

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI - FIUMEFREDDO
Lotto 2: Taormina (e) – Giampilieri (e)

Relazione di calcolo impalcato L=35m

SCALA:

-

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

R S 2 S 0 2 D 0 9 C L V I 0 9 0 7 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autenticizzato	Data
A	Emissione esecutiva	L. Gares <i>[Signature]</i>	Gennaio 2018	F. Bonifazi <i>[Signature]</i>	Gennaio 2018	P. Carlomagno <i>[Signature]</i>	Gennaio 2018	Autenticizzato	Vittozzi Gennaio 2018

ITALFERR S.p.A.
 U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
 Dott. Ing. Angelo Vittozzi
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo
 N° A20783

File: RS2S02D09CLVI0907001A.docx

n. Elab.: 2067

INDICE

1. PREMESSA	4
1.1 ESECUZIONE DEL MANUFATTO	4
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3. MATERIALI IMPIEGATI	6
4. MODELLO DI CALCOLO.....	7
5. ANALISI DEI CARICHI UNITARI	10
5.1 CARICHI PERMANENTI.....	10
5.1.1 Pesi propri (G1).....	10
5.1.2 Carichi permanenti portati (G2).....	10
5.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	11
5.2.1 Treni di carico.....	11
5.2.2 Azioni orizzontali	14
5.3 AZIONI CLIMATICHE	17
5.3.1 Variazione termica	17
5.3.2 Azione della neve.....	17
5.3.3 Azione del vento	17
5.4 AZIONI ECCEZIONALI	18
5.5 AZIONI SISMICHE	19
5.6 COMBINAZIONI DI CARICO	21
6. SEZIONI ELEMENTI IMPALCATO	23
7. ANALISI MODALE	25
8. ANALISI DINAMICA.....	27
9. VERIFICHE SLU	29
9.1 VERIFICHE DI RESISTENZA TRAVI PRINCIPALI	29
9.2 VERIFICHE DI RESISTENZA TRAVERSI.....	34
9.3 VERIFICHE DI RESISTENZA DIAFRAMMA DI TESTATA	39
10. VERIFICHE A FATICA TRAVI PRINCIPALI.....	41
11. VERIFICHE SLE.....	43
11.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITA'.....	43
12. CALCOLO DELLA CONTROMONTA.....	44
13. REAZIONI AGLI APPOGGI.....	45

13.1	SCHEMA APPOGGI	45
13.2	REAZIONI APPOGGI.....	46
14.	SOLETTA D'IMPALCATO	50
14.1	VERIFICA DELLA SOLETTA.....	50
14.1.1	ANALISI DEI CARICHI	50
14.1.1.1	TRAFFICO.....	50
14.1.1.2	FOLLA.....	50
14.1.1.1	SERPEGGIO.....	51
14.1.1.2	DERAGLIAMENTO.....	51
14.1.1.3	VENTO.....	52
14.1.2	COMBINAZIONE DEI CARICHI	53
14.1.3	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	56
14.1.4	VERIFICHE S.L.E.	58
15.	MONTAGGIO E VARO DELL'IMPALCATO.....	61

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono le verifiche principali (a livello globale) della travata metallica a sezione mista acciaio-clc di **portata teorica pari a 35 m**. Le travate presentano un pacchetto P.F.-sottotrave pari a 2.70 m con altezza travi metalliche pari a 1.51 m. L'impalcato comprende nella piattaforma un binario e un manufatto -banchina, è costituito da 6 travi metalliche a interasse (in retto) pari a 1.7 m irrigidite da traversi composti da angolari accoppiati.

Sono stati previsti controventi superiori in corrispondenza dei campi laterali e centrali nelle zone di testata così da irrigidirle anche in previsione delle fasi di montaggio.

Gli apparecchi d'appoggio, in acciaio-teflon, rispettano la "Specificazione per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti negli impalcati ferroviari e nei cavalcavia".

1.1 ESECUZIONE DEL MANUFATTO

Ciascuna trave è costituita da due tipologie di conci saldati a piena penetrazione (o in alternativa bullonati).

Si prevede di realizzare il varo dell'impalcato con sollevamento delle travi dal basso, attraverso autogrù. Le travi saranno varate a coppia (in alternativa singolarmente) e poi solidarizzate tramite montaggio in quota dei trasversi.

La soletta in cemento armato sarà gettata in opera. Si prevede l'utilizzo di predalles prefabbricate autoportanti in c.a.. Le coppelle saranno provviste di aree libere, in corrispondenza delle piattabande delle travi sottostanti, per il posizionamento dei connettori saldati.

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

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto è redatto secondo i metodi classici della scienza delle costruzioni e nel rispetto della seguente normativa:

- [N1] **Legge 05/01/1971 n°1086:** *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;*
- [N2] **Legge 02/02/1974 n°64:** *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;*
- [N3] **D.M. del 14 Gennaio 2008:** *Nuove norme tecniche per le costruzioni;*
- [N4] **C.M. 02/02/2009 n.617:** *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni;*
- [N5] **RFI DTC SI PS MA IFS 001 A del 30/12/2016:** *Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;*
- [N6] **RFI DTC SI PS SP IFS 001 A del 30/12/2016:** *Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;*

Nella redazione dei progetti e nelle verifiche strutturali si è inoltre fatto riferimento alla normativa Europea di seguito specificata:

- [N1] **UNI EN 1991-1-4:2005:** *Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;*
- [N2] **UNI EN 1992-1-1:2005:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;*
- [N3] **UNI EN 1992-2:2006:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;*
- [N4] **UNI EN 1993-1-1:2005:** *Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;*
- [N5] **UNI EN 1993-2:2007:** *Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;*
- [N6] **UNI EN 1998-1:2005:** *Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;*
- [N7] **UNI EN 1998-2:2006:** *Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;*
- [N8] **STI 2014 – REGOLAMENTO UE N.1299/2014 DELLA COMMISSIONE del 18 Novembre 2014** *relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.*

Tutti gli elementi lavorati dovranno essere controllati ed accettati in accordo al [N6] ed alla **UNI EN 1090-2** (classe di esecuzione exc3 eccetto camminamenti e grigliati per i quali, come previsto sull'Appendice B, si può utilizzare la classe di esecuzione exc2).

3. MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO PER SOLETTA			
C32/40			
$R_{ck} =$	40	N/mm^2	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	33.2	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	41.2	N/mm^3	resistenza caratteristica cilindrica media
$\gamma_M =$	1.5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} =$	18.8	N/mm^2	resistenza di progetto
$E_{cm} =$	33642.8	N/mm^2	modulo elastico BT
$E_{cm}^* =$	11846.0	N/mm^2	modulo elastico LT
E_{cm} ritiro=	13609.5	N/mm^2	modulo elastico viscoso
XC3+XD3+XF2			Classe di esposizione
$c =$	30	mm	copriferro minimo
ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE			
B 450 C controllato in stabilimento			
$f_{yk} =$	450	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_M =$	1.15	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU elastico
$f_{yd} =$	391.3	N/mm^2	resistenza di progetto
$E_s =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA			
S355J2G1W controllato in stabilimento			
$f_{yk} =$	355	MPa	Resistenza di calcolo ($t \leq 40$ mm)
$f_{yk} =$	335	MPa	Resistenza di calcolo ($t > 40$ mm)
$\gamma_M =$	1.05	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU elastico
$f_{yd} =$	338.1	N/mm^2	resistenza di progetto ($t \leq 40$ mm)
$f_{yd} =$	319.0	N/mm^3	resistenza di progetto ($t > 40$ mm)
$E_s =$	209000	MPa	modulo elastico
ACCIAIO PIOLI NELSON			
St 37-3K DIN 17100			
$f_{yk} =$	355	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$E_s =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
ACCIAIO bulloni e dadi			
viti	8.8; 10.9	Conformi per le caratteristiche dimensionali alle	
dadi	8; 10	UNI-EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968	
SALDATURE			
Procedimenti di saldatura omologati e qualificati (tipo automatico ad arco sommerso o altri che verranno concordati e accettati dall'ente appaltante) conformi a D.M. 14.01.2008.			

4. MODELLO DI CALCOLO

Per valutare a livello globale le sollecitazioni e le deformazioni delle varie parti che costituiscono il viadotto (travi, soletta, trasversi, ecc.) sotto le varie azioni di progetto, sono state effettuate modellazioni con il programma agli elementi finiti SAP2000.

Nello studio globale longitudinale dell'impalcato si sono utilizzati tre modelli le cui rigidità si differenziano nei tre casi di sezione costituita da solo acciaio, sezione composta omogeneizzata per azioni istantanee e sezione composta omogeneizzata per azioni di lunga durata.

Il modello di calcolo per ogni fase è stato ipotizzato come graticcio composto da 4 travi e da trasversi di collegamento in carpenteria metallica.

La soletta è modellata con elementi trave che ne schematizzano il comportamento trasversale. Per ottenerne il corretto funzionamento si sono introdotti bracci fittizi, di rigidità infinita, che connettono i baricentri delle membrature.

Per valutare correttamente gli effetti massimi dei carichi viaggianti previsti dalla normativa, essi sono stati definiti all'interno del modello agli elementi finiti come "movingloadcases".

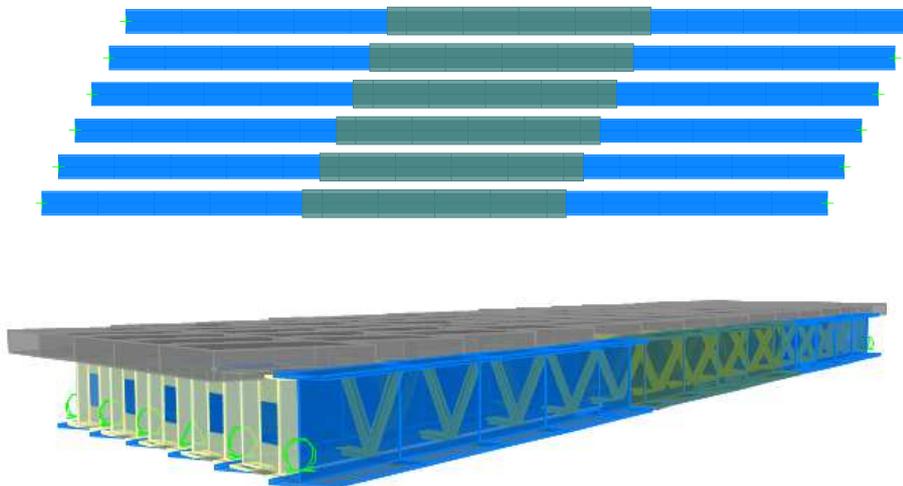


Figura 1. *Modello agli elementi finiti realizzato con programma di calcolo Sap2000*

Per la valutazione della **larghezza collaborante della soletta** sono state prese a riferimento le prescrizioni della Normativa Nazionale D.M.'08.

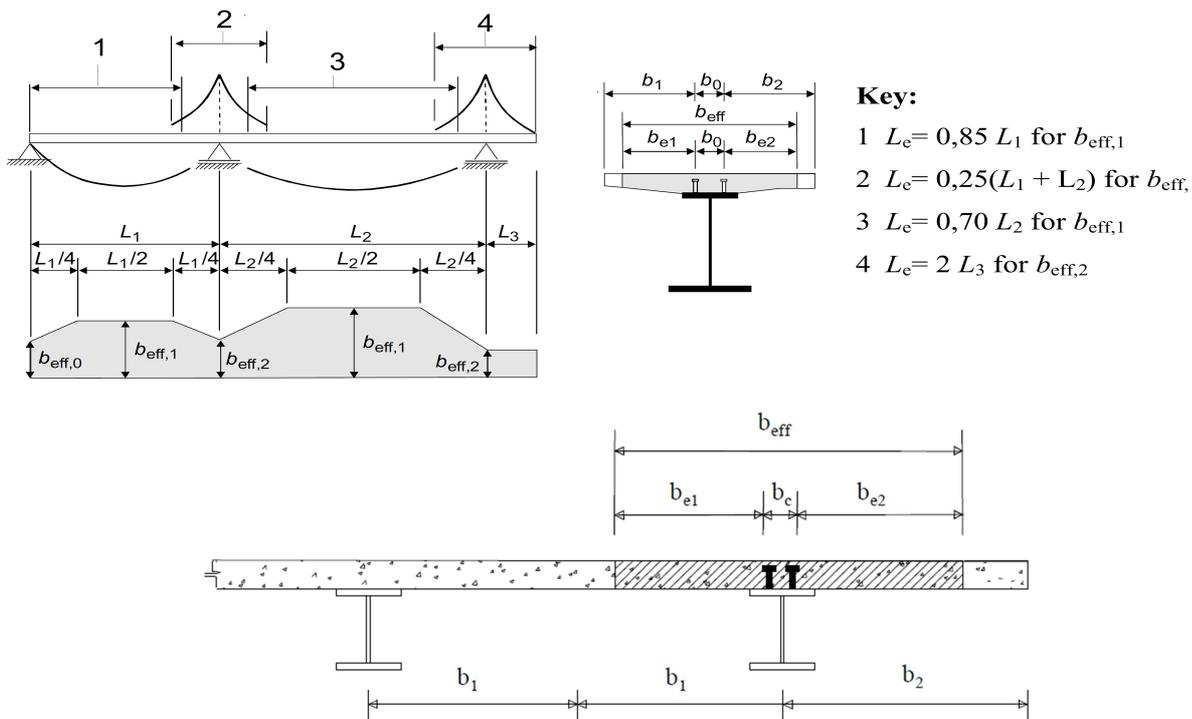


Figura 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote $b_{eff,i}$.

