	2723.2	kN	Taglio di progetto	
$h_w =$	800	mm	altezza pannello	
$t =$	30	mm	spessore pannello	
$N_{irr, long} =$	0		numero di irrigidimenti longitudinali	
$k_{tl} =$	0.000			
$k_t =$	10.076		coefficiente per instabilità a taglio	
$\eta =$	1.2			
$h_w/t =$	26.67		< 48.6 pannello verificato	
$\sigma_E =$	267.19	N/mm ²	tensione critica euleriana	
$\tau_{cr} =$	2692.11	N/mm ²	tensione tangenziale critica	
$f_{yw} =$	355.00	N/mm ²	tensione di snervamento del pannello	
$f_{yf} =$	355.00	N/mm ²	tensione di snervamento della piattabanda	
$b_f =$	360	mm	larghezza efficace della piattabanda	
$\lambda_w =$	0.28		coefficiente di snellezza	
$\chi_w =$	1.20		coefficiente funzione dell'instabilità elastica del pannello	
$M_{fk} =$	2925.9	KNm	momento resistente di progetto	
$V_{bw, Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$	$V_{bw, Rd} =$	5366.21	KN	contributo resistente dell'anima
$M_{f, red} = \frac{M_{fk}}{\gamma_{M1}} \left(1 - \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{(A_n + A_n) \cdot f_{yf}} \right)$	$M_{f, red} =$	2786.55	KNm	momento resistente di progetto ridotto
$V_{bf, Rd} = \frac{h_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{a \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{ys}} \right) \gamma_{M1}} \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f, red}} \right) \right]$	$V_{bf, Rd} =$	380.0	KN	contributo resistente delle piattabande
$(1.2 \cdot f_{ywd} \cdot h_w \cdot t) / \sqrt{3} =$	5366.21	KN		
$V_{b, Rd} = V_{bw, Rd} + V_{bf, Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$	$V_{b, Rd} =$	5366.2	KN	> 2723.2 Verifica soddisfatta!
$\eta_3 =$	0.507			

$\sigma_{Edsup.} =$ **58.68** N/mm² **Tensione al lembo superiore**

$\sigma_{Edinf.} =$ **-58.68** N/mm² **Tensione al lembo inferiore**



calcolo caratteristiche geometriche efficaci:

$t_{w,eff} =$	30.00	mm	spessore anima zona compressa efficace
$t_{s1,1,eff} =$	20.00	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$t_{s1,2,eff} =$	-	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$A_{c,eff} =$	45600.00	mm ²	area sezione lorda efficace
$h_{a,Gz,eff} =$	430.00	mm	posizione asse baricentrico sezione lorda efficace
$Y_{Gs,lorda} =$	0.00	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda efficace-asse anima
$e_{Nz} =$	0.00	mm	eccentricità lungo "z" asse neutro sezione efficace
$e_{Ny} =$	0.00	mm	
$I_{y,eff} =$	5.00E+09	mm ⁴	momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda efficace
$W_{y,eff} =$	1.16E+07	mm ³	modulo di resistenza "y"
$I_{z,eff} =$	2.16E+08	mm ⁴	
$W_{z,eff} =$	1.20E+06	mm ³	
$N_{Ed} =$	0.0	KN	Sforzo normale di progetto
$M_{Ed} =$	-682.6	KNm	Momento di progetto
$M_{Loc,Ed} =$	0.00	KNm	Momento LOCALE di progetto

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{y,N})}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{z,N})}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{z,eff}} \leq 1,0$$

0.1736 < 1 Verifica soddisfatta!

$$\eta_1 = 0.17$$

$$\eta_{comb.} = 0.17$$

6.4.2.3.1 Giunzione bullonata (36 M24 C10.9)

Nel paragrafo si riporta la verifica della giunzione a taglio di connessione del moncherino metallico all'ala inferiore del diaframma di testata. Il numero complessivo di bulloni è 36. La forza applicata al ritegno risulta pari a 2726 kN. La verifica di resistenza è dettagliata nel seguito. Le verifiche riportate nel seguito sono condotte sulla prima fila costituita da 4 bulloni. La sollecitazione di calcolo risulta pari a $(2670/36)*4 = 296$ kN.

Nota 1: come da prescrizione riportata al paragrafo 2.3.4.3 della specifica codificata RFI DTC INC PO SP IFS 001 A si è assunta per i bulloni di classe 10.9 impiegati a taglio la resistenza della classe 8.8. Si è inoltre tenuto conto di quanto indicato al paragrafo 2.3.6.2 della suddetta specifica riducendo del 15% i valori resistenti indicati nel paragrafo 4.2.8 del DM 14.01.2008.

VERIFICA UNIONI BULLONATE A TAGLIO:

dati bullone:

classe acciaio vite
diametro nominale bullone
filettatura:

10.9	▼
M24	▼
<input checked="" type="checkbox"/> a passo grosso	
<input type="checkbox"/> a passo fine	

resistenza acciaio bullone:	fyb	MPa	544
	ftb	MPa	680
diametro nominale	d	mm	24
area nominale vite	Ares	mm ²	353
diametro foro	d0	mm	25,5

geometria bullonatura:

numero bulloni dir x
numero bulloni dir y

nx	1
ny	4

numero bulloni totali

4

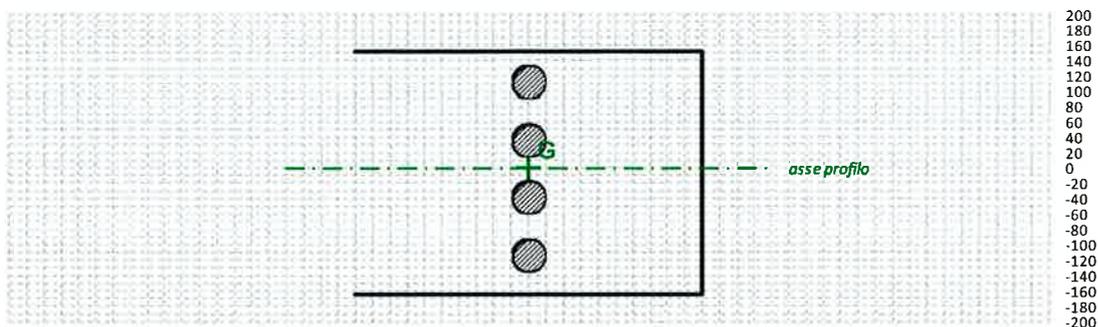
esposizione a fenomeni corrosivi:

dist dal bordo longitudinale
dist dal bordo trasversale

no	▼	
unioni esposte	▼	
e1	mm	100
e2	mm	40

interasse trasversale

p2	mm	75
----	----	----



dati profili e piatto:

profilo:	<input checked="" type="radio"/> singolo <input type="radio"/> accoppiato		numero superfici di contatto	1
area lorda singolo profilo	mm2	7200	resistenza acciaio piatti:	fyk MPa 301.75 ftk MPa 433.5
spessore piatto	tp1 mm	20	resistenza acciaio profili:	fyk MPa 301.75 ftk MPa 433.5
spessore profilo	tp2 mm	30	area netta profilo	Anet mm2 4140
eccentricità asse bulloni - asse profilo	e mm	0		
distanza baricentro profilo	d	165		
acciaio profili		S355		
acciaio piatto		S355		

azioni:

forza assiale	N	kN	296.67	(*) trazione; (-) compressione	taglio ripartito sui bulloni	V1	kN	74
taglio di progetto bullone	Fv,d	kN	74		momento parassita	Mt	kNm	0.00
taglio di progetto rifollamento piatto	Fb,d1	kN	74		taglio risultante sul bullone	V	kN	74
taglio di progetto rifollamento profilo	Fb,d2	kN	74		inclinaz risultante rispetto a dir x	Y	°	0
taglio di progetto strappo profilo	Fv,d	kN	297					

resistenze di calcolo e verifiche:

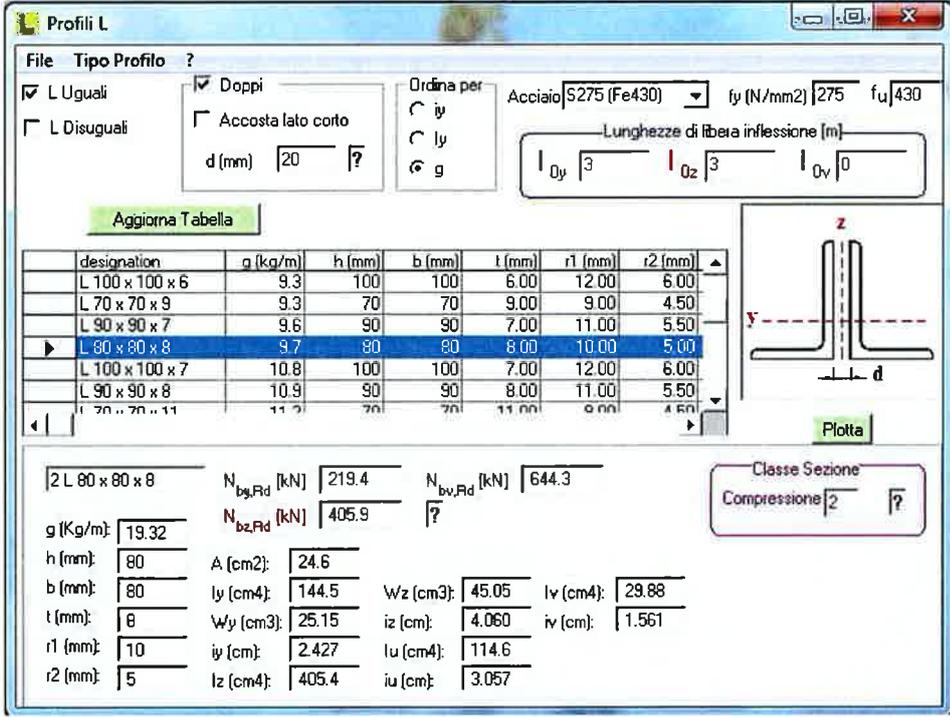
resistenza a taglio del bullone	Fv,Rd	kN	115.2	>= 74.2	0.64	I.R.
resistenza a rifollamento del piatto	α		1.00			
	k		2.50			
resistenza a rifollamento del profilo	Fb,Rd	kN	312	>= 74.2	0.24	I.R.
resistenza a rifollamento del profilo	α		1.00			
	k		2.50			
resistenza del profilo allo strappo	Fb,Rd	kN	468	>= 74.2	0.16	I.R.
resistenza del profilo allo strappo	Fs,Rd	kN	1292	>= 296.7	0.23	I.R.

6.4.3 TRAVERSI

Nei tre paragrafi seguenti vengono riportate le verifiche degli elementi costituenti i traversi di campata: briglia superiore costituita da 2L100x10/20; diagonali realizzati mediante 2L120x12/20; briglia inferiore formata da 2L 120x12/20. La conformazione a K dei traversi comporta la verifica dei singoli elementi costituenti il traverso stesso in campo elastico, risultando lo schema statico isostatico e non ammettendo di conseguenza la formazione di cerniere plastiche. Si procede pertanto nel seguito al calcolo.

6.4.3.1 Briglia superiore (2L80x8/20)

La verifica della briglia superiore viene effettuata per la sola F0 in cui gli stessi si considerano efficaci per effetto delle azioni orizzontali trasversali quali il vento a ponte scarico. La sollecitazione agenti risulta pari a $50 \times 1.5 = 75$ kN. La verifica risulta soddisfatta.



The screenshot shows the 'Profili L' software interface. It includes a table of L-profiles with the following data:

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 100 x 100 x 6	9.3	100	100	6.00	12.00	6.00
L 70 x 70 x 9	9.3	70	70	9.00	9.00	4.50
L 90 x 90 x 7	9.6	90	90	7.00	11.00	5.50
L 80 x 80 x 8	9.7	80	80	8.00	10.00	5.00
L 100 x 100 x 7	10.8	100	100	7.00	12.00	6.00
L 90 x 90 x 8	10.9	90	90	8.00	11.00	5.50
L 70 x 70 x 11	11.5	70	70	11.00	9.00	4.50

Below the table, the properties for the selected profile (2L 80 x 80 x 8) are displayed:

2L 80 x 80 x 8	$N_{by,Rd}$ [kN]	219.4	$N_{bv,Rd}$ [kN]	644.3	
	$N_{bz,Rd}$ [kN]	405.9		?	
g (Kg/m):	19.32	A (cm ²):	24.6		
h (mm):	80	I_y (cm ⁴):	144.5	W_z (cm ³):	45.05
b (mm):	80	W_y (cm ³):	25.15	i_z (cm):	4.060
t (mm):	8	i_y (cm):	2.427	I_u (cm ⁴):	114.6
r1 (mm):	10	I_z (cm ⁴):	405.4	i_u (cm):	3.057
r2 (mm):	5				

Additional parameters shown in the interface include: Acciaio: S275 (Fe430), f_y (N/mm²): 275, f_u : 430. The 'Classe Sezione' is set to 'Compressione 2'.

6.4.3.1.1 Giunzione bullonata (2 M16 C10.9 - K1 – Tolleranza foro bullone ridotta del 50% - Fori da alesare in cantiere)

La connessione alla trave principale dell'impalcato della briglia superiore del traverso avviene mediante bullonatura la cui geometria è rappresentata nella figura seguente.

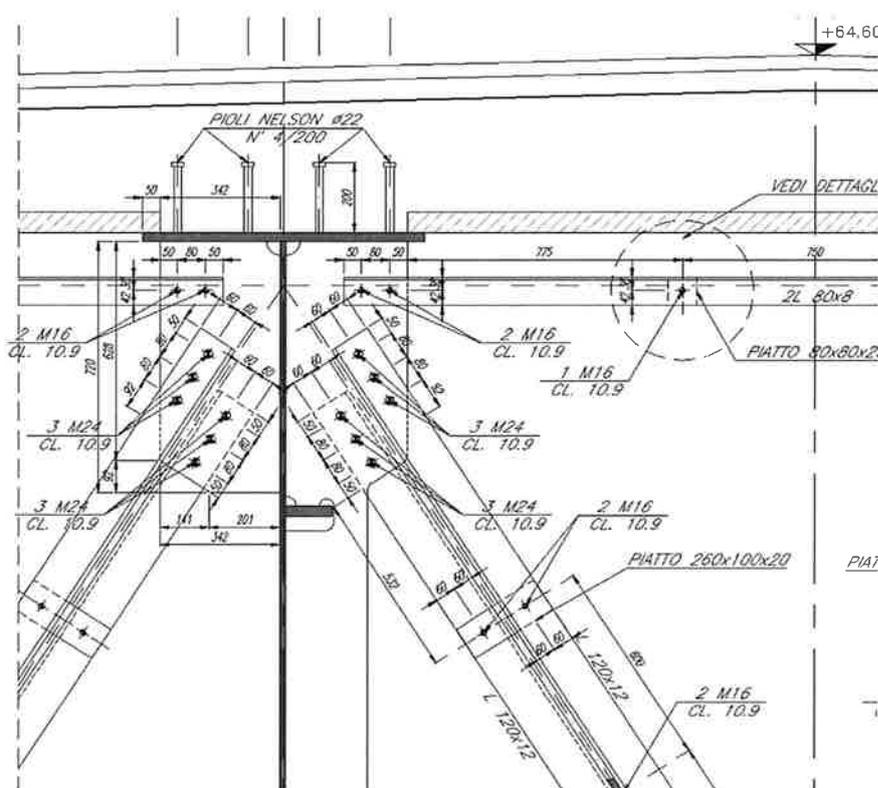


Figura 37: Geometria unione bullonata

La sollecitazione massima sull'elemento risulta pari a 75 kN ed è pertanto ripartita sui due profili costituenti la briglia. Ogni angolare, pertanto, presenta una forza massima di $75/2 = 37.5$ kN.

Le verifiche vengono condotte a taglio allo SLU ed ad attrito allo SLE in combinazione rara.

Nota 1: come da prescrizione riportata al paragrafo 2.3.4.3 della specifica codificata RFI DTC INC PO SP IFS 001 A si è assunta per i bulloni di classe 10.9 impiegati a taglio la resistenza della classe 8.8. Si è inoltre tenuto conto di quanto indicato al paragrafo 2.3.6.2 della suddetta specifica riducendo del 15% i valori resistenti indicati nel paragrafo 4.2.8 del DM 14.01.2008.

VERIFICA UNIONI BULLONATE A TAGLIO:

dati bullone:

classe acciaio vite
diametro nominale bullone
filettatura:

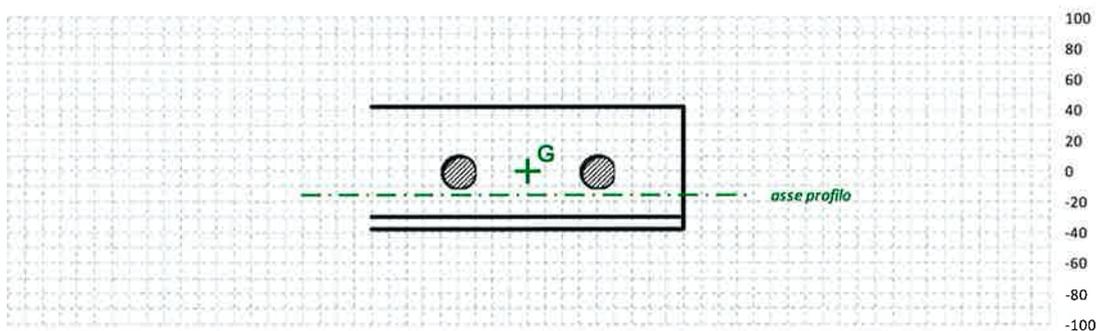
10.9	▼
M16	▼
<input checked="" type="checkbox"/> a passo grosso	
<input type="checkbox"/> a passo fine	

resistenza acciaio bullone:	fyb	MPa	544
	ftb	MPa	680
diametro nominale	d	mm	16
area nominale vite	Ares	mm ²	157
diametro foro	d0	mm	17

geometria bullonatura:

numero bulloni dir x	nx	2
numero bulloni dir y	ny	1
disposizione a quinconce:		no
esposizione a fenomeni corrosivi:		unioni esposte
dist dal bordo longitudinale	e1 mm	50
dist dal bordo trasversale	e2 mm	42
interasse longitudinale	p1 mm	80

numero bulloni totali 2



dati profili e piatto:

profilo:	<input checked="" type="radio"/> singolo <input type="radio"/> accoppiato		numero superfici di contatto		1
area lorda singolo profilo	mm ²	2460	resistenza acciaio piatti:	fyk MPa	301.75
spessore piatto	tp1 mm	20		ftk MPa	433.5
spessore profilo	tp2 mm	8	resistenza acciaio profili:	fyk MPa	301.75
eccentricità asse bulloni - asse profilo	e mm	15.4		ftk MPa	433.5
distanza baricentro profilo	d	22.6	area netta profilo	Anet mm ²	2324
acciaio profili		S355			
acciaio piatto		S355			

azioni:

forza assiale	N	kN	37.5	(+) trazione; (-) compressione	taglio ripartito sui bulloni	V1	kN	19
taglio di progetto bullone	Fv,d	kN	20		momento parassita	Mt	kNm	0.58
taglio di progetto rifollamento piatto	Fb,d1	kN	20		taglio risultante sul bullone	V	kN	20
taglio di progetto rifollamento profilo	Fb,d2	kN	20		inclinaz risultante rispetto a dir x	Y	°	-21
taglio di progetto strappo profilo	Fv,d	kN	38					

resistenza a taglio del bullone	Fv,Rd	kN	42.7	>= 20.1	0.47	I.R.
resistenza a rifollamento del piatto	α		0.98			
	k		2.50			
	Fb,Rd	kN	204	>= 20.1	0.10	I.R.
resistenza a rifollamento del profilo	α		0.98			
	k		2.50			
	Fb,Rd	kN	82	>= 20.1	0.25	I.R.
resistenza del profilo allo strappo	Fs,Rd	kN	725	>= 37.5	0.05	I.R.

