



Città
metropolitana
di Milano

Westfield

WESTFIELD MILAN S.p.a.
C.so Giacomo Matteotti, 10
20121 Milano

ACCORDO DI PROGRAMMA
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 22.05.2009 N.5095)
PRIMO ATTO INTEGRATIVO
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 29.03.2010 N.3148)

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103
"ANTICA DI CASSANO"
1° LOTTO - 2° STRALCIO
TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO elaborato :			Cod. Elaborato:
<u>OPERE D'ARTE MAGGIORI</u> CV02 - CAVALCAVIA SVINCOLO CASCINA GABBADERA Relazione di calcolo impalcato			D.03.09
CODICE WM :			Scala:
WM-ERR-TB-00-RP-C-95059			-
	Redatto	Controllato	Approvato
	ROSSI	VISCHIONI	RINALDI
			Data:
			Maggio 2015

Revisioni	Redatto	Controllato	Approvato	DATA:
A	ROSSI	VISCHIONI	RINALDI	VERIFICA - SETT. 2015
B	MARTIGNONI	VISCHIONI	RINALDI	APR.2019
C				
D				

Progettazione :



Il Direttore Tecnico
Dott.Ing. Alberto RINALDI

.....

.....

Visto

WESTFIELD MILAN S.p.a.

C.so Giacomo Matteotti, 10
20121 Milano

.....

Visto

.....

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	4
1.1	Impalcato in acciaio	4
1.2	Criteri di calcolo	5
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normativa adottata.....	6
2.1.1	<i>Impalcato</i>	6
3	MATERIALI	7
3.1	Acciaio	7
3.1.1	<i>Acciaio per armatura convenzionale di strutture in c.a.</i>	7
3.1.2	<i>Acciaio per la carpenteria metallica dell'impalcato</i>	7
3.1.3	<i>Acciaio per pioli</i>	7
3.1.4	<i>Unioni saldate</i>	7
3.1.5	<i>Unioni bullonate</i>	7
3.2	Conglomerato cementizio	8
3.2.1	<i>Conglomerato cementizio per soletta e predalles impalcato</i>	8
3.3	Durabilità dei materiali	9
3.3.1	<i>Conglomerati cementizi</i>	9
4	STATICA GLOBALE	10
4.1	Modellazione a graticcio	10
4.2	Rigidezze flessionali	10
4.3	Rigidezze torsionali.....	10
4.4	Caratteristiche delle sezioni.....	11
4.4.1	<i>Calcolo della larghezza di soletta collaborante</i>	11
4.5	Caratteristiche geometriche	13
4.5.1	<i>Travi principali</i>	13
4.5.2	<i>Traversi</i>	14
4.6	Analisi dei carichi	15
4.6.1	<i>Impalcato metallico</i>	15
4.6.2	<i>Soletta in c.a.</i>	15
4.6.3	<i>Permanenti</i>	16
4.6.4	<i>Carico accidentale</i>	17
4.7	Effetti del vento	25
4.7.1	<i>Velocità di riferimento</i>	25
4.7.2	<i>Pressione di riferimento</i>	26
4.7.3	<i>Coefficiente di esposizione</i>	26
4.7.4	<i>Coefficiente di forma</i>	29
4.7.5	<i>Pressione del vento</i>	29
4.8	Effetti della temperatura.....	33
4.8.1	<i>Variazione termica uniforme</i>	33
4.8.2	<i>Variazione termica differenziale trave – soletta</i>	33
4.9	Effetti dovuti al ritiro	35
4.9.1	<i>Determinazione dei parametri di ritiro</i>	35
4.9.2	<i>Effetti primari del ritiro</i>	36
4.9.3	<i>Effetti secondari del ritiro</i>	37
4.10	Cedimenti differenziali.....	37
4.11	Combinazione dei carichi.....	38
4.12	Analisi strutturale	41
4.13	Analisi delle sollecitazioni	45
5	VERIFICHE FONDAMENTALI.....	49

5.1	Verifiche delle travi principali	49
5.2	Verifiche dei traversi	58
5.2.1	<i>Traversi di campata – Sezione di mezzeria</i>	63
5.2.2	<i>Traversi di campata – Sezione di appoggio</i>	71
5.2.3	<i>Traversi di spalla – Sezione di mezzeria</i>	79
5.2.4	<i>Traversi di spalla – Sezione di appoggio</i>	85
5.3	Verifica della piattabanda forata delle travi principali	91
5.4	Verifica di stabilità della piattabanda compressa	92
5.5	Verifica di resistenza dell'irrigidimento trasversale intermedio	93
5.6	Verifica di resistenza dell'irrigidimento trasversale all'appoggio	95
5.7	Verifica di rigidezza dei telai trasversali	97
5.8	Verifica giunto del traverso di campata con la trave principale	101
5.8.1	<i>Coprigiunto superiore</i>	103
5.8.2	<i>Coprigiunto inferiore</i>	105
5.8.3	<i>Coprigiunto d'anima</i>	107
5.9	Verifica giunto del traverso di spalla con la trave principale	110
5.9.1	<i>Coprigiunto superiore</i>	112
5.9.2	<i>Coprigiunto inferiore</i>	114
5.9.3	<i>Coprigiunto d'anima</i>	116
5.10	Verifiche dei controventi	119
5.10.1	<i>Controventi di piano</i>	119
6	VERIFICHE PARTICOLARI	124
6.1	Verifica dei connettori	124
6.1.1	<i>Resistenze di calcolo dei connettori</i>	124
6.1.2	<i>Caratteristiche geometriche</i>	125
6.1.3	<i>Azioni sui pioli</i>	126
6.2	Verifica di stabilità a taglio	127
6.2.1	<i>Contributo dell'anima</i>	128
6.2.2	<i>Contributo delle flange</i>	132
6.3	Verifica degli irrigidimenti in campata	133
6.4	Tabulati	134
6.5	Verifiche di stabilità CNR 10011/85 e CNR10030/87	135
6.6	Verifica dell'attacco tra traverso di spalla e traverso di campata	136
6.6.1	<i>Coprigiunto d'anima</i>	136
6.7	Verifica degli irrigidimenti agli appoggi	138
7	STATICA LOCALE DELLA SOLETTA	140
7.1	Calcolo delle sollecitazioni	140
7.1.1	<i>Peso proprio</i>	140
7.1.2	<i>Permanenti e accidentali</i>	140
7.1.3	<i>Sollecitazioni</i>	142
7.2	Verifica a flessione delle armature longitudinali	143
7.2.1	<i>Campata tipica</i>	143
7.2.2	<i>Continuità</i>	145
7.2.3	<i>Campata di estremità</i>	146
7.3	Verifica a taglio	147
7.3.1	<i>Prima fase – Verifica delle staffe dei tralicci</i>	147
7.3.2	<i>Seconda fase – Verifica a taglio della soletta</i>	148
8	ANALISI DELLE DEFORMAZIONI	149
8.1	Contromonte	149
8.2	Deformazioni massime	150
8.3	Escursione dei giunti	150
9	AZIONI AGLI APPOGGI	151

9.1	Azioni verticali	151
9.2	Azioni orizzontali	155
9.2.1	<i>Azione longitudinale di frenamento</i>	155
9.2.2	<i>Azione centrifuga</i>	155
9.2.3	<i>Azione trasversale del vento</i>	155
9.2.4	<i>Resistenza passiva dei vincoli</i>	157
9.3	Tabulati	158
9.3.1	<i>Trave 1</i>	158
9.3.2	<i>Trave 2</i>	159
10	ANALISI SISMICA	160
10.1	Azioni sismiche di progetto	160
10.1.1	<i>Vita nominale</i>	160
10.1.2	<i>Classe d'uso</i>	160
10.1.3	<i>Periodo di riferimento dell'azione sismica</i>	160
10.1.4	<i>Parametri di progetto</i>	160
10.1.5	<i>Classificazione sismica del terreno</i>	163
10.1.6	<i>Spettro di risposta elastico in accelerazione</i>	163
10.1.7	<i>Spettro di risposta elastico in accelerazione, componenti orizzontali</i>	164
10.1.8	<i>Spettro di risposta elastico in accelerazione, componenti verticali</i>	166
10.1.9	<i>Spettro di progetto</i>	166
10.1.10	<i>Determinazione della massa partecipante</i>	166
10.2	Modellazione.....	168
10.3	Risultati delle analisi sismiche dell'impalcato	169
11	GIUNTI.....	170
11.1	Escursione termica	170
11.2	Escursione sismica	170
11.3	Dimensionamento dei giunti	170
12	ALLEGATI.....	171

1 INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione sono le verifiche strutturali del ponte di nuova realizzazione Cavalcavia svincolo Cascina Gabbadera CV02.

L'impalcato a via inferiore è costituito da n° 2 travi laterali in acciaio di luce 50,00 m e altezza variabile da 2,12 m a 3,16 m circa, collegate da traversi in sezione metallica collaboranti con una soletta in c.a. di spessore 25 cm gettate su lastre predalles. I traversi sono posti ad intersasse 3,60 m in ortogonale rispetto alle travi metalliche.

Sui cordoli laterali della soletta in c.a. è prevista l'installazione di barriere di sicurezza esterne di tipo bordo ponte.

Il sistema di vincolo dell'impalcato è realizzato mediante isolatori elastomerici.

Sono di seguito esplicitati i calcoli e le verifiche dell'impalcato metallico e della soletta in c.a..

1.1 Impalcato in acciaio

Dal punto di vista geometrico l'opera in esame presenta una larghezza complessiva in retto di 11,2 m (intersasse travi metalliche pari a 10,4 m).

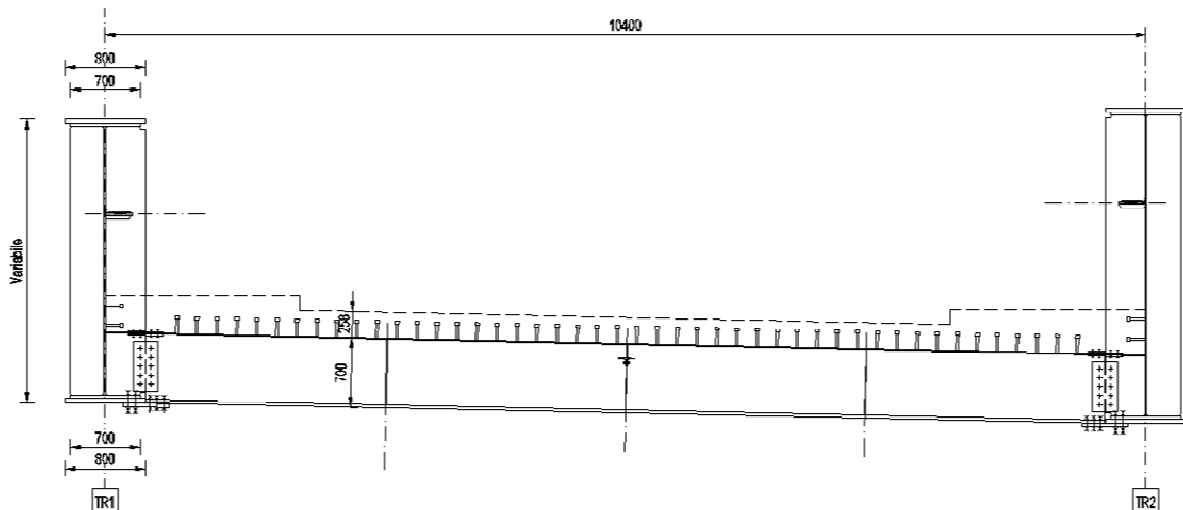


Figura 1.1 – Sezione trasversale impalcato

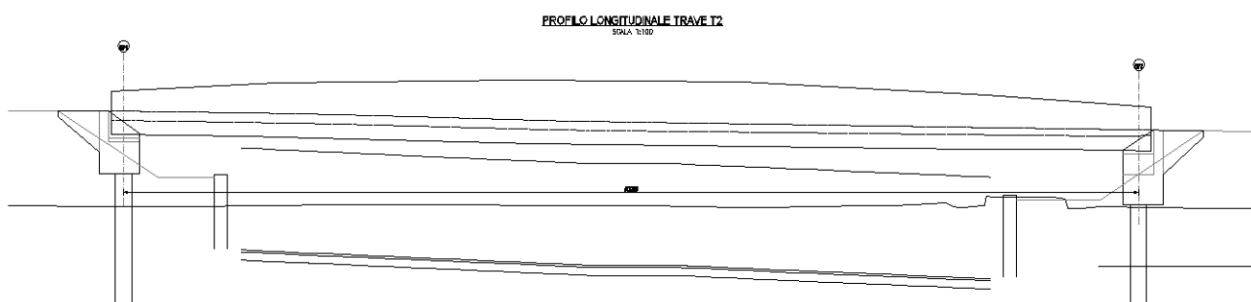


Figura 1.2 – Sezione longitudinale impalcato

L'impalcato è a via inferiore, ed è costituito da due travi metalliche di altezza variabile da 2,12 m a 3,16 m circa disposte ad intersasse in retto pari a 10,40.

Tale struttura metallica è segmentata in 3 tipologie di conci; la sezione trasversale è irrigidita nel piano verticale da diaframmi pieni, di sezione a "doppia T" ad intersasse costante pari a 3,60 m. Nel piano orizzontale invece sono presenti controventi a doppia L.

I conci delle travate sono collegati tra loro mediante giunti saldati.

In senso longitudinale il ponte è costituito da un'unica campata, di luce 50,00m, misurata in asse appoggi.

All'estradosso dei traversi è solidarizzata la soletta in calcestruzzo per mezzo dei connettori a taglio opportunamente saldati sulle ali superiori dei traversi stessi. La soletta, dello spessore complessivo di 25 cm, è costituita da predalle di spessore 5 cm e da un getto integrativo di 20 cm.

È prevista per il ponte una monta di officina che permette di scontare completamente le deformazioni indotte dai carichi permanenti propri e portati ed una quota parte, pari al 25%, di quelle dovute ai carichi accidentali. Il sistema di vincolo dell'impalcato è realizzato mediante isolatori elastomerici.

Il calcolo è stato effettuato con schema a graticcio di travi. Ogni elemento strutturale in acciaio (travi longitudinali e traversi) è stato modellato con elementi "frame".

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.). Tali verifiche, per ciascun elemento strutturale, sono contenute nella presente relazione di calcolo.

1.2 Criteri di calcolo

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 14.01.2008 – "Norme tecniche per le costruzioni" e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.).

Vita nominale $V_N = 50$ anni

(§ 2.4.1 "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale")

Classe d'uso **IV**

(§ 2.4.2, "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.")

Coefficiente d'uso $C_U = 2.0$

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa adottata

I calcoli delle strutture sono stati eseguiti in base alle seguenti disposizioni:

2.1.1 Impalcato

- C.N.R. - U.N.I. 10011 - 97: "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".
- C.N.R. - U.N.I. 10016 - 00: "Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".
- C.N.R. - U.N.I. 10030 - 87: "Costruzioni in acciaio. Anime irrigidite di travi a parete piena".
- Norma UNI EN 206-1: 2006 "Calcestruzzo. Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità"
- Norma UNI EN 10025 – 2005 – "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali.
- D.M. del 14/01/2008 - "Norme Tecniche per le Costruzioni 2008"
- Eurocodice 4 UNI ENV 1994-2 – "Progettazione delle strutture composte acciaio/calcestruzzo - Parte 2 Ponti a struttura composta"
- UNI ENV 1993-1-1:2004 Eurocodice 3

3 MATERIALI

3.1 Acciaio

Per l'acciaio da carpenteria si assume il seguente peso per unità di volume:

$$\rho^1_{\text{Acciaio}} = \boxed{78,50} \text{ kN/m}^3$$

3.1.1 Acciaio per armatura convenzionale di strutture in c.a.

Barre a aderenza migliorata: acciaio tipo B450C

Per $\phi \leq 26$ mm

- Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	\geq	4.500	daN / cm ²
- Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	\geq	5.400	daN / cm ²

La tensione di design risultano:

per lo S.L.U.
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4.500}{1,15} = 3.913 \text{ daN/cm}^2$$

per lo S.L.E.
$$f_{yd,eserc} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4.500}{1,25} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

3.1.2 Acciaio per la carpenteria metallica dell'impalcato

Acciaio tipo S335 (Fe 510)

- Tensione di rottura:	f_t	\geq	5.100	daN / cm ²
- Tensione di snervamento:	f_y	$=$	3.550	daN / cm ²

La tensione di confronto risulta con $\gamma_m = 1,05$ (Rif. tab. 4.2.V D.M. 14.01.2008)

- Tensione di design
$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3.550}{1,05} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

3.1.3 Acciaio per pioli

Pioli di tipo Nelson $\phi = 22$ mm, H = 175 mm

Classe S235J2G3+C450 (ex ST 37-3K)

Tensione caratteristica di rottura a trazione	f_{tk}	\geq	3.550	daN / cm ²
Tensione caratteristica di snervamento a trazione	f_{yk}	\geq	4.500	daN / cm ²

3.1.4 Unioni saldate

Saldature a completa penetrazione (UNI EN 1011)

Saldature a cordone d'angolo (UNI EN 1011), altezza di gola minima di 0,7 volte lo spessore più piccolo dell'elemento da unire

3.1.5 Unioni bullonate

Viti ad alta resistenza (UNI EN ISO 898/1)

Classe 10.9

Dadi ad alta resistenza (UNI EN 20898/2)	Classe	10	
Rosette (UNI EN 10083/2)	Acciaio	C50	
Piastrine (UNI EN 10083/2)	Acciaio	C50	
<u>Stato limite ultimo</u>			
Coefficiente parziale	γ_{M2}	=	1.25
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yb}	=	900 MPa
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tb}	=	1.000 MPa

3.2 Conglomerato cementizio

3.2.1 Conglomerato cementizio per soletta e predalles impalcato

Classe di resistenza		C32/40	
Modulo elastico	$E_c =$	33,346	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	33,20	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$R_{ck} =$	40,00	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	18,13	N/mm ²
Resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	3,02	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,11	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfk} =$	2,65	N/mm ²
Tensione a SLE – combinazione rara	$\sigma_c =$	19,92	N/mm ²
Tensione a SLE – combinazione quasi permanente	$\sigma_c =$	14,94	N/mm ²
Classe di esposizione			XC4-XF2

Per il calcestruzzo ordinario armato si assume il seguente peso per unità di volume:

$$\rho'_{cls} = \boxed{25} \text{ kN/m}^3$$

Tolleranze costruttive predalles:

Dimensioni in pianta	± 3	mm
Spessore in sezione	± 2	mm
Posizionamento tralicci	± 2,5	mm
Spanciamento		$L_{max}/400$

Tolleranze ammissibili di montaggio predalles:

Tolleranza planimetrica	± 5	mm
Tolleranza orizzontalità	± 5	mm

3.3 Durabilità dei materiali

3.3.1 Conglomerati cementizi

Le classi di esposizione e le conseguenti limitazioni sulla composizione del calcestruzzo sono state ricavate ai sensi della normativa UNI EN 206-1 e UNI 11104, delle istruzioni contenute nella C.M. n°617 per l'applicazione delle NTC2008.

A seconda dell'esposizione ambientale, per opere con $V_N = 50$ anni la circolare al punto C4.1.6.1.3 impone il rispetto dei limiti di copriferro minimi c_{min} riportati nella tabella successiva e, per strutture con $V_N = 100$ anni, una maggiorazione pari a $c_{min} + 10$ mm, per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori sono da aumentare pari a $c_{min} + 5$ mm, se i controlli di produzione sono di qualità può essere considerato $c_{min} - 5$ mm.

Le tolleranze di posa sono denominate Δc_{dev} e variano a seconda dei casi (getto controterra, su cassero, ecc...).

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Copriferri minimi in mm ($V_N = 50$ anni)

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per la soletta e i cordoli di impalcato la classe di esposizione è determinata dal fatto che la struttura è parzialmente in contatto con l'ambiente esterno dove avviene il transito veicolare. La zona esposta è quindi parzialmente a vista, soggetta ad umidità moderata con spruzzi d'acqua eventualmente contenenti cloruri e indirettamente a contatto con acqua piovana contenente agenti disgelanti. Si considera quindi classe XC4-XF2 con le relative limitazioni:

- Rapporto acqua/cemento < 0.50
- Classe di resistenza > C32/40
- Dosaggio cemento > 340 kg/m³
- Contenuto di aria > 4%
- Aggregati di adeguata resistenza al gelo/disgelo (conformi alla UNI EN 12620)

Le strutture in esame sono in ambiente aggressivo, pertanto adottando copriferro minimo nominale $c = 30$ mm (inteso come spessore netto di ricoprimento) e controllo di qualità nella posa si ha:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} + 0 = 25 + 5 + 0 = 30 \text{ mm} < c = 30 \text{ mm} \quad \text{OK VERIFICATO}$$

4 STATICA GLOBALE

4.1 Modellazione a graticcio

La realizzazione dell'impalcato prevede le seguenti fasi:

- Fase Ia: assemblaggio travi in acciaio.
- Fase Ib: getto della soletta superiore.
- Fase II: applicazione degli elementi non strutturali (carichi permanenti portati).

Al fine dell'analisi strutturale si definiscono, inoltre, le seguenti fasi:

- Fase III: applicazione carichi accidentali di breve durata.

Il ponte in oggetto viene schematizzato come graticcio di travi in cui si individuano due entità strutturali, quali le travi principali ed i diaframmi.

Vengono individuate due fasi fondamentali:

- 1a Fase: il graticcio è costituito dalle sole travi longitudinali e dai traversi in acciaio, ed è caricato dal peso proprio di queste e dalla soletta in c.a.;
- 2a Fase: la soletta di impalcato di spessore pari a 25 cm viene considerata collaborante con i traversi per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi permanenti ed accidentali.

4.2 Rigidezze flessionali

Le travi longitudinali nelle diverse fasi presentano sempre le inerzie flessionali della sola sezione metallica. Diversa situazione per i traversi per cui in prima fase si considera l'inerzia della sola sezione metallica mentre nelle fasi successive si considera l'inerzia flessionale di una sezione mista acciaio – calcestruzzo, con valori differenti del coefficiente di omogeneizzazione:

$n = 18,89$ per la fase dei carichi permanenti;

$n = 6,30$ per la fase dei carichi accidentali;

$n = 17,04$ per il ritiro.

4.3 Rigidezze torsionali

Non essendo l'impalcato torsiorigido, la rigidezza torsionale dell'impalcato viene valutata assegnando a ciascuna delle travi principali la propria rigidezza torsionale per solo acciaio, secondo la formula:

$$J_T = \frac{1}{3} \cdot (b_{\text{ala sup}} \cdot h_{\text{ala sup}}^3 + b_{\text{ala inf}} \cdot h_{\text{ala inf}}^3 + h_{\text{anima}} \cdot s_{\text{anima}}^3)$$

4.4 Caratteristiche delle sezioni

4.4.1 Calcolo della larghezza di soletta collaborante

La larghezza efficace b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo è determinata mediante la seguente espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} \quad (\text{espressione 4.3.2 D.M. 2008})$$

dove:

b_0 = distanza tra gli assi dei connettori;

$b_{ei} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_i - \frac{b_0}{2}\right)$ larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (Figura 4.1).

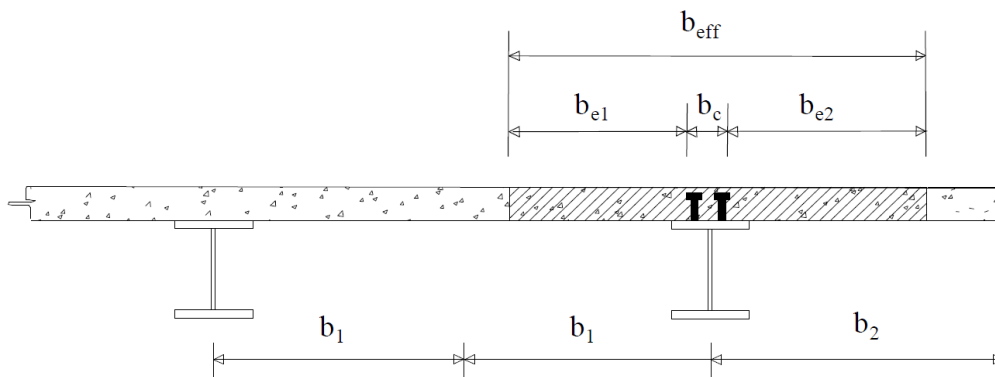


Figura 4.1 – Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}

Nelle travi semplicemente appoggiate L_e è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata in Figura 4.2:

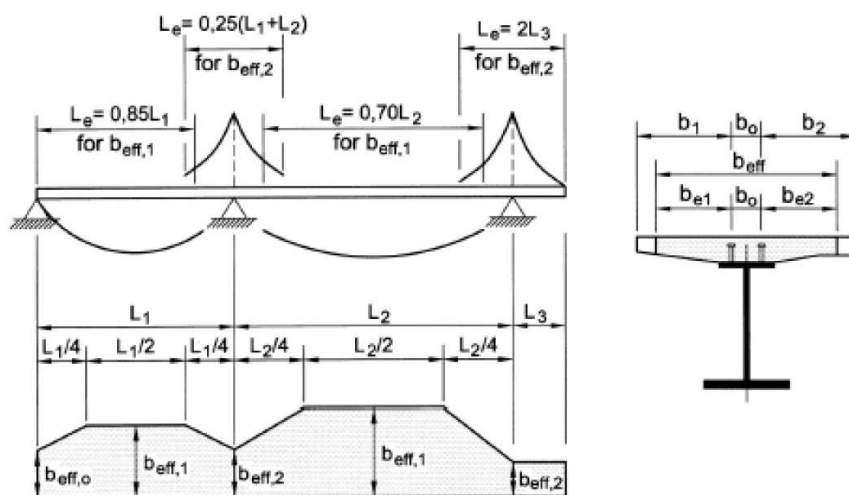


Figura 4.2 – Larghezza efficace b_{eff} e luci equivalenti l_e per le travi continue

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

$$\text{dove } \beta_1 = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,00$$

Di seguito è esplicitato il calcolo della larghezza collaborante di soletta per i traversi tipici in campata e all'appoggio. Per il traverso di spalla si assume una larghezza collaborante pari a $B = 100,00 \text{ cm}$.

Traverso tipico – Sezione in campata

$$b_1 - \frac{b_0}{2} = 180 - \frac{24}{2} = 168 \text{ cm} \qquad \frac{L_e}{8} = \frac{1}{8} \cdot 1.040 = 130 \text{ cm}$$

$$b_{e,1} = \min(168; 130) = 130 \text{ cm}$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = 180 - \frac{24}{2} = 168 \text{ cm} \qquad \frac{L_e}{8} = \frac{1}{8} \cdot 1.040 = 130 \text{ cm}$$

$$b_{e,2} = \min(168; 130) = 130 \text{ cm}$$

Pertanto si considera: $B = 130 + 130 + 24 = 284 \text{ cm} \Rightarrow B = 280 \text{ cm}$

Traverso tipico – Sezione di appoggio sulla trave

$$b_1 - \frac{b_0}{2} = 180 - \frac{24}{2} = 168 \text{ cm} \qquad \frac{L_e}{8} = \frac{1}{8} \cdot 1.040 = 130 \text{ cm}$$

$$b_{e,1} = \min(168; 130) = 130 \text{ cm} \qquad \beta_1 = 0,55 + 0,025 \cdot \frac{1.040}{130} = 0,75$$

$$\beta_1 \cdot b_{e,1} = 130 \cdot 0,75 = 97,5 \text{ cm}$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = 180 - \frac{24}{2} = 168 \text{ cm} \qquad \frac{L_e}{8} = \frac{1}{8} \cdot 1.040 = 130 \text{ cm}$$

$$b_{e,2} = \min(168; 130) = 130 \text{ cm} \qquad \beta_2 = 0,55 + 0,025 \cdot \frac{1.040}{130} = 0,75$$

$$\beta_2 \cdot b_{e,2} = 130 \cdot 0,75 = 97,5 \text{ cm}$$

Pertanto si considera: $B = 97,5 + 97,5 + 24 = 219,00 \text{ cm} \Rightarrow B = 210 \text{ cm}$

4.5 Caratteristiche geometriche

4.5.1 Travi principali

Lo schema dell'assegnazione dei conci alle varie campate è il seguente:

CAMPATA	Concio A L = 8,10 m	Concio B L = 12,00 m	Concio C L = 11,00 m	Concio B L = 12,00 m	Concio A L = 8,10 m
Trave 1	A	B/Bradd	C	B/Bradd	A
Trave 2	A	B/Bradd	C	B/Bradd	A

Le travi presentano una sezione a “doppio T” in composizione saldata; le caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti sono di seguito riportate:

		A	B	B radd	C
	H(cm)	265	268	316	316
ALA SUPERIORE	spess	3,0	3,8	3,8	4,0
	largh	80	80	80	80
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	0,0	0,0	3,0	3,0
	largh	0	0	70	70
ALA INFERIORE	spess	3,0	3,8	3,8	4,0
	largh	80	80	80	80
RADDOPPIO INFERIORE	spess	0,0	0,0	3,0	3,0
	largh	0	0	70	70
ANIMA	spess	2,2	2,0	2,0	1,8
PREDALLE	spess	0,0	0,0	0,0	0,0
SOLETTA	spess	0	0	0	0
SOLETTA COLLAB.	spess	0	0	0	0
	largh	0	0	0	0
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	1.049	1.129	1.633	1.604
	y _i (cm)	132	134	158	158
	J _x (cm ⁴)	11.383.002	13.553.455	29.168.399	29.421.688
	J _y (cm ⁴)	256.229	324.440	495.968	512.980
	J _{torc} (cm ⁴)	2.358	3.621	4.993	5.261

4.5.2 Traversi

I traversi di campata e di appoggio sono costituiti da una trave metallica con sezione a “doppio T” collaborante, avente le caratteristiche geometriche di seguito riportate.

		Tcampata	Tspalla
	H(cm)	70	70
ALA SUPERIORE	spess	1,4	3,2
	largh	40	40
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	0,0	0,0
	largh	0	0
ALA INFERIORE	spess	3,5	3,5
	largh	40	60
RADDOPPIO INFERIORE	spess	0,0	0,0
	largh	0	0
ANIMA	spess	1,4	2,0
PREDALLE	spess	5,0	5,0
SOLETTA	spess	25	25
SOLETTA COLLAB.	spess	20	20
	largh	280	100
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	287	465
	y _i (cm)	26	29
	J _x (cm ⁴)	228.857	402.004
	J _y (cm ⁴)	26.148	80.109
	J _{torc} (cm ⁴)	668	1.463
SOLETTA COLLAB. 18,89	A (cm ²)	584	570
	y _i (cm)	56	40
	J _x (cm ⁴)	749.738	673.879
	J _y (cm ⁴)	1.962.975	168.339
	J _{torc} (cm ⁴)	668	1.463
SOLETTA COLLAB. 6,30	A (cm ²)	1.176	782
	y _i (cm)	71	52
	J _x (cm ⁴)	1.018.820	999.512
	J _y (cm ⁴)	5.833.556	344.659
	J _{torc} (cm ⁴)	668	1.463
SOLETTA COLLAB. 17,04 2,98E-04	A (cm ²)	616	582
	y _i (cm)	57	40
	J _x (cm ⁴)	776.681	697.520
	J _y (cm ⁴)	2.173.253	177.918
	J _{torc} (cm ⁴)	668	1.463
	Nr,tot (kg)	1,9804E+05	7,0730E+04
	κ	3,4825E-06	2,2347E-06
	Δt/h	34,8	22,3

4.6 Analisi dei carichi

Si procede ora all'analisi dei carichi caratteristici agenti sull'impalcato.

4.6.1 Impalcato metallico

Il peso dell'impalcato metallico è stato assegnato ad ogni elemento nella modellazione ad elementi finiti imponendo il peso per unità di volume $\gamma_s=78,50 \text{ kN/m}^3$; tali pesi sono poi stati incrementati del 30% per considerare il peso di saldature, irrigidimenti, controventi, piastre, pioli, imbottiture etc.

Si considera la seguente sezione trasversale dell'impalcato, avente una larghezza in retto pari a 10,40 m.



Figura 4.3 – Sezione trasversale impalcato

4.6.2 Soletta in c.a.

Si considera la sezione trasversale dell'impalcato di larghezza pari a 10,40 m su cui agiscono i seguenti carichi:

$$q_{\text{predalle}} = 0,05 \cdot 25,00 = 1,25 \text{ kN/m}^2 + \text{ peso proprio predalle}$$

$$q_{\text{soletta}} = 0,20 \cdot 25,00 = 5,00 \text{ kN/m}^2 = \text{ peso proprio soletta}$$

$$q_{\text{TOT}} = (0,05 + 0,20) \cdot 25,00 = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

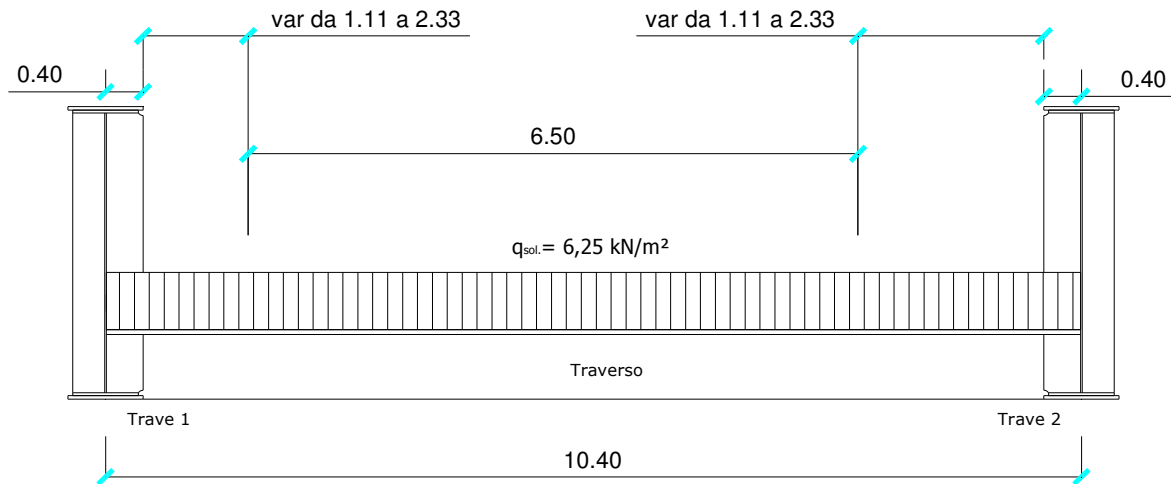


Figura 4.4 – Distribuzione trasversale carichi soletta

Per valutare l'entità dei carichi da applicare agli elementi del modello discreto si è moltiplicato il carico per unità di area per l'interasse dei traversi stessi. Nel modello globale quindi il carico della soletta è stato assegnato ai traversi come carico distribuito per unità di lunghezza.

4.6.3 Permanenti

Si considera la sezione trasversale in retto dell'impalcato, di larghezza pari a 10,40 m su cui agiscono i seguenti carichi:

$$q_{\text{cordolo, sx}} = 0,185 \cdot 25,00 = 4,625 \text{ kN/m}^2 \quad \text{cordolo sinistro}$$

$$q_{\text{cordolo, dx}} = 0,15 \cdot 25,00 = 3,75 \text{ kN/m}^2 \quad \text{cordolo destro}$$

$$q_{\text{stradale}} = 3,00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{massicciata stradale}$$

$$q_{\text{barriera}} = 1,00 \text{ kN/m} \quad \text{barriera bordo ponte H3}$$

Nella figura seguente si riporta la distribuzione trasversale dei carichi permanenti.

Tali carichi sono stati attribuiti nel modello globale ai traversi moltiplicandoli per l'interasse dei traversi stessi.

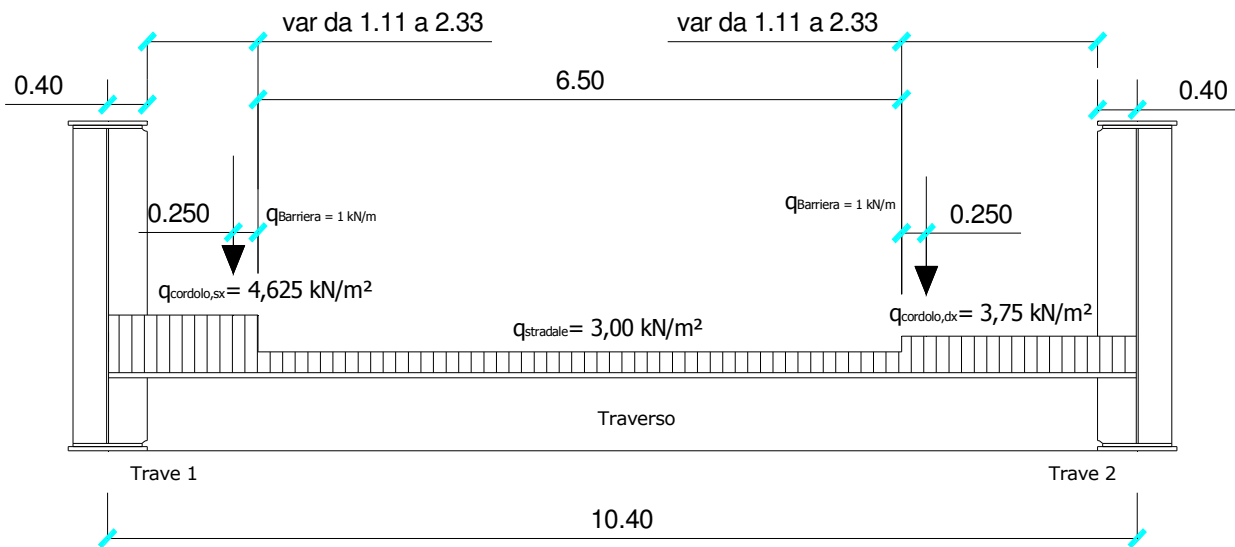


Figura 4.5 – Distribuzione trasversale dei carichi permanenti

4.6.4 Carico accidentale

4.6.4.1 Carico Accidentale folla

Il D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti di 1^a categoria prevede quale carico della folla uniformemente ripartito, il valore di combinazione di 2,50 kN/mq, secondo lo schema 5 delle norme.

Si considera la sezione trasversale dell'impalcato di larghezza pari a 10,40 m; nelle figure seguenti si riportano le tre diverse disposizioni trasversali del carico da folla:

Disposizione folla eccentrica sinistra

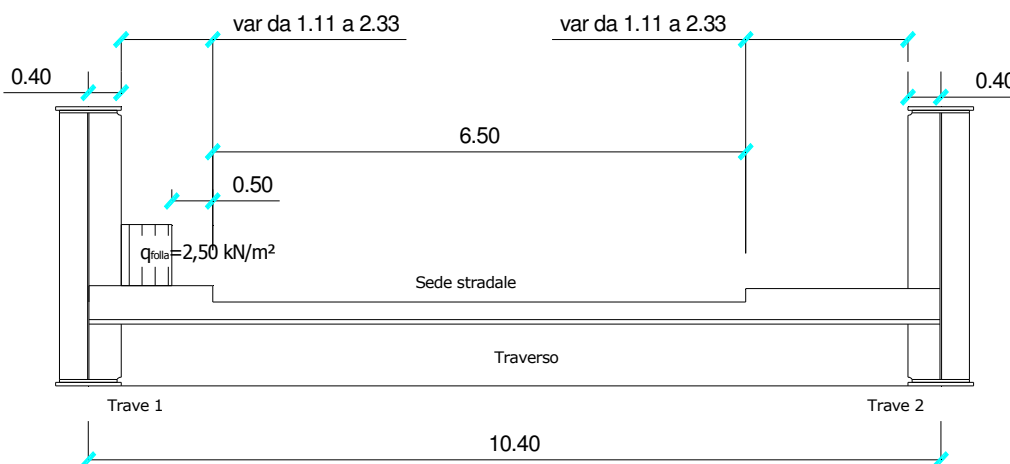


Figura 4.6 – Carico folla nella disposizione eccentrica sx

Disposizione folla eccentrica destra

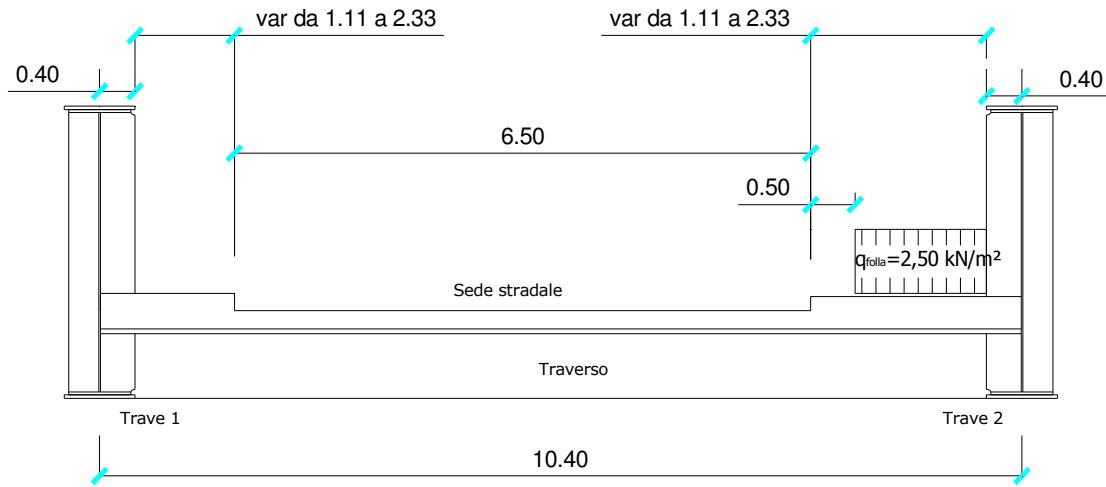


Figura 4.7 – Carico folla nella disposizione eccentrica dx

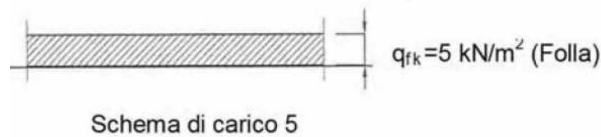
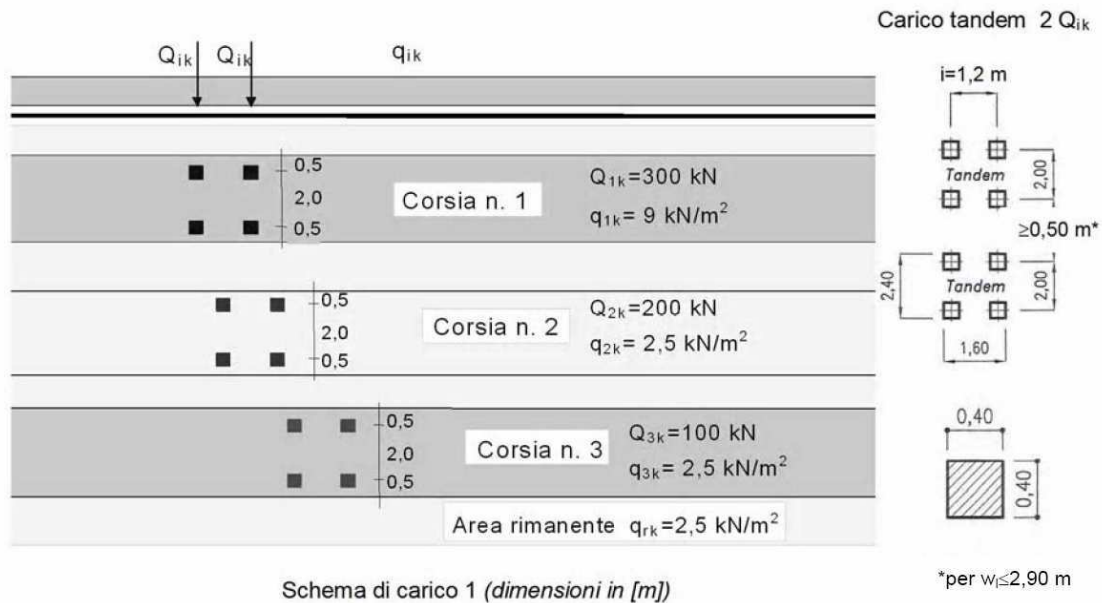
Disposizione folla centrata



Figura 4.8 – Carico folla nella disposizione centrata

4.6.4.2 Carico Accidentale mezzi

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1^a Categoria.

Posizione	Carico Asse Q_{ik} [KN]	q_{ik} [KN/mq]
Corsia numero 1	300	9,00
Corsia numero 2	200	2,50
Corsia numero 3	100	2,50
Altre corsie		2,50

Si precisa che secondo il D.M. 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

4.6.4.2.1 Condizioni di carico trasversali

I carichi accidentali sono stati assegnati a degli elementi frame fittizi, che rappresentano le linee di carico, una per ogni corsia convenzionale e una per ogni corsia rimanente. Tali elementi fittizi sono sede dei carichi accidentali descritti in precedenza e definiti nel programma di calcolo SAP2000 come carichi mobili.

Le linee di carico nel modello si trovano in corrispondenza della linea media delle corsie convenzionali e della parte rimanente. Tali linee di carico, rappresentate da frame fittizi, trasmettono i carichi accidentali ai traversi ed in cascata alle travi principali.

Al fine di massimizzare le sollecitazioni nei diversi elementi strutturali costituenti il ponte, si sono considerate tre diverse disposizioni trasversali dei carichi accidentali.

- Disposizione A carichi accidentali mezzi sbilanciati sul lato sinistro per massimizzare le sollecitazioni sulla trave principale;
- Disposizione B carichi accidentali mezzi sbilanciati sul lato destro per massimizzare le sollecitazioni sulla trave;
- Disposizione C carichi accidentali mezzi avente la corsia di carico numero 1 al centro della sede stradale e due corsie rimanenti ai lati, per massimizzare le sollecitazioni nei traversi;

Si considera la sezione trasversale dell'impalcato di larghezza pari a 10,40 m.