Per la valutazione dell'effetto del ritiro del cls, sulla sezione mista dell'impalcato si è fatto riferimento al §11.2.10.6 del D.M.'08

L1	35000	[mm]	lunghezza campata di riva
2*b1	1700	[mm]	interassi travi
b1	850	[mm]	semi interasse travi
b2	1900	[mm]	sbalzo laterale
b0	200	[mm]	distanza tra assi connettori
Le	35000	[mm]	lunghezza equivalente
be1	750	[mm]	lato interno
be2	1800	[mm]	lato sbalzo
β1-1	1.00		
β2-1	1.00		

larghezze collaboranti di calcolo

b eff 1	2750	[mm]	trave laterale
b eff 1	1700	[mm]	trave centrale

Per la valutazione dell'effetto del **ritiro del cls**, sulla sezione mista dell'impalcato si è fatto riferimento al §11.2.10.6 del D.M.'08

	Rck	40	MPa
Concrete	$f_{ck} =$	33.2	Mpa
Mean compressive strength	$f_{cm} =$	41.2	MPa
Coeff. of thermal expansion	$\alpha =$	1.0E-05	
Concrete elastic modulus	$E_{cm} =$	33642778	kN/m ²
exposed surfaces	$n^{\circ} =$	1	
Concrete type	$cls =$	n	
age of concrete at beginning of drying	$t_s =$	2	gg
age of concrete at loading in days	$t_o =$	28	gg
age of concrete in days	$t =$	25550000	gg
member' s notional size	$h_o = 2A_c/u =$	687	mm
element section	$A_c =$	4299700	mmq
perimeter in contact with the atmosphere	$u =$	12510	mm
relative humidity	$RH =$	75	%
	$RH_0 =$	100	%
reference mean compressive strength	$f_{cm0} =$	10	MPa
coeff. which depends on the type of cement	$\alpha_{ds1} =$	4	
coeff. which depends on the type of cement	$\alpha_{ds2} =$	0.12	
coefficient for UR%	$\beta_{RH} =$	0.896	
deformation basic	$\epsilon_{cd0} =$	3.00E-04	mm
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds} =$	1.000	
coefficient depending on the national size	$Kh =$	0.7	
drying shrinkage strain	$\epsilon_{cdS} =$	2.097E-04	mm
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as} =$	1.0	
autogenous shrinkage strain-infinity	$\epsilon_{ca}(\infty) =$	5.80E-05	mm
autogenous shrinkage strain	$\epsilon_{caS} =$	5.800E-05	
total shrinkage strain	$\epsilon_{cS}(t,t_s) =$	2.68E-04	mm
shrinkage coefficient	$\phi(t,t_0) =$	1.840	
	$E_{cm} =$	33642777.7	kN/m ²
	$E^* =$	11846048.5	kN/m ²
	$E_r =$	13609537.9	kN/m ²
	$\sigma_{cd\infty}$	3.17	Mpa
num travi		6	
Ainf tot		4.2997	m2
Ainf 1trave		0.717	m2
N tot		13637.7	kN
Nritiro		2273	kN
e		0.93	m
Mritiro		2109	kNm

5. ANALISI DEI CARICHI UNITARI

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

5.1 CARICHI PERMANENTI

5.1.1 PESI PROPRI (G1)

- Peso proprio delle 6 travi in acciaio (inclusi trasversi, irrigidimenti, ecc.) = 75.7kN/m (valore stimato da modello);
- Peso proprio della soletta di spessore complessivo variabile = 107.5 kN/m

Totale Peso proprio G1 = **183.2kN/m**

Incidenza carpenteria metallica = 6.4 kN/m²

5.1.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

Valori complessivi per l'intera larghezza di impalcato:

Permanenti portati	<i>Ripetizioni</i>	<i>Spessore</i>	<i>Larghezza</i>	<i>Area</i>	<i>p</i>	<i>Peso</i>
	-	m	m	mq	kN/mc-mq	kN/ml
Muri paraballast	1			0.144	25	3.6
Muri manufatto banchina	1			2.138	25	53.4
Cordolo in sx	1	0.14	0.82		25	2.9
Cordolo in dx	0	0.14	0.82		25	0
Velette	1			0.09	25	2.3
Ballast+ impermab. + armamento	1	0.8	3.94		18	56.7
Incremento per rialzo in curva	1			0.094	20	1.9
Canalette	1			0.085	25	2.1
Impermeab. marciapiedi	1	0.05	1.78		20	1.8
Impermeab.banchina	1	0.05	4.83		20	4.8
Impermeab. soletta sottobanchina	2	0.05	2.21		20	4.4
Barriere antirumore	1	1	4		4	16
Impianti	1				1.5	1.5

Totale carichi permanenti portati G2=**151.4kN/m**

TOTALE AZIONI PERMANENTI AL METRO (G1+G2) **≈335 kN/m**

(TOTALE AZIONI PERMANENTI = 335 * 35= 11725kN)

5.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

5.2.1 TRENII DI CARICO

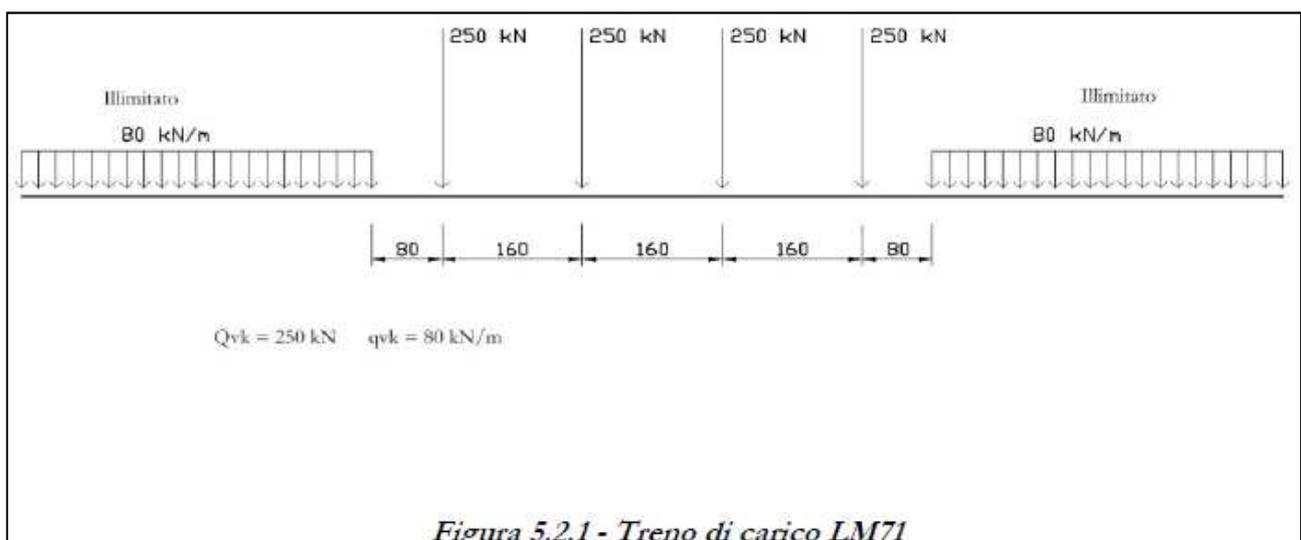
I carichi verticali sono definiti attraverso dei modelli di carico; in particolare, sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (LM 71) ed il secondo di quello pesante (SW2).

Traffico normale: Treno LM71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito

da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m;
- una stesa uniforme di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.



È stata considerata un'eccentricità di carico pari a 1/8 dello scartamento: $e = \frac{s}{8} = \frac{143.5}{8} = 17.94 \text{ cm}$ da ciascun lato della linea d'asse. È stata considerata inoltre l'eccentricità dovuta alla "corda compensata" pari a 10cm.

Ogni binario è stato caricato con la seguente azione verticale:

Vehicle Data

Nome veicolo: LM71 Unità: KN, m, C

Prospetto del Carico



Carichi

Carico	Minimo	Massimo	Uniforme	Assale
Tipo Lunghezza	Distanza	Distanza	Carico	Carico
Leading Load	Infinite		80.	0.
Leading Load	Infinite		80.	0.
Fixed Length	0.8		0.	250.
Fixed Length	1.6		0.	250.
Fixed Length	1.6		0.	250.
Fixed Length	1.6		0.	250.
Fixed Length	0.8		0.	0.
Trailing Load	Infinite		80.	

Agg. Inserisci Modif. Canc.

Vehicle Remains Fully In Path

OK Annulla

I valori caratteristici dei carichi mobili (LM71) attribuiti ai modelli di carico sono stati moltiplicati per un coefficiente di adattamento $\alpha = 1,10$.

Traffico pesante treno SW/2

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante. Per tale modello di carico è stata considerata la seguente configurazione:

- due stese di carico di intensità 150 kN/m, lunghe 25.00 m distanziate da un lasco di 7.00 m.

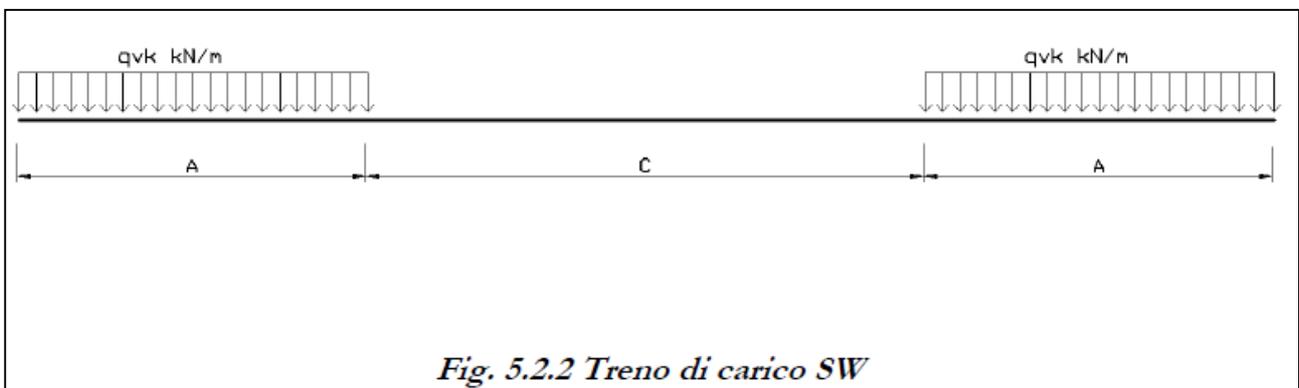


Fig. 5.2.2 Treno di carico SW

Ogni binario è stato caricato con la seguente azione verticale:

Vehicle Data

Nome veicolo: SW2 Unità: KN, m, C

Prospetto del Carico: 

Carico Tipo	Lunghezza	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Assale Carico
Fixed Length	25.			150.	0.
Fixed Length	25.	7.		150.	0.
Fixed Length	7.			0.	0.
Fixed Length	25.			150.	0.

Agg. Inserisci Modif. Canc.

Vehicle Remains Fully In Path

OK Annulla

Coefficienti dinamici

I coefficienti di incremento dinamico per linee con normale standard manutentivo sono stati determinati con la seguente equazione:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{con la limitazione} \quad 1 \leq \Phi_3 \leq 2$$

con la lunghezza L_Φ valutata secondo la Tabella 1.4.2.5.3.1:

- Travi principali $L_\Phi = L = 35 \text{ m}$;

$$\Phi_3 = 1.11$$

Per la verifica a fatica invece, il coefficiente di incremento dinamico del sovraccarico teorico è stato valutato mediante la seguente formula, in accordo alla "Specifiche per la verifica a fatica dei ponti ferroviari":

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.82 \quad \text{con la limitazione} \quad 1 \leq \Phi_2 \leq 1.67$$

$$\Phi_2 = 1.072$$

5.2.2 AZIONI ORIZZONTALI

Serpeggio

Si assume una forza orizzontale di 100 kN applicata alla sommità delle rotaie. I valori caratteristici dei carichi mobili LM71 sono stati moltiplicati per un coefficiente di adattamento $\alpha = 1,10$.

Avviamento e frenatura

$$\text{Avviamento: } Q_{ak} = 33 * L \leq 1000 \text{ kN}$$

Treno LM71

$$Q_{ak} = 33 * 35 * 1.1 = 1270.5 \text{ kN};$$

pertanto si assumerà:

$$Q_{ak} = 1000 \text{ kN}$$

Treno SW2

$$Q_{ak} = 33 * 35/2 * 1 = 577.5 \text{ kN}$$

Frenatura:

$$\text{Treno LM71 } Q_{bk} = 20 * L \leq 6000 \text{ kN}$$

$$\text{Treno SW2 } Q_{bk} = 35 * L$$

Treno LM71

$$Q_{bk} = 20 * 35 * 1.1 = 770 \text{ kN}$$

Treno SW2

$$Q_{bk} = 35 * \frac{35}{2} * 1 = 612.5 \text{ kN}$$

Nel modello di calcolo sono state considerate per ciascun treno di carico solamente le azioni (frenatura o avviamento) che determinano le sollecitazioni massime sulla struttura.

Forza centrifuga

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l'estensione della curva.

L'azione centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1.80 m al di sopra del P.F..

Raggio considerato: R= 1800 m

- Per il treno di carico tipo SW/2 si considerano i seguenti parametri e valori:

$$V = 100 \text{ km/h}$$

$$\alpha = 1$$

$$f = 1$$

$$Q_{tk} = 0 \text{ perché } Q_{vk} = 0$$

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127 r} \cdot f \cdot q_{vk} = \mathbf{6.6 \text{ kN/m}}$$
 (da considerare per una lunghezza di 35 m)

Il traffico verticale associato è pari a $\Phi \cdot 1 \cdot SW/2 = 1.11 \cdot 1 \cdot 150 \text{ kN/m} = 166.2 \text{ kN/m}$

- Per il treno di carico tipo LM/71 occorre distinguere due casi:

$$V=120 \text{ km/h}$$

$$\alpha = 1.1$$

$$f = 1$$

$$Q_{tk} = 1.1 \cdot \frac{V^2}{127 r} \cdot f \cdot Q_{vk} = \mathbf{17.3 \text{ kN}}$$

Il traffico verticale associato è pari a $\Phi \cdot \alpha \cdot LM/71 = 1.11 \cdot 1.1 \cdot 250 \text{ kN} = 305 \text{ kN}$

$$q_{tk} = 1.1 \cdot \frac{V^2}{127 r} \cdot f \cdot q_{vk} = \mathbf{5.5 \text{ kN/m}}$$

Il traffico verticale associato è pari a $\Phi \cdot \alpha \cdot LM/71 = 1.11 \cdot 1.1 \cdot 80 \text{ kN/m} = 97.7 \text{ kN/m}$

$$V=160 \text{ km/h}$$

$$\alpha = 1$$

$$f = 0.8 \text{ (considerando } L_f=35 \text{ m)}$$

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127 r} \cdot f \cdot Q_{vk} = \mathbf{22.5 \text{ kN}}$$

Il traffico verticale associato è pari a $\Phi \cdot LM/71 = 1.11 \cdot 250 \text{ kN} = 277.5 \text{ kN}$

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127 r} \cdot f \cdot q_{vk} = \mathbf{7.21 \text{ kN/m}}$$

Il traffico verticale associato è pari a $\Phi \cdot LM/71 = 1.11 \cdot 80 \text{ kN/m} = 88.8 \text{ kN/m}$

La forza centrifuga non andrà amplificata con i coefficienti dinamici, inoltre dovrà essere considerato anche il caso di assenza di forza centrifuga (convogli fermi).

5.3 AZIONI CLIMATICHE

5.3.1 VARIAZIONE TERMICA

Nelle verifiche dei singoli elementi è stata considerata una variazione termica uniforme, una variazione volumetrica ed una variazione termica non uniforme secondo quanto indicato sulla “Specificazione per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario”.

Variazione termica uniforme

La variazione termica uniforme volumetrica da considerare per un impalcato a struttura mista acciaio-clsrisulta pari a $\pm 15^{\circ}\text{C}$.

Variazione termica non uniforme

In aggiunta alla variazione termica uniforme è stata considerata una differenza pari a 5°C tra trave metallica e soletta in c.a..

Per la verifica delle deformazioni orizzontali e verticali dell’impalcato sono state considerate delle differenze di temperatura tra estradosso ed intradosso e fra le superfici laterali più esterne degli impalcati di 10°C .

5.3.2 AZIONE DELLA NEVE

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

5.3.3 AZIONE DEL VENTO

L’azione del vento è stata distinta in:

- Vento su struttura scarica, ossia azione del vento sul ponte senza carichi mobili;
- Vento su struttura carica, ossia azione del vento sul ponte durante il transito dei veicoli.

zona = 4
 T_R = 50 anni
as = 15 m

$$\begin{aligned} v_{b0} &= 28 \text{ m/s} \\ a_0 &= 500 \text{ m} \\ k_a &= 0.02 \text{ 1/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_b (T_R) &= 28.02 \text{ m/s} \\ \rho &= 1.25 \text{ kg/m}^3 \\ q_b &= 0.491 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{rugosità} &= D \\ \text{categoria di esposiz.} &= I \\ k_r &= 0.17 \\ z_0 &= 0.01 \text{ m} \\ z_{\text{min}} &= 2 \text{ m} \\ z &= 6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_t &= 1 \\ C_{e(10m)} &= 2.48 \\ C_d &= 1 \\ \varphi = S/S_p &= 1 \\ C_{pe} &= 1.4 \\ C_{pi} &= 0.28 \end{aligned}$$

pressione esterna

$$p_e = q_b C_p C_e C_d = 1.70 \text{ KN/m}^2$$

Cautelativamente è stata considerata sulla travata di verifica, una pressione uniforme pari a **2,5 kN/m²**.

