

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO – CATENANUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

IMPALCATO A SEZIONE MISTA L=50m (singolo binario)

SCALA:

-

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

RS3E 50 D 09 CL VI0007 003 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Interventato	Data
A	Emissione Esecutiva	L.Genca	Nov. 2019	F.Bonifacio	Nov. 2019	F. Sparacino	Nov. 2019		

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
Dott. Ing. Angelo Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A20783
Vittorio
2019

File: RS3E50D09CLVI0007003A.docx

n. Elab.: 1116

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	MATERIALI IMPIEGATI	7
4	ANALISI DEI CARICHI UNITARI	8
4.1	CARICHI PERMANENTI.....	8
4.1.1	Pesi propri (G1).....	8
4.1.2	Carichi permanenti portati (G2).....	8
4.2	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	9
4.2.1	Treni di carico.....	9
4.2.2	Azioni orizzontali	12
4.3	AZIONI CLIMATICHE	14
4.3.1	Variazione termica.....	14
4.3.2	Azione della neve.....	14
4.3.3	Azione del vento.....	14
4.4	RITIRO	16
4.5	AZIONI ECCEZIONALI	17
4.6	AZIONI INDIRETTE	17
4.7	AZIONI SISMICHE	18
5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	21
6	EFFETTI GLOBALI	22
6.1	MODELLO DI CALCOLO	22
6.2	TRAVI.....	23
6.3	ANALISI MODALE	28
6.4	VERIFICHE SLU	29
6.4.1	VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI.....	29
6.4.2	VERIFICHE DIAFRAMMI	38
6.4.3	VERIFICA CONTROVENTI.....	44
6.5	VERIFICA A FATICA TRAVI PRINCIPALI.....	50
6.6	VERIFICHE SLE	51
6.6.1	VERIFICHE DI DEFORMABILITA'	51
6.7	REAZIONI AGLI APPOGGI	51
6.7.1	SCHEMA APPOGGI	51

6.7.2 REAZIONI APPOGGI 52

7 EFFETTI LOCALI 54

7.1 ANALISI DEI CARICHI 54

7.1.1 CARICHI PERMANENTI 54

7.1.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI 54

7.1.3 AZIONI ECCEZIONALI 56

7.1.4 AZIONI CLIMATICHE 57

7.2 COMBINAZIONE DEI CARICHI 58

7.3 VERIFICHE DI RESISTENZA 61

7.4 VERIFICHE S.L.E. 65

1 PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono le verifiche principali (a livello globale) della travata metallica a sezione mista acciaio-clt di **portata teorica pari a 48 m a singolo binario**. Le travate presentano un pacchetto P.F.-sottotrave pari a 5.225 m con altezza delle travi metalliche massima pari a 4m (in appoggio pari a 2.8m); l'impalcato è composto da due travi con interasse delle anime pari a 3.6m. I diaframmi sono costituiti da angolari accoppiati, con diagonali a croce e correnti superiori ed inferiori con scansione di 4m ed infine sono stati previsti traversi chiusi in corrispondenza degli appoggi.

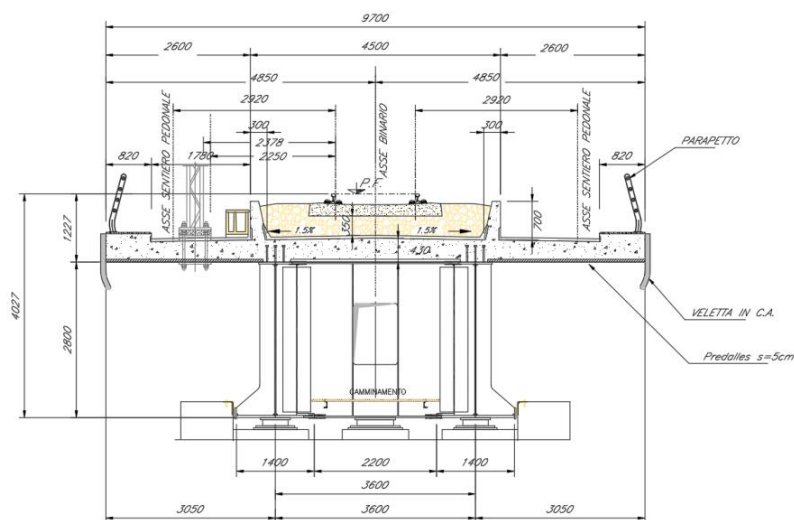


Figura 1_Sezione in asse appoggi

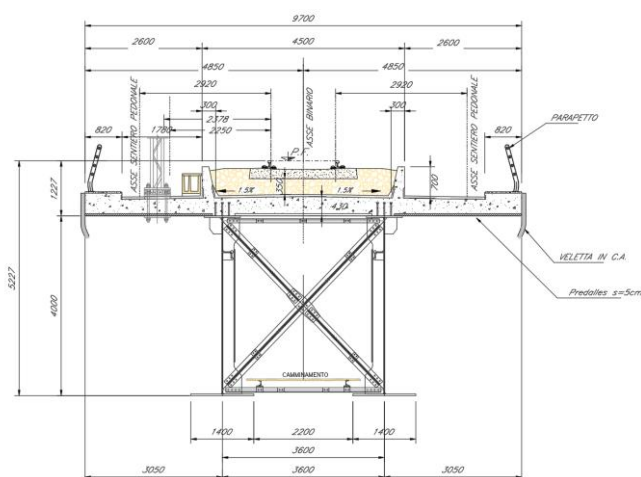


Figura 2_Sezione corrente

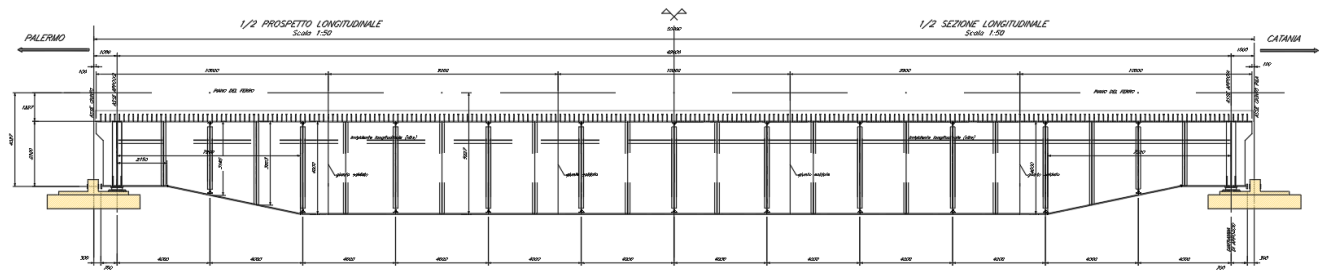


Figura 3_Prospetto

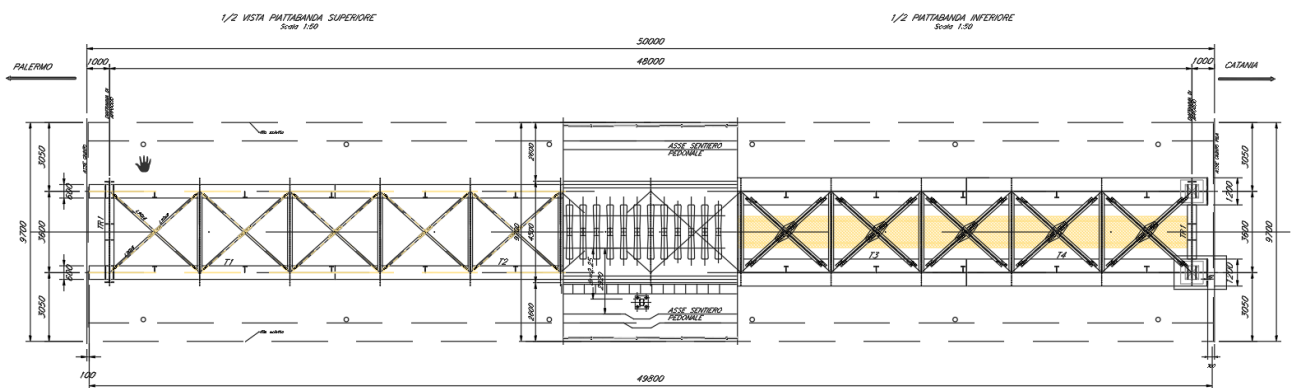


Figura 4_Pianta

2 NORMATIVA 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:

- [N7] **UNI EN 1991-1-4:2005:** *Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;*
- [N8] **UNI EN 1992-1-1:2005:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;*
- [N9] **UNI EN 1992-2:2006:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;*
- [N10] **UNI EN 1993-1-1:2005:** *Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;*
- [N11] **UNI EN 1993-2:2007:** *Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;*
- [N12] **UNI EN 1998-1:2005:** *Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;*
- [N13] **UNI EN 1998-2:2006:** *Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;*
- [N14] **STI 2014 – REGOLAMENTO UE N.1299/2014** della commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "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
$E_{cm} \text{ ritiro} =$	13609.5	N/mm^2	modulo elastico viscoso
XC4/S4			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			
S355 J0 PER PROFILATI E LAMIERE			
S355 J2 PER TRAVI ED ELEM SALDATI			
$f_{yk} =$	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			
S 235 JR+ C450 ST37/3K			
$f_{yk} =$	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 UNI-EN ISO 898-1, UNI EN 20898-2, UNI EN 14399-4	
dadi	8; 10		
SALDATURE			
Secondo: "CAPITOLATO GENERALE TECNICO DI APPALTO DELLE OPERE CIVILI" di RFI, (PARTE II - SEZIONE 12 PONTI, VIADOTTI, SOTTOVIA E CAVALCAVIA).			

4 ANALISI DEI CARICHI UNITARI

Le verifiche dell'opera vengono effettuate in base ai seguenti carichi unitari.

4.1 CARICHI PERMANENTI

4.1.1 PESI PROPRI (G1)

- Peso proprio delle 2 travi in acciaio (inclusi trasversi, irrigidimenti, ecc.) = 35 kN/m (valore stimato da modello);
- Peso proprio della soletta di spessore complessivo variabile = 102 kN/m

Totale Peso proprio = 138 kN/m

Incidenza carpenteria metallica = 3.6 kN/m²

4.1.2 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>
	-	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>mq</i>	<i>kN/mc-mq</i>	<i>kN/ml</i>
Muri paraballast	2			0.15	25	7.5
Cordolo in sx	1				25	3.5
Cordolo in dx	1				25	3.5
Velette	2			0.094	25	4.7
Ballast+ impermeab. + armamento	1	0.8	4		18	57.6
Incremento per rialzo in curva	1			0.26	20	5.2
Canalette	1			0.1	25	2.5
Impermeabilizzazione marciapiedi	1	0.05	4		20	4
Impianti	2				1	2
Barriere antirumore	2	1	4		4	32

Totale permanenti portati = 123 kN/m

4.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

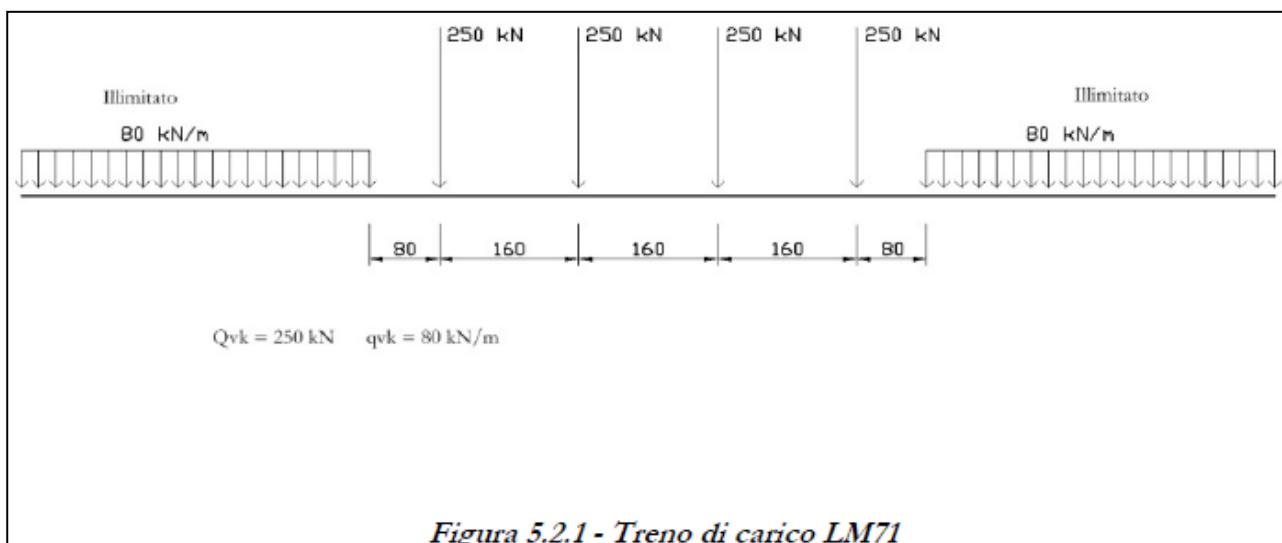
4.2.1 TRENI DI CARICO

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

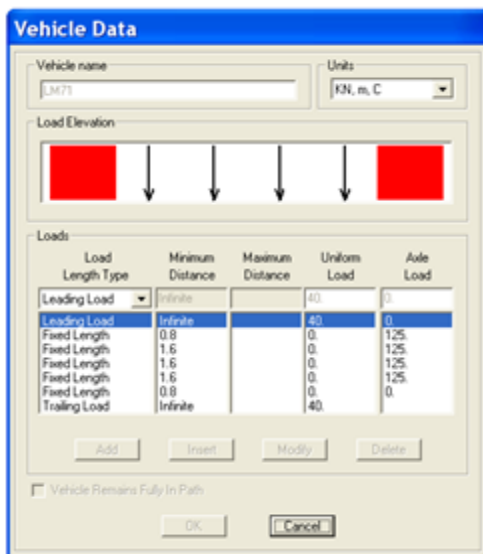
Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito da:

- 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: $e = \frac{s}{8} = \frac{143.5}{8} = 8 \text{ cm}$

Ogni rotaia è stata caricata con la seguente azione verticale:

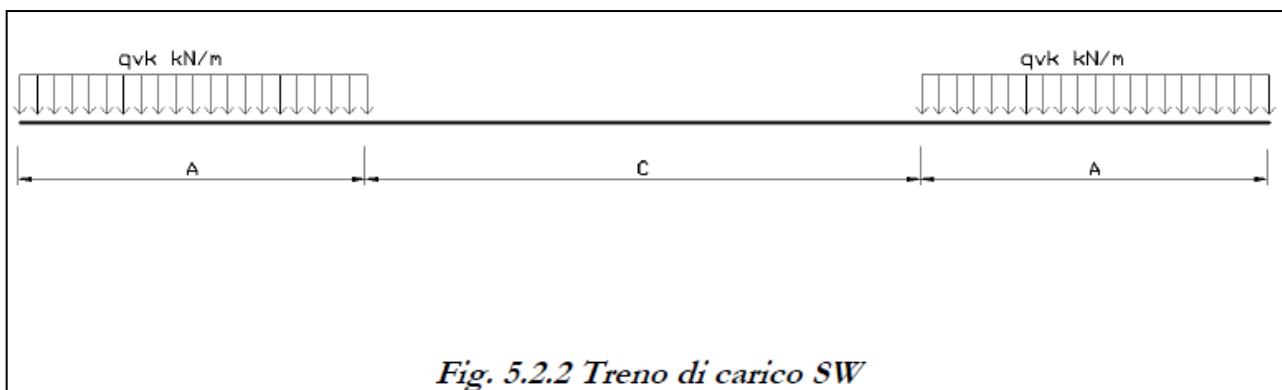


I valori caratteristici dei carichi mobili (LM71) attribuiti ai modelli di carico sono stati moltiplicati per un coefficiente di adattamento $\alpha = 1.10$.

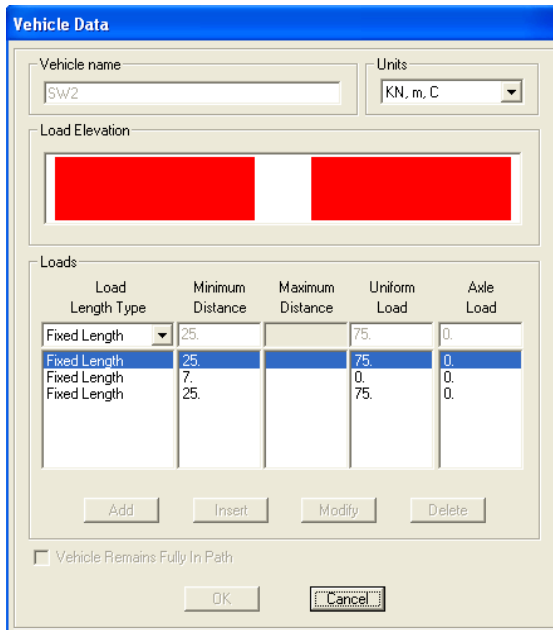
Traffico pesante treno SW/2

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.



Sulla singola rotaia risulta:



Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	25.		75.	0.
Fixed Length	25.		75.	0.
Fixed Length	7.		0.	0.
Fixed Length	25.		75.	0.

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 *Manuale di progettazione delle opere civili RFI*:

- Travi principali ($L_\Phi = 48\text{m}$): $\Phi_3 = 1.05$
- Traversi intermedi ($L_\Phi = 2 \cdot i = 2 \cdot 3.6\text{m}$): $\Phi_3 = 1.6$
- Traversi di estremità ($L_\Phi = 3.6\text{m}$): $\Phi_3 = 2$

Per la verifica a fatica invece, il coefficiente di incremento dinamico del sovraccarico teorico è stato valutato mediante la seguente formula, in accordo al *Manuale di progettazione delle opere civili RFI*:

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

- Travi principali ($L_\Phi = 48\text{m}$): $\Phi_2 = 1.034$
- Traversi intermedi ($L_\Phi = 2 \cdot i = 2 \cdot 3.6\text{m}$): $\Phi_2 = 1.4$
- Traversi di estremità ($L_\Phi = 3.6\text{m}$): $\Phi_2 = 1.67$

4.2.2 AZIONI ORIZZONTALI

4.2.2.1 Serpeggio

Si assume una forza orizzontale di 100 kN applicata alla sommità delle rotaie.

4.2.2.2 Avviamento e frenatura

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

Treno LM71

$$Q_{ak} = 33 * 50 * 1.1 = 1815 \text{ kN};$$

pertanto si assumerà: $Q_{ak} = 1000 \text{ kN}$

Treno SW2

$$Q_{ak} = 33 * (50 - 7) * 1 = 1419 \text{ kN}$$

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

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

Treno LM71

$$Q_{bk} = 20 * 50 * 1.1 = 1100 \text{ kN}$$

Treno SW2

$$Q_{bk} = 35 * (50 - 7) * 1 = 1505 \text{ kN}$$

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.

4.2.2.3 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: $R = 750$ m

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

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

$$\alpha = 1$$

$$f = 1$$

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

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127 R} \cdot f \cdot q_{vk} = 15.75 \text{ kN/m (da considerare per una lunghezza di 50 m)}$$

$$\text{Il traffico verticale associato è pari a } \Phi \cdot 1 \cdot SW/2 = 1.05 \cdot 1 \cdot 150 \text{ kN/m} = 157.7 \text{ kN/m}$$

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

V=120 km/h

$$\alpha = 1.1$$

$$f = 1$$

$$Q_{tk} = 1.1 \cdot \frac{V^2}{127 R} \cdot f \cdot Q_{vk} = 41.6 \text{ kN}$$

$$\text{Il traffico verticale associato è pari a } \Phi \cdot \alpha \cdot LM/71 = 1.05 \cdot 1.1 \cdot 250 \text{ kN} = 289 \text{ kN}$$

$$q_{tk} = 1.1 \cdot \frac{V^2}{127 R} \cdot f \cdot q_{vk} = 13.3 \text{ kN/m}$$

$$\text{Il traffico verticale associato è pari a } \Phi \cdot \alpha \cdot LM/71 = 1.05 \cdot 1.1 \cdot 80 \text{ kN/m} = 92.5 \text{ kN/m}$$

V=160 km/h

$$\alpha = 1$$

$$f = 0.8 \text{ (considerando } L_f = 50 \text{ m)}$$

$$Q_{tk} = 1 \cdot \frac{V^2}{127 R} \cdot f \cdot Q_{vk} = 53.2 \text{ kN}$$

$$\text{Il traffico verticale associato è pari a } \Phi \cdot LM/71 = 1.05 \cdot 250 \text{ kN} = 262.5 \text{ kN}$$

$$q_{tk} = 1 \cdot \frac{V^2}{127 R} \cdot f \cdot q_{vk} = 17 \text{ kN/m}$$

$$\text{Il traffico verticale associato è pari a } \Phi \cdot LM/71 = 1.05 \cdot 80 \text{ kN/m} = 84.1 \text{ kN/m}$$

4.3 AZIONI CLIMATICHE

4.3.1 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 dal MdP [N5].

Variazione termica uniforme

La variazione termica uniforme volumetrica da considerare per un impalcato a sezione mista ed armamento su ballast risulta 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 .

4.3.2 AZIONE DELLA NEVE

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

4.3.3 AZIONE DEL VENTO

Il calcolo della pressione del vento è stato effettuato secondo quanto previsto dalle NTC 08:

pressione statica equivalente

zona	4	
T_R	112.5	anni
as	220	m
a0	500	m
vb0	28	m/s
a0	500	m
ka	0.02	1/s
vb (T_R)	29.3	m/s
ρ	1.25	kg/m ³

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

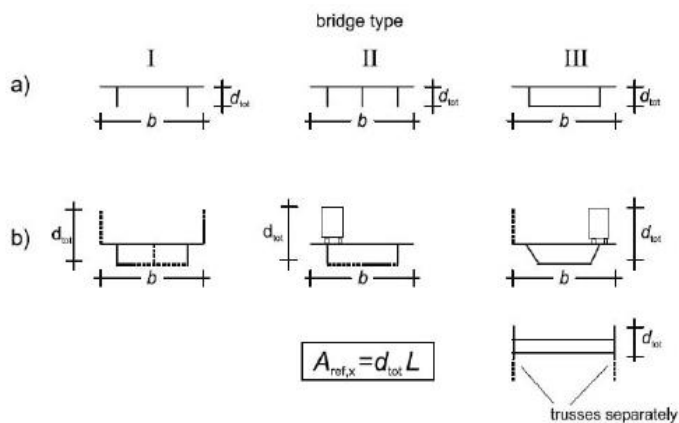
Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI0007 003 A 15 di 68

q_b	0.536	KN/m ²
zona	4	
rugosità	D	
categoria di esposiz.	2	
k_r	0.19	
z_0	0.05	m
z_{min}	4	m
c_t	1	
z	21	m
$C_{e(10m)}$	2.84	
$\phi = S/S_p$	1	
c_{pe}	2.2	
b	9.7	
d	9.7	

pressione esterna

$p_e = q_b c_p c_e c_t$	3.3	KN/m ²
-------------------------	------------	-------------------



tipo	b	
b	9.7	m
d	9.7	m
b/d	1.00	m
cfx,0	2.20	

Cautelativamente è stata considerata sulla travata, una pressione uniforme pari a **3.5 kN/m²**

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.

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD. DOC.	PROG. REV.	FOGLIO
RS3E	50	D	09	CL VI0007	003 A	16 di 68

4.4 RITIRO

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	$h_o = 2A_c/u =$	677	mm
element section	$A_c =$	3500000	mmq
perimeter in contact with the atmosphere	$u =$	10335	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	$\epsilon_{cs}(t,ts) =$	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

4.5 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 $80 \cdot 1.4$ kN/m, eccentrico di 1.5 s rispetto all'asse binari.

4.6 AZIONI INDIRETTE

Resistenze parassite nei vincoli

Si considera, convenzionalmente, una resistenza pari al 6% del carico verticale totale (permanentemente + accidentali dinamizzati).

4.7 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: 14.67340 LATTITUDINE: 37.56837


Ricerca per comune

REGIONE: Sicilia PROVINCIA: Enna COMUNE: Catenanuova

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: superficie rigata

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 : 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - T_R : 112.5 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

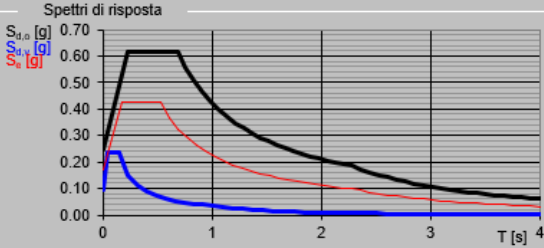
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **C** info $S_s = 1.444$ $C_c = 1.296$ info
 Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