DISPOSIZIONE A

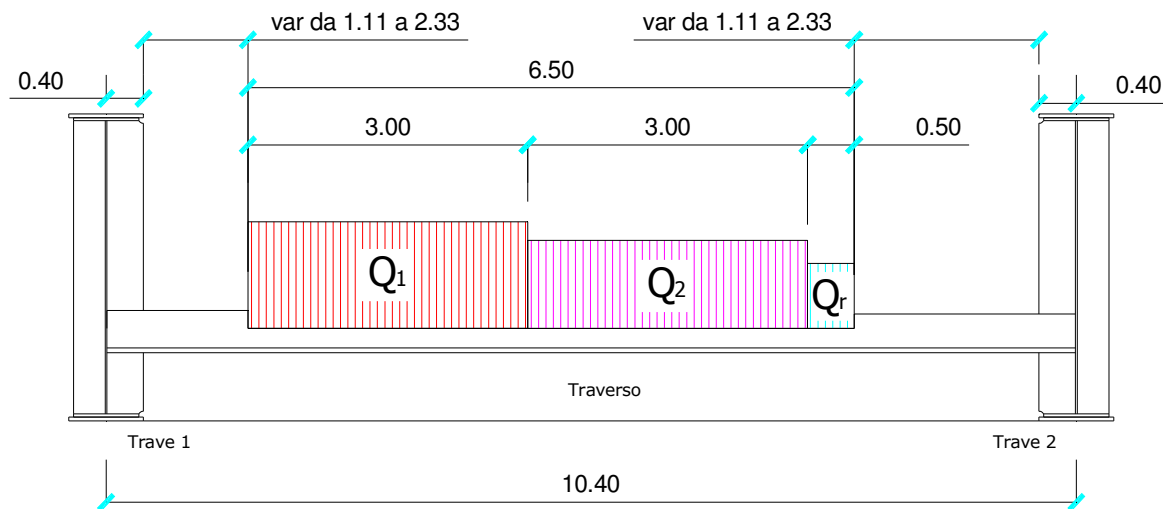


Figura 4.9 – Disposizione trasversale A – Corsia 1, corsia 2 e rimanenza

DISPOSIZIONE B

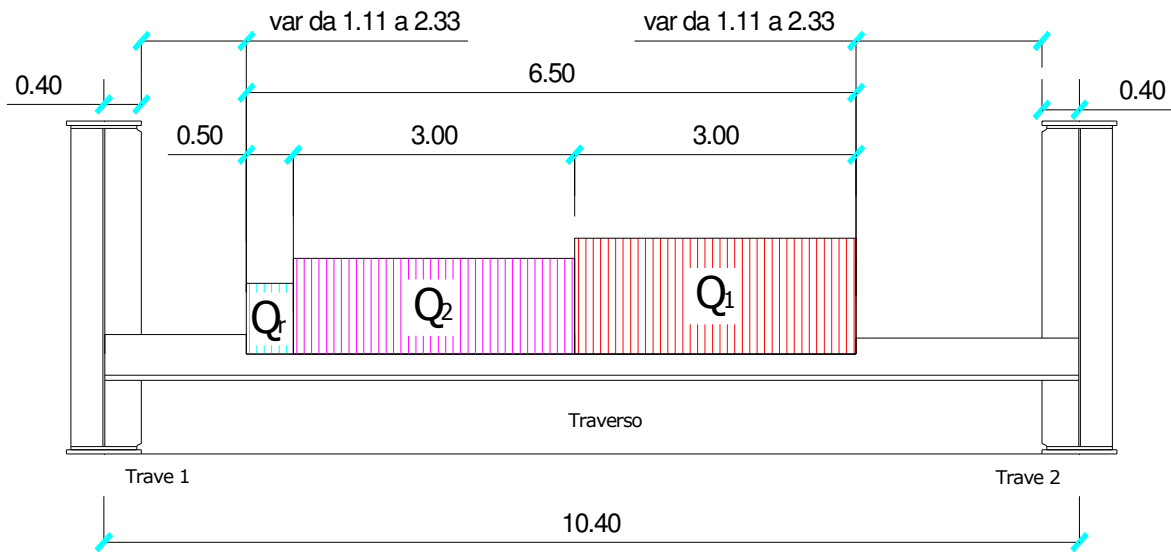


Figura 4.10 – Disposizione trasversale B – Corsia 1, corsia 2 e rimanenza

DISPOSIZIONE C

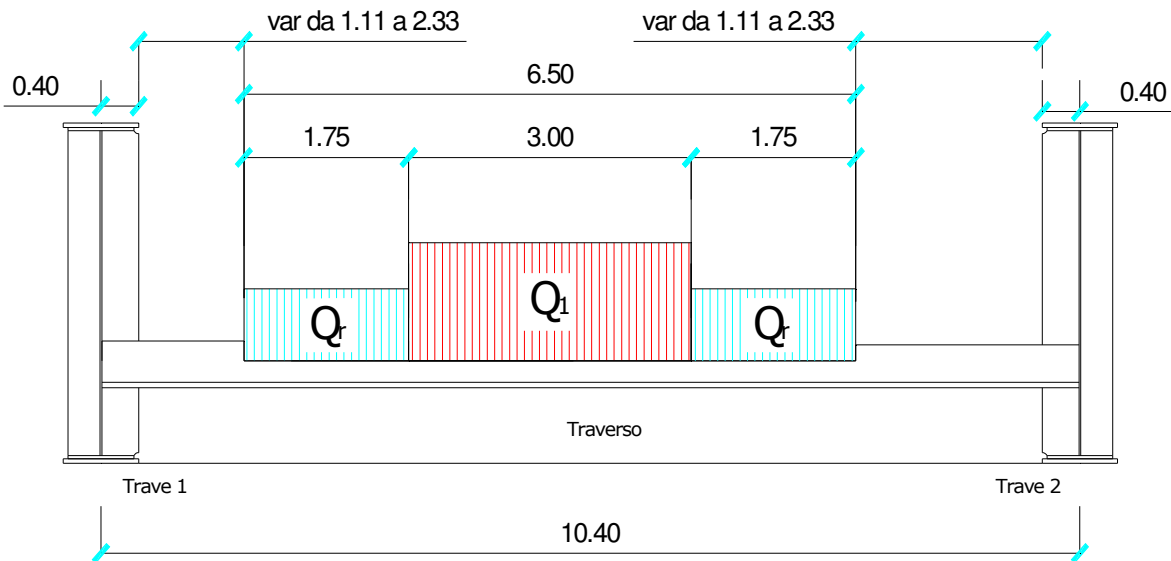


Figura 4.11 – Disposizione trasversale C – Corsia 1 e rimanenza

4.6.4.2.2 Condizioni di carico longitudinali

I carichi accidentali vengono poi disposti longitudinalmente per completare la schematizzazione a graticcio; essi vengono disposti lungo l'asse delle travi principali in modo da massimizzare le azioni flettenti e di taglio in ogni concio, tenendo conto degli schemi di distribuzione trasversale.

Massimo momento flettente in campata

Per massimizzare il momento flettente positivo in ogni sezione della *i*-esima campata si fa avanzare il carico Tandem partendo dall'appoggio iniziale della campata e facendolo arrivare all'estremo opposto della campata, così come illustrato nel grafico sottostante. Le rimanenti campate sono caricate con i carichi distribuiti frazionabili seguendo l'andamento della linea di influenza del momento flettente.

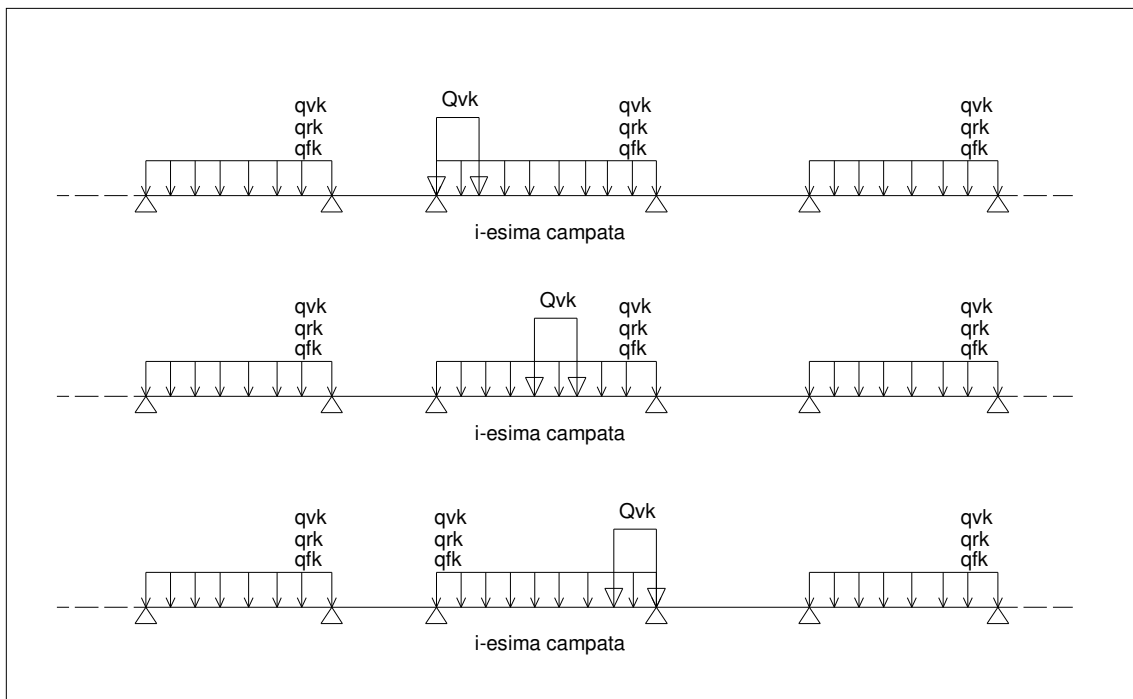


Figura 4.12 – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente positivo in campata.

Massimo taglio in campata

Per massimizzare il taglio di ogni sezione trasversale della i -esima campata si fa avanzare il carico Tandem partendo dalla mezzeria della campata precedente e facendolo arrivare alla mezzeria della campata successiva, così come illustrato nel grafico sottostante. Le rimanenti campate sono caricate con i carichi distribuiti frazionabili seguendo l'andamento della linea di influenza del taglio.

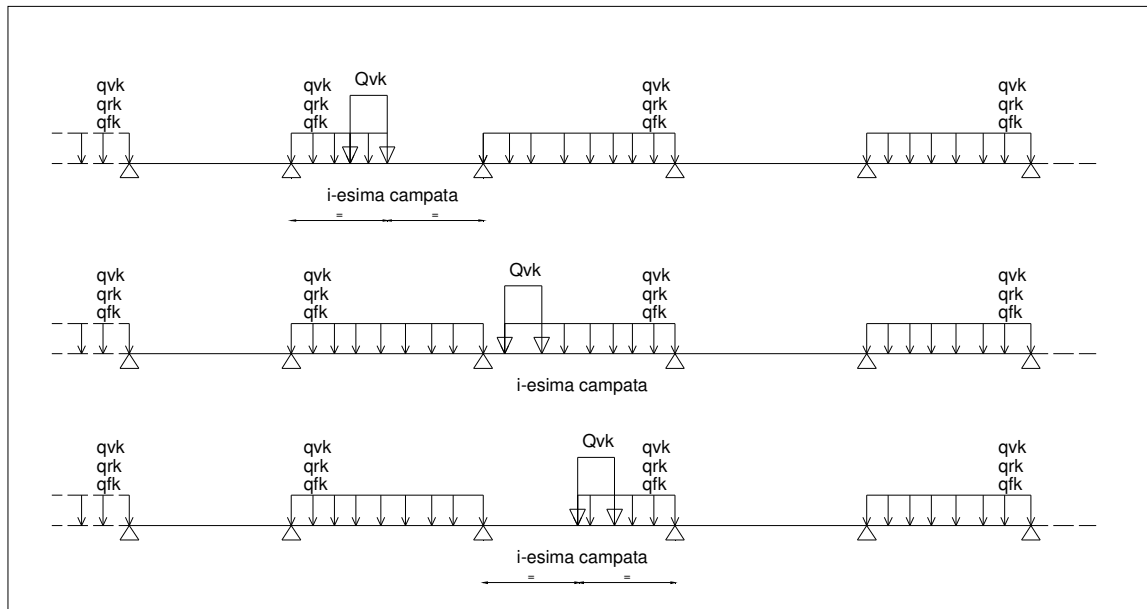
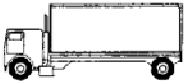






Figura 4.13 – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il taglio.

4.6.4.3 Carico Accidentale mezzi a fatica

Le verifiche a fatica sono state condotte applicando il modello di carico a fatica numero 2 come definito nella tabella 5.1.VII al paragrafo 5.1.4.3 del D.M. 14 gennaio 2008 per cui si ha:

Tabella 5.1.VII – Modello di carico a fatica n. 2 – veicoli frequenti

1		2	3	4
SAGOMA dell' AUTOCARRO		Distanza tra gli assali (m)	Carico frequente per assale (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
		4,5	90	A
			190	B
		4,20	80	A
		1,30	140	B
			140	B
		3,20	90	A
		5,20	180	B
		1,30	120	C
		1,30	120	C
		3,40	90	A
		6,00	190	B
		1,80	140	B
		4,80	90	A
		3,60	180	B
		4,40	120	C
		1,30	110	C
			110	C

La percentuale di veicoli da considerare per la determinazione degli spettri di carico sono pari al 40% del primo veicolo, al 10% del secondo veicolo, al 30% del terzo veicolo, al 15% del quarto veicolo e al 5% del quinto veicolo. Tali mezzi si considerano presenti contemporaneamente sulla corsia più lenta per ogni senso di marcia.

4.7 Effetti del vento

L'azione del vento viene valutata in accordo alle prescrizioni del capitolo 3.3 del DM 14/01/2008.

Detta azione è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. In caso di ponte carico, la superficie dei veicoli transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale.

4.7.1 Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_b è il valore della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (tabella 3.3.II NTC 2008) mediata su 10 minuti e riferita al periodo di ritorno di 50 anni.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

$$V_b = V_{b,0}$$

$$a_s \leq a_0$$

$$V_b = V_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0)$$

$$a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

I valori $V_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti dalla tabella 3.3.1 e legati alla regione in cui sorge l'opera in esame. a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Nel caso specifico:

⇒ Regione: Lombardia

⇒ Provincia: Milano

⇒ Comune: Segrate

⇒ $a_s = 115,00$ m

⇒ $T_R = 100$ anni

Per la Zona 1 si ottiene:

$V_{b,0} = 25,00$ m/s

$a_0 = 1.000$ m

$k_a = 0.010$ s⁻¹

$V_b = V_{b,0} = 25,00$ m/s poichè $a_s = 115,00$ m $\leq a_0$

La velocità di riferimento del vento per un tempo di ritorno $T_R = 100$ anni si calcola come indicato dalla circolare 02 febbraio 2009 al paragrafo C3.3.2:

Essendo:

$$\alpha_R = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} = 1,039$$

Si ottiene:

$$v_b(T_R) = \alpha_R \cdot v_b = 1,039 \cdot 25 = 25,98 \text{ m/s}$$

4.7.2 Pressione di riferimento

Per il calcolo della pressione cinetica di riferimento q_b (in kN/m²) è stata utilizzata l'espressione 3.3.4 delle Norme Tecniche 2008:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 25,98^2 \cdot 10^{-1} = 42,2 \text{ daN/m}^2$$

Dove:

V_b : velocità di riferimento del vento (m/s)

ρ : densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³

4.7.3 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengono in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo della costruzione non maggiore di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

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

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

Dove:

k_r, z_0, z_{\min} parametri ottenuti dalla tabella 3.3.11 di seguito riportata, funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

c_t coefficiente di topografia (assunto generalmente pari ad 1, sia per zone pianeggianti sia per zone ondulate e montane).

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

La categoria di esposizione si ricava dalla figura 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in tabella 3.3.III.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

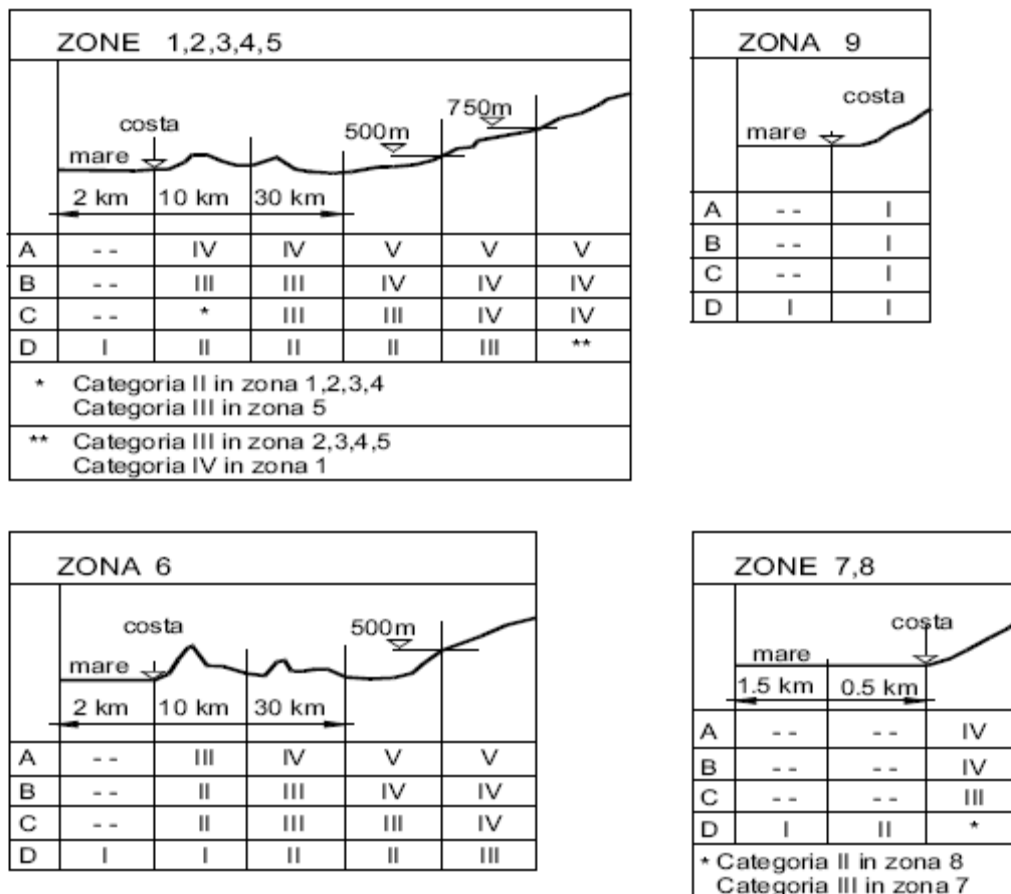


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Nel caso in oggetto si ricava:

- ⇒ classe di rugosità del terreno: C
- ⇒ distanza dalla costa: > 30 km
- ⇒ altitudine: <500 m
- ⇒ categoria di esposizione: III

Si ottiene:

$$k_r = 0,20 \quad z_0 = 0,10 \text{ m} \quad z_{\min} = 5 \text{ m}$$

Nel nostro caso il valore dell'altezza dell'impalcato dal suolo z è maggiore di $z_{\min} = 5 \text{ m}$, sia nel caso di impalcato carico che di impalcato scarico. La differenza di altezza del fronte investito nei casi di impalcato carico e scarico è minima, tuttavia nel seguito si calcola il valore del coefficiente di esposizione in entrambi i casi.

Nel caso di vento a ponte scarico, coincidente anche con il caso di vento in fase di montaggio, per il calcolo del coefficiente di esposizione si considera la quota $z = 6,5 + 3,16/2 = 8,08 \text{ m}$.

Si ottiene quindi:

$$c_e(z = 8,08 \text{ m}) = 0,20^2 \cdot 1,00 \cdot \ln(8,08 / 0,10) \cdot [7 + 1,00 \cdot \ln(8,08 / 0,10)] = 2,00$$

Nel caso di vento a ponte carico per il calcolo del coefficiente di esposizione si considera la quota $z = 6,5 + (0,7 + 0,25 + 0,10 + 3,00)/2 = 8,53 \text{ m}$.

Si ottiene quindi:

$$c_e(z = 8,53 \text{ m}) = 0,20^2 \cdot 1,00 \cdot \ln(8,53 / 0,10) \cdot [7 + 1,00 \cdot \ln(8,53 / 0,10)] = 2,03$$

4.7.4 Coefficiente di forma

Secondo le indicazioni della Circolare del 07/03/2008 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008" (par. C3.3.10.4), e considerando travi ad anima piena per cui il rapporto tra la superficie delimitata dal contorno della trave e la superficie della parte piena della trave, $\phi = 1$, si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato:

$$c_p = 2,4 - \phi = 1,40$$

4.7.5 Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione 3.3.2 delle Norme Tecniche 2008:

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

Dove:

- q_b pressione cinetica di riferimento
- c_e coefficiente di esposizione
- c_p coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico):
- c_d coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificati dovuti alle vibrazioni strutturali; viene assunto pari ad 1 per le tipologie strutturali ordinarie.

La pressione del vento risulta:

$$p_{Sc} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 42,20 \cdot 2,00 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 118,20 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico})$$

$$p_c = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 42,20 \cdot 2,03 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 120,00 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{ponte carico})$$

Questo valore di pressione agisce su tutti gli elementi componenti la superficie esposta sopravento.

Poiché, però, la struttura è composta da due travi affiancate disposte parallelamente è necessario considerare una pressione agente sulla superficie laterale trave sottovento dovuta alla depressione che si viene a creare.

Il calcolo della depressione va effettuato distintamente per tutti gli elementi che compongono la superficie sottovento, in quanto il coefficiente riduttivo indicato dalla normativa assumerà valori differenti per barriere e travi essendo diverse le altezze e le distanze tra gli elementi.

Per valutare l'entità di tale depressione si fa riferimento a quanto prescritto dalla circolare del 07/03/2008 al paragrafo C3.3.10.4.2 "Travi multiple".

In particolare si afferma: "Nel caso di più travi disposte parallelamente ad una distanza d inferiore al doppio dell'altezza h , il valore della pressione sull'elemento successivo è pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente riduttivo" dato da:

$$\mu = 1 - 1,20 \cdot \varphi \quad \text{per } \varphi \leq \frac{2}{3}$$

$$\mu = 0,2 \quad \text{per } \varphi > \frac{2}{3}$$

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati.

Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare.

La geometria dell'opera prevede:

$$h_T = 3,16 \text{ m}$$

$$d = 10,40 \text{ m}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 3,29 \rightarrow \mu = 0,54$.

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta.

4.7.5.1 Azione del vento a ponte scarico

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

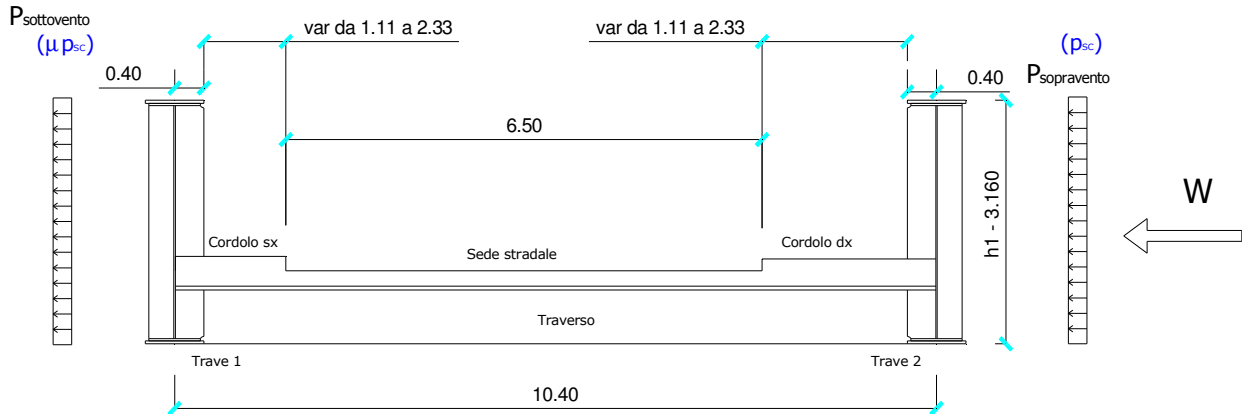


Figura 4.14 – Carichi sulle travi dovuti all'azione del vento nel caso di ponte scarico

L'altezza investita in caso di ponte scarico è pari a:

$$h_1 = h_{trave} = 3,16 \text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

$$M_T = p_{Sc} \cdot \frac{h_1^2}{2} + p_{Sc} \cdot \frac{h_{Sottov}^2}{2} \cdot \mu \quad [\text{kNm / m}]$$

$$M_T = 118,2 \cdot \frac{3,16^2}{2} + 118,2 \cdot \frac{3,16^2}{2} \cdot 0,54 = 909 \text{ daNm / m}$$

Pertanto:

$$|V| = \frac{909}{10,40} \cdot 10^{-2} = 0,87 \text{ kN/m}$$

Si sottolinea come il caso di ponte scarico coincida con il caso di ponte in fase di montaggio, essendo la tipologia del ponte a via inferiore.

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

Inoltre:

$$H_{T1} = p_{Sc} \cdot h_1 = 118,2 \cdot 3,16 \cdot 10^{-2} = 3,74 \text{ kN/m}$$

$$H_{T2} = \mu \cdot p_{Sc} \cdot h_{Sottov} = 0,54 \cdot 118,2 \cdot 3,16 \cdot 10^{-2} = 2,02 \text{ kN/m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali agenti sui controventi di piano e sugli appoggi.

4.7.5.2 Azione del vento a ponte carico

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

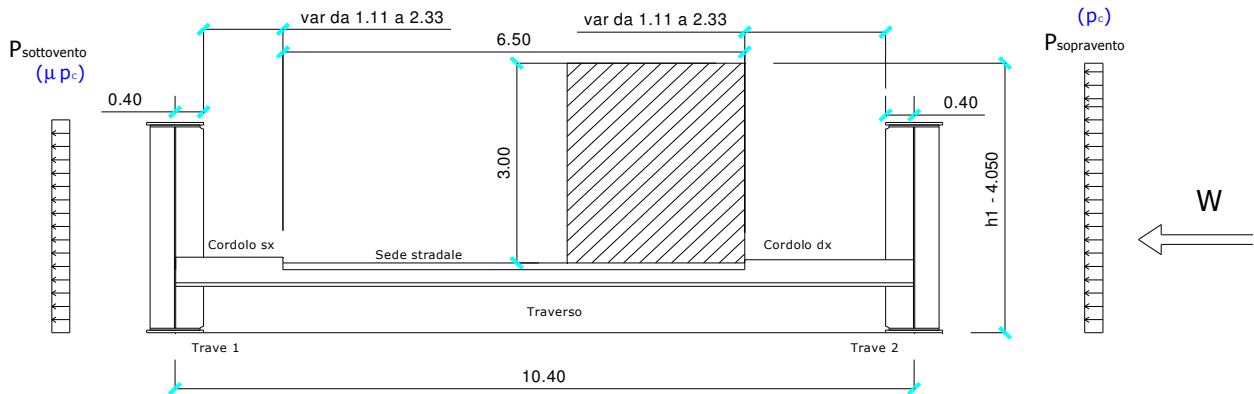


Figura 4.15 – Carichi sulle travi dovuti all'azione del vento nel caso di ponte carico

L'altezza investita in caso di ponte carico è pari a:

$$h_i = h_{\text{Veicolo}} + h_{\text{pavimentaz.}} + h_{\text{sol.}} + h_{\text{traverso}} = 3,00 + 0,10 + 0,25 + 0,70 = 4,05 \text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

$$M_T = p_{\text{car}} \cdot \frac{h_1^2}{2} + p_{\text{car}} \cdot \frac{h_{\text{Sottov.}}^2}{2} \cdot \mu \quad [\text{kNm} / \text{m}]$$

$$M_T = 120,0 \cdot \frac{4,05^2}{2} + 120,0 \cdot \frac{3,16^2}{2} \cdot 0,54 = 1.308 \text{ daNm} / \text{m}$$

Pertanto:

$$|V| = \frac{1.308}{10,40} \cdot 10^{-2} = 1,26 \text{ kN/m}$$

Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

Inoltre:

$$H_{T1} = p_{Sc} \cdot h_1 = 120,0 \cdot 4,05 \cdot 10^{-2} = 4,86 \text{ kN/m}$$

$$H_{T2} = \mu \cdot p_{Sc} \cdot h_{\text{Sottov.}} = 0,54 \cdot 120,0 \cdot 3,16 \cdot 10^{-2} = 2,05 \text{ kN/m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali sugli appoggi.

4.8 Effetti della temperatura

I criteri per la determinazione degli effetti della temperatura sono contenuti nel DM 14/01/2008, cap. 3.5 (rif. Eurocodici EN 1991-1-5). Dal momento che il DM 14/01/2008 non riporta prescrizioni specifiche per il calcolo degli effetti della temperatura (in particolare i gradienti termici) per i ponti si farà riferimento ai criteri contenuti negli Eurocodici.

4.8.1 Variazione termica uniforme

Per l'Italia, il "range" di temperatura dell'aria è definito dai seguenti valori:

$$T_{\min} = -15 \text{ °C}$$

$$T_{\max} = +45 \text{ °C}$$

a cui corrispondono, per ponti di gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), i seguenti valori riferiti alla struttura:

$$T_{e, \min} = -11 \text{ °C}$$

$$T_{e, \max} = +49 \text{ °C}$$

Fissando T_0 a 15.0 °C, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica uniforme effettiva subita dall'impalcato:

$$\Delta T_{N\text{comp}} = -26 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N\text{exp}} = +34 \text{ °C}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$$\Delta T_N = 60.0 \text{ °C.}$$

4.8.2 Variazione termica differenziale trave – soletta

Per quanto riguarda la temperatura variabile sulla sezione si precisa che detta variazione, in generale, può aver andamento lineare tra l'intradosso e l'estradosso della struttura mista (variazione termica lineare ossia gradiente termico lineare) oppure presentare una discontinuità tra soletta e sottostante struttura metallica (variazione termica differenziale traverso-soletta).

Nel caso in oggetto viene considerata una variazione termica differenziale traverso-soletta di valore pari a 10 °C (azione di breve durata). L'effetto di detta variazione termica può essere assimilato a quello prodotto dal ritiro del cls della soletta d'impalcato.

Come per il ritiro, vengono valutati gli effetti primari della variazione termica e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura).

Il valore della temperatura media in soletta risulta di norma e per una diffusa casistica di strutture miste acciaio-cls, sempre più "caldo" di quello della temperatura media nella struttura metallica, anche nel caso della differenza termica negativa.

Per quanto sopra esposto, l'effetto della variazione termica differenziale nella sezione mista, si traduce quindi in uno stato coattivo costituito da:

- Una compressione della soletta;
- Una tenso-flessione per l'intera sezione mista in fase 3.

Gli effetti primari della variazione termica vengono valutati con la formula :

$$N_{\Delta T} = \frac{E_s}{n_0} \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

$$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} \cdot e$$

Gli effetti primari vengono calcolati mediante un foglio di calcolo Excel sezione per sezione.

Gli effetti secondari vengono calcolati con il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 imponendo al modello in fase 3 un opportuno gradiente termico derivante dall'espressione:

$$\text{grad } \Delta T_{\text{eq}} = \frac{N_{\Delta T} \cdot e}{E_s \cdot J_3 \cdot \alpha}$$

Dove:

- e distanza baricentro getto soletta – baricentro struttura mista in fase 3;
- E_s modulo elastico acciaio;
- J_3 momento d'inerzia della sezione omogeneizzata in fase 3;
- α coefficiente di dilatazione termica per struttura mista: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;

Nel caso in esame i traversi sono semplicemente appoggiati sulle travi e quindi gli effetti secondari sono nulli.

4.9 Effetti dovuti al ritiro

4.9.1 Determinazione dei parametri di ritiro

I parametri relativi alla deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo, come indicato dalle D.M. 14/01/2008 al paragrafo 11.2.10.6, possono essere valutati sulla base delle seguenti indicazioni:

CALCOLO DI ϵ_{cs}

$$A_c = 360 \cdot 25 = 9.000 \text{ cm}^2 \quad \text{Area sezione di conglomerato}$$

$$u = 360 \cdot 2 = 720 \text{ cm} \quad \text{Perimetro a contatto con l'atmosfera}$$

$$r = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 9.000}{720} = 25,00 \text{ cm}$$

$$E_c = 22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3} = 33.646 \text{ N/mm}^2 = 336.460 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Modulo elastico cls}$$

$$E_s = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Modulo elastico acciaio}$$

Considerando un'umidità relativa del 75% ed un valore di f_{ck} pari a 32,00 N/mm², interpolando linearmente i valori della tabella 11.2.Va fornita dalle NTC 2008 e inserita in seguito, si ottiene:

Tabella 11.2.Va – Valori di ϵ_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccazione (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

$$\epsilon_{c0} = -0,0304 \%$$

Dalla tabella 11.2.Vb si ottiene il valore del coefficiente k_h avendo come dato di input $h_0 = r = 250,0 \text{ mm}$:

$$k_h = 0,80$$

La deformazione a tempo infinito per ritiro da essiccazione vale quindi:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0} = 0,80 \cdot (-0,0304\%) = -0,02432 \%$$

Lo sviluppo nel tempo può essere valutato moltiplicando il valore della deformazione per il coefficiente seguente:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{[(t - t_s) + 0,04 \cdot h_0^{3/2}]}$$

Prudenzialmente si assume un'età del calcestruzzo t tendente ad infinito, che implica un coefficiente di sviluppo della deformazione unitario. La deformazione per ritiro da essiccamento risulta quindi:

$$\epsilon_{cd} = \beta_{ds} \cdot \epsilon_{cd,\infty} = 1,00 \cdot (-0,02432 \%) = -0,02432 \%$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno è valutato tramite l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2,50 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2,50 \cdot (32 - 10) \cdot 10^{-6} = -5,50 \cdot 10^{-5}$$

La deformazione totale da ritiro vale: $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = -0,0002432 - 5,50 \cdot 10^{-5} = -0,02982 \%$

Il coefficiente di omogeneizzazione considerando $\varphi_{\infty} = 1,73$ vale:

$$n^* = \frac{E_s}{E_c} (1 + \varphi_{\infty}) = 17,04$$

4.9.2 Effetti primari del ritiro

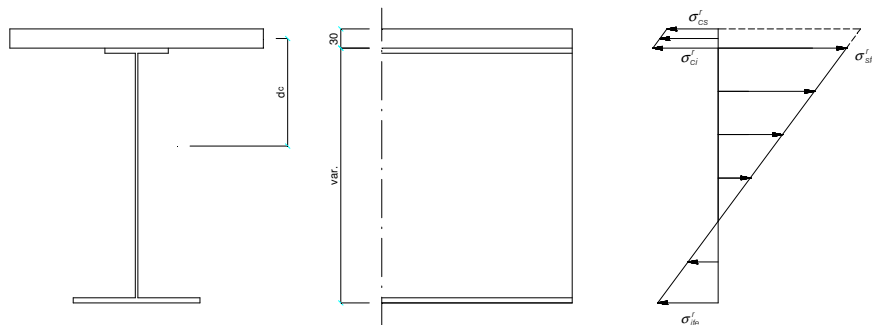


Figura 4.16 – Ritiro primario

Il fenomeno del ritiro induce tensioni supplementari nella soletta in c.a. e nelle piattabande in acciaio dei traversi, valutate secondo le seguenti formule:

$$\sigma'_{cs} = \frac{N_r}{A_c} - \frac{N_r}{n^* \cdot A_{tot}} - \frac{N_r \cdot d_c}{W_{cs}} \quad \text{tensione nel calcestruzzo al lembo superiore}$$

$$\sigma'_{sfe} = -\frac{N_r}{A_{tot}} - \frac{N_r \cdot d_c}{W_{sfe}} \quad \text{tensione nell'acciaio al lembo superiore}$$

$$\sigma'_{ife} = -\frac{N_r}{A_{tot}} - \frac{N_r \cdot d_c}{W_{ife}} \quad \text{tensione nell'acciaio al lembo inferiore}$$

4.9.3 Effetti secondari del ritiro

Gli effetti secondari del ritiro vengono assimilati ad una deformazione termica equivalente, calcolata secondo le formule seguenti:

$\alpha=0,00001$ coefficiente di dilatazione lineare dell'acciaio;

$\chi = \frac{N_r \cdot (H - y)}{E \cdot J}$ distorsione angolare;

$\frac{\Delta t}{h} = \frac{\chi}{\alpha}$ deformazione termica per unità di lunghezza.

Nel caso in cui il ponte presenti campate vincolate isostaticamente alle sottostrutture, un'eventuale variazione termica differenziale non induce sollecitazioni agli elementi strutturali. Nel caso in esame i traversi sono in semplice appoggio quindi il ritiro secondario non produce effetti.

4.10 Cedimenti differenziali

Per tenere conto dei possibili cedimenti fondazionali delle sottostrutture a sostegno dell'impalcato nel corso della vita utile dello stesso, si valuta convenzionalmente l'effetto iperstatico associato a tale situazione utilizzando per ciascun appoggio del ponte la seguente formula:

Cedimento verticale sulle spalle: $\delta_{SP1} = \delta_{SP2} = \frac{50.000}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 5,0 \text{ mm}$

Essendo il ponte ad una campata, vincolata isostaticamente alle sottostrutture, i cedimenti differenziali non inducono sollecitazioni agli elementi strutturali.

4.11 Combinazione dei carichi

Si applicano le combinazioni di carico del DM 14. 01 .2008. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

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 (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

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

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

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

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

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

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente Ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	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
<i>Vento q_5</i>	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_5</i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	T_k	0,6	0,6	0,5

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali.

4.12 Analisi strutturale

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti “SAP2000NL”; l'intera struttura è stata discretizzata in elementi “beam” costituenti il graticcio di travi.

L'analisi delle sollecitazioni è stata svolta in più fasi distinte.

- 1 Analisi delle sollecitazioni per peso proprio acciaio e peso proprio soletta; nel graticcio di travi si è considerata l'inerzia delle sole travi longitudinali e trasversi.
- 2 Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi permanenti; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. ai trasversi, con coefficiente di omogeneizzazione $n=18,89$.
- 3 Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi accidentali (mezzi, folla, vento); nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. ai trasversi, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,30$.
- 4 Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi dovuti al ritiro; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. ai trasversi, con coefficiente di omogeneizzazione $n=17,04$.
- 5 Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi accidentali per fatica; nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. ai trasversi, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,30$.
- 6 Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi sismici; nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. ai trasversi, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,30$.
- 7 Analisi dei controventi di piano per effetto del vento in fase di montaggio; nel graticcio di travi si è considerata l'inerzia delle sole travi longitudinali e trasversi.

Nella pagine seguenti si evidenzia la modellazione utilizzata.