Le verifiche risultano soddisfatte allo SLU.

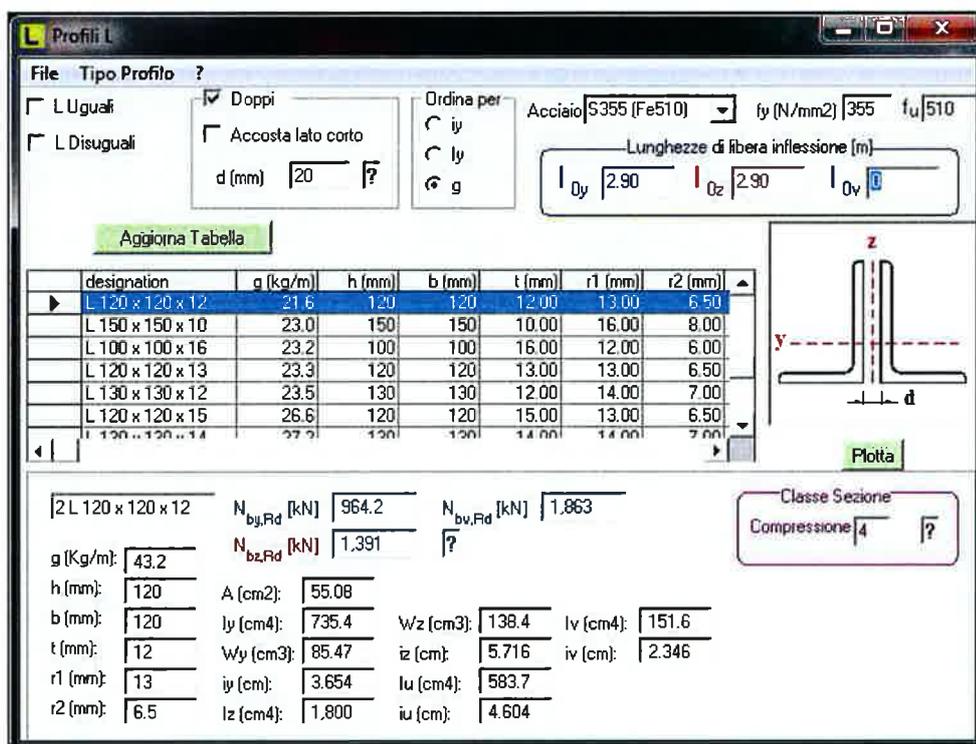
Per le verifiche allo SLE in combinazione rara la sollecitazione di calcolo risulta pari a 25 kN

ϕ bullone	16	mm	Diametro del bullone
Ares	157	mm ²	Area netta
Classe bullone	10.9	---	Classe del bullone
fyk	900	MPa	Tensione caratteristica di snervamento
ftk	1000	MPa	Tensione caratteristica di rottura
n	1	---	numero di superfici
Superfici trattate	N	S/N	
mu	0.3	---	coefficiente di attrito
gamma m7	1.1	---	coefficiente di sicurezza
gamma m3	1.25	---	coefficiente di sicurezza
Ns	109.90	kN	trazione sul bullone
Fv0	26.38	kN	Resistenza di progetto allo scorrimento in assenza di azioni di trazione
Ned	0	kN	positivo se trazione
Fvt	26.38	kN	Resistenza di progetto allo scorrimento in presenza di azioni di trazione
Taglio agente	25	kN	Taglio agente sul profilo
n° bulloni	2	---	n° bulloni della giunzione
Taglio resistente	52.75	kN	Taglio resistente
I.R.	0.47		Indice di sicurezza

Le verifiche risultano soddisfatte allo SLE.

6.4.3.2 Diagonale (2L120x12/20 a Farfalla)

La massima sollecitazione di compressione risulta pari a 417 kN mentre la massima sollecitazione di trazione risulta pari a 429 kN. Le sollecitazioni dimensionanti si ottengono in condizione statica con carico veicolare gruppo 1 dominante. La sollecitazione resistente risulta pari a 964 kN, (considerando cautelativamente la disposizione a lati accostati e non a farfalla). L'indice di resistenza risulta pari a $429/964 = 0.45$.



The screenshot shows the 'Profili L' software interface. It includes a table of L-profiles, a section properties table for '2L 120 x 120 x 12', and a diagram of the profile section.

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 120 x 120 x 12	21.6	120	120	12.00	13.00	6.50
L 150 x 150 x 10	23.0	150	150	10.00	16.00	8.00
L 100 x 100 x 16	23.2	100	100	16.00	12.00	6.00
L 120 x 120 x 13	23.3	120	120	13.00	13.00	6.50
L 130 x 130 x 12	23.5	130	130	12.00	14.00	7.00
L 120 x 120 x 15	26.6	120	120	15.00	13.00	6.50

2L 120 x 120 x 12	$N_{by,Rd}$ [kN]	964.2	$N_{bv,Rd}$ [kN]	1.863
	$N_{bz,Rd}$ [kN]	1.391		?

g (Kg/m):	43.2	A (cm ²):	55.08
h (mm):	120	I_y (cm ⁴):	735.4
b (mm):	120	W_y (cm ³):	85.47
t (mm):	12	i_y (cm):	3.654
r1 (mm):	13	i_z (cm):	5.716
r2 (mm):	6.5	I_z (cm ⁴):	1.800
		i_u (cm):	4.604
		W_z (cm ³):	138.4
		i_v (cm):	151.6
		i_v (cm):	2.346

Classe Sezione Compressione 4

Nota 1: come da prescrizione riportata al paragrafo 2.3.4.3 della specifica codificata RFI DTC INC PO SP IFS 001 A si è assunta per i bulloni di classe 10.9 impiegati a taglio la resistenza della classe 8.8. Si è inoltre tenuto conto di quanto indicato al paragrafo 2.3.6.2 della suddetta specifica riducendo del 15% i valori resistenti indicati nel paragrafo 4.2.8 del DM 14.01.2008.

VERIFICA UNIONI BULLONATE A TAGLIO:

dati bullone:

classe acciaio vite
diametro nominale bullone
filettatura:

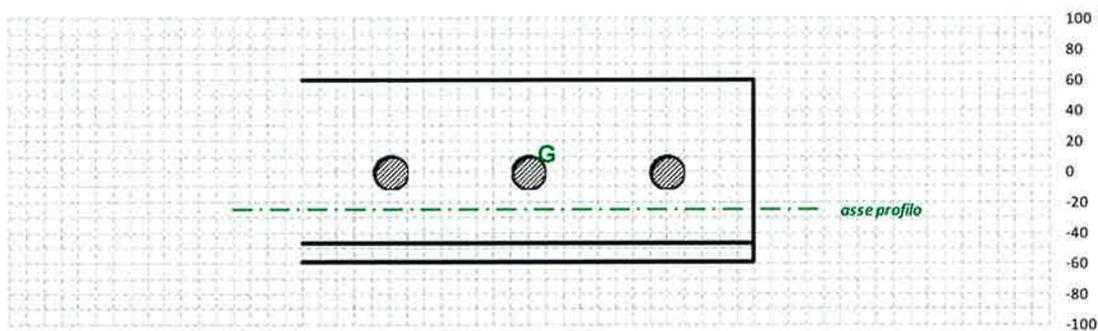
8.8	▼
M24	▼
<input checked="" type="checkbox"/> a passo grosso	
<input type="checkbox"/> a passo fine	

resistenza acciaio bullone:	fyb	MPa	544
	ftb	MPa	680
diametro nominale	d	mm	24
area nominale vite	Ares	mm ²	353
diametro foro	d0	mm	25.5

geometria bullonatura:

numero bulloni dir x	nx	3
numero bulloni dir y	ny	1
disposizione a quinconce:		no
esposizione a fenomeni corrosivi:		unioni esposte
dist dal bordo longitudinale	e1 mm	50
dist dal bordo trasversale	e2 mm	60
interasse longitudinale	p1 mm	80

numero bulloni totali 3



Impalcato - Relazione di calcolo

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IF0L 00 E 09 CL IV0107 001 B 139 di 210

dati profili e piatto:

profilo:

area lorda singolo profilo
spessore piatto
spessore profilo
eccentricità asse bulloni - asse profilo
distanza baricentro profilo
acciaio profili
acciaio piatto

mm2
mm
mm
mm
mm

<input checked="" type="radio"/> singolo
<input type="radio"/> accoppiato
2750
20
12
25
34
S355
S355

numero superfici di contatto

resistenza acciaio piatti:

resistenza acciaio profili:

area netta profilo

fyk MPa
ftk MPa
fyk MPa
ftk MPa
Anet mm2

1
301.75
433.5
301.75
433.5
2444

azioni:

forza assiale

N kN

214.5

(+) trazione; (-) compressione

taglio di progetto bullone

Fv,d kN

79

taglio di progetto rifollamento piatto

Fb,d1 kN

79

taglio di progetto rifollamento profilo

Fb,d2 kN

79

taglio di progetto strappo profilo

Fv,d kN

215

taglio ripartito sui bulloni

V1 kN

72

momento parassita

Mt kNm

5.36

taglio risultante sul bullone

V kN

79

inclinaz risultante rispetto a dir x

Y *

24

resistenze di calcolo e verifiche:

resistenza a taglio del bullone

Fv,Rd kN

115.2

>= 79

0.69

I.R.

resistenza a rifollamento del piatto

α

0.65

k

2.50

Fb,Rd kN

204

>= 79

0.39

I.R.

resistenza a rifollamento del profilo

α

0.65

k

2.50

Fb,Rd kN

122

>= 79

0.65

I.R.

resistenza del profilo allo strappo

Fs,Rd kN

763

>= 214.5

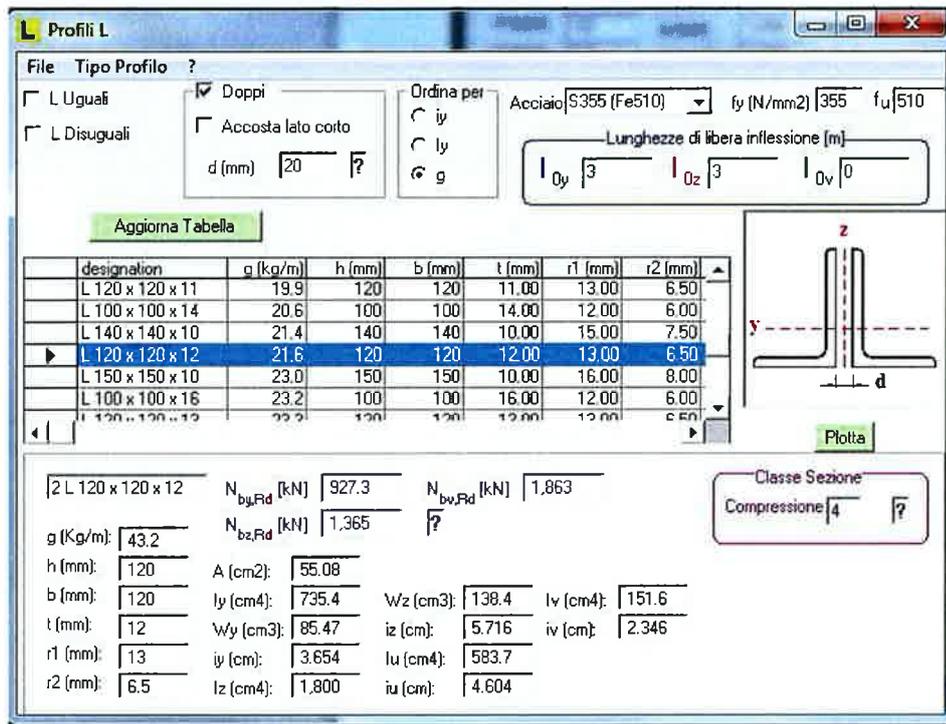
0.28

I.R.

Si rimanda al paragrafo 6.5.3.2 per le verifiche ad attrito in esercizio.

6.4.3.3 Briglia inferiore (2L120x12/20)

La massima sollecitazione agente risulta pari a 419 kN di trazione e 118 kN a compressione, ottenuta in condizione statica con carico veicolare gruppo 1 dominante. La sezione risulta pertanto verificata come si evince dal dettaglio del calcolo.



The screenshot shows the 'Profili L' software interface. It includes a table of L-profiles with the following data:

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 120 x 120 x 11	19.9	120	120	11.00	13.00	6.50
L 100 x 100 x 14	20.6	100	100	14.00	12.00	6.00
L 140 x 140 x 10	21.4	140	140	10.00	15.00	7.50
L 120 x 120 x 12	21.6	120	120	12.00	13.00	6.50
L 150 x 150 x 10	23.0	150	150	10.00	16.00	8.00
L 100 x 100 x 16	23.2	100	100	16.00	12.00	6.00
L 120 x 120 x 12	23.2	120	120	12.00	13.00	6.50

Below the table, the software displays the properties for the selected profile (2 L 120 x 120 x 12):

- g (Kg/m): 43.2
- h (mm): 120
- b (mm): 120
- t (mm): 12
- r1 (mm): 13
- r2 (mm): 6.5
- A (cm²): 55.08
- I_y (cm⁴): 735.4
- W_y (cm³): 85.47
- i_y (cm): 3.654
- I_z (cm⁴): 1.800
- W_z (cm³): 138.4
- iz (cm): 5.716
- I_u (cm⁴): 583.7
- I_v (cm⁴): 151.6
- iv (cm): 2.346
- I_{uv} (cm⁴): 1.863
- I_{vu} (cm⁴): 1.863
- I_u (cm): 4.604
- I_v (cm): 4.604

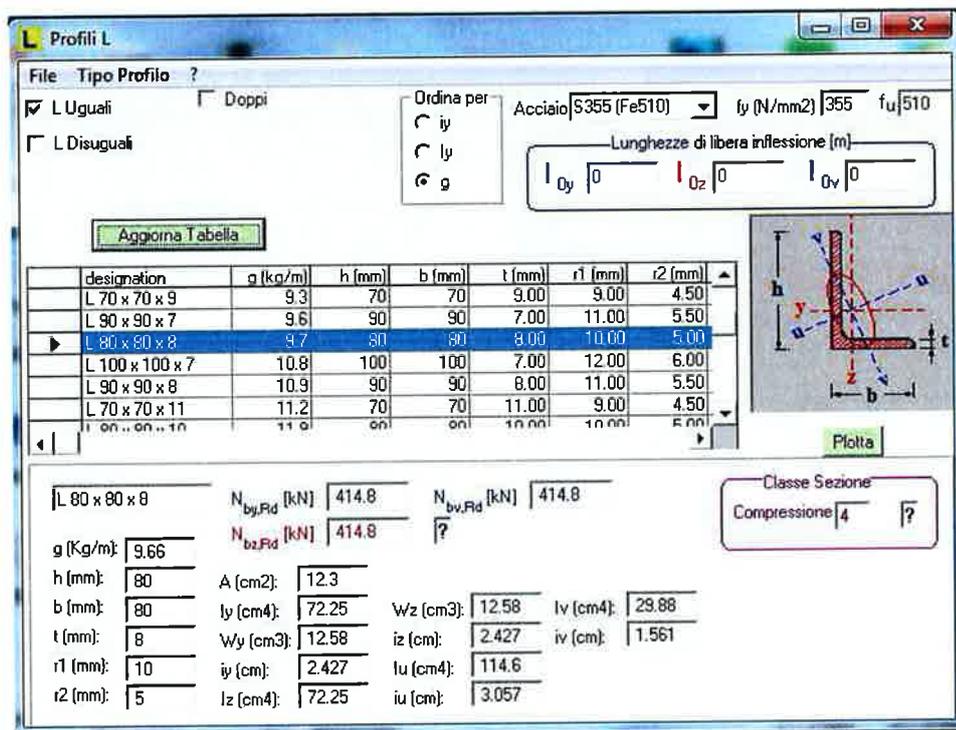
The interface also shows a diagram of the L-profile cross-section with dimensions and a 'Plotta' button.

6.4.3.3.1 Giunzione bullonata a taglio (3 M24 C10.9 - K1)

Si rimanda al paragrafo 6.4.3.2.1 in quanto dimensionante.

6.4.4 CONTROVENTO SUPERIORE

Il controvento superiore, costituito da L80x8 mm disposte a croce di S.Andrea è considerato efficace per sollecitazioni agenti di sola trazione. Tali elementi vengono dimensionati con le sollecitazioni indotte dai carichi orizzontali in fase costruttiva. La sollecitazione massima agente risulta pari a $(42 \times 1.5) = 63$ kN. Si riporta nel seguito il dettaglio della verifica. La verifica risulta soddisfatta.



The screenshot shows the 'Profili L' software interface. It includes a table of L-profiles with columns for designation, weight (g), height (h), width (b), thickness (t), and radii (r1, r2). The profile 'L 80 x 80 x 8' is selected. Below the table, detailed properties for this profile are listed, including weight (g), area (A), moments of inertia (Iy, Iz), section moduli (Wy, Wz), and radii of gyration (iy, iz).