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

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

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

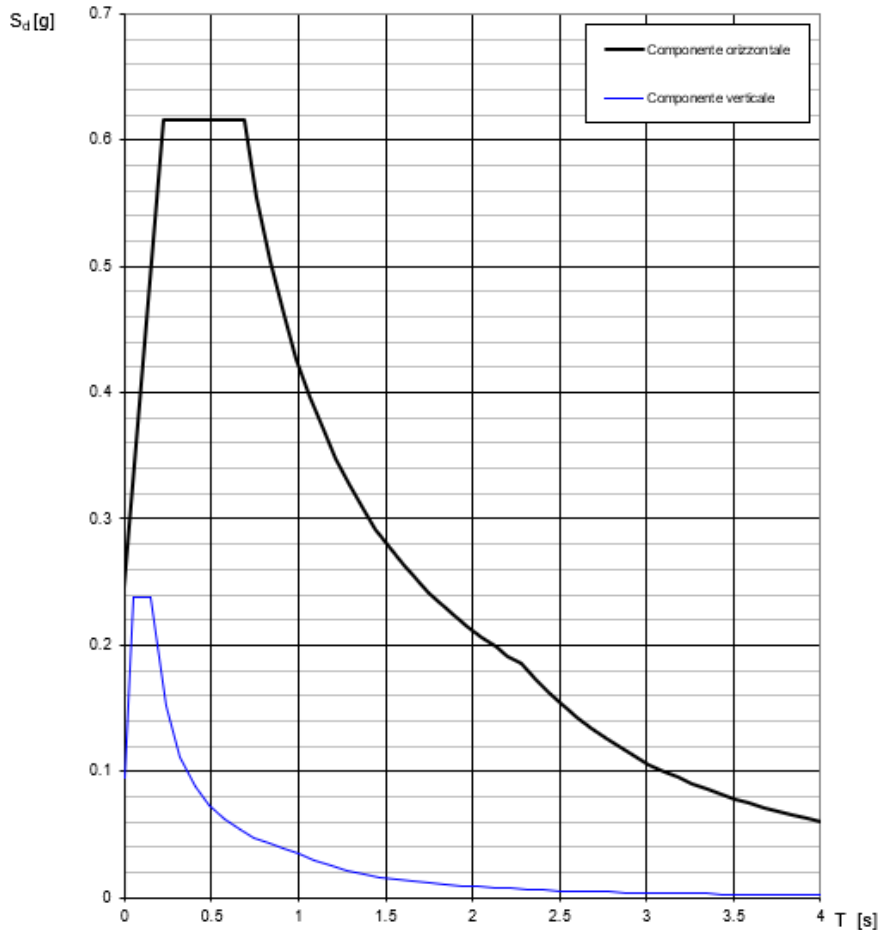
Spettri di risposta



— 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 li SLV



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.170 g
F_o	2.511
T_C^*	0.529 s
S_S	1.444
C_C	1.296
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.444
η	1.000
T_B	0.228 s
T_C	0.685 s
T_D	2.280 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.246
$T_B \leftarrow$	0.228	0.617
$T_C \leftarrow$	0.685	0.617
	0.761	0.555
	0.837	0.505
	0.913	0.463
	0.989	0.427
	1.065	0.397
	1.141	0.370
	1.217	0.347
	1.293	0.327
	1.369	0.309
	1.445	0.292
	1.521	0.278
	1.597	0.265
	1.673	0.253
	1.749	0.242
	1.825	0.232
	1.901	0.222
	1.977	0.214
	2.052	0.206
	2.128	0.199
	2.204	0.192
$T_D \leftarrow$	2.280	0.185
	2.362	0.173
	2.444	0.161
	2.526	0.151
	2.608	0.142
	2.690	0.133
	2.772	0.125
	2.854	0.118
	2.935	0.112
	3.017	0.106
	3.099	0.100
	3.181	0.095
	3.263	0.091
	3.345	0.086
	3.427	0.082
	3.509	0.078
	3.591	0.075
	3.672	0.071
	3.754	0.068
	3.836	0.065
	3.918	0.063
	4.000	0.060

5 COMBINAZIONI DI CARICO

Le singole azioni elementari vengono combinate come previsto sulla Normativa Ferroviaria MdP [N5].

COEFFICIENTI DI COMB.			A1 STR
Carichi permanenti	<i>sfav</i>	Y _{G1}	1.35
	<i>fav</i>		1
Carichi permanenti non strutturali	<i>sfav</i>	Y _{G2}	1.5
	<i>fav</i>		0
Traffico	<i>sfav</i>	Y _Q	1.45
	<i>fav</i>		0
Variabili	<i>sfav</i>	Y _{Qi}	1.5
	<i>fav</i>		0

ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
<i>treno scarico</i>		
1	0	0
<i>serpeggio</i>		
1	0.8	0
<i>Eff_aerodinamici</i>		
0.8	0.5	0
<i>vento</i>		
0.6	0.5	0
<i>temperatura</i>		
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>	<i>sfav</i>	<i>fav</i>	ψ ₀
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	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
Permanenti 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	0	0	0	0	0	0	1.16	1.16	0	0	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	0	0	0	0	0	0	1.16	0.58	0	0	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	0.725	0.73	1.45	1.45	0	0	0	0	0	0	0.58	1.16	0	0	0
F-A_LM71	0	0	0	0	0.725	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	0	0	0	0	0	0	1.16	0.58	0	0	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	0	0	0	0	0	0	0	1.5	1.5	0	0	0	0	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

6 EFFETTI GLOBALI

6.1 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 2 travi e da diaframmi 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 "moving load cases".

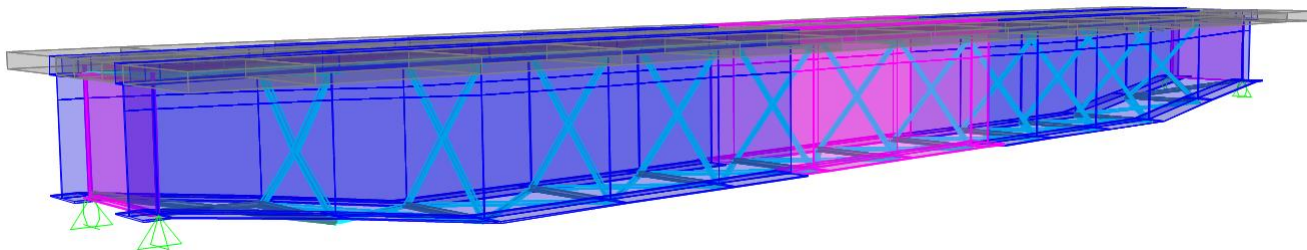
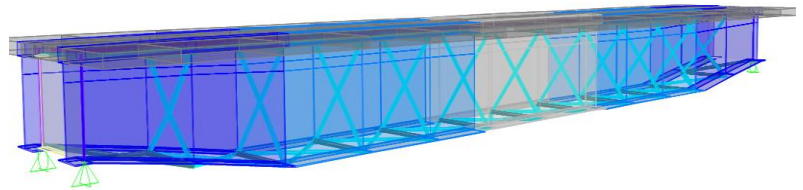
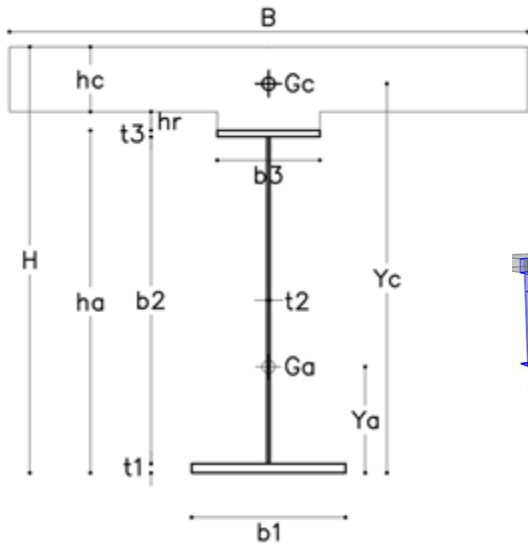


Figura 5_Modello agli elementi finiti realizzato con programma di calcolo Sap2000

6.2 TRAVI

La denominazione rispetta lo schema seguente:



Concio	centrale	laterale	var		
H	4430	4430	3230-4430	mm	altezza totale sezione
ha	4000	4000	2800-4000	mm	altezza totale trave
b3	800	800	800	mm	lunghezza piattab sup
t3	40	35	30	mm	spessore piattab sup
b2	3920	3930	2740-3940	mm	altezza anima
t2	22	26	26	mm	spessore anima
b1	1400	1400	1400	mm	lunghezza piattab inf
t1	40	35	30	mm	spessore piattab inf
	2	2	2		NUMERO TRAVI
i	3.6	3.6	3.6	m	INTERASSE ANIME

SOLETTA			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	380	mm	altezza cls
B	4450	mm	larghezza collaborante

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

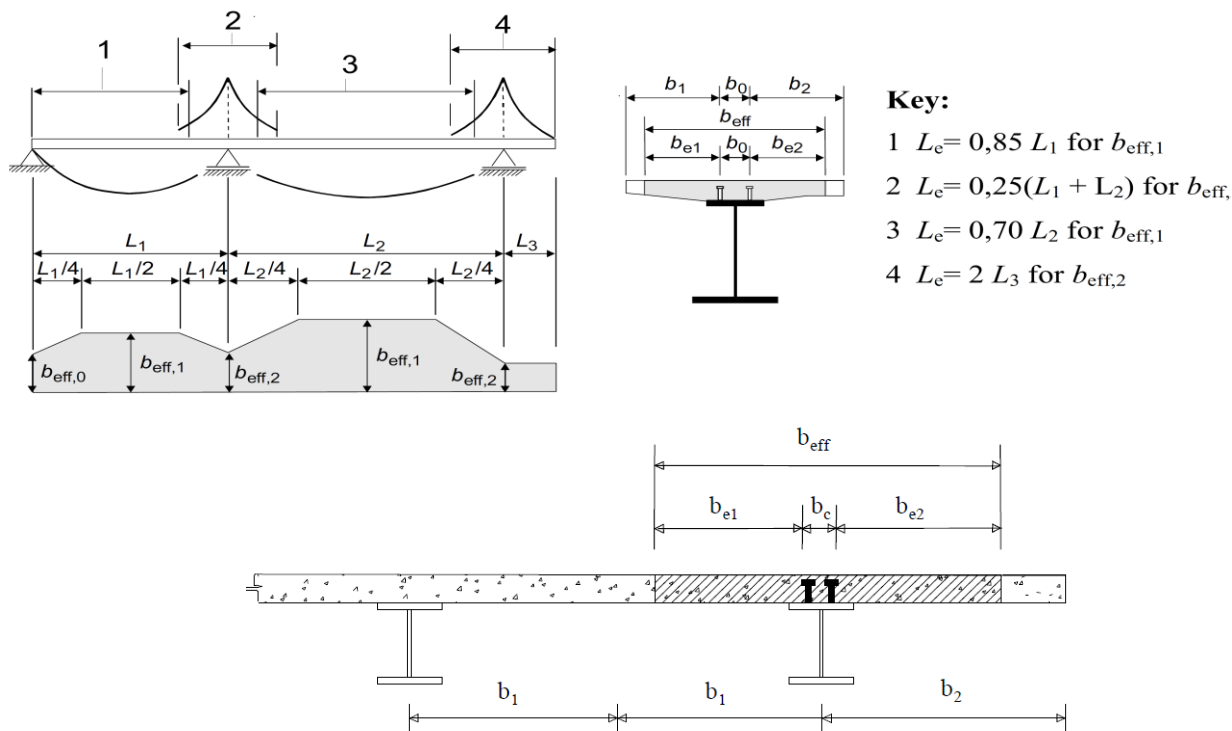


Figura 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

L1	48000	[mm]	lunghezza campata
2*b1	3600	[mm]	interassi travi
b1	1800	[mm]	semi interasse travi
b2	3050	[mm]	sbalzo laterale 1
b2	3050	[mm]	sbalzo laterale 2
b0	200	[mm]	distanza tra assi connettori
Le	48000	[mm]	lunghezza equivalente
be1	1700	[mm]	lato interno
be2	2950	[mm]	lato sbalzo
β_{1-1}	1.00	< 1	
β_{2-1}	1.00	< 1	
b eff 1	4850	[mm]	trave laterale

Concio centrale:

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

		d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w =	45.45	132.73			α _y =	0.615
Piattabande	c/t =	9.73				ψ _y =	-1.000
	α _d =	1.000	0.483				
asse neutro el. = cm 199.967	ψ _d =	0.490	-2.041				
	c _ψ =	-0.490	2.041				
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	26.85	60.65				
	classe 2	30.92	69.92				
	classe 3	41.09	69.92				
	k _σ =						
						classe dell'anima	4
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7.32					
	classe 2	8.14					
	classe 3	11.39				classe piattabanda	3
	CLASSE SEZIONE	4					

1) larghezza efficace (bcf) della piattabanda superiore:

λπφ = χ / τφ / [28,4.ε (κσ)0,5]	λπ ₁ =	0.641826
coeff. di imbozzamento	k _s =	0.43
fattore di riduzione	ρφ =	1.000000
ceff = r _f . c	ceff =	38.90 cm
larghezza efficace compr.	b _{eff} =	80.00 cm
Area efficace piattab.	A _{c,eff} =	320.00 cm ²

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H _{eff} ANIMA =	385.58 cm
Area efficace anima	A _{eff} ANIMA =	848.27 cm ²

Concio laterale

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

	d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w = 38.46	112.69			α _y =	0.582
Piattabande	c/t = 11.06				ψ _y =	-1.000
	α _d =	1.000	0.439			
asse neutro el. = cm 199.968	ψ _d =	0.491	-2.035			
	c _ψ =	-0.491	2.036			
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	26.85	66.66			
	classe 2	30.92	76.84			
	classe 3	41.07	76.84			
	k _σ =					
					classe dell'anima	4
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7.32				
	classe 2	8.14				
	classe 3	11.39				
					classe piattabanda	3
	CLASSE SEZIONE	4				

1) larghezza efficace (bcf) della piattabanda superiore:

λπφ = χ / τφ / [28,4.ε. (κσ)0,5]	λππ =	0.729744	
coeff. di imbozzamento	ks =	0.43	
fattore di riduzione	ρφ =	1.000000	
ceff = rf . c	ceff =	38.70	cm
larghezza efficace compr.	bfeff =	80.00	cm
Area efficace piattab.	A_{c,eff} =	280.00	cm²

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H _{eff} ANIMA =	393.60	cm
Area efficace anima	A_{eff} ANIMA =	1023.36	cm²