5.4 AZIONI ECCEZIONALI

Deragliamento schema 1

Si considerano due stese di carico di lunghezza 6.40 m, intensità di 60 kN/m, ad una distanza pari allo scartamento S ed eccentriche rispettivamente 1.5 s e s.

Deragliamento schema 2

Si considera un carico lineare di lunghezza 20.00 m, intensità 80*1.4 kN/m, eccentrico di 1.5s rispetto all'asse binari.

5.5 AZIONI SISMICHE

Lo spettro di progetto è stato ottenuto utilizzando il foglio di calcolo elettronico messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito





Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	113
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

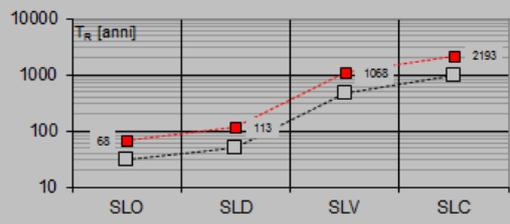
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

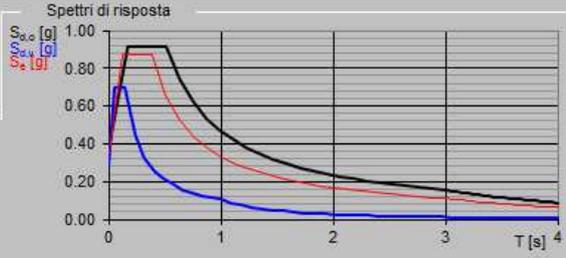
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **B** info $S_B = 1.052$ $C_C = 1.331$ info
 Categoria topografica: **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 : **1** Regol. in altezza: **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q : **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

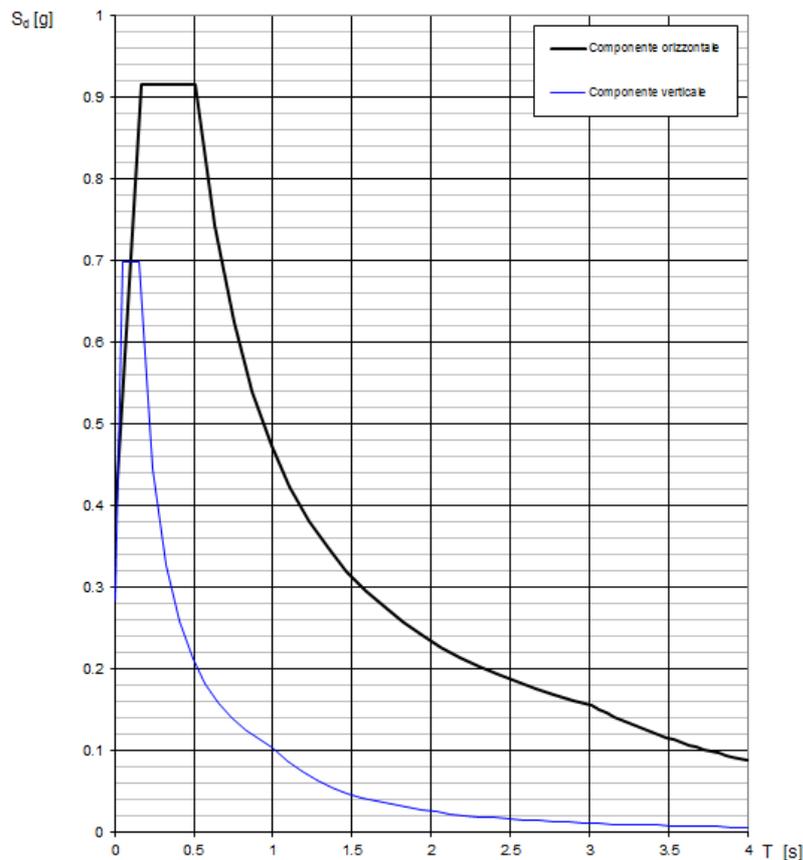
Spettri di risposta



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

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

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



5.6 COMBINAZIONI DI CARICO

Le singole azioni elementari vengono combinate come previsto sulla Normativa Ferroviaria *RFI DTC INC PO SP IFS 001 A*—“Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario”;

COEFFICIENTI DI COMB.			A1 STR	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
				treno scarico		
Carichi permanenti	<i>sfav</i>	Y_{G1}	1.35	serpeggio		
	<i>fav</i>		1	1	0.8	0
Carichi permanenti non strutturali	<i>sfav</i>	Y_{G2}	1.5	Eff_aerodinamici		
	<i>fav</i>		0	0.8	0.5	0
Traffico	<i>sfav</i>	Y_Q	1.45	vento		
	<i>fav</i>		0	0.6	0.5	0
Variabili	<i>sfav</i>	Y_{Qi}	1.5	temperatura		
	<i>fav</i>		0	0.6	0.6	0.5

VALUTAZIONE DEI CARICHI DA TRAFFICO													
Commenti	TIPO DI CARICO	Azioni Verticali			Azioni Orizzontali				Y _Q				
	GRUPPO DI CARICO	Carico verticale		Treno scarico	Frenatura e avviamento		Centrifuga		Serpeggio		1.45		
		<i>sfav</i>	<i>fav</i>		<i>sfav</i>	<i>fav</i>	<i>sfav</i>	<i>fav</i>	<i>sfav</i>	<i>fav</i>	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
massima azione verticale e laterale	<i>Gruppo1</i>	1	1	0	0.5	0	1	0	1	0	0.8	0.8	0
stabilità laterale	<i>Gruppo2</i>	0	0	1	0	0	1	0	1	0	0.8	0.8	0
massima azione longitudinale	<i>Gruppo3</i>	1	0.5	0	1	1	0.5	0	0.5	0	0.8	0.8	0
fessurazione	<i>Gruppo4</i>	0.8	0.6	0	0.8	0.6	0.8	0.6	0.8	0.6	1	1	0

S.L.U															
VARIABILE PRINCIPALE:	TRAFFICO								VENTO		TEMPERATURA				
CARICHI	SW2				LM71				STR.		SW2		LM71		STR.
	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	SCARICA	SCARICA	GR1	GR3	GR1	GR3	SCARICA
<i>combinazioni</i>	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15
Peso Proprio (G1)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Permanent Portati (G2)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SW2	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	1.16	1.16	1.16	1.16	0
LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	0	0	1.16	1.16	0
Serp_SW2	1.45	1.45	0.73	0.73	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	1.16	0.58	1.16	0.58	0
Serp_LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	1.16	0.58	0
F-A_SW2	0.73	0.73	1.45	1.45	0.73	0.73	1.45	1.45	0	0	0.58	1.16	0.58	1.16	0
F-A_LM71	0	0	0	0	0.73	0.73	1.45	1.45	0	0	0	0	0.58	1.16	0
centrifuga_SW2	1.45	1.45	0.73	0.73	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	1.16	0.58	1.16	0.58	0
centrifuga_LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	1.16	0.58	0
Eff_aerodinamici	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	1.20	1.20	1.20	1.20	0
Vento_scarico	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Vento_carico	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0	0	0.9	0.9	0.9	0.9	0
Temp_SLU	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

Azione sismica

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando con un coefficiente $\psi_2 = 0,2$ il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

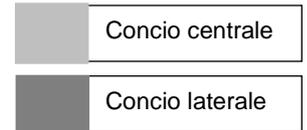
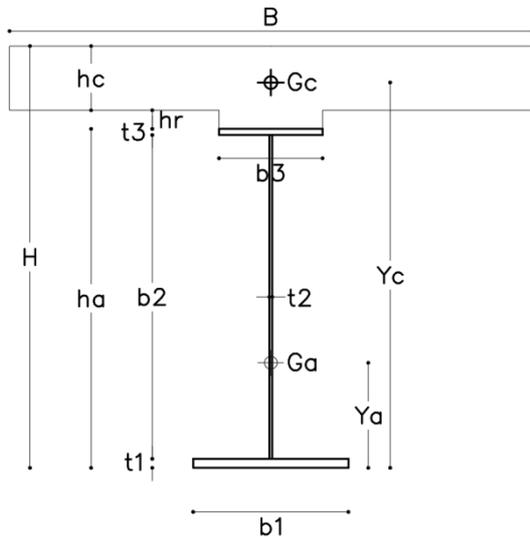
Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornite in § 2.5.3 (del D.M.) e che qui si riporta:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_j$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo in conto per il calcolo delle masse associate ai pesi propri e ai permanenti portati (ballast, etc.) i valori nominali di densità.

Nel caso dei ponti, nelle espressioni precedenti si assumerà per i carichi dovuti al transito dei convogli $\psi_{2j} = 0,2$, quando rilevante.

6. SEZIONI ELEMENTI IMPALCATO



TRAVE				
Concio	centrale	laterale		
H	1875	1875	mm	altezza totale sezione
ha	1510	1510	mm	altezza totale trave
b3	900	900	mm	lunghezza piattabsup
t3	50	40	mm	spessore piattabsup
b2	1400	1420	mm	altezza anima
t2	20	20	mm	spessore anima
b1	1300	1100	mm	lunghezza piattabinf
t1	60	50	mm	spessore piattabinf
	6	6		NUMERO TRAVI
i	1.7	1.7	m	INTERASSE TRAVI
Aa	151000	119400	mm ²	area acciaio
Ja	6.59E+10	5.2E+10	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	599	642	mm	baricentro trave dal basso

SOLETTA			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	315	mm	altezza cls
B	1700	mm	larghezza collaborante
Ac	5.81E+05	mm ²	area cls
yc	1703	mm	baricentro soletta

Concio laterale:

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

		d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore :	Anima	d/t _w =	71.00				α _{sy} = 0.837
	Piattabande	c/t =	11.00				ψ _{sy} = -0.999
		α _d =	0.837				
asse neutro el. = cm 75.479		ψ _d =	-0.985				
		c _v =	0.986				
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1		33.58				
	classe 2		38.66				
	classe 3		102.02				
		k _σ =					
						classe dell'anima	3
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1		7.54				
	classe 2		8.38				
	classe 3		11.73				
						classe piattabanda	3
	CLASSE SEZIONE		3				

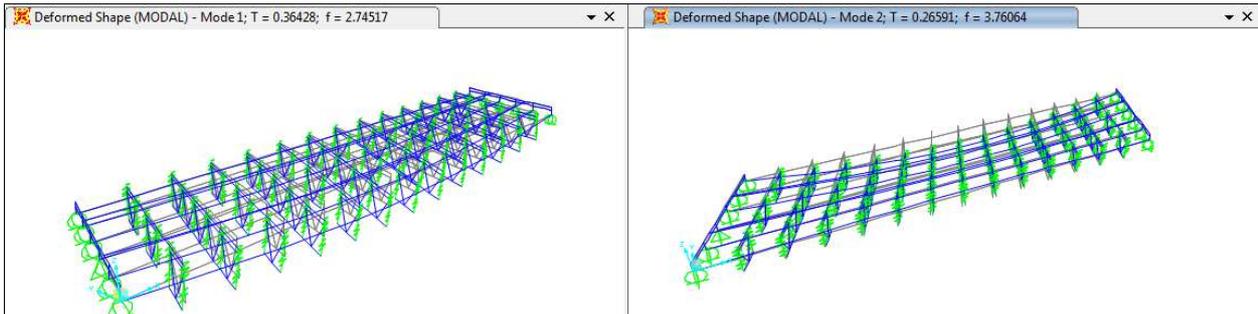
Concio centrale:

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

		d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore :	Anima	d/t _w =	70.00				α _{sy} = 1.000
	Piattabande	c/t =	8.80				ψ _{sy} = -1.000
		α _d =	1.000				
asse neutro el. = cm 75.483		ψ _d =	-0.985				
		c _v =	0.986				
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1		27.64				
	classe 2		31.83				
	classe 3		102.01				
		k _σ =					
						classe dell'anima	3
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1		7.54				
	classe 2		8.38				
	classe 3		11.73				
						classe piattabanda	3
	CLASSE SEZIONE		3				

7. ANALISI MODALE

L'analisi modale effettuata con programma di calcolo Sap2000, fornisce le frequenze proprie di vibrare dell'impalcato in esame: la prima è flessionale verticale, la seconda torsionale.



L'analisi è stata condotta verificando che il numero totale di mdv consenta l'eccitazione dell'85% della massa in tutte le componenti di spostamento.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless											
MODAL	Mode	1	0.3643	0.000	0.009	0.665	0%	1%	66%	0.197	0.004	0.000	20%	0%	0%
MODAL	Mode	2	0.2659	0.000	0.049	0.205	0%	6%	87%	0.617	0.012	0.000	81%	2%	0%
MODAL	Mode	3	0.1675	0.001	0.856	0.001	0%	91%	87%	0.057	0.001	0.000	87%	2%	0%
MODAL	Mode	4	0.1121	0.000	0.000	0.000	0%	91%	87%	0.000	0.412	0.023	87%	43%	2%
MODAL	Mode	5	0.0856	0.007	0.000	0.000	1%	91%	87%	0.000	0.209	0.438	87%	64%	46%
MODAL	Mode	6	0.0780	0.018	0.000	0.000	3%	91%	87%	0.000	0.106	0.399	87%	74%	86%
MODAL	Mode	7	0.0692	0.015	0.000	0.000	4%	91%	87%	0.000	0.000	0.005	87%	74%	87%
MODAL	Mode	8	0.0657	0.923	0.000	0.000	96%	91%	87%	0.000	0.000	0.015	87%	74%	88%
MODAL	Mode	9	0.0586	0.002	0.002	0.038	97%	92%	91%	0.039	0.001	0.000	91%	75%	88%
MODAL	Mode	10	0.0533	0.001	0.000	0.000	97%	92%	91%	0.000	0.000	0.001	91%	75%	88%
MODAL	Mode	11	0.0475	0.001	0.052	0.010	97%	97%	92%	0.001	0.000	0.000	91%	75%	88%
MODAL	Mode	12	0.0424	0.000	0.006	0.035	97%	97%	95%	0.027	0.001	0.000	94%	75%	88%
MODAL	Mode	44	0.0156	0.000	0.000	0.000	98%	100%	99%	0.000	0.001	0.000	99%	98%	99%
MODAL	Mode	45	0.0153	0.000	0.000	0.001	98%	100%	99%	0.000	0.000	0.000	99%	98%	99%
MODAL	Mode	46	0.0151	0.000	0.000	0.001	98%	100%	99%	0.000	0.000	0.000	99%	98%	99%
MODAL	Mode	47	0.0150	0.002	0.000	0.001	98%	100%	99%	0.001	0.000	0.001	99%	98%	99%
MODAL	Mode	48	0.0147	0.001	0.001	0.001	98%	100%	100%	0.002	0.001	0.000	99%	98%	99%
MODAL	Mode	49	0.0144	0.000	0.000	0.000	98%	100%	100%	0.002	0.000	0.000	99%	98%	99%
MODAL	Mode	50	0.0142	0.000	0.000	0.000	98%	100%	100%	0.000	0.002	0.000	99%	98%	100%

Considerando la prima frequenza propria flessionale dell'impalcato, si valuta la necessità o meno di effettuare analisi dinamiche piuttosto che statiche, in base alle indicazioni del **RFI DTC INC PO SP IFS 001A** §1.4.2.4., verificando che essa ricada nel fuso dei *Limiti della frequenza naturale del ponte n_0 [Hz] in funzione di L [m]*:

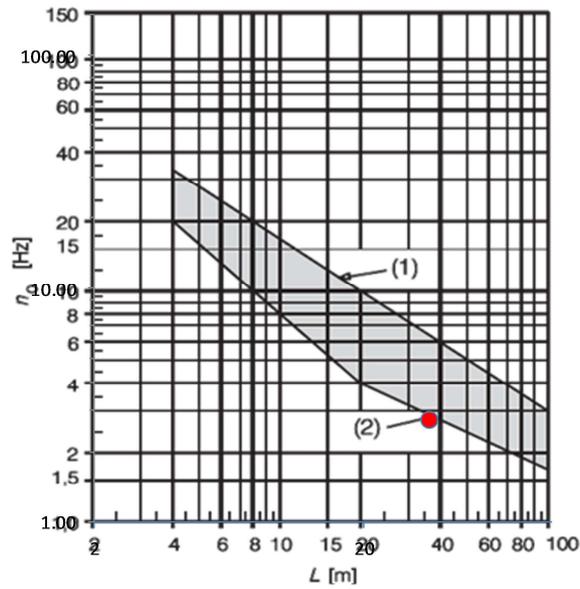
L	35	m
---	----	---

δ_0	41.8	mm
N_0	2.75	Hz

δ_0 è la freccia in mezzera dovuta alle azioni permanenti

N_0 è la prima frequenza naturale flessionale del ponte

(1)	6.63	Hz
(2)	2.87	Hz



(1) Limite superiore della frequenza naturale

(2) Limite inferiore della frequenza naturale

La suddetta frequenza, calcolata analiticamente corrisponde a quella fornita dal modello.