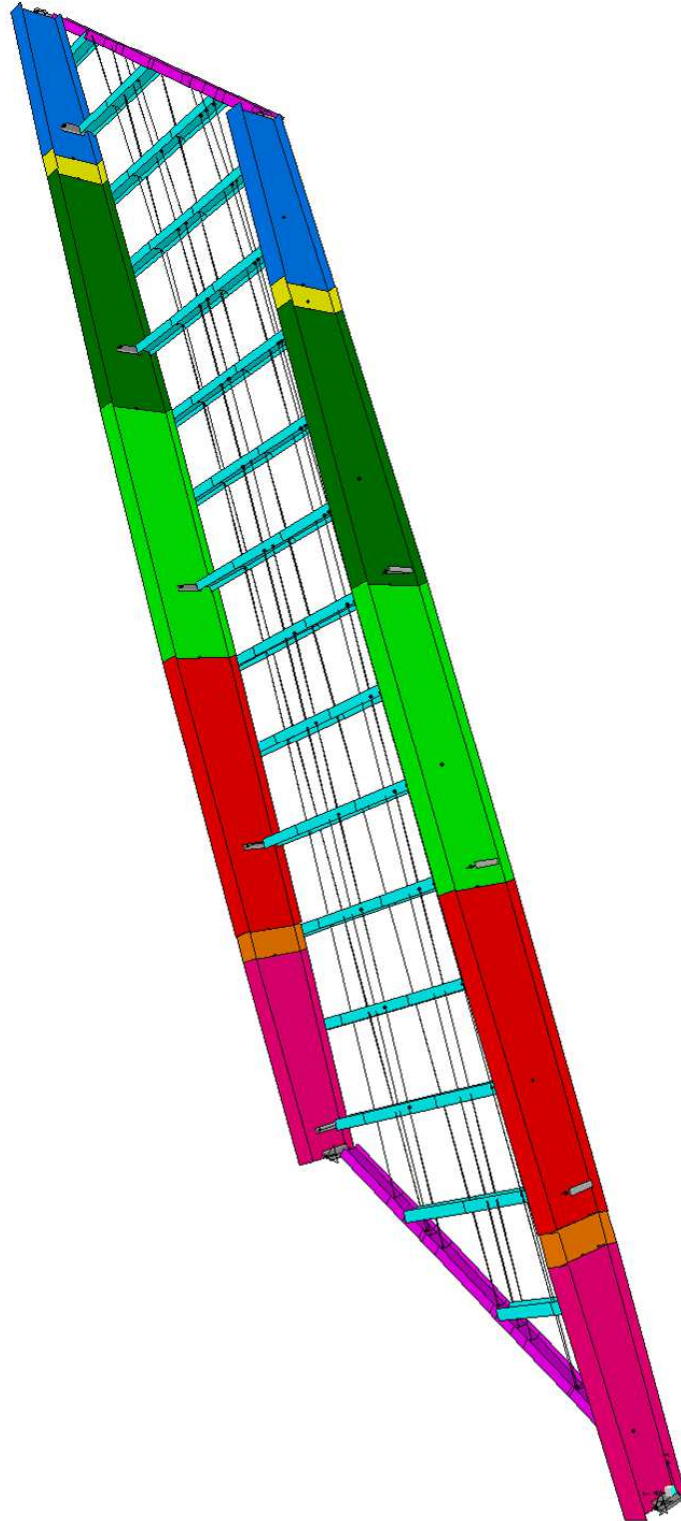


Figura 4.17 – Modellazione campata vista estrusa

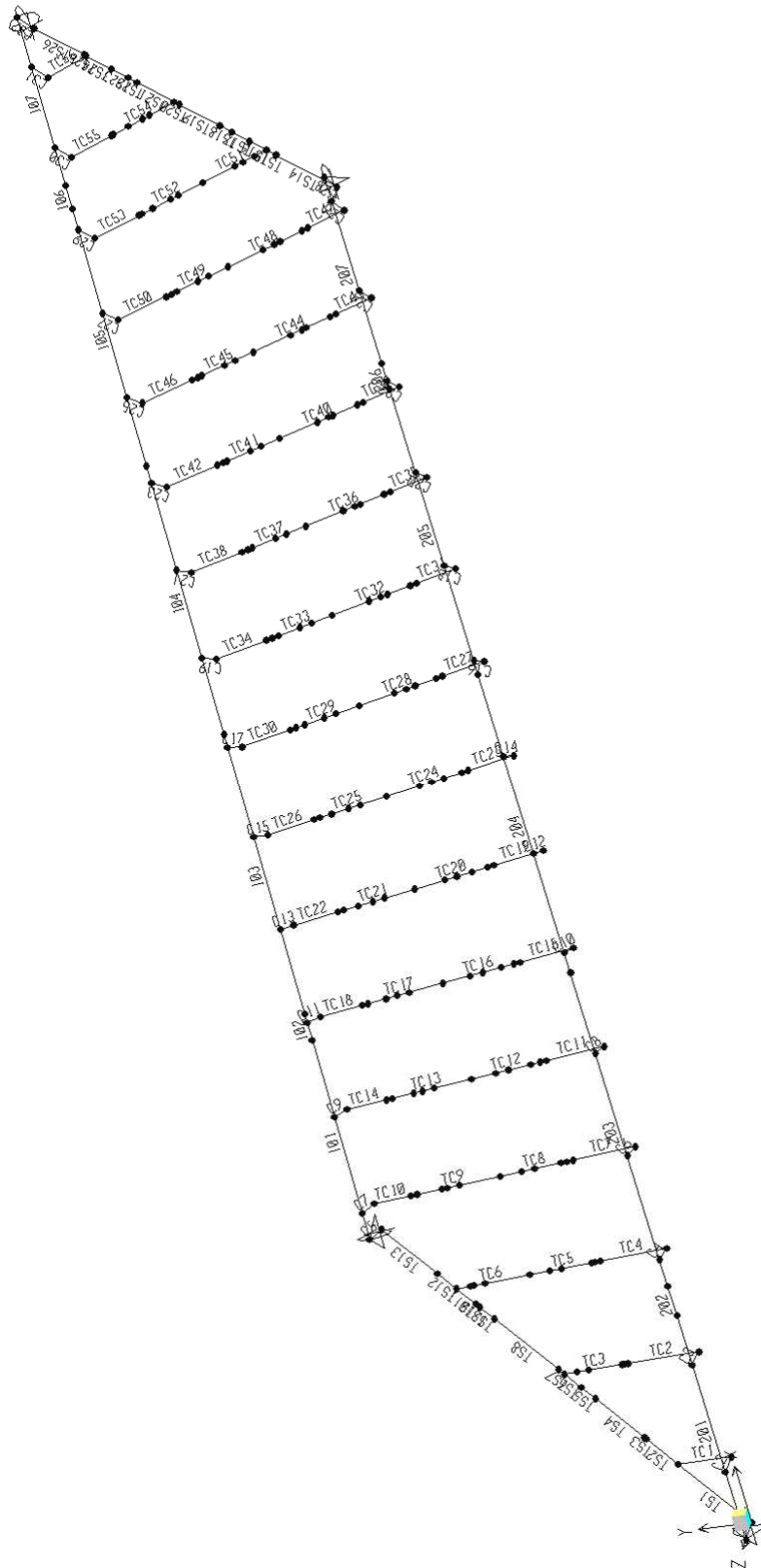


Figura 4.18 – Modellazione con numerazione frame

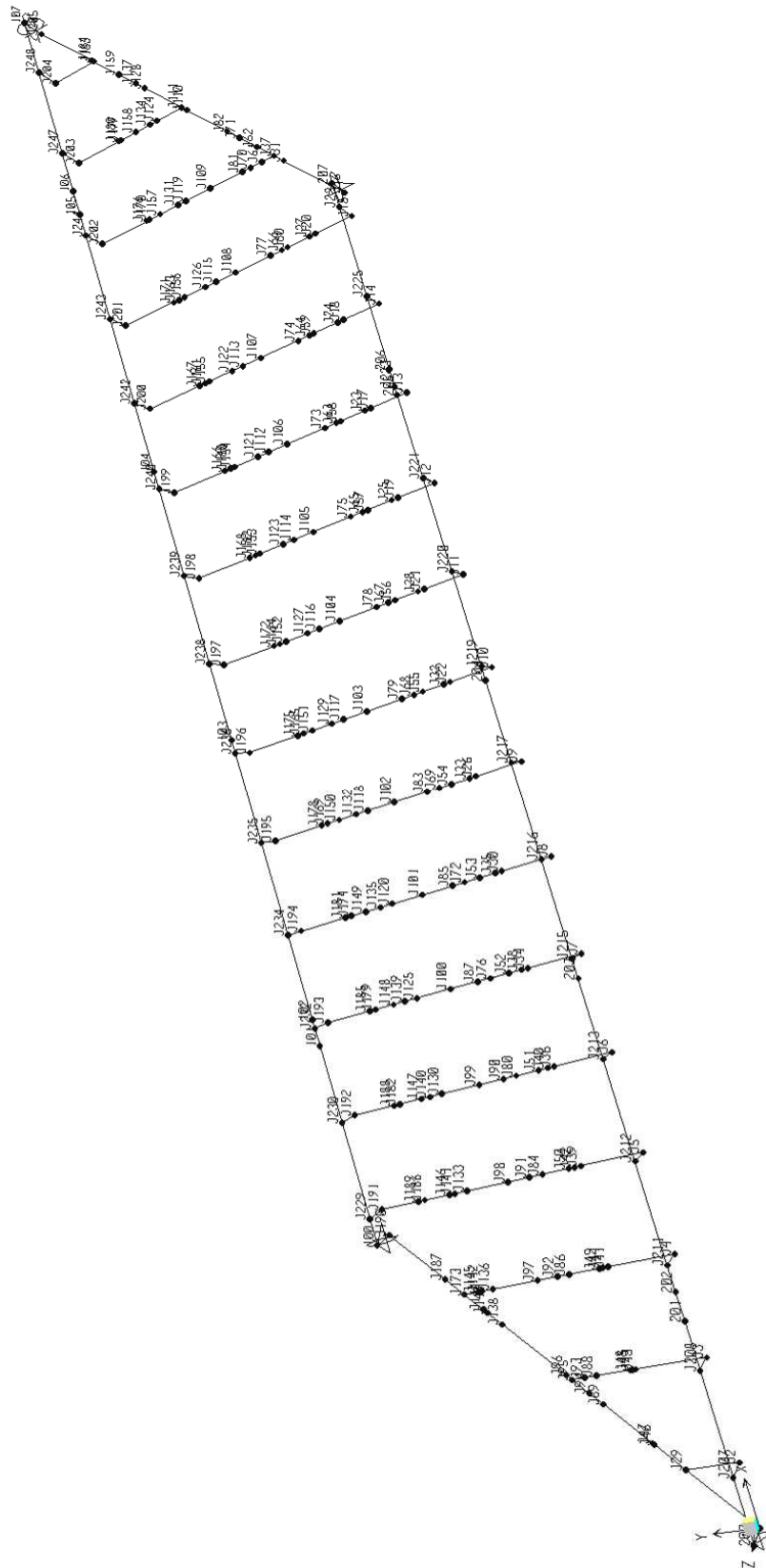


Figura 4.19 – Modellazione con numerazione nodi

4.13 Analisi delle sollecitazioni

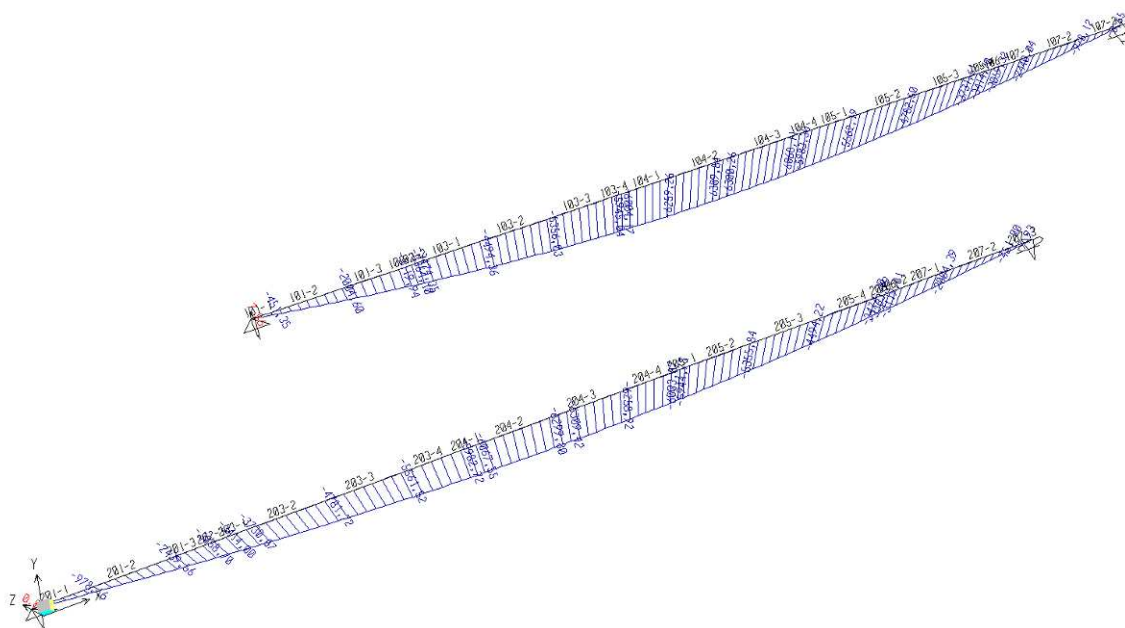


Figura 4.20 – Sollecitazioni flettenti per peso proprio acciaio

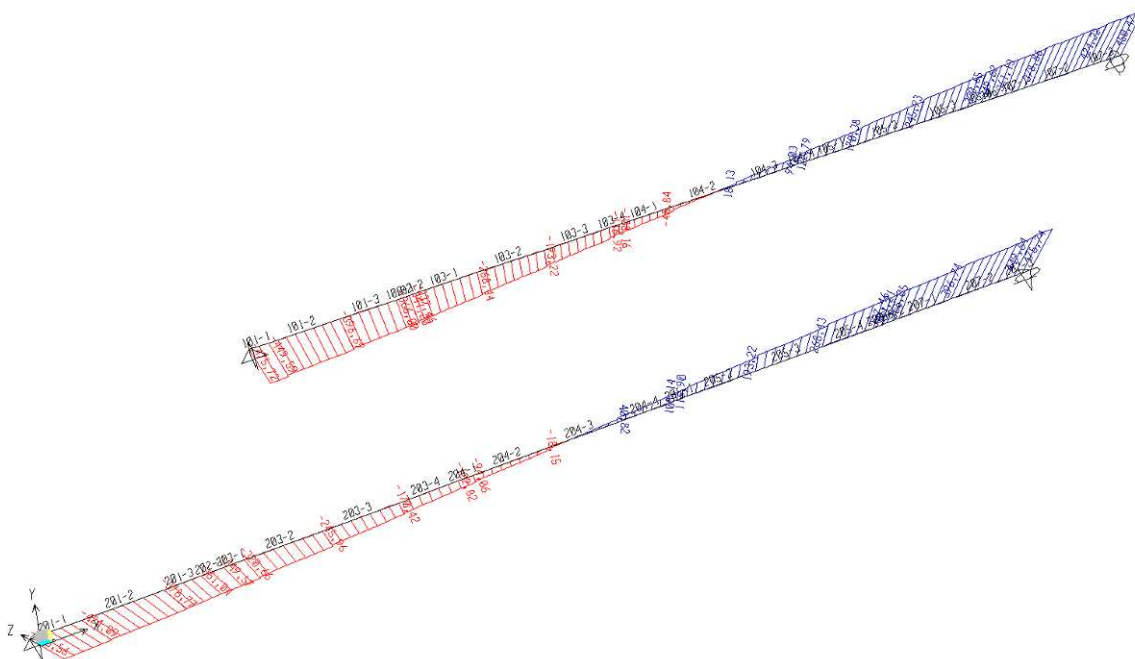


Figura 4.21 – Sollecitazioni di taglio per peso proprio acciaio

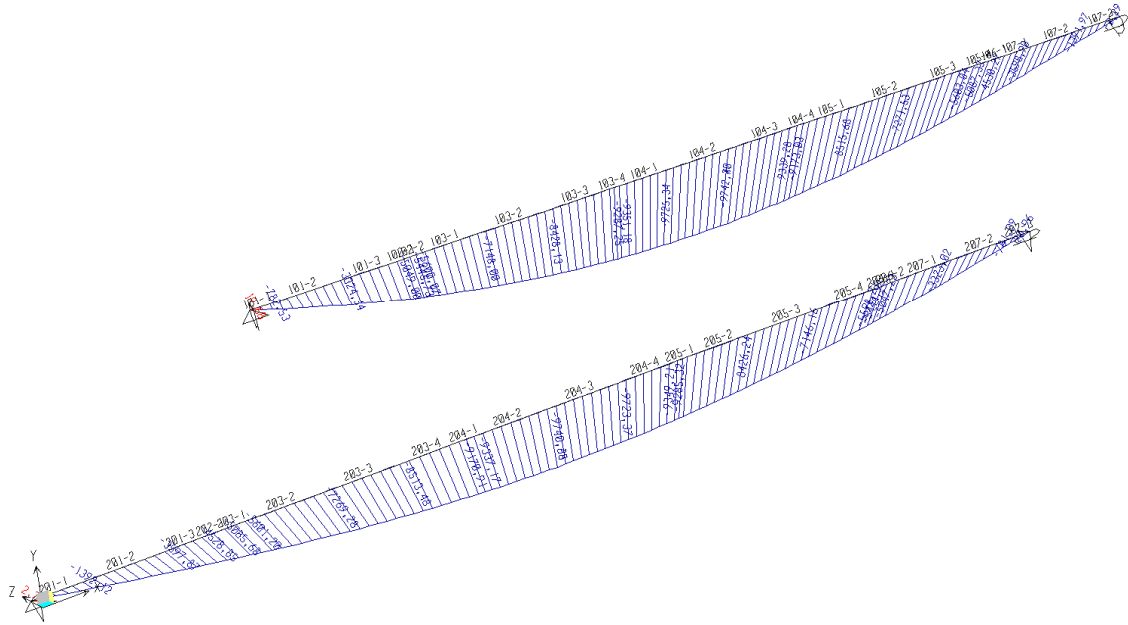


Figura 4.22 – Sollecitazioni flettenti per peso soletta

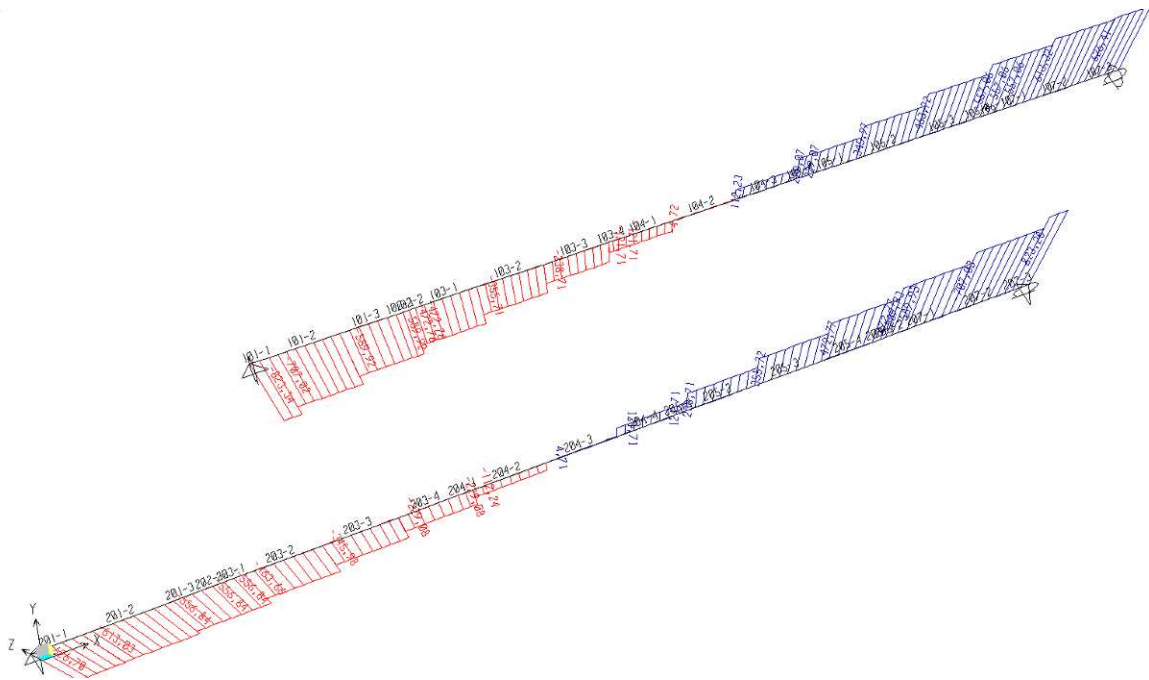


Figura 4.23 – Sollecitazioni di taglio per peso soletta

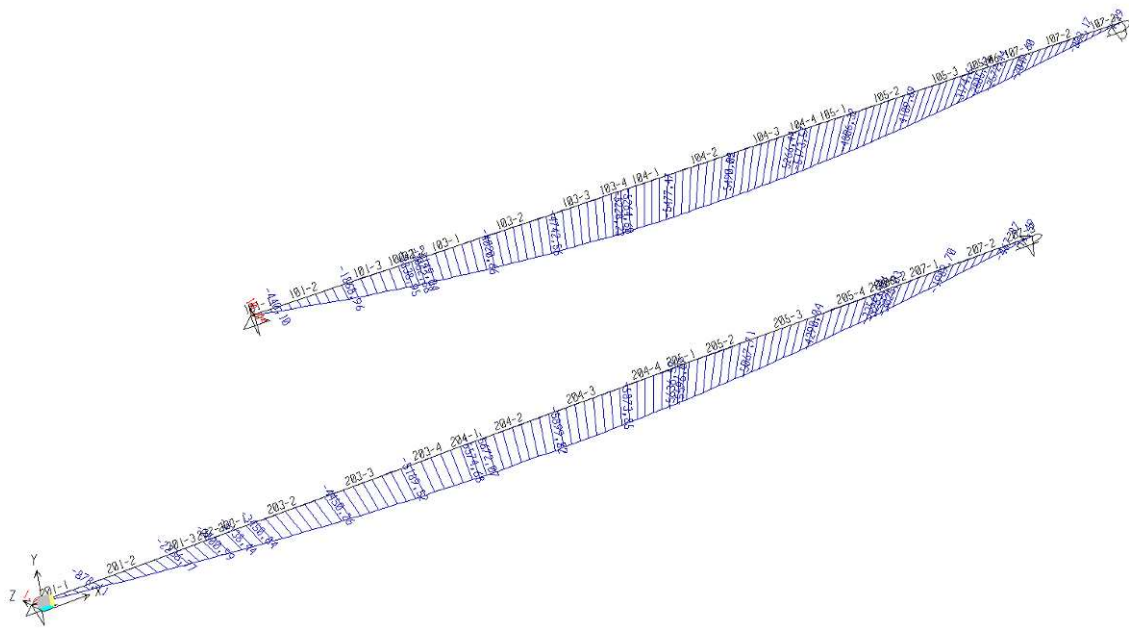


Figura 4.24 – Sollecitazioni flettenti per carichi permanenti portati

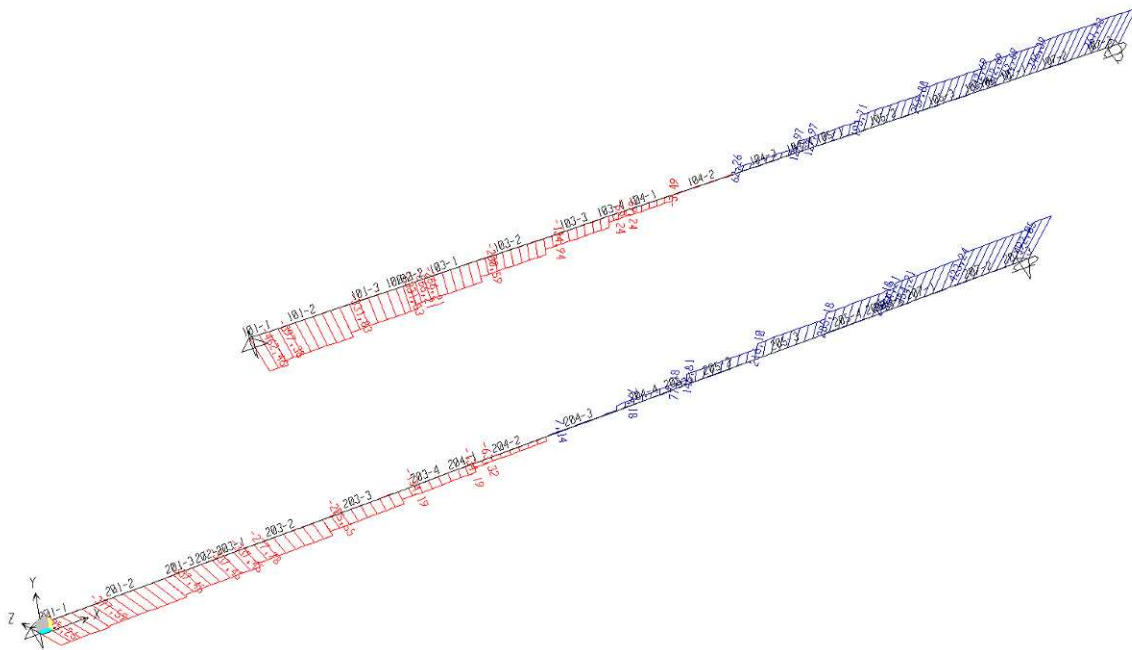


Figura 4.25 – Sollecitazioni di taglio per carichi permanenti portati

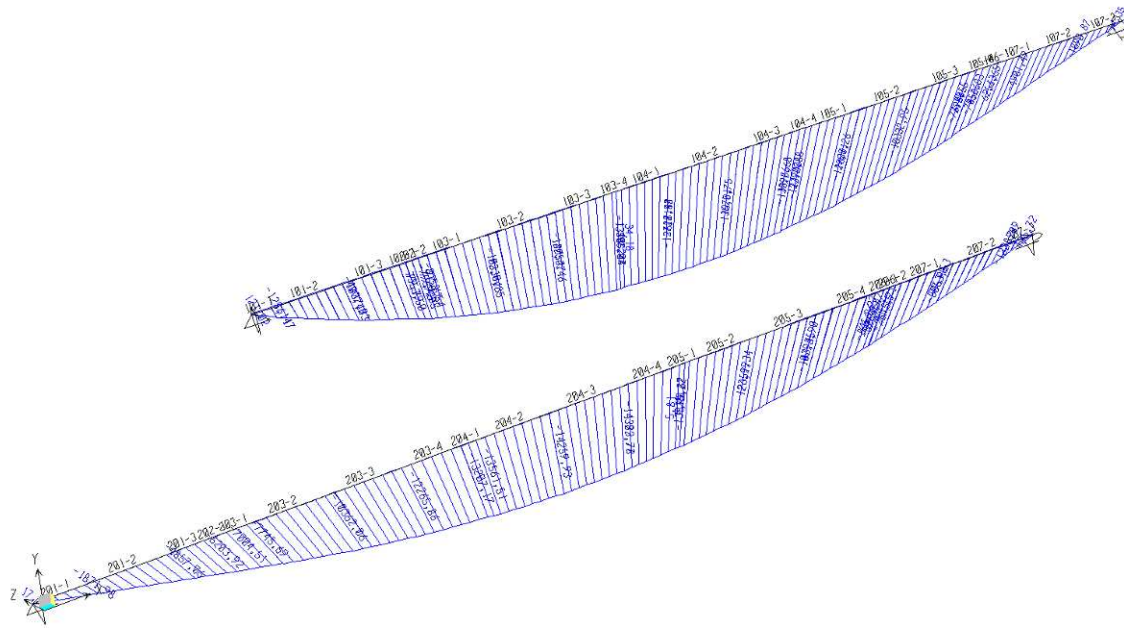


Figura 4.26 – Sollecitazioni flettenti per carichi accidentali mezzi e folla

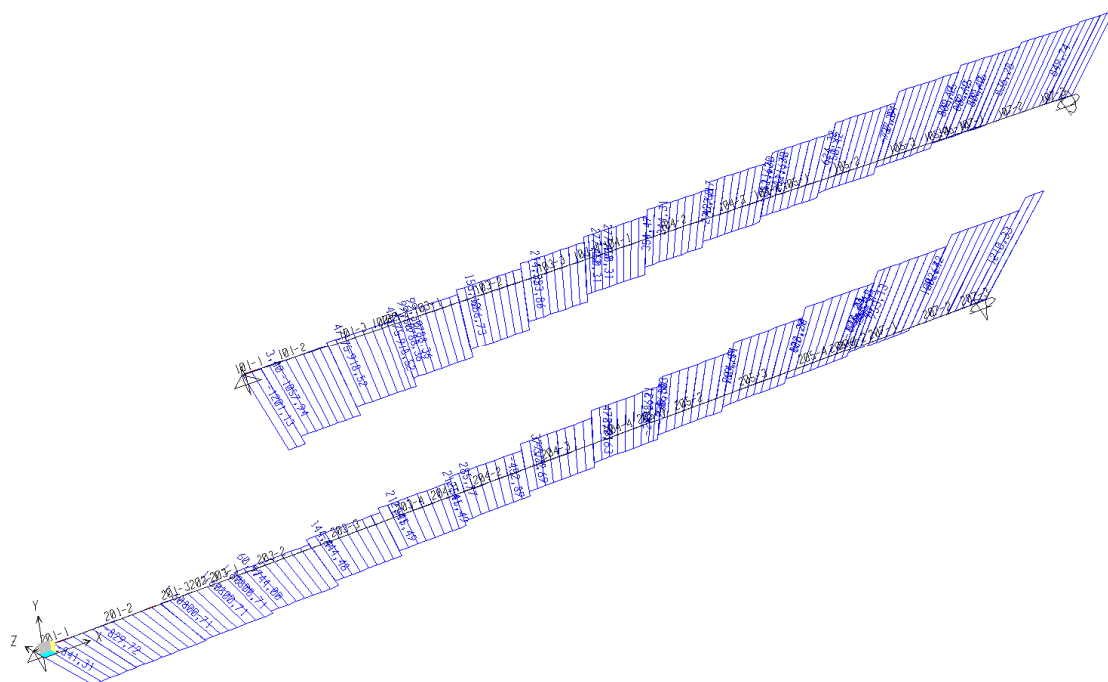


Figura 4.27 – Sollecitazioni di taglio per carichi accidentali mezzi e folla

5 VERIFICHE FONDAMENTALI

5.1 Verifiche delle travi principali

Le travi d'impalcato hanno la funzione statica di supportare la piattaforma stradale, sostenendo i traversi a cui è collegata la soletta in C.A. mediante connettori a taglio tipo Nelson.

Classificazione della sezione

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ

definita come
$$C_\theta = \frac{\theta_r}{\theta_y} - 1$$

essendo θ_r e θ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

- Classe 1 quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al §4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 3$;
- Classe 2 la sezione può sviluppare il proprio momento resistente elastico, ma ha una capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1,50$;
- Classe 3 sono quelle sezioni trasversali dove la fibra d'acciaio estrema compressa può raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale può impedire il raggiungimento del momento resistente plastico;
- Classe 4 quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

La definizione delle classi è fornita dalla NTC2008 e nel caso di una sezione composta, la classificazione è in funzione della classe più sfavorevole relativa alle varie parti che la compongono (piattabanda superiore, inferiore e pannello d'anima).

Questa classificazione delle sezioni trasversali dipende dalla proporzione di ciascuno dei suoi elementi compressi quindi dai rapporti geometrici tra la larghezza e lo spessore per tutti gli elementi costituenti i conci di acciaio dell'impalcato si ricava il coefficiente adimensionale che consentirà di stabilire la classe di appartenenza dei vari elementi.

I rapporti di snellezza delle varie lamiere che compongono la sezione trasversale vengono confrontati con i valori limite suggeriti nelle tabelle tab. 4.2.I e tab. 4.2.II.

Quando la sezione composta è di classe 4, si può ricorrere all'analisi elastica, utilizzando però una geometria efficace, calcolata secondo le prescrizioni riportate nel capitolo 4 delle N.T.C.

Il metodo di classificazione proposto dipende dal rapporto tra la larghezza e lo spessore delle parti della sezione soggette a compressione, per cui nel procedimento di classificazione devono essere considerate tutte quelle parti completamente o parzialmente compresse.

Al fine di calcolare le sezioni ridotte, la procedura di verifica è la seguente:

- Si determina la distribuzione di tensione sulla sezione supposta interamente reagente;
- Da questa distribuzione si determina la riduzione di area per ogni singola lastra che compone la sezione;
- si determina la distribuzione di tensione sulla sezione basandosi sulle proprietà inerziali della sezione ridotta;

Qualora la distribuzione ottenuta in c) sia notevolmente diversa da quella ottenuta in a), si ripetono i punti b) e c) fino ad avere convergenza dei risultati, altrimenti la distribuzione è corretta.

In questo modo non c'è un limite tensionale legato all'instabilità locale della piastra; tale effetto è tenuto in conto considerando solo le porzioni efficaci di tutti i sotto elementi e degli irrigiditori che compongono la piastra.

Per un carico assegnato, le riserve di resistenza post-critiche dipendono fortemente dalle proporzioni della lastra e dal grado di ortotropia (in presenza di irrigiditori). Deve quindi farsi attenzione a entrambi questi fattori, tenendo in conto di adeguate riduzioni relative alle due situazioni limite: il comportamento a piastra, in cui le riserve post-critiche sono più ampie, e il comportamento a colonna, per cui il fenomeno di imbozzamento conduce a un collasso di tipo fragile.

Questo metodo di calcolo procede per componenti: ogni componente dello sforzo viene verificata individualmente e solo in una fase successiva si verifica se c'è interazione. Per questo motivo si presentano separatamente il comportamento a flessione e il comportamento a taglio della sezione.

Si riporta di seguito come viene condotto il calcolo con il metodo delle sezioni ridotte. Quanto riportato è ricavato da EC3-1-5 parti 4,5,7 e nella C-NTC2008 4.2.4.1.3.4.

Comportamento a flessione - Pannelli privi di irrigiditori longitudinali

Si determina il parametro ψ come rapporto tra la massima tensione di trazione (o la minima di compressione) e la massima tensione di compressione. Tale parametro non può quindi assumere valori superiori ad 1 (caso limite di compressione pura).

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \leq 1$$

Sulla base del coefficiente ψ si determinano le porzioni di area collaborante, lorda o efficace a seconda della situazione cui si fa riferimento. Per ogni sottopannello è possibile determinare il coefficiente di instabilità k_σ , mediante una formulazione semplificata dipendente dal valore di ψ . I valori di k_σ sono diversi a seconda che il pannello sia vincolato su entrambi i bordi o solo su uno.

La verifica di stabilità dei pannelli compressi non irrigiditi si conduce considerando la sezione efficace del pannello.

L'area della sezione efficace è definita come $A_{\text{eff.}} = \rho \cdot A_c$ dove ρ è il coefficiente di riduzione che tiene conto dell'instabilità della lastra e A_c è l'area lorda della sezione del pannello.

Il coefficiente ρ è dato da:

Per elementi interni:

$$\begin{aligned} \rho &= 1 && \text{se } \lambda_p \leq 0,673 \\ \rho &= \frac{\lambda_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} && \text{se } \lambda_p > 0,673 \end{aligned}$$

Per elementi esterni:

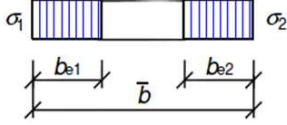
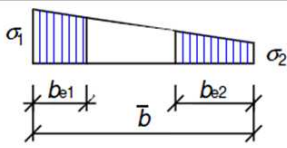
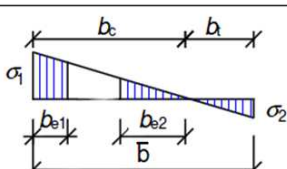
$$\begin{aligned} \rho &= 1 && \text{se } \lambda_p \leq 0,748 \\ \rho &= \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} && \text{se } \lambda_p > 0,748 \end{aligned}$$

la snellezza relativa del pannello λ_p è:

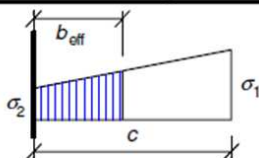
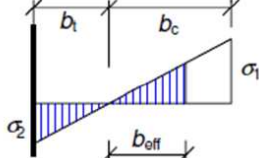
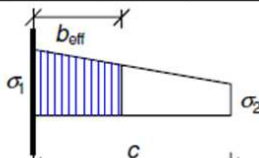
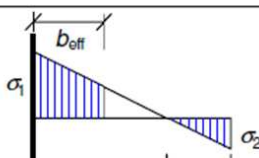
$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{\text{cr},p}}} = \frac{b/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

dove il coefficiente per l'instabilità per compressione k_σ dipendente da ψ e dalle condizioni di vincolo, è dato nella circolare alla NTC2008 nella tabella C.4.2.VIII per i pannelli con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi e nella tabella C.4.2.VIII per i pannelli con un solo bordo irrigidito, e b è la larghezza del pannello.

La definizione dei coefficienti k_σ e ψ si basa sul valore delle tensioni estreme σ_1 e σ_2 per cui, essendo il valore di tali tensioni dipendente dalla sezione efficace considerata, il calcolo di ψ e la determinazione della geometria della sezione efficace necessitano di una procedura iterativa, in cui si considera una geometria inizialmente coincidente con la sezione lorda del pannello.

Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Distribuzione delle larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi interni

Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$		
Buckling factor k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$		
				$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	
Buckling factor k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8	

Distribuzione delle larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi esterni

Comportamento a flessione - Pannelli con irrigiditori longitudinali

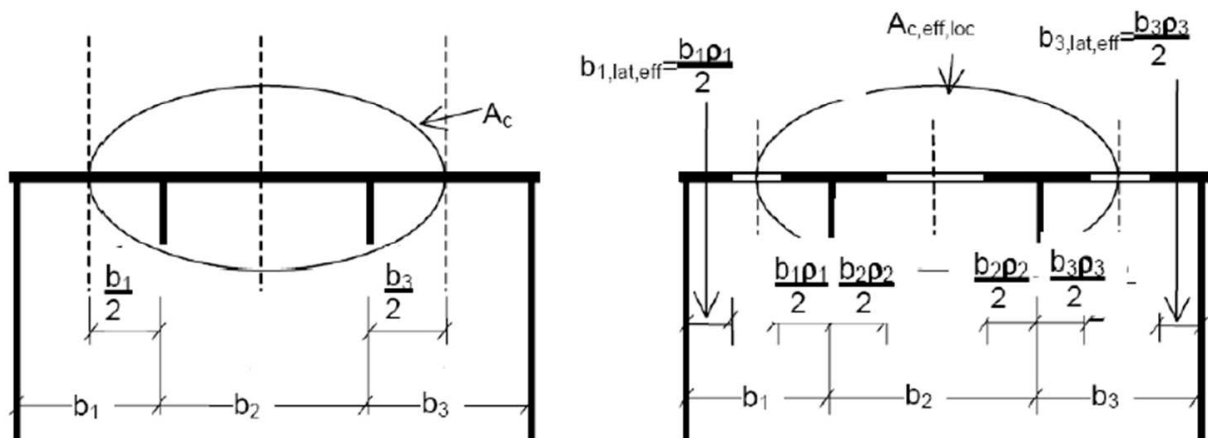
Nel calcolo dei pannelli con irrigiditori longitudinali si deve tener conto delle aree efficaci delle zone compresse, considerando l'instabilità globale del pannello irrigidito e l'instabilità locale di ciascun sottopannello e le riduzioni per effetto del trascinamento da taglio, se significative. Per le zone tese le aree efficaci si assumono uguali a quelle lorde, con le eventuali riduzioni per effetto del trascinamento da taglio. Per tener conto dell'instabilità locale l'area effettiva di ciascun sottopannello deve essere valutata considerando il coefficiente di riduzione indicato nel seguito.

Il pannello irrigidito deve essere verificato per l'instabilità globale: il calcolo deve essere effettuato considerando le aree efficaci degli irrigiditori e modellando il pannello come una piastra ortotropa equivalente, in modo da determinare il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale.

Indicati con $A_{sl,eff}$ la somma delle aree efficaci di tutti gli irrigiditori longitudinali che sono nella zona compressa e con ρ_{loc} il coefficiente di riduzione della larghezza $b_{c,loc}$ della parte compressa di ogni sottopannello, valutati come indicato nel seguito, e detto t lo spessore del sottopannello, l'area efficace $A_{c,eff,loc}$ degli irrigiditori e dei sottopannelli che sono in zona compressa è data da:

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} \cdot b_{c,loc} \cdot t$$

essendo la sommatoria estesa a tutta la zona compressa del pannello irrigidito, ad eccezione delle parti, di larghezza $b_{lat,eff}$, vincolati a lastre adiacenti.



L'area efficace della parte compressa del pannello nervato è quindi data da:

$$A_{c,eff} = \rho_c \cdot A_{sl,eff,loc} + \sum_c b_{c,lat,eff} \cdot t$$

Il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale può essere determinato come:

$$\rho_c = \xi \cdot (\rho - \chi_c) \cdot (2 - \xi) + \chi_c$$

Dove:

χ_c coefficiente di riduzione per l'instabilità di colonna;

ρ coefficiente di riduzione per l'instabilità di lastra;

$0 \leq \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \leq 1$ essendo $\sigma_{cr,c}$ e $\sigma_{cr,p}$ le tensioni critiche euleriane per l'instabilità di colonna e l'instabilità di piastra.

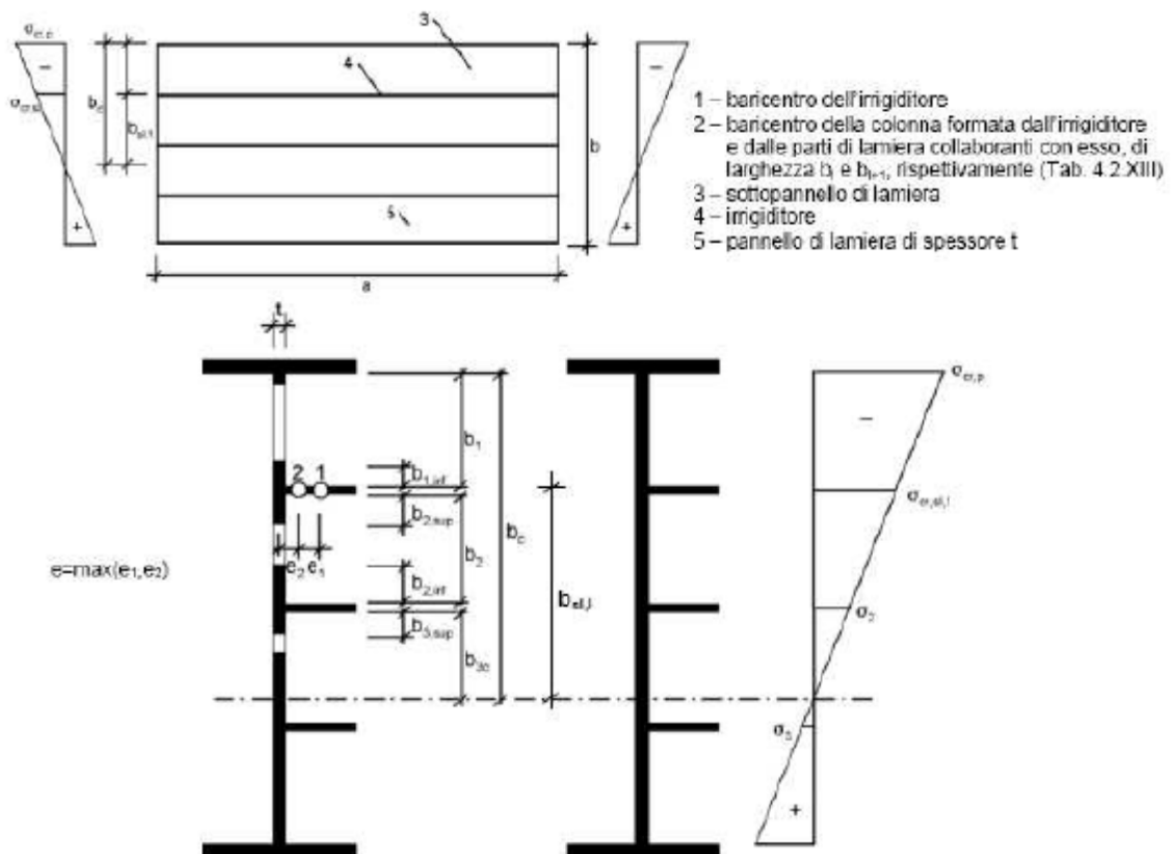
Instabilità di colonna

In un pannello di lunghezza a , la tensione critica euleriana per un pannello non irrigidito è data da:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot a^2}$$

mentre per un pannello irrigidito, considerando b_c e $b_{sl,j}$ rispettivamente, le distanze del lembo e dell'irrigiditore maggiormente compressi dall'asse neutro di pressoflessione, può essere calcolata come:

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \cdot \frac{b_c}{b_{sl1}}$$



	larghezza collaborante per il calcolo dell'area lorda	larghezza collaborante per il calcolo dell'area efficace (Tabella C4.2.VIII)	ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} \cdot b_1$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} \cdot b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5-\psi_2} \cdot b_2$	$\frac{2}{5-\psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} \cdot b_2$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{3,sup}$	$0,4 \cdot b_{3c}$	$0,4 \cdot b_{3c,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

$$\text{Con: } \sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,t}}{12 \cdot (1-\nu^2) \cdot a^2}$$

tensione critica euleriana dell'irrigiditore maggiormente compresso, essendo $A_{sl,i}$ e $I_{sl,i}$ l'area e il momento d'inerzia per l'inflessione fuori piano della sezione lorda dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti.

La snellezza relativa λ_c è definita, rispettivamente per pannelli non irrigiditi e per pannelli con irrigiditori, da:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} = \sqrt{\frac{A_{sl,i,eff} \cdot f_y}{A_{sl,i}}}$$

$A_{sl,i,eff}$ area efficace dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti.

Il fattore di riduzione χ_c può essere ottenuto considerando un opportuno valore amplificato, α_e , del coefficiente α , calcolato rispettivamente per pannelli non irrigiditi e per pannelli con irrigiditori, come:

$$\alpha_e = \alpha = 0,21 \quad \alpha_e = \alpha + \frac{0,09 \cdot e}{i}$$

Dove

$\alpha = 0,34$ irrigiditori a sezione chiusa

$\alpha = 0,49$ irrigiditori a sezione aperta,

$e = \max(e_1, e_2)$ dove e_1 e e_2 rappresentano le distanze dal baricentro della lamiera e dal baricentro dell'irrigiditore singolo, rispettivamente, (o dei baricentri dei due irrigiditori, in casi di irrigiditori doppi) dal baricentro della sezione efficace dell'irrigiditore, e i è il raggio d'inerzia della sezione lorda dell'irrigiditore, comprensiva della parte di lamiera collaborante.

Instabilità di piastra

La tensione critica per l'instabilità di piastra può essere determinata come qui indicato, a seconda che, in zona compressa, la piastra abbia tre o più irrigiditori longitudinali o ne abbia meno di tre.

Piastre con tre o più irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate come piastre ortotrope equivalenti. La tensione critica euleriana al bordo maggiormente compresso della piastra ortotropa equivalente, $\sigma_{cr,p}$, è data da:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{t^2}{b^2}$$

dove t e b sono lo spessore e la larghezza della piastra irrigidita e $k_{\sigma,p}$ è il coefficiente d'instabilità per tensioni normali.

In mancanza di determinazioni più accurate, il coefficiente $k_{\sigma,p}$ per un pannello di lunghezza a può essere assunto uguale a:

$$k_{\sigma,p} = \frac{2 \left[(1 + \alpha_1^2)^2 + \gamma - 1 \right]}{\alpha_1^2 (\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 \leq \sqrt[4]{\gamma}$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4 \cdot (1 + \sqrt{\gamma})}{(\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 > \sqrt[4]{\gamma}$$

in cui: $\alpha_1 = a/b \geq 0.5$

- Ψ rapporto tra le tensioni ai lembi del pannello, $\Psi = \sigma_2/\sigma_1 \geq 0,5$, essendo σ_1 la tensione al lembo maggiormente compresso;
- γ rapporto tra I_{sl} momento d'inerzia baricentrico dell'intera piastra irrigidita, e il momento d'inerzia della lamiera;
- δ rapporto tra area complessiva lorda degli irrigiditori ΣA_{sl} e l'area lorda della lamiera.

Le piastre con uno o due irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate con i seguenti metodi semplificati, trascurando il contributo degli eventuali irrigiditori tesi.

Se la piastra presenta un solo irrigiditore in zona compressa, quest'ultimo può essere considerato come un elemento compresso isolato vincolato elasticamente dalla lamiera, cosicché la tensione critica euleriana può essere calcolata come:

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1,05 \cdot E}{A_{sl,1}} \cdot \frac{\sqrt{I_{sl,1} \cdot t^3 \cdot b}}{b_1 \cdot b_2} \quad \text{se } a \geq a_c$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} + \frac{Eb \cdot a^2 \cdot t^3}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2} \quad \text{se } a < a_c$$

Dove:

$A_{sl,1}$ area lorda dell'irrigiditore;

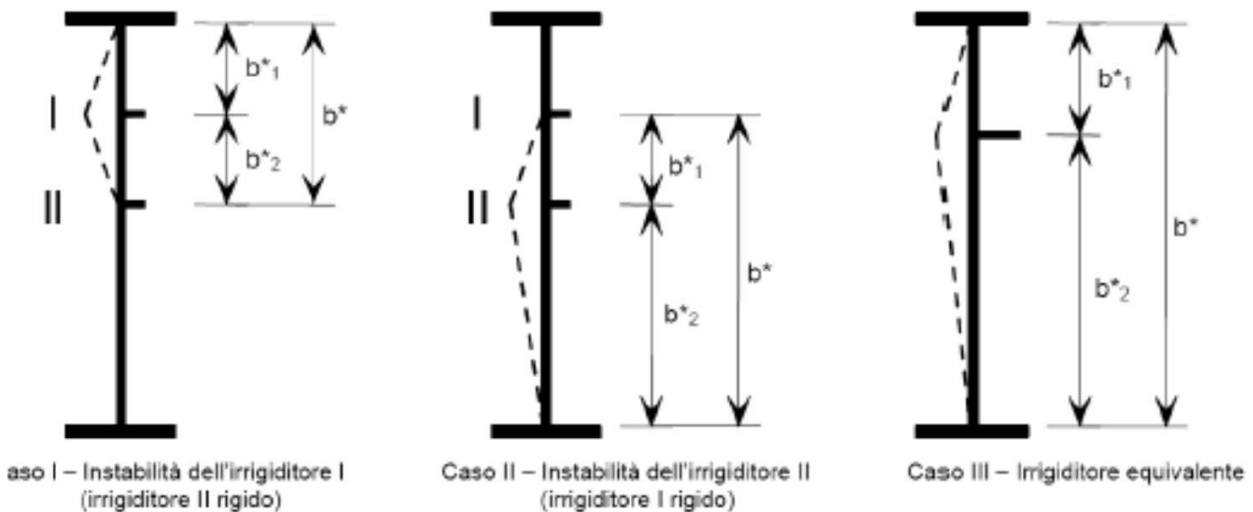
$I_{sl,1}$ momento d'inerzia baricentrico della sezione lorda dell'irrigiditore;

b_1 e b_2 distanze dell'irrigiditore dai bordi longitudinali del pannello $b_1 + b_2 = b$;

$$a_c = 4,33 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}}$$

inoltre:

Se la piastra presenta due irrigiditori longitudinali, di area $A_{sl,1}$ e $A_{sl,2}$, e momenti d'inerzia $I_{sl,1}$ e $I_{sl,2}$, rispettivamente, si possono considerare le tre situazioni limite illustrate in figura:



Nel caso I il primo irrigiditore si instabilizza e il secondo è considerato rigido; nel caso II il secondo irrigiditore si instabilizza e il primo è considerato rigido; nel caso III, infine, si considera un unico irrigiditore equivalente di area $A_{sl,eq} = A_{sl,1} + A_{sl,2}$ e momento d'inerzia $I_{sl,eq} = I_{sl,1} + I_{sl,2}$, disposto nel punto d'applicazione della risultante delle forze normali incassate dei due irrigiditori.

La tensione critica del pannello è quella minima fra le tre così determinate.

Al termine della presente relazione, in Allegato A, si riportano le verifiche a flessione, taglio e torsione delle travi principali.

5.2 Verifiche dei traversi

Nelle pagine seguenti viene condotta la verifica del diaframma metallico tipico nelle sezioni più significative; in accordo alla normativa vigente, si considerano le combinazioni statiche agli Stati Limite.

Le verifiche vengono eseguite secondo la teoria degli Stati Limite per flessione, taglio e torsione, secondo quanto riportato al paragrafo 4.2.4.1.1 delle NTC 2008.

Nelle verifiche degli elementi soggetti a presso/ tenso-flessione, anche nei casi in cui le sezioni risultino di classe 1 o 2, si farà comunque ricorso al metodo di verifica elastico caratteristico delle sezioni di classe 3, andando a verificare che le tensioni nell'acciaio agli SLU siano inferiori al limite elastico di progetto del materiale.

La medesima verifica si esegue, sempre in campo elastico, per le sezioni di classe 4, andando preventivamente a penalizzare la sezione dell'elemento in oggetto nelle zone compresse e considerando quindi le caratteristiche efficaci della sezione stessa.

Sono di seguito riportati i diagrammi di sollecitazione flettente e tagliante agenti sui diaframmi.

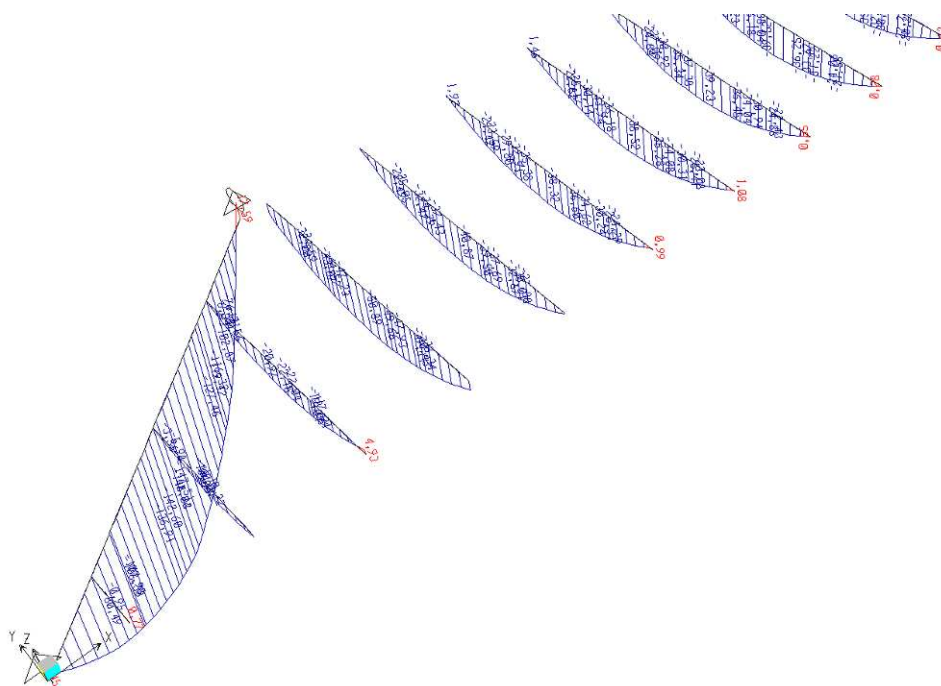


Figura 5.1 – Sollecitazioni flettenti per peso proprio acciaio sui traversi

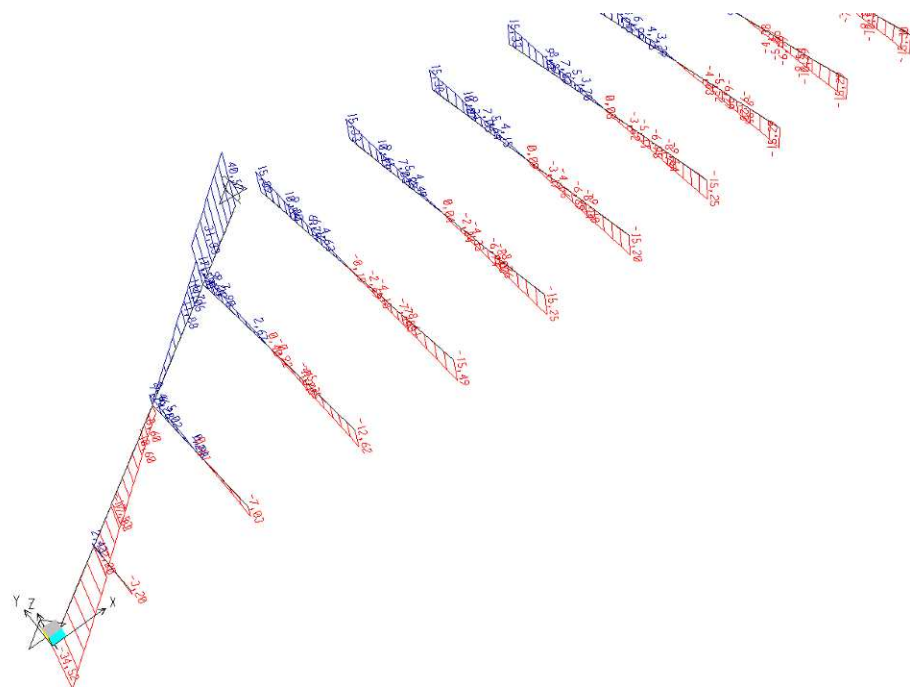


Figura 5.2 – Sollecitazioni di taglio per peso proprio acciaio sui traversi

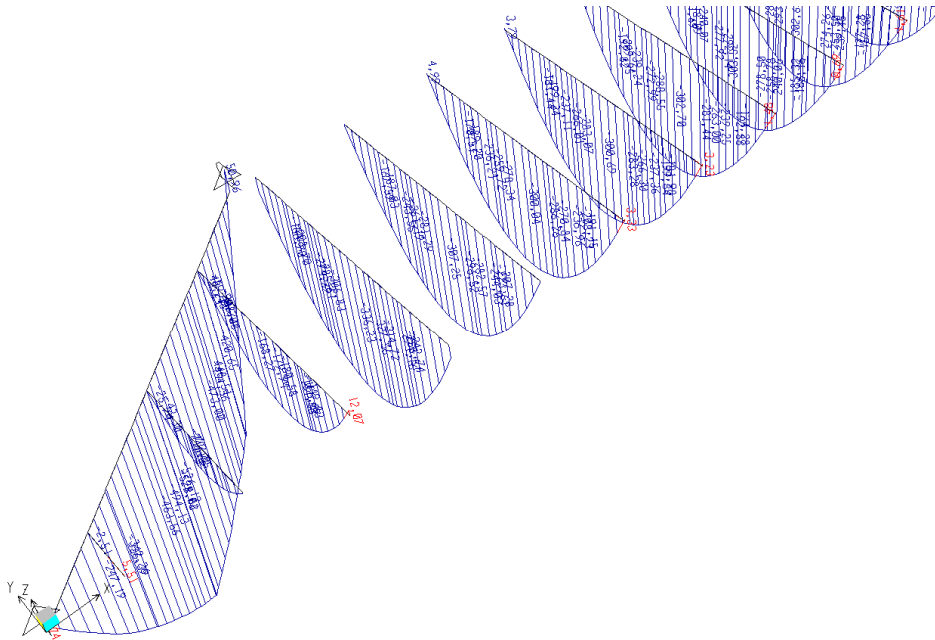


Figura 5.3 – Sollecitazioni flettenti per peso soletta sui traversi

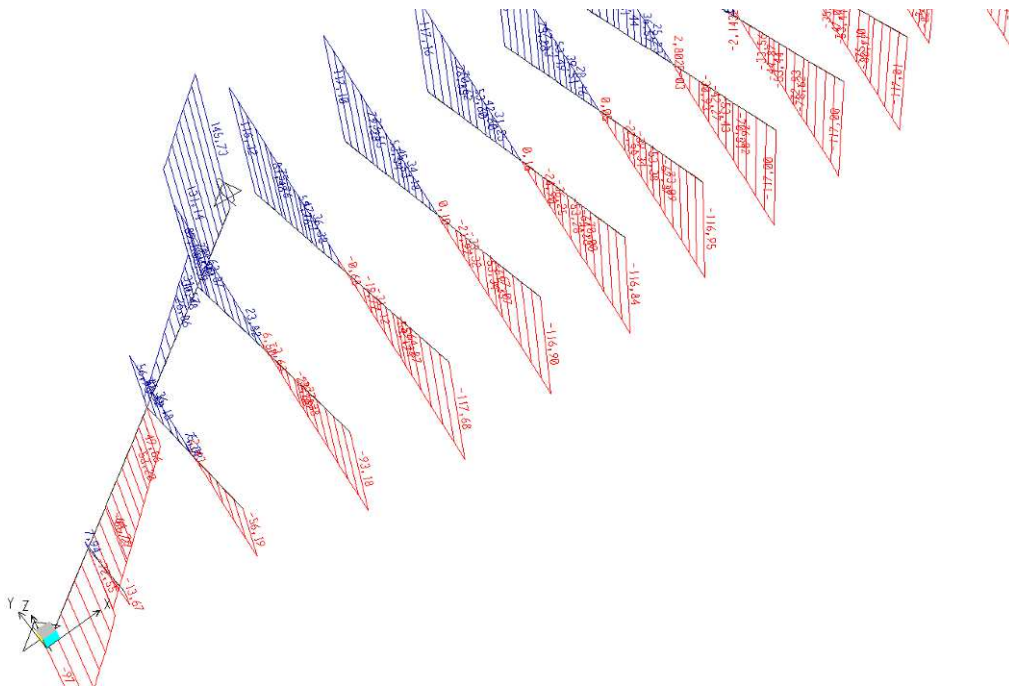


Figura 5.4 – Sollecitazioni di taglio per peso soletta sui traversi

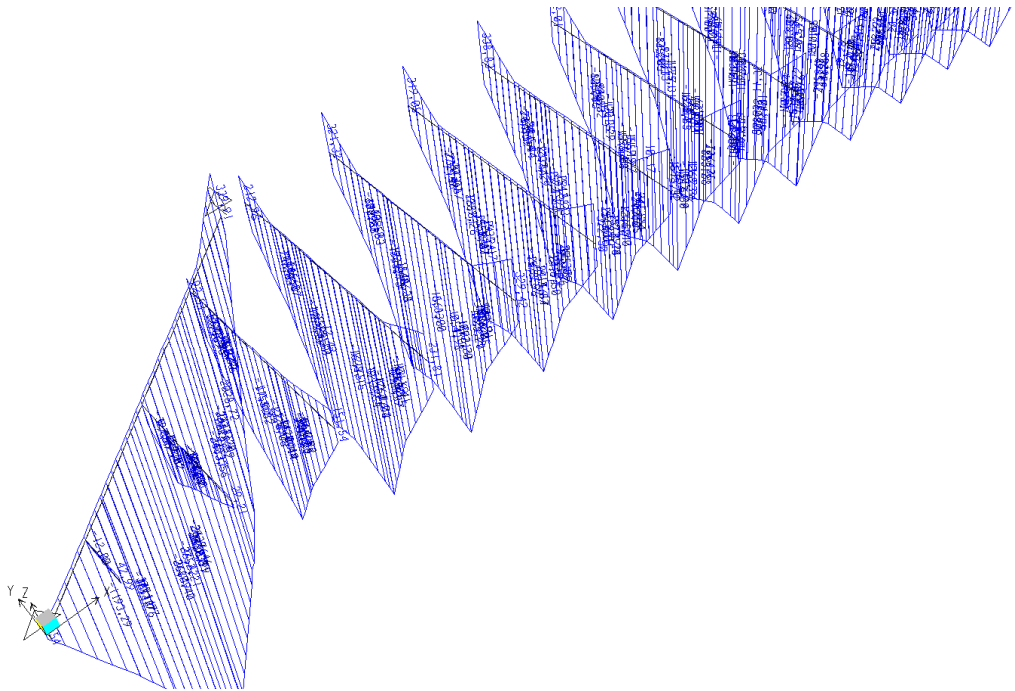


Figura 5.7 – Sollecitazioni flettenti per carichi accidentali mezzi e folla sui traversi

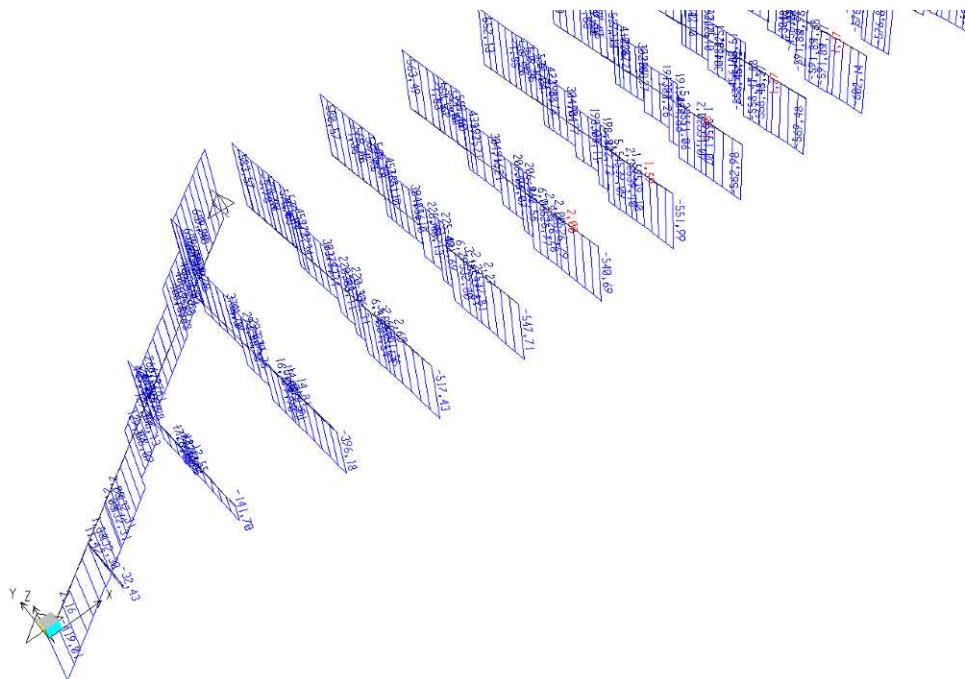


Figura 5.8 – Sollecitazioni di taglio per carichi accidentali mezzi e folla sui traversi

5.2.1 Traversi di campata – Sezione di mezzeria

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione per i traversi tipici di campata in mezzeria.