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI0007 003 A 27 di 68

Concio var. per h max (4m)

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

	d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄			
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w =	38.46	113.08			α _y =	0.567
Piattabande	c/t =	12.90				ψ _y =	-1.000
	α _d =	1.000	0.420				
asse neutro el. = cm 199.967	ψ _d =	0.492	-2.030				
	C _ψ =	-0.493	2.031				
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	26.85	69.74				
	classe 2	30.92	80.40				
	classe 3	41.05	80.40				
	k _σ =						
						classe dell'anima	4
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7.32					
	classe 2	8.14					
	classe 3	11.39					
						classe piattabanda	4
	CLASSE SEZIONE	4					

1) larghezza efficace (bcf) della piattabanda superiore:

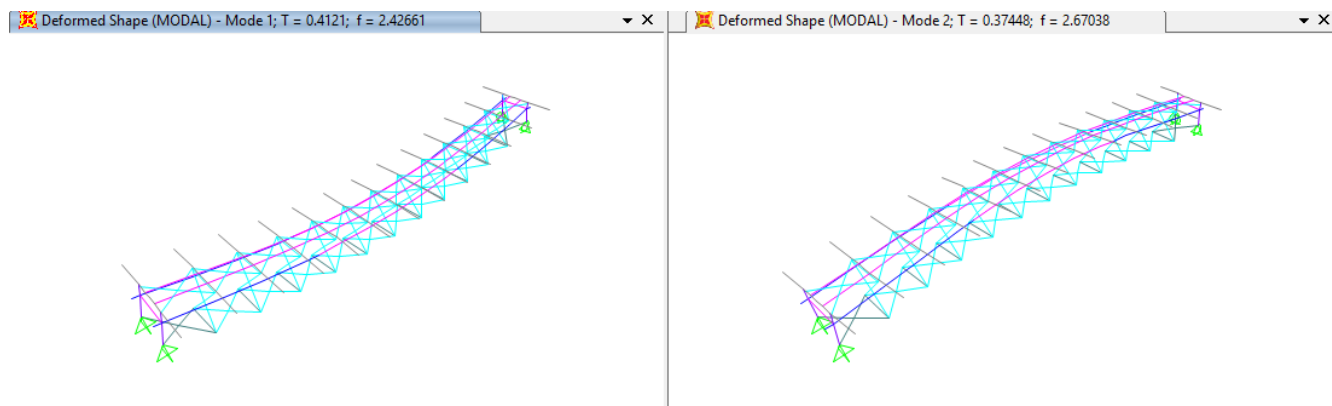
λπφ = χ / τφ / [28,4.ε. (κσ)0,5]	λππ =	0.851368	
coeff. di imbozzamento	ks =	0.43	
fattore di riduzione	ρφ =	0.915208	
ceff = rf . c	ceff =	35.42	cm
larghezza efficace compr.	bfeff =	73.44	cm
Area efficace piattab.	A _{c,eff} =	220.31	cm ²

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H _{eff} ANIMA =	394.60	cm
Area efficace anima	A _{eff} ANIMA =	1025.96	cm ²

6.3 ANALISI MODALE

L'analisi modale effettuata con programma di calcolo Sap2000, fornisce le frequenze proprie di vibrare dell'impalcato in esame: il primo modo proprio di vibrare dell'impalcato è flessionale verticale, il secondo traslazionale. Pertanto, la prima frequenza propria con la quale si effettua la verifica dei requisiti per analisi statica o dinamica è quella del primo modo proprio di vibrare:



L'analisi è stata condotta verificando che il numero totale di mdv consentisse l'eccitazione dell'85% della massa in tutte le componenti di spostamento, si riportano i primi 12mdv:

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	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
MODAL	Mode	1	0.412	3%	0%	81%	0.02793	0.000001346	0.80501	2.854E-09	0.00001316	4.771E-08	0%	0%	0%	
MODAL	Mode	2	0.374	0%	72%	0%	0.02793	0.72176	0.80501	0.00586	0.000000297	0.00084	1%	0%	0%	
MODAL	Mode	3	0.275	0%	0%	0%	0.02793	0.72183	0.80501	0.78807	1.33E-08	0.00012	79%	0%	0%	
MODAL	Mode	4	0.162	0%	0%	0%	0.02793	0.72268	0.80501	0.00034	0.000005548	0.43044	79%	0%	43%	
MODAL	Mode	5	0.135	17%	0%	0%	0.19381	0.72268	0.80882	6.543E-08	0.4857	0.00027	79%	49%	43%	
MODAL	Mode	6	0.134	0%	0%	0%	0.19411	0.72281	0.80883	0.00001447	0.00074	0.16004	79%	49%	59%	
MODAL	Mode	7	0.117	0%	0%	0%	0.19447	0.72281	0.8092	4.793E-09	0.00002353	1.108E-09	79%	49%	59%	
MODAL	Mode	8	0.117	0%	0%	0%	0.1945	0.72281	0.8092	1.147E-09	0.0004	2.576E-10	79%	49%	59%	
MODAL	Mode	9	0.117	0%	0%	0%	0.1945	0.72281	0.80926	4.669E-10	5.586E-07	1.003E-10	79%	49%	59%	
MODAL	Mode	10	0.117	0%	0%	0%	0.1945	0.72281	0.80926	2.292E-10	0.00013	4.536E-11	79%	49%	59%	
MODAL	Mode	11	0.117	0%	0%	0%	0.1945	0.72281	0.80929	9.843E-11	3.368E-08	2.064E-11	79%	49%	59%	
MODAL	Mode	12	0.117	0%	0%	0%	0.1945	0.72281	0.80929	4.191E-11	0.00007931	8.502E-12	79%	49%	59%	

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 [N5], verificando che essa ricada nel fuso dei *Limiti della frequenza naturale del ponte n_0 [Hz] in funzione di L [m]*.

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

Come si evince da grafico seguente non è necessario effettuare analisi dinamiche.

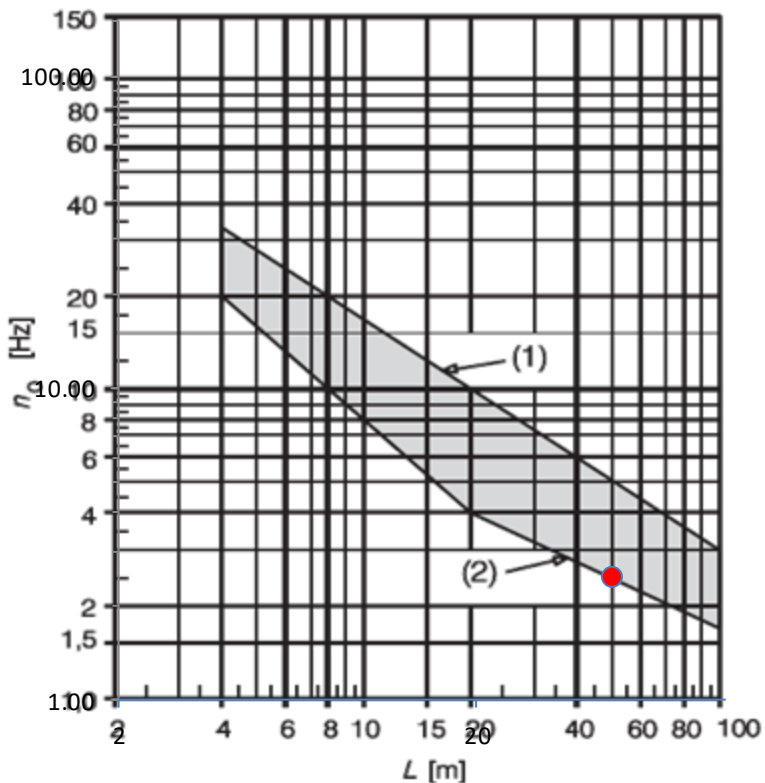
L	48	<i>m</i>
----------	-----------	----------

δ_0	51.0	<i>mm</i>
N_0	2.49	<i>Hz</i>

δ_0 è la freccia in mezzera dovuta alle azioni permanenti

N_0 è la prima frequenza naturale flessionale del ponte

(1)	5.24	<i>Hz</i>
(2)	2.38	<i>Hz</i>



(1) Limite superiore della frequenza naturale

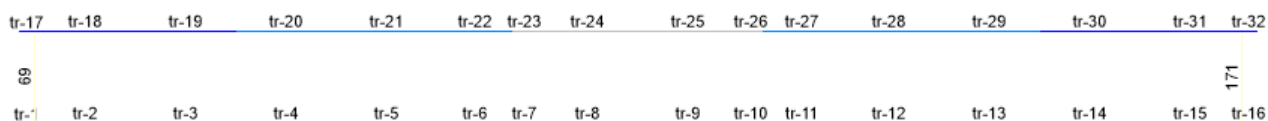
(2) Limite inferiore della frequenza naturale

6.4 VERIFICHE SLU

Si riportano di seguito le sollecitazioni flettenti e taglianti per la trave più sollecitata per le 3 fasi di carico.

6.4.1 VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI

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



SEZIONI EFFICACI:

Si riduce la sezione resistente della piattabanda superiore per il concio "iniziale" (var) come indicato al paragrafo 6.2, solo in fase 1 (soletta non reagente).

Si riduce la sezione resistente dell'anima per tutti i concii "come indicato al paragrafo 6.2, per tutte e tre le fasi di calcolo.

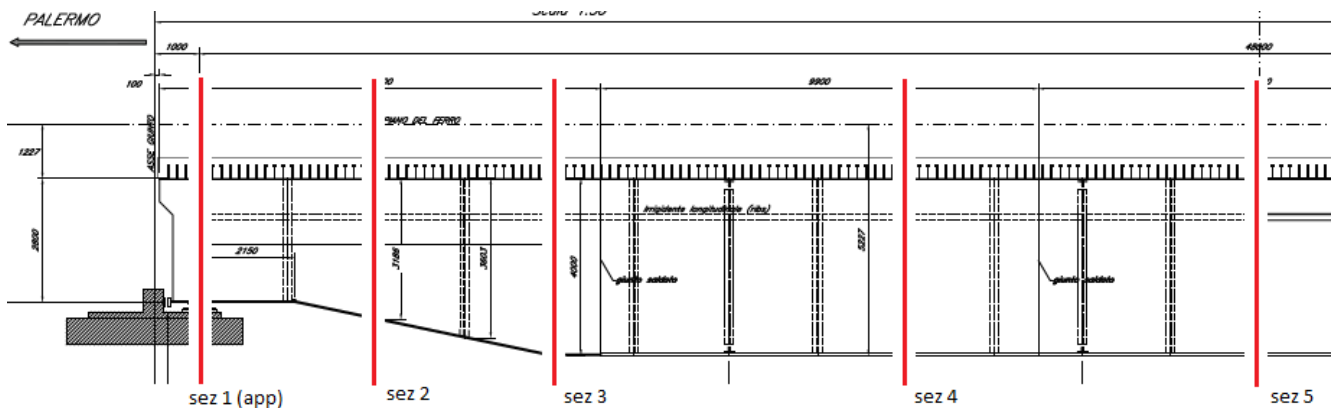
SEZIONI DI VERIFICA:

FASE I (carichi: pesi propri: ACCIAIO *1.35 + SOLETTA C.A.*1.35)

TABLE: Element Forces - Frames				2096.07	-2096	25034.06			
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
tr-1	0	fase 1	Combinat	-9.82E-12	1.84E-12	-1.20E-15	-2.35E-15	-2.40E-15	8.84E-11
tr-2	0	fase 1	Combinat	108.813	-2096	-0.506	0.0793	0.0281	-131.778
tr-3	0	fase 1	Combinat	152.217	-1747.21	2.132	0.0176	2.0964	7524.973
tr-4	0	fase 1	Combinat	0.231	-1412.86	-1.633	0.0328	-6.4154	13781.29
tr-5	0	fase 1	Combinat	0.696	-1059.54	0.145	0.0219	0.1186	18651.15
tr-6	0	fase 1	Combinat	0.814	-706.228	-0.085	0.0033	-0.4608	22178.08
tr-7	0	fase 1	Combinat	0.814	-534.222	-0.085	0.0033	-0.2903	23418.53
tr-8	0	fase 1	Combinat	0.637	-351.501	-0.089	-0.0022	-0.1193	24321.74
tr-9	0	fase 1	Combinat	0.727	4.639	0.09	0.0022	0.2367	25034.02
tr-10	0	fase 1	Combinat	1.088	360.778	0.089	-0.0033	-0.1239	24313.53
tr-11	0	fase 1	Combinat	1.088	534.198	0.089	-0.0033	-0.3024	23418.55
tr-12	0	fase 1	Combinat	1.16	715.503	-0.151	-0.0219	-0.4819	22201.29
tr-13	0	fase 1	Combinat	0.84	1068.814	1.593	-0.0327	0.1187	18744.83
tr-14	0	fase 1	Combinat	123.206	1406.868	-1.773	-0.0185	-6.3005	13859.85
tr-15	0	fase 1	Combinat	90.555	1763.465	0.181	-0.0704	0.7821	7609.423
tr-16	0	fase 1	Combinat	-1.84E-11	0.00E+00	-4.80E-15	4.51E-15	-1.20E-15	9.82E-11