Come si evince dal grafico non è compresa nel fuso, è necessario, pertanto, effettuare analisi dinamiche.

8. ANALISI DINAMICA

La prima frequenza propria flessionale è $n_0 = 2.75$

La prima frequenza propria torsionale è $n_t = 3.76 > 1.2 n_0$

Si può effettuare l'analisi dinamica utilizzando il solo modo di vibrare flessionale.

I treni reali da utilizzare sono riportati nell'allegato 1.1 del [N5], il metodo da utilizzare è indicato nell'Allegato 2 del [N5], sono le tipologie A, B, C, D, E, F, a velocità 350km/h.

Per ogni modello di "treno reale" e per il modello di carico HSLM devono essere considerate una serie di velocità, dalla minima $V \leq 20$ Km/h (velocità quasi statica) fino alla massima velocità di progetto del ponte, ovvero, se minore, alla massima velocità indicata per il modello di carico "treno reale" incrementata del 20%.

La massima velocità di progetto deve generalmente essere $1,2 \cdot$ la massima velocità della linea; tali analisi dovranno effettuarsi considerando incrementi di velocità non superiori a 10 Km/h.

Le velocità considerate sono

$v_0 = 160$ km/h, velocità di progetto della linea

$v_{tr} = 350$ km/h, velocità dei treni reali di verifica ($350 \cdot 1.2$ km/h nei grafici)

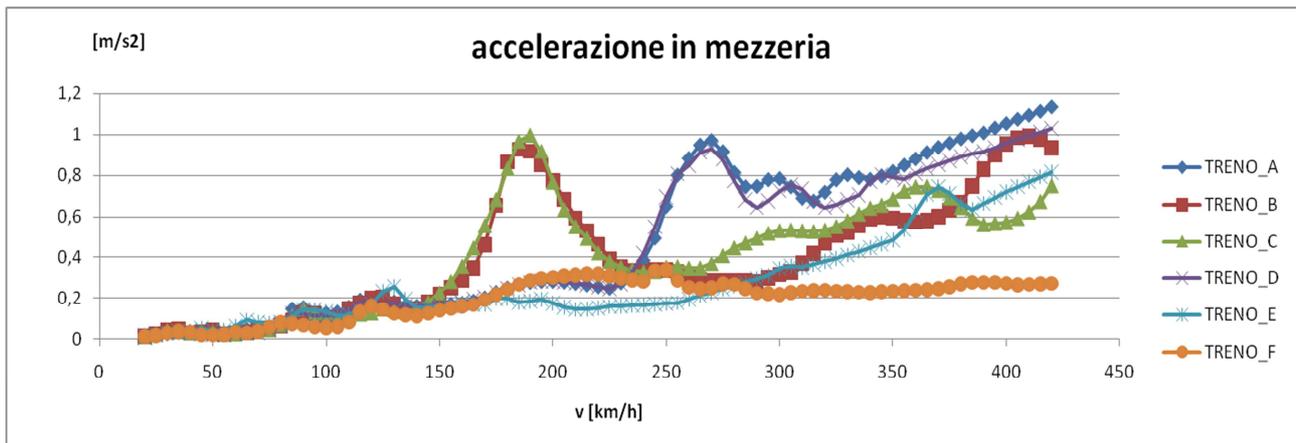
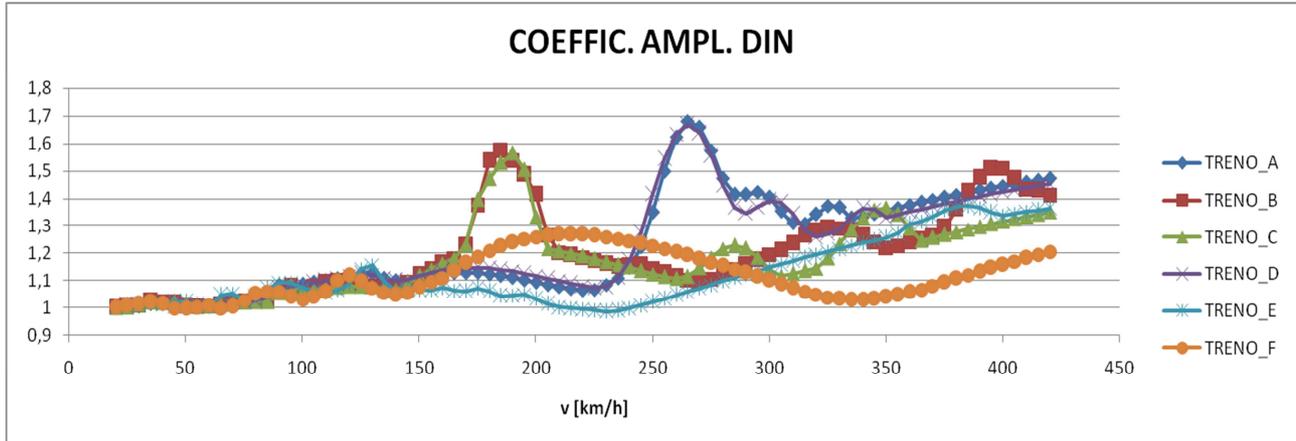
$v_{min} = 20$ km/h

$v_{max} = 192$ km/h = $1.2 \cdot v_0$ (nelle verifiche)

L_ϕ	$1,2 \cdot v_0$		T_0	n_0	K	Φ'_T	α	Φ''	$\Phi_T = 1 + \Phi'_T$
<i>m</i>	<i>km/h</i>	<i>m/s</i>	<i>sec</i>	<i>Hz</i>		<i>teorico</i>		<i>teorico</i>	<i>teorico</i>
35	192	53,33	0,364	2,75	0,2773	0,3806	1	0,00	1,381

Qp = Min (LM71+SW0;S W2)	Φ	$\Phi \cdot Qp$
kN/m	<i>ntc08</i>	kN/m
140,5	1,11	156,0

	$\Phi'_{REALE,f}$	Φ_{REALE}	Φ_{tr}	TR	TR $\cdot \Phi_{tr}$	TR $\cdot \Phi_{tr}$ <? $\Phi \cdot Qp$
	<i>dinamico</i> <i>max</i>	MAX ($\Phi_T; \Phi'_{REALE,f}$)	$\Phi_{REALE} + \Phi''$	kN/m	kN/m	
TRENO A	1,129	1,381	1,385	36,1	50,0	ok
TRENO B	1,573	1,573	1,578	33,6	53,1	ok
TRENO C	1,565	1,565	1,569	34,1	53,5	ok
TRENO D	1,146	1,381	1,385	34,8	48,2	ok
TRENO E	1,156	1,381	1,385	34,3	47,5	ok
TRENO F	1,251	1,381	1,385	31,5	43,6	ok



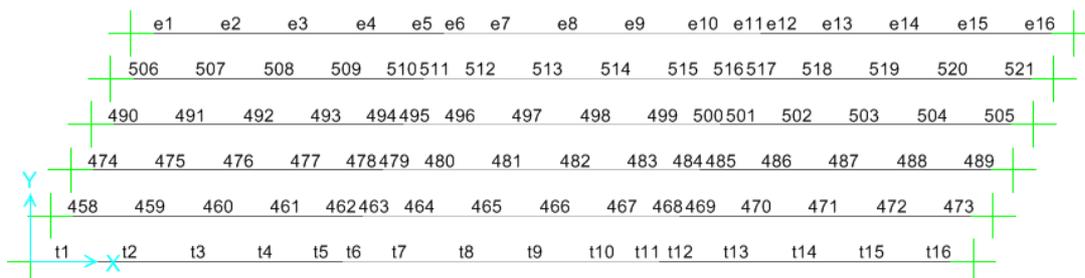
Come prescritto dalla norma, l'accelerazione massima in mezzzeria risulta inferiore a 3,5 m/s².

9. VERIFICHE SLU

Si riportano di seguito le sollecitazioni flettenti e taglianti per le travi più sollecitate costituenti l'impalcato per le 3 fasi di carico.

9.1 VERIFICHE DI RESISTENZA TRAVI PRINCIPALI

Di seguito la legenda dei conchi di trave verificati (vista in pianta delle travi nel modello):



FASE I (carichi: pesi propri: ACCIAIO + SOLETTA C.A.)

Comb. = 1.35 * G1

TABLE: Element Forces - Frames				1090.619	-1018.47	7949.668			
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
t1		0 fase1	Combination	-22.112	-1018.47	2.42	1.6831	-0.2702	-173.522
t2		0 fase1	Combination	-6.489	-888.893	-2.539	1.2245	15.6248	1905.306
t3		0 fase1	Combination	-1.791	-754.007	-6.393	0.6667	22.8455	3690.998
t4		0 fase1	Combination	1.803	-615.654	-10.016	0.0853	28.6689	5171.662
t5		0 fase1	Combination	9.494	-475.388	-13.19	-0.457	38.6946	6342.853
t6		0 fase1	Combination	9.494	-363.115	-13.19	-0.457	60.129	7024.136
t7		0 fase1	Combination	23.291	-328.955	-13.157	-1.2749	56.4269	7199.264
t8		0 fase1	Combination	29.838	-179.387	-14.82	-2.0897	60.151	7729.147
t9		0 fase1	Combination	35.022	-25.386	-11.336	-2.8398	65.2704	7930.268
t10		0 fase1	Combination	41.588	122.299	-12.341	-3.4452	61.2611	7791.56
t11		0 fase1	Combination	37.176	278.856	-5.065	-2.711	51.5308	7338.546
t12		0 fase1	Combination	37.176	342.68	-5.065	-2.711	55.9628	7066.624
t13		0 fase1	Combination	43.153	419.833	-5.785	-2.5572	41.007	6539.932
t14		0 fase1	Combination	44.809	573.817	6.74	-2.6756	48.3902	5446.846
t15		0 fase1	Combination	42.575	724.188	8.397	-2.6195	38.3009	4018.583
t16		0 fase1	Combination	5.577	917.891	9.246	-2.0421	22.7932	2287.423

Mmax. (fase I) = **7950** kN*m

Tmax. (fase I) = **1091** kN

FASE II (carichi: PERMANENTI PORTATI)

COMB = 1.35 * G2 + 1.5 * barriere + 1.5 * ritiro

TABLE: Element Forces - Frames				1120.482	-1048.49				11456.93
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
t1		0 fase2	Combination	-3427.722	-1048.49	2.819	8.3473	-0.3358	3020.131
t2		0 fase2	Combination	-3414.657	-905.683	-1.065	9.9317	9.4988	5221.723
t3		0 fase2	Combination	-3410.917	-763.915	-3.524	5.9108	13.2733	7086.594
t4		0 fase2	Combination	-3408.894	-619.729	-6	1.4393	15.9399	8622.76
t5		0 fase2	Combination	-3404.401	-473.522	-8.169	-2.4487	21.6649	9828.673
t6		0 fase2	Combination	-3404.401	-357.984	-8.169	-2.4487	34.9392	10504.27
t7		0 fase2	Combination	-3395.743	-323.385	-7.47	-5.4975	33.3754	10701.21
t8		0 fase2	Combination	-3391.372	-177.311	-9.347	-9.6125	34.6511	11235.84
t9		0 fase2	Combination	-3388.266	-25.432	-6.232	-13.7137	39.1399	11442.28
t10		0 fase2	Combination	-3383.652	119.329	-8.051	-17.2038	35.4785	11305.87
t11		0 fase2	Combination	-3387.684	274.171	-2.259	-21.2036	31.1465	10849.94
t12		0 fase2	Combination	-3387.684	336.384	-2.259	-21.2036	33.1232	10582.82
t13		0 fase2	Combination	-3384.019	419.257	-4.842	-24.0344	22.0458	10042.38
t14		0 fase2	Combination	-3385.436	583.254	4.777	-26.2531	29.299	8914.038
t15		0 fase2	Combination	-3387.183	741.814	3.857	-26.7617	21.2203	7411.449
t16		0 fase2	Combination	-3409.146	942.732	8.726	-15.9373	21.4079	5558.467

Mmax. (fase II) = 11457 kN*m

Tmax. (fase II) = 1121 kN

FASE III (carichi: SOVRACCARICHI ACCIDENTALI e AZIONI CLIMATICHE, si riporta l'involuppo delle combinazioni precedentemente descritte e depurate dei carichi G1 e G2 considerati rispettivamente in Fase I e Fase II)

TABLE: Element Forces - Frames				1224.285	-1133.77				11315.28	
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
t1		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	-12.753	97.99	142.854	49.2544	0.8375	179.2238
t2		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	259.594	29.396	107.473	131.8667	148.3596	2722.349
t3		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	353.983	-4.259	98.65	112.072	128.7128	5295.693
t4		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	428.45	-3.251	77.589	91.1329	105.1112	7377.839
t5		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	488.186	2.737	72.036	54.6052	101.9769	9129.909
t6		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	488.186	2.737	72.036	54.6052	31.0777	9908.544
t7		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	542.828	69.027	55.145	39.4746	87.514	10297.17
t8		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	573.583	177.648	59.087	24.7775	94.8448	11092.71
t9		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	587.825	281.414	25.922	29.8092	57.0399	11306.09
t10		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	542.244	444.082	32.288	43.3012	66.1462	11166.15
t11		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	496.375	574.004	3.18	65.2713	23.7117	10429.48
t12		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	496.375	574.004	3.18	65.2713	33.5629	10022.52
t13		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	436.461	760.495	14.783	94.1834	33.0402	9329.957
t14		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	375.127	895.832	-5.55	122.4203	-3.792	7640.603
t15		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	289.725	1075.496	16.371	135.9429	5.3163	5579.776
t16		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	75.292	1224.285	38.638	39.4912	96.4307	3037.152