Si considera l'involuppo delle sollecitazioni.

frame	Diaframma di campata	
	M [kN m]	V [kN]
Acciaio	40,00	0,00
Soletta	306,00	0,00
Permanenti	161,00	1,00
Accidentali mezzi +folla	1.800,00	390,00

Le sollecitazioni riportate sono caratteristiche e devono quindi essere moltiplicate per i coefficienti moltiplicativi allo SLU.

A tali sollecitazioni si aggiungono gli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari all'interasse tra i traversi.

Sui traversi si considera l'azione del vento lungo x, ovvero la pressione del vento agente in direzione ortogonale all'impalcato. Il momento flettente dovuto alla spinta del vento risulta:

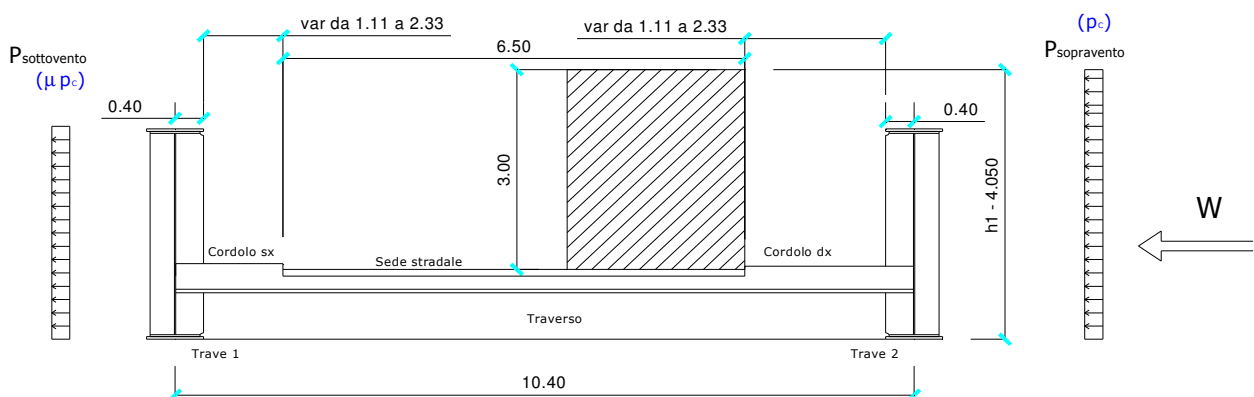


Figura 5.9 – Carichi sulle travi dovuti all'azione del vento a ponte carico

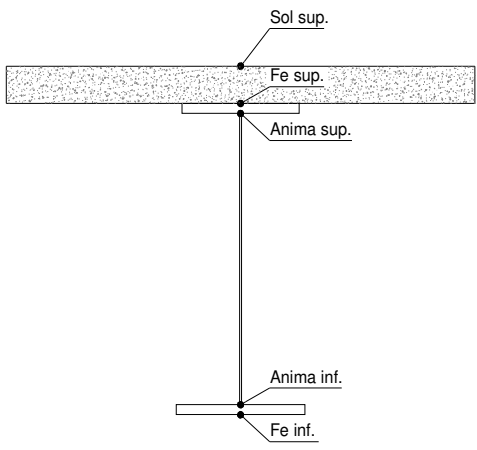
Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave collocata in superficie sopravvento, è pari a:

$$M_{Ed} = 13,08 \cdot 3,60 = 47,09 \text{ kNm}$$

Il taglio è pari a:

$$V_{Ed} = 1,26 \cdot 3,60 = 4,54 \text{ kN}$$

I valori di sollecitazione appena esplicitati sono stati inseriti nel foglio di calcolo di seguito riportato.

DATI GEOMETRICI			Foglio 1							
TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	70,0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>CONCIO</td><td style="text-align: center;">TC</td></tr> <tr><td>FRAME</td><td style="text-align: center;">mezzeria</td></tr> <tr><td>JOINT</td><td style="text-align: center;">-</td></tr> </table>	CONCIO	TC	FRAME	mezzeria	JOINT	-	
	CONCIO	TC								
	FRAME	mezzeria								
	JOINT	-								
	Interasse travi metalliche (cm)	360								
	Larghezza ala superiore esterna (cm)	40								
	Spessore ala superiore esterna (cm)	1,4								
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0								
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0								
	Spessore anima (cm)	1,4								
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0								
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0								
Larghezza ala inferiore esterna (cm)	40									
Spessore ala inferiore esterna (cm)	3,5									
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000									
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	360,0								
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00								
	Posizione baric. controventi sup. rispetto estradosso trave (cm)	0,0								
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0								
	Numero controventi	0								
	Angolo α travi princ. e controventi	45								
	Spessore equivalente t* (cm)	0,00								
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	360,0								
	Area controventi inferiori (cm ²)	0,00								
	Posizione baric. controventi inf. rispetto all'intradosso trave (cm)	0,0								
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0								
	Numero controventi	0								
	Angolo α travi princ. e controventi	45								
	Spessore equivalente t* (cm)	0,00								
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (kg/cm ²)	400								
	Spessore totale soletta (cm)	25								
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5								
	Spessore sol. Collaborante (cm)	20								
	Larghezza sol. collaborante (cm)	280,0								
	Larghezza soletta x ritiro (cm)	360,0								
COEFF.	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,89								
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,30								
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	17,04								
	Coeff. di contrazione per ritiro ε _r	2,98E-04								
	Riduzione per non contemporaneità	0								
TEMP	Variazione termica differenziale (°C)	10								
PIOLI	Resistenza piolo (daN) a SLE	6555								
	Numero pioli in linea n°	2								
	passo pioli (cm)	20								
SALDATURE	Altezza gola anima sup. (mm)	5	Larghezza gola anima sup. (mm)	7						
	Altezza gola anima inf. (mm)	5	Larghezza gola anima inf. (mm)	7						
	Altezza gola raddoppio sup. (mm)	0	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	0						
	Altezza gola raddoppio inf. (mm)	0	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	0						
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE										
	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{slc} (cm ³)	W _{flc} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animaint} (cm ³)	
Sezione metallica	287	26	228.857	668	0	5.179	8.867	5.349	10.258	
Sezione metallica + soletta collaborante	18,89	584	56	749.738	668	362.008	53.089	13.417	58.932	14.314
Sezione metallica + soletta collaborante	6,3	1.176	71	1.018.820	668	262.501	-1.857.816	14.441	-522.902	15.195
Sezione metallica + soletta collaborante	17,04	616	57	776.681	668	351.985	61.641	13.531	69.346	14.410

AZIONI TRAVI PRINCIPALI											Foglio 2	
AZIONI SOLLECITANTI (M max)						1°Nodo 2°Nodo					AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)	
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴			
Peso proprio acciaio	4,00	0,00	0,00	0	0		0	0				
Peso proprio soletta	30,60	0,00	0,00	0	0		0	0				
Permanenti	16,10	0,00	0,10	0	0		0	0				
Effetti primari del ritiro	56,80	205,80	0,00	0	0		0	0				
Effetti secondari del ritiro	0,00	0,00	0,00	0	0		0	0				
Accidentali mezzi	180,00	0,00	39,00	0	0		0	0				
Vento	4,71	0,00	0,45	0	0		0	0				
Deformazioni termiche differenziali	26,98	186,67	0,00	0	0		0	0				
Deformazioni termiche uniformi	0,00	0,00	0,00	0	0		0	0				
Cedimenti	0,00	0,00	0,00	0	0		0	0				
VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008												
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE												
	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)						
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.		
Peso proprio acciaio	0	77	75	-39	-45	0	104	101	-53	-61		
Peso proprio soletta	0	591	572	-298	-345	0	902	873	-455	-527		
Permanenti	4	30	27	-112	-120	7	947	914	-624	-707		
Effetti primari del ritiro	-1	426	416	-60	-86	5	1.459	1.414	-696	-809		
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	5	1.459	1.414	-696	-809		
Accidentali mezzi	69	-10	-34	-1.185	-1.246	98	1.446	1.367	-2.295	-2.492		
Vento	2	0	-1	-31	-33	100	1.446	1.366	-2.323	-2.521		
Deformazioni termiche differenziali +DT	-2	-157	-154	19	28	98	1.332	1.256	-2.310	-2.501		
Deformazioni termiche uniformi +DT	0	0	0	0	0	98	1.332	1.256	-2.310	-2.501		
Deformazioni termiche differenziali -DT	2	157	154	-19	-28	101	1.559	1.477	-2.337	-2.542		
Deformazioni termiche uniformi -DT	0	0	0	0	0	101	1.559	1.477	-2.337	-2.542		
Cedimenti	0	0	0	0	0	101	1.559	1.477	-2.337	-2.542		
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE												
VERIFICHE A TAGLIO			PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE			
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima	
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00	
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00	
Permanenti	1	1	1	1	2	1	1	2	1	0,00	0,00	
Effetti primari del ritiro	0	0	0	1	2	1	0	2	1	0,00	0,00	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	1	2	1	0	2	1	0,00	0,00	
Accidentali mezzi	349	442	263	473	599	357	0	599	357	0,00	0,00	
Vento	4	5	3	477	603	359	0	603	359	0,00	0,00	
Deformazioni termiche	0	0	0	477	603	359	0	603	359	0,00	0,00	
Cedimenti	0	0	0	477	603	359	0	603	359	0,00	0,00	
VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE			PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)						
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
Permanenti	1	1	1	1	2	1	1	2	1			
Effetti primari del ritiro	0	0	0	1	2	1	0	2	1			
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	1	2	1	0	2	1			
Accidentali mezzi	349	442	263	473	599	357	0	599	357			
Vento	4	5	3	477	603	359	0	603	359			
Deformazioni termiche	0	0	0	477	603	359	0	603	359			
Cedimenti	0	0	0	477	603	359	0	603	359			
										T _{media} 479,75	Rapp τ 0,31	
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI												
	TOTALI (daN/cm ²)											
	Anima sup	Anima inf										
Peso proprio acciaio	101	53										
Peso proprio soletta	873	455										
Permanenti	914	624										
Effetti primari del ritiro	1.414	696										
Effetti secondari del ritiro	1.414	696										
Accidentali mezzi	1.594	2.377										
Vento	1.596	2.405										
Deformazioni termiche	1.692	2.418										
Cedimenti	1.692	2.418										
Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima												

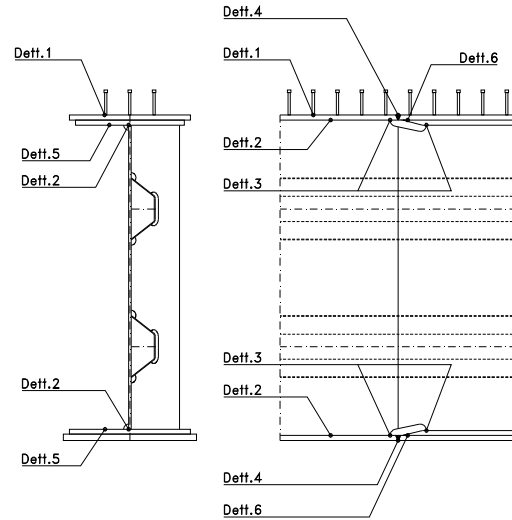
VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI A GLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.2008											Foglio 3
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE											
	PARZIALI (daN/cm2)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)					
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	
Peso proprio acciaio	0	77	75	-39	-45	0	77	75	-39	-45	
Peso proprio soletta	0	591	572	-298	-345	0	668	647	-337	-390	
Permanenti	4	30	27	-112	-120	4	698	674	-450	-510	
Effetti primari del ritiro	-1	426	416	-60	-86	3	1.125	1.090	-510	-596	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	3	1.125	1.090	-510	-596	
Accidentali mezzi	69	-10	-34	-1.185	-1.246	72	1.115	1.056	-1.694	-1.842	
Vento	2	0	-1	-31	-33	73	1.115	1.055	-1.713	-1.862	
Deformazioni termiche differenziali +DT	-2	-157	-154	19	28	72	1.021	963	-1.702	-1.845	
Deformazioni termiche uniformi +DT	0	0	0	0	0	72	1.021	963	-1.702	-1.845	
Deformazioni termiche differenziali -DT	2	157	154	-19	-28	74	1.209	1.148	-1.724	-1.879	
Deformazioni termiche uniformi -DT	0	0	0	0	0	74	1.209	1.148	-1.724	-1.879	
Cedimenti	0	0	0	0	0	74	1.209	1.148	-1.724	-1.879	
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE											
VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf		Anima	Anima		
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00		
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00		
Permanenti	1	1	1	1	1	1		0,00	0,00		
Effetti primari del ritiro	0	0	0	1	1	1		0,00	0,00		
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	1	1	1		0,00	0,00		
Accidentali mezzi	349	442	263	350	443	264		0,00	0,00		
Vento	4	5	3	353	446	266		0,00	0,00		
Deformazioni termiche	0	0	0	353	446	266		0,00	0,00		
Cedimenti	0	0	0	353	446	266		0,00	0,00		
VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)							
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf					
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0					
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0					
Permanenti	1	1	1	1	1	1					
Effetti primari del ritiro	0	0	0	1	1	1					
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	1	1	1					
Accidentali mezzi	349	442	263	350	443	264					
Vento	4	5	3	353	446	266					
Deformazioni termiche	0	0	0	353	446	266					
Cedimenti	0	0	0	353	446	266					
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI											
	TOTALI (daN/cm2)										
	Anima sup	Anima inf									
Peso proprio acciaio	75	39									
Peso proprio soletta	647	337									
Permanenti	674	450									
Effetti primari del ritiro	1.090	510									
Effetti secondari del ritiro	1.090	510									
Accidentali mezzi	1.218	1.755									
Vento	1.219	1.774									
Deformazioni termiche	1.300	1.785									
Cedimenti	1.300	1.785									
Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima											
CALCOLO CLASSE DELLA SEZIONE											
CLASSE DELLA PIATTABANDA											
Larghezza	c	18,6	cm								
Spessore	t	1,4	cm								
Tipo d'acciaio		355	N/mmq								
Rapporto c/t	e	13,29	CL.	4							
CLASSE DELLA ANIMA											
Larghezza parte compressa	c	64	cm								
Spessore parte compressa	t	1,4	cm								
tipo d'acciaio		355	N/mmq								
Rapporto c/t	e	46	CL.	1							
Piattabanda compressa: VALORI DA TAB C4.2.IX CIRCOLARE n°617/C.S.LL.PP <i>Ala superiore</i> <i>Raddoppio ala superiore</i> $b_p = 19,300$ cm $b_{radd} = 0,000$ cm $t_{fp} = 1,400$ cm $t_{radd} = 0,000$ cm $k_{\sigma} = 0,430$ - $k_{\sigma} = 0,430$ - $\lambda_{pP} = 0,910$ - $\lambda_{pRadd} = 0,000$ - $\rho_p = 0,872$ - $\rho_{radd} = 1,000$ -											
CLASSE SEZ 4											

VERIFICA DELLA SEZIONE IN CLASSE 4											Foglio 4
COEFFICIENTI DA NORMATIVA											Sono presenti irrigidimenti longitudinali ? (S/N) N
γ_{M0}	coefficiente di resistenza	1,05									
γ_{M1}	coefficiente a instabilità	1,10									
η	coefficiente adimensionale	1,20									
Altezza netta dell'anima $b' = 651$ mm											
TENSIONI AI BORDI											
σ_1	Tensione massima	156,5	N/mmq	← ITERATIVO: CAMBIA LA SEZIONE E DI CONSEGUENZA LE SIGMA AI BORDI (SI PARTE DALLE TENSIONI DELLA SEZ LORDA E POI SI INSERISCONO QUELLI DERIVANTI DA CALCOLO DELLA SEZ EFFICACE)							
σ_2	Tensione minima	-233,8	N/mmq								
VALORI DA TAB C4.2.VIII e C4.2.IX CIRCOLARE n°617/C.S.LL.PP											
Rapporto tra le tensioni ai bordi		$\psi =$	-1,49								
Coefficiente per instabilità a compr.		$k_{\sigma} =$	37,19								
Snellezza relativa		$\lambda_{\sigma} =$	0,33								
Coefficiente di riduzione		$\rho =$	1,00								
Larghezza efficace		$b_{eff} =$	261	mm	Area efficace $A_{eff} = 3.654$ mmq						
Larghezza lato 1		$b_{e1} =$	104	mm							
Larghezza lato 2		$b_{e2} =$	157	mm							
Larghezza rimanente		$b_1 =$	390	mm							
Si utilizza acciaio da carpenteria di tipo S 355											
Resistenza allo snervamento		$f_{yd} =$	338,1	N/mmq							
Coefficiente		$\epsilon =$	0,81								
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE EFFICACE											
		A_{eff} (cm ²)	y_1 (cm)	J_{eff} (cm ⁴)	J_{tor} (cm ⁴)	W_{sol} (cm ³)	W_{efe} (cm ³)	W_{fe} (cm ³)	$W_{animsup}$ (cm ³)	$W_{animainf}$ (cm ³)	
Sezione metallica		280	25	214.953	668	0	4.745	8.703	4.896	10.140	
Sezione metallica + soletta collaborante	18,89	576	56	748.430	668	359.841	52.378	13.434	58.067	14.335	
Sezione metallica + soletta collaborante	6,3	1.169	71	1.018.808	668	262.580	-1.832.215	14.440	-520.849	15.193	
Sezione metallica + soletta collaborante	17,04	609	57	775.653	668	350.214	60.882	13.546	68.399	14.428	

AZIONI TRAVI PRINCIPALI										Foglio 5	
AZIONI SOLLECITANTI (M max)										AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)	
valori x10 ⁴	M+N*e _N (Nm)	N (N)	T (N)	1°Nodo Mt (Nm)	2°Nodo Mt (Nm)	e _N (cm)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴		
Peso proprio acciaio	4	0	0	0	0	-1,11	0	0			
Peso proprio soletta	31	0	0	0	0	-1,11	0	0			
Permanenti	16	0	0	0	0	-0,17	0	0			
Effetti primari del ritiro	57	206	0	0	0	-0,14	0	0			
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-0,14	0	0			
Accidentali mezzi	180	0	39	0	0	0,01	0	0			
Vento	5	0	0	0	0	0,01	0	0			
Deformazioni termiche differenziali	27	187	0	0	0	0,01	0	0			
Deformazioni termiche uniformi	0	0	0	0	0	0,01	0	0			
Cedimenti	0	0	0	0	0	-0,17	0	0			
VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008											
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE											
	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)					
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	
Peso proprio acciaio	0	84	82	-39	-46	0	114	110	-53	-62	
Peso proprio soletta	0	645	625	-302	-352	0	984	954	-461	-537	
Permanenti	4	31	28	-112	-120	7	1.031	996	-629	-716	
Effetti primari del ritiro	-1	432	422	-58	-83	6	1.549	1.502	-698	-816	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	6	1.549	1.502	-698	-816	
Accidentali mezzi	69	-10	-35	-1.185	-1.247	99	1.536	1.455	-2.298	-2.499	
Vento	2	0	-1	-31	-33	100	1.535	1.454	-2.325	-2.529	
Deformazioni termiche differenziali +DT	-2,28	-158	-155	18	27	98	1.421	1.343	-2.313	-2.509	
Deformazioni termiche uniformi +DT	0	0	0	0	0	98	1.421	1.343	-2.313	-2.509	
Deformazioni termiche differenziali -DT	2,28	158	155	-18	-27	102	1.649	1.565	-2.338	-2.548	
Deformazioni termiche uniformi -DT	0	0	0	0	0	102	1.649	1.565	-2.338	-2.548	
Cedimenti	0	0	0	0	0	102	1.649	1.565	-2.338	-2.548	
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE											
VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf		Anima	Anima		
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00		
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00		
Permanenti	1	1	1	1	2	1		0,00	0,00		
Effetti primari del ritiro	0	0	0	1	2	1		0,00	0,00		
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	1	2	1		0,00	0,00		
Accidentali mezzi	349	398	263	473	539	357		0,00	0,00		
Vento	4	5	3	476	543	359		0,00	0,00		
Deformazioni termiche	0	0	0	476	543	359		0,00	0,00		
Cedimenti	0	0	0	476	543	359		0,00	0,00		
VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)							
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf					
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0					
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0					
Permanenti	1	1	1	1	2	1					
Effetti primari del ritiro	0	0	0	1	2	1					
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	1	2	1					
Accidentali mezzi	349	398	263	473	539	357					
Vento	4	5	3	476	543	359					
Deformazioni termiche	0	0	0	476	543	359					
Cedimenti	0	0	0	476	543	359					
							τ _{media}				
							459,57				
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI											
	TOTALI (daN/cm ²)										
	Anima sup	Anima inf									
Peso proprio acciaio	110	53									
Peso proprio soletta	954	461									
Permanenti	996	629									
Effetti primari del ritiro	1.502	698									
Effetti secondari del ritiro	1.502	698									
Accidentali mezzi	1.669	2.379									
Vento	1.672	2.407									
Deformazioni termiche	1.769	2.420									
Cedimenti	1.769	2.420									
Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima											

VERIFICHE PARTICOLARI								Foglio 6
VERIFICHE PIOLI								
	PARZIALI	TOTALI						
	daN	daN						
Peso proprio acciaio	0	0						
Peso proprio soletta	0	0						
Permanenti	12	12						
Effetti primari del ritiro	0	12						
Effetti secondari del ritiro	0	12						
Accidentali mezzi	4.917	4.929						
Vento	57	4.986						
Deformazioni termiche	0	4.986						
Cedimenti	0	4.986						
VERIFICA SALDATURE								
	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI	TOTALI	PARZIALI	TOTALI	PARZIALI	TOTALI	PARZIALI	TOTALI
	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanenti	1	1	1	1	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	0	1	0	1	0	0	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	1	0	1	0	0	0	0
Accidentali mezzi	494	495	372	373	0	0	0	0
Vento	6	501	4	378	0	0	0	0
Deformazioni termiche	0	501	0	378	0	0	0	0
Cedimenti	0	501	0	378	0	0	0	0

VERIFICHE A FATICA						Foglio 7
AZIONI SOLLECITANTI (M max)						
		1°Nodo		2°Nodo		
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
Accidentali mezzi fatica positivi	50,3	0	0	0	0	
Accidentali mezzi fatica negativi	-0,5	0	-13,9	0	0	
totale	50,8	0	13,9	0	0	
SOLLECITAZIONI FLETTENTI						
TOTALI ALLO SLU STR - Az. base accidentali mezzi- (daN/cm2)						
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	
Accidentali mezzi	19	-3	-10	-334	-352	
SOLLECITAZIONI TAGLIANTI						
TOTALI ALLO SLE						
	anima sup.	anima inf.				
Accidentali mezzi	176	133				
NUMERO DI CICLI (x10⁶)	2					1,000
VERIFICA DETTAGLIO 1 - saldatura pioli di connessione travi-soletta c.a.						
$\Delta\sigma_{am,1}$ (N/mm ²)=	80	(Tab.C4.2.XVI NTC2008 - dettaglio 9)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,1}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	0,27	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,1}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 2 - saldatura long. anima - piattabanda superiore						
$\Delta\tau_{am,2}$ (N/mm ²)=	80	(Tab.C4.2.XVII.b NTC2008 - dettaglio 8)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\tau_{A,2}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	17,61	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\tau_{A,2}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 2 - saldatura long. anima - piattabanda inferiore						
$\Delta\tau_{am,2}$ (N/mm ²)=	80	(Tab.C4.2.XVII.b NTC2008 - dettaglio 8)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\tau_{A,2}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	13,27	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\tau_{A,2}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 3 - saldatura long. anima - piattabanda con lunette di scarico h<60 mm						
$\Delta\sigma_{am,3}$ (N/mm ²)=	71	(Tab.C4.2.XIV NTC2008 - dettaglio 9)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,3}$ (N/mm ²)=	52,59	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	33,43	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,3}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 4 - saldatura trasv. a piena penetrazione su piattabande superiore e inferiore						
$\Delta\sigma_{am,2}$ (N/mm ²)=	71	(Tab.C4.2.XV NTC2008 - dettaglio 13)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,4}$ (N/mm ²)=	52,59	limite di fatica ad ampiezza costante				
$k_{S_{sup}}$ =	1,00	coefficiente di riduzione di classe				
$k_{S_{inf}}$ =	0,93	coefficiente di riduzione di classe				
$\Delta\sigma_{max}$ (N/mm ²)=	37,63	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,4}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 5 - saldatura trasv. dell'irrigatore trasv. alle piattabande						
$\Delta\sigma_{am,5}$ (N/mm ²)=	80	(Tab.C4.2.XVI NTC2008 - dettaglio 7)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,5}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	35,18	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,5}$ OK				



5.2.2 Traversi di campata – Sezione di appoggio

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione per i traversi tipici di campata in corrispondenza dell'appoggio sulle travi principali.

Si considera l'involuppo delle sollecitazioni.

frame	Diaframma di campata	
	M [kN m]	V [kN]
Acciaio	0,00	14,00
Soletta	0,00	118,00
Permanenti	0,00	7,00
Accidentali mezzi +folla	352,00	575,00

Le sollecitazioni riportate sono caratteristiche e devono quindi essere moltiplicate per i coefficienti moltiplicativi allo SLU.

A tali sollecitazioni si aggiungono gli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari all'interasse tra i traversi.

Sui traversi si considera l'azione del vento lungo x, ovvero la pressione del vento agente in direzione ortogonale all'impalcato. Il momento flettente dovuto alla spinta del vento risulta:

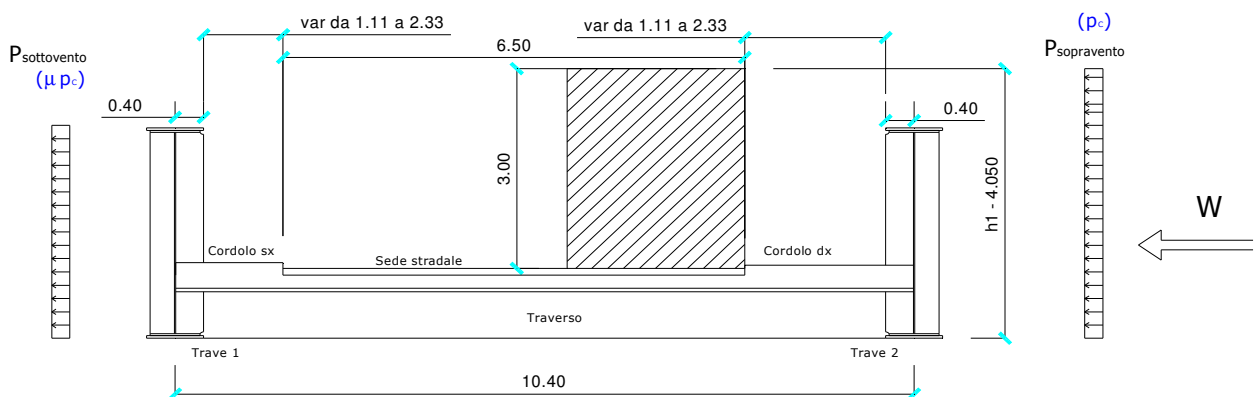


Figura 5.10 – Carichi sulle travi dovuti all'azione del vento a ponte carico

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave collocata in superficie sopravvento, è pari a:

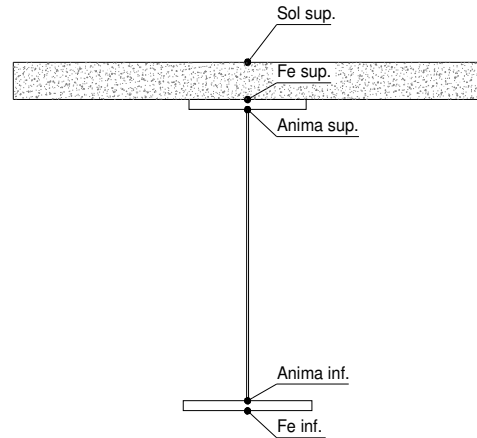
$$M_{Ed} = 13,08 \cdot 3,60 = 47,09 \text{ kNm}$$

Il taglio è pari a:

$$V_{Ed} = 1,26 \cdot 3,60 = 4,54 \text{ kN}$$

I valori di sollecitazione appena esplicitati sono stati inseriti nel foglio di calcolo di seguito riportato.

DATI GEOMETRICI										Foglio 1	
TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	70,0								CONCIO	TC
	Interasse travi metalliche (cm)	360								FRAME	appoggio
	Larghezza ala superiore esterna (cm)	40								JOINT	-
	Spessore ala superiore esterna (cm)	1,4									
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0									
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0									
	Spessore anima (cm)	1,4									
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0									
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0									
	Larghezza ala inferiore esterna (cm)	40									
	Spessore ala inferiore esterna (cm)	3,5									
	Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000									
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	360,0									
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00									
	Posizione baric. controventi sup. rispetto estradosso trave (cm)	0,0									
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0									
	Numero controventi	0									
	Angolo α travi princ. e controventi	45									
Spessore equivalente t* (cm)	0,00										
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	360,0									
	Area controventi inferiori (cm ²)	0,00									
	Posizione baric. controventi inf. rispetto all'intradosso trave (cm)	0,0									
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0									
	Numero controventi	0									
	Angolo α travi princ. e controventi	45									
Spessore equivalente t* (cm)	0,00										
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (kg/cm ²)	400									
	Spessore totale soletta (cm)	25									
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5									
	Spessore sol. Collaborante (cm)	20									
	Larghezza sol. collaborante (cm)	210,0									
	Larghezza soletta x ritiro (cm)	360,0									
COEFF.	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,89									
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,30									
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	17,04									
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,98E-04									
	Riduzione per non contemporaneità	0									
TEMP	Variazione termica differenziale (°C)	10									
	Resistenza piolo (daN) a SLE	6555									
PIOLI	Numero pioli in linea n°	3									
	passo pioli (cm)	20									
SALDATURE	Altezza gola anima sup. (mm)	5	Larghezza gola anima sup. (mm)	7							
	Altezza gola anima inf. (mm)	5	Larghezza gola anima inf. (mm)	7							
	Altezza gola raddoppio sup. (mm)	0	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	0							
	Altezza gola raddoppio inf. (mm)	0	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	0							
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE											
		A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{top} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{stc} (cm ³)	W _{stc} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animinf} (cm ³)	
Sezione metallica		287	26	228.857	668	0	5.179	8.867	5.349	10.258	
Sezione metallica + soletta collaborante	18,89	509	52	675.269	668	294.194	36.782	13.076	39.819	14.027	
Sezione metallica + soletta collaborante	6,3	954	67	954.189	668	216.092	338.532	14.203	672.625	14.984	
Sezione metallica + soletta collaborante	17,04	534	53	701.720	668	285.722	41.646	13.203	45.420	14.133	



AZIONI TRAVI PRINCIPALI										Foglio 2				
AZIONI SOLLECITANTI (M max)					1°Nodo	2°Nodo	AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)							
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴					
Peso proprio acciaio	0,00	0,00	1,40	0	0		0	0						
Peso proprio soletta	0,00	0,00	11,80	0	0		0	0						
Permanenti	0,00	0,00	0,70	0	0		0	0						
Effetti primari del ritiro	49,16	154,35	0,00	0	0		0	0						
Effetti secondari del ritiro	0,00	0,00	0,00	0	0		0	0						
Accidentali mezzi	35,20	0,00	57,50	0	0		0	0						
Vento	4,71	0,00	0,45	0	0		0	0						
Deformazioni termiche differenziali	24,95	140,00	0,00	0	0		0	0						
Deformazioni termiche uniformi	0,00	0,00	0,00	0	0		0	0						
Cedimenti	0,00	0,00	0,00	0	0		0	0						
VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008														
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE														
	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)								
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.				
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				
Effetti primari del ritiro	-3	407	397	-59	-83	-3	489	477	-70	-100				
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-3	489	477	-70	-100				
Accidentali mezzi	16	10	5	-235	-248	19	503	484	-387	-434				
Vento	2	1	1	-31	-33	21	504	485	-416	-464				
Deformazioni termiche differenziali +DT	-2	-154	-150	20	29	20	393	376	-402	-443				
Deformazioni termiche uniformi +DT	0	0	0	0	0	20	393	376	-402	-443				
Deformazioni termiche differenziali -DT	2	154	150	-20	-29	22	615	593	-430	-485				
Deformazioni termiche uniformi -DT	0	0	0	0	0	22	615	593	-430	-485				
Cedimenti	0	0	0	0	0	22	615	593	-430	-485				
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE														
VERIFICHE A TAGLIO			PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE		PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			Anima	Anima				
Peso proprio acciaio	11	16	15	14	21	20			0,00	0,00				
Peso proprio soletta	90	134	124	135	202	187			0,00	0,00				
Permanenti	6	8	5	145	214	195			0,00	0,00				
Effetti primari del ritiro	0	0	0	145	214	195			0,00	0,00				
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	145	214	195			0,00	0,00				
Accidentali mezzi	516	652	394	842	1.094	727			0,00	0,00				
Vento	4	5	3	846	1.099	730			0,00	0,00				
Deformazioni termiche	0	0	0	846	1.099	730			0,00	0,00				
Cedimenti	0	0	0	846	1.099	730			0,00	0,00				
VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE			PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)								
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf								
Peso proprio acciaio	11	16	15	14	21	20								
Peso proprio soletta	90	134	124	135	202	187								
Permanenti	6	8	5	145	214	195								
Effetti primari del ritiro	0	0	0	145	214	195								
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	145	214	195								
Accidentali mezzi	516	652	394	842	1.094	727								
Vento	4	5	3	846	1.099	730								
Deformazioni termiche	0	0	0	846	1.099	730								
Cedimenti	0	0	0	846	1.099	730								
<table border="1" style="display: inline-table; margin-right: 20px;"> <tr><td>T_{media}</td></tr> <tr><td>891,50</td></tr> </table> <table border="1" style="display: inline-table;"> <tr><td>Rapp τ</td></tr> <tr><td>0,56</td></tr> </table>											T _{media}	891,50	Rapp τ	0,56
T _{media}														
891,50														
Rapp τ														
0,56														
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI														
	TOTALI (daN/cm ²)													
	Anima sup	Anima inf												
Peso proprio acciaio	25	34												
Peso proprio soletta	235	325												
Permanenti	251	338												
Effetti primari del ritiro	539	345												
Effetti secondari del ritiro	539	345												
Accidentali mezzi	1.537	1.318												
Vento	1.543	1.331												
Deformazioni termiche	1.580	1.336												
Cedimenti	1.580	1.336												
Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima														

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI A GLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.2008											Foglio 3
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE											
	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)					
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Effetti primari del ritiro	-3	407	397	-59	-83	-3	407	397	-59	-83	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-3	407	397	-59	-83	
Accidentali mezzi	16	10	5	-235	-248	14	418	403	-294	-331	
Vento	2	1	1	-31	-33	15	419	403	-312	-351	
Deformazioni termiche differenziali +DT	-2	-154	-150	20	29	14	326	313	-301	-334	
Deformazioni termiche uniformi +DT	0	0	0	0	0	14	326	313	-301	-334	
Deformazioni termiche differenziali -DT	2	154	150	-20	-29	16	511	493	-324	-368	
Deformazioni termiche uniformi -DT	0	0	0	0	0	16	511	493	-324	-368	
Cedimenti	0	0	0	0	0	16	511	493	-324	-368	
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE											
VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI	TOTALI		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf		(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	Anima	Anima
Peso proprio acciaio	11	16	15	11	16	15		0,00		0,00	
Peso proprio soletta	90	134	124	100	150	139		0,00		0,00	
Permanenti	6	8	5	107	158	144		0,00		0,00	
Effetti primari del ritiro	0	0	0	107	158	144		0,00		0,00	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	107	158	144		0,00		0,00	
Accidentali mezzi	516	652	394	623	810	538		0,00		0,00	
Vento	4	5	3	625	813	540		0,00		0,00	
Deformazioni termiche	0	0	0	625	813	540		0,00		0,00	
Cedimenti	0	0	0	625	813	540		0,00		0,00	
VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)							
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf					
Peso proprio acciaio	11	16	15	11	16	15					
Peso proprio soletta	90	134	124	100	150	139					
Permanenti	6	8	5	107	158	144					
Effetti primari del ritiro	0	0	0	107	158	144					
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	107	158	144					
Accidentali mezzi	516	652	394	623	810	538					
Vento	4	5	3	625	813	540					
Deformazioni termiche	0	0	0	625	813	540					
Cedimenti	0	0	0	625	813	540					
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI											
	TOTALI (daN/cm ²)										
	Anima sup	Anima inf									
Peso proprio acciaio	18	25									
Peso proprio soletta	174	240									
Permanenti	185	249									
Effetti primari del ritiro	438	256									
Effetti secondari del ritiro	438	256									
Accidentali mezzi	1.152	977									
Vento	1.156	986									
Deformazioni termiche	1.190	990									
Cedimenti	1.190	990									
Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima											
CALCOLO CLASSE DELLA SEZIONE											
CLASSE DELLA PIATTABANDA											
Larghezza	c	18,6	cm								
Spessore	t	1,4	cm								
Tipo d'acciaio		355	N/mm ²								
	ε	0,81									
Rapporto c/t		13,29	CL	4							
CLASSE DELLA ANIMA											
Larghezza parte compressa	c	64	cm								
Spessore parte compressa	t	1,4	cm								
tipo d'acciaio		355	N/mm ²								
	ε	0,81									
Rapporto c/t		46	CL	1							
Piattabanda compressa: VALORI DA TAB C4.2.IX CIRCOLARE n°617/C.S.LL.PP <i>Ala superiore</i> $b_p = 19,300$ cm $b_{radd} = 0,000$ cm $t_{fp} = 1,400$ cm $t_{radd} = 0,000$ cm $k_{\sigma} = 0,430$ - $k_{\sigma} = 0,430$ - $\lambda_{pP} = 0,910$ - $\lambda_{padd} = 0,000$ - $\rho_{pP} = 0,872$ - $\rho_{radd} = 1,000$ -											
CLASSE SEZ 4											

VERIFICA DELLA SEZIONE IN CLASSE 4										Foglio 4
COEFFICIENTI DA NORMATIVA										Sono presenti irrigidimenti longitudinali ? (S/N) N
γ_{M0}	coefficiente di resistenza	1,05								
γ_{M1}	coefficiente a instabilità	1,10								
η	coefficiente adimensionale	1,20								
Altezza netta dell'anima		$b' =$	651	mm						
TENSIONI AI BORDI										
σ_1	Tensione massima	60,2	N/mm ²	ITERATIVO: CAMBIA LA SEZIONE E DI CONSEGUENZA LE SIGMA AI BORDI (SI PARTE DALLE TENSIONI DELLA SEZ LORDA E POI SI INSERISCONO QUELLI DERIVANTI DA CALCOLO DELLA SEZ EFFICACE)						
σ_2	Tensione minima	-42,5	N/mm ²							
VALORI DA TAB C4.2.VIII e C4.2.IX CIRCOLARE n°617/C.S.LL.PP										
Rapporto tra le tensioni ai bordi		$\psi =$	-0,71							
Coefficiente per instabilità a compr.		$k_{\sigma} =$	17,13							
Snellezza relativa		$\lambda_{\sigma} =$	0,49							
Coefficiente di riduzione		$\rho =$	1,00							
Larghezza efficace		$b_{eff} =$	382	mm						
Larghezza lato 1		$b_{e1} =$	153	mm						
Larghezza lato 2		$b_{e2} =$	229	mm						
Larghezza rimanente		$b_1 =$	269	mm						
Si utilizza acciaio da carpenteria di tipo S 355										
Resistenza allo snervamento		$f_{yd} =$	338,1	N/mm ²						
Coefficiente		$\epsilon =$	0,81							
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE EFFICACE										
		A_{eff} (cm ²)	y_i (cm)	J_{eff} (cm ⁴)	J_{tor} (cm ⁴)	W_{sol} (cm ³)	W_{efe} (cm ³)	W_{fe} (cm ³)	$W_{animsup}$ (cm ³)	$W_{animainf}$ (cm ³)
Sezione metallica		280	25	214.953	668	0	4.745	8.703	4.896	10.140
Sezione metallica + soletta collaborante	18,89	502	51	673.001	668	291.512	36.162	13.096	39.104	14.053
Sezione metallica + soletta collaborante	6,3	947	67	954.155	668	215.960	336.605	14.206	665.081	14.987
Sezione metallica + soletta collaborante	17,04	526	53	699.824	668	283.460	40.999	13.222	44.662	14.158
Area efficace						$A_{eff} =$		5.342	mm ²	

AZIONI TRAVI PRINCIPALI							Foglio 5	
AZIONI SOLLECITANTI (M max)		1°Nodo 2°Nodo					AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)	
valori x10 ⁴	M+N*e _N (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	e _N (cm)	valori x10 ⁴	
Peso proprio acciaio	0	0	1	0	0	-1,11	0	
Peso proprio soletta	0	0	12	0	0	-1,11	0	
Permanenti	0	0	1	0	0	-0,25	0	
Effetti primari del ritiro	49	154	0	0	0	-0,22	0	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-0,22	0	
Accidentali mezzi	35	0	58	0	0	-0,02	0	
Vento	5	0	0	0	0	-0,02	0	
Deformazioni termiche differenziali	25	140	0	0	0	-0,02	0	
Deformazioni termiche uniformi	0	0	0	0	0	-0,02	0	
Cedimenti	0	0	0	0	0	-0,25	0	

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008										
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE										
(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	-2	414	404	-56	-81	-2	497	485	-68	-97
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-2	497	485	-68	-97
Accidentali mezzi	16	10	5	-235	-248	20	511	492	-385	-432
Vento	2	1	1	-31	-33	21	512	493	-413	-462
Deformazioni termiche differenziali +DT	-1,70	-155	-152	19	28	20	400	383	-400	-442
Deformazioni termiche uniformi +DT	0	0	0	0	0	20	400	383	-400	-442
Deformazioni termiche differenziali -DT	1,70	155	152	-19	-28	23	624	602	-427	-482
Deformazioni termiche uniformi -DT	0	0	0	0	0	23	624	602	-427	-482
Cedimenti	0	0	0	0	0	23	624	602	-427	-482

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE										
VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf				Anima
Peso proprio acciaio	12	14	15	16	19	20		0,00	0,00	
Peso proprio soletta	98	120	126	148	182	190		0,00	0,00	
Permanenti	6	7	5	157	193	198		0,00	0,00	
Effetti primari del ritiro	0	0	0	157	193	198		0,00	0,00	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	157	193	198		0,00	0,00	
Accidentali mezzi	517	587	394	855	985	730		0,00	0,00	
Vento	4	5	3	859	989	733		0,00	0,00	
Deformazioni termiche	0	0	0	859	989	733		0,00	0,00	
Cedimenti	0	0	0	859	989	733		0,00	0,00	

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	12	14	15	16	19	20
Peso proprio soletta	98	120	126	148	182	190
Permanenti	6	7	5	157	193	198
Effetti primari del ritiro	0	0	0	157	193	198
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	157	193	198
Accidentali mezzi	517	587	394	855	985	730
Vento	4	5	3	859	989	733
Deformazioni termiche	0	0	0	859	989	733
Cedimenti	0	0	0	859	989	733

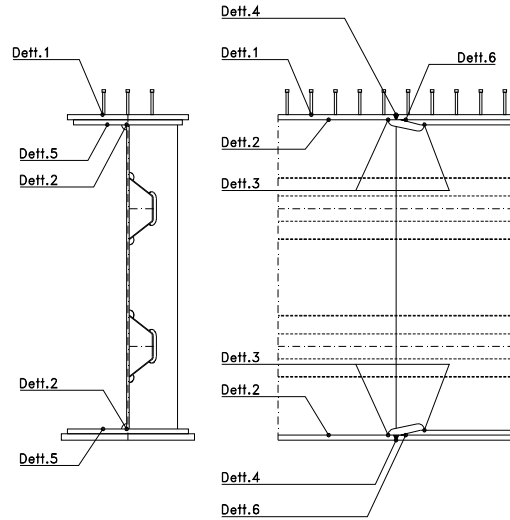
T _{media}
860,22

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI		
	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	27	35
Peso proprio soletta	256	330
Permanenti	273	343
Effetti primari del ritiro	556	350
Effetti secondari del ritiro	556	350
Accidentali mezzi	1.561	1.322
Vento	1.567	1.335
Deformazioni termiche	1.605	1.339
Cedimenti	1.605	1.339

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE PARTICOLARI								Foglio 6
VERIFICHE PIOLI								
	PARZIALI	TOTALI						
	daN	daN						
Peso proprio acciaio	0	0						
Peso proprio soletta	0	0						
Permanenti	51	51						
Effetti primari del ritiro	0	51						
Effetti secondari del ritiro	0	51						
Accidentali mezzi	4.772	4.824						
Vento	38	4.861						
Deformazioni termiche	0	4.861						
Cedimenti	0	4.861						
VERIFICA SALDATURE								
	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI	TOTALI	PARZIALI	TOTALI	PARZIALI	TOTALI	PARZIALI	TOTALI
	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)
Peso proprio acciaio	15	15	21	21	0	0	0	0
Peso proprio soletta	127	142	175	196	0	0	0	0
Permanenti	9	151	7	204	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	0	151	0	204	0	0	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	151	0	204	0	0	0	0
Accidentali mezzi	730	881	558	761	0	0	0	0
Vento	6	887	4	766	0	0	0	0
Deformazioni termiche	0	887	0	766	0	0	0	0
Cedimenti	0	887	0	766	0	0	0	0

VERIFICHE A FATICA						Foglio 7
AZIONI SOLLECITANTI (M max)		1°Nodo		2°Nodo		
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
Accidentali mezzi fatica positivi	6,4	0	0,3	0	0	
Accidentali mezzi fatica negativi	-0,6	0	-17,7	0	0	
totale	7	0	18	0	0	
SOLLECITAZIONI FLETTENTI		TOTALI ALLO SLU STR - Az. base accidentali mezzi- (daN/cm2)				
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	
Accidentali mezzi	3	2	1	-47	-49	
SOLLECITAZIONI TAGLIANTI		TOTALI ALLO SLE				
	anima sup.	anima inf.				
Accidentali mezzi	229	175				
NUMERO DI CICLI (x10⁶)	2	1,000				
VERIFICA DETTAGLIO 1 - saldatura pioli di connessione travi-soletta c.a.						
$\Delta\sigma_{sm,1}$ (N/mm ²)=	80	(Tab. C4.2. XVI NTC2008 - dettaglio 9)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,1}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	0,21	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,1}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 2 - saldatura long. anima - piattabanda superiore						
$\Delta\tau_{sm,2}$ (N/mm ²)=	80	(Tab. C4.2. XVII.b NTC2008 - dettaglio 8)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\tau_{A,2}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	22,86	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\tau_{A,2}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 2 - saldatura long. anima - piattabanda inferiore						
$\Delta\tau_{sm,2}$ (N/mm ²)=	80	(Tab. C4.2. XVII.b NTC2008 - dettaglio 8)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\tau_{A,2}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	17,46	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\tau_{A,2}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 3 - saldatura long. anima - piattabanda con lunette di scarico h<60 mm						
$\Delta\sigma_{sm,3}$ (N/mm ²)=	71	(Tab. C4.2. XIV NTC2008 - dettaglio 9)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,3}$ (N/mm ²)=	52,59	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	4,67	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,3}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 4 - saldatura trasv. a piena penetrazione su piattabande superiore e inferiore						
$\Delta\sigma_{sm,2}$ (N/mm ²)=	71	(Tab. C4.2. XV NTC2008 - dettaglio 13)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,4}$ (N/mm ²)=	52,59	limite di fatica ad ampiezza costante				
$k_{S_{sup}}$ =	1,00	coefficiente di riduzione di classe				
$k_{S_{inf}}$ =	0,93	coefficiente di riduzione di classe				
$\Delta\sigma_{max}$ (N/mm ²)=	5,27	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,4}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 5 - saldatura trasv. dell'irrigatore trasv. alle piattabande						
$\Delta\sigma_{sm,5}$ (N/mm ²)=	80	(Tab. C4.2. XVI NTC2008 - dettaglio 7)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,5}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	4,93	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,5}$ OK				



5.2.3 Traversi di spalla – Sezione di mezzeria

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione per i traversi di spalla nella sezione di mezzeria.