Mmax. (fase I) = 25034 kN*m
 Tmax. (fase I) = 2096 KN

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

 PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGGIO
 RS3E 50 D 09 CL VI0007 003 A 31 di 68

FASE II: azioni di lunga durata (carichi: PERMANENTI PORTATI) = 1.5 * G2 + 1.5 * ritiro

TABLE: Element Forces - Frames				2826.42	-2885.213	40889.296			
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
tr-1		0 fase2	Combinat	-7.91E-11	6.22E-12	5.12E-13	-3.47E-14	6.66E-14	3.82E-11
tr-2		0 fase2	Combinat	-8510.91	-2885.213	62.705	12.0781	123.9563	8827.3747
tr-3		0 fase2	Combinat	-8478.97	-2410.976	61.973	8.849	125.5322	19532.024
tr-4		0 fase2	Combinat	-8558.47	-1533.089	50.598	6.9074	112.6975	28297.562
tr-5		0 fase2	Combinat	-8532.92	-1095.539	39.663	5.1324	91.7901	33689.616
tr-6		0 fase2	Combinat	-8504.35	-661.043	29.243	3.13	68.6905	37588.356
tr-7		0 fase2	Combinat	-8504.35	-661.043	29.243	3.13	10.2046	38910.441
tr-8		0 fase2	Combinat	-8470.58	-227.672	16.881	1.143	47.9077	39978.609
tr-9		0 fase2	Combinat	-8439.65	204.861	2.534	-0.8526	18.6406	40851.726
tr-10		0 fase2	Combinat	-8410.34	637.289	-10.614	-2.8783	-10.5343	40212.385
tr-11		0 fase2	Combinat	-8410.34	637.289	-10.614	-2.8783	10.6944	38937.807
tr-12		0 fase2	Combinat	-8377.94	1069.732	-22.147	-4.9674	-34.0743	38085.583
tr-13		0 fase2	Combinat	-8341.35	1503.636	-34.301	-6.8947	-59.9712	34499.675
tr-14		0 fase2	Combinat	-8201.38	2363.089	-47.481	-9.2122	-96.5541	29354.515
tr-15		0 fase2	Combinat	-8166.61	2826.42	-61.749	-12.0816	-124.354	20787.574
tr-16		0 fase2	Combinat	-3.55E-11	-1.45E-12	-2.88E-13	-6.49E-14	-1.97E-13	-1.36E-11

 Mmax. (fase II) = **40890** kN*m

 Tmax. (fase II) = **2885** kN

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

TABLE: Element Forces - Frames				2950.086	-2966.99	28914.31			
Frame	Station	OutputCase		P	V MAX	V MIN	V2	M3	
Text	m	Text		KN	KN	KN	KN	KN-m	
tr-1		0 INVILUPPO_SLU		5.46E-12	8.85E-14	-1.48E-13	-1.484E-13	1.1E-11	
tr-2		0 INVILUPPO_SLU		740.687	-375.03	-2966.99	-2966.99	847.8996	
tr-3		0 INVILUPPO_SLU		2932.556	-128.76	-2177.94	-2177.935	13176.01	
tr-4		0 INVILUPPO_SLU		3915.713	-53.591	-1712.58	-1712.584	19302.94	
tr-5		0 INVILUPPO_SLU		4738.909	107.548	-1369.16	-1369.158	23886.66	
tr-6		0 INVILUPPO_SLU		5401.381	307.972	-1369.16	-1369.158	26972.06	
tr-7		0 INVILUPPO_SLU		5401.381	307.972	-1067.96	-1067.957	28407.71	
tr-8		0 INVILUPPO_SLU		5778.302	555.631	-764.28	-764.28	28591.92	
tr-9		0 INVILUPPO_SLU		5792.873	849.093	-468.607	-468.607	28782.84	
tr-10		0 INVILUPPO_SLU		5445.746	1151.639	-221.44	1151.639	28626.33	
tr-10		0 INVILUPPO_SLU		5445.746	1151.639	-221.44	1151.639	27989.42	
tr-12		0 INVILUPPO_SLU		4812.233	1452.172	-20.043	1452.172	27074.45	
tr-13		0 INVILUPPO_SLU		3886.247	1789.957	102.018	1789.957	24234.56	
tr-14		0 INVILUPPO_SLU		2776.64	2142.465	159.654	2142.465	19932.31	
tr-15		0 INVILUPPO_SLU		623.259	2950.086	287.551	2950.086	11563.74	
tr-16		0 INVILUPPO_SLU		0	8.39E-13	1.54E-13	8.385E-13	1.63E-11	

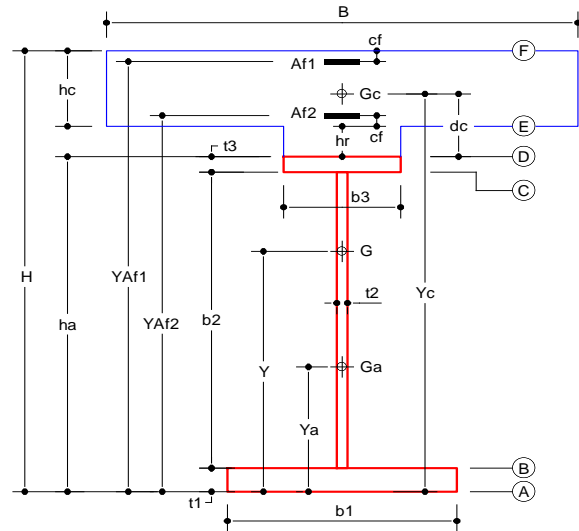
 Mmax. (fase III) = **28914** kN*m

 Tmax. (fase II) = **2967** kN

SEZ 1 (APP) - Tipo concio = VAR. H MIN

Dati sezione

Trave in acciaio		
schema statico		trave appoggiata
H	3230	mm altezza totale sezione
ha	2800	mm altezza totale trave
b3	800	mm lunghezza piattab sup
t3	30	mm spessore piattab sup
b2	2740	mm altezza anima
t2	26	mm spessore anima
b1	1400	mm lunghezza piattab inf
t1	30	mm spessore piattab inf
	2	NUMERO TRAVI
i	3.6	m INTERASSE TRAVI
Aa	137240	mm ² area acciaio
Ja	1.67E+11	mm ⁴ inerzia acciaio
ya	1218	mm baricentro trave
soletta		
hr	50	mm altezza cls su ala
hc	380	mm altezza cls
B	4850	mm larghezza collaborante
Ac	1.88E+06	mm ² area cls
yc	3035	mm baricentro soletta
armatura		
nφ1	10	ferri sup in un metro
φ1	24	mm diametro ferri sup.
Af1	21941	mm ² area armatura sup
if1	100	mm interfero
nφ2	5	ferri inf in un metro
φ2	24	mm diametro ferri inf.
Af2	21941	mm ² area armatura inf
if2	100	mm interfero
cf	50	mm copriferro
yaf1	3180	mm baricentro ferri sup
yaf2	2912	mm baricentro ferri inf



195

n(L.T.)		n(B.T.)		BARICENTRI			
ya	1218	mm	baricentro trave	1196			
Y _G BT	2521	mm	sez a mom positivo	2469			
Y _G BT	1661	mm	sez a mom negativo	1661			
Y _G LT	2171	mm	sez a mom positivo	2013			
Y _G LT	1661	mm	sez a mom negativo	1661			
INERZIE							
Ja	1.67E+11	mm ⁴	inerzia sola trave	1.62E+11			
Ja+s	4.96E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	4.65E+11			
Ja+f	2.79E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)	2.79E+11			
Ja+s	4.07E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	3.35E+11			
Ja+f	2.79E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)	2.79E+11			
			sez. lorda				sez. efficace

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3	
mom. Flett.	M ed	-131.8	8827.4	847.9	kNm
taglio agente	T ed	-2096.0	-2885.2	-2967.0	kN

	fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	0.00	-30.79	-1.30	-32.1	391.3	verificato 0.08
ferri inf	Af2	0.00	-23.71	-0.81	-24.5	391.3	verificato 0.06
cls sup	F	0.00	-1.82	-0.22	-2.0	18.8	verificato 0.11
cls inf	E	0.00	-1.25	-0.11	-1.4	18.8	verificato 0.07
piattab sup	D	1.31	-20.76	-0.60	-20.1	338.1	verificato 0.06
anima sup	C	1.28	-19.97	-0.55	-19.2	338.1	verificato 0.06
anima inf	B	-0.95	52.33	4.44	55.8	338.1	verificato 0.17
piattab inf	A	-0.97	53.12	4.50	56.6	338.1	verificato 0.17

[Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa]

σ id TOT	σ limite	
32.1	391.3	verificato
24.5	391.3	verificato
2.0	18.8	verificato
1.4	18.8	verificato
22.7	338.1	verificato
196.0	338.1	verificato
210.8	338.1	verificato
58.6	338.1	verificato

[Mpa] [Mpa]

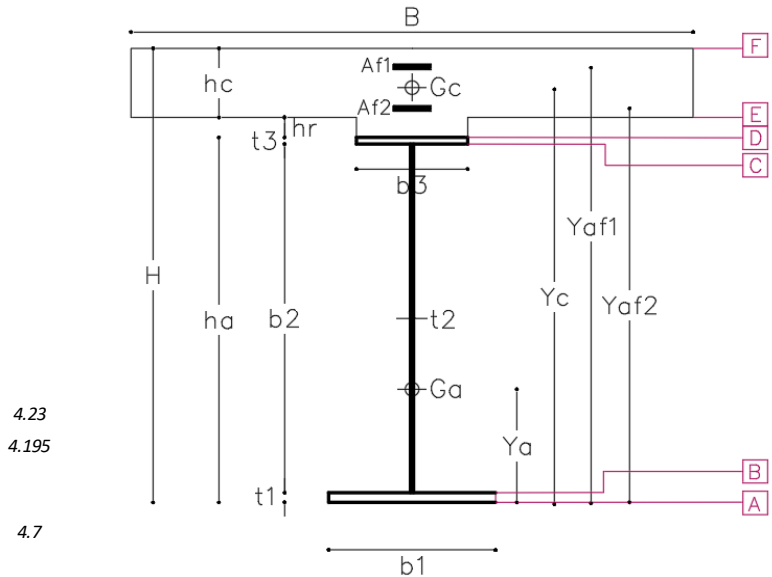
		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	
anima	C, D	-29.4	-40.5	-41.6	-111.6	195.2	verificato 0.57

[Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa]

SEZ 2 - Tipo concio = VAR

Dati sezione

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	3530	mm	altezza totale sezione
ha	3100	mm	altezza totale trave
b3	800	mm	lunghezza piattab sup
t3	30	mm	spessore piattab sup
b2	3040	mm	altezza anima
t2	26	mm	spessore anima
b1	1400	mm	lunghezza piattab inf
t1	30	mm	spessore piattab inf
	2		NUMERO TRAVI
i	3.6	m	INTERASSE TRAVI
Aa	149040	mm ²	area acciaio
Ja	2.18E+11	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	1395	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	380	mm	altezza cls
B	4850	mm	larghezza collaborante
Ac	1.88E+06	mm ²	area cls
yc	3335	mm	baricentro soletta
armatura			
nφ1	10		ferri sup in un metro
φ1	24	mm	diametro ferri sup.
Af1	21941	mm ²	area armatura sup
if1	100	mm	interferro
nφ2	5		ferri inf in un metro
φ2	24	mm	diametro ferri inf.
Af2	21941	mm ²	area armatura inf
if2	100	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	3480	mm	baricentro ferri sup
yaf2	3212	mm	baricentro ferri inf



4.23
4.195
4.7

		n(L.T.)	n(B.T.)	BARICENTRI			
ya	1395	mm		baricentro trave	1373		
Y _G BT	2753	mm		sez a mom positivo	2696		
Y _G BT	1839	mm		sez a mom negativo	1839		
Y _G LT	2372	mm		sez a mom positivo	2205		
Y _G LT	1839	mm		sez a mom negativo	1839		
INERZIE							
Ja	2.18E+11	mm ⁴		inerzia sola trave	2.12E+11		
Ja+s	6.16E+11	mm ⁴		sez a mom positivo (BT)	5.77E+11		
Ja+f	3.48E+11	mm ⁴		sez a mom negativo (BT)	3.48E+11		
Ja+s	5.03E+11	mm ⁴		sez a mom positivo (LT)	4.16E+11		
Ja+f	3.48E+11	mm ⁴		sez a mom negativo (LT)	3.48E+11		
				sez. lorda			sez. efficace

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3	
mom. Flett.	M _{ed}	9236.6	21946.0	15102.6	kNm
taglio agente	T _{ed}	-1662.9	-2411.0	-2177.9	kN

	fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	verificato	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	0.00	-67.23	-20.53	-87.8	391.3	verificato	0.22
ferri inf	Af2	0.00	-53.10	-13.51	-66.6	391.3	verificato	0.17
cls sup	F	0.00	-3.96	-3.52	-7.5	18.8	verificato	0.40
cls inf	E	0.00	-2.82	-1.91	-4.7	18.8	verificato	0.25
piattab sup	D	-75.10	-47.19	-10.58	-132.9	338.1	verificato	0.39
anima sup	C	-73.79	-45.61	-9.80	-129.2	338.1	verificato	0.38
anima inf	B	58.39	114.69	69.82	242.9	338.1	verificato	0.72
piattab inf	A	59.69	116.27	70.60	246.6	338.1	verificato	0.73

[Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa]

σ id TOT	σ limite	verificato
87.8	391.3	verificato
66.6	391.3	verificato
7.5	18.8	verificato
4.7	18.8	verificato
132.9	338.1	verificato
200.8	338.1	verificato
279.7	338.1	verificato
246.6	338.1	verificato

[Mpa] [Mpa]

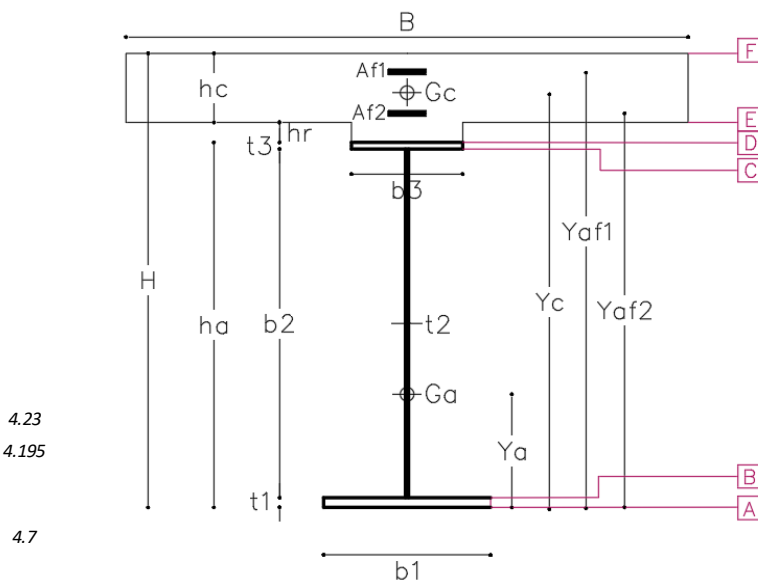
		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	verificato	tasso di lavoro
anima	C, D	-21.0	-30.5	-27.6	-79.1	195.2	verificato	0.41

[Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa]

SEZ 3 - Tipo concio = VAR. hmax

Dati sezione

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	4430	mm	altezza totale sezione
ha	4000	mm	altezza totale trave
b3	800	mm	lunghezza piattab sup
t3	30	mm	spessore piattab sup
b2	3940	mm	altezza anima
t2	26	mm	spessore anima
b1	1400	mm	lunghezza piattab inf
t1	30	mm	spessore piattab inf
	2		NUMERO TRAVI
i	3.6	m	INTERASSE TRAVI
Aa	172440	mm ²	area acciaio
Ja	3.88E+11	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	1809	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	380	mm	altezza cls
B	4850	mm	larghezza collaborante
Ac	1.88E+06	mm ²	area cls
yc	4235	mm	baricentro soletta
armatura			
nφ1	10		ferri sup in un metro
φ1	24	mm	diametro ferri sup.
Af1	21941	mm ²	area armatura sup
if1	100	mm	interferro
nφ2	5		ferri inf in un metro
φ2	24	mm	diametro ferri inf.
Af2	21941	mm ²	area armatura inf
if2	100	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	4380	mm	baricentro ferri sup
yaf2	4112	mm	baricentro ferri inf



4.23
4.195
4.7

armatura		n(L.T.)	n(B.T.)	BARICENTRI				
nφ1	10	17.6	6.2	ya	1809	mm	baricentro trave	1809
φ1	24	soletta interam. reag.		Y _G BT	3431	mm	sez a mom positivo	3431
Af1	21941			Y _G BT	2303	mm	sez a mom negativo	2303
if1	100	soletta interam. reag.		Y _G LT	2942	mm	sez a mom positivo	2942
nφ2	5			Y _G LT	2303	mm	sez a mom negativo	2303
φ2	24	0.39 1.07 1.73E+12		INERZIE				
Af2	21941			Ja	3.88E+11	mm ⁴	inerzia sola trave	3.88E+11
if2	100			Ja+s	1.07E+12	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	1.07E+12
cf	50			Ja+f	5.97E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)	5.97E+11
yaf1	4380			Ja+s	8.65E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	8.65E+11
yaf2	4112	Ja+f	5.97E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)	5.97E+11		
				sez. lorda		sez. efficace		

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3		
mom. Flett.	M ed	15151.1	29830.7	20749.9		kNm
taglio agente	T ed	-1326.9	-1533.1	-1712.6		kN

	fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	verificato	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	0.00	-49.61	-18.38	-68.0	391.3	verificato	0.17
ferri inf	Af2	0.00	-40.36	-13.19	-53.6	391.3	verificato	0.14
cls sup	F	0.00	-2.91	-3.11	-6.0	18.8	verificato	0.32
cls inf	E	0.00	-2.17	-1.93	-4.1	18.8	verificato	0.22
piattab sup	D	-85.50	-36.50	-11.02	-133.0	338.1	verificato	0.39
anima sup	C	-84.33	-35.47	-10.44	-130.2	338.1	verificato	0.39
anima inf	B	69.43	100.42	65.84	235.7	338.1	verificato	0.70
piattab inf	A	70.60	101.46	66.42	238.5	338.1	verificato	0.71

[Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa]

σ id TOT	σ limite	verificato
68.0	391.3	verificato
53.6	391.3	verificato
6.0	18.8	verificato
4.1	18.8	verificato
133.0	338.1	verificato
177.0	338.1	verificato
256.9	338.1	verificato
238.5	338.1	verificato

[Mpa] [Mpa]

		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	verificato	tasso di lavoro
anima	C, D	-16.8	-19.4	-21.7	-57.9	195.2	verificato	0.30

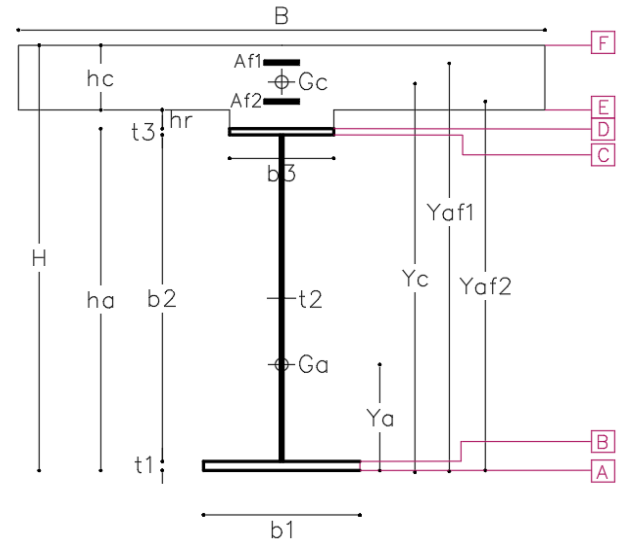
[Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa]

SEZ 4 - Tipo concio = laterale

Dati sezione

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	4430	mm	altezza totale sezione
ha	4000	mm	altezza totale trave
b3	800	mm	lunghezza piattab sup
t3	35	mm	spessore piattab sup
b2	3930	mm	altezza anima
t2	26	mm	spessore anima
b1	1400	mm	lunghezza piattab inf
t1	35	mm	spessore piattab inf
	2		NUMERO TRAVI
i	3.6	m	INTERASSE TRAVI
Aa	183180	mm ²	area acciaio
Ja	4.30E+11	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	1795	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	380	mm	altezza cls
B	4850	mm	larghezza collaborante
Ac	1.88E+06	mm ²	area cls
yc	4235	mm	baricentro soletta
armatura			
nφ1	10		ferri sup in un metro
φ1	24	mm	diametro ferri sup.
Af1	21941	mm ²	area armatura sup
if1	100	mm	interferro
nφ2	5		ferri inf in un metro
φ2	24	mm	diametro ferri inf.
Af2	21941	mm ²	area armatura inf
if2	100	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	4380	mm	baricentro ferri sup
yaf2	4112	mm	baricentro ferri inf

irrigidimento long
L 200
sp 20
yg 3000



armatura		n(L.T.)	n(B.T.)	BARICENTRI				
nφ1	10	17.6	6.2	ya	1795	mm	baricentro trave	1767
φ1	24	soletta interam. reag.		Y _G BT	3393	mm	sez a mom positivo	3316
Af1	21941	soletta interam. reag.		Y _G BT	2268	mm	sez a mom negativo	2268
if1	100			Y _G LT	2897	mm	sez a mom positivo	2693
nφ2	5			Y _G LT	2268	mm	sez a mom negativo	2268
φ2	24			INERZIE				
Af2	21941	0.43		Ja	4.30E+11	mm ⁴	inerzia sola trave	4.19E+11
if2	100	1.15		Ja+s	1.15E+12	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	1.07E+12
cf	50	1.853E+12		Ja+f	6.44E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)	6.44E+11
yaf1	4380			Ja+s	9.26E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	7.71E+11
yaf2	4112			Ja+f	6.44E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)	6.44E+11
				sez. lorda				sez. efficace

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3		
mom. Flett.	M ed	24122.3	39902.0	28661.0	kNm	
taglio agente	T ed	-404.2	-661.0	-1068.0	kN	

	fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	verificato	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	0.00	-87.32	-28.41	-115.7	391.3	verificato	0.30
ferri inf	Af2	0.00	-73.45	-21.25	-94.7	391.3	verificato	0.24
cls sup	F	0.00	-5.10	-4.79	-9.9	18.8	verificato	0.53
cls inf	E	0.00	-3.98	-3.15	-7.1	18.8	verificato	0.38
piattab sup	D	-128.48	-67.65	-18.26	-214.4	338.1	verificato	0.63
anima sup	C	-126.47	-65.84	-17.33	-209.6	338.1	verificato	0.62
anima inf	B	99.63	137.60	87.60	324.8	338.1	verificato	0.96
piattab inf	A	101.64	139.42	88.54	329.6	338.1	verificato	0.97

σ id TOT	σ limite	verificato
115.7	391.3	verificato
94.7	391.3	verificato
9.9	18.8	verificato
7.1	18.8	verificato
214.4	338.1	verificato
218.5	338.1	verificato
327.4	338.1	verificato
329.6	338.1	verificato

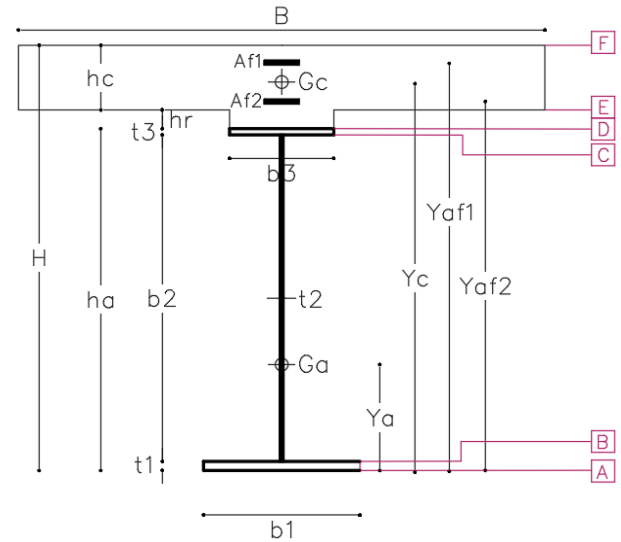
		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	verificato	tasso di lavoro
anima	C, D	-4.0	-6.5	-10.5	-20.9	195.2	verificato	0.11

SEZ 5 - Tipo concio = CENTRALE

Dati sezione

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	4430	mm	altezza totale sezione
ha	4000	mm	altezza totale trave
b3	800	mm	lunghezza piattab sup
t3	40	mm	spessore piattab sup
b2	3920	mm	altezza anima
t2	22	mm	spessore anima
b1	1400	mm	lunghezza piattab inf
t1	40	mm	spessore piattab inf
	2		NUMERO TRAVI
i	3.6	m	INTERASSE TRAVI
Aa	178240	mm ²	area acciaio
Ja	4.50E+11	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	1758	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	380	mm	altezza cls
B	4850	mm	larghezza collaborante
Ac	1.88E+06	mm ²	area cls
yc	4235	mm	baricentro soletta
armatura			
nφ1	10		ferri sup in un metro
φ1	24	mm	diametro ferri sup.
Af1	21941	mm ²	area armatura sup
if1	100	mm	interfero
nφ2	5		ferri inf in un metro
φ2	24	mm	diametro ferri inf.
Af2	21941	mm ²	area armatura inf
if2	100	mm	interfero
cf	50	mm	copriferro
yaf1	4380	mm	baricentro ferri sup
yaf2	4112	mm	baricentro ferri inf

irrigidimento long
L 200
sp 20
yg 3000



n(L.T.)		n(B.T.)		BARICENTRI			
ya	1758	mm	baricentro trave	1743			
Y _G BT	3396	mm	sez a mom positivo	3324			
Y _G BT	2250	mm	sez a mom negativo	2245			
Y _G LT	2894	mm	sez a mom positivo	2688			
Y _G LT	2250	mm	sez a mom negativo	2245			
INERZIE							
Ja	4.50E+11	mm ⁴	inerzia sola trave	4.48E+11			
Ja+s	1.18E+12	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	1.10E+12			
Ja+f	6.69E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)	6.68E+11			
Ja+s	9.54E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	7.97E+11			
Ja+f	6.69E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)	6.68E+11			
			sez. lorda				sez. efficace