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 70 x 70 x 9	9.3	70	70	9.00	9.00	4.50
L 90 x 90 x 7	9.6	90	90	7.00	11.00	5.50
L 80 x 80 x 8	9.7	80	80	8.00	10.00	5.00
L 100 x 100 x 7	10.8	100	100	7.00	12.00	6.00
L 90 x 90 x 8	10.9	90	90	8.00	11.00	5.50
L 70 x 70 x 11	11.2	70	70	11.00	9.00	4.50

L 80 x 80 x 8	$N_{by,Rd}$ [kN]	414.8	$N_{bv,Rd}$ [kN]	414.8
g (Kg/m):	9.66	$N_{bz,Rd}$ [kN]	?	
h (mm):	80	A (cm ²):	12.3	
b (mm):	80	Iy (cm ⁴):	72.25	Wz (cm ³): 12.58
t (mm):	8	Wy (cm ³):	12.58	Iz (cm): 2.427
r1 (mm):	10	Iy (cm):	2.427	Iv (cm): 1.561
r2 (mm):	5	Iz (cm ⁴):	72.25	Iu (cm ⁴): 114.6
		Iu (cm):	3.057	Iv (cm): 1.561

Classe Sezione: Compressione | 4 | ?

6.4.4.1 Giunzione bullonata a taglio (2 M16 C10.9)

La connessione del controvento alla trave principale dell'impalcato avviene mediante bullonatura costituita da 2 bulloni M16; la geometria di calcolo è rappresentata nella figura seguente.

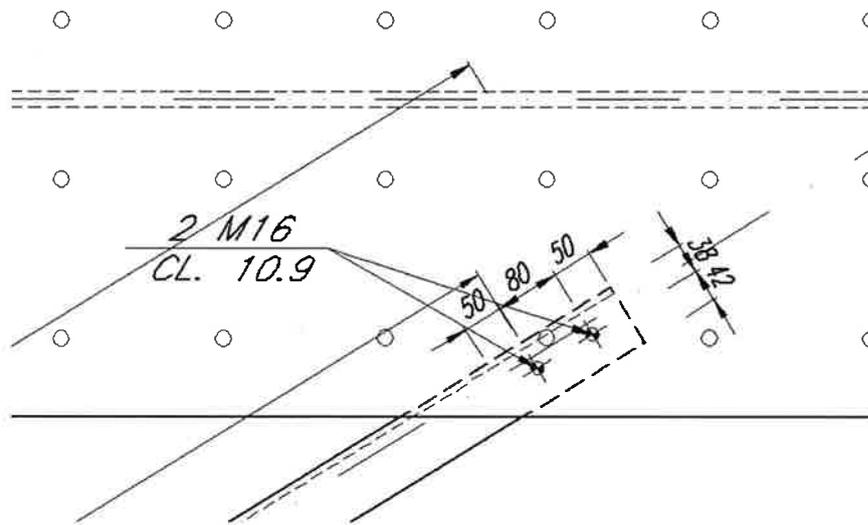


Figura 39: Geometria unione bullonata

Nota 1: come da prescrizione riportata al paragrafo 2.3.4.3 della specifica codificata RFI DTC INC PO SP IFS 001 A si è assunta per i bulloni di classe 10.9 impiegati a taglio la resistenza della classe 8.8. Si è inoltre tenuto conto di quanto indicato al paragrafo 2.3.6.2 della suddetta specifica riducendo del 15% i valori resistenti indicati nel paragrafo 4.2.8 del DM 14.01.2008.

Impalcato - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0107 001	B	143 di 210

VERIFICA UNIONI BULLONATE A TAGLIO:

dati bullone:

classe acciaio vite
diametro nominale bullone
filettatura:

8.8	▼
M16	▼
<input checked="" type="checkbox"/> a passo grosso	
<input type="checkbox"/> a passo fine	

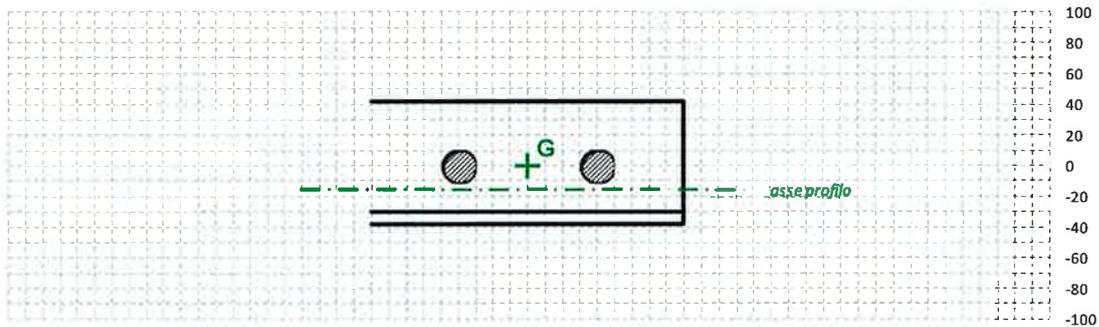
resistenza acciaio bullone:	fyb	MPa	544
	ftb	MPa	680
diametro nominale	d	mm	16
area nominale vite	Ares	mm ²	157
diametro foro	d0	mm	17

geometria bullonatura:

numero bulloni dir x
numero bulloni dir y
disposizione a quinconce:
esposizione a fenomeni corrosivi:
dist dal bordo longitudinale
dist dal bordo trasversale
interasse longitudinale

nx	2
ny	1
no	▼
unioni esposte	<input checked="" type="checkbox"/>
e1 mm	50
e2 mm	42
p1 mm	80

numero bulloni totali 2



dati profili e piatto:

profilo:

area lorda singolo profilo

spessore piatto

spessore profilo

eccentricità asse bulloni - asse profilo

distanza baricentro profilo

acciaio profili

acciaio piatto

mm²

tp1

tp2

e

d

<input checked="" type="radio"/> singolo
<input type="radio"/> accoppiato
2460
20
8
15.4
22.6
S355
S355

numero superfici di contatto

resistenza acciaio piatti:

resistenza acciaio profili:

area netta profilo

fyk MPa

ftk MPa

fyk MPa

ftk MPa

Anet mm²

1

301.75

433.5

301.75

433.5

2324

azioni:

forza assiale

N

kN

63

(+) trazione; (-) compressione

taglio di progetto bullone

Fv,d

kN

34

taglio di progetto rifollamento piatto

Fb,d1

kN

34

taglio di progetto rifollamento profilo

Fb,d2

kN

34

taglio di progetto strappo profilo

Fv,d

kN

63

taglio ripartito sui bulloni

momento parassita

taglio risultante sul bullone

inclinaz risultante rispetto a dir x

V1 kN

Mt kNm

V kN

Y *

32

0.97

34

21

resistenza a taglio del bullone

Fv,Rd

kN

51.2

>= 33.8

0.66

I.R.

resistenza a rifollamento del piatto

α

0.98

k

2.50

Fb,Rd

kN

204

>= 33.8

0.17

I.R.

resistenza a rifollamento del profilo

α

0.98

k

2.50

Fb,Rd

kN

82

>= 33.8

0.41

I.R.

resistenza del profilo allo strappo

Fs,Rd

kN

725

>= 63

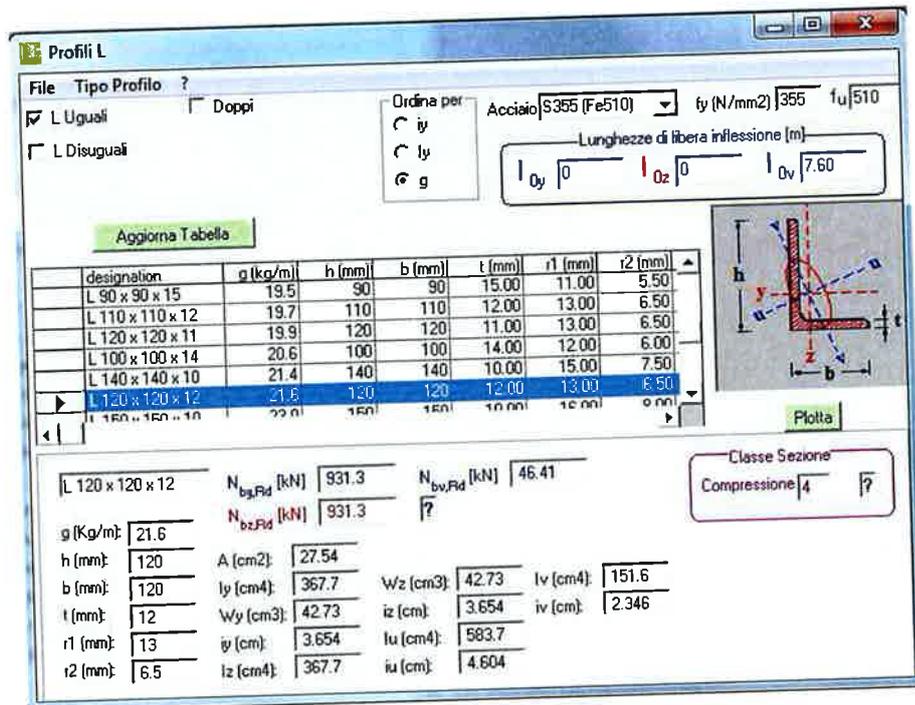
0.09

I.R.

6.4.5 CONTROVENTO INFERIORE

In fase zero per effetto del vento le sollecitazioni risultano pari a $(42 \text{ kN} \times 1.5) = 63 \text{ kN}$.

In SLV, per effetto dell'azione sismica trasversale, le sollecitazioni risultano pari a $91 \text{ kN} \times 2 = 182 \text{ kN}$.
Le verifiche risultano soddisfatte come si evince dal sottostante dettaglio di calcolo.



Profili L

File Tipo Profilo ?

L Uguali Doppi

L Disuguali

Ordina per: fy ly g

Acciaio: S355 (Fe510) fy (N/mm2): 355 fu: 510

Lunghezze di libera inflessione (m):
 Oy: 0 Oz: 0 Oy: 7.60

Aggiorna Tabella

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 90 x 90 x 15	19.5	90	90	15.00	11.00	5.50
L 110 x 110 x 12	19.7	110	110	12.00	13.00	6.50
L 120 x 120 x 11	19.9	120	120	11.00	13.00	6.50
L 100 x 100 x 14	20.6	100	100	14.00	12.00	6.00
L 140 x 140 x 10	21.4	140	140	10.00	15.00	7.50
L 120 x 120 x 12	21.6	120	120	12.00	13.00	6.50
L 150 x 150 x 10	22.0	150	150	10.00	15.00	6.00

Plotta

Classe Sezione: Compressione 4

L 120 x 120 x 12	N _{by,Rd} [kN]	931.3	N _{bv,Rd} [kN]	46.41
g (Kg/m):	N _{bz,Rd} [kN]	931.3		?
h (mm):	A (cm ²):	27.54		
b (mm):	I _y (cm ⁴):	367.7	W _z (cm ³):	42.73
t (mm):	W _y (cm ³):	42.73	i _z (cm):	3.654
r1 (mm):	i _y (cm):	3.654	I _u (cm ⁴):	583.7
r2 (mm):	i _z (cm ⁴):	367.7	i _u (cm):	4.604
			I _v (cm ⁴):	151.6
			i _v (cm):	2.346

6.4.5.1 Giunzione bullonata a taglio (3 M20 C8.8)

La connessione del controvento alla trave principale dell'impalcato avviene mediante bullonatura costituita da 3 M20 C8.8; la geometria della giunzione bullonata è rappresentata nella figura seguente.

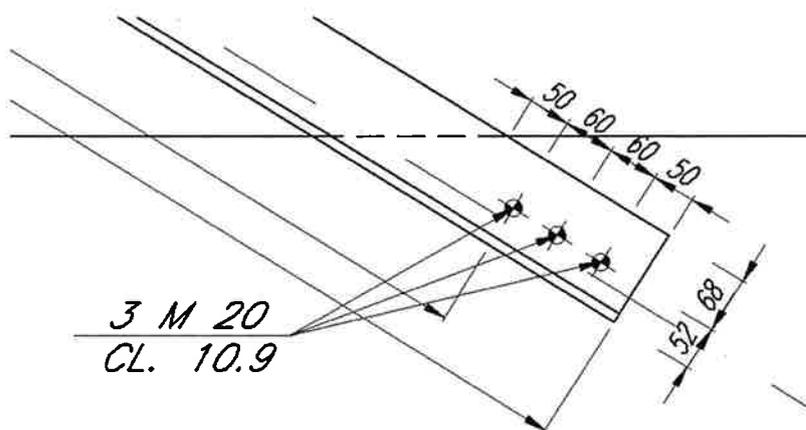


Figura 40: Geometria unione bullonata

Nota 1: come da prescrizione riportata al paragrafo 2.3.4.3 della specifica codificata RFI DTC INC PO SP IFS 001 A si è assunta per i bulloni di classe 10.9 impiegati a taglio la resistenza della classe 8.8. Si è inoltre tenuto conto di quanto indicato al paragrafo 2.3.6.2 della suddetta specifica riducendo del 15% i valori resistenti indicati nel paragrafo 4.2.8 del DM 14.01.2008.

VERIFICA UNIONI BULLONATE A TAGLIO:
dati bullone:

 classe acciaio vite
 diametro nominale bullone
 filettatura:

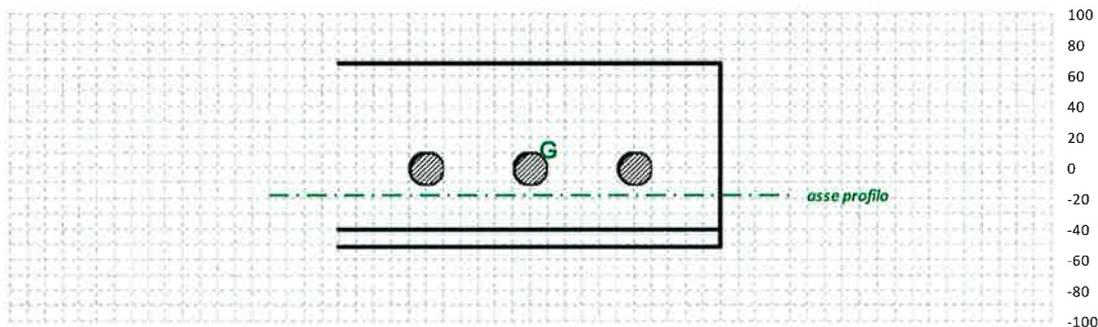
8.8	▼
M20	▼
<input checked="" type="checkbox"/> a passo grosso	
<input type="checkbox"/> a passo fine	

resistenza acciaio bullone:	fyb	MPa	544
	ftb	MPa	680
diámetro nominale	d	mm	20
area nominale vite	Ares	mm ²	245
diámetro foro	d0	mm	21

geometria bullonatura:

 numero bulloni dir x
 numero bulloni dir y
 disposizione a quinconce:
 esposizione a fenomeni corrosivi:
 dist dal bordo longitudinale
 dist dal bordo trasversale
 interasse longitudinale

nx	3
ny	1
no	▼
unioni esposte	▼
e1 mm	50
e2 mm	68
p1 mm	60

 numero bulloni totali 3

dati profili e piatto:

profilo:

 area lorda singolo profilo
 spessore piatto
 spessore profilo
 eccentricità asse bulloni - asse profilo
 distanza baricentro profilo
 acciaio profili
 acciaio piatto

<input checked="" type="radio"/> singolo
<input type="radio"/> accoppiato
mm ² 2750
tp1 mm 20
tp2 mm 12
e mm 18
d 34
S355 ▼
S355 ▼

numero superfici di contatto	fyk	MPa	1
resistenza acciai piatti:	ftk	MPa	433.5
	fyk	MPa	301.75
resistenza acciaio profili:	ftk	MPa	433.5
area netta profilo	Anet	mm ²	2498

azioni:

 forza assiale N kN 181 (+) trazione; (-) compressione

 taglio di progetto bullone
 taglio di progetto rifollamento piatto
 taglio di progetto rifollamento profilo
 taglio di progetto strappo profilo

Fv,d	kN	66
Fb,d1	kN	66
Fb,d2	kN	66
Fv,d	kN	181

taglio ripartito sui bulloni	V1	kN	60
momento parassita	Mt	kNm	3.26
taglio risultante sul bullone	V	kN	66
inclinaz risultante rispetto a dir x	Y	°	24

resistenze di calcolo e verifiche:

resistenza a taglio del bullone	Fv,Rd	kN	<input type="text" value="80.0"/>	>= 66.2	<input type="text" value="0.83"/>	I.R.
resistenza a rifollamento del piatto	α		<input type="text" value="0.79"/>			
	k		<input type="text" value="2.50"/>			
	Fb,Rd	kN	<input type="text" value="206"/>	>= 66.2	<input type="text" value="0.32"/>	I.R.
resistenza a rifollamento del profilo	α		<input type="text" value="0.79"/>			
	k		<input type="text" value="2.50"/>			
	Fb,Rd	kN	<input type="text" value="124"/>	>= 66.2	<input type="text" value="0.53"/>	I.R.
resistenza del profilo allo strappo	Fs,Rd	kN	<input type="text" value="780"/>	>= 181	<input type="text" value="0.23"/>	I.R.

6.4.6 APPARECCHI DI APPOGGIO

6.4.6.1 Scarichi

Nelle tabelle seguenti, distinte per SLU SLV e SLE sono riportati i valori massimi delle reazioni degli appoggi. Con F1 si è indicata la forza in direzione longitudinale; con F2 si è indicata la forza in direzione trasversale con F3 si è indicata la forza in direzione verticale. I fissi e l'unidirezionale verranno comunque dimensionati con la massima sollecitazione orizzontale per spalla (vedi tabella elaborato grafico).