Si considera l'involuppo delle sollecitazioni.

frame	Diaframma di spalla	
	M [kN m]	V [kN]
Acciaio	148,00	1,50
Soletta	529,00	11,00
Permanenti	302,00	10,00
Accidentali mezzi +folla	2881,00	296,00

Le sollecitazioni riportate sono caratteristiche e devono quindi essere moltiplicate per i coefficienti moltiplicativi allo SLU.

A tali sollecitazioni si aggiungono gli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari a metà della lunghezza del ponte.

Sui traversi si considera l'azione del vento lungo x, ovvero la pressione del vento agente in direzione ortogonale all'impalcato. Il momento flettente dovuto alla spinta del vento risulta:

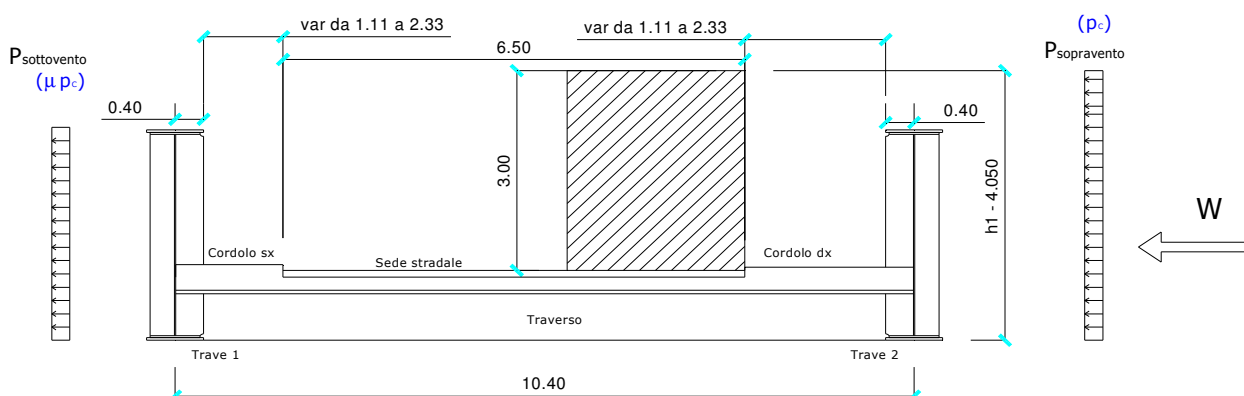


Figura 5.11 – Carichi sulle travi dovuti all'azione del vento a ponte carico

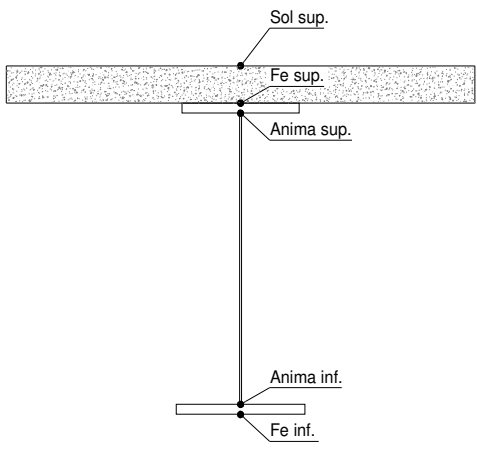
Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave collocata in superficie sopravvento, è pari a:

$$M_{Ed} = 13,08 \cdot 50 / 2 = 327,00 \text{ kNm}$$

Il taglio è pari a:

$$V_{Ed} = 1,26 \cdot 50 / 2 = 31,50 \text{ kN}$$

I valori di sollecitazione appena esplicitati sono stati inseriti nel foglio di calcolo di seguito riportato.

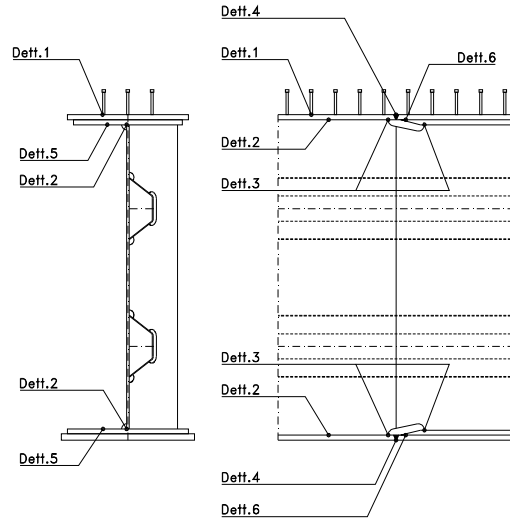
DATI GEOMETRICI			Foglio 1						
TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	70,0							
	Interasse travi metalliche (cm)	360							
	Larghezza ala superiore esterna (cm)	40							
	Spessore ala superiore esterna (cm)	3,2							
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0							
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0							
	Spessore anima (cm)	2,0							
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0							
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0							
	Larghezza ala inferiore esterna (cm)	60							
	Spessore ala inferiore esterna (cm)	3,5							
	Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000							
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	360,0							
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00							
	Posizione baric. controventi sup. rispetto estradosso trave (cm)	0,0							
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0							
	Numero controventi	0							
	Angolo α travi princ. e controventi	45							
	Spessore equivalente t* (cm)	0,00							
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	360,0							
	Area controventi inferiori (cm ²)	0,00							
	Posizione baric. controventi inf. rispetto all'intradosso trave (cm)	0,0							
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0							
	Numero controventi	0							
	Angolo α travi princ. e controventi	45							
	Spessore equivalente t* (cm)	0,00							
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (kg/cm ²)	400							
	Spessore totale soletta (cm)	25							
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5							
	Spessore sol. Collaborante (cm)	20							
	Larghezza sol. collaborante (cm)	100,0							
	Larghezza soletta x ritiro (cm)	100,0							
COEFF.	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,89							
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,30							
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	17,04							
	Coeff. di contrazione per ritiro ε _r	2,98E-04							
	Riduzione per non contemporaneità	0							
TEMP	Variazione termica differenziale (°C)	10							
	Resistenza piolo (daN) a SLE	6555							
PIOLI	Numero pioli in linea n°	2							
	passo pioli (cm)	20							
SALDATURE	Altezza gola anima sup. (mm)	7	Larghezza gola anima sup. (mm)	10					
	Altezza gola anima inf. (mm)	7	Larghezza gola anima inf. (mm)	10					
	Altezza gola raddoppio sup. (mm)	0	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	0					
	Altezza gola raddoppio inf. (mm)	0	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	0					
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE									
	A (cm ²)	y ₁ (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{sf} (cm ³)	W _{fg} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animaint} (cm ³)
Sezione metallica	465	29	402.004	1.463	0	9.856	13.761	10.695	15.634
Sezione metallica + soletta collaborante	18,89	570	40	673.879	1.463	229.640	22.143	17.031	24.745
Sezione metallica + soletta collaborante	6,3	782	52	999.512	1.463	145.961	55.097	19.274	66.897
Sezione metallica + soletta collaborante	17,04	582	40	697.520	1.463	217.945	23.616	17.238	26.486

AZIONI TRAVI PRINCIPALI											Foglio 2		
AZIONI SOLLECITANTI (M max)			1°Nodo 2°Nodo					AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)					
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴				
Peso proprio acciaio	14,80	0,00	0,15	0	0		0	0					
Peso proprio soletta	52,90	0,00	1,10	0	0		0	0					
Permanenti	30,20	0,00	1,00	0	0		0	0					
Effetti primari del ritiro	32,73	73,50	0,00	0	0		0	0					
Effetti secondari del ritiro	0,00	0,00	0,00	0	0		0	0					
Accidentali mezzi	288,10	0,00	29,60	0	0		0	0					
Vento	32,70	0,00	3,15	0	0		0	0					
Deformazioni termiche differenziali	22,09	66,67	0,00	0	0		0	0					
Deformazioni termiche uniformi	0,00	0,00	0,00	0	0		0	0					
Cedimenti	0,00	0,00	0,00	0	0		0	0					
VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008													
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE													
	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az. base accidentali mezzi- (daN/cm ²)							
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.			
Peso proprio acciaio	0	150	138	-95	-108	0	203	187	-128	-145			
Peso proprio soletta	0	537	495	-338	-384	0	927	855	-585	-664			
Permanenti	13	136	122	-162	-177	20	1.132	1.038	-827	-930			
Effetti primari del ritiro	-14	265	250	-47	-64	3	1.450	1.337	-884	-1.006			
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	3	1.450	1.337	-884	-1.006			
Accidentali mezzi	197	523	431	-1.394	-1.495	269	2.156	1.919	-2.765	-3.024			
Vento	22	59	49	-158	-170	289	2.209	1.963	-2.908	-3.177			
Deformazioni termiche differenziali +DT	5	-125	-118	22	29	293	2.119	1.878	-2.892	-3.156			
Deformazioni termiche uniformi +DT	0	0	0	0	0	293	2.119	1.878	-2.892	-3.156			
Deformazioni termiche differenziali -DT	-5	125	118	-22	-29	286	2.299	2.048	-2.923	-3.198			
Deformazioni termiche uniformi -DT	0	0	0	0	0	286	2.299	2.048	-2.923	-3.198			
Cedimenti	0	0	0	0	0	293	2.299	2.048	-2.923	-3.198			
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE													
VERIFICHE A TAGLIO		PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE		PARZIALI (daN/cm ²)		TOTALI (daN/cm ²)	
		Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf		Anima	Anima			
Peso proprio acciaio		1	1	1	1	2	1		0,00	0,00			
Peso proprio soletta		7	9	8	11	13	12		0,00	0,00			
Permanenti		6	8	6	20	25	21		0,00	0,00			
Effetti primari del ritiro		0	0	0	20	25	21		0,00	0,00			
Effetti secondari del ritiro		0	0	0	20	25	21		0,00	0,00			
Accidentali mezzi		187	235	156	273	342	231		0,00	0,00			
Vento		20	25	17	291	365	246		0,00	0,00			
Deformazioni termiche		0	0	0	291	365	246		0,00	0,00			
Cedimenti		0	0	0	291	365	246		0,00	0,00			
VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE		PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)								
		Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf						
Peso proprio acciaio		1	1	1	1	2	1						
Peso proprio soletta		7	9	8	11	13	12						
Permanenti		6	8	6	20	25	21						
Effetti primari del ritiro		0	0	0	20	25	21						
Effetti secondari del ritiro		0	0	0	20	25	21						
Accidentali mezzi		187	235	156	273	342	231						
Vento		20	25	17	291	365	246						
Deformazioni termiche		0	0	0	291	365	246						
Cedimenti		0	0	0	291	365	246						
									T _{media}	Rapp τ			
									300,57	0,19			
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI													
	TOTALI (daN/cm ²)												
	Anima sup	Anima inf											
Peso proprio acciaio	187	128											
Peso proprio soletta	855	585											
Permanenti	1.038	828											
Effetti primari del ritiro	1.338	884											
Effetti secondari del ritiro	1.338	884											
Accidentali mezzi	1.976	2.794											
Vento	2.026	2.939											
Deformazioni termiche	2.109	2.954											
Cedimenti	2.109	2.954											
Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima													

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI A GLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.2008											Foglio 3
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE											
	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)					
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	
Peso proprio acciaio	0	150	138	-95	-108	0	150	138	-95	-108	
Peso proprio soletta	0	537	495	-338	-384	0	687	633	-433	-492	
Permanenti	13	136	122	-162	-177	13	823	755	-595	-669	
Effetti primari del ritiro	-14	265	250	-47	-64	-1	1.088	1.005	-642	-733	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-1	1.088	1.005	-642	-733	
Accidentali mezzi	197	523	431	-1.394	-1.495	196	1.611	1.436	-2.036	-2.228	
Vento	22	59	49	-158	-170	210	1.647	1.465	-2.131	-2.329	
Deformazioni termiche differenziali +DT	5	-125	-118	22	29	212	1.571	1.394	-2.118	-2.312	
Deformazioni termiche uniformi +DT	0	0	0	0	0	212	1.571	1.394	-2.118	-2.312	
Deformazioni termiche differenziali -DT	-5	125	118	-22	-29	207	1.722	1.536	-2.144	-2.347	
Deformazioni termiche uniformi -DT	0	0	0	0	0	207	1.722	1.536	-2.144	-2.347	
Cedimenti	0	0	0	0	0	212	1.722	1.536	-2.144	-2.347	
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE											
VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf		Anima	Anima		
Peso proprio acciaio	1	1	1	1	1	1		0,00	0,00		
Peso proprio soletta	7	9	8	8	10	9		0,00	0,00		
Permanenti	6	8	6	14	18	15		0,00	0,00		
Effetti primari del ritiro	0	0	0	14	18	15		0,00	0,00		
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	14	18	15		0,00	0,00		
Accidentali mezzi	187	235	156	201	253	171		0,00	0,00		
Vento	20	25	17	213	268	181		0,00	0,00		
Deformazioni termiche	0	0	0	213	268	181		0,00	0,00		
Cedimenti	0	0	0	213	268	181		0,00	0,00		
VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)							
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf					
Peso proprio acciaio	1	1	1	1	1	1					
Peso proprio soletta	7	9	8	8	10	9					
Permanenti	6	8	6	14	18	15					
Effetti primari del ritiro	0	0	0	14	18	15					
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	14	18	15					
Accidentali mezzi	187	235	156	201	253	171					
Vento	20	25	17	213	268	181					
Deformazioni termiche	0	0	0	213	268	181					
Cedimenti	0	0	0	213	268	181					
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI	TOTALI (daN/cm ²)										
	Anima sup	Anima inf									
Peso proprio acciaio	138	95									
Peso proprio soletta	633	433									
Permanenti	755	595									
Effetti primari del ritiro	1.005	642									
Effetti secondari del ritiro	1.005	642									
Accidentali mezzi	1.477	2.057									
Vento	1.511	2.154									
Deformazioni termiche	1.580	2.166									
Cedimenti	1.580	2.166									
Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima											
CALCOLO CLASSE DELLA SEZIONE											
CLASSE DELLA PIATTABANDA											
Larghezza	c	18,0	cm								
Spessore	t	3,2	cm								
Tipo d'acciaio		355	N/mm ²								
Rapporto c/t	e	0,81									
		5,63	CL			1					
CLASSE DELLA ANIMA											
Larghezza parte compressa	c	61	cm								
Spessore parte compressa	t	2,0	cm								
tipo d'acciaio		355	N/mm ²								
Rapporto c/t	e	0,81									
		31	CL			1					
Piattabanda compressa: VALORI DA TAB C4.2.IX CIRCOLARE n°617/C.S.LL.PP Ala superiore <i>Raddoppio ala superiore</i> $b_p = 19,000$ cm $b_{radd} = 0,000$ cm $t_{fp} = 3,200$ cm $t_{radd} = 0,000$ cm $k_{\sigma} = 0,430$ - $k_{\sigma} = 0,430$ - $\lambda_{pP} = 0,392$ - $\lambda_{pradd} = 0,000$ - $\rho_p = 1,000$ - $\rho_{radd} = 1,000$ -											
CLASSE SEZ 1											

VERIFICHE PARTICOLARI								Foglio 4
VERIFICHE PIOLI								
	PARZIALI	TOTALI						
	daN	daN						
Peso proprio acciaio	0	0						
Peso proprio soletta	0	0						
Permanenti	71	71						
Effetti primari del ritiro	0	71						
Effetti secondari del ritiro	0	71						
Accidentali mezzi	3.116	3.187						
Vento	332	3.519						
Deformazioni termiche	0	3.519						
Cedimenti	0	3.519						
VERIFICA SALDATURE								
	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI	TOTALI	PARZIALI	TOTALI	PARZIALI	TOTALI	PARZIALI	TOTALI
	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)
Peso proprio acciaio	1	1	2	2	0	0	0	0
Peso proprio soletta	10	11	11	13	0	0	0	0
Permanenti	9	20	8	21	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	0	20	0	21	0	0	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	20	0	21	0	0	0	0
Accidentali mezzi	265	285	220	241	0	0	0	0
Vento	28	313	23	265	0	0	0	0
Deformazioni termiche	0	313	0	265	0	0	0	0
Cedimenti	0	313	0	265	0	0	0	0

VERIFICHE A FATICA						Foglio 5
AZIONI SOLLECITANTI (M max)		1°Nodo		2°Nodo		
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
Accidentali mezzi fatica positivi	80,5	0	9,5	0	0	
Accidentali mezzi fatica negativi	-0,5	0	-1,9	0	0	
totale	81	0	11,4	0	0	
SOLLECITAZIONI FLETTENTI		TOTALI ALLO SLU STR - Az. base accidentali mezzi- (daN/cm2)				
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	
Accidentali mezzi	55	147	121	-392	-420	
SOLLECITAZIONI TAGLIANTI		TOTALI ALLO SLE				
	anima sup.	anima inf.				
Accidentali mezzi	102	85				
NUMERO DI CICLI (x10⁶)	2	1,000				
VERIFICA DETTAGLIO 1 - saldatura pioli di connessione travi-soletta c.a.						
$\Delta\sigma_{sm,1}$ (N/mm ²)=	80	(Tab. C4.2. XVI NTC2008 - dettaglio 9)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,1}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	14,70	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,1}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 2 - saldatura long. anima - piattabanda superiore						
$\Delta\tau_{sm,2}$ (N/mm ²)=	80	(Tab. C4.2. XVII.b NTC2008 - dettaglio 8)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\tau_{A,2}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	10,19	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\tau_{A,2}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 2 - saldatura long. anima - piattabanda inferiore						
$\Delta\tau_{sm,2}$ (N/mm ²)=	80	(Tab. C4.2. XVII.b NTC2008 - dettaglio 8)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\tau_{A,2}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	8,49	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\tau_{A,2}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 3 - saldatura long. anima - piattabanda con lunette di scarico h<60 mm						
$\Delta\sigma_{sm,3}$ (N/mm ²)=	71	(Tab. C4.2. XIV NTC2008 - dettaglio 9)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,3}$ (N/mm ²)=	52,59	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	39,19	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,3}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 4 - saldatura trasv. a piena penetrazione su piattabande superiore e inferiore						
$\Delta\sigma_{sm,4}$ (N/mm ²)=	71	(Tab. C4.2. XV NTC2008 - dettaglio 13)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,4}$ (N/mm ²)=	52,59	limite di fatica ad ampiezza costante				
$k_{s,super}$ =	0,95	coefficiente di riduzione di classe				
$k_{s,inf}$ =	0,93	coefficiente di riduzione di classe				
$\Delta\sigma_{max}$ (N/mm ²)=	44,95	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,4}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 5 - saldatura trasv. dell'irrigatore trasv. alle piattabande						
$\Delta\sigma_{sm,5}$ (N/mm ²)=	80	(Tab. C4.2. XVI NTC2008 - dettaglio 7)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,5}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	42,03	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,5}$ OK				



5.2.4 Traversi di spalla – Sezione di appoggio

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione per i traversi di spalla nella sezione di appoggio sulle travi principali.

Dalla modellazione globale per peso proprio, soletta e permanenti il momento flettente nella sezione di appoggio dei traversi di spalla è negativo e assume valori modesti.

Per il caso di carico accidentali mezzi e folla invece si leggono valori di momento flettente positivi e negativi. Si conducono le verifiche considerando il momento flettente per accidentali e folla negativo, considerando la sola sezione metallica del traverso e trascurando quindi cautelativamente il contributo dei ferri della soletta.

Si considera l'involuppo delle sollecitazioni.

frame	Diaframma di campata	
	M [kN m]	V [kN]
Acciaio	-18,00	41,00
Soletta	-51,00	146,00
Permanenti	-18,00	78,00
Accidentali mezzi +folla	-340,0	660,00

Le sollecitazioni riportate sono caratteristiche e devono quindi essere moltiplicate per i coefficienti moltiplicativi allo SLU.

A tali sollecitazioni si aggiungono gli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari a metà della lunghezza del ponte.

Sui traversi si considera l'azione del vento lungo x, ovvero la pressione del vento agente in direzione ortogonale all'impalcato. Il momento flettente dovuto alla spinta del vento risulta:

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave collocata in superficie sopravvento, è pari a:

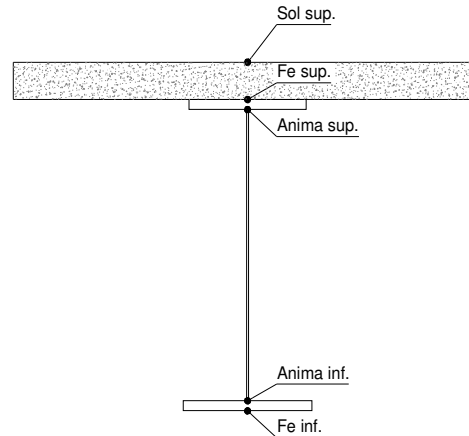
$M_{Ed} = 13,08 \cdot 50 / 2 = 327,00$ kNm (trascurato perché di segno opposto rispetto alle altre sollecitazioni flettenti)

Il taglio è pari a:

$V_{Ed} = 1,26 \cdot 50 / 2 = 31,50$ kN

I valori di sollecitazione appena esplicitati sono stati inseriti nel foglio di calcolo di seguito riportato.

DATI GEOMETRICI										Foglio 1	
TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	70,0								CONCIO	TS
	Interasse travi metalliche (cm)	360								FRAME	appoggio
	Larghezza ala superiore esterna (cm)	40								JOINT	-
	Spessore ala superiore esterna (cm)	3,2									
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0									
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0									
	Spessore anima (cm)	2,0									
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0									
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0									
	Larghezza ala inferiore esterna (cm)	60									
	Spessore ala inferiore esterna (cm)	3,5									
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000										
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	360,0									
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00									
	Posizione baric. controventi sup. rispetto estradosso trave (cm)	0,0									
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0									
	Numero controventi	0									
	Angolo α travi princ. e controventi	45									
Spessore equivalente t*	0,00										
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	360,0									
	Area controventi inferiori (cm ²)	0,00									
	Posizione baric. controventi inf. rispetto all'intradosso trave (cm)	0,0									
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0									
	Numero controventi	0									
	Angolo α travi princ. e controventi	45									
Spessore equivalente t*	0,00										
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (kg/cm ²)	400									
	Spessore totale soletta (cm)	25									
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5									
	Spessore sol. Collaborante (cm)	20									
	Larghezza sol. collaborante (cm)	0,0									
	Larghezza soletta x ritiro (cm)	0,0									
COEFF.	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,89									
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,30									
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	17,04									
	Coeff. di contrazione per ritiro ε _c	2,98E-04									
	Riduzione per non contemporaneità	0									
TEMP	Variazione termica differenziale (°C)	10									
PIOLI	Resistenza piolo (daN) a SLE	6555									
	Numero pioli in linea n°	2									
	passo pioli (cm)	20									
SALDATURE	Altezza gola anima sup. (mm)	7	Larghezza gola anima sup. (mm)	10							
	Altezza gola anima inf. (mm)	7	Larghezza gola anima inf. (mm)	10							
	Altezza gola raddoppio sup. (mm)	0	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	0							
	Altezza gola raddoppio inf. (mm)	0	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	0							
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE											
		A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{top} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{stc} (cm ³)	W _{stc} (cm ³)	W _{animasup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)	
Sezione metallica		465	29	402.004	1.463	0	9.856	13.761	10.695	15.634	
Sezione metallica + soletta collaborante	18,89	465	29	402.004	1.463	115.432	9.856	13.761	10.695	15.634	
Sezione metallica + soletta collaborante	6,3	465	29	402.004	1.463	38.498	9.856	13.761	10.695	15.634	
Sezione metallica + soletta collaborante	17,04	465	29	402.004	1.463	104.127	9.856	13.761	10.695	15.634	



AZIONI TRAVI PRINCIPALI											Foglio 2	
AZIONI SOLLECITANTI (M max)			1°Nodo					2°Nodo		AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)		
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴		Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴		
Peso proprio acciaio	-1,80	0,00	4,10	0	0			0	0			
Peso proprio soletta	-5,10	0,00	14,60	0	0			0	0			
Permanenti	-2,80	0,00	7,80	0	0			0	0			
Effetti primari del ritiro	0,00	0,00	0,00	0	0			0	0			
Effetti secondari del ritiro	0,00	0,00	0,00	0	0			0	0			
Accidentali mezzi	-34,00	0,00	66,00	0	0			0	0			
Vento	0,00	0,00	3,15	0	0			0	0			
Deformazioni termiche differenziali	0,00	0,00	0,00	0	0			0	0			
Deformazioni termiche uniformi	0,00	0,00	0,00	0	0			0	0			
Cedimenti	0,00	0,00	0,00	0	0			0	0			
VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008												
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE												
	PARZIALI (daN/cm2)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm2)						
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.		
Peso proprio acciaio		-18	-17	12	13		-25	-23	16	18		
Peso proprio soletta		-52	-48	33	37		-95	-87	60	68		
Permanenti		-28	-26	18	20		-137	-126	86	98		
Effetti primari del ritiro		0	0	0	0		-137	-126	86	98		
Effetti secondari del ritiro		0	0	0	0		-137	-126	86	98		
Accidentali mezzi		-345	-318	217	247		-603	-556	380	432		
Vento		0	0	0	0		-603	-556	380	432		
Deformazioni termiche differenziali +DT		0	0	0	0		-603	-556	380	432		
Deformazioni termiche uniformi +DT		0	0	0	0		-603	-556	380	432		
Deformazioni termiche differenziali -DT		0	0	0	0		-603	-556	380	432		
Deformazioni termiche uniformi -DT		0	0	0	0		-603	-556	380	432		
Cedimenti		0	0	0	0		-603	-556	380	432		
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE												
VERIFICHE A TAGLIO			PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm2)			VERIFICHE A TORSIONE			
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf		Anima	TOTALI (daN/cm2)	Anima		
Peso proprio acciaio	26	33	29	35	44	40		0,00	0,00			
Peso proprio soletta	91	116	105	157	200	181		0,00	0,00			
Permanenti	49	62	56	230	293	265		0,00	0,00			
Effetti primari del ritiro	0	0	0	230	293	265		0,00	0,00			
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	230	293	265		0,00	0,00			
Accidentali mezzi	412	524	473	786	1.000	904		0,00	0,00			
Vento	20	25	23	804	1.023	924		0,00	0,00			
Deformazioni termiche	0	0	0	804	1.023	924		0,00	0,00			
Cedimenti	0	0	0	804	1.023	924		0,00	0,00			
VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE			PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm2)						
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf						
Peso proprio acciaio	26	33	29	35	44	40						
Peso proprio soletta	91	116	105	157	200	181						
Permanenti	49	62	56	230	293	265						
Effetti primari del ritiro	0	0	0	230	293	265						
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	230	293	265						
Accidentali mezzi	412	524	473	786	1.000	904						
Vento	20	25	23	804	1.023	924						
Deformazioni termiche	0	0	0	804	1.023	924						
Cedimenti	0	0	0	804	1.023	924						
								T_{media}	Rapp τ			
								917,13	0,52			
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI												
	TOTALI (daN/cm2)											
	Anima sup	Anima inf										
Peso proprio acciaio	64	71										
Peso proprio soletta	286	319										
Permanenti	419	467										
Effetti primari del ritiro	419	467										
Effetti secondari del ritiro	419	467										
Accidentali mezzi	1.471	1.612										
Vento	1.499	1.646										
Deformazioni termiche	1.499	1.646										
Cedimenti	1.499	1.646										
Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima												

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI A GLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.2008											Foglio 3
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE											
	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)					
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	
Peso proprio acciaio		-18	-17	12	13		-18	-17	12	13	
Peso proprio soletta		-52	-48	33	37		-70	-65	44	50	
Permanenti		-28	-26	18	20		-98	-91	62	70	
Effetti primari del ritiro		0	0	0	0		-98	-91	62	70	
Effetti secondari del ritiro		0	0	0	0		-98	-91	62	70	
Accidentali mezzi		-345	-318	217	247		-443	-409	280	318	
Vento		0	0	0	0		-443	-409	280	318	
Deformazioni termiche differenziali +DT		0	0	0	0		-443	-409	280	318	
Deformazioni termiche uniformi +DT		0	0	0	0		-443	-409	280	318	
Deformazioni termiche differenziali -DT		0	0	0	0		-443	-409	280	318	
Deformazioni termiche uniformi -DT		0	0	0	0		-443	-409	280	318	
Cedimenti		0	0	0	0		-443	-409	280	318	
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE											
VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf					
Peso proprio acciaio	26	33	29	26	33	29		0,00	0,00		
Peso proprio soletta	91	116	105	117	148	134		0,00	0,00		
Permanenti	49	62	56	165	210	190		0,00	0,00		
Effetti primari del ritiro	0	0	0	165	210	190		0,00	0,00		
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	165	210	190		0,00	0,00		
Accidentali mezzi	412	524	473	577	734	664		0,00	0,00		
Vento	20	25	23	589	749	677		0,00	0,00		
Deformazioni termiche	0	0	0	589	749	677		0,00	0,00		
Cedimenti	0	0	0	589	749	677		0,00	0,00		
VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)							
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf					
Peso proprio acciaio	26	33	29	26	33	29					
Peso proprio soletta	91	116	105	117	148	134					
Permanenti	49	62	56	165	210	190					
Effetti primari del ritiro	0	0	0	165	210	190					
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	165	210	190					
Accidentali mezzi	412	524	473	577	734	664					
Vento	20	25	23	589	749	677					
Deformazioni termiche	0	0	0	589	749	677					
Cedimenti	0	0	0	589	749	677					
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI											
	TOTALI (daN/cm ²)										
	Anima sup	Anima inf									
Peso proprio acciaio	47	52									
Peso proprio soletta	212	236									
Permanenti	300	335									
Effetti primari del ritiro	300	335									
Effetti secondari del ritiro	300	335									
Accidentali mezzi	1.080	1.183									
Vento	1.099	1.206									
Deformazioni termiche	1.099	1.206									
Cedimenti	1.099	1.206									
Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima											
CALCOLO CLASSE DELLA SEZIONE											
CLASSE DELLA PIATTABANDA											
Larghezza	c	18,0	cm	Piattabanda compressa:							
Spessore	t	3,2	cm	VALORI DA TAB C4.2.IX CIRCOLARE n°617/C.S.LL.PP							
Tipo d'acciaio		355	N/mm ²	<i>Ala superiore</i>							
Rapporto c/t	e	0,81		$b_p =$	19,000	cm	$b_{radd} =$	0,000	cm		
		5,63	CL	1	$t_{fp} =$	3,200	cm	$t_{radd} =$	0,000	cm	
CLASSE DELLA ANIMA				$k_{\sigma} =$	0,430	-	$k_{\sigma} =$	0,430	-		
Larghezza parte compressa	c	61	cm	$\lambda_{pP} =$	0,392	-	$\lambda_{pRadd} =$	0,000	-		
Spessore parte compressa	t	2,0	cm	$\rho_p =$	1,000	-	$\rho_{radd} =$	1,000	-		
tipo d'acciaio		355	N/mm ²	CLASSE SEZ 1							
Rapporto c/t	e	0,81									
		31	CL								

VERIFICHE PARTICOLARI

Foglio
4

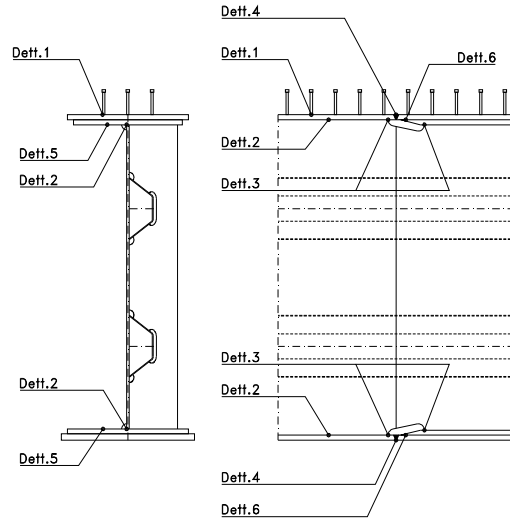
VERIFICA SALDATURE

	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)
Peso proprio acciaio	36	36	42	42	0	0	0	0
Peso proprio soletta	129	165	148	190	0	0	0	0
Permanenti	69	234	79	269	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	0	234	0	269	0	0	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	234	0	269	0	0	0	0
Accidentali mezzi	582	816	670	938	0	0	0	0
Vento	28	844	32	970	0	0	0	0
Deformazioni termiche	0	844	0	970	0	0	0	0
Cedimenti	0	844	0	970	0	0	0	0

VERIFICHE PIOLI

	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	371	371
Effetti primari del ritiro	0	371
Effetti secondari del ritiro	0	371
Accidentali mezzi	4.631	5.003
Vento	221	5.224
Deformazioni termiche	0	5.224
Cedimenti	0	5.224

VERIFICHE A FATICA						Foglio 5
AZIONI SOLLECITANTI (M max)						
			1°Nodo	2°Nodo		
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
Accidentali mezzi fatica positivi	3,7	0	12,7	0	0	
Accidentali mezzi fatica negativi	-8,4	0	0	0	0	
totale	12,1	0	12,7	0	0	
SOLLECITAZIONI FLETTENTI						
TOTALI ALLO SLU STR - Az. base accidentali mezzi- (daN/cm2)						
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	
Accidentali mezzi	31	123	113	-77	-88	
SOLLECITAZIONI TAGLIANTI						
TOTALI ALLO SLE						
	anima sup.	anima inf.				
Accidentali mezzi	112	129				
NUMERO DI CICLI (x10⁶)	2	1,000				
VERIFICA DETTAGLIO 1 - saldatura pioli di connessione travi-soletta c.a.						
$\Delta\sigma_{sm,1}$ (N/mm ²)=	80	(Tab. C4.2. XVI NTC2008 - dettaglio 9)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,1}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	12,28	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,1}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 2 - saldatura long. anima - piattabanda superiore						
$\Delta\tau_{sm,2}$ (N/mm ²)=	80	(Tab. C4.2. XVII.b NTC2008 - dettaglio 8)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\tau_{A,2}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	11,20	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\tau_{A,2}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 2 - saldatura long. anima - piattabanda inferiore						
$\Delta\tau_{sm,2}$ (N/mm ²)=	80	(Tab. C4.2. XVII.b NTC2008 - dettaglio 8)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\tau_{A,2}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	12,88	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\tau_{A,2}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 3 - saldatura long. anima - piattabanda con lunette di scarico h<60 mm						
$\Delta\sigma_{sm,3}$ (N/mm ²)=	71	(Tab. C4.2. XIV NTC2008 - dettaglio 9)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,3}$ (N/mm ²)=	52,59	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	11,31	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,3}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 4 - saldatura trasv. a piena penetrazione su piattabande superiore e inferiore						
$\Delta\sigma_{sm,4}$ (N/mm ²)=	71	(Tab. C4.2. XV NTC2008 - dettaglio 13)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,4}$ (N/mm ²)=	52,59	limite di fatica ad ampiezza costante				
$k_{S_{sup}}$ =	0,95	coefficiente di riduzione di classe				
$k_{S_{inf}}$ =	0,93	coefficiente di riduzione di classe				
$\Delta\sigma_{max}$ (N/mm ²)=	12,90	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,4}$ OK				
VERIFICA DETTAGLIO 5 - saldatura trasv. dell'irrigatore trasv. alle piattabande						
$\Delta\sigma_{sm,5}$ (N/mm ²)=	80	(Tab. C4.2. XVI NTC2008 - dettaglio 7)				
γ_m =	1,35					
$\Delta\sigma_{A,5}$ (N/mm ²)=	59,26	limite di fatica ad ampiezza costante				
$\Delta\sigma$ (N/mm ²)=	12,28	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{A,5}$ OK				



5.3 Verifica della piattabanda forata delle travi principali

Negli elementi inflessi caratterizzati da giunti strutturali bullonati, la presenza dei fori nelle piattabande dei profili può essere trascurata nel calcolo del momento resistente, come prescritto dalle NTC 2008, espressione 4.2.16, se è soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{0,9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk}}{Y_{M2}} \geq \frac{A_f \cdot f_{yk}}{Y_{M0}} \Rightarrow \frac{0,9 \cdot A_{f,net} \cdot 510}{1,25} \geq \frac{A_f \cdot 355}{1,05} \Rightarrow A_{f,net} \geq \frac{1,25}{1,05} \cdot \frac{355}{510} \cdot \frac{1}{0,90} \cdot A_f \Rightarrow$$
$$A_{f,net} \geq 0,921 \cdot A_f$$

Se questo non accade si deve procedere alla verifica della piattabanda forata.

Concio A

$$A_f = 80 \cdot 3,0 = 240,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{f,net} = 240 - 2 \cdot 2,9 \cdot 3,0 = 222,6 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{f,net}}{A_f} = \frac{222,6}{240,0} = 0,928 \quad \text{Non occorre la verifica della piattabanda forata.}$$

Concio B

$$A_f = 80 \cdot 3,8 = 304,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{f,net} = 304 - 2 \cdot 2,9 \cdot 3,8 = 282,0 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{f,net}}{A_f} = \frac{282,0}{304,0} = 0,928 \quad \text{Non occorre la verifica della piattabanda forata.}$$

Concio B raddoppiato

$$A_f = 80 \cdot 3,8 + 70 \cdot 3,0 = 514,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{f,net} = 514 - 2 \cdot 2,9 \cdot (3,0 + 3,8) = 474,6 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{f,net}}{A_f} = \frac{474,6}{514,0} = 0,923 \quad \text{Non occorre la verifica della piattabanda forata.}$$

Concio C

$$A_f = 80 \cdot 4,0 + 70 \cdot 3,0 = 530,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{f,net} = 530,0 - 2 \cdot 2,9 \cdot (4,0 + 3,0) = 489,4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{f,net}}{A_f} = \frac{489,4}{530,0} = 0,923 \quad \text{Non occorre la verifica della piattabanda forata.}$$

5.4 Verifica di stabilità della piattabanda compressa

Si considera l'instabilità dell'ala superiore compressa del concio maggiormente sollecitato: Concio C

$$b_{eq} = (80 \cdot 4,0 + 70 \cdot 3,0) / (4,0 + 3,0) = 75,7 \text{ cm}$$

$$i = \frac{75,71}{\sqrt{12}} = 21,86 \text{ cm} \quad A_{ptb} = 80 \cdot 4,0 + 70 \cdot 3,0 = 530 \text{ cm}^2$$

Interasse degli irrigidenti: $L=360 \text{ cm}$

Lunghezza libera di inflessione: $l_0 = 360 \text{ cm}$

Snellezza: $\lambda = l_0 / i = 17$ da cui $\omega = 1,01$ (prospetto 7.IV.c CNR10011)

Tensione massima piattabanda:

$$\sigma_s = \omega \cdot \sigma_{media} = 1,01 \cdot \frac{2.696 + 2.576}{2} = 2.662 \text{ daN/cm}^2 < 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui la tensione moltiplicata per il coefficiente omega risulta sempre inferiore alla tensione ammissibile del materiale.

5.5 Verifica di resistenza dell'irrigidimento trasversale intermedio

L'irrigidimento verticale intermedio, costituito da un profilo a croce con due anime di dimensioni 240x20 mm (12·20 = 240 mm) e ala di dimensioni 452x18 mm, viene schematizzato come una mensola incastrata alla base con il diaframma e soggetta al carico del vento e da una forza in testa pari all'azione instabilizzante della piattabanda compressa superiore. La situazione peggiore si viene a creare nel concio C dove la tensione nella piattabanda superiore compressa è più elevata e precisamente:

$$\sigma_{\text{sup,fe}} = 2.696 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{nel lembo superiore a SLU}$$

$$\sigma_{\text{anima,sup}} = 2.576 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{nel lembo inferiore a SLU}$$

L'azione assiale che passa nella piattabanda superiore risulta:

$$N = \sigma_{\text{media}} \cdot A_{\text{ptb}} = 2.636 \cdot 530 = 1.397.080 \text{ daN}$$

$$\omega = \frac{f_d \cdot A_{\text{ptb}}}{N} = \frac{3.381 \cdot 530}{1.397.080} = 1,28$$

Dal prospetto 7.IV.c della CNR10011, dal valore di $\omega = 1,28$ si ottiene:

$$\lambda_y = 46 .$$

Lunghezza libera di inflessione: $l_0 = 360 \text{ cm}$

$$i = \frac{75,71}{\sqrt{12}} = 21,86 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{\lambda_y}{(l_0 / i)} = \frac{46}{(360 / 21,86)} = 2,79$$

$$\text{L'azione instabilizzante risulta: } N_{\text{inst}} = \frac{0,5 \cdot (\sigma_{\text{sup,fe}} + \sigma_{\text{anima,sup}}) \cdot A_{\text{ptb}}}{\beta \cdot 100} \cdot 10^{-2} = 50 \text{ kN}$$

$$\text{Momento instabilizzante: } M_{\text{inst}} = N_{\text{inst}} \cdot b = 50 \cdot 2,775 = 139 \text{ kNm}$$

con $b = 3,16 - 0,70/2 - 0,035 = 2,775 \text{ m}$ braccio della forza instabilizzante rispetto all'asse del trasverso.

A tali azioni vanno aggiunte le sollecitazioni prodotte dal vento (ponte carico):

$$p_{\text{vento}} = 120 \text{ daN/m}^2$$

$$M_{\text{vento}} = \frac{1}{2} \cdot p_{\text{vento}} \cdot i \cdot b^2 = \frac{1}{2} \cdot 120 \cdot 3,60 \cdot 2,775^2 \cdot 10^{-2} = 17 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{vento}} = p_{\text{vento}} \cdot i \cdot b = 120 \cdot 3,60 \cdot 2,775 \cdot 10^{-2} = 12 \text{ kN}$$

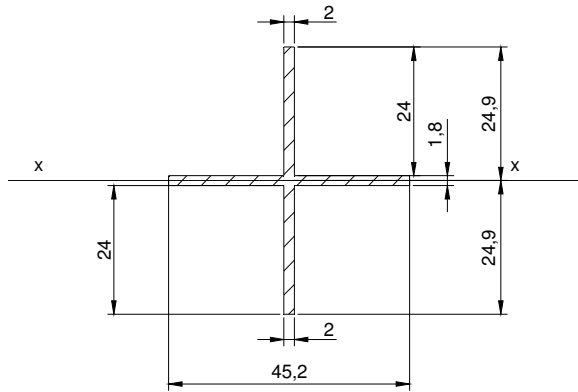
La combinazione più gravosa risulta:

$$M_{\text{Ed}} = M_{\text{inst}} + 0,9 \cdot M_{\text{vento}} = 155 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Ed}} = N_{\text{inst}} + 0,9 \cdot V_{\text{vento}} = 61 \text{ kN}$$

Verifica dell'irrigidente:

La sezione resistente a croce è costituita dai due irrigidenti a I (anima 391x20 mm, anima 341x20 mm di cui si considera solo una porzione efficace 240x20 mm) e da una porzione d'anima di trave principale di lunghezza pari a 12 volte lo spessore da entrambe le parti degli irrigidenti a I ($2,0 + 2 \times 12 \times 1,8 = 45,2$ cm):



----- REGIONI -----	
Area:	177.3600
Perimetro:	190.0000
Casella di delimitazione:	X: -22.6000 -- 22.6000
	Y: -24.9000 -- 24.9000
Baricentro:	X: 0.0000
	Y: 0.0000
Momenti di inerzia:	X: 20605.3272
	Y: 13883.8112
Prodotti di inerzia:	XY: 0.0000
Raggi di girazione:	X: 10.7786
	Y: 8.8476
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:	
	I: 20605.3272 lungo [1.0000 0.0000]
	J: 13883.8112 lungo [0.0000 1.0000]

L'area resistente a taglio risulta:

$$A_v = A - \sum b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 177,36 - 45,2 \cdot 1,8 + (2,0 + 0) \cdot 1,8 = 99,6 \text{ cm}^2$$

Il taglio resistente vale:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yk}}{Y_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 99,6 \cdot \frac{3.550}{1,05 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-2} = 1.944 \text{ kN}$$

Essendo la resistenza a taglio molto maggiore di 2 volte la sollecitazione tagliante, il taglio non influenza la resistenza a flessione della sezione.