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3	
mom. Flett.	M ed	25034.1	40889.3	28914.3	kNm
taglio agente	T ed	360.8	637.3	1151.6	kN

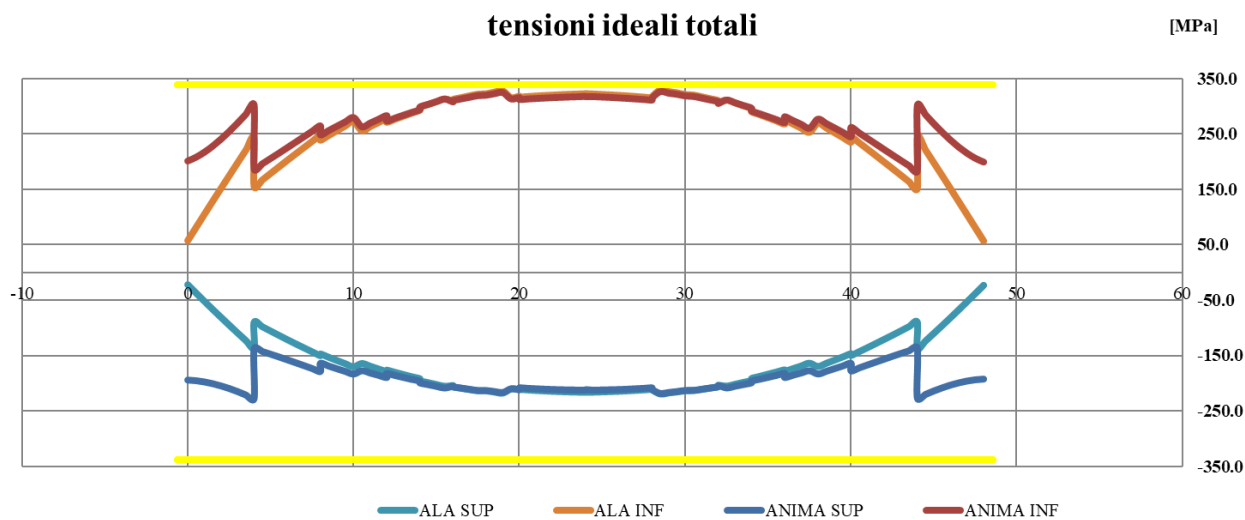
	fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	verificato	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	0.0	-86.8	-27.7	-114.5	391.3	verificato	0.29
ferri inf	Af2	0.0	-73.0	-20.7	-93.7	391.3	verificato	0.24
cls sup	F	0.0	-5.1	-4.7	-9.7	18.8	verificato	0.52
cls inf	E	0.0	-4.0	-3.1	-7.0	18.8	verificato	0.37
piattab sup	D	-126.2	-67.3	-17.7	-211.2	338.1	verificato	0.62
anima sup	C	-124.0	-65.2	-16.7	-205.9	338.1	verificato	0.61
anima inf	B	95.2	135.8	86.1	317.2	338.1	verificato	0.94
piattab inf	A	97.4	137.9	87.2	322.5	338.1	verificato	0.95

σ id TOT	σ limite	verificato
114.5	391.3	verificato
93.7	391.3	verificato
9.7	18.8	verificato
7.0	18.8	verificato
211.2	338.1	verificato
220.1	338.1	verificato
321.4	338.1	verificato
322.5	338.1	verificato

		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	verificato	tasso di lavoro
anima	C, D	4.4	7.7	13.9	26.0	195.2	verificato	0.13

FUSO DELLE TENSIONI

Si riporta il fuso delle tensioni lungo le fibre A (piattab. inf.), B (anima inf), C (anima. sup.), D (piattab. sup.) della trave di verifica



Le verifiche risultano soddisfatte.

6.4.2 VERIFICHE DIAFRAMMI

6.4.2.1 Diaframmi correnti

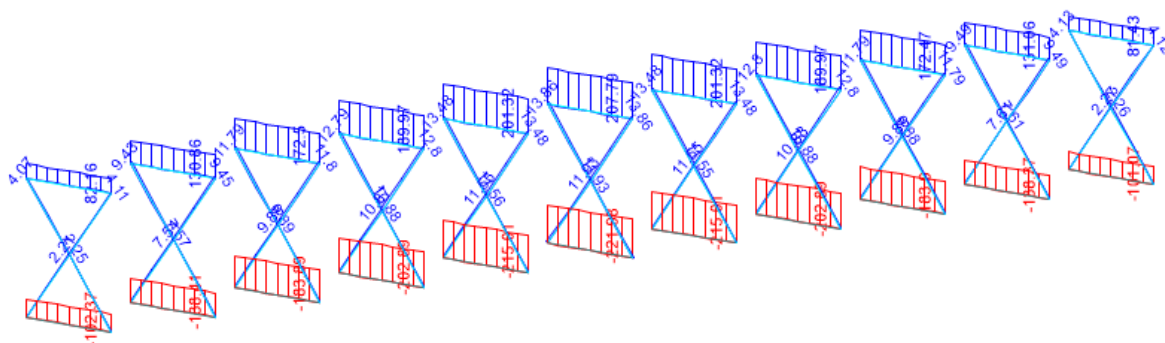
I correnti superiori ed i diagonali che compongono i diaframmi correnti sono profili 2L 100 x 10

I correnti inferiori sono profili 2L 120 x 12

Section Name	2L100X10/10/		Display Color	■
Properties				
Cross-section (axial) area	3831.	Section modulus about 3 axis	49219.84	
Moment of Inertia about 3 axis	3533000.	Section modulus about 2 axis	73923.81	
Moment of Inertia about 2 axis	7762000.	Plastic modulus about 3 axis	90950.	
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	127300.	
Shear area in 2 direction	2000.	Radius of Gyration about 3 axis	30.368	
Shear area in 3 direction	1660.	Radius of Gyration about 2 axis	45.0123	
Torsional constant	126700.	Shear Center Eccentricity (x3)	0.	

Section Name	2L120X12/12/		
Properties			
Cross-section (axial) area	5508.	Section modulus about 3 axis	85460.25
Moment of Inertia about 3 axis	7353000.	Section modulus about 2 axis	128174.6
Moment of Inertia about 2 axis	16150000.	Plastic modulus about 3 axis	157200.
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	220100.
Shear area in 2 direction	2880.	Radius of Gyration about 3 axis	36.5372
Shear area in 3 direction	2390.	Radius of Gyration about 2 axis	54.1489
Torsional constant	262700.	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Fase 1

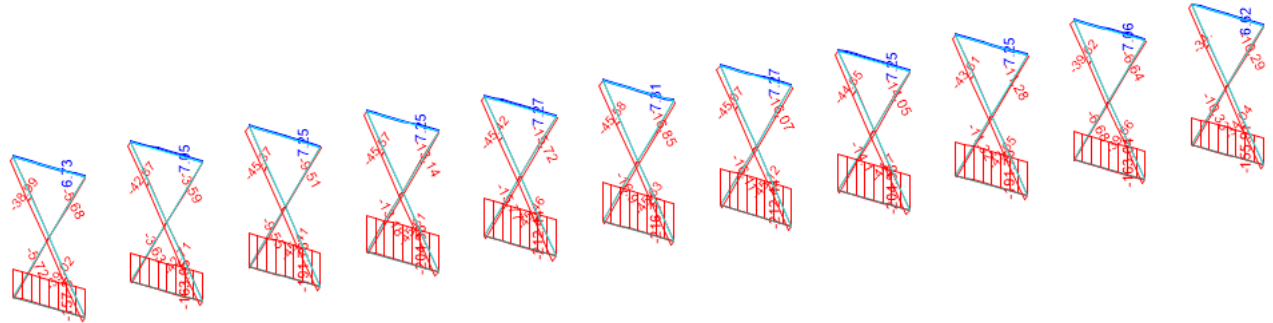


U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

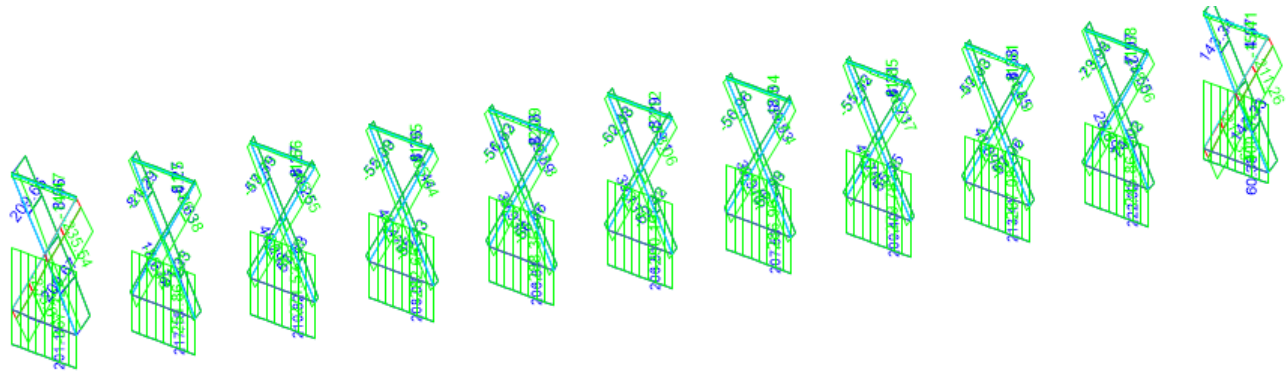
Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI0007 003 A 39 di 68

Fase 2



Fase 3 (con coefficiente dinamico $\Phi 3$ dei trasversi, definito al cap. 4.2)



CORRENTI SUPERIORI

Fase 1

$$N_{Ed\ 1t} = 207.8\text{ kN}$$

$$N_{Ed\ 1c} = 0\text{ kN}$$

Fase 2

$$N_{Ed\ 2t} = 7\text{ kN}$$

$$N_{Ed\ 2c} = 0\text{ kN}$$

Fase 3

$$N_{Ed\ 3t} = 8\text{ kN}$$

$$N_{Ed\ 3c} = -14\text{ kN}$$

TRAZIONE

N_{Ed}	223	kN	sollecitazione agente
f_{yk}	355	MPa	resistenza di calcolo
f_{tk}	510	MPa	resistenza di calcolo
γ_{m0}	1.05	-	coeff. SLU
γ_{m2}	1.25	-	coeff. SLU
f_{td}	338	MPa	resistenza di progetto
A	3800	mm ²	area sezione lorda
A _n	2850	mm ²	area sezione netta (senza fori dei collegam.)
N _{pl,Rd}	1285	kN	res pl della sez lorda
N _{u,Rd}	1047	kN	res a rottura della sez netta
N _{t,Rd}	1047	kN	res a rottura per trazione della sez
$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$		✓	verifica soddisfatta

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD. DOC.	PROG. REV.	FOGLIO
RS3E	50	D	09	CL VI0007	003 A	40 di 68

CORRENTI INFERIORI

Fase 1
 $N_{Ed\ 1t} = 0\text{ kN}$
 $N_{Ed\ 1c} = -122\text{ kN}$
Fase 2
 $N_{Ed\ 2t} = 0\text{ kN}$
 $N_{Ed\ 2c} = -217\text{ kN}$
Fase 3
 $N_{Ed\ 3t} = 234\text{ kN}$
 $N_{Ed\ 3c} = -397\text{ kN}$

La verifica a trazione sarà soddisfatta come riportato per il corrente sup.

Stabilità delle aste compresse				Stabilità delle aste compresse fuori dal piano			
E =	210000	MPa	modulo elastico	E =	209000	MPa	modulo elastico
	1		classe della sezione		4		classe della sezione
$N_{Ed} =$	736	kN	sollecitazione agente	$N_{Ed} =$	736	kN	sollecitazione agente
$f_{yk} =$	355	MPa	resistenza di calcolo	$f_{yk} =$	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	5508	mm ²	area della sezione	A =	5508	mm ²	area della sezione
L =	3600	mm	lunghezza dell'asta	L =	3600	mm	lunghezza dell'asta
J =	7353000	mm ⁴	inerzia della sezione	J =	16150000	mm ⁴	inerzia della sezione
$\gamma_{m1} =$	1.05	-	coeff. SLU	$\gamma_{m1} =$	1.05	-	coeff. SLU
A _{eff} =	5508	mm ²	area efficace della sezione	A _{eff} =	5508	mm ²	area efficace della sezione
$\chi =$	0.43	OK		$\chi =$	0.68	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
$\phi =$	2			$\phi =$	1		
$\alpha =$	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione	$\alpha =$	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
$\lambda =$	1.3		snellezza adimensionale	$\lambda =$	0.9		snellezza adimensionale
$\beta =$	1.00		riduz lugh libera d'inflessione	$\beta =$	1.00		riduz lugh libera d'inflessione
L ₀ =	3600	mm	lunghezza libera d'inflessione	L ₀ =	3600	mm	lunghezza libera d'inflessione
N _{cr} =	1175922	N	carico critico euleriano	N _{cr} =	2570476	N	carico critico euleriano
$\nu =$	0.20		coeff di Poisson	$\nu =$	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse				non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N _{b,Rd} =	804.4	kN		N _{b,Rd} =	1264.5	kN	
$N_{b,Rd} \geq N_{Ed}$		✓	verifica soddisfatta	$N_{b,Rd} \geq N_{Ed}$		✓	verifica soddisfatta

DIAGONALI

Fase 1
 $N_{Ed\ 1t} = 13.86\text{ kN}$
 $N_{Ed\ 1c} = 0\text{ kN}$
Fase 2
 $N_{Ed\ 2t} = 0\text{ kN}$
 $N_{Ed\ 2c} = -45.6\text{ kN}$
Fase 3
 $N_{Ed\ 3t} = 199\text{ kN}$
 $N_{Ed\ 3c} = -226\text{ kN}$

La verifica a trazione sarà soddisfatta come riportato per il corrente sup.