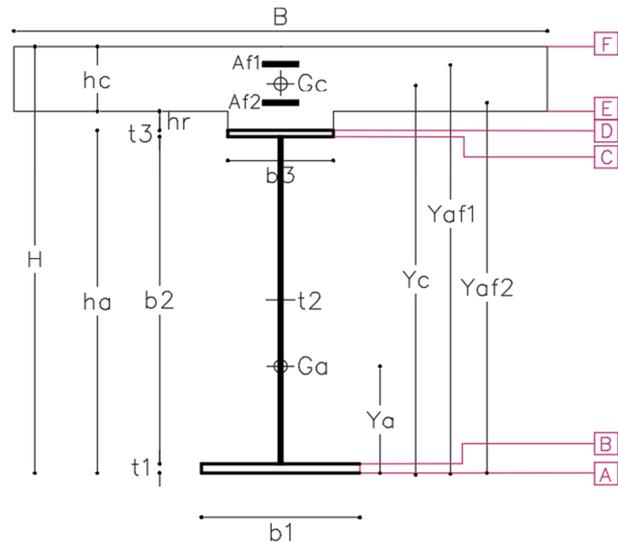
Mmax. (fase III a) = 11315.3kN*m

Tmax. (fase III a) = 1224.3 kN

CONCIO IN APPOGGIO (Tipo concio = laterale):

Dati sezione

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	1875	mm	altezza totale sezione
ha	1510	mm	altezza totale trave
b3	900	mm	lunghezza piattab sup
t3	40	mm	spessore piattab sup
b2	1420	mm	altezza anima
t2	20	mm	spessore anima
b1	1100	mm	lunghezza piattab inf
t1	50	mm	spessore piattab inf
	6		NUMERO TRAVI
i	1.7	m	INTERASSE TRAVI
Aa	119400	mm ²	area acciaio
Ja	5.20E+10	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	642	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	315	mm	altezza cls
B	1700	mm	larghezza collaborante
Ac	5.81E+05	mm ²	area cls
yc	1703	mm	baricentro soletta
armatura			
nφ1	5		ferri sup in un metro
φ1	24	mm	diámetro ferri sup.
Af1	7691	mm ²	area armatura sup
if1	100	mm	interferro
nφ2	5		ferri inf in un metro
φ2	24	mm	diámetro ferri inf.
Af2	7691	mm ²	area armatura inf
if2	100	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	1825	mm	baricentro ferri sup
yaf2	1622	mm	baricentro ferri inf



n(L.T.)		n(B.T.)		BARICENTRI			
ya	642	mm	baricentro trave	642			
y _G BT	1148	mm	sez a mom positivo	1148			
y _G BT	765	mm	sez a mom negativo	765			
y _G LT	948	mm	sez a mom positivo	948			
y _G LT	765	mm	sez a mom negativo	765			
INERZIE							
Ja	5.20E+10	mm ⁴	inerzia sola trave	5.20E+10			
Ja+s	1.18E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	1.18E+11			
Ja+f	6.81E+10	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)	6.81E+10			
Ja+s	9.16E+10	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	9.16E+10			
Ja+f	6.81E+10	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)	6.81E+10			
			sez. lorda				sez. efficace

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3	
mom. Flett.	M ed	7066.6	10582.8	10022.5	kNm
taglio agente	T ed	1090.6	1120.5	1224.3	kN

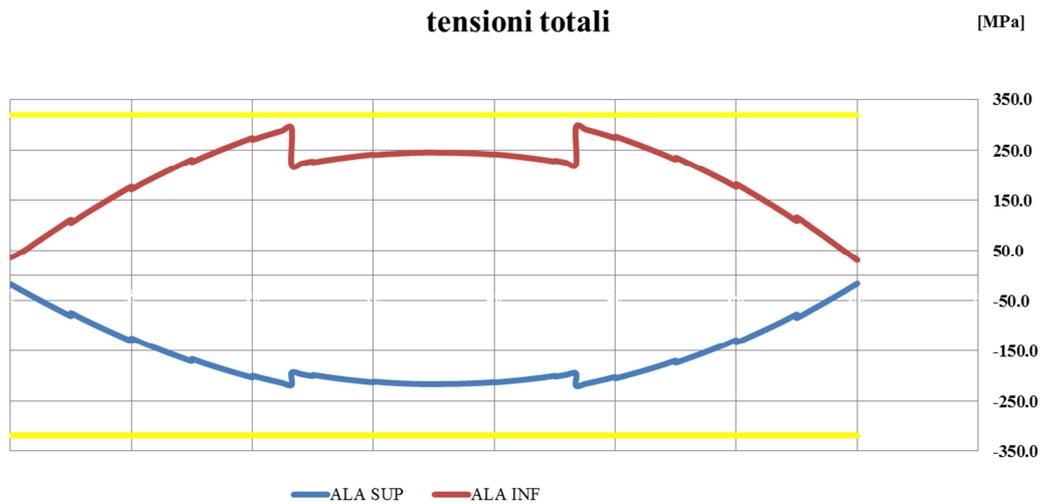
	fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	0.00	-101.22	-57.73	-159.0	391.3	verificato 0.41
ferri inf	Af2	0.00	-77.78	-40.42	-118.2	391.3	verificato 0.30
cls sup	F	0.00	-6.04	-9.93	-16.0	18.8	verificato 0.85
cls inf	E	0.00	-3.98	-5.63	-9.6	18.8	verificato 0.51
piattab sup	D	-118.00	-64.85	-30.87	-213.7	319.0	verificato 0.67
anima sup	C	-112.57	-60.23	-27.46	-200.3	319.0	verificato 0.63
anima inf	B	80.37	103.75	93.66	277.8	319.0	verificato 0.87
piattab inf	A	87.17	109.52	97.93	294.6	319.0	verificato 0.92
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	

σ id TOT	σ limite	
159.0	391.3	verificato
118.2	391.3	verificato
16.0	18.8	verificato
9.6	18.8	verificato
213.7	319.0	verificato
301.4	319.0	verificato
301.4	319.0	verificato
294.6	319.0	verificato
	[Mpa]	[Mpa]

		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	
anima	C, D	38.4	39.5	43.1	121.0	184.2	verificato 0.66
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	

FUSO DELLE TENSIONI

Si riporta il fuso delle tensioni lungo le fibre inferiore e superiore della trave di progetto ovvero la trave di riva che risulta essere quella maggiormente sollecitata.



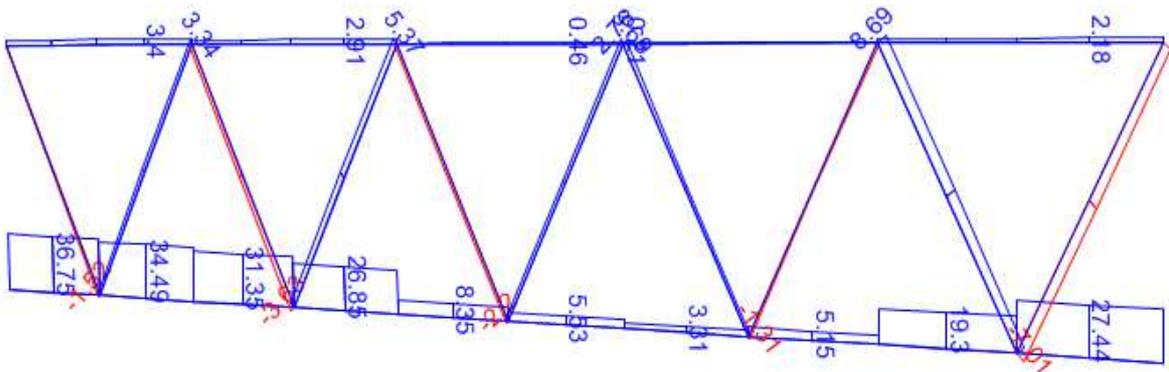
Le verifiche risultano soddisfatte

9.2 VERIFICHE DI RESISTENZA TRAVERSI

Il calcolo dell'azione assiale di trazione $N_{ed,t}$ per eseguire la relativa verifica è dato dalla somma delle aliquote derivanti dai modelli relativi alle diverse fasi:

- Fase 1

 Axial Force Diagram (fase1)

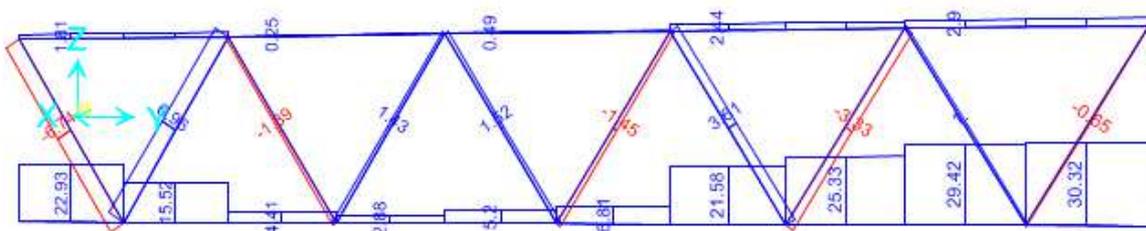


$N_{Ed,t1} = 37$ kN (briglia inferiore)

$N_{Ed,t1} = 9$ kN (diagonali)

- Fase 2

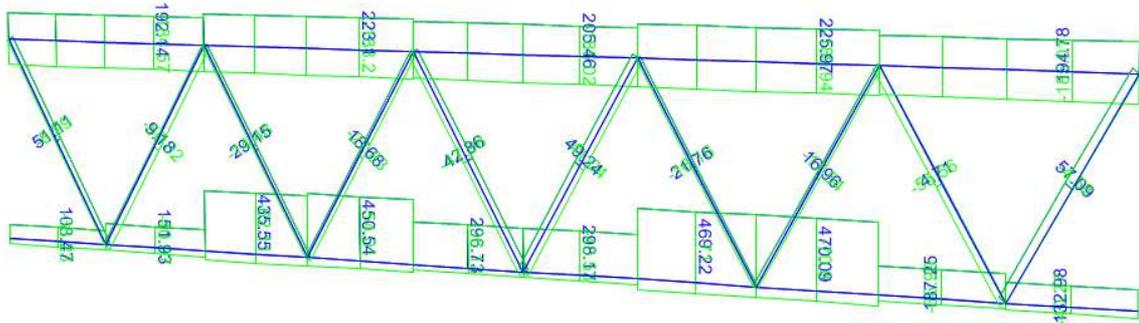
 Axial Force Diagram (fase2)



$N_{Ed,t2} = 30.3$ kN (briglia inferiore)

• Fase 3

Axial Force Diagram (INVILUPPO_SLU)



$N_{Ed3t} = 471 \text{ kN}$ (briglia inf)

$N_{Ed3t} = 57.1 \text{ kN}$ (diagonali)

A rigore, in fase 3, ai fini della verifica di resistenza andrebbe considerato il valore di trazione nello stesso elemento per cui è massima in fase 1 e fase 2, ma considerando il valore massimo tra tutti gli elementi si opera in favore di sicurezza.

La N_{ed} di calcolo a trazione è quindi la somma di $N_{1t} + N_{2t} + N_{3t}$, ovvero $N_{ed} = 37 + 30.3 + 471 = 538.3 \text{ kN}$.

La verifica risulta quindi:

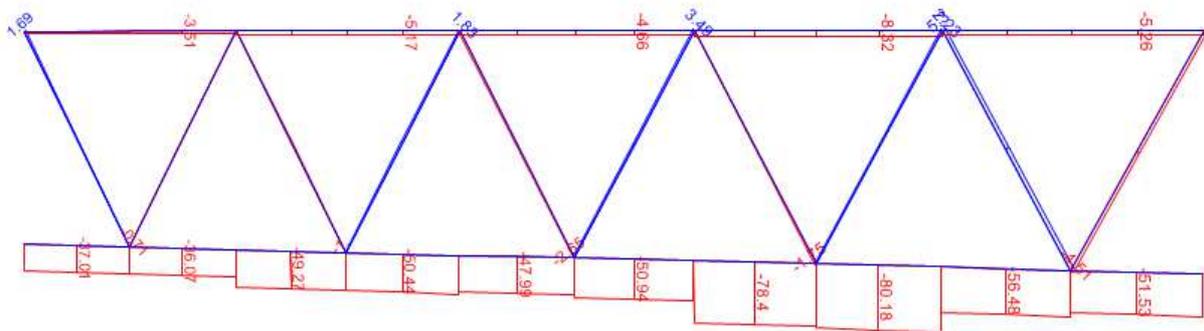
TRAZIONE			
$N_{Ed} =$	540	kN	sollecitazione agente
$f_{yk} =$	355	MPa	resistenza di calcolo
$f_{tk} =$	510	MPa	resistenza di calcolo
$\gamma_{m0} =$	1.05	-	coeff. SLU
$\gamma_{m2} =$	1.25	-	coeff. SLU
$f_{yd} =$	338	MPa	resistenza di progetto
$A =$	3800	mm ²	area sezione lorda
$A_n =$	2660	mm ²	area sezione netta (senza fori dei collegam.)
$N_{pl,Rd} =$	1285	kN	res pl della sez lorda
$N_{u,Rd} =$	977	kN	res a rottura della sez netta

$N_{t,Rd} =$	977	kN	res a rottura per trazione della sez
$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$	✓		verifica soddisfatta

Il calcolo dell'azione assiale di compressione N_{Edc} per eseguire la relativa verifica è dato dalla somma delle aliquote derivanti dai modelli relativi alle diverse fasi:

- Fase 1**

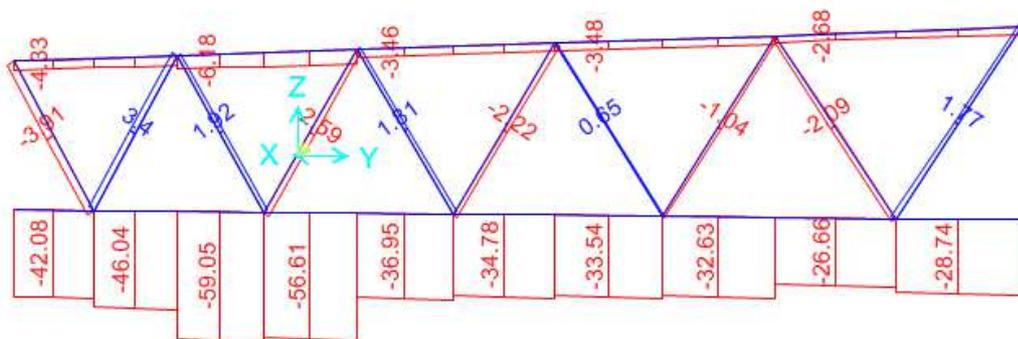
 Axial Force Diagram (fase1)



$N_{Ed1c} = 80.2 \text{ kN}$

- Fase 2**

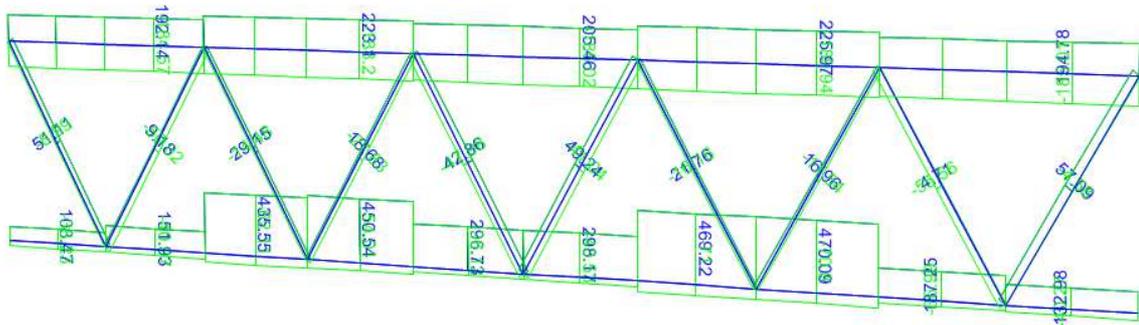
 Axial Force Diagram (fase2)



$N_{Ed2c} = 59.1 \text{ kN}$

• Fase 3

Axial Force Diagram (INVILUPPO_SLU)



$N_{Ed3c} = 226 \text{ kN}$

La N_{ed_c} di calcolo a compressione è quindi la somma di $N1_c + N2_c + N3_c$, ovvero $N_{ed_c} = 80.2 + 59.1 + 226 = 365 \text{ kN}$.