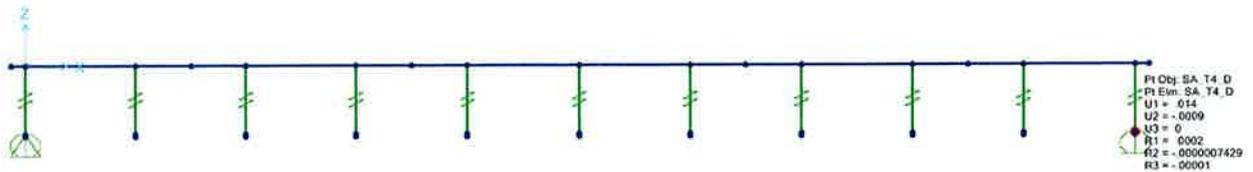
	SLU			
	F1	F2	F3_max	F3_min
MD	0	0	2790	1359
UL	0	-150	3255	1186
F	-306	-45	3234	1152

	SLV			
	F1	F2	F3_max	F3_min
MD	0	0	2285	240
UL	0	1111	1438	932
F	2277	1192	1954	791

	SLE			
	F1	F2	F3_max	F3_min
MD	0	0	2038	1146
UL	0	-108	2410	1178
F	276	-22	2392	1158

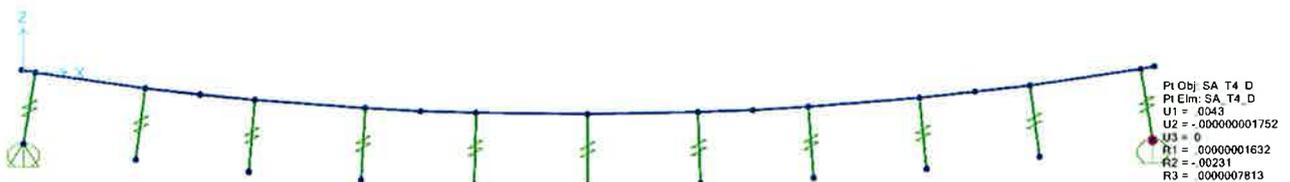
6.4.6.1 Escursione

In condizione di esercizio lo scorrimento massimo dell'apparecchio di appoggio, (indotto da una variazione termica uniforme di 25°), risulta pari a 1.4 cm come si può evincere dalla sottostante figura.



Joint Displacements			
Joint Object	Joint Element		
162	1	2	3
Trans	0.01403	0.00000	-9.408E-04
Rotn	0.00000	-2.240E-05	0.00000

Lo scorrimento indotto dagli effetti di lungo termine (ritiro) risulta pari a 4.3 mm.

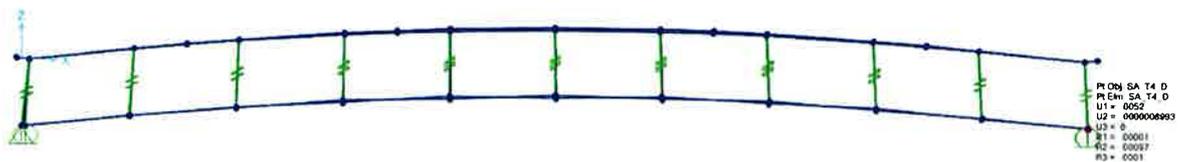


Joint Displacements			
Joint Object	Joint Element		
SA_T4_D	1	2	3
Trans	0.00426	0.00000	0.00000
Rotn	0.00000	-0.00231	0.00000

Pertanto l'escursione massima dei giunti e degli apparecchi di appoggio mobili (valutata allo SLC) risulta pari a $1.5 \cdot (1.5 \cdot 14) + 1.2 \cdot 4.3 = 37$ mm. Si precisa che nella valutazione precedente si è tenuto conto

dell'incremento del 50% dell'azione termica come prescritto al punto 1.4.4 delle RFIDTCINCPOSPIFS001A.

In combinazione sismica lo spostamento longitudinale massimo risulta pari a 3.74 mm.



Joint Object	SA T4 D	Joint Element	SA_T4_D
	1	2	3
Trans	0.00516	0.00000	0.00000
Rotn	1.250E-05	9.716E-04	1.001E-04

Figura 41: SISMA X 5.2 mm

I valori determinati dal modello di calcolo risultano inferiori alle prescrizioni riportate nei paragrafi 2.1.5.1 - 2.1.5.2 - 2.1.5.3 - 2.1.5.4 della specifica codificata RFI DTC INC PO SP IFS 001 come dettagliato nel seguito.

<u>Sismicità del sito</u>			
	Sito_Spalla 1	Sito_Spalla 2	
ag	2.13858	2.13858	m/s ²
S	1.376	1.376	---
Tc	0.601	0.601	s
Td	2.473	2.473	s
Vs	295	295	m/s
x	52.60		m
dgi	0.11		m
dgj	0.11		m
dij_max	0.19		m
dij_0	0.00		m
dij(x)	0.06		m
deg = E3	0.06		m
dEd = E2	0.005		m
2Dt = E1	0.07		m
k1	0.45		
k2	0.55		
L	49.20		m
EL_calc	0.13		
EL_min_1	0.26		se ag>0.25
EL_min_2	0.19		se ag<0.25
EL_min	0.19		m
EL	0.19		m
<u>Corsa degli apparecchi di appoggio mobili</u>			
Corsa_1	0.12		m
Corsa_2	0.11		m
Corsa	0.12		m
<u>Escursione dei Giunti</u>			
Escursione	0.10		m
<u>Ampiezza dei Varchi</u>			
Varco	0.11		m

6.4.7 BAGGIOLI

Nel paragrafo vengono riportate le verifiche strutturali dei baggioli, aventi la seguente geometria 80x80x20.

Si assume che sul singolo ritegno longitudinale agisca il carico indicato nella sottostante tabella. Operando a vantaggio di sicurezza la risultante viene applicata in corrispondenza dell'estradosso del ritegno.

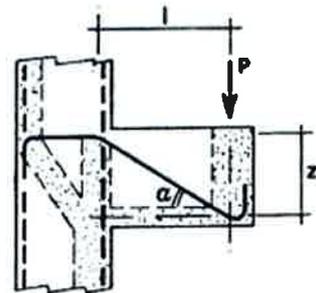
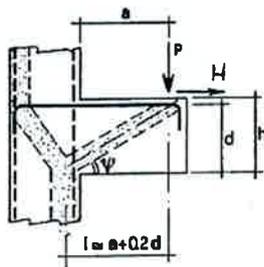
VL	2726 kN
VT	2670 kN

Le sollecitazioni sono state impiegate per eseguire tre distinte verifiche; la prima sul cuscinetto di neoprene; la seconda impiegando un modello Strut&Tie per la verifica del ritegno; la terza verifica a tranciamento dell'acciaio all'interfaccia tra ritegno ed il sottostante calcestruzzo.

Le verifiche sono esplicitate nel seguito per il solo valore dell'azione di progetto dimensionante.

6.4.7.1 Verifiche Strut&Tie

La nomenclatura impiegata per le verifiche è indicata nella figura seguente, mentre per la restante nomenclatura non espressamente indicata nelle seguenti figure si rimanda al paragrafo di riferimento della circolare allegata alla vigenti NTC08.



f_{yk} [Mpa]	450
f_{yd} [Mpa]	391.3
f_{ck} [Mpa]	33.2
f_{cd} [Mpa]	18.8
h [mm]	1000
copriferro [mm]	88
d [mm]	912
a [mm]	200
l [mm]	382.4
b [mm]	1100
λ	0.4658869
P (taglio massimo trave) [N]	2726400
H (forza orizzontale massima trave) [N]	0

LATO ACCIAIO		LATO CLS	
A_s [mm ²]	3246.1	Prs [N]	3955989
Ferri	15Ø20	c	1.5
A_s effettiva [mm ²]	4710.0	Prc [N]	9304561
Verifica	OK	Verifica	OK

6.4.7.2 Verifiche a tranciamento armatura

Resistenza di progetto singolo connettore-EC4 §6.3.1.

$$P_{Rd1} = 0,8 \frac{f_u}{\gamma_v} \frac{\pi}{4} d^2 = 0 \quad [\text{kN}]$$

$$P_{Rd2} = 0,29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} = 0 \quad [\text{kN}]$$

$$K = 1$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd1}, P_{Rd2}) \cdot K$$

h piolo	150 mm
d	20 mm
alfa	1
gamma v	1.25
ft	540 MPa
fck	32 MPa
Ec	33346 MPa
fi visc	0
Ec,LT	33346 MPa
PRd,a	109 kN
PRd,c	96 kN
PRd	96 kN

La verifica viene condotta impiegando i soli ferri non utilizzati nel modello Strut&Tie; il numero complessivo di armature ammonta a 50Φ20.

Il valore complessivo dell'azione resistente risulta pertanto pari a 4800 kN.

6.4.8 RITEGNI SISMICI

Nei due paragrafi seguenti si esplicitano le relazioni dei ritegni sismici trasversali e longitudinali. Ognuno dei paragrafi è articolato in tre sotto-paragrafi; il primo relativo alle verifiche del cuscinetto di neoprene; il secondo relativo ad una verifica con modello Strut&Tie del ritegno; l'ultimo relativo ad una verifica a tranciamento delle armature all'interfaccia tra il baggio ed il sottostante calcestruzzo.

6.4.8.1 RITEGNO SISMICO TRASVERSALE

Si assume che sul singolo ritegno longitudinale agisca il carico indicato nella sottostante tabella. Operando a vantaggio di sicurezza la risultante viene applicata in corrispondenza dell'estradosso del ritegno.

V	2670 kN
---	---------

Le sollecitazioni sono state impiegate per eseguire tre distinte verifiche; la prima sul cuscinetto di neoprene; la seconda impiegando un modello Strut&Tie per la verifica del ritegno; la terza verifica a tranciamento dell'acciaio all'interfaccia tra ritegno ed il sottostante calcestruzzo.

6.4.8.1 Verifiche del cuscinetto di neoprene armato

<u>Geometria e carichi applicati al cuscinetto</u>			
Larghezza longitudinale	a	360	mm
Larghezza trasversale	b	250	mm
Ricoprimento laterale	c	5	mm
Larghezza longitudinale lamierini	$a_e = a - c$	350	mm
Larghezza trasversale lamierini	$b_e = b - c$	240	mm
Numero di strati di gomma	n_i	3	
Spessore strati di gomma	t_i	7	mm
Numero di gomme di ricoprimento esterne	n_o	1	
Spessore gomme di ricoprimento	t_i'	2.5	mm
Numero di lamierini	n_r	3	
Spessore dei lamierini	t	3	mm
Spessore di gomma totale	h_e	21	mm
Altezza totale dell'appoggio	H	32.5	mm
Modulo di taglio	G	0.9	N/mm ²
Carico	V	2670	kN
Movimento longitudinale	$v_{x,d}$	0	mm
Movimento trasversale	$v_{y,d}$	0	mm
Rotazione longitudinale	$\alpha_{a,d}$	0	rad
Rotazione trasversale	$\alpha_{b,d}$	0	rad
Area effettiva in pianta	$A_1 = a_e \cdot b_e$	84000	mm ²
Area ridotta	$A_r = A_1 (1 - v_{x,d}/a_e - v_{y,d}/b_e)$	84000	mm ²
fattore di forma	$S = A_1 / ((2(a_e + b_e))t_i)$	10.17	---

Verifica deformativa

Fattore di carico	K_l	1	---
deformazione dovuta al carico verticale	$\epsilon_{c,d} = 1.5 \cdot V / (G \cdot A_r \cdot S)$	5.21	---
deformazione dovuta ai movimenti orizzontali	$\epsilon_{q,d} = (v_{x,d}^2 + v_{y,d}^2)^{0.5} / h_e < 1$	0	---
deformazione dovuta alla rotazione	$\epsilon_{\alpha,d} = (a_e^2 \cdot \alpha_x + b_e^2 \cdot \alpha_y) \cdot t_i / (2 \cdot n_i \cdot t_i^3)$	0	---
deformazione di taglio	$\epsilon_{t,d} = K_l \cdot (\epsilon_{c,d} + \epsilon_{q,d} + \epsilon_{\alpha,d}) < 7$	5.21	---
Indice di resistenza a deformazione	I.R. deformazione	0.74	---

Verifica dello spessore dei lamierini di rinforzo

Fattore di concentrazione degli sforzi	K_p	1.3	---
Fattore correttivo	K_h	1	---
Resistenza a snervamento caratteristica acciaio	f_y	235	MPa
	γ_m	1.1	---
Spessore minimo delle lamiere	$t_{min} = (K_p \cdot V \cdot 2 \cdot t_i \cdot K_h \cdot \gamma_m) / (A_r \cdot f_y)$	2.71	mm
Indice di resistenza dei lamierini di acciaio	I.R. $_t$	0.90	---

Limitazione sulla rotazione

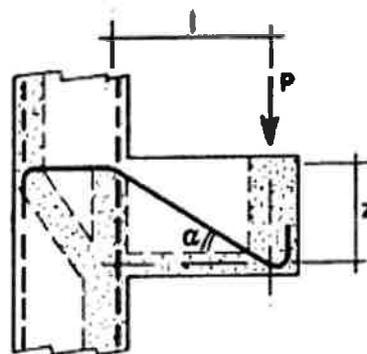
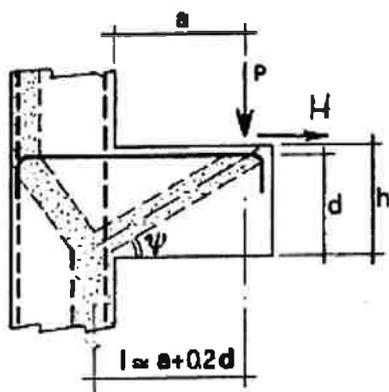
Abbassamento verticale	$V_c = n_i \cdot t_i \cdot V / A_1 \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S^2) + 1 / 2000)$	1.77	mm
Fattore di rotazione	$K_{r,d}$	3	---
	$V_c - (a_e \cdot \alpha_x + b_e \cdot \alpha_y) / K_{r,d} \geq 0$	1.77	---

Verifiche di stabilità

	V / A_r	31.79	MPa
	$2 \cdot a_e \cdot G \cdot S / (3 \cdot h_e)$	101.69	MPa
Indice di resistenza	$V / A_r < 2 \cdot a_e \cdot G \cdot S / (3 \cdot h_e)$	0.31	---

6.4.8.2 Verifiche Strut&Tie

La nomenclatura impiegata per le verifiche è indicata nella figura seguente, mentre per la restante nomenclatura non espressamente indicata nelle seguenti figure si rimanda al paragrafo di riferimento della circolare allegata alla vigenti NTC08.



La dimensione "a" è stata determinata assumendo un'altezza pari al 70% del cateto maggiore del triangolo rettangolo avente la diagonale passante per il vertice del ritegno e per la base del dente (vedi figura seguente).

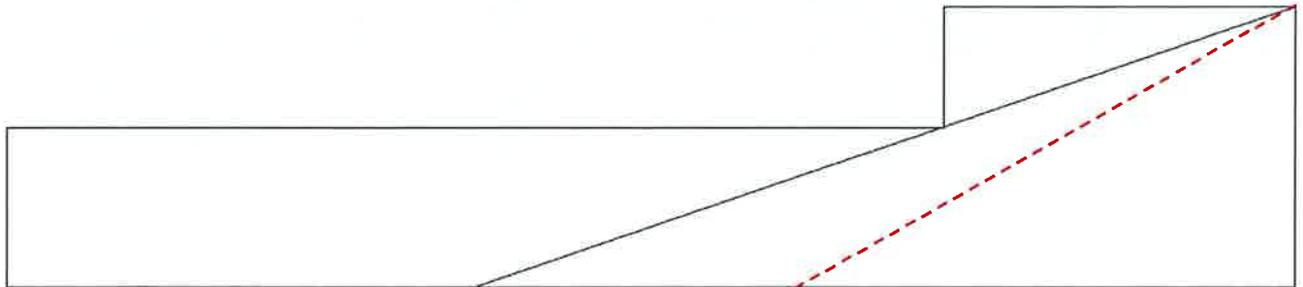


Figura 42: determinazione della sezione impiegata nelle verifiche

fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391.3
fck [Mpa]	33.2
fcd [Mpa]	18.8
h [mm]	700
copriferro [mm]	88
d [mm]	612
a [mm]	350
l [mm]	472.4
b [mm]	1000
λ	0.8576616
P (taglio massimo trave) [N]	2670080
H (forza orizzontale massima trave) [N]	0

LATO ACCIAIO	
As [mm ²]	5852.3
Ferri	20Ø20
As effettiva [mm ²]	6280.0
Verifica	OK

LATO CLS	
Prs [N]	2865223
C	1.5
Prc [N]	3.98E+06
Verifica	OK

6.4.8.3 Verifiche a tranciamento

La verifica a tranciamento del dente superiore del ritegno è sintetizzata nel seguito.

Resistenza di progetto singolo connettore-EC4 §6.3.1.

$$P_{Rd1} = 0.8 \frac{f_u z}{\gamma_v} \frac{d^2}{4} = 0 \quad [\text{kN}]$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} = 0 \quad [\text{kN}]$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd1}, P_{Rd2}) \cdot K = 0$$

$K = 1$

h piolo	100 mm
d	20 mm
alfa	1
gamma v	1.25
ft	540 MPa
fck	32 MPa
Ec	33346 MPa
fi visc	0
Ec,LT	33346 MPa
PRd,a	109 kN
PRd,c	96 kN
PRd	96 kN

h piolo	100 mm
d	16 mm
alfa	1
gamma v	1.25
ft	540 MPa
fck	32 MPa
Ec	33346 MPa
fi visc	0
Ec,LT	33346 MPa
PRd,a	69 kN
PRd,c	61 kN

Nella sezione di calcolo sono presenti 10 ϕ 20 (nella zona di calcestruzzo compresso che si impiegano per la suddetta verifica per un contributo complessivo di 960 kN. I restanti 1710 kN sono affidati ai ferri verticali posizionati nella zona centrale 28 ϕ 16.

6.4.8.1 RITEGNO SISMICO LONGITUDINALE

Si assume che sul singolo ritegno longitudinale agisca il carico indicato nella sottostante tabella. Operando a vantaggio di sicurezza la risultante viene applicata in corrispondenza dell'estradosso del ritegno.

V	2726 kN
---	---------

Le sollecitazioni sono state impiegate per eseguire tre distinte verifiche; la prima sul cuscinetto di neoprene; la seconda impiegando un modello Strut&Tie per la verifica del ritegno; la terza verifica a tranciamento dell'acciaio all'interfaccia tra ritegno ed il sottostante calcestruzzo.