La resistenza a flessione risulta dalle seguenti espressioni.

$$W_{el} = \frac{J_{x-x}}{h - y_G} = \frac{20.605}{24} = 859 \text{ cm}^3$$

$$M_{c,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 859 \cdot \frac{3.550}{1,05} \cdot 10^{-4} = 290 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{155}{290} = 0,53 \leq 1,00 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

5.6 Verifica di resistenza dell'irrigidimento trasversale all'appoggio

L'irrigidimento verticale all'appoggio è costituito da un' ala di dimensioni 574x22 mm (costituita da una porzione di anima della trave principale collaborante pari a 12t da entrambi i lati) e da ciascun lato dell'anima della trave principale da un profilo a I rispettivamente 595x30 mm e 500x30 mm (di cui si considera solo una porzione pari a 12t = 12x30 = 360 mm).

Esso viene schematizzato come una mensola incastrata alla base con il diaframma e soggetta al carico del vento e da una forza in testa pari all'azione instabilizzante della piattabanda compressa superiore. La CNR10011/85 impone che nel caso in cui l'ultimo campo sia scarico si assuma la forza assiale N_{max} del penultimo campo prima dell'appoggio (sollecitazioni a 3,60 m dall' appoggio).

Il momento agente nel penultimo campo allo SLU (Combinazione con vento dominante) risulta:

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot (1.551 + 2.233) + 1,50 \cdot 1.396 + 1,35 \cdot 0,75 \cdot 3.011 + 1,50 \cdot 100 = 10.401 \text{ kNm}$$

$$W_{sup,fe} = 75.747 \text{ cm}^3$$

$$W_{anima,sup} = 77.690 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{sup,fe} = \frac{M_{Ed}}{W_{sup,fe}} = \frac{10.401 \cdot 10^4}{75.747} = 1.373 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{nel lembo superiore a SLU}$$

$$\sigma_{anima,sup} = \frac{M_{Ed}}{W_{anima,sup}} = \frac{10.401 \cdot 10^4}{77.690} = 1.339 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{nel lembo inferiore a SLU}$$

L' azione assiale che passa nella piattabanda superiore risulta:

$$N_{max} = \sigma_{media} \cdot A_{ptb} = 1.356 \cdot 240 = 325.440 \text{ daN} = 3.254 \text{ kN}$$

$$\text{L'azione instabilizzante risulta: } N_{inst} = \frac{N_{max}}{100} = 33 \text{ kN}$$

$$\text{Momento instabilizzante: } M_{inst} = N_{inst} \cdot b = 33 \cdot 1,755 = 58 \text{ kNm}$$

con $b = 2,12 - 0,70/2 - 0,03/2 = 1,755$ m braccio della forza instabilizzante rispetto all'asse del trasverso.

A tali azioni vanno aggiunte le sollecitazioni prodotte dal vento:

$$p_{vento} = 120 \text{ daN/m}^2 \quad h = (2,775 + 1,755)/2 = 2,265 \text{ m (valore medio lungo il ponte)}$$

$$M_{vento} = \frac{1}{2} \cdot p_{vento} \cdot i \cdot h^2 = \frac{1}{2} \cdot 120 \cdot \frac{50}{2} \cdot 2,265^2 \cdot 10^{-2} = 77 \text{ kNm}$$

$$V_{vento} = p_{vento} \cdot i \cdot h = 120 \cdot \frac{50}{2} \cdot 2,265 \cdot 10^{-2} = 68 \text{ kN}$$

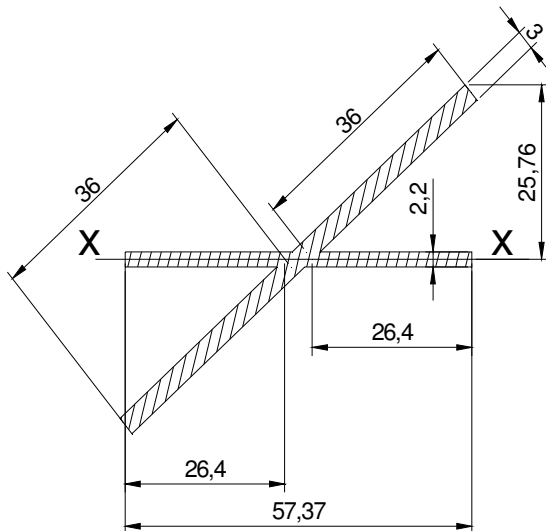
La combinazione più gravosa risulta:

$$M_{Ed} = M_{inst} + 1,50 \cdot M_{vento} = 174 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = N_{inst} + 1,50 \cdot V_{vento} = 135 \text{ kN}$$

Verifica dell'irrigidente:

La sezione resistente è costituita da un' ala di dimensioni 574x22 mm (costituita da una porzione di anima della trave principale collaborante pari a 12t da entrambi i lati) e da ciascun lato dell'anima della trave principale da un profilo a I rispettivamente 595x30 mm e 500x30 mm (di cui si considera solo una porzione pari a 12t = 12x30 = 360 mm):



----- REGIONI -----

Area:	342.2140
Perimetro:	259.9562
Casella di delimitazione:	X: -29.5094 -- 29.5094
	Y: -25.7553 -- 25.7553
Baricentro:	X: -0.0055
	Y: 0.0000
Momenti di inerzia:	X: 45826.5120
	Y: 96010.4933
Prodotti di inerzia:	XY: 52848.5017
Raggi di girazione:	X: 11.5720
	Y: 16.7498
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:	
	I: 12415.7465 lungo [0.8453 0.5344]
	J: 129421.2483 lungo [-0.5344 0.8453]

L'area resistente a taglio risulta:

$$A_v = A - \sum b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 226,05 \text{ cm}^2$$

Il taglio resistente vale:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yk}}{Y_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 226,05 \cdot \frac{3.550}{1,05 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-2} = 4.412 \text{ kN}$$

Essendo la resistenza a taglio molto maggiore di 2 volte la sollecitazione tagliante, il taglio non influenza la resistenza a flessione della sezione.

La resistenza a flessione risulta dalle seguenti espressioni.

$$W_{el} = \frac{J_{x-x}}{y_G} = \frac{45.827}{25,76} = 1.779 \text{ cm}^3$$

$$M_{c,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 1.779 \cdot \frac{3.550}{1,05} \cdot 10^{-4} = 601 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{174}{601} = 0,29 \leq 1,00 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

5.7 Verifica di rigidità dei telai trasversali

Le verifiche sono condotte per aste compresse continue con vincoli trasversali elastici. Si fa riferimento alla CNR10011/85 paragrafo 7.2.7.

Per la sicurezza devono essere verificate le seguenti disuguaglianze:

$$K_i > K_0 \times \eta_i \quad (\text{rigidità del più flessibile vincolo intermedio})$$

In questo caso K_i è la rigidità del vincolo di mezzeria.

$$K_e > K_0 \times \eta_e \quad (\text{rigidità del vincolo di estremità})$$

Dove:

$$\eta_i = \frac{1 + 0,6 \cdot \xi \cdot \beta}{2} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{1,44 \cdot \xi \cdot \beta}{(1 + 0,6 \cdot \xi \cdot \beta)^2}} \right]$$

$$\eta_e = \eta_i / \xi$$

$$\xi = K_i / K_e \neq 1$$

Calcolo di K_0

Caso con numero di campi $n = 10 > 2$ e $1,2 \leq \beta \leq \frac{n}{\sqrt{2}} = 7,07$

$$K_0 = \frac{\pi^2}{4 \cdot \beta^2} \cdot \frac{N}{L_0}$$

Con:

$L_0 = 360$ cm lunghezza del campo tipico

$\beta = \frac{\lambda_y}{L_0 / i_y}$ valore medio sui campi

i_y = raggio di inerzia della piattabanda superiore delle travi metalliche

λ_y determinato dai prospetti 7-IV c della CNR 10011 in funzione di $\omega = f_{yd} \cdot A / N$

Nella tabella seguente viene determinato il valore medio di β .

CAMPO	A	i_y	σ	N	ω	λ_y	β
	cmq	cm	daN/cmq	daN	-	-	-
A	240,00	23,09	2.924	701.760	1,16	36	2,31
B	514,00	21,82	2.473	1.271.122	1,37	52	3,15
C	530,00	21,86	2.636	1.397.080	1,28	46	2,79

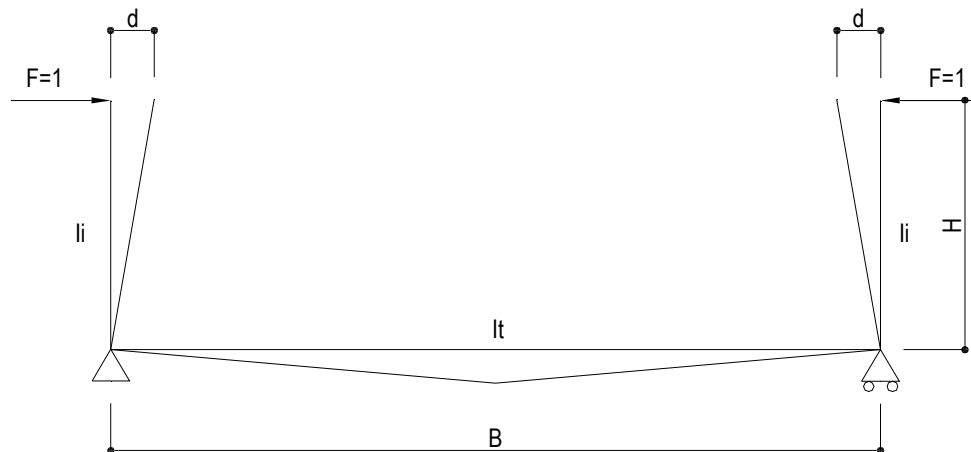
β medio	2,75
---------------------------------	-------------

La rigidità k_0 vale:

$$K_0 = \frac{\pi^2}{4 \cdot \beta^2} \cdot \frac{N}{L_0} = \frac{\pi^2}{4 \cdot 2,75^2} \cdot \frac{1.397.080}{360} = 1.266 \text{ daN/cm}$$

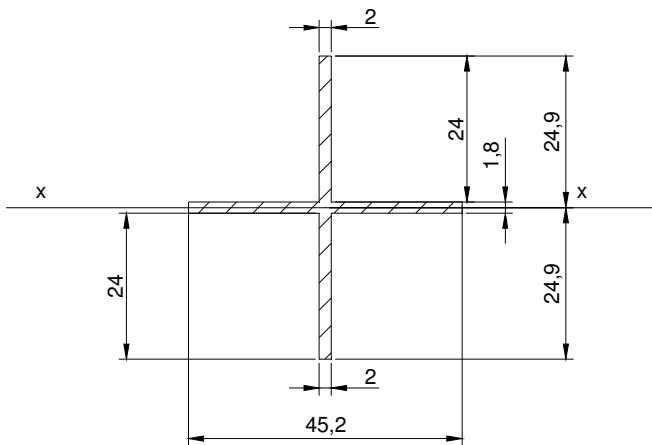
Calcolo di K_j (vincolo di mezzeria)

K_j rappresenta la forza necessaria per provocare lo spostamento orizzontale di 1 cm alla sommità del telaio:



Lo spostamento in sommità dovuto alla forza F unitaria vale:

$$d = \left[\frac{H^3}{3 \cdot E \cdot I_i} \right] + \left[\frac{(H^2 \cdot B)}{2 \cdot E \cdot I_t} \right] = 1,709 \cdot 10^{-4} + 1,919 \cdot 10^{-5} = 1,901 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$



----- REGIONI -----

Area: 177.3600
 Perimetro: 190.0000
 Casella di delimitazione: X: -22.6000 -- 22.6000
 Y: -24.9000 -- 24.9000
 Baricentro: X: 0.0000
 Y: 0.0000
 Momenti di inerzia: X: 20605.3272
 Y: 13883.8112
 Prodotti di inerzia: XY: 0.0000
 Raggi di girazione: X: 10.7786
 Y: 8.8476
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 20605.3272 lungo [1.0000 0.0000]
 J: 13883.8112 lungo [0.0000 1.0000]

Essendo:

$I_i = 20.605 \text{ cm}^4$ inerzia dell' irrigidimento verticale intermedio

$I_t = 1.018.820 \text{ cm}^4$ inerzia del traverso di campata in 3^a fase

$H = 281 \text{ cm}$ altezza irrigidimento verticale da asse trasverso

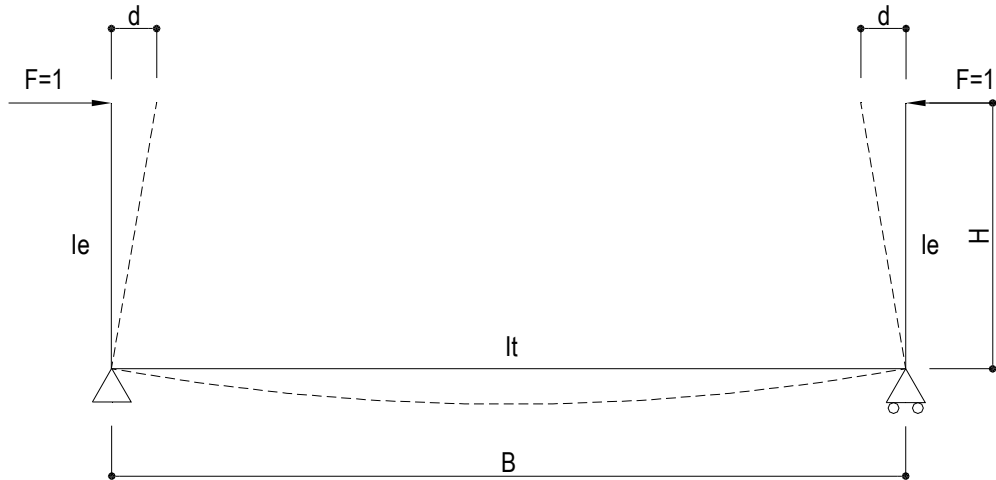
$B = 1.040 \text{ cm}$ interasse travi

Da cui la rigidezza del vincolo elastico intermedio:

$$K_i = \frac{F}{d} = \frac{1}{1,901 \cdot 10^{-4}} = 5.260 \text{ daN/cm}$$

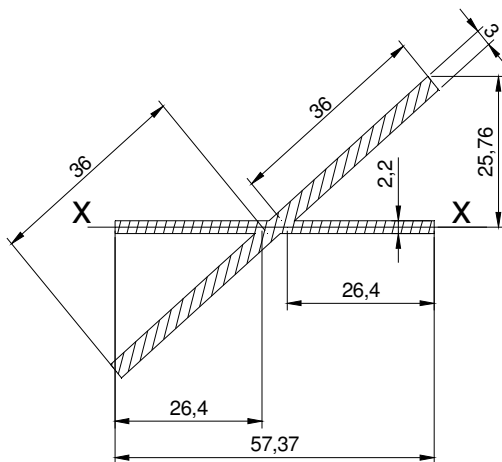
Calcolo di K_e (vincolo di appoggio)

K_e rappresenta la forza necessaria per provocare lo spostamento orizzontale di 1 cm alla sommità del telaio:



Lo spostamento in sommità dovuto alla forza F unitaria vale:

$$d = \left[\frac{H^3}{3 \cdot E \cdot I_e} \right] + \left[\frac{H^2 \cdot B}{2 \cdot E \cdot I_t} \right] = 1,921 \cdot 10^{-5} + 7,761 \cdot 10^{-6} = 2,697 \cdot 10^{-5} \text{ cm}$$



----- REGIONI -----

Area:	342.2140
Perimetro:	259.9562
Casella di delimitazione:	X: -29.5094 -- 29.5094
	Y: -25.7553 -- 25.7553
Baricentro:	X: -0.0055
	Y: 0.0000
Momenti di inerzia:	X: 45826.5120
	Y: 96010.4933
Prodotti di inerzia:	XY: 52848.5017
Raggi di girazione:	X: 11.5720
	Y: 16.7498
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:	
	I: 12415.7465 lungo [0.8453 0.5344]
	J: 129421.2483 lungo [-0.5344 0.8453]

- $I_e = 45.827 \text{ cm}^4$ inerzia dell' irrigidimento verticale all'appoggio
- $I_t = 999.512 \text{ cm}^4$ inerzia del traverso di appoggio in 3a fase
- $H = 177 \text{ cm}$ altezza irrigidimento verticale da asse traverso
- $B = 1.040 \text{ cm}$ interasse travi

Da cui la rigidezza del vincolo elastico di estremità:

$$K_e = \frac{F}{d} = \frac{1}{2,697 \cdot 10^{-5}} = 37.080 \text{ daN/cm}$$

Il rapporto tra le rigidezze vale:

$$\xi = K_i/K_e = 0,14$$

Da cui si ottiene:

$$\eta_i = \frac{1 + 0,6 \cdot \xi \cdot \beta}{2} \cdot \left[1 + \sqrt{1 - \frac{1,44 \cdot \xi \cdot \beta}{(1 + 0,6 \cdot \xi \cdot \beta)^2}} \right] = \frac{1 + 0,6 \cdot 0,14 \cdot 2,75}{2} \cdot \left[1 + \sqrt{1 - \frac{1,44 \cdot 0,14 \cdot 2,75}{(1 + 0,6 \cdot 0,14 \cdot 2,75)^2}} \right] = 1,11$$

$$\eta_e = \eta_i / \xi = 1,11 / 0,14 = 7,93$$

A questo punto si hanno a disposizione tutti gli elementi per eseguire la verifica:

$$K_i > K_0 \times \eta_i$$

$$K_e > K_0 \times \eta_e$$

Ovvero:

$$K_i = 5.260 \text{ daN/cm} > 1.266 \cdot 1,11 = 1.405 \text{ daN/cm} \quad \text{Verificato}$$

$$K_e = 37.080 \text{ daN/cm} > 1.266 \cdot 7,93 = 10.039 \text{ daN/cm} \quad \text{Verificato}$$

5.8 Verifica giunto del traverso di campata con la trave principale

Il traverso scarica sulla trave principale un'azione di taglio pari a:

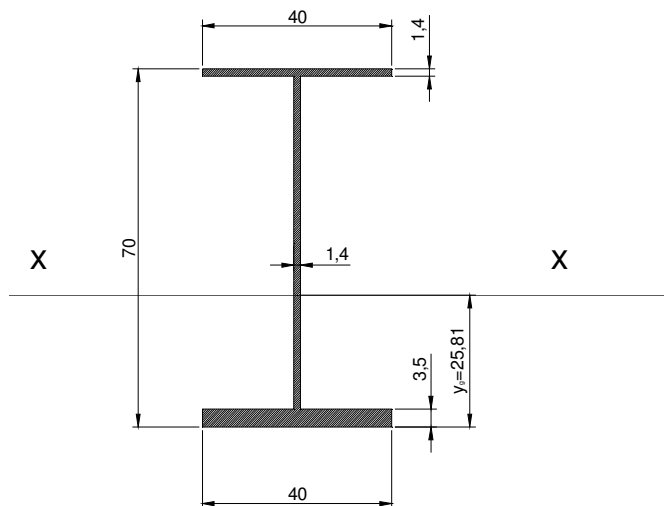
$$V_{Ed} = 1,35 \cdot (14 + 118) + 1,50 \cdot 7 + 1,35 \cdot 575 + 0,9 \cdot 4,5 = 969 \text{ kN}.$$

Oltre al taglio si deve considerare il momento flettente dovuto agli effetti del vento, del carico instabilizzante della piattabanda compressa ed il momento flettente per carichi accidentali derivante dalla statica globale:

$$M_{Ed} = M_{inst} + 0,9 \cdot M_{vento} + 1,35 \cdot M_{acc} = 139 + 0,9 \cdot 17 + 1,35 \cdot 350 = 627 \text{ kNm}$$

Si trascura cautelativamente la presenza della soletta collaborante e si assegna l'intero momento flettente ed il taglio alla sezione metallica del traverso. Per la piattabanda superiore si assume l'area lorda, senza riduzione per effetto dell'instabilità, essendo questa vincolata alla soletta mediante i pioli Nelson.

Nella figura seguente si riporta la sezione metallica del traverso di campata nella sezione di appoggio sulla trave principale e le sue caratteristiche inerziali.



----- REGIONI -----

Area:	287.1400
Perimetro:	297.2000
Casella di delimitazione:	X: -20.0000 -- 20.0000
	Y: -25.8111 -- 44.1889
Baricentro:	X: 0.0000
	Y: 0.0000
Momenti di inerzia:	X: 228857.4602
	Y: 26148.2195
Prodotti di inerzia:	XY: 0.0000
Raggi di girazione:	X: 28.2316
	Y: 9.5428
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:	
	I: 26148.2195 lungo [0.0000 1.0000]
	J: 228857.4602 lungo [-1.0000 0.0000]

I moduli di resistenza elastici (sezione in classe 3) sono i seguenti:

$$W_{sup,fe} = \frac{J_{x-x}}{h - y_G} = \frac{228.857}{70 - 25,81} = 5.179 \text{ cm}^3$$

$$W_{anima,sup} = \frac{J_{x-x}}{h - y_G - t_{f,sup}} = \frac{228.857}{70 - 25,81 - 1,40} = 5.348 \text{ cm}^3$$

$$W_{anima,inf} = \frac{J_{x-x}}{y_G - t_{f,inf}} = \frac{228.857}{25,81 - 3,50} = 10.258 \text{ cm}^3$$

$$W_{inf,fe} = \frac{J_{x-x}}{y_G} = \frac{228.857}{25,81} = 8.867 \text{ cm}^3$$

Le tensioni agenti si calcolano come segue:

$$\sigma_{sup,fe} = \frac{M_{Ed}}{W_{sup,fe}} = \frac{627 \cdot 10^4}{5.179} = 1.211 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{anima,sup}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{W_{\text{anima,sup}}} = \frac{627 \cdot 10^4}{5.348} = 1.172 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{anima,inf}} = -\frac{M_{\text{Ed}}}{W_{\text{anima,inf}}} = -\frac{627 \cdot 10^4}{10.258} = -611 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf,fe}} = -\frac{M_{\text{Ed}}}{W_{\text{inf,fe}}} = -\frac{627 \cdot 10^4}{8.867} = -707 \text{ daN/cm}^2$$

Lo sforzo assiale nella piattabanda superiore risulta:

$$N_{\text{ptb,sup}} = \frac{\sigma_{\text{sup,fe}} + \sigma_{\text{anima,sup}}}{2} \cdot A_{\text{ptb}} = \frac{1.211 + 1.172}{2} \cdot 40 \cdot 1,4 \cdot 10^{-2} = 667 \text{ kN}$$

Lo sforzo assiale nella piattabanda inferiore risulta:

$$N_{\text{ptb,inf}} = -\frac{\sigma_{\text{inf,fe}} + \sigma_{\text{anima,inf}}}{2} \cdot A_{\text{ptb}} = -\frac{707 + 611}{2} \cdot 40 \cdot 3,5 \cdot 10^{-2} = -923 \text{ kN}$$

La distanza tra lembo inferiore della piattabanda superiore e asse neutro della sezione è:

$$x = \frac{\sigma_{\text{anima,sup}}}{\sigma_{\text{anima,sup}} - \sigma_{\text{anima,inf}}} h_{\text{anima}} = 43 \text{ cm}$$

Lo scorrimento superiore risulta:

$$S_{\text{sup}} = \frac{1}{2} \cdot t_w \cdot x \cdot \sigma_{\text{anima,sup}} = \frac{1}{2} \cdot 1,4 \cdot 43 \cdot 1.172 \cdot 10^{-2} = 353 \text{ kN}$$

Lo scorrimento inferiore risulta:

$$S_{\text{inf}} = -\frac{1}{2} \cdot t_w \cdot (h_w - x) \cdot \sigma_{\text{anima,inf}} = \frac{1}{2} \cdot 1,4 \cdot (65,1 - 43) \cdot 611 \cdot 10^{-2} = 95 \text{ kN}$$

5.8.1 Coprigiunto superiore

Il coprigiunto superiore è costituito da un piatto 400x12 mm saldato all'anima della trave e connesso all'ala superiore del traverso mediante quattro piatti 150x12 mm.

Si dispongono 8+8 M27 classe 10.9 in DOPPIA SEZIONE per cui:

Verifica a scorrimento bulloni

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{ptb,sup}}{8} = \frac{667}{8} = 83 \text{ kN}$$

La resistenza a scorrimento di un bullone M27 classe 10.9 in doppia sezione risulta:

$$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot \frac{0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}{Y_{M3}} = 2 \cdot 0,3 \cdot \frac{0,7 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 154,2 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Verifica a taglio bulloni

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{ptb,sup}}{8} = \frac{667}{8} = 83 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio di un bullone M27 classe 10.9 in doppia sezione risulta:

$$F_{v,Rd} = n \cdot 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{Y_{M2}} = 2 \cdot 0,50 \cdot \frac{459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,2 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Verifica piattabanda forata

$$\text{Essendo: } \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_t}{Y_{M2}} = \frac{0,9 \cdot (40 \cdot 1,40 - 4 \cdot 1,40 \cdot 2,9) \cdot 5.100}{1,25} \cdot 10^{-2} = 1.460 \text{ kN} < \frac{A_f \cdot f_{yk}}{Y_{M0}} = 1.893 \text{ kN}$$

è necessaria la verifica della piattabanda forata; si procede dunque a verificare la piattabanda forata:

$$\sigma_{s,ptb} = \frac{N_{ptb,sup}}{A_{net}} = \frac{667 \cdot 10^2}{(40 - 4 \cdot 2,9) \cdot 1,40} = 1.678 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s,cgt} = \frac{N_{ptb,sup}}{A_{net}} = \frac{667 \cdot 10^2}{4 \cdot (15 - 2 \cdot 2,9) \cdot 1,40} = 1.295 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica rifollamento piatto spessore 14 mm

La resistenza a rifollamento risulta:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{Y_{M2}} = \frac{1,68 \cdot 0,55 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 14}{1,25} \cdot 10^{-3} = 142 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 83 \text{ kN}$$

$$\text{con } k = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{70}{29} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{70}{29} - 1,7; 2,5 \right\} = 1,68$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{50}{3 \cdot 29}; \frac{70}{3 \cdot 29} - 0,25; \frac{1.000}{510}; 1 \right\} = 0,55$$

5.8.2 Coprigiunto inferiore

Il coprigiunto inferiore è costituito da un piatto 350x40mm bullonato all'ala inferiore della trave principale e all'ala inferiore del traverso.

Si dispongono 12+12 M27 classe 10.9 in SEMPLICE SEZIONE per cui:

Verifica a scorrimento bulloni

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{ptb,inf}}{12} = \frac{923}{12} = 76,9 \text{ kN}$$

La resistenza a scorrimento di un bullone M27 classe 10.9 in semplice sezione risulta:

$$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot \frac{0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M3}} = 1 \cdot 0,3 \cdot \frac{0,7 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 77,1 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Verifica a taglio bulloni

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{ptb,inf}}{12} = \frac{923}{12} = 76,9 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio di un bullone M27 classe 10.9 in semplice sezione risulta:

$$F_{v,Rd} = n \cdot 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 1 \cdot 0,50 \cdot \frac{459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 183,6 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Verifica piattabanda forata

Essendo:

$$\frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_t}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot (40 \cdot 3,5 - 4 \cdot 3,5 \cdot 2,9) \cdot 5.100}{1,25} \cdot 10^{-2} = 3.650 \text{ kN} < \frac{A_f \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 4.733 \text{ kN}$$

si deve verificare la piattabanda forata:

$$\sigma_{s,ptb} = \frac{N_{ptb,inf}}{A_{net}} = \frac{923 \cdot 10^2}{(40 - 4 \cdot 2,9) \cdot 3,5} = 929 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s,cgt} = \frac{N_{ptb,inf}}{A_{net}} = \frac{923 \cdot 10^2}{(35 - 4 \cdot 2,9) \cdot 4,0} = 986 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica rifollamento

La resistenza a rifollamento risulta (considerando cautelativamente come spessore non lo spessore dell'ala inferiore del traverso pari a 35 mm ma il minimo spessore della piattabanda della trave pari a 30 mm):

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{1,68 \cdot 0,55 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 305 \text{ kN} \quad > F_{v,Ed} = 76,9 \text{ kN}$$

$$\text{con } k = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{75}{29} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{70}{29} - 1,7; 2,5 \right\} = 1,68$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{50}{3 \cdot 29}; \frac{70}{3 \cdot 29} - 0,25; \frac{1.000}{510}; 1 \right\} = 0,55$$

5.8.3 Coprigiunto d'anima

Il coprigiunto d'anima è costituito da due piatti 500x320x12mm che collegano l'anima del traverso e l'irrigidimento trasversale della trave principale.

Si dispongono 10+10 M27 classe 10.9 in DOPPIA SEZIONE sull'anima del traverso e sull'irrigidimento trasversale.

La distanza tra lembo inferiore della piattabanda superiore e asse neutro della sezione del traverso è:

$$x = 43 \text{ cm}$$

Il numero di bulloni sopra all'asse neutro è $n = 4$.

Il numero di bulloni sotto all'asse neutro è $n = 1$.

Lo scorrimento superiore risulta:

$$S_{\text{sup}} = 353 \text{ kN}$$

La massima azione di taglio per effetto dello scorrimento superiore vale:

$$F_{v,Ed,max} = \frac{S_{\text{sup}}}{\frac{\sum_{i=1}^n d_i}{d_{\text{max}}}} = \frac{353}{\frac{2 \cdot (29,4 + 20,4 + 11,4 + 2,4)}{29,4}} = 82 \text{ kN}$$

Lo scorrimento inferiore risulta:

$$S_{\text{inf}} = 95 \text{ kN}$$

La massima azione di taglio per effetto dello scorrimento inferiore vale:

$$F_{v,Ed,max} = \frac{S_{\text{inf}}}{\frac{\sum_{i=1}^n d_i}{d_{\text{max}}}} = \frac{95}{\frac{2 \cdot 6,6}{6,6}} = 48 \text{ kN}$$

Quindi il massimo taglio su un bullone per scorrimento vale:

$$F_{v,Ed,S} = 82 \text{ kN}$$

Il massimo taglio su un bullone per effetto del taglio globale vale:

$$F_{v,Ed,V} = \frac{V_{Ed}}{n} = \frac{969}{10} = 97 \text{ kN}$$

Il taglio combinato vale quindi:

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{v,Ed,V}^2 + F_{v,Ed,S}^2} = \sqrt{97^2 + 82^2} = 127 \text{ kN}$$

Verifica a scorrimento bulloni

$$F_{v,Ed} = 127 \text{ kN}$$

La resistenza a scorrimento di un bullone M27 classe 10.9 in doppia sezione risulta:

$$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot \frac{0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}{Y_{M3}} = 2 \cdot 0,3 \cdot \frac{0,7 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 154,2 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Verifica a taglio bulloni

$$F_{v,Ed} = 127 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio di un bullone M27 classe 10.9 in doppia sezione risulta:

$$F_{v,Rd} = n \cdot 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{Y_{M2}} = 2 \cdot 0,50 \cdot \frac{459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,2 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Verifica a rifollamento dell'anima del traverso

La resistenza a rifollamento dell'anima risulta:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / Y_{M2} = \frac{2,5 \cdot 0,55 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 14}{1,25} \cdot 10^{-3} = 212 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 127 \text{ kN}$$

$$\text{con } k = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{150}{29} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{90}{29} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,50$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{50}{3 \cdot 29}; \frac{70}{3 \cdot 29} - 0,25; \frac{1.000}{510}; 1 \right\} = 0,55$$

Verifica a rifollamento dei coprigiunti

La resistenza a rifollamento dell'anima risulta:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / Y_{M2} = \frac{2,5 \cdot 0,40 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 2 \cdot 12}{1,25} \cdot 10^{-3} = 264 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 127 \text{ kN}$$

$$\text{con } k = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{70}{29} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{90}{29} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,50$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{35}{3 \cdot 29}; \frac{70}{3 \cdot 29} - 0,25; \frac{1.000}{510}; 1 \right\} = 0,40$$

Verifica anima forata superiore

$$\sigma_{s,anima,sup} = \frac{S_{sup}}{A_{net}} = \frac{353 \cdot 10^2}{(43 - 4 \cdot 2,9) \cdot 1,4} = 803 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s,cgt} = \frac{S_{sup}}{A_{net}} = \frac{353 \cdot 10^2}{(43 + 1,4 - 8 - 4 \cdot 2,9) \cdot 2 \cdot 1,2} = 593 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica anima forata inferiore

$$\sigma_{s,anima,inf} = \frac{S_{inf}}{A_{net}} = \frac{95 \cdot 10^2}{(65,1 - 43 - 1 \cdot 2,9) \cdot 1,4} = 353 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s,cgt} = \frac{S_{sup}}{A_{net}} = \frac{95 \cdot 10^2}{(65,1 - 43 + 3,5 - 12 - 1 \cdot 2,9) \cdot 2 \cdot 1,2} = 370 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

5.9 Verifica giunto del traverso di spalla con la trave principale

Il traverso scarica sulla trave principale nella combinazione di carico SLU con vento dominante un'azione di taglio pari a:

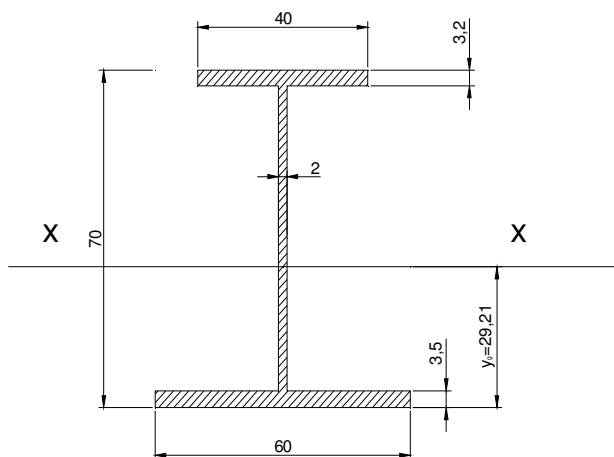
$$V_{Ed} = 1,35 \cdot (41 + 146) + 1,50 \cdot 78 + 1,35 \cdot 0,75 \cdot 660 + 1,50 \cdot 30 = 1.083 \text{ kN}$$

Oltre al taglio si deve considerare il momento flettente dovuto agli effetti del vento, del carico instabilizzante della piattabanda compressa ed i momenti flettenti negativi derivanti dalla statica globale (combinazione SLU con vento dominante):

$$M_{Ed} = -M_{Inst} - 1,50 \cdot M_{vento} - 1,35 \cdot (M_{acciaio} + M_{soletta}) - 1,50 \cdot M_{permanenti} - 1,35 \cdot 0,75 \cdot M_{acc} =$$

$$= -58 - 1,50 \cdot 77 - 1,35 \cdot (18 + 51) - 1,50 \cdot 28 - 1,35 \cdot 0,75 \cdot 340 = -653 \text{ kNm}$$

Si esegue la verifica con il momento negativo perciò si trascura la presenza della soletta collaborante e si assegna l'intero momento flettente ed il taglio alla sezione metallica del traverso. Nella figura seguente si riporta la sezione metallica del traverso di spalla nella sezione di appoggio sulla trave principale e le sue caratteristiche inerziali.



REGIONI	
Area:	464.6000
Perimetro:	336.0000
Casella di delimitazione:	X: -30.0000 -- 30.0000
	Y: -29.2137 -- 40.7863
Baricentro:	X: 0.0000
	Y: 0.0000
Momenti di inerzia:	X: 402003.6053
	Y: 80108.8667
Prodotti di inerzia:	XY: 0.0000
Raggi di girazione:	X: 29.4154
	Y: 13.1311
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:	
	I: 80108.8667 lungo [0.0000 1.0000]
	J: 402003.6053 lungo [-1.0000 0.0000]

I moduli di resistenza elastici (sezione in classe 3) sono i seguenti:

$$W_{sup,fe} = \frac{J_{x-x}}{h - y_G} = \frac{402.004}{70 - 29,21} = 9.856 \text{ cm}^3$$

$$W_{anima,sup} = \frac{J_{x-x}}{h - y_G - t_{f,sup}} = \frac{402.004}{70 - 29,21 - 3,2} = 10.694 \text{ cm}^3$$

$$W_{anima,inf} = \frac{J_{x-x}}{y_G - t_{f,inf}} = \frac{402.004}{29,21 - 3,5} = 15.636 \text{ cm}^3$$

$$W_{inf,fe} = \frac{J_{x-x}}{y_G} = \frac{402.004}{29,21} = 13.763 \text{ cm}^3$$

Le tensioni agenti si calcolano come segue:

$$\sigma_{\text{sup,fe}} = -\frac{M_{\text{Ed}}}{W_{\text{sup,fe}}} = -\frac{653 \cdot 10^4}{9.856} = -663 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{anima,sup}} = -\frac{M_{\text{Ed}}}{W_{\text{anima,sup}}} = -\frac{653 \cdot 10^4}{10.694} = -611 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{anima,inf}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{W_{\text{anima,inf}}} = \frac{653 \cdot 10^4}{15.636} = 418 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf,fe}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{W_{\text{inf,fe}}} = \frac{653 \cdot 10^4}{13.763} = 474 \text{ daN/cm}^2$$

Lo sforzo assiale nella piattabanda superiore risulta:

$$N_{\text{ptb,sup}} = -\frac{\sigma_{\text{sup,fe}} + \sigma_{\text{anima,sup}}}{2} \cdot A_{\text{ptb}} = -\frac{663 + 611}{2} \cdot 40 \cdot 3,2 \cdot 10^{-2} = -815 \text{ kN}$$

Lo sforzo assiale nella piattabanda inferiore risulta:

$$N_{\text{ptb,inf}} = \frac{\sigma_{\text{inf,fe}} + \sigma_{\text{anima,inf}}}{2} \cdot A_{\text{ptb}} = \frac{418 + 474}{2} \cdot 60 \cdot 3,5 \cdot 10^{-2} = 937 \text{ kN}$$

La distanza tra lembo inferiore della piattabanda superiore e asse neutro della sezione è:

$$x = \frac{\sigma_{\text{anima,sup}}}{\sigma_{\text{anima,sup}} - \sigma_{\text{anima,inf}}} h_{\text{anima}} = 38 \text{ cm}$$

Lo scorrimento superiore risulta:

$$S_{\text{sup}} = \frac{1}{2} \cdot t_w \cdot x \cdot \sigma_{\text{anima,sup}} = \frac{1}{2} \cdot 2,0 \cdot 38 \cdot 611 \cdot 10^{-2} = 232 \text{ kN}$$

Lo scorrimento inferiore risulta:

$$S_{\text{inf}} = \frac{1}{2} \cdot t_w \cdot (h_w - x) \cdot \sigma_{\text{anima,inf}} = \frac{1}{2} \cdot 2,0 \cdot (63,3 - 38) \cdot 418 \cdot 10^{-2} = 106 \text{ kN}$$

5.9.1 Coprigiunto superiore

Il coprigiunto superiore è costituito da un piatto 400x32 mm saldato all'anima della trave e connesso all'ala superiore del traverso mediante quattro piatti 150x20 mm.

Si dispongono 12+12 M27 classe 10.9 in DOPPIA SEZIONE per cui:

Verifica a scorrimento bulloni

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{ptb,sup}}{12} = \frac{815}{12} = 68 \text{ kN}$$

La resistenza a scorrimento di un bullone M27 classe 10.9 in doppia sezione risulta:

$$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot \frac{0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}{Y_{M3}} = 2 \cdot 0,3 \cdot \frac{0,7 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 154,2 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Verifica a taglio bulloni

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{ptb,sup}}{12} = \frac{815}{12} = 68 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio di un bullone M27 classe 10.9 in doppia sezione risulta:

$$F_{v,Rd} = n \cdot 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{Y_{M2}} = 2 \cdot 0,50 \cdot \frac{459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,2 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Verifica piattabanda forata

$$\text{Essendo: } \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_t}{Y_{M2}} = \frac{0,9 \cdot (40 \cdot 3,2 - 2 \cdot 3,2 \cdot 2,9) \cdot 5.100}{1,25} \cdot 10^{-2} = 4.019 \text{ kN} < \frac{A_f \cdot f_{yk}}{Y_{M0}} = 4.327 \text{ kN}$$

si procede a verificare la piattabanda forata:

$$\sigma_{s,ptb} = \frac{N_{ptb,sup}}{A_{net}} = \frac{815 \cdot 10^2}{(40 - 2 \cdot 2,9) \cdot 3,2} = 744 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s,cgt} = \frac{N_{ptb,sup}}{A_{net}} = \frac{815 \cdot 10^2}{4 \cdot (15 - 2 \cdot 2,9) \cdot 2,0} = 1.107 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica a rifollamento piatto spessore 32 mm

La resistenza a rifollamento risulta:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{1,68 \cdot 0,68 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 32}{1,25} \cdot 10^{-3} = 403 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 68 \text{ kN}$$

$$\text{con } k = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{59}{29} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{70}{29} - 1,7; 2,5 \right\} = 1,68$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{70}{3 \cdot 29}; \frac{81}{3 \cdot 29} - 0,25; \frac{1.000}{510}; 1 \right\} = 0,68$$

5.9.2 Coprigiunto inferiore

Il coprigiunto inferiore è costituito da un piatto di spessore 40mm che funge anche da contropiastra per l'appoggio bullonato all'ala inferiore della trave principale e all'ala inferiore del traverso.

Si dispongono 30+18 M27 classe 10.9 in SEMPLICE SEZIONE per cui:

Verifica a scorrimento bulloni

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{ptb,inf}}{12} = \frac{937}{18} = 52 \text{ kN}$$

La resistenza a scorrimento di un bullone M27 classe 10.9 in semplice sezione risulta:

$$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot \frac{0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}{Y_{M3}} = 1 \cdot 0,3 \cdot \frac{0,7 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 77,1 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Verifica a taglio bulloni

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{ptb,inf}}{12} = \frac{937}{18} = 52 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio di un bullone M27 classe 10.9 in semplice sezione risulta:

$$F_{v,Rd} = n \cdot 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{Y_{M2}} = 1 \cdot 0,50 \cdot \frac{459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 183,6 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Verifica piattabanda forata

Essendo:

$$\frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_t}{Y_{M2}} = \frac{0,9 \cdot (60 \cdot 3,5 - 3 \cdot 3,5 \cdot 2,9) \cdot 5.100}{1,25} \cdot 10^{-2} = 6.593 \text{ kN} < \frac{A_f \cdot f_{yk}}{Y_{M0}} = 7.100 \text{ kN}$$

si deve verificare la piattabanda forata:

$$\sigma_{s,ptb} = \frac{N_{ptb,inf}}{A_{net}} = \frac{937 \cdot 10^2}{(60 - 3 \cdot 2,9) \cdot 3,5} = 522 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s,cgt} = \frac{N_{ptb,inf}}{A_{net}} = \frac{937 \cdot 10^2}{(60 - 5 \cdot 2,9) \cdot 4,0} = 515 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica a rifollamento della piattabanda inferiore del traverso

La resistenza a rifollamento risulta:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,40 \cdot 0,68 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 35}{1,25} \cdot 10^{-3} = 629 \text{ kN} \quad > F_{v,Ed} = 52 \text{ kN}$$

$$\text{con } k = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{75}{29} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{85}{29} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,40$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{60}{3 \cdot 29}; \frac{81}{3 \cdot 29} - 0,25; \frac{1.000}{510}; 1 \right\} = 0,68$$

5.9.3 Coprigiunto d'anima

Il coprigiunto d'anima è costituito da due piatti 500x412x12mm che collegano l'anima del traverso e l'irrigidimento trasversale della trave principale.

Si dispongono 12+12 M27 classe 10.9 in DOPPIA SEZIONE sull'anima del traverso e sull'irrigidimento trasversale.

La distanza tra lembo inferiore della piattabanda superiore e asse neutro della sezione del traverso è:

$$x = 38 \text{ cm}$$

Il numero di bulloni sopra all'asse neutro è $n = 4$.

Il numero di bulloni sotto all'asse neutro è $n = 2$.

Lo scorrimento superiore risulta:

$$S_{\text{sup}} = 232 \text{ kN}$$

La massima azione di taglio per effetto dello scorrimento superiore vale:

$$F_{v,Ed,max} = \frac{S_{\text{sup}}}{\frac{\sum_{i=1}^n d_i}{d_{\text{max}}}} = \frac{232}{\frac{2 \cdot (25,2 + 17,2 + 9,2 + 1,2)}{25,2}} = 55 \text{ kN}$$

Lo scorrimento inferiore risulta:

$$S_{\text{inf}} = 106 \text{ kN}$$

La massima azione di taglio per effetto dello scorrimento inferiore vale:

$$F_{v,Ed,max} = \frac{S_{\text{inf}}}{\frac{\sum_{i=1}^n d_i}{d_{\text{max}}}} = \frac{106}{\frac{2 \cdot (14,8 + 6,8)}{14,8}} = 36 \text{ kN}$$

Quindi il massimo taglio su un bullone per scorrimento vale:

$$F_{v,Ed,S} = 55 \text{ kN}$$

Il massimo taglio su un bullone per effetto del taglio globale vale:

$$F_{v,Ed,V} = \frac{V_{Ed}}{n} = \frac{1.083}{12} = 90 \text{ kN}$$

Il taglio combinato vale quindi:

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{v,Ed,V}^2 + F_{v,Ed,S}^2} = \sqrt{90^2 + 55^2} = 106 \text{ kN}$$

Verifica a scorrimento bulloni

$$F_{v,Ed} = 106 \text{ kN}$$

La resistenza a scorrimento di un bullone M27 classe 10.9 in doppia sezione risulta:

$$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot \frac{0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}{Y_{M3}} = 2 \cdot 0,3 \cdot \frac{0,7 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 154,2 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Verifica a taglio bulloni

$$F_{v,Ed} = 106 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio di un bullone M27 classe 10.9 in doppia sezione risulta:

$$F_{v,Rd} = n \cdot 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{Y_{M2}} = 2 \cdot 0,50 \cdot \frac{459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,2 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Verifica a rifollamento dell'anima del traverso

La resistenza a rifollamento dell'anima risulta:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / Y_{M2} = \frac{2,16 \cdot 0,57 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 20}{1,25} \cdot 10^{-3} = 271 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 106 \text{ kN}$$

$$\text{con } k = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{160}{29} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{80}{29} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,16$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{50}{3 \cdot 29}; \frac{81}{3 \cdot 29} - 0,25; \frac{1.000}{510}; 1 \right\} = 0,57$$

Verifica a rifollamento dei coprigiunti

La resistenza a rifollamento dell'anima risulta:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / Y_{M2} = \frac{2,16 \cdot 0,68 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 2 \cdot 12}{1,25} \cdot 10^{-3} = 388 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 106 \text{ kN}$$

$$\text{con } k = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{50}{29} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{80}{29} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,16$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{70}{3 \cdot 29}; \frac{81}{3 \cdot 29} - 0,25; \frac{1.000}{510}; 1 \right\} = 0,68$$

Verifica anima forata superiore

$$\sigma_{s,anima,sup} = \frac{S_{sup}}{A_{net}} = \frac{232 \cdot 10^2}{(38 - 4 \cdot 2,9) \cdot 2,0} = 439 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s,cgt} = \frac{S_{sup}}{A_{net}} = \frac{232 \cdot 10^2}{(38 + 3,2 - 11 - 4 \cdot 2,9) \cdot 2 \cdot 1,2} = 520 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica anima forata inferiore

$$\sigma_{s,anima,inf} = \frac{S_{inf}}{A_{net}} = \frac{106 \cdot 10^2}{(63,3 - 38 - 2 \cdot 2,9) \cdot 2,0} = 272 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s,cgt} = \frac{S_{sup}}{A_{net}} = \frac{106 \cdot 10^2}{(63,3 - 38 + 3,5 - 9 - 2 \cdot 2,9) \cdot 2 \cdot 1,2} = 315 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

5.10 Verifiche dei controventi

5.10.1 Controventi di piano

I controventi d'impalcato, vista la loro posizione a ridosso dell'intradosso delle travi, non hanno la funzione di stabilizzare la piattabanda superiore compressa delle travi principali; tale funzione è invece ricoperta dagli irrigidimenti verticali intermedi, opportunamente dimensionati a tal fine.

I controventi di piano vengono dimensionati quindi per poter assorbire il carico del vento in fase di montaggio del ponte.

Il carico del vento in fase di montaggio, coincide con il carico del vento a ponte scarico ed è stato calcolato al paragrafo 4.7.5.1 della presente relazione di calcolo.

Si considerano quindi le seguenti forze esercitate dal vento in fase di montaggio.