La verifica risulta quindi:

Stabilità delle aste compresse - nel piano della sez.			
E =	210000	MPa	modulo elastico
$N_{ed} =$	365	kN	sollecitazione agente
$f_{yk} =$	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	3800	mm ²	area della sezione
L =	1858	mm	lunghezza dell'asta
J =	3600088	mm ⁴	inerzia della sezione
$\gamma_{m1} =$	1.10	-	coeff. SLU
A eff =	2660	mm ²	area efficace della sezione
$\chi =$	0.95	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
$\phi =$	1		
$\alpha =$	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
$\lambda =$	0.3		snellezza adimensionale
$\beta =$	0.5		riduz lugh libera d'inflessione
$L_0 =$	929	mm	lunghezza libera d'inflessione
Ncr =	8645711	N	carico critico euleriano
$\nu =$	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
$N_{b,Rd} =$	818	kN	
$N_{b,Rd} \geq N_{ed}$		✓	verifica soddisfatta

Stabilità delle aste compresse - fuori dal piano			
E =	210000	MPa	modulo elastico
$N_{ed} =$	365	kN	sollecitazione agente
$f_{yk} =$	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	3800	mm ²	area della sezione
L =	1858	mm	lunghezza dell'asta
J =	8575417	mm ⁴	inerzia della sezione
$\gamma_{m1} =$	1.10	-	coeff. SLU
A eff =	2660	mm ²	area efficace della sezione
$\chi =$	0.91	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
$\phi =$	1		
$\alpha =$	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
$\lambda =$	0.4		snellezza adimensionale
$\beta =$	1.0		riduz lugh libera d'inflessione
$L_0 =$	1858	mm	lunghezza libera d'inflessione
Ncr =	5148526	N	carico critico euleriano
$\nu =$	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
$N_{b,Rd} =$	785	kN	
$N_{b,Rd} \geq N_{ed}$		✓	verifica soddisfatta

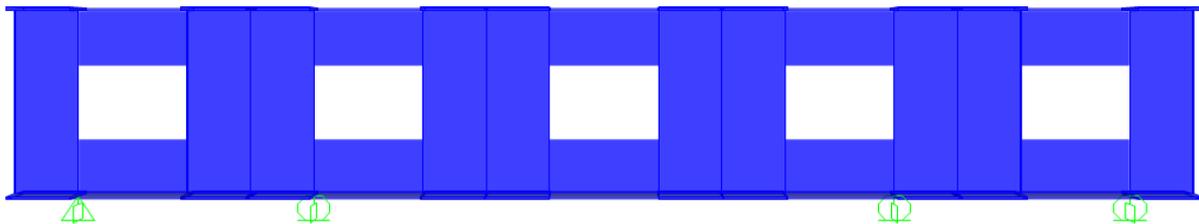
diagonali 2L 100x100x10

Stabilità delle aste compresse - fuori dal piano			
E =	210000	MPa	modulo elastico
N _{ed} =	365	kN	sollecitazione agente
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	3800	mm ²	area della sezione
L =	1722	mm	lunghezza dell'asta
J =	3600088	mm ⁴	inerzia della sezione
γ _{m1} =	1.10	-	coeff. SLU
A _{eff} =	2660	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.77	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
φ =	1		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	0.7		snellezza adimensionale
β =	1.0		riduz lugh libera d'inflessione
L ₀ =	1722	mm	lunghezza libera d'inflessione
N _{cr} =	2516320	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N _{b,Rd} =	938	kN	
N _{b,Rd} ≥ N _{ed}		✓	verifica soddisfatta

9.3 VERIFICHE DI RESISTENZA DIAFRAMMA DI TESTATA

Si applicano sul diaframma di testata le azioni permanenti massime che le travi vi trasferiscono, nel caso di sollevamento dell'impalcato per sostituzione apparecchi d'appoggio.

Si ipotizza di posizionare 4 martinetti in corrispondenza degli irrigidimenti di bordo dei passi d'uomo dei traversi di testata, come in figura:



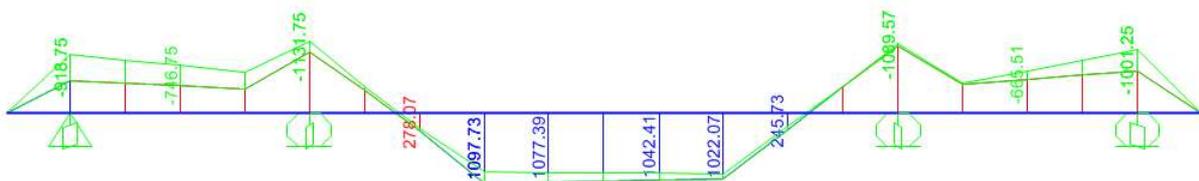
Spalla A



Spalla B



L'involuppo delle sollecitazioni è il seguente:



Si riportano le verifiche effettuate con software SAp2000

Steel Design Sections (Italian NTC 2008)

traverso pannello con buco traverso



Steel Stress Check Data Italian NTC 2008

File

Loc : 0.860 Z Mid: 0.000 Class: Class 3 Rolled : No Units: kN, m, C

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25
An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=0.950

Aeff=0.033 eNy=0.000 eNz=0.000
A=0.033 Iyy=0.013 iyy=0.635 Wel,yy=0.018 Weff,yy=0.018
It=4.447E-06 Izz=2.139E-04 izz=0.080 Wel,zz=0.001 Weff,zz=0.001
Iw=0.000 Iyz=0.000 h=1.490 Wpl,yy=0.021 Av,y=0.015
E=210000000.0 fy=355000.000 fu=510000.000 Wpl,zz=0.002 Av,z=0.033

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.860	0.000	1042.410	0.000	-11.998	0.000	0.000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)
D/C Ratio: 0.648 = 0.000 + 0.648 + 0.000 < 0.950 OK
= Ned/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	0.000	11224.762	11224.762				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	11224.762	12191.040	876.992	876.992	1.000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1322323.024	0.094	0.479	1.000	11224.762
MajorB (y-y)	c	0.490	1322323.024	0.094	0.479	1.000	11224.762
Minor (z-z)	c	0.490	21135.494	0.747	0.913	0.696	7807.596
MinorB (z-z)	c	0.490	21135.494	0.747	0.913	0.696	7807.596
Torsional TF	c	0.490	876.992	3.666	8.069	0.066	735.734

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	1042.410	1077.392	1042.410	-551.250			
Minor (z-z)	0.000	0.000	0.000	0.000			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	6073.405	6073.405	6073.405	6073.405			
Minor (z-z)	361.604	361.604	361.604				
LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
	d	0.760	1.510	2.138	0.274	1.015	2796.327
Factors	kyy	kyz	kzy	kzz			
	1.000	1.000	1.000	1.000			

SHEAR DESIGN

	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion
Major (z)	40.676	6480.616	0.006	OK	0.000
Minor (y)	0.000	2887.154	0.000	OK	0.000
Reduction	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW		
	6480.616	1.000	0.000		

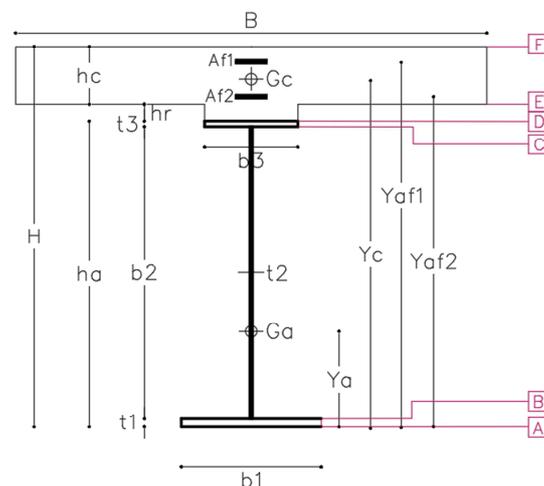
10. VERIFICHE A FATICA TRAVI PRINCIPALI

Viene di seguito riportata la verifica a fatica della trave maggiormente sollecitata nelle condizioni di traffico ferroviario comprensivo degli effetti dinamici.

Le caratteristiche geometriche utilizzate sono le medesime cui si è fatto riferimento per le verifiche di resistenza.

Dati sezione

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	1910	mm	altezza totale sezione
ha	1510	mm	altezza totale trave
b3	900	mm	lunghezza piattab sup
t3	40	mm	spessore piattab sup
b2	1420	mm	altezza anima
t2	20	mm	spessore anima
b1	1100	mm	lunghezza piattab inf
t1	50	mm	spessore piattab inf
	6		NUMERO TRAVI
i	1.7	m	INTERASSE TRAVI
Aa	119400	mm ²	area acciaio
Ja	5.2009E+10	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	641.532663	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	350	mm	altezza cls
B	2750	mm	larghezza collaborante
Ac	1007500	mm ²	area cls
yc	1726.067	mm	baricentro soletta
armatura			
n(φ1)	5		ferri sup in un metro
φ1	24	mm	diámetro ferri sup.
Af1	12440.7069	mm ²	area armatura sup
if	100	mm	interferro
n(φ2)	10		ferri inf in un metro
φ2	24	mm	diámetro ferri inf.
Af2	12440.7069	mm ²	area armatura inf
if	100	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	1860	mm	baricentro ferri sup
yaf2	1622	mm	baricentro ferri inf



armatura		n(L.T.)	n(B.T.)	BARICENTRI				
nφ1	5	17.7	6.2	ya	642	mm	baricentro trave	642
φ1	24	606		yc BT	1304	mm	sez a mom positivo	1304
Af1	12440.7069	soletta interam. reag.		yc BT	831	mm	sez a mom negativo	831
if	100	soletta interam. reag.		yc LT	1084	mm	sez a mom positivo	1084
nφ2	10			yc LT	831	mm	sez a mom negativo	831
φ2	24			INERZIE	0			0
Af2	12440.7069			Ja	5.20E+10	mm ⁴	inerzia sola trave	5.20E+10
if	100			Ja+s	1.40E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	1.40E+11
cf	50			Ja+f	7.73E+10	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)	7.73E+10
yaf1	1860			Ja+s	1.11E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	1.11E+11
yaf2	1622			Ja+f	7.73E+10	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)	7.73E+10
				sez. lorda				sez. efficace

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 3	
mom. Flett.	M ed	5425.0	kNm
taglio agente	T ed	620.0	kN

	fibra	σ FASE 3	σ TOT	σ llmite	verificato	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	-21.5	-21.5	391.3	verificato	0.06
ferri inf	Af2	-12.3	-12.3	391.3	verificato	0.03
cls sup	F	-3.8	-3.8	18.8	verificato	0.20
cls inf	E	-1.6	-1.6	18.8	verificato	0.08
piattab sup	D	-8.0	-8.0	338.1	verificato	0.02
anima sup	C	-6.4	-6.4	338.1	verificato	0.02
anima inf	B	48.5	48.5	319.0	verificato	0.15
piattab inf	A	50.5	50.5	319.0	verificato	0.16
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]		

		τ FASE 3	τ TOT	τ llmite	verificato	tasso di lavoro
anima	C, D	22.1	22.1	195.2	verificato	0.11
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]		

Verifica a fatica

λ	=	0.64	
$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4$			
λ_1	=	0.64	
λ_2	=	1	
λ_3	=	1	VU = 100 anni
λ_4	=	1	
a	=	1.00	rapporto sigma1treno/2 treni
n	=	0.33	DA NORMA (% di treni su ponte)
γ_m	=	1.35	
ks	=	0.84	
sd	=	71	
sd red	=	59.70	
sd red/ γ_m	=	44.2	
	>		OK
σ_{MAX}		50.5	MPa
$\sigma_{MAX} * \lambda$		32.3	MPa

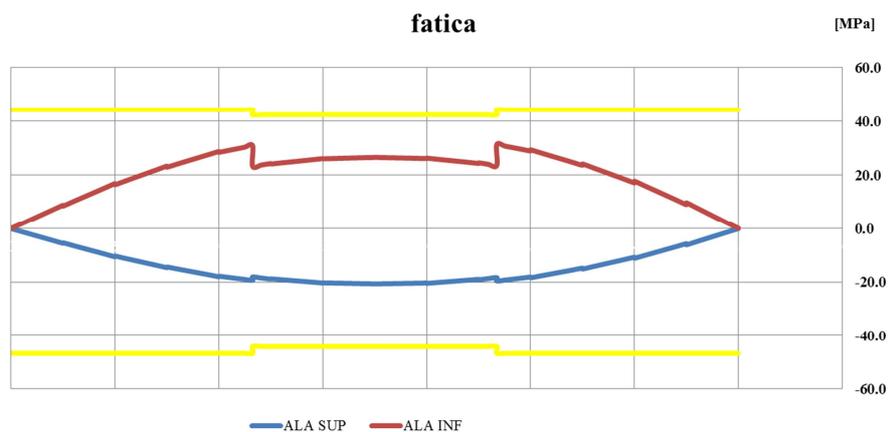
Si calcola il fattore di correzione: $\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 < 1.4$

Ipotizzando cautelativamente $\lambda=0.64$ si avrà una tensione massima = $0.64 * 50.5 = 32.3$ MPa

$\Delta\sigma = 71$ Mpa ($\Delta\sigma_{rid.} = 0.84 * 71 = 59.7$ Mpa)

$32.3 < 59.7 / 1.35 = 44.2$ Mpa (verifica soddisfatta)

Fuso delle tensioni lungo le piattabande della trave di progetto per lo stato limite di fatica.



Le verifiche risultano soddisfatte.