6.4.8.2 Verifiche del cuscinetto di neoprene armato

<i>Geometria e carichi applicati al cuscinetto</i>			
Larghezza longitudinale	a	1100	mm
Larghezza trasversale	b	150	mm
Ricoprimento laterale	c	5	mm
Larghezza longitudinale lamierini	$a_e = a - c$	1090	mm
Larghezza trasversale lamierini	$b_e = b - c$	140	mm
Numero di strati di gomma	n_i	3	
Spessore strati di gomma	t_i	7	mm
Numero di gomme di ricoprimento esterne	n_o	1	
Spessore gomme di ricoprimento	t_i'	2.5	mm
Numero di lamierini	n_r	3	
Spessore dei lamierini	t	2	mm
Spessore di gomma totale	h_e	21	mm
Altezza totale dell'appoggio	H	29.5	mm
Modulo di taglio	G	0.9	N/mm ²
Carico	V	2726	kN
Movimento longitudinale	$v_{x,d}$	0	mm
Movimento trasversale	$v_{y,d}$	0	mm
Rotazione longitudinale	$\alpha_{a,d}$	0	rad
Rotazione trasversale	$\alpha_{b,d}$	0	rad

Verifica deformativa

Fattore di carico	K_l	1	---
deformazione dovuta al carico verticale	$\varepsilon_{c,d} = 1.5 \cdot V / (G \cdot A_r \cdot S)$	3.36	---
deformazione dovuta ai movimenti orizzontali	$\varepsilon_{q,d} = (v_{x,d}^2 + v_{y,d}^2)^{0.5} / h_e < 1$	0	---
deformazione dovuta alla rotazione	$\varepsilon_{\alpha,d} = (a_e^2 \cdot \alpha_x + b_e^2 \cdot \alpha_y) \cdot t_i / (2 \cdot n_i \cdot t_i^3)$	0	---
deformazione di taglio	$\varepsilon_{t,d} = K_l \cdot (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{\alpha,d}) < 7$	3.36	---
Indice di resistenza a deformazione	I.R. deformazione	0.48	---

Verifica dello spessore dei lamierini di rinforzo

Fattore di concentrazione degli sforzi	K_p	1.3	---
Fattore correttivo	K_h	1	---
Resistenza a snervamento caratteristica acciaio	f_y	235	MPa
	γ_m	1.1	---
Spessore minimo delle lamiere	$t_{min} = (K_p \cdot V \cdot 2 \cdot t_i \cdot K_h \cdot \gamma_m) / (A_r \cdot f_y)$	1.52	mm
Indice di resistenza dei lamierini di acciaio	I.R._t	0.76	---

Limitazione sulla rotazione

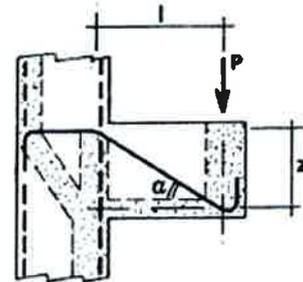
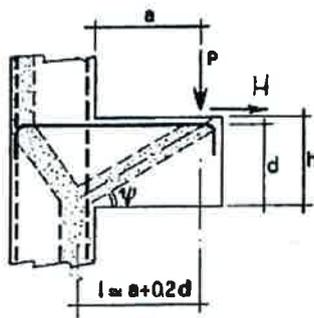
Abbassamento verticale	$V_c = n_i \cdot t_i \cdot V / A_1 \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S^2) + 1 / 2000)$	1.25	mm
Fattore di rotazione	$K_{r,d}$	3	---
	$V_c - (a_e \cdot \alpha_x + b_e \cdot \alpha_y) / K_{r,d} \geq 0$	1.25	---

Verifiche di stabilità

	V / A_r	17.86	MPa
	$2 \cdot a_e \cdot G \cdot S / (3 \cdot h_e)$	275.98	MPa
Indice di resistenza	$V / A_r < 2 \cdot a_e \cdot G \cdot S / (3 \cdot h_e)$	0.06	---

6.4.8.3 Verifiche Strut&Tie

La nomenclatura impiegata per le verifiche è indicata nella figura seguente, mentre per la restante nomenclatura non espressamente indicata nelle seguenti figure si rimanda al paragrafo di riferimento della circolare allegata alla vigenti NTC08.



fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391.3
fck [Mpa]	33.2
fcd [Mpa]	18.8
h [mm]	1100
copriferro [mm]	88
d [mm]	1012
a [mm]	500
l [mm]	702.4
b [mm]	1000
λ	0.7711902
P (taglio massimo trave) [N]	2726400
H (forza orizzontale massima trave) [N]	0

LATO ACCIAIO		LATO CLS	
As [mm ²]	5373.2	Prs [N]	3186492
Ferri	20Ø20	c	1.5
As effettiva [mm ²]	6280.0	Prc [N]	7163235
Verifica	OK	Verifica	OK

6.4.8.4 Verifiche a tranciamento

- Resistenza di progetto singolo connettore-EC4 #6.3.1.

$$P_{Rd1} = 0.8 \frac{f_u}{\gamma_v} \frac{\pi}{4} d^2 = 0 \quad [\text{kN}]$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} = 0 \quad [\text{kN}]$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd1}, P_{Rd2}) = K_r$$

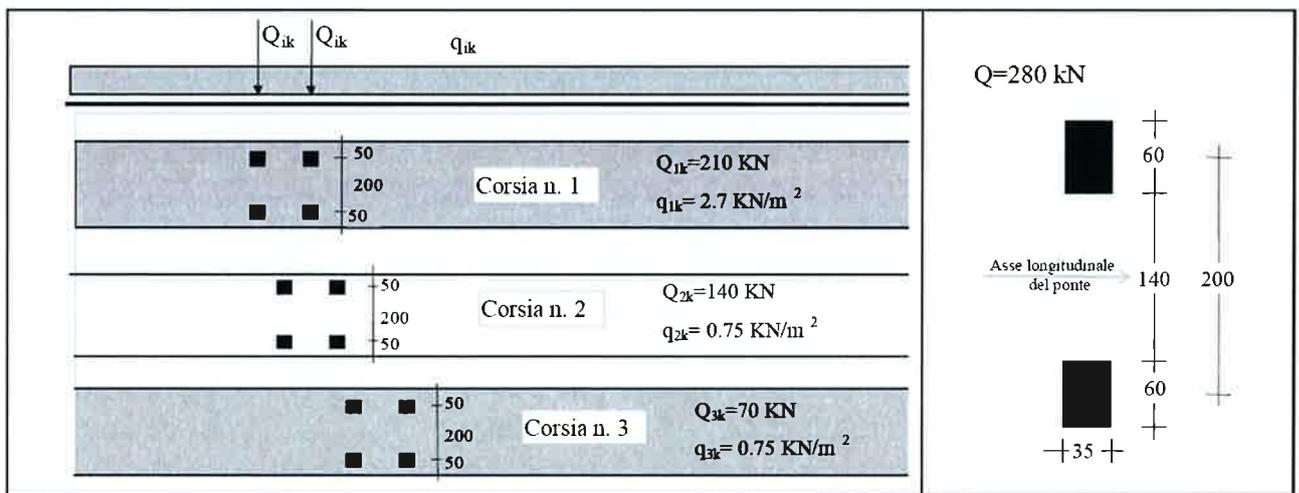
$$K_r = 1$$

h piolo	400 mm
d	20 mm
alfa	1
gamma v	1.25
ft	540 MPa
fck	32 MPa
Ec	33346 MPa
fi visc	0
Ec,LT	33346 MPa
PRd,a	109 kN
PRd,c	96 kN
PRd	96 kN

Nella sezione di calcolo sono presenti 40φ20 (che si impiegano per la suddetta verifica e non sono utilizzati nel modello Strut&Tie) per un contributo complessivo di 3840 kN.

6.5 VERIFICHE A FATICA

Le verifiche a fatica sono condotte adottando il carico veicolare di fatica n° 1 impiegato per le verifiche è rappresentato nella figura seguente.



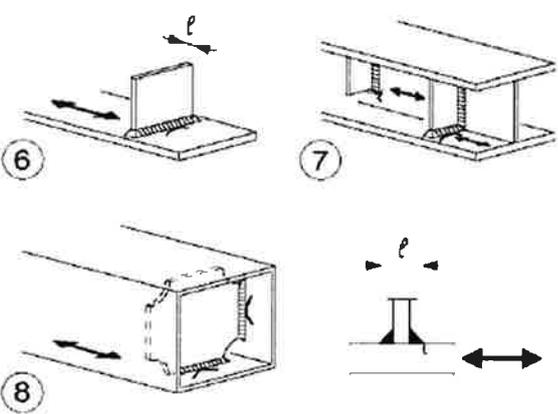
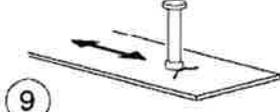
Lo stato tensionale limite sulla piattabanda inferiore è pari al valore di $(71 \text{ MPa} / \gamma_m) = 52.59 \text{ MPa}$ avendo assunto cautelativamente il valore di γ_m pari a 1.35 indicato in tabella C4.2.XII della circolare esplicativa delle vigenti NTC08.

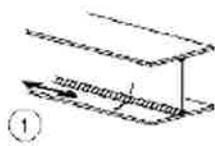
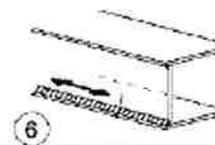
Tabella C4.2.XII - Coefficienti parziali γ_M per verifiche a fatica

	Conseguenza della rottura per fatica	
	Moderate	Significative
Danneggiamento accettabile (strutture poco sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_M = 1,00$	$\gamma_M = 1,15$
Vita utile (strutture sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,35$

6.5.1 TRAVI

Le verifiche sono condotte per i particolari costruttivi indicati nelle figure senti.

<p>71 (36)</p>	 <p>13</p>	<p>13) Giunti trasversali a piena penetrazione eseguiti da un solo lato, con piena penetrazione controllata mediante opportuni controlli non distruttivi.</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0,2}$ <p>In assenza di controlli, si deve adottare la classe 36, per qualsiasi valore di t</p>	<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p>
<p>80 (a) 71 (b)</p>	 <p>6</p> <p>7</p> <p>8</p>	<p>Attacchi trasversali</p> <p>6) Saldati a una piastra</p> <p>7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta</p> <p>8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda</p> <p>(a) $l \leq 50$ mm</p> <p>(b) $50 < l \leq 80$ mm</p> <p>Le classi sono valide anche per nervature anulari</p>	<p>6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti</p> <p>7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali</p>
<p>80</p>	 <p>9</p>	<p>9) Effetto della saldatura del piolo sul materiale base della piastra</p>	

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
125	 	<p>Saldatura longitudinale continue</p> <p>1) Saldatura automatica a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati</p> <p>2) Saldatura automatica a cordoni d'angolo. Le parti terminali dei piatti di rinforzo devono essere verticali considerando i dettagli 5) e 6) della tabella C4.2.XXX</p>	<p>1) e 2) Non sono consentite interruzioni/riprese, a meno che la riparazione sia eseguita da un tecnico qualificato e siano eseguiti controlli atti a verificare la corretta esecuzione della riparazione</p>
100	 	<p>5) Saldatura manuale a cordoni d'angolo o a piena penetrazione</p> <p>6) Saldatura a piena penetrazione manuale o automatica eseguita da un solo lato, in particolare per travi a cassone</p>	<p>5) e 6) Deve essere assicurato un corretto contatto tra anima e piattabanda. Il bordo dell'anima deve essere preparato in modo da garantire una penetrazione regolare alla radice, senza interruzioni</p>

Vengono esplicitate in relazione esclusivamente le verifiche dimensionanti relative al dettaglio della saldatura di testa a completa penetrazione delle ali della trave di riva (dettaglio indicato con la nomenclatura 13 nelle figure precedenti.

La tensione limite risulta pari a

$$(71 \text{ MPa} / \gamma_m) * 0.737 = 38.76 \text{ MPa} - \text{ (per le piattabande aventi spessore massimo di 25 mm)}$$

Si è inoltre tenuto conto del coefficiente riduttivo k_s per i piatti con spessore superiore ai 25 mm.

$$K_s = (25/t)^{0.2} = (25/40)^{0.2} = 0.91$$

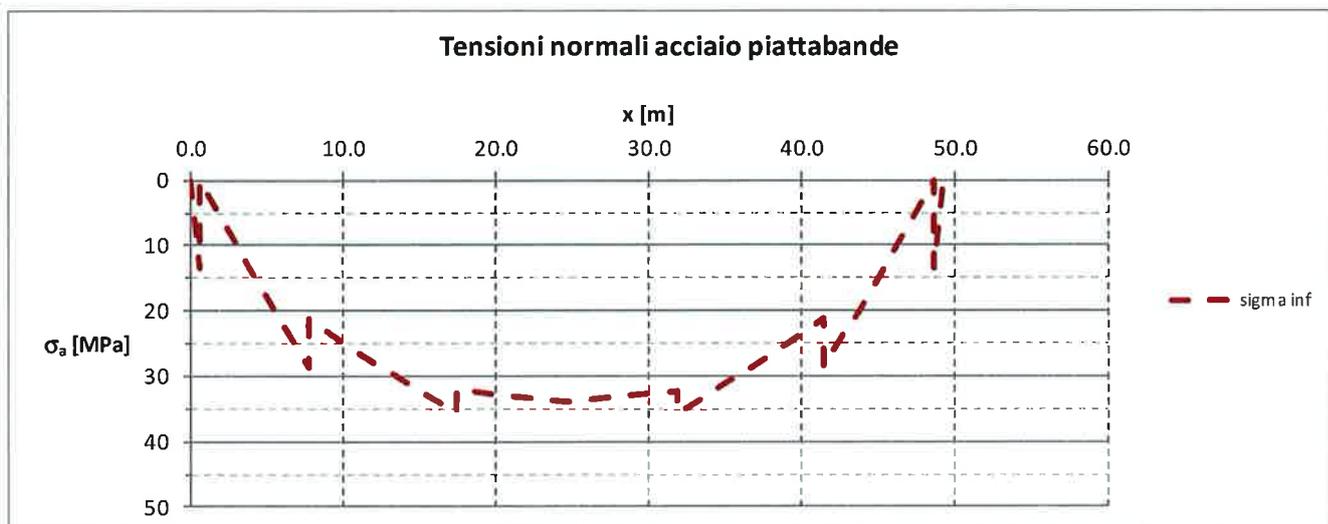
$$K_s = (25/t)^{0.2} = (25/35)^{0.2} = 0.93$$

Alla luce di quanto argomentato si evince come lo stato tensionale limite sulla piattabanda deve risultare inferiore a

$$(71 \text{ MPa} / \gamma_m) * 0.91 * 0.737 = 35.27 \text{ MPa} - \text{ (per la piattabanda da 40 mm)}$$

$$(71 \text{ MPa} / \gamma_m) * 0.93 * 0.737 = 36.04 \text{ MPa} - \text{ (per la piattabanda da 35 mm)}$$

Lo stato tensionale sulla piattabanda inferiore, indotto dallo schema di carico di fatica n°1 utilizzando un fattore γ_f pari a 1.00, è esplicitato in forma grafica nella figura seguente; inoltre in corrispondenza della sezione iniziale e finale di ogni concio nella tabella successiva si riportano i valori numerici della tensione normale sulla piattabanda inferiore.



I valori numeri sono sintetizzati nella tabella seguente.

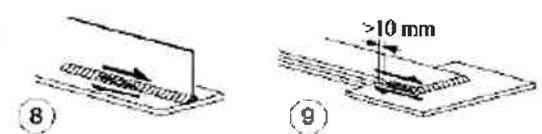
CONCIO	PROGRESSIVA	$\sigma_{a_piattabanda}$ a inferiore	Spessore piattabanda	T
txt	[m]	[MPa]		
C01	0	0.00	20	52.59
C01	7.8	28.55	20	52.59
C02	7.8	21.36	35	36.04
C02	17.4	35.45	35	36.04
C03	17.4	32.06	40	35.27
C03	24.6	33.96	40	35.27
C03	31.8	32.10	40	35.27
C02	31.8	35.49	35	36.04
C02	41.4	21.44	35	36.04
C01	41.4	28.65	20	52.59
C01	49.2	0.00	20	52.59

La verifica dimensionante si riscontrata alla progressiva 31.80 m dell'impalcato (mezzeria) dove la tensione sulla piattabanda inferiore è pari a 35.49 MPa con valore di I.R. pari a 0.75 dove si è indicato con I.R. il rapporto tra la sollecitazione agente e la resistente per lo stato limite di Fatica. L'esito delle verifiche a fatica è pertanto positivo.

6.5.2 DIAFRAMMI

La verifica a fatica viene condotta nei confronti della condizione di carico CDC1 con le sollecitazioni determinate impiegando lo schema di carico a fatica n° 1.

Le verifiche a fatica sono esplicitate in relazione per il dettaglio identificato nella figura seguente con il n° 8.

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80		<p>8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e plattabanda in travi composte saldate</p> <p>9) Giunzioni a sovrapposizione a cordoni d'angolo soggette a tensioni tangenziali</p>	<p>8) $\Delta \tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone</p> <p>9) $\Delta \tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone, considerando la lunghezza totale del cordone, che deve terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra</p>

Sotto tale ipotesi il momento torcente massimo risulta pari a 1863 kNm. Operando in analogia a quanto descritto in 6.4.2.1 si è determinata il taglio al metro pari a 39.82 kN/m.

Fatica		
Mt	1864	kNm
Mt/2	931.84	kNm
bv	2.60	m
bh	9.00	m
Tv	103.54	kN
Th	358.40	kN
Lv	2.60	m
Lh	9.00	m
Tv/m	39.82	kN/m
Th/m	39.82	kN/m

La tensione tangenziale risulta pertanto pari a (39.82 N/mm)/s dove si è indicato con s lo spessore della saldatura pari a 20 mm. Il valore di calcolo risulta pertanto pari a circa 2 MPa. La verifica evidenzia una scarsa sensibilità ai carichi di fatica del diaframma essendo per quest'ultimo elemento dimensionante la condizione di carico relativa al sollevamento dell'impalcato per la sostituzione degli apparecchi di appoggio).

La tensione limite risulta pari a $80/1.35 \cdot 0.457 = 27.08$ kN. La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.5.3 TRAVERSI

Per quanto concerne i traversi le verifiche sono condotte sulle diagonali sulle briglie inferiori omettendo le verifiche della briglia superiore risultando scarica successivamente alla maturazione della soletta in c.a. dell'impalcato. Le verifiche a fatica sul gambo del bullone non sono esplicitate come argomentato 6.5.3.2.

6.5.3.1 Profili

Si riportano infine le verifiche a fatica del dettaglio della connessione delle diagonali e delle briglie dei traversi. Il dettaglio di riferimento è identificato nella figura seguente con il n° 11.

90		9) Giunti bullonati con copri giunti doppi e bulloni calibrati o bulloni non pre-caricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
		10) Giunti bullonati con copri giunti singoli e bulloni AR pre-caricati o bulloni pre-caricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda
		11) Elementi strutturali forati soggetti a forza normale e momento flettente	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta

Le verifiche vengono esplicitate solo per il diagonale in cui si riscontrano le sollecitazioni dimensionanti pari a 192 kN. Sulla singola asta la sollecitazione risulta pertanto pari a $192/2 = 95.5$ kN.