Concio A:

$h = 2,40$ m (valore medio)

$$H_{\text{Trave1}} = p_{\text{Sc}} \cdot h = 118,2 \cdot 2,40 \cdot 10^{-2} = 2,84 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{Trave2}} = \mu \cdot p_{\text{Sc}} \cdot h = 0,54 \cdot 118,2 \cdot 2,40 \cdot 10^{-2} = 1,53 \text{ kN/m}$$

Concio B:

$h = 2,92$ m (valore medio)

$$H_{\text{Trave1}} = p_{\text{Sc}} \cdot h = 118,2 \cdot 2,92 \cdot 10^{-2} = 3,45 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{Trave2}} = \mu \cdot p_{\text{Sc}} \cdot h = 0,54 \cdot 118,2 \cdot 2,92 \cdot 10^{-2} = 1,86 \text{ kN/m}$$

Concio C:

$h = 3,16$ m (valore medio)

$$H_{\text{Trave1}} = p_{\text{Sc}} \cdot h = 118,2 \cdot 3,16 \cdot 10^{-2} = 3,74 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{Trave2}} = \mu \cdot p_{\text{Sc}} \cdot h = 0,54 \cdot 118,2 \cdot 3,16 \cdot 10^{-2} = 2,02 \text{ kN/m}$$

Tali carichi vengono assegnati alle travi nel modello di calcolo, come carichi distribuiti per unità di lunghezza ai diversi conci.

Il modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento dei controventi superiori è il seguente. Oltre ad avere inserito i controventi di montaggio come elementi frame si sono modellati gli isolatori elastomerici come molle di opportuna rigidezza.

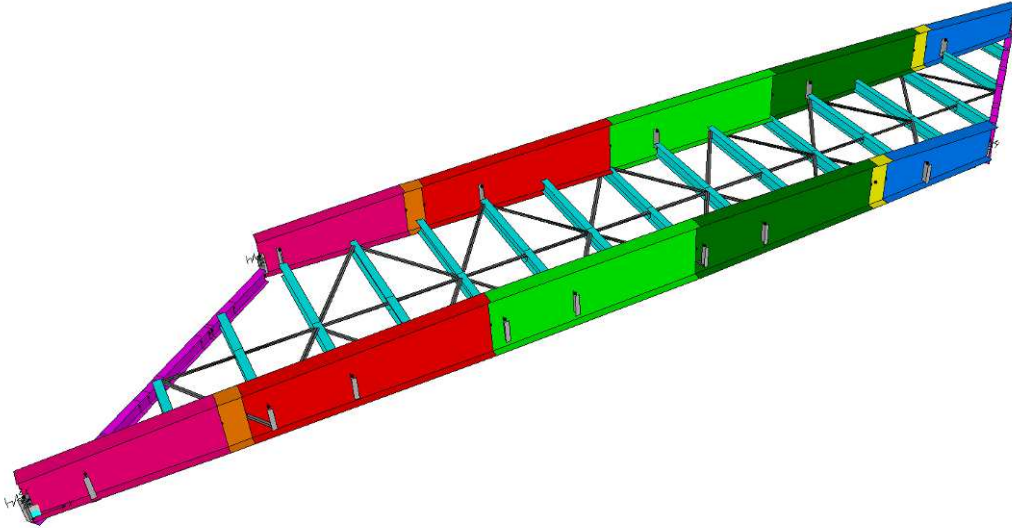


Figure 5.12: Modellazione controventi superiori

È stata successivamente valutata l'azione assiale agente sui profili di tipo **L100x10**:

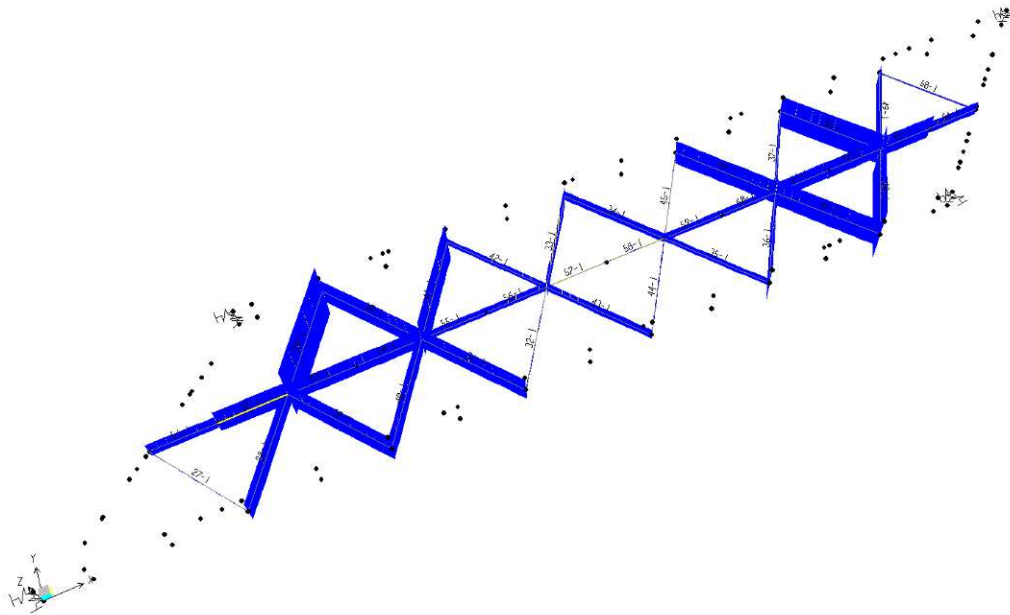


Figure 5.13: Diagramma dell'azione assiale

Da tale modellazione si assume il valore massimo di azione assiale (compressione e trazione uguali in valore assoluto) dovuta al vento in fase di montaggio non fattorizzato, di azione di compressione pari a:

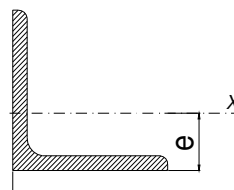
$$N_{Ed} = 54 \text{ kN}$$

VERIFICA CONTROVENTI

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	19,15
Distanza e (cm)	2,82
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	176,70
Distanza profilo d (cm)	1,00
Interasse calastrelli (cm)	70,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,04
Snellezza dir X-X	189
Raggio d'inerzia y-y (cm)	4,50
Raggio d'inerzia min (cm)	1,95
Snellezza dir Y-Y	133

L100x10



Lunghezza elemento (cm)	576
-------------------------	-----

Il valore di N_{Ed} opportunamente combinato con i relativi coefficienti moltiplicativi è pari a:

$$N_{Ed} = N_{Ed} \cdot \gamma_{G1} = 54 \cdot 1,50 = 81 \text{ kN}$$

5.10.1.1 Verifica profilo

VERIFICA A COMPRESSIONE DEI CONTROVENTI DI MONTAGGIO

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO 2L 100x10	Valore	u.d.m.
b=h	lunghezza ala	100	mm
t	spessore ala	10	mm
	rapporto (b+h)/2t	10,00	
	tipo di acciai	S	
f_{yk}	tensione caratteristica	355	N/mm ²
ϵ	coefficiente	0,81	
	classe del profilo	4	

VERIFICA A STABILITÀ PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ_x	snellezza direzione x-x	189	
λ_y	snellezza direzione y-y	133	
A	area lorda di un profilo	1.915	mm ²
A_{eff}	area efficace di un profilo	1.915	mm ²
σ_{cr}	sforzo critico euleriano	58	N/mm ²

Carico critico elastico =	$N_{cr} =$	222.226	N
Snellezza adimensionale	$\lambda' =$	2,474	
Fattore di imperfezione	$\alpha =$	0,34	
Fattore adimensionale	$\Phi =$	3,946	
Coefficiente per instabilità	$\chi =$	0,142	

	Azione normale di progetto	Valore	u.d.m.
N_{Ed}	Azione normale di progetto	81,00	kN
γ_{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
$N_{b,Rd}$	Resistenza dell'asta compressa	176	kN

Verifica: $N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 0,460$

VERIFICA SODDISFATTA

5.10.1.2 Verifica collegamento bullonato

Si dispongono 4 Bulloni M24 in SEMPLICE sezione classe 10.9.

Verifica bulloni a taglio

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{Ed}}{4} = \frac{81}{4} = 20 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio dei bulloni:}$$

$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{Y_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{353 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 141,20 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{v,Rd}}{F_{v,Ed}} = \frac{141,20}{20} = 7,06 \quad \text{la sezione è verificata}$$

Verifica bulloni ad attrito

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{Ed}}{4} = \frac{81}{4} = 20 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza ad attrito dei bulloni:}$$

$$F_{s,Rd} = \mu \cdot \frac{F_{p,c}}{Y_{M2}} = 0,30 \cdot \frac{0,70 \cdot 353 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 59,31 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{s,Rd}}{F_{v,Ed}} = \frac{59,31}{20} = 2,97 \quad \text{la sezione è verificata}$$

Verifica a rifollamento dell'angolare

Assumendo:

$$e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 60 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 75 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,64 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

$$\text{Il valore di } F_{v,Ed} = \frac{N_{Ed}}{4} = \frac{81}{4} = 20 \text{ kN}$$

è minore della resistenza a rifollamento della piastra calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{B,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{Y_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,64 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 10}{1,25} \cdot 10^{-3} = 157 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{B,Rd}}{F_{v,Ed}} = \frac{157}{20} = 7,85 \quad \text{la sezione è verificata}$$

Verifica piattabanda forata

Si verifica la sezione resistente del controvento al netto dei fori poichè:

$$\frac{0,9 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_t}{Y_{M2}} = \frac{0,9 \cdot (2 \cdot 19,15 - 2 \cdot 2,6 \cdot 1,0) \cdot 5.100 \cdot 10^{-2}}{1,25} = 1.215 \text{ kN} < \frac{A_f \cdot f_{yk}}{Y_{M0}} = 1.295 \text{ kN}$$

Il valore massimo di trazione N_{Ed} opportunamente combinato con i relativi coefficienti moltiplicativi è pari a:

$$N_{Ed} = N_{Ed} \cdot \gamma_{G1} = 54 \cdot 1,50 = 81 \text{ kN}$$

Si procede alla verifica della lamiera forata.

$$\sigma_{s,ptb} = \frac{N_{Ed}}{A_{\text{net}}} = \frac{81 \cdot 10^2}{(2 \cdot 19,15 - 2 \cdot 2,6 \cdot 1,0)} = 245 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{Y_{M0}} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

6 VERIFICHE PARTICOLARI

6.1 Verifica dei connettori

I connettori assicurano l'aderenza tra i traversi metallici e la soletta d'impalcato; essi sono pertanto sollecitati a scorrimento, il quale è massimo quando è massima l'azione di taglio. Si riportano di seguito le verifiche nelle sezioni più significative.

6.1.1 Resistenze di calcolo dei connettori

d_p diametro dei pioli = 2,2 cm

h_{sc} altezza efficace dei pioli = $0,6 \times h_s = 150$ mm

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

f_{ck} resistenza caratteristica del calcestruzzo = $0,83 \times 40 = 33,20$ N/mm²

f_y tensione di rottura minima dell'acciaio dei pioli = 450 N/mm²

γ_v coefficiente 1,25 allo stato ultimo.

La resistenza allo Stato limite ultimo è data dal minore dei valori ottenuti con le seguenti espressioni:

Crisi lato calcestruzzo:

$$P_{Rd2} \text{ (kN)} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0,5} / \gamma_v \cdot 10^{-3} = 118,67 \text{ kN} \quad (\text{espressione 4.3.7 NTC 2008})$$

Crisi lato acciaio:

$$P_{Rd1} \text{ (kN)} = 0,8 \cdot f_y \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / \gamma_v \cdot 10^{-3} = 109,48 \text{ kN} \quad (\text{espressione 4.3.8 NTC 2008})$$

Per le verifiche allo SLE: $P_{d adm} = \min(P_{Rd1}; P_{Rd2}) \cdot 0,60 \cong 65,50$ kN/piolo

6.1.2 Caratteristiche geometriche

6.1.2.1 Traverso di campata – Sezione di appoggio

Si esegue la verifica dei connettori sul traverso in corrispondenza della sezione di appoggio sulla trave; si riportano le caratteristiche geometriche della sezione resistente.

$$n=18,89 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{20 \cdot 210}{18,89} \cdot \left(70 + 5 + \frac{20}{2} - 51,64\right)}{675.269} = 1,0984 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=6,30 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{20 \cdot 210}{6,30} \cdot \left(70 + 5 + \frac{20}{2} - 67,18\right)}{954.189} = 1,2450 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^{-1}$$

6.1.2.2 Traverso di spalla – Sezione di appoggio

Si esegue la verifica dei connettori sul traverso in corrispondenza della sezione di appoggio sulla trave; si riportano le caratteristiche geometriche della sezione resistente.

$$n=18,89 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{20 \cdot 100}{18,89} \cdot \left(70 + 5 + \frac{20}{2} - 39,57\right)}{673.879} = 7,1377 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=6,30 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{20 \cdot 100}{6,30} \cdot \left(70 + 5 + \frac{20}{2} - 51,86\right)}{999.512} = 1,0525 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^{-1}$$

6.1.3 Azioni sui pioli

6.1.3.1 Traverso di campata – Sezione di appoggio

CARICHI PERMANENTI E ACCIDENTALI

Le azioni massime di taglio in corrispondenza dell'appoggio sulla trave sono:

carichi permanenti	$V = 7 \text{ kN}$
carichi accidentali	$V = 575 \text{ kN}$
carichi da vento	$V = 5 \text{ kN}$

Lo scorrimento risulta:

$$s_{\text{taglio}} = V_{\text{SLE}} \cdot \frac{S^*}{J} = (7 \cdot 1,0984 + (575 + 5) \cdot 1,2450) \cdot 10^{-2} \cdot 100 = 730 \text{ kN/m}$$

I pioli sono disposti su 3 file ad interasse 20 cm, pertanto l'azione massima su ciascun piolo risulta:

$$P_{\text{max}} = \frac{730}{3 \cdot \frac{100}{20}} = 48,61 \text{ kN/piolo} < P_{\text{d adm}} = 65,5 \text{ kN}$$

6.1.3.2 Traverso di spalla – Sezione di appoggio

CARICHI PERMANENTI E ACCIDENTALI

Le azioni massime di taglio in corrispondenza dell'appoggio sulla trave sono:

carichi permanenti	$V = 78 \text{ kN}$
carichi accidentali	$V = 660 \text{ kN}$
carichi da vento	$V = 32 \text{ kN}$

Lo scorrimento risulta:

$$s_{\text{taglio}} = V_{\text{SLE}} \cdot \frac{S^*}{J} = (78 \cdot 7,1377 + (660 + 32) \cdot 10,525) \cdot 10^{-3} \cdot 100 = 784 \text{ kN/m}$$

I pioli sono disposti su 3 file ad interasse 20 cm, pertanto l'azione massima su ciascun piolo risulta:

$$P_{\text{max}} = \frac{784}{3 \cdot \frac{100}{20}} = 52,24 \text{ kN/piolo} < P_{\text{d adm}} = 65,5 \text{ kN}$$

6.2 Verifica di stabilità a taglio

Si valuta la resistenza a taglio dei pannelli d'anima in accordo con il capitolo 5 dell'UNI EN 1993-1-5. Questa sezione fornisce i criteri per la valutazione della resistenza a taglio di pannelli considerando l'instabilità per taglio allo stato limite ultimo, nel caso in cui risultino soddisfatti i seguenti criteri:

- I pannelli devono essere rettangolari;
- gli irrigidimenti, se presenti, sono disposti in direzione longitudinale e/o trasversale;
- fori e "ritagli" devono avere dimensione ridotta;
- gli elementi devono avere sezione uniforme.

Per piastre con h_w / t maggiore di $\frac{72}{\eta} \xi$ (per anime non irrigidite), o maggiore di $\frac{31}{\eta} \xi \sqrt{k_t}$ (per anime irrigidite) si rende necessaria la valutazione della resistenza a taglio, nonché la presenza di irrigidimenti trasversali agli appoggi.

Dove:

- $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y [\text{N/mm}^2]}}$;
- h_w altezza del pannello d'anima;
- $\eta = 1,20$ per acciai da S235 a S460, $\eta = 1,00$ per tutti gli altri tipi di acciaio.

Per anime irrigidite e non la resistenza a taglio può essere assunta pari alla somma tra contributo delle flange e delle piattabande:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

Dove il contributo dell'anima è pari a:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

Considerando V_{Ed} il valore di taglio di progetto, la verifica è eseguita come segue:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

6.2.1 Contributo dell'anima

Il fattore χ_w che tiene conto del contributo dell'anima nella valutazione della resistenza per instabilità a taglio, può essere ottenuto mediante la tabella di seguito riportata, sia per il caso di irrigidimenti trasversali presenti solo agli appoggi, sia che siano presenti irrigidimenti trasversali intermedi.

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

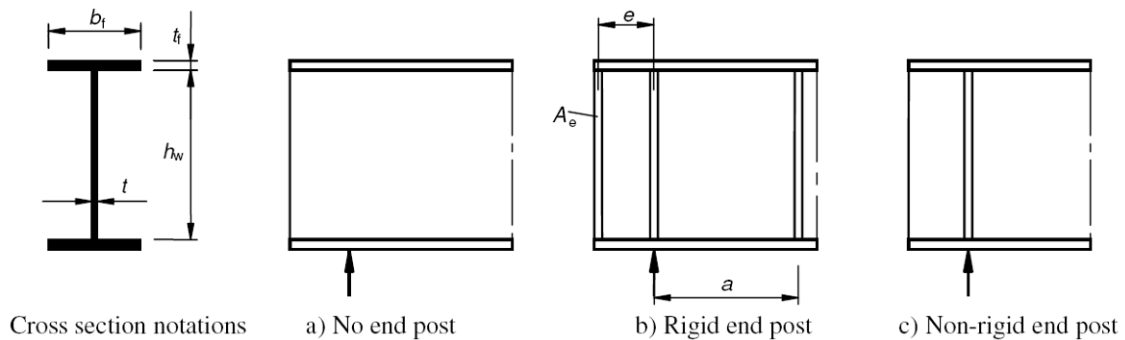


Figure 6.1: Tipi di irrigidimento verticale

Dove:

$$- \bar{\lambda}_w = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}$$

$$- \tau_{cr} = k_\tau \sigma_E = k_\tau \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{h_w} \right)^2$$

k_τ è il minimo valore del coefficiente di instabilità per taglio del pannello d'anima.

1 Rigid end post

2 Non-rigid end post

3 Range of recommended

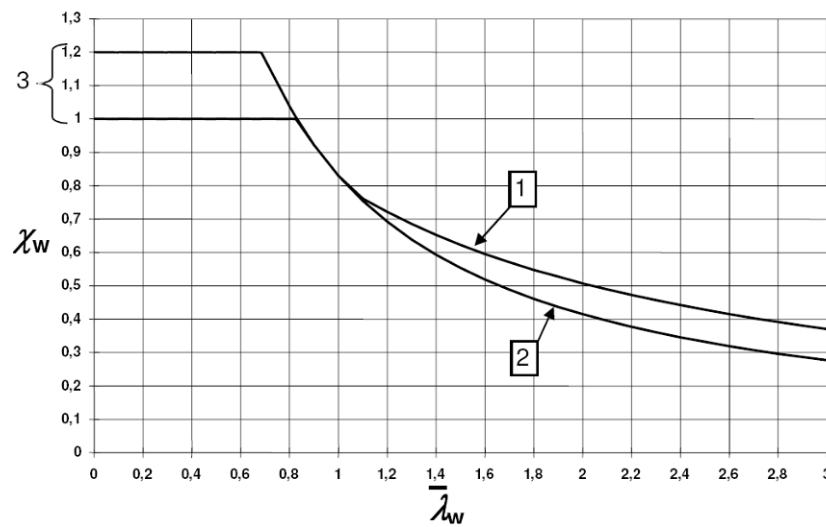


Figure 6.2: Fattore χ_w

Per anime dotate di irrigidimenti longitudinali il parametro di snellezza non deve essere minore di:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37,4 \cdot t \cdot \xi \cdot \sqrt{k_{ti}}}$$

Dove h_{wi} e k_{wi} sono riferiti al sottopannello avente maggiore snellezza.

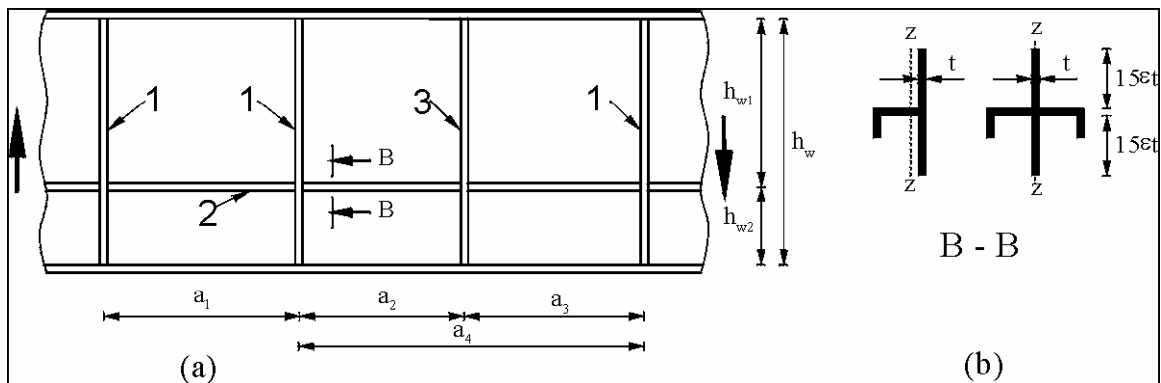


Figure 6.3: Anime con irrigidimenti trasversali e longitudinali

- 1 Rinforzo trasversale rigido
- 2 Rinforzo longitudinale
- 3 Rinforzo trasversale non rigido

UNI EN 1993-1-5 fornisce l'espressioni per la valutazione del coefficiente K_τ per i due seguenti casi:

- Pannelli d'anima irrigiditi solo trasversalmente;
- Pannelli d'anima irrigiditi sia longitudinalmente che trasversalmente.

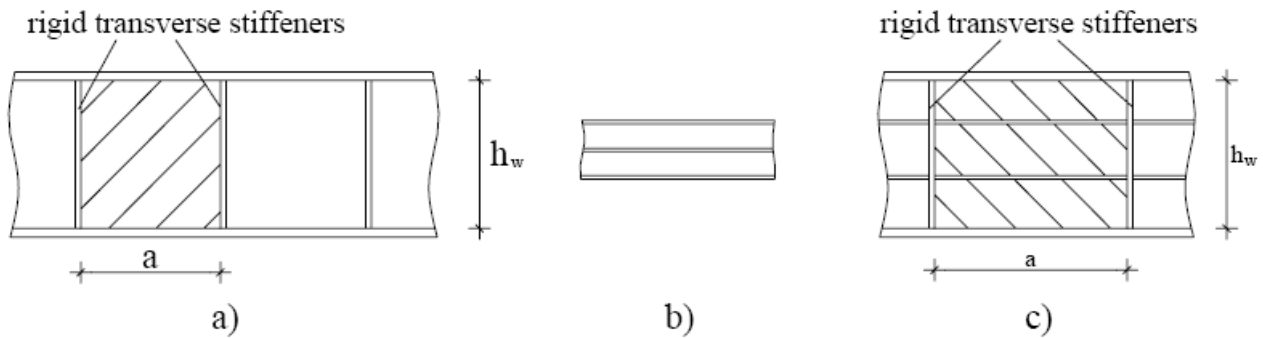


Figure 6.4: Differenziazione dei pannelli d'anima per il calcolo di k_τ

Pannelli d'anima irrigiditi solo trasversalmente

$$K_\tau = 5,34 + \frac{4,00}{\alpha^2} \quad \text{con} \quad \alpha \geq 1,0$$

$$K_\tau = 4,00 + \frac{5,34}{\alpha^2} \quad \text{con} \quad \alpha < 1,0$$

Dove:

$$\alpha = a/h_w.$$

Pannelli d'anima irrigiditi sia longitudinalmente che trasversalmente

Per una piastra irrigidita longitudinalmente si fa riferimento all'espressione approssimata:

$$k_\tau = 5,34 + 1,36 \cdot \sqrt[3]{\gamma}$$

Dove:

$$\gamma = \frac{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_{sl}}{h_w \cdot t^3} = 10,92 \cdot \frac{I_{sl}}{h_w \cdot t^3} \quad \text{è la rigidezza flessionale del rinforzo fuori piano.}$$

Nel caso in cui gli irrigidimenti trasversali siano ravvicinati vengono assunte le seguenti espressioni:

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} + \frac{3,45 \cdot \gamma^{3/4}}{\alpha^2} \quad \text{con} \quad \alpha \geq 3$$

$$k_\tau = 4,10 + \frac{6,30 + 0,05 \cdot \gamma}{\alpha^2} + 1,44 \cdot \sqrt[3]{\gamma} \quad \text{con} \quad \alpha < 3$$

Poiché i pannelli d'anima irrigiditi presentano una minor resistenza post critica, I_{sl} viene ridotto ad 1/3, quindi in accordo con le espressioni sopra riportate si ottiene:

Per piastre irrigidite trasversalmente e longitudinalmente:

$$k_{\tau} = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\text{tst}} \quad \text{con} \quad \alpha \geq 1,0$$

$$k_{\tau} = 4,00 + 5,34 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\text{tst}} \quad \text{con} \quad \alpha < 1,0$$

Dove:

$$- k_{\text{tst}} = 9 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \cdot \sqrt{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}\right)^3} \quad \text{non inferiore a} \quad \frac{2,1}{t} \cdot \sqrt{\frac{I_{sl}}{h_w}}$$

- a distanza tra gli irrigidimenti trasversali

- I_{sl} momento d'inerzia della sezione rinforzata rispetto l'asse z (Figura 6.3).

Nel caso di uno o due irrigidimenti longitudinali con $\alpha < 3$, il coefficiente di instabilità per taglio può essere assunto pari a:

$$K_{\tau} = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \cdot \frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}}$$

6.2.2 Contributo delle flange

Nel caso in cui $M_{ed} < M_{f,Rd}$ cioè la presenza della flangia non sia completamente utilizzata per resistere al momento flettente agente, il contributo delle flange può essere valutato come segue:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yp}}{c \cdot \gamma_{M1}} \cdot \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right)$$

Dove:

- b_f, t_f sono rispettivamente larghezza e spessore della flangia avente la minor resistenza assiale (b_f non deve avere larghezza superiore a $15\xi t_f$ per ciascun lato dell'anima).
- $M_{f,Rd} = \frac{M_{f,K}}{\gamma_{M0}}$ è il momento resistente della sezione trasversale considerando solamente l'area effettiva delle flange.
- $c = a \cdot \left(0,25 + \frac{1,6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_w} \right)$

Nel caso in cui sia presente una forza assiale N_{Ed} il valore di $M_{f,Rd}$ deve essere ridotto moltiplicando per il seguente fattore riduttivo:

$$\eta = 1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf}}{\gamma_{M0}}}$$

Dove A_{f1} e A_{f2} sono le aree delle due flange.

6.3 Verifica degli irrigidimenti in campata

Le verifiche sono condotte secondo quanto affermato nella norma UNI EN 1993-1-5:2007. Si verifica che gli irrigidimenti trasversali ad esclusione di quelli di pila e spalle soddisfino la seguente disuguaglianza:

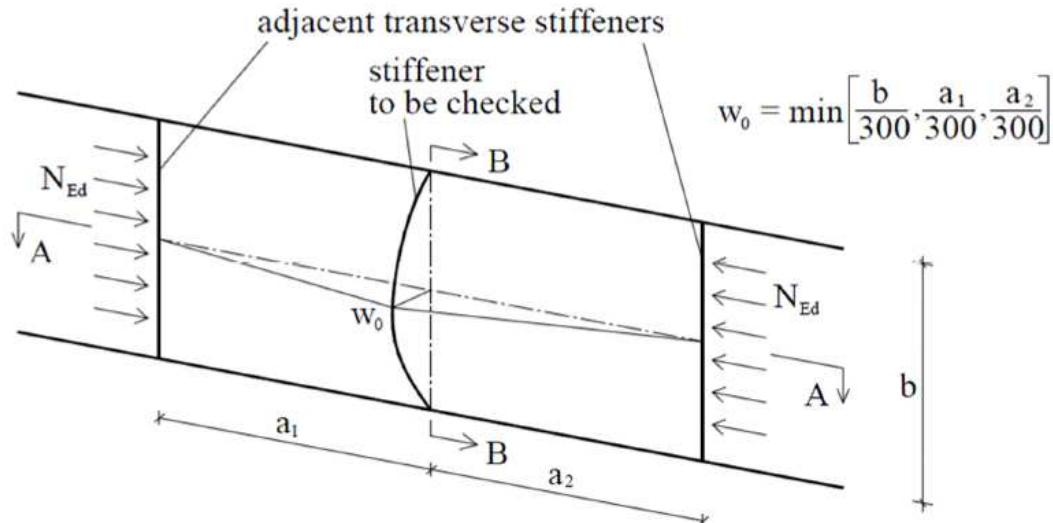
$$I_{st} \geq I_{lim} = \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left(\frac{b}{\pi}\right)^4 \cdot \left(1 + \omega_0 \cdot \frac{300}{b} \cdot u\right)$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \frac{N_{Ed}}{b} \cdot \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right)$$

$$u = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot e_{max} \cdot \gamma_{M1}}{b \cdot 300 \cdot f_y} \geq 1$$

Dove:

- I_{st} è l'inerzia flessionale dell'irrigidente trasversale del piatto verticale e della porzione di anima collaborante calcolata come visto nel paragrafo dedicato alla verifica degli irrigidimenti longitudinali;
- b è l'altezza dell'anima della trave;
- ω_0 è l'amplificazione dell'imperfezione iniziale sinusoidale;
- $\sigma_{cr,c}$ e $\sigma_{cr,p}$ sono rispettivamente la tensione critica di instabilità di colonna e di piastra dell'anima;
- N_{Ed} è la compressione longitudinale.



6.4 Tabulati

Al termine della relazione si riportano in allegato B, le verifiche di stabilità a taglio delle anime delle travi principali e le verifiche di stabilità degli irrigidimenti, sia verticali che orizzontali. I valori degli stati tensionali allo SLU, utilizzati come dati di base, sono reperibili in allegato A.

6.5 Verifiche di stabilità CNR 10011/85 e CNR10030/87

Per completezza si sono eseguite le verifiche di stabilità delle travi, nonché le verifiche degli irrigidimenti longitudinali e trasversali, seguendo la normativa CNR10011/85 e CNR10030/87.

Per la verifica dei pannelli d'anima si procede nel modo seguente.

Individuato il pannello d'anima che si vuole verificare ad instabilità (quello più sollecitato), bisogna in primo luogo garantire che gli irrigidimenti verticali ed orizzontali che delimitano il pannello siano efficaci. In sostanza, si deve in primo luogo verificare che gli irrigidimenti (verticali ed orizzontali) soddisfino particolari requisiti geometrici che garantiscano la loro efficacia.

A questo punto, stabilito che i lati del pannello sono fissi, va verificata la stabilità del pannello stesso.

Al termine della relazione si riportano in allegato C, le verifiche di stabilità delle anime delle travi principali e le verifiche degli irrigidimenti, sia verticali che orizzontali. I valori degli stati tensionali allo SLU, utilizzati come dati di base, sono reperibili in allegato A.

6.6 Verifica dell'attacco tra traverso di spalla e traverso di campata

Il traverso di campata scarica sul traverso di spalla un'azione di taglio pari a:

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot (11 + 90) + 1,50 \cdot 46 + 1,35 \cdot 692 = 1.140 \text{ kN}$$

La connessione è effettuata con un coprigiunto d'anima spessore 12 mm e 12+12 M27 classe 10.9 in DOPPIA SEZIONE.

6.6.1 Coprigiunto d'anima

Verifica a scorrimento bulloni

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n} = \frac{1.140}{12} = 95 \text{ kN}$$

La resistenza a scorrimento di un bullone M27 classe 10.9 in doppia sezione risulta:

$$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot \frac{0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M3}} = 2 \cdot 0,3 \cdot \frac{0,7 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 154,2 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Verifica a taglio bulloni

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n} = \frac{1.140}{12} = 95 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio di un bullone M27 classe 10.9 in doppia sezione risulta:

$$F_{v,Rd} = n \cdot 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot 0,50 \cdot \frac{459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,2 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Verifica a rifollamento dell'anima del traverso

La resistenza a rifollamento dell'anima risulta:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = \frac{2,21 \cdot 0,67 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 14}{1,25} \cdot 10^{-3} = 228 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 95 \text{ kN}$$

$$\text{con } k = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{50}{29} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{81}{29} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,21$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{150}{3 \cdot 29}; \frac{80}{3 \cdot 29} - 0,25; \frac{1.000}{510}; 1 \right\} = 0,67$$

Verifica a rifollamento dei coprigiunti

La resistenza a rifollamento dell'anima risulta:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = \frac{2,21 \cdot 0,57 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 2 \cdot 12}{1,25} \cdot 10^{-3} = 333 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 95 \text{ kN}$$

$$\text{con } k = \min\left\{2,8 \cdot \frac{70}{29} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{81}{29} - 1,7; 2,5\right\} = 2,21$$

$$\alpha = \min\left\{\frac{50}{3 \cdot 29}; \frac{80}{3 \cdot 29} - 0,25; \frac{1.000}{510}; 1\right\} = 0,57$$

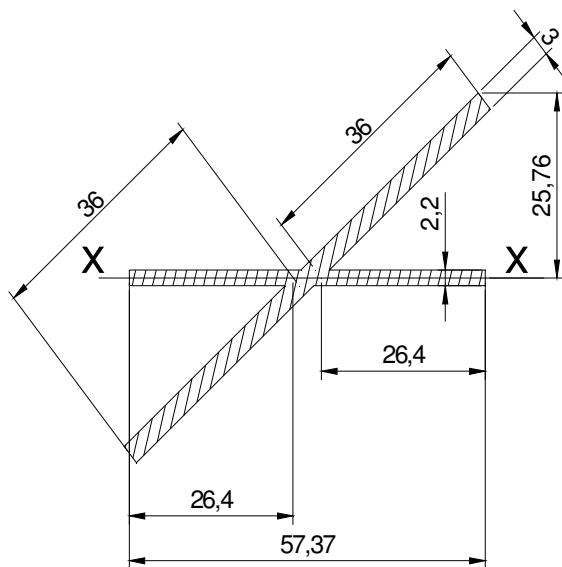
6.7 Verifica degli irrigidimenti agli appoggi

Si procede alla verifica degli irrigidimenti d'appoggio soggetti alla massima azione vincolare in corrispondenza delle spalle.

La sezione resistente è composta dall'anima della trave in corrispondenza della SPALLA, per una lunghezza pari a 12t da entrambi i lati delle nervature trasversali, e da due nervature di irrigidimento; delle nervature di irrigidimento a I si considera solo una porzione efficace di lunghezza 12t.

Delle nervature di irrigidimento non si considera l'area lorda ma una porzione di area.

Si considera collaborante una larghezza di nervatura pari a 12 volte lo spessore della stessa.



----- REGIONI -----

Area:	342.2140
Perimetro:	259.9562
Casella di delimitazione:	X: -29.5094 -- 29.5094
	Y: -25.7553 -- 25.7553
Baricentro:	X: -0.0055
	Y: 0.0000
Momenti di inerzia:	X: 45826.5120
	Y: 96010.4933
Prodotti di inerzia:	XY: 52848.5017
Raggi di girazione:	X: 11.5720
	Y: 16.7498
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:	
	I: 12415.7465 lungo [0.8453 0.5344]
	J: 129421.2483 lungo [-0.5344 0.8453]

Figure 6.5: Sezione trasversale resistente dell'irrigidimento di appoggio

L'azione assiale massima agente sulla nervatura è pari a:

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot (518 + 969) + 1,50 \cdot 566 + 1,35 \cdot (1.206 + 94) + 0,90 \cdot 30 = 4.644 \text{ kN}$$

L'azione resistente vale:

$$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2 \quad f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2 \quad J_{x-x} = 45.827 \text{ cm}^4$$

$$A_{\text{efficace}} = 342,21 \text{ cm}^2 \quad I_0 = 212 \text{ cm} \quad \alpha = 0,49 \quad (\text{curva c}) \quad Y_{M1} = 1,10$$

VERIFICA DI STABILITA'

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot J \cdot E}{I_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 45.827 \cdot 2.100.000}{212^2} \cdot 10^{-2} = 211.334 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{342,21 \cdot 3.550 \cdot 10^{-2}}{211.334}} = 0,240$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,240 - 0,2) + 0,240^2] = 0,538$$

$$X = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0,538 + \sqrt{0,538^2 - 0,240^2}} = 0,980$$

$$N_{b,Rd} = \frac{X \cdot A \cdot f_{yk}}{Y_{M1}} = \frac{0,980 \cdot 342,21 \cdot 3.550}{1,10} \cdot 10^{-2} = 10.821 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{b,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{10.821}{4.644} = 2,33 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

VERIFICA TENSIONALE

$$\rho_{\min} = \sqrt{\frac{J_{\min.}}{A}} = \sqrt{\frac{12.416}{342,21}} = 6,02 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{\rho_{\min}} = \frac{212}{6,02} = 35 \quad \omega = 1,15$$

$$\sigma_{\omega d} = \frac{\omega \cdot N_{Ed}}{A} = \frac{1,15 \cdot 4.644 \cdot 1.000}{34.221} = 156,06 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICA SODDISFATTA

7 STATICA LOCALE DELLA SOLETTA

La soletta in calcestruzzo ha una larghezza di 10,40 m ed uno spessore di 25 cm. Essa è appoggiata tra trasverso e trasverso, quindi l'armatura principale è quella longitudinale, mentre l'armatura di ripartizione è quella trasversale.

7.1 Calcolo delle sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni si effettua con riferimento ad una larghezza della sezione longitudinale di 1 mt.

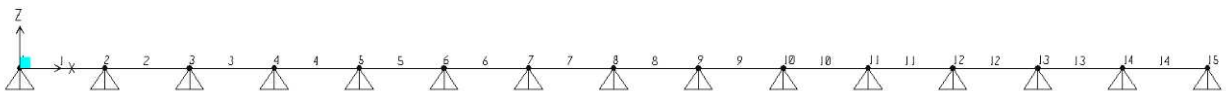
7.1.1 Peso proprio

Al peso proprio della soletta reagiscono i tralicci delle predalle prefabbricate in quanto la fase di getto avverrà senza l'impiego dei puntelli.

CARICHI: $0,25 \cdot 2.500 = 625 \text{ daN/m/m}$

7.1.2 Permanenti e accidentali

Lo schema statico adottato per il calcolo della sollecitazioni è quello di trave continua a 14 campate (pari al n° di campi di luce 3,60 m), su 15 appoggi (rappresentanti i traversi). L'asse trave è modellato con il codice ad elementi finiti "SAP2000" riferendosi ad una profondità unitaria.



Marciapiede sx: $0,185 \cdot 2.500 = 463 \text{ daN/m/m}$

Marciapiede dx: $0,150 \cdot 2.500 = 375 \text{ daN/m/m}$

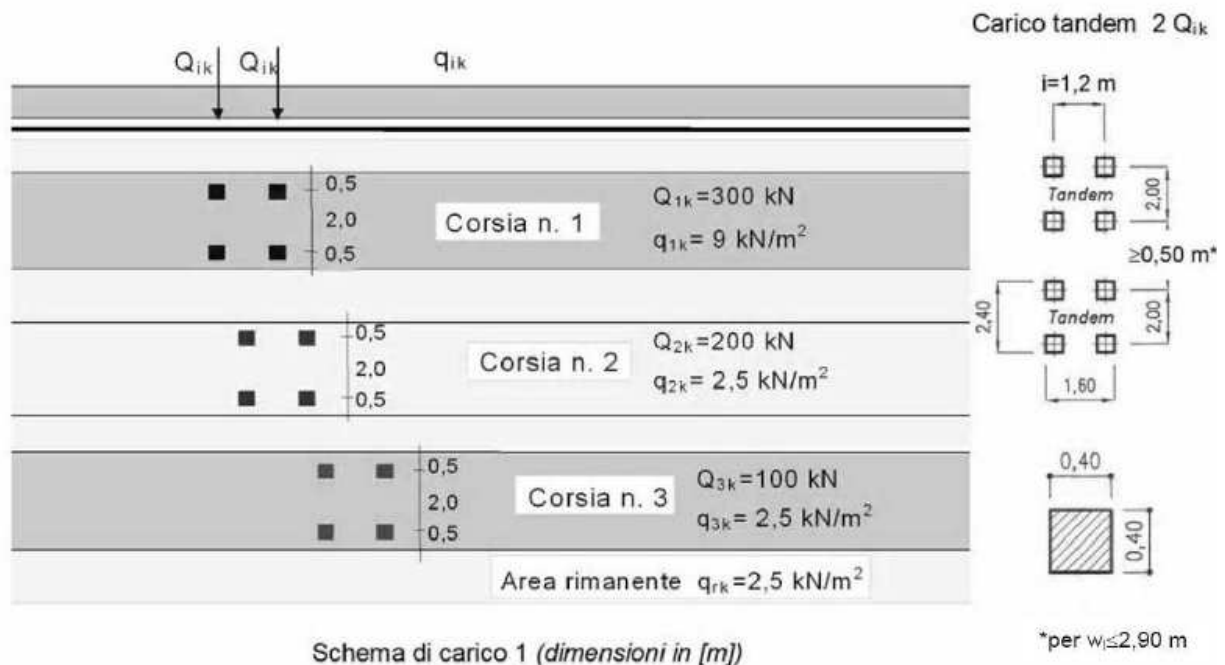
Barriera: 100 daN/m

Pavimentazione: 300 daN/m/m

Si suppone che sulla striscia di calcolo considerata agisca solo il carico relativo alla pavimentazione stradale, trascurando il peso dei cordoli; tale semplificazione è giustificata dal fatto che, essendo i cordoli armati, in corrispondenza di questi ultimi lo spessore e le caratteristiche statiche della soletta sono maggiori e compensano l'incremento di carico permanente.

ACCIDENTALI

Si considera lo Schema di carico 1 previsto dal D.M. 14/01/2008: "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" riportato al paragrafo 5.1.3.3.5 della suddetta norma.



Gli effetti dinamici sono inclusi nei carichi dello Schema di carico 1.

Consideriamo i carichi Q_{1k} e q_{1k} . L'impronta di carico di dimensioni $0,4 \text{ m} \times 0,4 \text{ m}$ viene diffusa a 45° fino al livello dell'asse della soletta considerando che la soletta è alta 25 cm e trascurando a favore di sicurezza lo spessore della pavimentazione.

Si ottiene un'impronta di carico a livello del piano medio della soletta pari a:

$$r = 0,4 + 0,25 = 0,65 \text{ m}$$

I quattro carichi concentrati del carico tandem Q_{1k} sono caratterizzati da:

$$i_t = 2,0 \text{ m} \quad \text{interasse trasversale alla direzione di percorrenza del ponte}$$

$$i_L = 1,2 \text{ m} \quad \text{interasse longitudinale, nella direzione di percorrenza del ponte}$$

Nella figura seguente viene rappresentata la diffusione del carico Q_{1k} attraverso la soletta.

Si ottiene un carico per unità di larghezza pari a:

$$F_{1k} = \frac{Q_{1k}}{(r + i_t) + i_L / 2} = \frac{2 \cdot 150}{(0,65 + 2,00) + 3,60 / 2} = 67,42 \text{ kN/m} = 6.742 \text{ daN/m}$$

dove $0,65 \text{ m}$ è la larghezza impronta, $2,00 \text{ m}$ interasse tandem e $3,60 \text{ m}$ interasse trasversi.

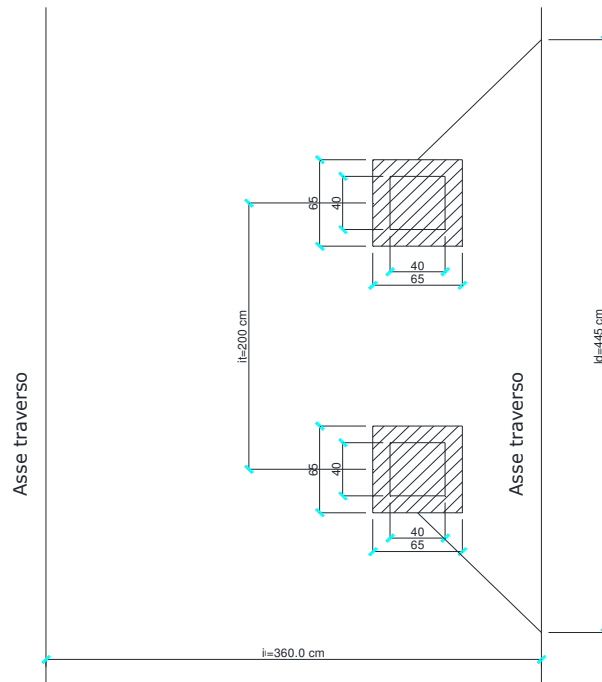


Figura 7.2 – Diffusione dei carichi accidentali $Q1k$ in soletta

Le sollecitazioni dovute ad accidentali si ricavano dal modello in SAP 2000 definendo come carichi mobili due carichi puntuali $F1k$ a distanza 1,20 m e un carico distribuito $q1k = 9,0 \text{ kN/m} = 900 \text{ daN/m}$.

7.1.3 Sollecitazioni

SOLLECITAZIONI FLETTENTI

Con riferimento alla modellazione indicata in figura 3.1, nella seguente tabella sono indicate le sollecitazioni flettenti distinte per elemento strutturale e per condizione di carico.

	Peso proprio (daNm/m)	Permanenti (daNm/m)	Accidentali (daNm/m)
Campata di estremità	629	302	7.541
Campata tipica	355	170	6.251
Continuità	-854	-410	-5.553

SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

Con riferimento alla modellazione indicata in figura 3.1, nella seguente tabella sono indicate le sollecitazioni di taglio distinte per elemento strutturale e per condizione di carico.

	Peso proprio (daN/m)	Permanenti (daN/m)	Accidentali (daN/m)
Campata tipo	1.142	548	12.389

7.2 Verifica a flessione delle armature longitudinali

Di seguito si conducono le verifiche a flessione nelle sezioni più significative indicate in tabella.

7.2.1 Campata tipica

7.2.1.1 Prima fase – Getto del calcestruzzo

In questa fase si considera la struttura costituita dalle sole predelle non ancora solidarizzate al getto in opera.

carichi:

$$\text{peso proprio soletta:} \quad = 0,25 \cdot 2.500 = 625 \text{ daN/m/m}$$

$$\begin{aligned} \text{peso operatori durante il getto} &= 100 \text{ daN/m/m} \\ &= 725 \text{ daN/m/m} \end{aligned}$$

Verifica delle tensioni nel traliccio

$$M = 1,35 \cdot 725 \cdot \frac{3,60^2}{8} = 1.586 \text{ daNm/m} = 624 \text{ daNm/40"}$$

$$\text{ferri superiori (1}\phi 16) \quad \sigma'_{\text{sup.fe}} = \frac{62.400}{16} \cdot \frac{1}{2,01} = 1.940 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{ferri inferiori (2}\phi 14) \quad \sigma'_{\text{inf.fe}} = \frac{62.400}{16} \cdot \frac{1}{2 \cdot 1,54} = 1.266 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica di stabilità dei ferri superiori compressi

$$i_{\phi 16} = 0,40 \text{ cm} \quad l_0 = 20 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{20}{0,40} = 50$$

$$\sigma_{\text{crE}} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.000.000}{50^2} = 7.896 \text{ daN/cm}^2 \quad N_{\text{cr}} = \sigma_{\text{cr}} \cdot A = 7.896 \cdot 2,01 = 15.871 \text{ daN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{\text{cr}}}} = \sqrt{\frac{2,01 \cdot 4.500}{15.871}} = 0,755$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,755 - 0,2) + 0,755^2] = 0,921$$

$$X = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,921 + \sqrt{0,921^2 - 0,755^2}} = 0,690$$

$$N_{\text{b,Rd}} = \frac{X \cdot A \cdot f_{yk}}{Y_{M1}} = \frac{0,690 \cdot 2,01 \cdot 4.500}{1,10} = 5.677 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{\text{b,Rd}}}{N_{\text{Ed}}} = \frac{5.677}{1.940 \cdot 2,01} = 1,46 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

7.2.1.2 Seconda fase – Soletta in esercizio

Nella seconda fase la sezione reagente è quella risultante dalla solidarizzazione del calcestruzzo gettato in opera con quello della predalle prefabbricata, attraverso le staffe del traliccio.