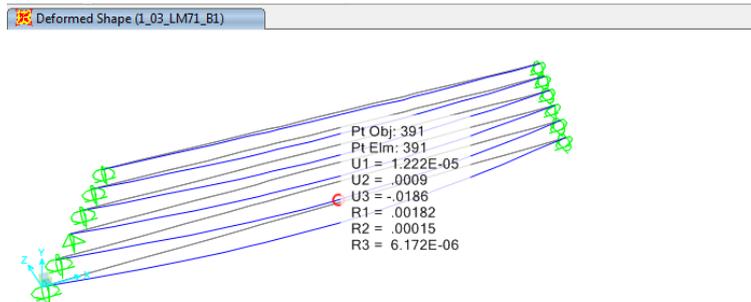
11. VERIFICHE SLE

11.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

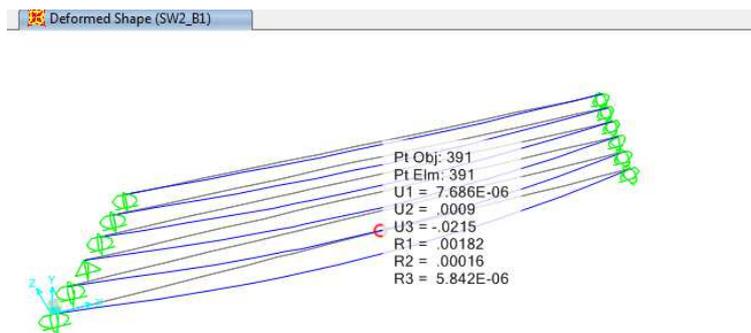
Si verifica l'inflessione nel piano verticale dell'impalcato. Si considerano agenti i treni di carico LM71 e SW2 incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α .

LM71

Abbassamento 18.6 mm < $L/1000 = 35$ mm



Abbassamento 21.5 mm < $L/1000 = 35$ mm



Le verifiche risultano soddisfatte

12. CALCOLO DELLA CONTROMONTA

Si determina la freccia totale “ f_{tot} ” come somma delle frecce dovute ai seguenti carichi:

- Peso proprio (modello fase1 con sez. res. =solo acciaio);
- Permanenti portati (modello fase2 con sez. res. =acciaio + cls a lungo termine);
- Ritiro (modello fase2 con sez. res. =acciaio + cls a lungo termine);
- 25% Accidentali (traffico nel modello fase3 con sez. res. =acciaio + cls a breve termine);

sez	sez solo acc	acc + cls (t inf)		acc + cls (t 0)	f tot
	f peso proprio	f perm port	f ritiro	f acc*Φ	
	mm	mm	mm	mm	mm
app	0	0	0	0	0
giunto	53	23.3	11.5	19.2	92.6
mezz	60.4	26.6	12.8	21.8	105.25
coeff	1	1	1	0.25	

Si determina l'arco di circonferenza che definisce la contromonta imponendone il passaggio per i punti:

app1: X=0, Y=0

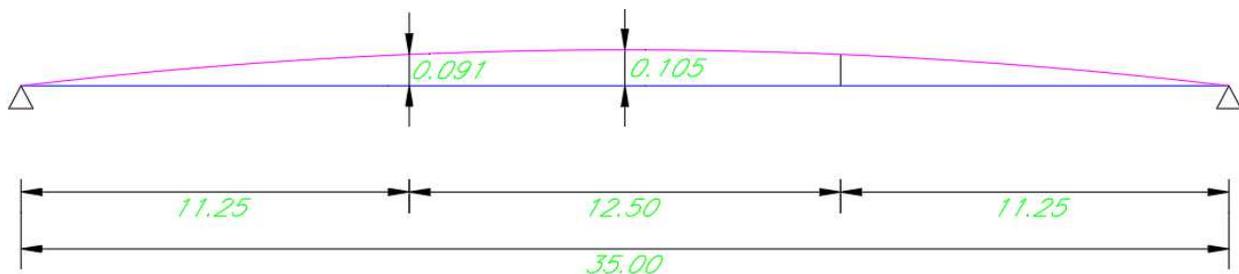
mezzeria: X=17.5, Y=0.105

app2: X=35, Y=0

Si ottiene la seguente equazione: $x^2 + y^2 - 35x + 2917y = 0$

Il raggio della circonferenza R = 1458.4m

Lo schema di contromonta è il seguente:



13. REAZIONI AGLI APPOGGI

13.1 SCHEMA APPOGGI

Lo schema dei vincoli della travata metallica è il seguente:



App3 e app4 = F = apparecchio di appoggio di tipo fisso elastico;

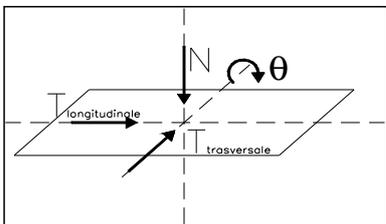
App9 = U= apparecchio di appoggio di tipo unidirezionale disposto in direzione longitudinale;

I restanti = M= apparecchio di appoggio di tipo multi-direzionale.

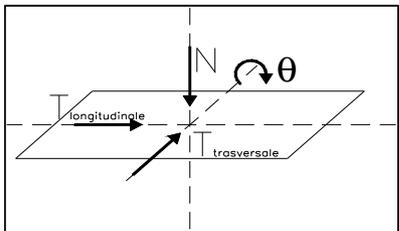
13.2 REAZIONI APPOGGI

Si riportano di seguito le reazioni agli appoggi in base allo schema della 44E:

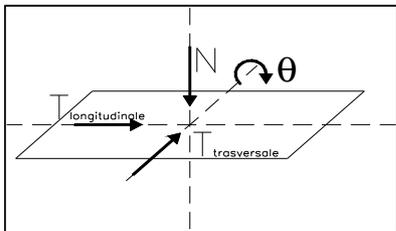
• VINCOLO FISSO

			Reazioni degli apparecchi di appoggio					
			max N	min N	max Tl	min Tl	max Tt	min Tt
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Azioni (valori caratteristici)								
1.1	permanenti G, P	peso proprio	524	524	-	-	-	-
1.2		permanenti	484	484	-	-	-	-
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-
2.1	variabili Q	treni di carico	746	-746	-	-	-	-
2.2		veicoli speciali	-	-	-	-	-	-
2.3		forza centrifuga	18	-18	0	0	164	-164
2.4		avviamento e frenatura	42	-42	501	-501	27	-27
2.5		serpeggio	2	-2	0	0	102	-102
2.6		folia	-	-	-	-	-	-
2.7		vento sulla struttura	9	-9	0	0	163	-163
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	18	-18	0	0	343	-343
2.9		temperatura	125	-125	0	0	0	0
2.1								
2.11								
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-	-	-	-	-
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-	-	-	-	-
5.1	combinazioni di esercizio	Nmax	2743	-	726	-	695	-
5.2		Nmin	-	124	726	-	695	-
5.3		Tl max	-	-	726	-	695	-
5.4		Ttmax	-	-	-	-	695	-

• **VINCOLO UNIDIREZIONALE**

			Reazioni degli apparecchi di appoggio					
			max N	min N	max Tl	min Tl	max Tt	min Tt
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Azioni (valori caratteristici)								
1.1	permanenti G, P	peso proprio	524	524	-	-	-	-
1.2		permanenti	457	457	-	-	-	-
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-
2.1	variabili Q	treni di carico	685	-685	-	-	-	-
2.2		veicoli speciali	-	-	-	-	-	-
2.3		forza centrifuga	12	-12	0	0	157	-157
2.4		aviamento e frenatura	4	-4	0	0	-17	17
2.5		serpeggio	0	0	0	0	98	-98
2.6		folia	-	-	-	-	-	-
2.7		vento sulla struttura	13	-13	0	0	187	-187
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	13	-13	0	0	358	-358
2.9		temperatura	135	-135	0	0	0	0
2.1								
2.11								
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-	-	-	-	-
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-	-	-	-	-
5.1	combinazioni di esercizio	Nmax	2549	-	0	-	691	-
5.2		Nmin	-	237	0	-	691	-
5.3		Tl max	-	-	0	-	691	-
5.4		Ttmax	-	-	-	-	691	-

• **VINCOLO MULTIDIREZIONALE**

			Reazioni degli apparecchi di appoggio						
			max N	min N	max Tl	min Tl	max Tt	min Tt	
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
Azioni (valori caratteristici)									
1.1	permanenti G, P	peso proprio	550	550	-	-	-	-	
1.2		permanenti	785	785	-	-	-	-	
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-	
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-	
2.1	variabili Q	treni di carico	761	-761	-	-	-	-	
2.2		veicoli speciali	-	-	-	-	-	-	
2.3		forza centrifuga	33	-33	0	0	0	0	
2.4		aviamento e frenatura	2	-2	0	0	0	0	
2.5		serpeggio	0	0	0	0	0	0	
2.6		folia	-	-	-	-	-	-	
2.7		vento sulla struttura	33	-33	0	0	0	0	
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	81	-81	0	0	0	0	
2.9		temperatura	377	-377	0	0	0	0	
2.1									
2.11									
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-	-	-	-	-	
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-	-	-	-	-	
5.1	combinazioni di esercizio	Nmax	3530	-	0	-	0	-	
5.2		Nmin	-	309	0	-	0	-	
5.3		Tl max		-	0	-	0	-	
5.4		Ttmax		-		-	0	-	

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a struttura mista VI09 L= 35m -
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD. DOC.	PROG. REV.	FOGLIO
RS2S	02	D	09	CL VI0907	001 A	49 di 61

AZIONE SISMICA:

VN (anni)	75
Cu	1.5

luce (m)	35
----------	----

PP+ soletta+ predalles	G1 (kN)	6407
perm + fonoass	G2 (kN)	5303
0,2 (SW/2 +a/f +cf)	Q (kN)	1234

	Masse (t)	Accelerazione m/s ² (Spettro elastico SLV)	Fo (kN)
Pesi propri	653	0.922 g	5907
Permanenti portati (incluse eventuali barriere a.r.)	541	0.922 g	4889
0,2 (SW/2 +a/f +cf)	126	0.922 g	1138
TOTALE			11934

AZIONE ORIZZONTALE SISMICA MAX SU APPOGGIO **6803**

VALORE APPROSSIMATO **6900**

14. SOLETTA D'IMPALCATO

14.1 VERIFICA DELLA SOLETTA

Sezione mista acc-cls: 6 travi alte 1.51 m ad interasse 1.7m, soletta in cls Rck= 40 MPa con altezza variabile: 37cm - 34cm.

14.1.1 ANALISI DEI CARICHI

I carichi adottati per le verifiche di resistenza e deformabilità della soletta in c.a. sono i seguenti

Permanenti portati	Ripetizioni	Spessore m	Larghezza m	Area mq	p kN/mc-mq	Peso kN/ml
Muri parballast	1			0.144	25	3.6
Muri manufatto banchina	1			2.138	25	53.4
Cordolo in sx	1	0.14	0.82		25	2.9
Cordolo in dx	0	0.14	0.82		25	0
Velette	1			0.09	25	2.3
Ballast+ impermab. + armamento	1	0.8	3.94		18	56.7
Incremento per rialzo in curva	1			0.094	20	1.9
Canalette	1			0.085	25	2.1
Impermeab. marciapiedi	1	0.05	1.78		20	1.8
Impermeab.banchina	1	0.05	4.83		20	4.8
Impermeab. soletta sottobanchina	2	0.05	2.21		20	4.4
Barriere antirumore	1	1	4		4	16
Impianti	1				1.5	1.5

14.1.1.1 TRAFFICO

Considerando una diffusione del carico secondo $\frac{1}{4}$ nel ballast ed a 45° nella soletta, la ruota da 250 kN si ripartisce trasversalmente su una larghezza pari a. $\approx 2.95m$

$$q_{LM71} = 250 \text{ kN} \cdot \alpha / 1.6 \text{ m}$$

LM71	171.88	carico unitario da ripartire su			2.93	->	58.66	kN/m
Lϕ	3	*	1.7	=	5.1	m		
coeff amplificazione dinamica	$\Phi 3$			=	1.78	m		

14.1.1.2 FOLLA

10 kN/m², applicata su una larghezza pari a 4.82 m.

14.1.1.1 SERPEGGIO

$$Q_{sk} = 100 \text{ kN},$$

$\delta_h = 0.85 \text{ m}$; distanza fra piano ferro ed estradosso soletta,

$M_s = 100 * 0.85 = 85 \text{ kNm/m}$; ; momento trasversale da serpeggio,

14.1.1.2 DERAGLIAMENTO

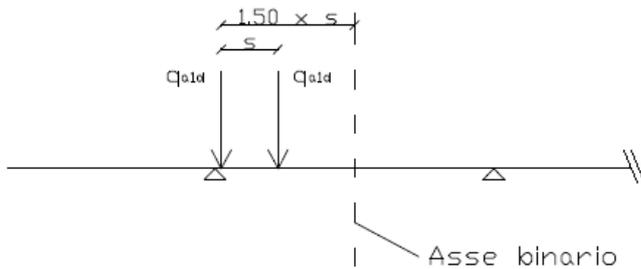
$s =$ distanza di scartamento = 1.435m

$1.5 \times s = 2.1525 \text{ m}$ distanza massima dell'asse di carico dall'asse del binario

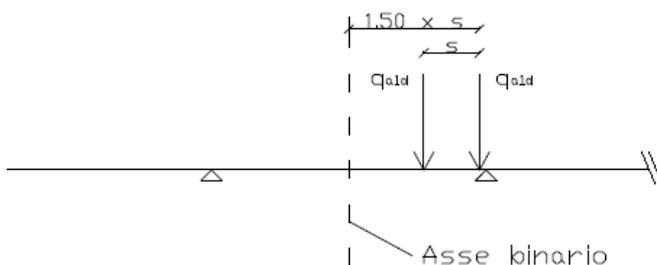
$q_{a1d} = 50 \text{ kN/m}$ asse di carico caso 1a e 1b (stesa di carico = 6.40 m)

$q_{a2d} = 80 \text{ kN/m}$ asse di carico caso 2 (stesa di carico = 20.00 m)

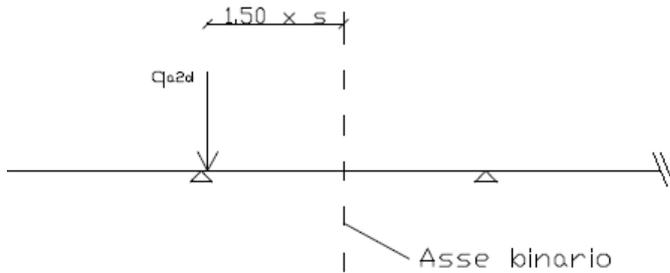
Caso 1a



Caso 1b



Caso 2



Per ragioni di semplicità (l'assunzione tuttavia non ha alcuna conseguenza sul dimensionamento strutturale), gli effetti del deragliamento del treno sono assimilati ad una condizione d'esercizio e pertanto vengono confrontati in alternativa agli effetti prodotti dal treno di progetto.

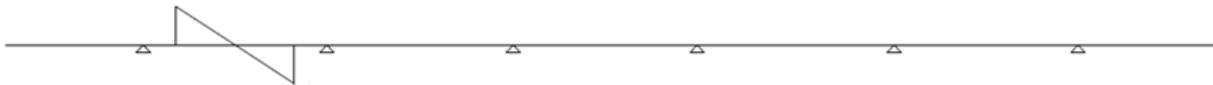
14.1.1.3 VENTO

Vento su barriera antirumore alta 5.3m: $q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

$$q_v = 2.5 * 5.3 = 13.25 \text{ kN/m}$$



Vento trasversale sul treno: v come calcolato di seguito:



$$v = \pm M_w/W = q_v * (h/2) / (bL^2/6) = 24.5 \text{ kN/m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$L = 2.93 \text{ m}$$

In presenza della barriera antirumore e di un treno sul binario più vicino alla barriera si ammetterà in alternativa:

- il vento trasversale sulla barriera antirumore diretto verso il treno (+ q_v),

- il vento trasversale sul treno diretto verso la barriera antirumore (- v).