La tensione limite sul profilo è esplicita nel seguito.

$$\text{Sig_lim_profilo} = 90/1.35 \cdot 0.737 = 49.13 \text{ MPa}$$

Si esplicita nel seguito la verifica a fatica sul profilo.

Tensione sul profilo	19.54	MPa
Tensione limite	49.13	MPa
Esito verifica	0.40	I.R.

6.5.3.2 Verifica ad attrito dei bulloni per le sollecitazioni indotte dal carico veicolare a fatica n° 1

La verifica a fatica del bullone viene omessa in quanto il precarico sul bullone consente di escludere scorrimenti del giunto per le sollecitazioni indotte dallo schema di carico indotto dalla fatica. La verifica ad attrito dell'unione bullonata è esplicitata nel seguito.

Φ bullone	24	mm	Diametro del bullone				
Ares	353	mm ²	Area netta				
Classe bullone	10.9	---	Classe del bullone				
fyk	900	MPa	Tensione caratteristica di snervamento				
ftk	1000	MPa	Tensione caratteristica di rottura				
n	1	---	numero di superfici				
Superfici trattate	N	S/N					
mu	0.3	---	coefficiente di attrito				
gamma m7	1.1	---	coefficiente di sicurezza				
gamma m3	1.25	---	coefficiente di sicurezza				
Ns	247.10	kN	trazione sul bullone				
Fv0	59.30	kN	Resistenza di progetto allo scorrimento in assenza di azioni di trazione				
Ned	0	kN	positivo se trazione				
Fvt	59.30	kN	Resistenza di progetto allo scorrimento in presenza di azioni di trazione				
Taglio agente	95.5	kN	Taglio agente sul profilo				
n° bulloni	3	---	n° bulloni della giunzione				
Taglio resistente	177.91	kN	Taglio resistente				
I.R.	0.54		Indice di sicurezza				

6.5.4 PIOLI

La sollecitazione di scorrimento massimo risulta pari a 218 kN. Il numero di pioli presenti in un tratto unitario risulta pari a 15. Il taglio pertanto agente sul singolo piolo è pari a $218/15 = 14.53$ kN. Considerando un piolo di diametro 22 mm si ricava una tensione tangenziale pari a 38.24 MPa.

La classe del dettaglio risulta pari 90 MPa che divisa per il coefficiente $\gamma_{M1} = 1.35$ conduce ad un valore limite della tensione pari a 66.67 MPa.

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7 EFFETTI LOCALI

Nel presente capitolo si riportano le analisi ed i risultati oltre che le verifiche degli effetti locali della soletta. Per quanto concerne la normativa di riferimento, i materiali e l'analisi dei carichi si rimanda rispettivamente al capitolo 2 - 3 - 4. Nella restante porzione della relazione si descrive il modello di calcolo, si illustrano le analisi ed i risultati ottenuti e si riportano le verifiche di resistenza a taglio ed a flessione.

Il capitolo è articolato in tre blocchi indipendenti: il primo relativo alla sezione trasversale tipo $L=12.90\text{m}$; il secondo relativo alle verifiche in corrispondenza della spalla B in cui si riscontra la dimensione massima dello sbalzo pari a 2358 mm; l'ultimo relativo alla verifica della predalla in fase di getto.

7.1 SEZIONE TRASVERSALE TIPO - $L=12.90\text{ m}$

Il modello di calcolo è costituito da una trave su quattro appoggi, rappresentativa di una striscia della soletta di larghezza unitaria con appoggi fissi in corrispondenza delle quattro travi metalliche. Si riporta nella figura seguente una vista unifilare del modello di calcolo. La luce complessiva risulta pari a 12.90 m suddivisa in tre campate da 3.00 metri e due sbalzi laterali di 1.95 m. L'armatura inferiore è pari a $\Phi 20/20$ armatura superiore $\Phi 20/20$ nella zona centrale e $\Phi 20/10$ nella zona dello sbalzo. Il copriferro netto minimo è pari a 35 mm e l'armatura longitudinale è racchiusa all'interno dell'armatura trasversale.



Figura 43: Modello di calcolo

7.1.1 Carichi applicati al modello

Al modello sono stati applicati tutti i carichi di tipo strutturale e non strutturale ad eccezione del peso proprio del getto della soletta affidato esclusivamente alle predelle. Tutti i carichi di tipo lineare agenti sull'impalcato (barriera, sicurvia, velette ecc.) sono stati applicati come forze nei nodi posizionati in corrispondenza del baricentro dei carichi. A titolo esemplificativo ma certamente non esaustivo nelle figure seguenti si riportano una rappresentazione di alcuni dei carichi applicati al modello.

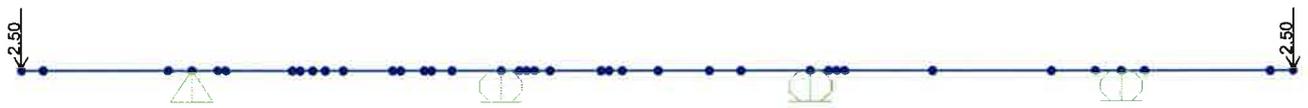


Figura 44: Carico G2 - velette

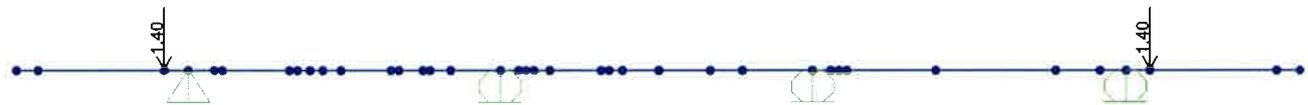


Figura 45: Carico G2 - Sicurvia



Figura 46: Carico G2 - barriera anti lancio

Per quanto concerne i carichi uniformemente distribuiti sull'impalcato sono stati applicati come carichi uniformemente ripartiti sul frame. A titolo esemplificativo si riporta il caso di carico relativo alla pavimentazione.



Figura 47: Carico G2 - pavimentazione

Per i carichi accidentali veicolari si distingue tra il carico uniformemente distribuito ed il tandem. Per quanto concerne il distribuito si è applicato in analogia a quanto descritto precedentemente per caso di carico G2_pavimentazione.

È tuttavia opportuno precisare che per i carichi veicolari è stata variata la posizione di applicazione sull'impalcato al fine di massimizzare le sollecitazioni agenti.

A titolo esemplificativo si riporta la disposizione con prima corsia sull'esterno sx.

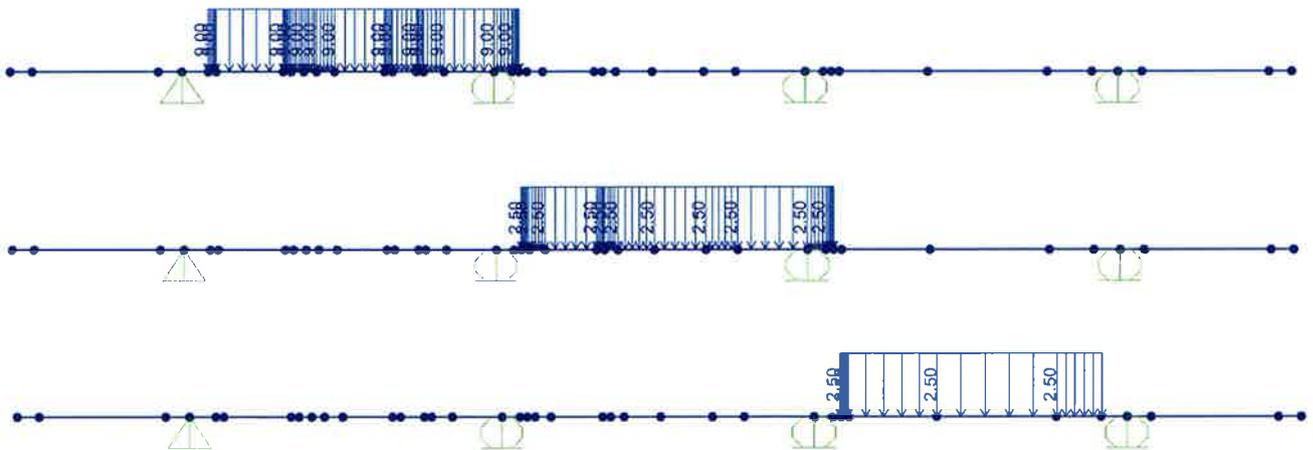


Figura 48: Carico veicolare - Gruppo 1 prima corsia esterna

Per quanto concerne il carico tandem l'impronta di carico è stata diffusa fino allo spessore medio della soletta (cautelativamente si è considerato lo spessore minore di tutto l'impalcato pari a 250 mm). L'entità del carico da applicare è stata determinata ripartendo il carico tandem su una lunghezza di impalcato Long determinata diffondendo i carichi a 45° sul piano orizzontale fino ad intercettare l'asse longitudinale delle travi. A titolo esemplificativo si riporta un esempio relativo allo schema di carico 1 ed allo schema di carico 2.

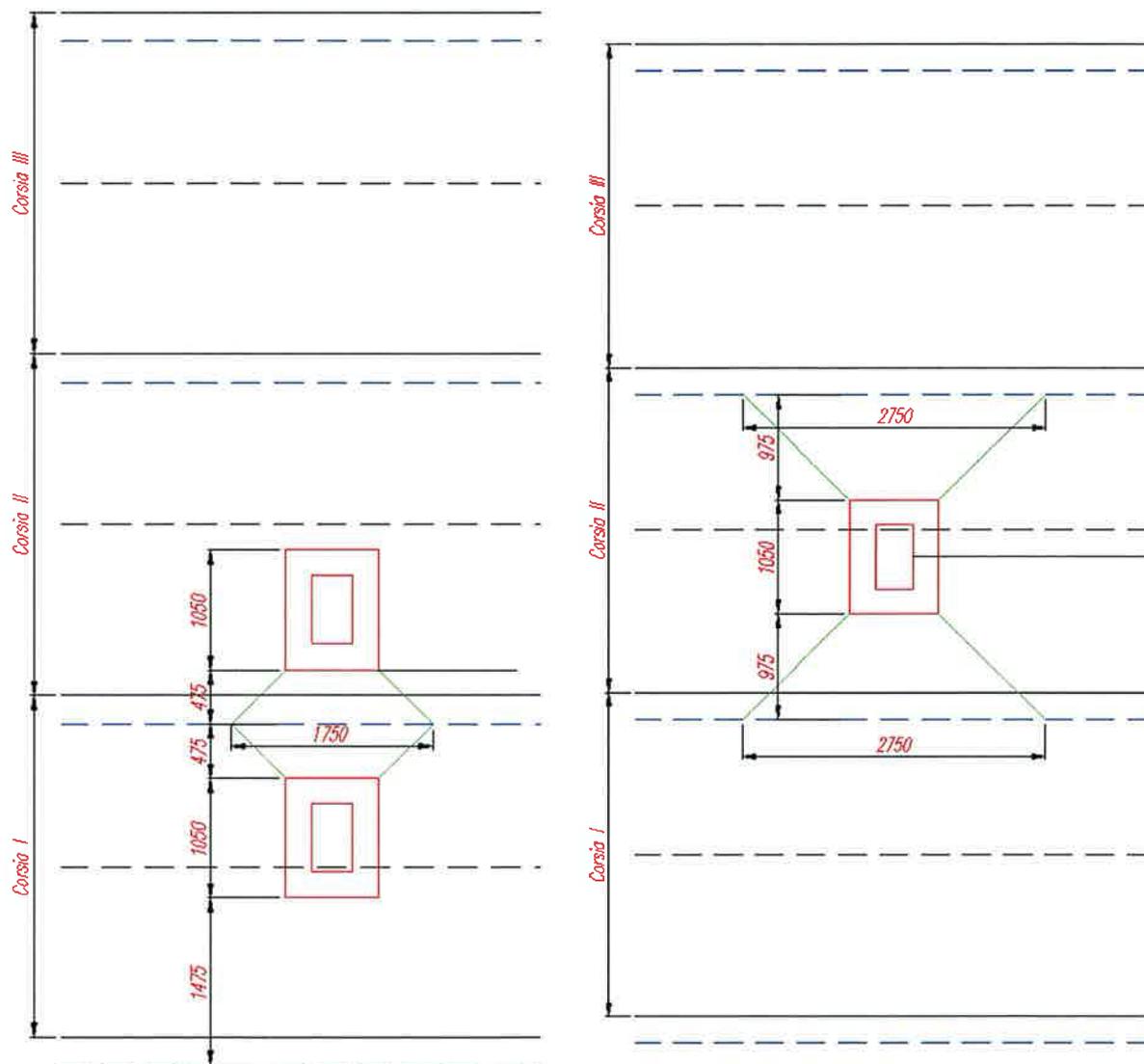


Figura 50: Carico veicolare - schema 2 max taglio e max flessione

Per lo schema di carico 2 si è assunta cautelativamente per il taglio la larghezza di 1750 e per la flessione di 2750 mm.

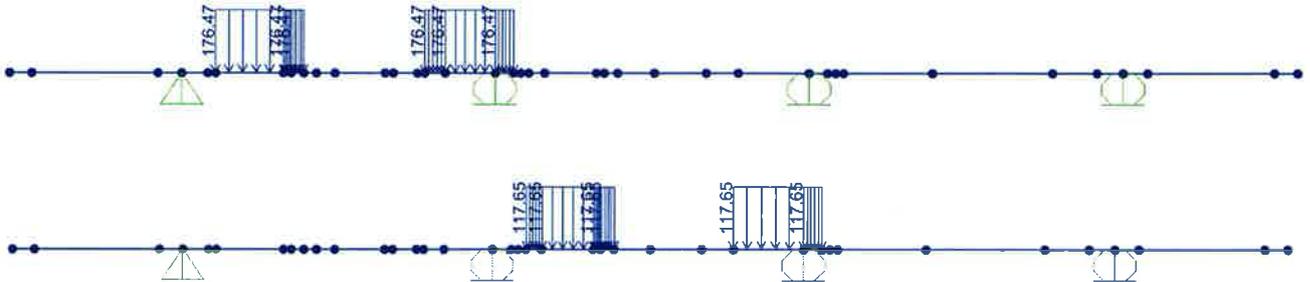


Figura 51: Carico veicolare - Gruppo 1 tandem

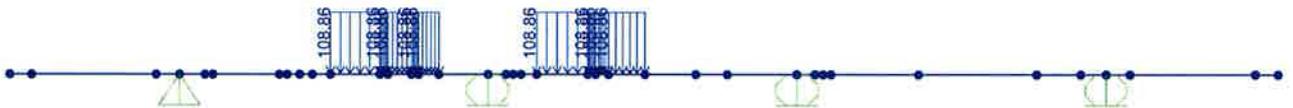


Figura 52: Carico veicolare - Schema 2

L'azione del vento è stata applicata come indicato nella figura seguente.



Figura 53: Vento

7.1.2 ANALISI E RISULTATI

Il modello di calcolo è stato impiegato per svolgere analisi elastiche lineari. I risultati relativi ai carichi elementari sono stati opportunamente combinati per ottenere le sollecitazioni dimensionanti impiegate per effettuare le verifiche di cui al capitolo seguente.

A titolo esemplificativo si riportano i diagrammi delle sollecitazioni elementari (tagli e momenti flettenti) relativi alle azioni di tipo G2 (barriera, sicurvia, velette e pavimentazione).

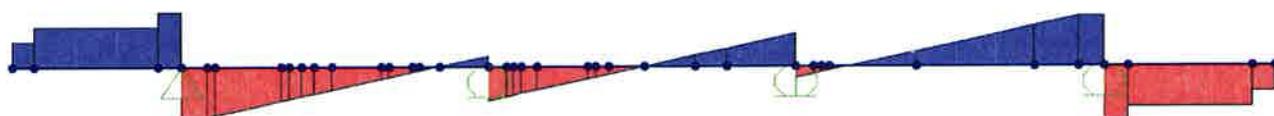


Figura 54: Involuppo G2 - Taglio ($V_{max} = 5.4 \text{ kN}$)



Figura 55: Involuppo G2 - Momento Flettente -6 kNm

Per i soli carichi accidentali dimensionanti si riportano i diagrammi delle sollecitazioni elementari (tagli e momenti flettenti).