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 355 + 1,50 \cdot 170 + 1,35 \cdot 6.251 = 9.173 \text{ daNm/m} = 3.669 \text{ daNm/40''}$$

VERIFICA A FLESSIONE SEMPLICE

SEZIONE base (cm) 40

altezza (cm) 25

MATERIALI C32/40

B450C

ARMATURA compressa $2\phi 16$ $c' = 2,5+1,2+1,6/2 = 4,5 \text{ cm}$

tesa $2\phi 18$ $c'' = 5,0+1,2+1,8/2 = 7,1 \text{ cm}$

tesa (annegata) $2\phi 20$ $c''' = 3,5 \text{ cm}$

SOLLECITAZIONI $M_{Ed} = 3.669 \text{ daNm}$

RESISTENZA $M_{Rd} = 7.544 \text{ daNm}$

IR = 2,06

Titolo : Campata tipica

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	25	1	4,02	4,5
			2	5,09	17,9
			3	6,28	21,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L_o cm Col. modello

Precompresso

7.2.2 Continuità

La sezione reagente è quella risultante dalla solidarizzazione del calcestruzzo gettato in opera con quello della predalle prefabbricata, attraverso le staffe del traliccio.

$$M_{Ed} = -1,35 \cdot 854 - 1,50 \cdot 410 - 1,35 \cdot 5.553 = -9.265 \text{ daNm/m} = -3.706 \text{ daNm/40''}$$

VERIFICA A FLESSIONE SEMPLICE

SEZIONE base (cm) 40
altezza (cm) 25

MATERIALI C32/40
B450C

ARMATURA compressa 2φ18 c' = 5,0+1,2+1,8/2 = 7,1 cm
tesa 2φ16 c'' = 2,5+1,2+1,6/2 = 4,5 cm
tesa (spezzoni) 2φ20 c''' = 2,5+1,2+2,0/2 = 4,7 cm

SOLLECITAZIONI M_{Ed} = -3.706 daNm

RESISTENZA M_{Rd} = -7.071 daNm

IR = 1,91

Titolo : Continuità

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	4,5
2	6,28	4,7
3	5,09	17,9

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	-37,06	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	18,13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

M_{xRd} -70,71 kN m

σ _c	-18,13	N/mm²
σ _s	391,3	N/mm²
ε _c	3,5	‰
ε _s	6,789	‰
d	20,5	cm
x	6,974	x/d 0,3402
		δ 0,8652

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

7.2.3 Campata di estremità

Nella seconda fase la sezione reagente è quella risultante dalla solidarizzazione del calcestruzzo gettato in opera con quello della predalle prefabbricata, attraverso le staffe del traliccio.

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 629 + 1,50 \cdot 302 + 1,35 \cdot 7.541 = 11.483 \text{ daNm/m} = 4.593 \text{ daNm/40''}$$

VERIFICA A FLESSIONE SEMPLICE

SEZIONE base (cm) 40
 altezza (cm) 25

MATERIALI C32/40
 B450C

ARMATURA compressa $2\phi 18$ $c' = 2,5+1,2+1,8/2 = 4,6 \text{ cm}$
 tesa $4\phi 18$ $c'' = 5,0+1,2+1,8/2 = 7,1 \text{ cm}$
 tesa (annegata) $2\phi 20$ $c''' = 3,5 \text{ cm}$

SOLLECITAZIONI $M_{Ed} = 4.593 \text{ daNm}$

RESISTENZA $M_{Rd} = 10.010 \text{ daNm}$

$$IR = 2,18$$

Titolo: Campata estrema

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,09	4,6
2	10,18	17,9
3	6,28	21,5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 45,93 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

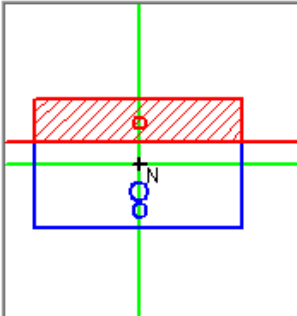
Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

M_{xRd} 100,1 kN m

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 5,594 ‰
 d 21,5 cm
 x 8,275 x/d 0,3849
 δ 0,9211

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ 0 cm **Col. modello**
 Precompresso



7.3 Verifica a taglio

7.3.1 Prima fase – Verifica delle staffe dei tralicci

In questa fase si considera la struttura costituita dalle sole predelle non ancora solidarizzate al getto in opera.

carichi:

peso proprio soletta: = 625 Kg/ m/ m

peso operatori durante il getto = 100 Kg/ m/ m

= 725 kg/ m/ m

$$T = 1,35 \cdot 725 \cdot \frac{3,60}{2} = 1.762 \text{ daN/m} = 705 \text{ daN/ 40"}$$

In questa fase il getto non è ancora maturato e le staffe dei tralicci sono sollecitate a trazione e compressione, secondo la disposizione e l'angolazione.

Si calcola lo scorrimento in un tratto lungo 20 cm dove sono presenti 4 staffe del traliccio:

$$S = \frac{1}{h_{tr}} \cdot T \cdot \Delta s = \frac{1}{16} \cdot 705 \cdot 20 = 881 \text{ daN/ 20"}$$
 Scorrimento in un tratto di 20 cm

$$S_{st} = \frac{S}{n_{st} \cdot \text{sen}\alpha} = \frac{881}{4 \cdot \text{sen}18^\circ} = 712 \text{ daN}$$
 Sollecitazione nelle staffe

$$\sigma_{st} = \frac{S_{st}}{A_{st}} = \frac{712}{0,79} = 901 \text{ kg/cm}^2$$
 Tensione nelle staffe

Verifica di stabilità delle staffe

$$i_{\phi 10} = 0,25 \text{ cm} \quad l = 19 \text{ cm} \quad l_0 = l = 19 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{19}{0,25} = 76 \quad \omega = 1,87$$

$$\sigma = \omega \cdot \sigma_{st} = 1,87 \cdot 912 = 1.685 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica soddisfatta.

7.3.2 Seconda fase – Verifica a taglio della soletta

TAGLIO SOLLECITANTE

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot 11,42 + 1,50 \cdot 5,48 + 1,35 \cdot 123,89 = 191 \text{ kN} = 76,4 \text{ kN/40"}$$

SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	400	mm
h	altezza totale della sezione	250	mm
d	altezza utile sezione	210	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 32/40	$R_{ck}(\text{Mpa}) = 40$	$f_{ck}(\text{Mpa}) = 32$
Acciaio	B 450 C	$f_{yk}(\text{Mpa}) = 450$	$f_{yd}(\text{Mpa}) = 391,30$
γ_c	1,50	γ_m	1,15
		$f_{cd}(\text{Mpa}) = 18,13$	

Armatura longitudinale				
barre	n°	Φ (mm)	Asl (mm ²)	ρ_1
Superiore	2	16	402,12	0,0048
	2	20	628,32	0,0075
Inferiore	0	0	0,00	0,0000
	0	0	0,00	0,0000
				0,0123

Elementi senza armature resistenti a taglio

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
σ_{cp}	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1,98	
v_{min}	resistenza minima	0,5499	N/mm ²

Verifica	Nsd =	0 kN	N di trazione non si considera
	Vsd =	76,4 kN	
	Vrd =	67,69 kN	

NECESSARIA ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm ²)
staffe	2	200	10	157,08

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	21,80	°
α	angolo inclinazione trasversale	90,00	°
α_c	coefficiente maggiorativo	1,00	

Verifica	Vsd =	76 kN
	Vrds =	145,22 kN
	Vrcd =	278,05 kN

VERIFICA SODDISFATTA

8 ANALISI DELLE DEFORMAZIONI

8.1 Contromonte

Dai tabulati dell'analisi a graticcio, e con riferimento alla modellazione riportata al § 4.12, si ottengono i valori delle deformazioni, suddivise per le varie condizioni di carico.

I valori sono espressi in mm con deformazioni positive verso il basso.

Deformazioni <i>in mm</i>	Campata L = 50,00 m	
	n 101	n 103
Peso proprio acciaio	16	30
Peso proprio soletta	26	47
Permanenti	15	28
Accidentali mezzi	30	56
Totale permanenti	57	105
Totale accidentali	30	56

È prevista una contromonta di officina che permette di scontare completamente le deformazioni indotte dai carichi permanenti ed una quota parte, pari al 25%, di quelle dovute ai carichi accidentali.

In particolare si ottiene:

$$\bar{\delta}_{\text{contromonta}}(n 101) = 57 + 0,25 \cdot 30 = 65 \text{ mm}$$

$$\bar{\delta}_{\text{contromonta}}(n 103) = 105 + 0,25 \cdot 56 = 119 \text{ mm}$$

8.2 Deformazioni massime

Nodo di mezzeria

Deformazioni <i>in mm</i>	Campata L = 50,00 m
	n 104
Peso proprio acciaio	32
Peso proprio soletta	49
Permanenti	30
Accidentali mezzi	60
Totale permanenti	111
Totale accidentali	60

Campata L = 50,00 m

Totale permanenti	1/450 L
Totale accidentali	1/833 L

8.3 Escursione dei giunti

Si ipotizza una variazione termica di $\pm 60^\circ \text{C}$ e, considerando un fattore di sicurezza pari a 1,50 che tiene conto delle condizioni ambientali nel momento di installazione del giunto, si ottiene un'escursione pari a:

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

Spalla $\Delta L = 1,50 \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 50.000 \cdot \pm 60 = \pm 54 \text{ mm}$

9 AZIONI AGLI APPOGGI

9.1 Azioni verticali

Dai tabulati dell'analisi a graticcio, e con riferimento alla modellazione riportata al § 4.13 si ottengono i valori delle azioni verticali massime trasmesse agli appoggi, suddivisi per le varie condizioni di carico statiche. I valori non fattorizzati sono espressi in kN.

CONDIZIONI DI CARICO		Spalla1		Spalla2	
		Trave 1	Trave 2	Trave 1	Trave 2
Acciaio		518	487	487	518
Soletta		969	725	725	969
Permanenti		541	457	418	568
Accidentali disposizione A	Max	1209	648	960	944
	Min	0	-3	-3	0
Accidentali disposizione B	Max	956	896	701	1208
	Min	0	-3	-3	0
Accidentali disposizione C	Max	839	648	648	839
	Min	0	-2	-2	0
Folla		107	104	103	94
Vento a ponte scarico	Max	20	20	20	20
	Min	-20	-20	-20	-20
Vento a ponte carico	Max	30	30	30	30
	Min	-30	-30	-30	-30
Sisma SLS		63	47	46	64

I calcoli sono stati svolti considerando le seguenti condizioni di carichi accidentali mezzi e folla gravanti sulle travi.

Carchi accidentali folla

Disposizione folla eccentrica sinistra

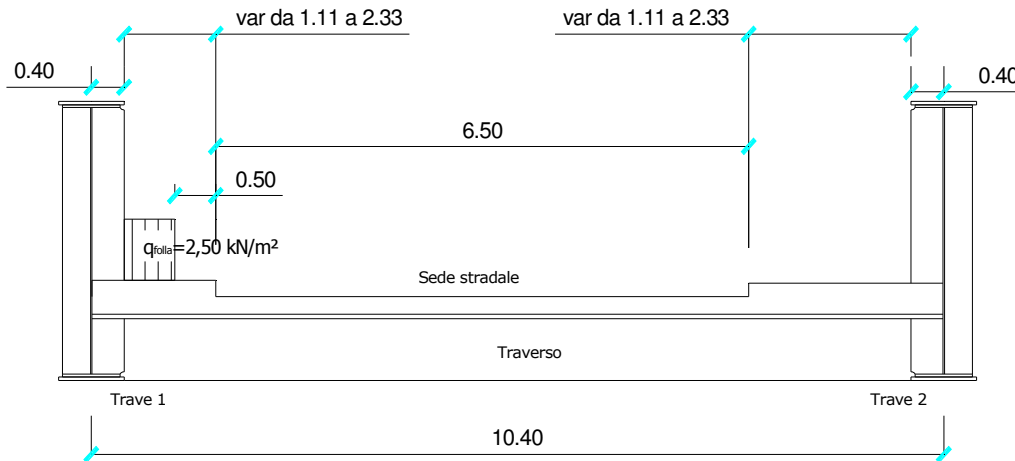


Figura 9.1 – Carico folla nella disposizione eccentrica sx

Disposizione folla eccentrica destra



Figura 9.2 – Carico folla nella disposizione eccentrica dx

Disposizione folla centrata



Figura 9.3 – Carico folla nella disposizione centrata

Carchi accidentali mezzi

- Disposizione A carichi accidentali mezzi sbilanciati sul lato sinistro per massimizzare le sollecitazioni sulla trave principale;
- Disposizione B carichi accidentali mezzi sbilanciati sul lato destro per massimizzare le sollecitazioni sulla trave principale;
- Disposizione C carichi accidentali mezzi avente la corsia di carico numero 1 al centro della sede stradale e due corsie rimanenti ai lati, per massimizzare le sollecitazioni nei traversi;

DISPOSIZIONE A

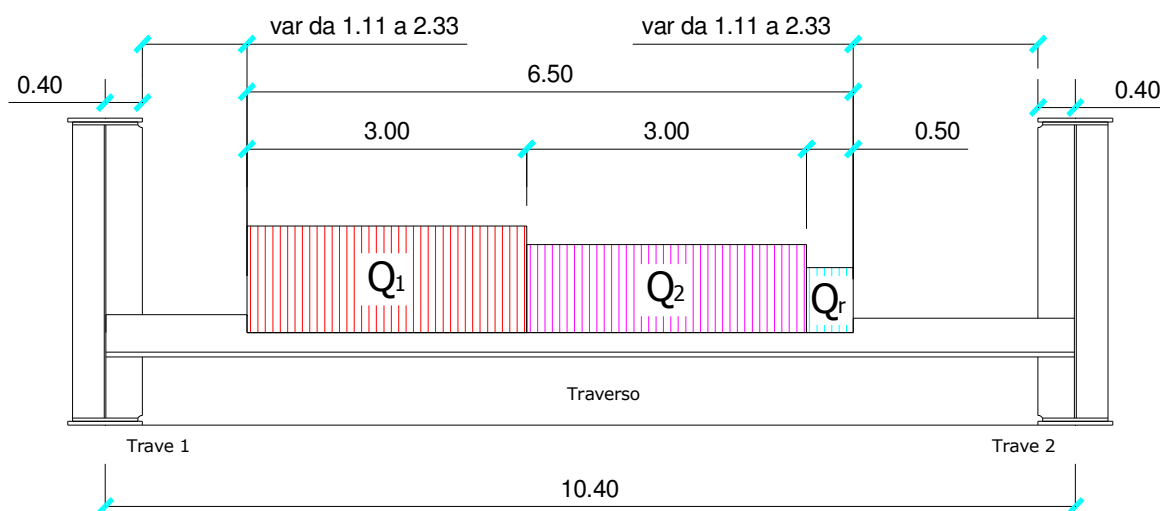


Figura 9.4 – Disposizione trasversale A – Corsia 1, corsia 2 e rimanenza

DISPOSIZIONE B

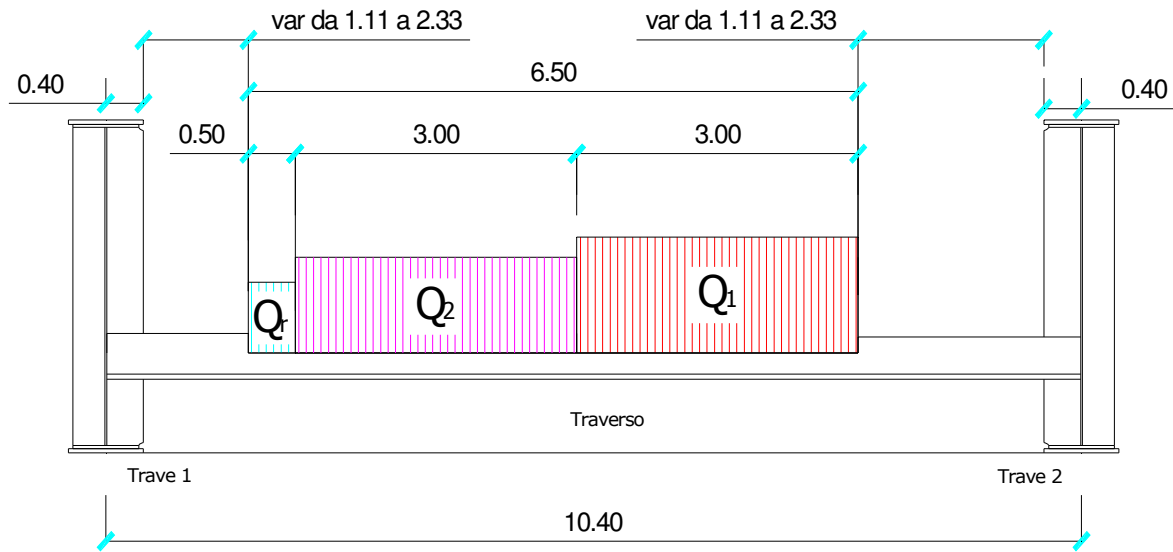


Figura 9.5 – Disposizione trasversale B – Corsia 1, corsia 2 e rimanenza

DISPOSIZIONE C

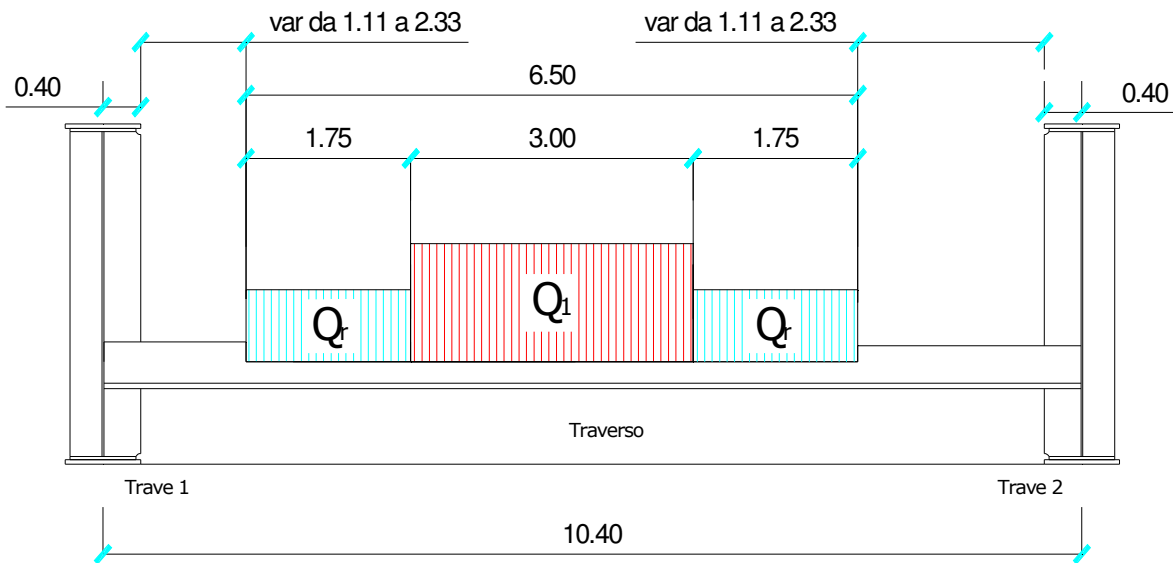


Figura 9.6 – Disposizione trasversale C – Corsia 1 e rimanenza

9.2 Azioni orizzontali

9.2.1 Azione longitudinale di frenamento

L'azione di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1 ed è uguale a:

$$Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,10 \cdot 9 \cdot 3,00 \cdot 50,00 = 495 \text{ kN}$$

La forza, applicata al livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Sul singolo isolatore elastomerico si ottiene: $Q = \frac{Q_3}{n} = \frac{495}{4} = 124 \text{ kN}$

9.2.2 Azione centrifuga

Non presente.

9.2.3 Azione trasversale del vento

9.2.3.1 Azione del vento a ponte scarico

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite.

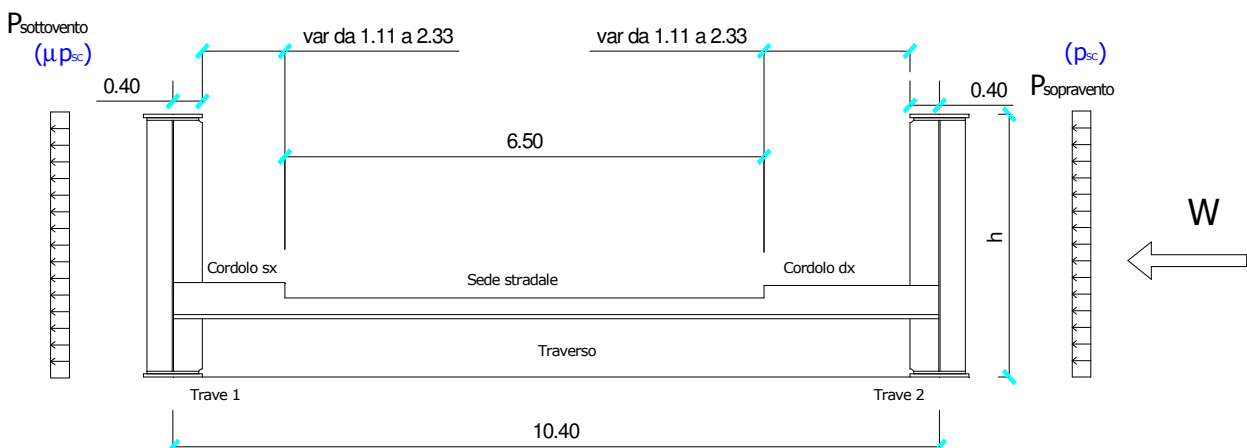


Figura 9.7 – Carichi sulle travi dovuti all'azione del vento nel caso di ponte scarico

Concio A:

$h = 2,40 \text{ m}$ (valore medio)

$$H_{\text{Trave1}} = p_{\text{Sc}} \cdot h = 118,2 \cdot 2,40 \cdot 10^{-2} = 2,84 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{Trave2}} = \mu \cdot p_{\text{Sc}} \cdot h = 0,54 \cdot 118,2 \cdot 2,40 \cdot 10^{-2} = 1,53 \text{ kN/m}$$

Concio B:

$h = 2,92 \text{ m}$ (valore medio)

$$H_{\text{Trave1}} = p_{\text{Sc}} \cdot h = 118,2 \cdot 2,92 \cdot 10^{-2} = 3,45 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{Trave2}} = \mu \cdot p_{\text{Sc}} \cdot h = 0,54 \cdot 118,2 \cdot 2,92 \cdot 10^{-2} = 1,86 \text{ kN/m}$$

Concio C:

$h = 3,16$ m (valore medio)

$$H_{Trave1} = p_{Sc} \cdot h = 118,2 \cdot 3,16 \cdot 10^{-2} = 3,74 \text{ kN/m}$$

$$H_{Trave2} = \mu \cdot p_{Sc} \cdot h = 0,54 \cdot 118,2 \cdot 3,16 \cdot 10^{-2} = 2,02 \text{ kN/m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta.

Tali carichi vengono assegnati alle travi nel modello di calcolo, come carichi distribuiti per unità di lunghezza ai diversi conci. Nel modello gli isolatori elastomerici sono stati modellati mediante molle di opportuna rigidità.

Dal modello si ottengono le azioni sugli appoggi.

Spalla SP1 Trave 1 $H_{trasversale} = 74$ kN

Spalla SP1 Trave 2 $H_{trasversale} = 66$ kN

Spalla SP2 Trave 1 $H_{trasversale} = 66$ kN

Spalla SP2 Trave 2 $H_{trasversale} = 74$ kN

9.2.3.2 Azione del vento a ponte carico

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

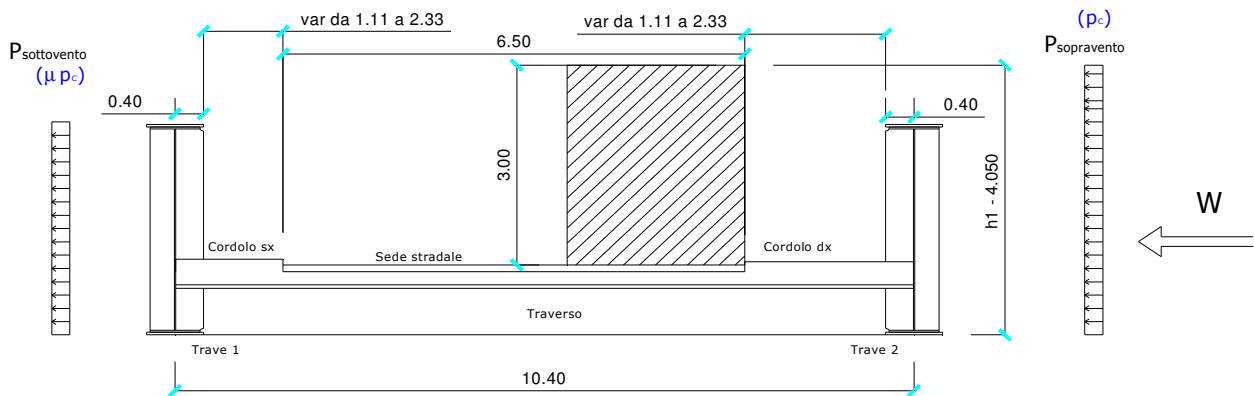


Figura 9.8 – Carichi sulle travi dovuti all'azione del vento nel caso di ponte carico

L'altezza investita in caso di ponte carico è pari a:

$$h_1 = h_{Veicolo} + h_{pavimentaz.} + h_{sol.} + h_{traverso} = 3,00 + 0,10 + 0,25 + 0,70 = 4,05 \text{ m}$$

Concio A:

$h = 2,40$ m (valore medio)

$$H_{Trave1} = p_{Sc} \cdot h_1 = 120 \cdot 2,40 \cdot 10^{-2} = 2,88 \text{ kN/m}$$

$$H_{Trave2} = \mu \cdot p_{Sc} \cdot h = 0,54 \cdot 120 \cdot 2,40 \cdot 10^{-2} = 1,56 \text{ kN/m}$$

Concio B:

$h = 2,92$ m (valore medio)

$$H_{\text{Trave1}} = p_{\text{Sc}} \cdot h_1 = 120 \cdot 4,05 \cdot 10^{-2} = 4,86 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{Trave2}} = \mu \cdot p_{\text{Sc}} \cdot h = 0,54 \cdot 120 \cdot 2,92 \cdot 10^{-2} = 1,89 \text{ kN/m}$$

Concio C:

$h = 3,16 \text{ m}$ (valore medio)

$$H_{\text{Trave1}} = p_{\text{Sc}} \cdot h_1 = 120 \cdot 4,05 \cdot 10^{-2} = 4,86 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{Trave2}} = \mu \cdot p_{\text{Sc}} \cdot h = 0,54 \cdot 120 \cdot 3,16 \cdot 10^{-2} = 2,05 \text{ kN/m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta.

Tali carichi vengono assegnati alle travi nel modello di calcolo, come carichi distribuiti per unità di lunghezza ai diversi conci. Nel modello gli isolatori elastomerici sono stati modellati mediante molle di opportuna rigidità.

Dal modello si ottengono le azioni sugli appoggi.

Spalla SP1 Trave 1 $H_{\text{trasversale}} = 96 \text{ kN}$

Spalla SP1 Trave 2 $H_{\text{trasversale}} = 88 \text{ kN}$

Spalla SP2 Trave 1 $H_{\text{trasversale}} = 88 \text{ kN}$

Spalla SP2 Trave 2 $H_{\text{trasversale}} = 96 \text{ kN}$

9.2.4 Resistenza passiva dei vincoli

Assente.

9.3 Tabulati

Come riportato al § 2.5.3 delle NTC, sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

- $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \sum_{j=3}^n \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$ Comb. SLU
- $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \sum_{j=3}^n \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$ Comb. caratteristica rara SLE
- $G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$ Comb. frequente SLE
- $G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$ Comb. quasi permanente SLE
- $E + G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$ Combinazione sismica
- $G_1 + G_2 + A_d + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$ Combinazione eccezionale SLU

- G_1 masse dei pesi propri strutturali
 G_2 masse dei carichi permanenti non strutturali
 P precompressione e pretensione
 Q_{kj} masse dei carichi accidentali
 E azione sismica
 A_d azione eccezionale

Nelle pagine seguenti si riassume il totale delle sollecitazioni nelle varie combinazioni considerate.

9.3.1 Trave 1

AZIONI VERTICALI

COMBINAZIONI SLU	SP1	SP2
STR (schema 1) max	4.623	3.725
STR (schema 1) min	1.604	1.320
STR (vento) max	4.196	3.384
STR (vento) min	1.550	1.268
STR (frenamento)	4.178	3.366
STR (sisma SLC)	2.354	1.889
STR (sisma SLC) min	2.112	1.696
SLE Combinazione Rara	3.275	2.628
SLE Combinazione Frequente	2.956	2.371
SLE Combinazione QP	2.028	1.630

AZIONI ORIZZONTALI TRASVERSALI

COMBINAZIONI SLU	SP1	SP2
STR (schema 1)	86	79
STR (vento)	144	132
STR (frenamento)	86	79
STR (sisma SLC)	88	73

AZIONI ORIZZONTALI LONGITUDINALI

COMBINAZIONI SLU	SP1	SP2
STR (schema 1)	126	126
STR (vento)	126	126
STR (frenamento)	167	167
STR (sisma SLC)	161	161

9.3.2 Trave 2

AZIONI VERTICALI

COMBINAZIONI SLU	SP1	SP2
STR (schema 1) max	3.699	4.644
STR (schema 1) min	1.321	1.587
STR (vento) max	3.379	4.223
STR (vento) min	1.269	1.537
STR (frenamento)	3.361	4.205
STR (sisma SLC)	1.916	2.379
STR (sisma SLC) min	1.736	2.138
SLE Combinazione Rara	2.603	3.301
SLE Combinazione Frequente	2.362	2.982
SLE Combinazione QP	1.669	2.055

AZIONI ORIZZONTALI TRASVERSALI

COMBINAZIONI SLU	SP1	SP2
STR (schema 1)	79	86
STR (vento)	132	144
STR (frenamento)	79	86
STR (sisma SLC)	73	88

AZIONI ORIZZONTALI LONGITUDINALI

COMBINAZIONI SLU	SP1	SP2
STR (schema 1)	126	126
STR (vento)	126	126
STR (frenamento)	167	167
STR (sisma SLC)	161	161

10 ANALISI SISMICA

10.1 Azioni sismiche di progetto

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, che costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

L’analisi è stata condotta allo Stato Limite di Collasso (SLC).

10.1.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l’opera ricade all’interno del tipo di costruzione: “Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica” (paragrafo 2.4 delle ‘Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008”). La vita nominale si assume pertanto pari a $V_N = 50$ anni.

10.1.2 Classe d’uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un’eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV.

(§ 2.4.2, “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”)

Il coefficiente d’uso si assume pertanto pari a $c_U = 2,0$.

10.1.3 Periodo di riferimento dell’azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d’uso.

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

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l’azione sismica agente, sono pari al 5% nel caso dello stato limite SLC.

10.1.4 Parametri di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno TR considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica;

F_0 e T_{C^*} i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_{C^*} relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$; F_0 è adimensionale, T_{C^*} è espresso in secondi.

Nel seguito si riporta una tabella riassuntiva dei parametri che caratterizzano il Comune di **Segrate** (Milano):

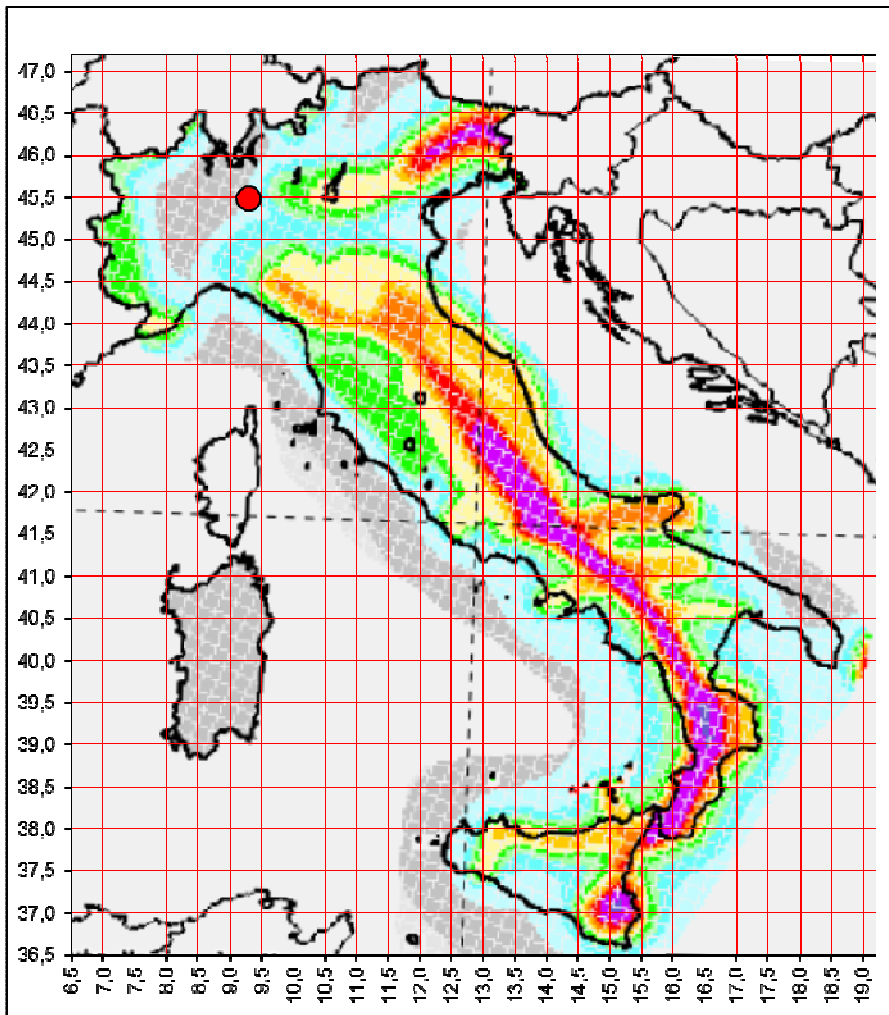




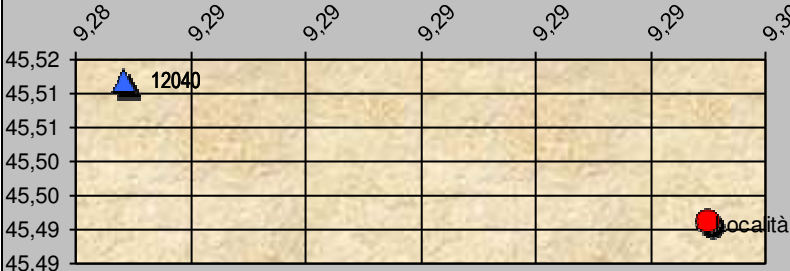


Figura 10.1 – Mappa pericolosità sismica

Coordinate geografiche della località in esame				
Input da Comuni d'Italia	LON	LAT	Tolleanza	
	[°]	[°]	[°]	[km]
Località	9,295	45,491	0,02	2,716

Coordinate geografiche dei 4 punti del reticolo						
	ID		LON	LAT	Distanza	
	[#]		[°]	[°]	[°]	[km]
Punto 1	12040		9,285	45,512	0,022	2,467
Punto 2	12040		9,285	45,512	0,022	2,467
Punto 3	12040		9,285	45,512	0,022	2,467
Punto 4	12040		9,285	45,512	0,022	2,467



Media dei valori dei parametri dei 4 punti per la località in esame	T _R	a _g	F _O	T _C [*]
	[anni]	[g/10]	[adm]	[s]
	30	0,203	2,55	0,18
	50	0,261	2,55	0,20
	72	0,302	2,55	0,21
	101	0,341	2,57	0,22
	140	0,378	2,59	0,23
	201	0,426	2,58	0,26
	475	0,557	2,63	0,28
	975	0,685	2,65	0,30
2475	0,884	2,72	0,31	

10.1.5 Classificazione sismica del terreno

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in accordo con le NTC, si fa riferimento all'approccio semplificato che si basa sulla individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Dai dati disponibili il terreno in sito può essere classificato come tipo **C**.

(§ 3.2.2, Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina)

Categoria topografica **T1**

(§ 3.2.2, Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$)

10.1.6 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale

massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

10.1.7 Spettro di risposta elastico in accelerazione, componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

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

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

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

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

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

:

S : coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: $S = S_S \cdot S_T$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica riportati nelle tabelle seguenti;

CATEGORIA SOTTOSUOLO	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T * C)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T * C)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T * C)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T * C)^{-0,40}$

CATEGORIA TOPOGRAFICA	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20

- η fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5%, mediante la relazione: $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$ dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_0 : fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,20;
- T_C : periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da: $T_C = C_C \cdot T'_c$; dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante; $T_B = T_C / 3$
- T_D : periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$

Nel seguito si riportano gli spettri elastici orizzontali relativi al sito ed al terreno.

§ 2.4				Stratigraf.-Topograf.			Dissipaz. convenz.		Valori costanti per spettro verticale			
V_N	50	[anni]		Cat. sottosuolo	C		ξ	η	$S_{s,v}$	$T_{B,v}$	$T_{C,v}$	$T_{D,v}$
Clas.	IV			Cond. topografia	T1		[adm]	[adm]	[adm]	[s]	[s]	[s]
C_U	2,0	[adm]		S_T	1,0	[adm]	5,0%	1,00	1,0	0,05	0,15	1,00
V_R	100	[anni]										

§ 3.2.1				Valori interpolati			Valori ricavati da $a_g, F_0, e T_C^*$						
		P_{VR}	T_R	a_g	F_0	T_C^*	S_s	C_C	S	T_B	T_C	T_D	F_V
		[adm]	[anni]	[g/10]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]	[s]	[s]	[s]	[adm]
SLU SLE	SLO	81%	60	→ 0,281	2,55	0,20	→ 1,50	1,77	1,50	0,12	0,36	1,71	0,58
	SLD	63%	101	→ 0,341	2,57	0,22	→ 1,50	1,73	1,50	0,13	0,38	1,74	0,64
	SLV	10%	949	→ 0,680	2,65	0,30	→ 1,50	1,56	1,50	0,16	0,47	1,87	0,93
SLU	SLC	5%	1950	→ 0,828	2,70	0,31	→ 1,50	1,55	1,50	0,16	0,48	1,93	1,05

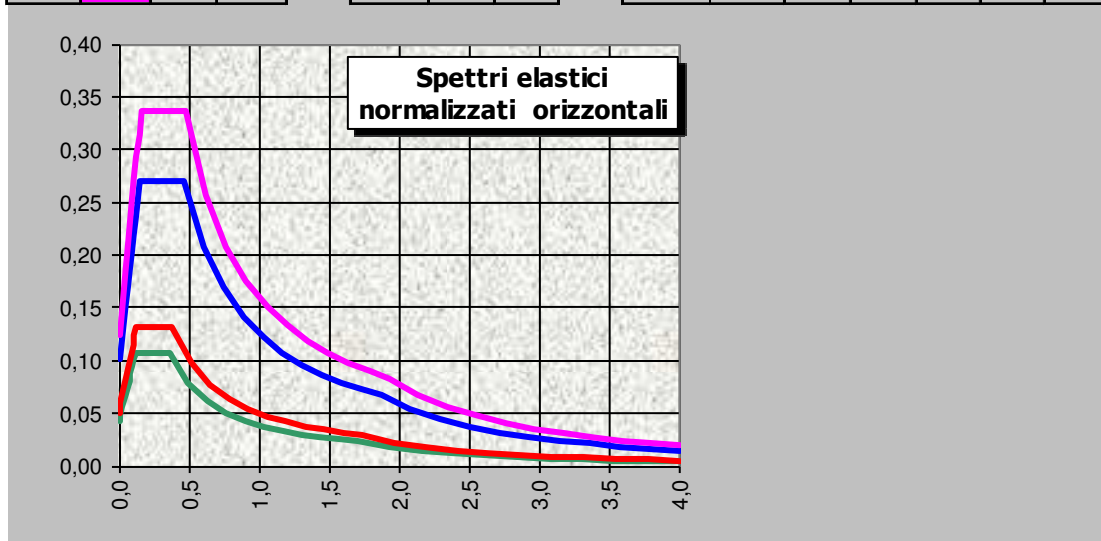


Figura 10.2 – Spettri elastici, componente orizzontale

10.1.8 Spettro di risposta elastico in accelerazione, componenti verticali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

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

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

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

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

nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , S_T , S , η sono quelli già definiti per le componenti orizzontali; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , sono invece quelli riportati nella tabella seguente.

CATEGORIA SOTTOSUOLO	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,00	0,05 s	0,15 s	1,0 s

10.1.9 Spettro di progetto

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

Per le verifiche agli stati limite ultimi lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata con le ordinate ridotte sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura, nelle formule precedentemente riportate e comunque: $S_d(T) \geq 0,2 \cdot a_g$.

10.1.10 Determinazione della massa partecipante

La determinazione dell'azione sismica viene calcolata considerando le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove G_1 e G_2 riguardano le masse associate al peso proprio delle strutture ed ai carichi permanenti, mentre Q_{kj} riguarda le masse associate ai carichi accidentali.

Trattandosi della verifica di un ponte, il coefficiente ψ_{2j} viene assunto pari a 0,20.

La determinazione della massa partecipante viene effettuata partendo dalle azioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture per quanto riguarda i carichi permanenti, mentre per la valutazione dei carichi accidentali si va a determinare la risultante degli schemi di carico adottati nella statica globale.

Si è tenuto conto della variabilità del moto sismico considerando le direzioni principali di oscillazione, in accordo con il §7.3.5 delle NTC, secondo le seguenti relazioni:

$$E_1 = E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

$$E_2 = 0.30 \cdot E_x + E_y + 0.30 \cdot E_z$$

$$E_3 = 0.30 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + E_z$$

10.2 Modellazione

Si adotta come metodo di calcolo l'analisi dinamica modale con spettro di risposta prendendo in considerazione 20 modi di vibrare della struttura, in modo di raggiungere e superare la percentuale minima di massa partecipante pari all'85%.

L'analisi modale è stata effettuata con riferimento alle tre direzioni principali, con gli assi X e Y coincidenti rispettivamente con la direzione longitudinale e trasversale dell'impalcato, a l'asse Z coincidente con la direzione verticale.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti "SAP2000NL" adottando la discretizzazione descritta in precedenza.

Le combinazioni modali sono state eseguite con la regola CQC.

Il modello utilizzato è il seguente:

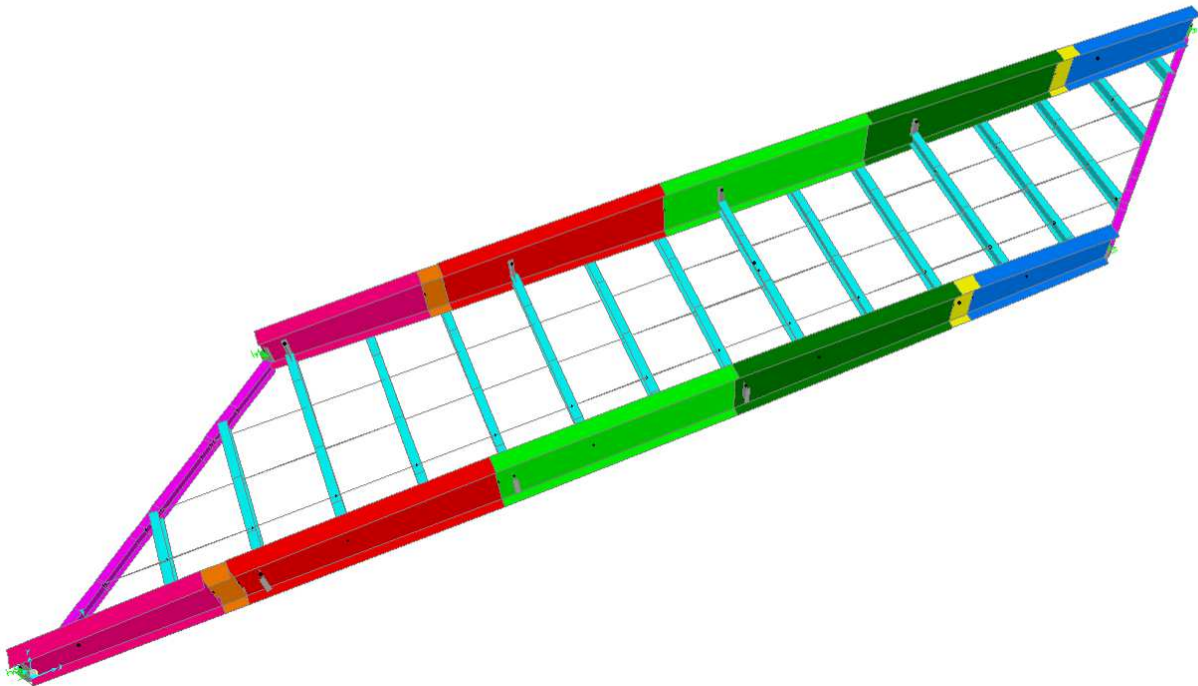


Figura 10.3 – Modellazione impalcato

10.3 Risultati delle analisi sismiche dell'impalcato

I periodi propri di vibrare della struttura e le masse partecipanti sono:

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	2,985	0,000	0,915	0,000	0,000	0,915	0,000
MODAL	Mode	2	2,290	0,998	0,000	0,000	0,998	0,916	0,000
MODAL	Mode	3	1,710	0,000	0,000	0,000	0,998	0,916	0,000
MODAL	Mode	4	1,051	0,000	0,082	0,000	0,998	0,998	0,000
MODAL	Mode	5	0,964	0,000	0,000	0,000	0,998	0,998	0,000
MODAL	Mode	6	0,650	0,000	0,000	0,544	0,998	0,998	0,545
MODAL	Mode	7	0,622	0,000	0,000	0,255	0,998	0,998	0,800
MODAL	Mode	8	0,588	0,000	0,000	0,000	0,999	0,998	0,800
MODAL	Mode	9	0,532	0,000	0,000	0,001	0,999	0,998	0,801
MODAL	Mode	10	0,505	0,000	0,000	0,004	0,999	0,998	0,805
MODAL	Mode	11	0,491	0,000	0,000	0,000	0,999	0,999	0,805
MODAL	Mode	12	0,477	0,000	0,000	0,000	0,999	0,999	0,805
MODAL	Mode	13	0,422	0,000	0,000	0,002	0,999	0,999	0,807
MODAL	Mode	14	0,420	0,000	0,000	0,007	0,999	0,999	0,814
MODAL	Mode	15	0,377	0,000	0,000	0,032	0,999	0,999	0,846
MODAL	Mode	16	0,368	0,000	0,000	0,000	1,000	0,999	0,846
MODAL	Mode	17	0,363	0,000	0,000	0,000	1,000	0,999	0,846
MODAL	Mode	18	0,349	0,000	0,000	0,000	1,000	0,999	0,846
MODAL	Mode	19	0,348	0,000	0,000	0,030	1,000	0,999	0,876
MODAL	Mode	20	0,330	0,000	0,000	0,000	1,000	0,999	0,876

Si ottengono quindi i seguenti risultati:

Reazioni agli appoggi

Sp1 Trave 1: $H_{trasv} = 88 \text{ kN}$ $H_{long} = 136 \text{ kN}$
 Sp1 Trave 2: $H_{trasv} = 73 \text{ kN}$ $H_{long} = 136 \text{ kN}$

Sp2 Trave 1: $H_{trasv} = 73 \text{ kN}$ $H_{long} = 136 \text{ kN}$
 Sp2 Trave 2: $H_{trasv} = 88 \text{ kN}$ $H_{long} = 136 \text{ kN}$

Spostamenti

Spostamento massimo trasversale: **54 mm**
 Spostamento massimo longitudinale: **84 mm**

11 GIUNTI

11.1 Escursione termica

Si ipotizza una variazione termica di $\pm 60^\circ \text{C}$ e, considerando un fattore di sicurezza pari a 1,50 che tiene conto delle condizioni ambientali nel momento di installazione del giunto, si ottiene un'escursione pari a:

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

Spalla $\Delta L = 1,50 \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 50.000 \cdot \pm 60 = \pm 54 \text{ mm}$

11.2 Escursione sismica

Dai risultati dell'analisi sismica si ottengono i seguenti spostamenti:

Spostamento massimo trasversale: 54 mm

Spostamento massimo longitudinale: 84 mm

11.3 Dimensionamento dei giunti

La condizione più gravosa è quella sismica, perciò il giunto dovrà avere:

escursione longitudinale = $\pm 85 \text{ mm}$

escursione trasversale = $\pm 55 \text{ mm}$

12 ALLEGATI

In allegato si riportano le verifiche svolte per ciascun concio. In particolare:

- Allegato **A** verifiche travi principali agli SLU, SLE, SLF, saldature;
- Allegato **B** verifiche di stabilità a taglio delle travi principali.
- Allegato **C** verifiche di stabilità delle travi principali con CNR10011/85 e CNR10030/87.