In presenza della barriera antirumore e di un treno sul binario più lontano alla barriera si ammetterà la presenza contemporanea di q_v e v (con lo stesso segno).

Nell'ipotesi di assenza di barriere antirumore si assumerà ovviamente il verso sfavorevole del vento trasversale sul treno ($\pm v$).

14.1.2 COMBINAZIONE DEI CARICHI

5.2.3.3 Verifiche agli SLU e SLE

5.2.3.3.1 Requisiti concernenti gli SLU

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione ψ in Tab. 5.2.VI.

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00

Tabella 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	g_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

Facendo riferimento ai Gruppi 1 e 2, si ottengono le seguenti combinazioni

• **COMBINAZIONE S.L.U.**

CARICHI	coefficienti combinazioni SLU													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
G	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
vento carico Dx	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0.9	0	0	-0.9	-0.9	0
vento carico SX	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0.9	-0.9	0	0	-0.9
vento scarico Dx	1.5	0	0.9	0	0	0.9	0	0.9	0	0.9	-0.9	0	0	-0.9
vento scarico SX	0	-1.5	0	-0.9	-0.9	0	0.9	0	0.9	0	0	-0.9	-0.9	0
folia Dx	0.75	0	1.5	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
folia Sx	0	0.75	0	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
LM71 DX_env	0	0	0	0	0	0	1.45	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0
LM71 SX_env	0	0	0	0	0	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45
serpeggio dx	0	0	0	0	0	0	1.16	0	0	0	0	0	1.16	0
serpeggio sx	0	0	0	0	0	0	0	1.16	0	0	0	0	0	1.16
serpeggio sdx	0	0	0	0	0	0	0	0	1.16	1.16	1.16	1.16	0	0

• **COMBINAZIONI S.L.E.**

coefficienti combinazioni SLE - rara														
CARICHI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
G	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
vento carico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0.6	0	-0.6	-0.6	0
vento carico SX	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0.6	-0.6	0	-0.6
vento scarico Dx	1	0	0.6	0	0	0.6	0	0.6	0	0.6	-0.6	0	0	-0.6
vento scarico SX	0	-1	0	-0.6	-0.6	0	0.6	0	0.6	0	0	-0.6	-0.6	0
folia Dx	0.5	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
folia Sx	0	0.5	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
LM71 DX_env	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	1	1	1	0
LM71 SX_env	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	0	1
serpeggio dx	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0.5	0
serpeggio sx	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0.5
serpeggio sdx	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0.5	0.5	0.5	0	0
coefficienti combinazioni SLE - frequente														
CARICHI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
G	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
vento carico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
vento carico SX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
vento scarico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
vento scarico SX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
folia Dx	0.8	0	0.8	0	0.8	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0
folia Sx	0	0.8	0	0.8	0.8	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0
LM71 DX_env	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0
LM71 SX_env	0	0	0	0	0	0	0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0	0.8
serpeggio dx	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0	0.4	0
serpeggio sx	0	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0	0.4
serpeggio sdx	0	0	0	0	0	0	0	0	0.8	0.8	0.4	0.4	0	0

14.1.3 VERIFICHE DI RESISTENZA

L'involuppo delle sollecitazioni come da combinazione allo S.L.U. è il seguente:

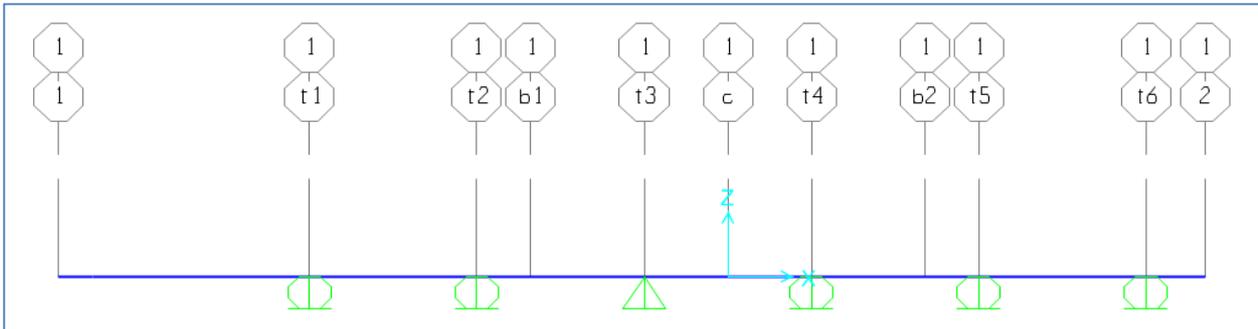


Figura 2. Schema soletta

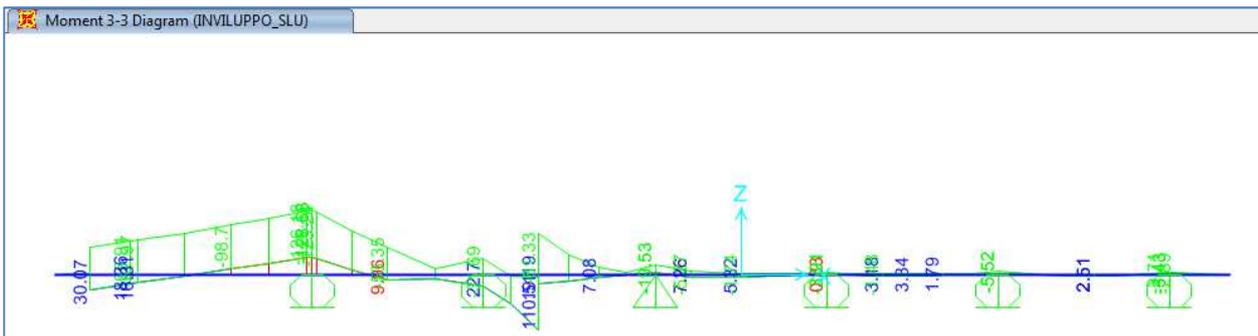


Figura 3. Involuppo sollecitazioni flettenti (S.L.U.)

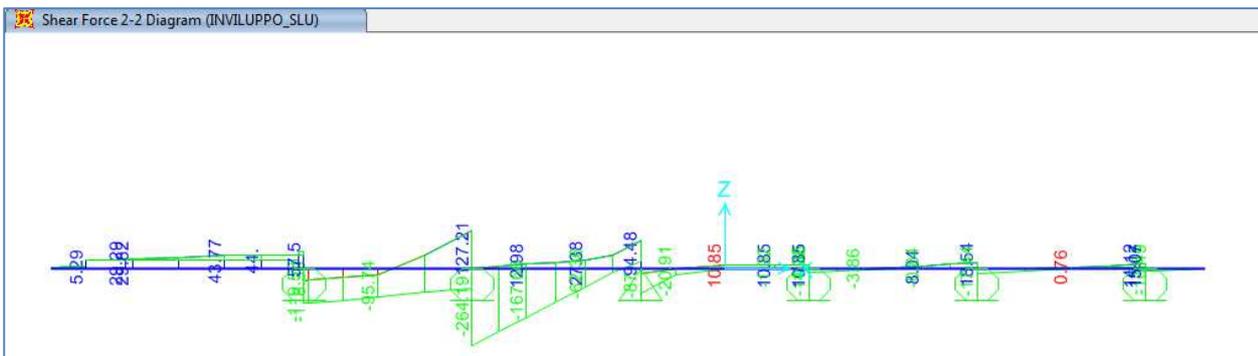
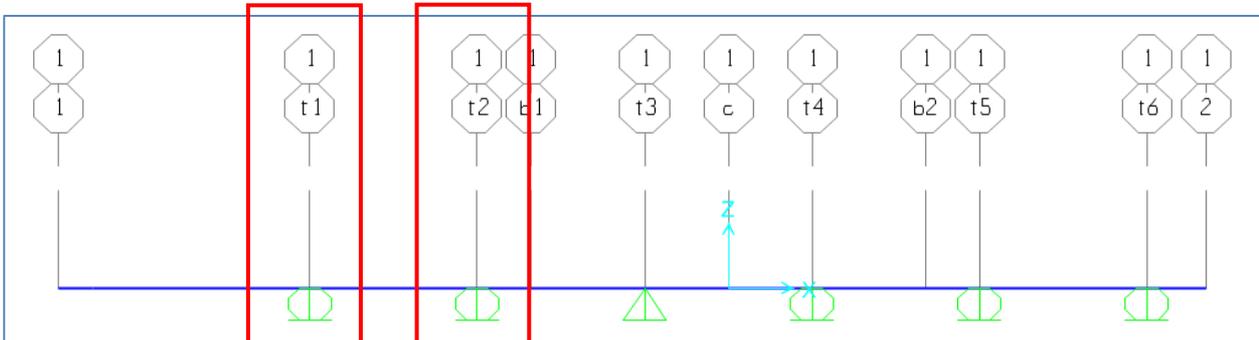


Figura 4. Involuppo sollecitazioni taglianti (S.L.U.)



• **SEZIONE APPOGGI**

Mmax (-) = -126 kNm

Tmax (-) = -264 kN

• **SEZIONE campata**

Mmax (-) = -110 kNm

Tmax (-) = -170 kN

Verifica a flessione

Ferri sup: **Ø24/10**

Ferri inf: **Ø24/10**

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC.2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	22.62	4
			2	22.62	31

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{xEd} 0
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 250 kNm

Materiali: B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm ²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Results: σ_c -14.17 N/mm², σ_s 391.3 N/mm², ϵ_c 3.5 ‰, ϵ_s 18.27 ‰, d 31 cm, x 4.985, x/d 0.1608, δ 0.7

VERIFICHE A TAGLIO

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd1} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

b_w	larghezza sezione	1000	[mm]
h	altezza sezione	355	[mm]
d	altezza utile	315	[mm]
A_{sl}	armatura longitudinale TESA/1mΦ	24	100
	traliccio	4524	[mm ²]
		1131	[mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale	0.018	
σ_{cp}	tensione media di compressione nella sezione	0	[MPa]
γ_m		1.5	
R_{ck}		40.0	
f_{ck}	resistenza caratteristica cilindrica	33.2	[MPa]
v_{min}		0.49	[MPa]
K		1.80	≤2
		153.0	
V_{Rd1}	resistenza a taglio	265.3	[kN]
V_{ed}	taglio sollecitante	264	[kN]

VERIFICATO

14.1.4 VERIFICHE S.L.E.

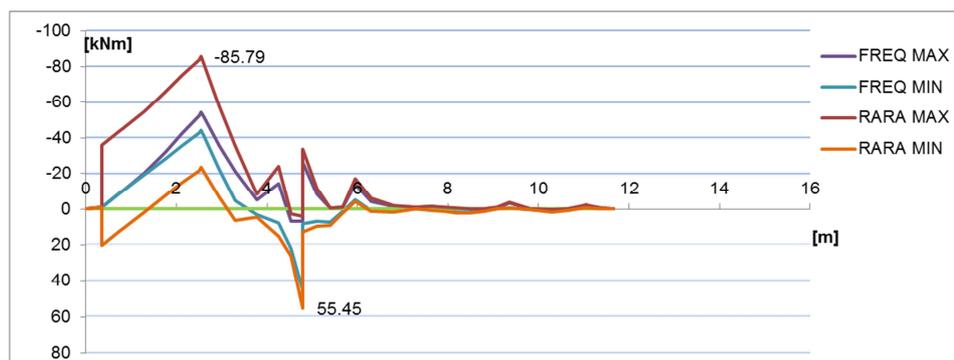
4.1.2.2 Verifica agli stati limite di esercizio

4.1.2.2.1 Generalità

Si devono effettuare le seguenti verifiche:

- verifiche di deformabilità,
- verifiche di vibrazione,
- verifiche di fessurazione,
- verifiche delle tensioni di esercizio,
- verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità

per le quali sono definite le regole specifiche nei punti seguenti.



RARA

n	b	h	x	tesa		compr		
				As	As'	c	c'	d
15	1000	355	122.35	4524	4524	40	40	315
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

 f.o.
 0.000261

app

M	x	J id
85789.3	122.4	3.59E+09
kNm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
2.92E-03	0.07
kN/mm ²	kN/mm ²

2.92	69.07
MPa	MPa

FREQUENTE

n	b	h	x	tesa		compr		
				As	As'	c	c'	d
15	1000	355	122.35	4524	4524	40	40	315
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

 f.o.
 0.000261

app

M	x	J id
54428.2	122.4	3.59E+09
kNm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
1.86E-03	0.04
kN/mm ²	kN/mm ²

1.86	43.82
MPa	MPa

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

 La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ _s [MPa]	Diametro massimo φ delle barre (mm)		
	w ₃ = 0,4 mm	w ₂ = 0,3 mm	w ₁ = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ _s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	w ₃ = 0,4 mm	w ₂ = 0,3 mm	w ₁ = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

TENSIONE MASSIMA DI COMPRESSIONE DEL CLS
IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

Rck	40	
h	355	mm
d	315	mm
c	40	mm
fck	33.2	N/mm ²
fyk	450	N/mm ²
n	15	c omogeneizzazione

As' sup	4524	mm ²
As inf	4524	mm ²
x	122.35	mm
Jid,x	3.59E+09	mm ⁴

mom.flettente

comb.rara	85.8	kNm
0.60 fck	19.9	N/mm ²
σc	2.92	N/mm ²

verifica **ok**

comb quasi perman.	54.4	kNm
0.45 fck	14.9	N/mm ²
σc	1.86	N/mm ²

verifica **ok**

ACCIAIO (comb.rara)	85.8	kNm
0.8 fyk	360	N/mm ²
σs	48.7	N/mm ²

verifica **ok**

CONDIZIONI AMBIENTALI

molto aggressive

Nel nostro caso abbiamo acciaio ordinario (non precompresso), pertanto è classificato come "poco sensibile"

lo stato limite da considerare è quello di **APERTURA DELLE FESSURE**

COMBINAZIONE DELLE AZIONI *frequente* *quasi permanente*
limiti (w1)

0.2	0.2
-----	-----

 [mm]

La verifica può essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata, per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

DIAMETRO BARRE	24	mm
SPAZIATURA	100	mm

COMB RARA

σs	48.7	Mpa
-----------	------	-----

DIAMETRO MAX	25	mm
verifica	OK	

SPAZIATURA MAX	100	mm
verifica	OK	

15. MONTAGGIO E VARO DELL'IMPALCATO

Il montaggio in cantiere dell'impalcato in acciaio è previsto mediante sollevamento dal basso con gru

Le sequenze di montaggio possono essere così riassunte:

- 1) Preparazione dell'area di cantiere
- 2) Stoccaggio del materiale proveniente dall'officina
- 3) Montaggio e opportuno calaggio delle singole travi a piè d'opera
- 4) Posizionamento della gru di sollevamento
- 5) Sollevamento di ogni singola trave e posizionamento nella sede definitiva
- 6) Assemblaggio e completamento dell'intero impalcato
- 7) Posizionamento mediante gru delle predalles
- 8) Posizionamento dell'armatura della soletta
- 9) Getto in opera del calcestruzzo della soletta