Figura 56: Urto su sicurvia - Taglio ($V_{max} = 46.38 \text{ kN}$)



Figura 57: Urto su sicurvia - Momento Flettente -100 kNm

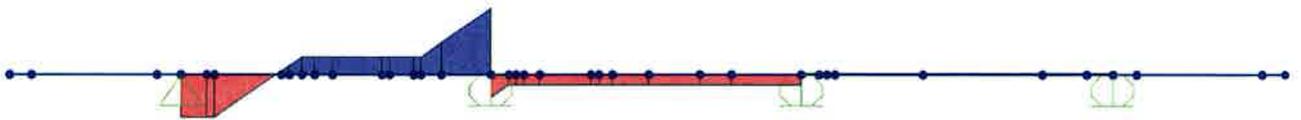


Figura 58: Tandem c1 esterno sx - Taglio ($V_{max} = 105$ kN)

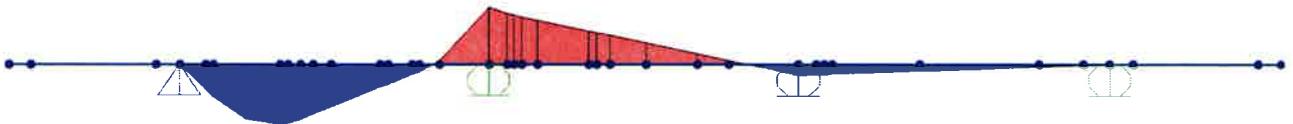


Figura 59: Tandem c1 esterno sx - Momento Flettente +65 kNm



Figura 60: Tandem c1 centrale - Taglio ($V_{max} = 125$ kN)



Figura 61: Tandem c1 centrale - Momento Flettente +57 kNm

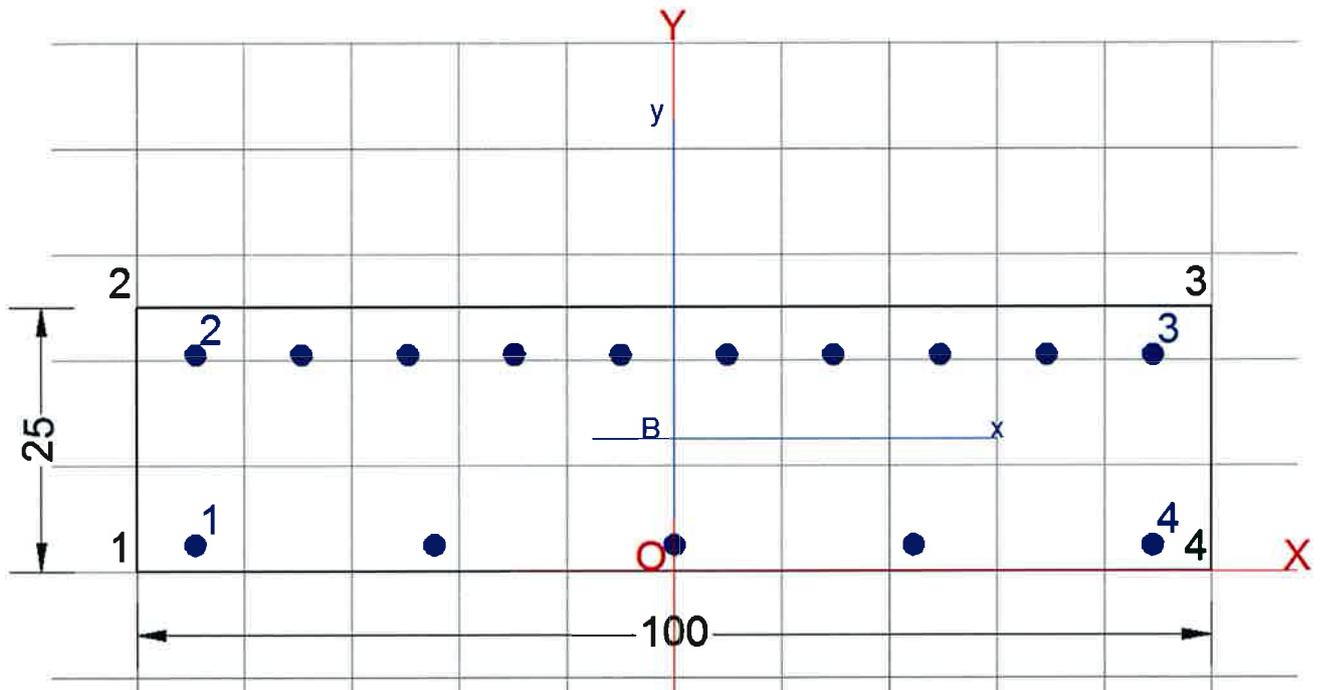
7.1.3 VERIFICHE

Nel presente capitolo si riportano le verifiche di resistenza allo SLU ed SLE della soletta. Le verifiche sono effettuate considerando lo spessore di 25 cm in corrispondenza della trave laterale (S_T1); di 27 cm tra la trave esterna e la trave interna (S_T1-T2); infine, cautelativamente, di 31 cm in corrispondenza della campata centrale (S_T2). Le sezioni risultano tutte armate con $\phi 20/10$ superiormente negli sbalzi mentre nelle restanti porzioni della soletta l'armatura risulta pari a $\phi 20/20$. In corrispondenza dei giunti tale armatura è stata tutta resa pari a $\phi 20/10$ sia superiormente che inferiormente.

7.1.3.1 FLESSIONE

7.1.3.1.1 Sezione S_T1

La sezione è posizionata a filo trave di riva. Le verifiche sono condotte allo SLU per effetto dell'azione accidentale dell'urto sul sicurvia che, ovviamente, non è applicata nelle combinazioni SLE.



DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME SEZIONE: S_T1_L1950

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di calcolo fcd:	18.133 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33457.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.024 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.200 mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	25.0
3	50.0	25.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.5	2.5	20
2	-44.5	20.5	20

3	44.5	20.5	20
4	44.5	2.5	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	8	20
2	1	4	3	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-100.00	-127.54	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-51.06	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-35.94	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-33.93 (-45.96)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-27.54 (-45.96)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 1.5 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	-100.00	-127.54	0.00	-99.83	-215.04	0.00	1.697	31.4(4.4)
2	S	0.00	-51.06	0.00	0.00	-224.77	0.00	4.402	31.4(3.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00509	-50.0	0.0	0.00149	-44.5	2.5	-0.01294	44.5	20.5
2	0.00350	-0.00428	-50.0	0.0	0.00169	-44.5	2.5	-0.01138	44.5	20.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

1	0.000000000	-0.000802087	0.003500000	----	----
2	0.000000000	-0.000725817	0.003500000	0.235	0.734

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	3.31	50.0	0.0	-64.8	-44.5	20.5	833	31.4	9.9	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	3.13	-50.0	0.0	-61.1	34.6	20.5	833	31.4	9.9	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm Esito della verifica
S1	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 * (\text{Ssr}/\text{Ss})^2 = 1 - \text{Beta}12 * (\text{fctm}/\text{S2})^2 = 1 - \text{Beta}12 * (\text{Mfess}/\text{M})^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * \text{Ss}/\text{Es}$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e \text{ sm} * \text{srm}$. Valore limite tra parentesi
MX fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-2.2	0	0.125	20	35.0	0.082	0.00012 (0.00012)	116	0.024 (0.30)	-45.96	0.00

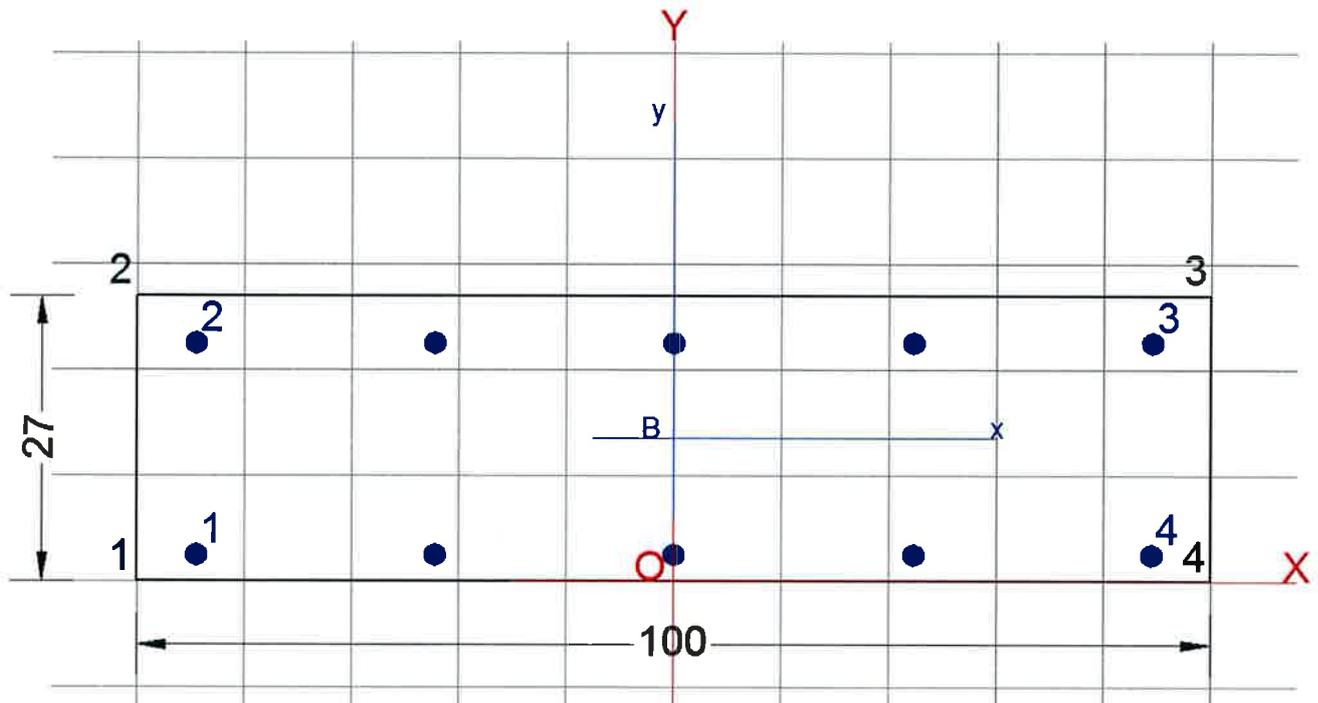
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	2.54	50.0	0.0	-49.6	34.6	20.5	833	31.4	9.9	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.8	0	0.125	20	35.0	-0.393	0.00010 (0.00010)	116	0.020 (0.20)	-45.96	0.00

7.1.3.1.2 Sezione S_T1-T2



DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: S_T1-T2

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di calcolo fcd:	18.133 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33457.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.024 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa

Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 0.200 mm

ACCIAIO -

Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
Resist. snerv. di calcolo fyd:	391.30 MPa
Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30 MPa
Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	27.0
3	50.0	27.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.5	2.5	20
2	-44.5	22.5	20
3	44.5	22.5	20
4	44.5	2.5	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	1	4	3	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	70.94	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	51.90	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	36.28 (47.91)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	1.00 (47.91)	0.00 (0.00)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	70.94	0.00	0.00	139.85	0.00	1.971	15.7(3.8)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

Impalcato - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0107 001	B	189 di 210

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00584	-50.0	27.0	-0.00013	-44.5	22.5	-0.01628	-44.5	2.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000807181	-0.018293887	0.177	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $Beta1*Beta2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.87	-50.0	27.0	-153.8	-22.3	2.5	1038	15.7	20.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	3.41	-50.0	27.0	-107.5	22.3	2.5	1038	15.7	20.0	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
S1	Esito della verifica
S1	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1-Beta12*(Ssr/Ss)^2 = 1-Beta12*(f_{ctm}/S2)^2 = 1-Beta12*(M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4*Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * sm * srm$. Valore limite tra parentesi

Impalcato - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0107 001	B	190 di 210

MX fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
MY fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-2.3	0	0.125	20	15.0	0.128	0.00021 (0.00021)	136	0.050 (0.30)	47.91	0.00

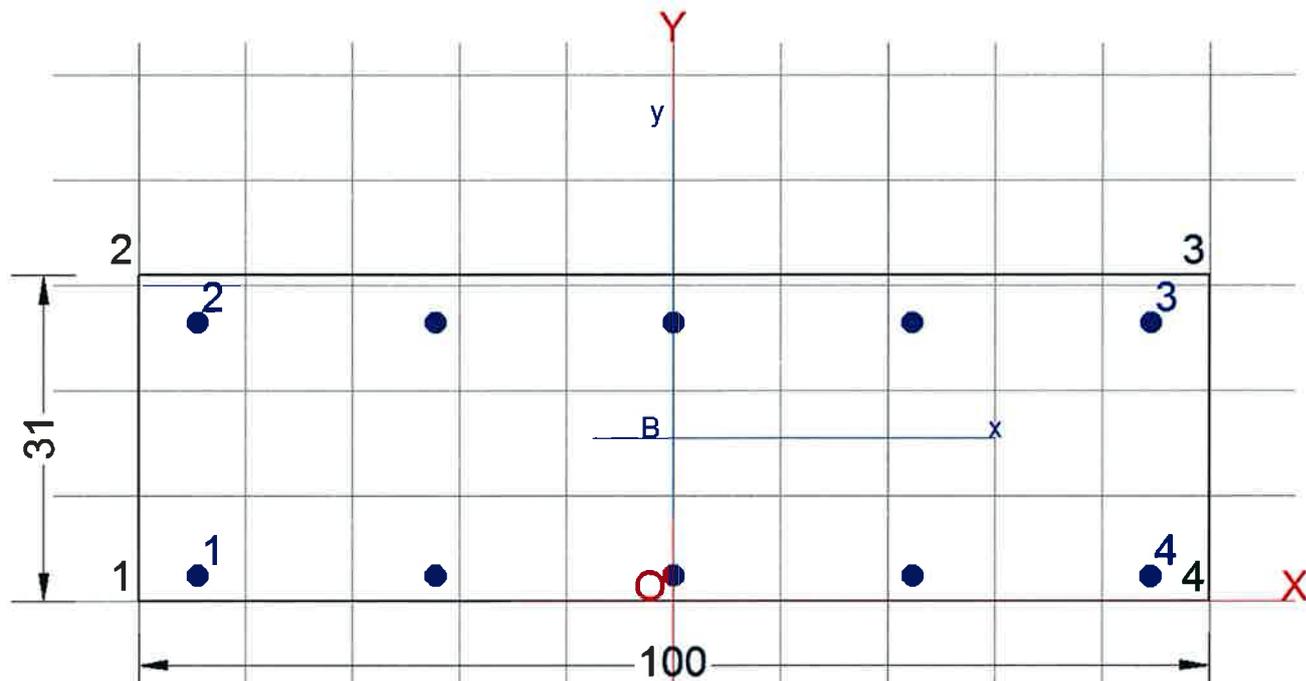
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.09	-50.0	27.0	-3.0	22.3	2.5	1038	15.7	20.0	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.1	0	0.125	20	15.0-1146.7620.00001	0.00001	(0.00001)	136	0.001 (0.20)	47.91	0.00

7.1.3.1.3 Sezione S_T2



DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME SEZIONE: S_T2

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di calcolo fcd:	18.133 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd:	0.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33457.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.024 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa

Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 0.200 mm

ACCIAIO -

Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
Resist. snerv. di calcolo fyd:	391.30 MPa
Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30 MPa
Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	31.0
3	50.0	31.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.5	2.5	20
2	-44.5	26.5	20
3	44.5	26.5	20
4	44.5	2.5	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	1	4	3	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N° Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-121.90	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N° Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-89.78	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N° Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-64.61 (-61.23)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N° Comb.	N	Mx	My
1	0.00	0.14 (62.28)	0.00 (0.00)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N° Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-121.90	0.00	0.00	-152.91	0.00	1.254	15.7(4.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.01131	-50.0	0.0	0.00071	-44.5	2.5	-0.02605	44.5	26.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.001115067	0.003500000	0.118	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $Beta1*Beta2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	6.76	50.0	0.0	-239.1	22.3	26.5	1240	15.7	22.3	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.86	-50.0	0.0	-172.0	22.3	26.5	1240	15.7	22.3	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	= $1 - Beta12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - Beta12 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - Beta12 * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * sm * srm$. Valore limite tra parentesi

Impalcato - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0107 001	B	195 di 210

MX fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 MY fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-3.2	0	0.125	20	35.0	0.551	0.00047 (0.00034)	193	0.156 (0.30)	-61.23	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.01	50.0	31.0	-0.4	22.3	2.5	1033	15.7	22.3	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

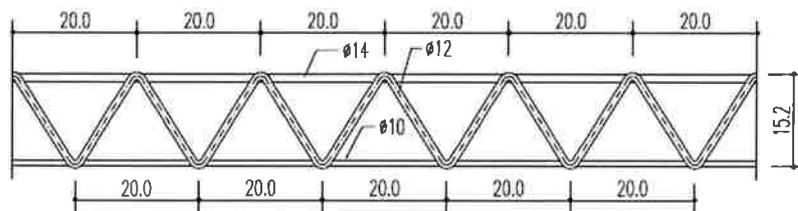
Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.0	0	0.125	20	15.0-98946.3070.00000	0.00000	(0.00000)	140	0.000 (0.20)	62.28	0.00

7.1.3.2 TAGLIO

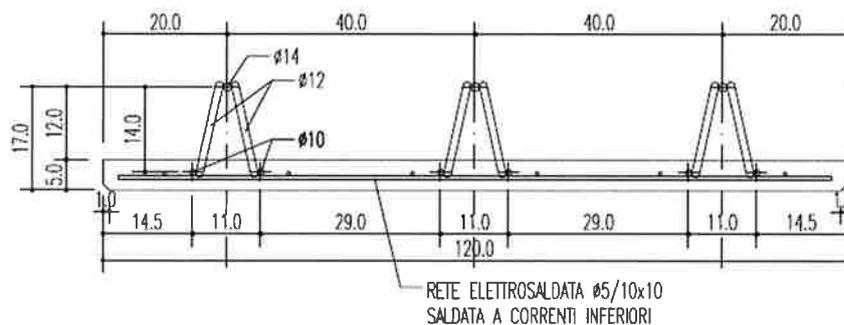
Le verifiche a taglio sono condotte a filo trave centrale, zona in cui si riscontra il massimo taglio agente pari a 243 kN. Al fine di ottenere un esito positivo della verifica a taglio è stata considerata efficace l'armatura inclinata del tralicetto della predalle il cui dettaglio è riportato nella sottostante figura. La sezione di verifica è stata considerata con altezza utile di 17 cm. Alla sollecitazione agente è stato sommato il taglio di 17.7 kN indotto dal peso della soletta. l'armatura a taglio è costituita da 5 staffe $\phi 12/20$ inclinate a 56° .

DETTAGLI

SCALA 1:10



PROSPETTO
LONGITUDINALE
SCALA 1:10



SEZIONE TRASVERSALE A-A
LASTRE TIPO A, B
SCALA 1:10

7.1.3.2.1 Sezione S_T2

Caratteristiche materiali

Cls R_{ck}	<input type="text" value="40"/>	
Cls	<input type="text" value="Fessurato (v=0)"/>	condizioni calcestruzzo
Acciaio 1	<input type="text" value="B450"/>	acciaio barre longitudinali
Acciaio 2	<input type="text" value="B450"/>	acciaio armature trasversali
γ_c	<input type="text" value="1.5"/>	coefficiente parziale relativo al calcestruzzo
γ_s	<input type="text" value="1.15"/>	coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b_w	<input type="text" value="1000"/>	mm	larghezza dell'anima anima resistente (larghezza minima d'anima)
d	<input type="text" value="170"/>	mm	altezza utile della sezione
A_c	<input type="text" value="170000"/>	mm ²	area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n_{bl}	<input type="text" value="10"/>		numero di barre longitudinali
\varnothing_{bl}	<input type="text" value="16"/>	mm	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	<input type="text" value="5.00"/>		numero di bracci delle staffe
\varnothing_{st}	<input type="text" value="12"/>	mm	diametro delle staffe
s_{st}	<input type="text" value="200"/>	mm	passo delle staffe
α	<input type="text" value="56.65"/>	°	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	<input type="text" value="0"/>	KN	sfuerzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	<input type="text" value="260.71"/>	KN	taglio di calcolo

Dati traliccio resistente

θ	<input type="text" value="40"/>	°	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$ctg\theta$	1.19		(il valore deve essere compreso fra 1.0 e 2.5)

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd} 144.5 KN taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale

V_{Rd} 261.6 KN taglio resistente per elemento con armatura trasversale

Il dettaglio del calcolo è riportato nel seguito.

Caratteristiche materiali

Cls

R_{ck}	40	N/mm^2	resistenza cubica caratteristica a compressione
f_{ck}	33.20	N/mm^2	resistenza cilindrica caratteristica a compressione
f_{cm}	41.20	N/mm^2	resistenza cilindrica media a compressione
f_{cd}	22.13	N/mm^2	resistenza cilindrica di progetto a compressione
f_{ctm}	3.10	N/mm^2	resistenza a trazione media
f_{ctm}	3.72	N/mm^2	resistenza a trazione media per fessurazione
E_{cm}	33643	N/mm^2	modulo elastico istantaneo (valore secante fra 0 e 0.4 fcm)
ν	0		coefficiente di Poisson

Acciaio barre longitudinali

f_{yk}	450	N/mm^2
f_{yd}	391.3	N/mm^2

Acciaio staffe

f_{yk}	450	N/mm^2
f_{yd}	391.3	N/mm^2

Caratteristiche di aderenza delle barre

η	1.00		
f_{bk}	4.88	N/mm^2	tensione di aderenza caratteristica
f_{bd}	3.25	N/mm^2	tensione di aderenza di progetto

Calcoli preliminari

A_{sl}	2010.6	mm^2	area dell'armatura longitudinale
ρ_l	0.0118		rapporto geometrico d'armatura longitudinale
$\rho_{l,eff}$	0.0118		rapporto considerato nei calcoli
σ_{cp}	0.000	N/mm^2	tensione media di compressione nella sezione
$\sigma_{cp,eff}$	0.000	N/mm^2	tensione media considerata nei calcoli
A_{sw}	565.5	mm^2	area della singola staffa (è considerato il numero di braccia)

Elemento armato a taglio

α	0.989	rad	inclinazione delle staffe rispetto all'orizzontale
θ	0.698	rad	inclinazione delle bielle compresse rispetto all'asse della trave
f'_{cd}	11.067	N/mm^2	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
α_c	1.000		coefficiente maggiorativo per compressione
N_{Rd}	3763	KN	sforzo normale di compressione ultimo
$ctg\alpha$	0.66		
$ctg\theta$	1.19		
V_{Rsd}	261.6	KN	taglio resistente relativo alle armature tese
V_{Rcd}	1100.0	KN	taglio resistente relativo alle bielle compresse
V_{Rd}	261.6	KN	taglio resistente di calcolo

7.2 SBALZO IN ADIACENZA SPALLA B

Nel paragrafo si riportano le verifiche locali dello sbalzo ($L=2358\text{mm}$) in adiacenza alla spalla B.

Lo schema di calcolo, che analizza una striscia di larghezza unitaria, è costituito da un unico frame incastrato in corrispondenza dell'asse della trave di riva. Il modello risulta caricato con le medesime azioni precedentemente descritte. Nella tabella seguente ci si limita, pertanto, alla presentazione numerica dei risultati.

7.2.1 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

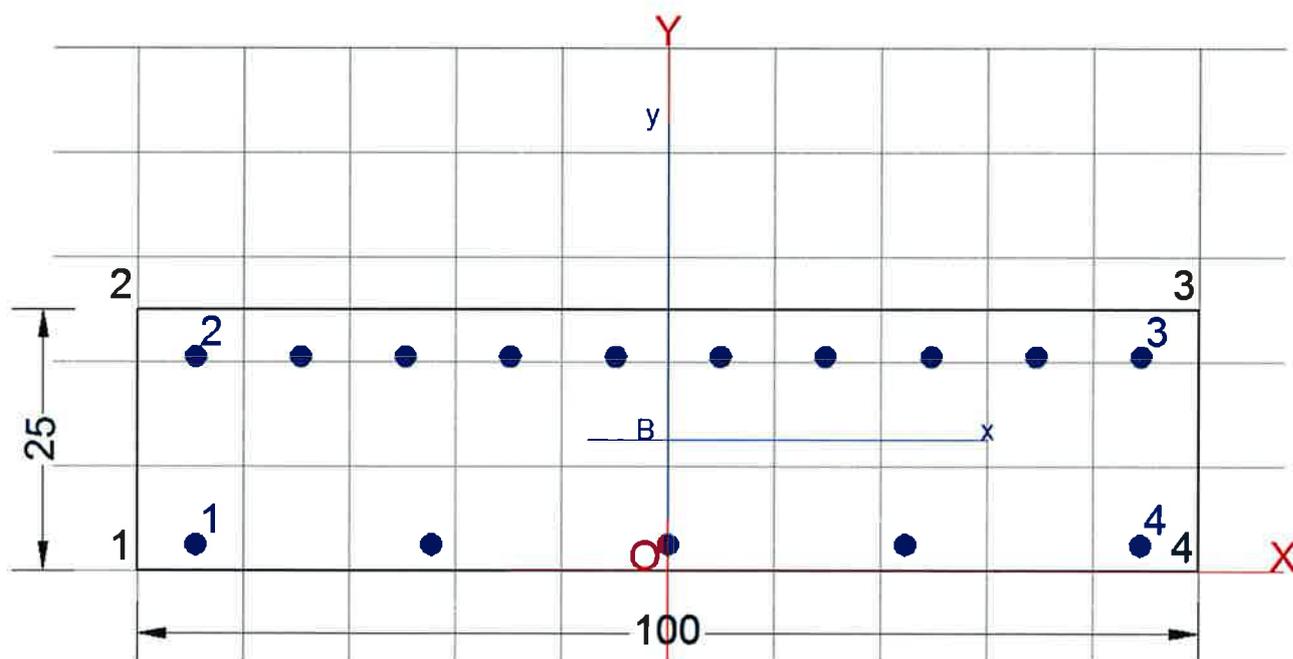
TABLE: Element Forces - Frames					
Frame	Station	OutputCase	CaseType	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN-m
3	0.23	SLU_A1	Combination	58.22	-72.70
3	0.23	SLU_ECC	Combination	31.61	-138.88
3	0.23	SLE_RARA	Combination	41.17	-51.24
3	0.23	SLE_FREQ	Combination	38.78	-48.24
3	0.23	SLE_QPERM	Combination	31.61	-38.88

Sbalzo $L = 2358 \text{ mm}$ $Sp=30+6$

7.2.2 VERIFICHE

Le verifiche vengono esplicitate in relazione esclusivamente per il caso dimensionante $L = 2358$ avendo disposto la medesima armatura anche nello sbalzo minore, per il quale comunque risulta necessaria la medesima armatura.

7.2.2.1 Flessione



DATI GENERALI SEZIONE IN C.A. NOME SEZIONE: S_T1_L2358

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di calcolo fcd:	18.133 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.000 MPa

Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
Def.unit. ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	33457.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.024 MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00 daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.200 mm

ACCIAIO -

Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
Resist. snerv. di calcolo fyd:	391.30 MPa
Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30 MPa
Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	25.0
3	50.0	25.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.5	2.5	20
2	-44.5	20.5	20
3	44.5	20.5	20
4	44.5	2.5	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	8	20
2	1	4	3	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-100.00	-138.88	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-72.70	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-51.24	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-48.24 (-45.96)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-38.88 (-45.96)	0.00 (0.00)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	-100.00	-138.88	0.00	-99.83	-215.04	0.00	1.556	31.4(4.4)
2	S	0.00	-72.70	0.00	0.00	-224.77	0.00	3.092	31.4(3.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00509	-50.0	0.0	0.00149	-44.5	2.5	-0.01294	44.5	20.5
2	0.00350	-0.00428	-50.0	0.0	0.00169	-44.5	2.5	-0.01138	44.5	20.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000802087	0.003500000	---	---
2	0.000000000	-0.000725817	0.003500000	0.235	0.734

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
 D barre Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
 Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.72	50.0	0.0	-92.3	34.6	20.5	833	31.4	9.9	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.45	50.0	0.0	-86.9	-44.5	20.5	833	31.4	9.9	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	= $1 - \text{Beta}12 \cdot (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot Ss/Es$ è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot sm \cdot srm$. Valore limite tra parentesi
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-3.2	0	0.125	20	35.0	0.546	0.00024 (0.00017)	116	0.047 (0.30)	-45.96	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	3.58	-50.0	0.0	-70.1	34.6	20.5	833	31.4	9.9	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-2.6	0	0.125	20	35.0	0.301	0.00014 (0.00014)	116	0.028 (0.20)	-45.96	0.00

7.2.2.2 Taglio

Si rimanda al paragrafo 7.1.3.2.1 per le verifiche in quanto dimensionanti.

7.3 PREDALLES - VERIFICHE IN FASE DI GETTO

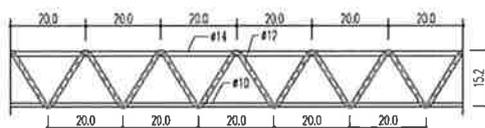
Nel presente paragrafo si riportano le verifiche delle predalle durante la fase di getto. Il paragrafo è articolato in due parti: la prima relativa alla predalle di bordo, avente uno schema di calcolo a trave continua su più appoggi con sbalzo di estremità; il secondo relativo alla predalle centrale, avente uno schema di calcolo di trave semplicemente poggiate.

Si riporta nel seguito una rappresentazione grafica della conformazione geometrica del tralicetto di armatura della predalle interna. Si precisa tuttavia che per le predalle delle sbalzo l'armatura è maggiore. Si rimanda alla tabella inferiore per il dettaglio delle armature.

Armatura	Predalle Interne	Predalle Esterne
Inferiore	2Φ10	2Φ10
Diagonale	2Φ12	2Φ12
superiore	1Φ14	1Φ20

DETTAGLI

SCALA 1:10



PROSPETTO
LONGITUDINALE
SCALA 1:10

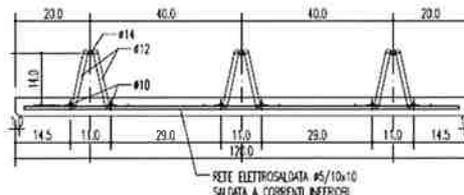


Figura 62: dettaglio predalle interna

7.3.1 Prescrizioni sulle fasi di getto della soletta.

Le verifiche riportate nei paragrafi successivi sono relative ad una fasistica di getto nella quale prima si getta la parte di predalla vincolata sulle due travi e la porzione soprastante l'ala superiore della trave metallica (porzione evidenziata in verde); successivamente all'avvenuta maturazione del getto, si completa la soletta sopra lo sbalzo (porzione evidenziata in giallo nella figura). A maturazione dell'intera soletta si potrà procedere al getto del marciapiede con annegata la veletta (porzione evidenziata in rosso nella figura seguente).

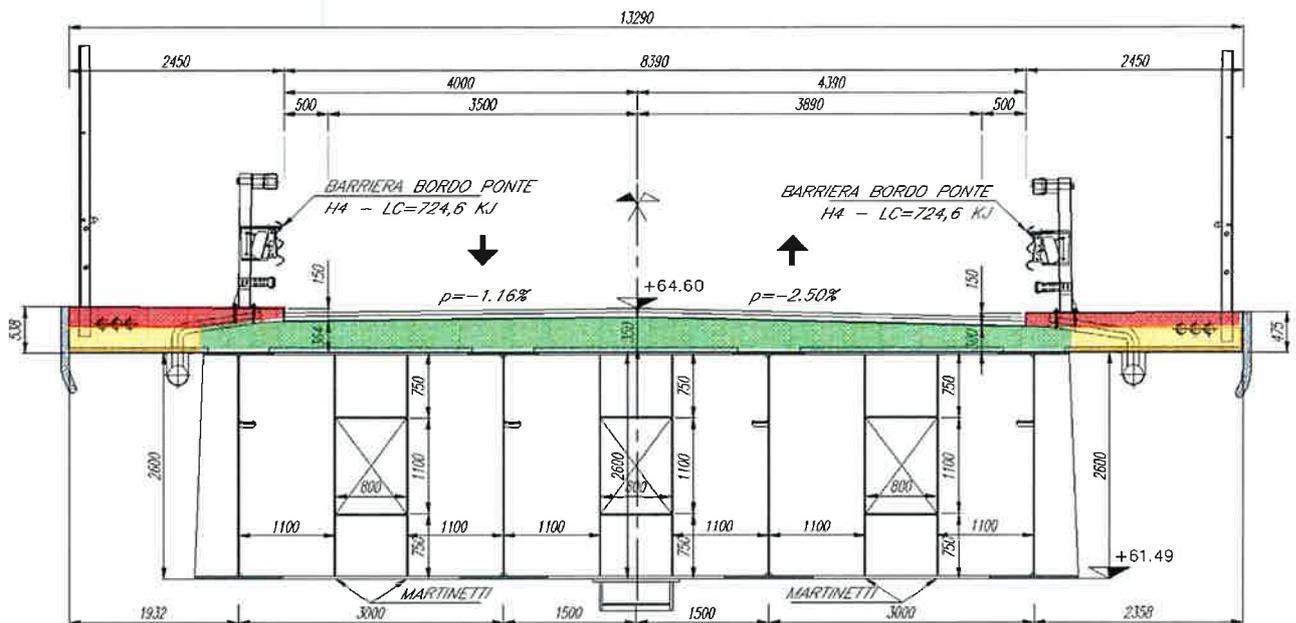
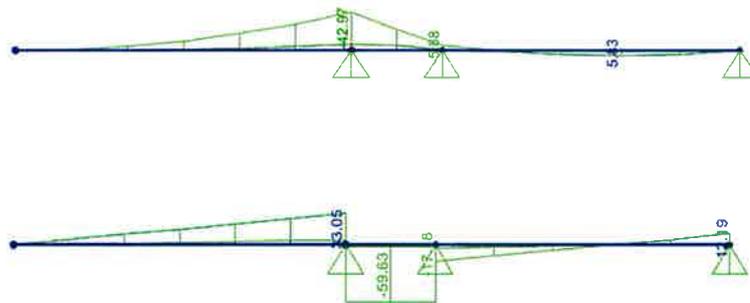


Figura 63: Fasistica di getto della soletta

7.3.2 Predalle esterna con sbalzo

Lo schema di calcolo è costituito da una trave continua su tre appoggi con uno sbalzo da un lato, caricato da un'azione uniformemente distribuita pari al peso proprio della predalles, al peso del calcestruzzo fresco e da un ulteriore carico accidentale in conformità a quanto definito in 4.10.

Nella figura seguente si riportano i dati geometrici dello schema di calcolo e la relativa analisi dei carichi relativi ad una larghezza di calcolo pari a 1.00 m.



<i>Mmax_plus</i>	5.83 kNm
<i>Mmax_min</i>	42.97 kNm
<i>Vmax</i>	18 kN

Si riportano nel seguito le verifiche di sicurezza della predalla soggetta a momento negativo e taglio.

Dati della sezione della predalla:

$R_{ck} =$	45.0	N/mm ²	
$s_l =$	6.0	cm	spessore lastra
$i_{tr} =$	40.0	cm	interasse tralacci
$h_{tr} =$	15.0	cm	h traliccio (interasse correnti)
$b_{tr} =$	11.0	cm	distanza correnti inf. singolo traliccio
$p_d =$	20.0	cm	passo diagonali traliccio

ϕ	n°	p.(cm)	$A_s(\text{mm}^2)$	
10	2	40.00	157	correnti inferiori
20	1	40.00	314	corrente superiore
12	2	20.00	226	diagonale traliccio
0	1	40.00	0	Armatura aggiuntiva

Verifica in fase di getto

$M =$	42.97	KNm/m	$M^* =$	17.19	KNm/tr
$V =$	59.63	KN/m	$V^* =$	23.85	KN/tr

Verifica di resistenza del corrente superiore teso

$N_i = M^*/h_{tr} =$	114.59	KN/tr	
$\sigma_i = N_i/A_i =$	364.74	N/mm ²	< 391 N/mm ²
I.R.	0.93		

Verifica di stabilità della diagonale compressa

$L_d = [h_{tr}^2 + (b_{tr}/2)^2 + (p_d/2)^2]^{1/2} =$	18.85	cm	
$\cos\alpha = h_{tr}/L_d =$	0.796	rad	
$N_d = V/(2\cos\alpha) =$	14.99	KN/m	
$L_0 = L_d =$	18.85	cm	$\lambda = \beta L_0/i = 63$
$\beta =$	1.00		$\alpha(\lambda) = 1.49$ DIN 4114 acciaio St. 52
$i = \phi/4 =$	0.3	cm	
$\sigma_d = \omega N_d/A_d =$	197.53	N/mm ²	< 391 N/mm ²
I.R.	0.51		

Si rimanda al paragrafo successivo per le verifiche della predalle a momento positivo e taglio.

7.3.3 Predalle interna

Verifica della predalla centrale con schema di calcolo in semplice appoggio.

Dati della sezione della predalla:

$R_{ck} =$	45.0	N/mm ²	
$s_l =$	6.0	cm	spessore lastra
$k_r =$	40.0	cm	interasse tralacci
$h_{tr} =$	15.0	cm	h traliccio (interasse correnti)
$b_{tr} =$	11.0	cm	distanza correnti inf. singolo traliccio
$p_d =$	20.0	cm	passo diagonali traliccio

ϕ	n°	p. (cm)	A_s (mm ²)	
10	2	40.00	157	correnti inferiori
14	1	40.00	154	corrente superiore
12	2	20.00	226	diagonale traliccio
0	1	40.00	0	Armatura aggiuntiva

Verifica in fase di getto

M =	9.14	KNm/m	M* =	3.66	KNm/tr
V =	16.56	KNm/m	V* =	6.62	KNm/tr

Verifica di stabilità del corrente superiore compresso

$N_s = M^*/h_{tr} =$	24.37	KN	
$\beta =$	1.00		$\lambda = \beta L_0/i = 57$
$i = \phi/4 =$	0.35	cm	
$L_0 = p_d =$	20.00	cm	$\alpha(\lambda) = 1.41$ DIN 4114 acciaio St. 52
$\sigma_s = \omega N_s/A_s =$	223.25	N/mm ²	< 391 N/mm ²
I.R.	0.57		

Verifica di resistenza dei correnti inferiori tesi

$N_i = M^*/h_{tr} =$	24.37	KN/tr	
$\sigma_i = N_i/A_i =$	155.17	N/mm ²	< 391 N/mm ²
I.R.	0.40		

Verifica di stabilità della diagonale compressa

$L_d = [h_{tr}^2 + (b_{tr}/2)^2 + (p_d/2)^2]^{1/2} =$	18.85	cm	
$\cos \alpha = h_{tr}/L_d =$	0.796	rad	
$N_d = V/(2 \cos \alpha) =$	4.16	KN/m	
$L_0 = L_d =$	18.85	cm	$\lambda = \beta L_0/i = 63$
$\beta =$	1.00		$\alpha(\lambda) = 1.68$ DIN 4114 acciaio St. 52
$i = \phi/4 =$	0.3	cm	
$\sigma_d = \omega N_d/A_d =$	61.85	N/mm ²	< 391 N/mm ²
I.R.	0.16		