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

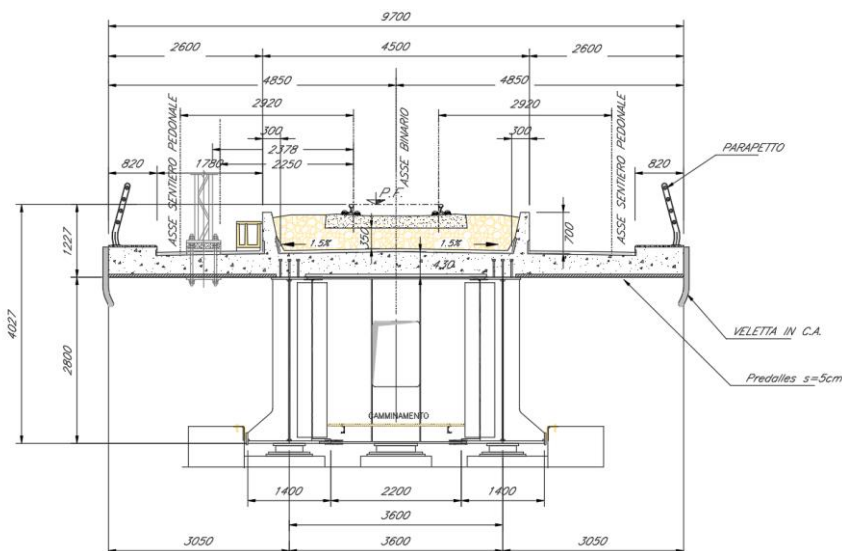
Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI0007 003 A 41 di 68

Stabilità delle aste compresse fuori dal piano				Stabilità delle aste compresse nel piano			
E =	209000	MPa	modulo elastico	E =	210000	MPa	modulo elastico
	4		classe della sezione		4		classe della sezione
N _{ed} =	272	kN	sollecitazione agente	N _{ed} =	272	kN	sollecitazione agente
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo	f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	3831	mm ²	area della sezione	A =	3831	mm ²	area della sezione
L =	5382	mm	lunghezza dell'asta	L =	5382	mm	lunghezza dell'asta
J =	7762000	mm ⁴	inerzia della sezione	J =	3533000	mm ⁴	inerzia della sezione
γ _{m1} =	1.05	-	coeff. SLU	γ _{m1} =	1.05	-	coeff. SLU
A _{eff} =	3831	mm ²	area efficace della sezione	A _{eff} =	3831	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.32	OK	dip da sezione e tipo di acciaio	χ =	0.50	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
φ =	2			φ =	1		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione	α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	1.6		snellezza adimensionale	λ =	1.2		snellezza adimensionale
β =	1.00		riduz lugh libera d'inflessione	β =	0.50		riduz lugh libera d'inflessione
L ₀ =	5382	mm	lunghezza libera d'inflessione	L ₀ =	2691	mm	lunghezza libera d'inflessione
N _{cr} =	552754	N	carico critico euleriano	N _{cr} =	1011196	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson	ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse				non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N _{b,Rd} =	412.1	kN		N _{b,Rd} =	648.2	kN	
N _{b,Rd} ≥ N _{ed}		✓	verifica soddisfatta	N _{b,Rd} ≥ N _{ed}		✓	verifica soddisfatta

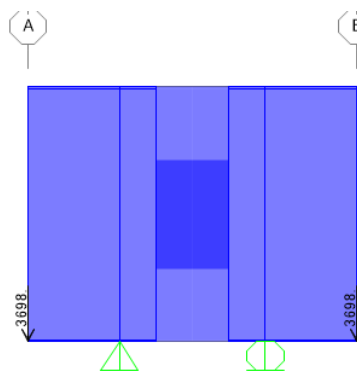
6.4.2.2 Diaframmi di testata

Si riporta la verifica a sollevamento dell'impalcato in caso di sostituzione degli apparecchi d'appoggio. I carichi agenti saranno quelli permanenti (pesi propri e permanenti portati) e i vincoli sono stati ipotizzati a una distanza dall'asse trave pari a circa 1m.



Il traverso pieno presenta un'anima con spessore 30mm e ali 400x20, passo d'uomo 800x1200mm².

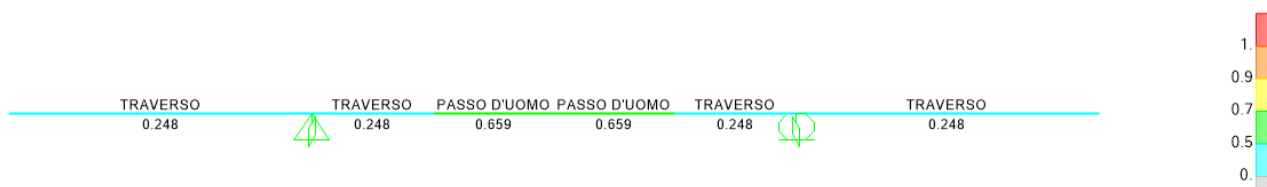
Carichi perm travi:



Comb SLU (carico perm su travi + peso proprio) *1.35

Verifica:

Steel P-M Interaction Ratios (Italian NTC 2008)



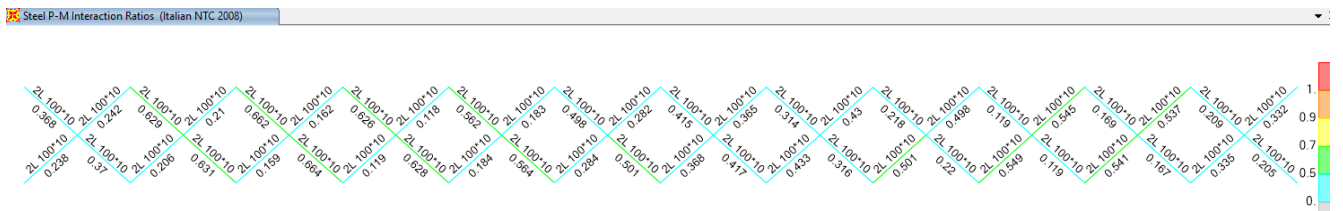
6.4.3 VERIFICA CONTROVENTI

6.4.3.1 CONTROVENTI SUPERIORI

La verifica si sviluppa in FASE 1 + carico da VENTO*1.5, in quanto alla maturazione del getto ci sarà la soletta a prendere le sollecitazioni trasversali.

$$q_w = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

Si riporta la verifica effettuata direttamente con software di calcolo sap2000 che risulta soddisfatta come si evince dai tassi di lavoro riportati anche in tabella.



I profili sono tutti 2L100*10



TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Italian NTC 2008

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	Text	Text	Unitless
b189	2L 100*10	Beam	No Messages	0.238	b213	2L 100*10	Beam	No Messages	0.368
b190	2L 100*10	Beam	No Messages	0.242	b214	2L 100*10	Beam	No Messages	0.365
b191	2L 100*10	Beam	No Messages	0.368	b215	2L 100*10	Beam	No Messages	0.415
b192	2L 100*10	Beam	No Messages	0.370	b216	2L 100*10	Beam	No Messages	0.417
b193	2L 100*10	Beam	No Messages	0.206	b217	2L 100*10	Beam	No Messages	0.433
b194	2L 100*10	Beam	No Messages	0.210	b218	2L 100*10	Beam	No Messages	0.430
b195	2L 100*10	Beam	No Messages	0.629	b219	2L 100*10	Beam	No Messages	0.314
b196	2L 100*10	Beam	No Messages	0.631	b220	2L 100*10	Beam	No Messages	0.316
b197	2L 100*10	Beam	No Messages	0.159	b221	2L 100*10	Beam	No Messages	0.501
b198	2L 100*10	Beam	No Messages	0.162	b222	2L 100*10	Beam	No Messages	0.498
b199	2L 100*10	Beam	No Messages	0.662	b223	2L 100*10	Beam	No Messages	0.218
b200	2L 100*10	Beam	No Messages	0.664	b224	2L 100*10	Beam	No Messages	0.220
b201	2L 100*10	Beam	No Messages	0.119	b225	2L 100*10	Beam	No Messages	0.549
b202	2L 100*10	Beam	No Messages	0.118	b226	2L 100*10	Beam	No Messages	0.545
b203	2L 100*10	Beam	No Messages	0.626	b227	2L 100*10	Beam	No Messages	0.119
b204	2L 100*10	Beam	No Messages	0.628	b228	2L 100*10	Beam	No Messages	0.119
b205	2L 100*10	Beam	No Messages	0.184	b229	2L 100*10	Beam	No Messages	0.541
b206	2L 100*10	Beam	No Messages	0.183	b230	2L 100*10	Beam	No Messages	0.537
b207	2L 100*10	Beam	No Messages	0.562	b231	2L 100*10	Beam	No Messages	0.169
b208	2L 100*10	Beam	No Messages	0.564	b232	2L 100*10	Beam	No Messages	0.167
b209	2L 100*10	Beam	No Messages	0.284	b233	2L 100*10	Beam	No Messages	0.335
b210	2L 100*10	Beam	No Messages	0.282	b234	2L 100*10	Beam	No Messages	0.332
b211	2L 100*10	Beam	No Messages	0.498	b235	2L 100*10	Beam	No Messages	0.209
b212	2L 100*10	Beam	No Messages	0.501	b236	2L 100*10	Beam	No Messages	0.205

6.4.3.2 CONTROVENTI INFERIORI

Si è effettuata la verifica nel modello globale tenendo conto delle sollecitazioni delle 3 fasi di calcolo.

Gli elementi di controvento saranno collegati attraverso bullonatura tra le ali dei profili ad L e un'apposita piastra da prevedersi in corrispondenza delle piattabande inferiori delle travi. Pertanto, lo sforzo assiale estratto da modello dovrà essere applicato al profilo, per le verifiche con un'eccentricità pari a 20 mm.

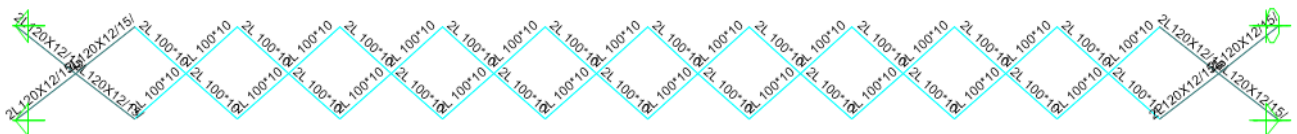
Verifica instabilità elementi soggetti a compressione e flessione - Sezioni di classe 1 - 2

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{y,Sd}^*}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \quad \mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left[\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right]$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_v A f_v} \quad k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Sd}}{\chi_z A f_y}$$

cv testata (2L 120x12)



FASE1

$N_{Ed\ 1t} = 78$ kN

$N_{Ed\ 1c} = 0$ kN

FASE2

$N_{Ed\ 2t} = 272$ kN

$N_{Ed\ 2c} = -61$

FASE3

$N_{Ed\ 3t} = 930$ kN

$N_{Ed\ 3c} = -505$ kN

TRAZIONE			
$N_{Ed} =$	1280	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
$A =$	5500	mm ²	area sezione lorda
$A_n =$	4125	mm ²	area sezione netta (senza fori dei collegam.)
$N_{pl,Rd} =$	1860	kN	res pl della sez lorda
$N_{u,Rd} =$	1515	kN	res a rottura della sez netta

$N_{u,Rd} =$	1515	kN	res a rottura per trazione della sez
$N_{Ed} / N_{u,Rd} \leq 1$	✓		verifica soddisfatta

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI0007 003 A 46 di 68

Stabilità delle aste compresse yy			
E =	210000	MPa	modulo elastico
	2		classe della sezione
N _{ed} =	566.0	kN	sollecitazione agente
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	5508	mm ²	area della sezione
L =	5500	mm	lunghezza dell'asta
J =	7.35E+06	mm ⁴	inerzia della sezione
γ _{m1} =	1.05	-	coeff. SLU
A _{eff} =	5508	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.61	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
φ =	1.119		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	0.985		snellezza adimensionale
β =	0.50		riduz lugh libera d'inflessione
L ₀ =	2750	mm	lunghezza libera d'inflessione
N _{cr} =	2015200	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N _{b,Rd} =	1129.5	kN	
N_{b,Rd} ≥ N_{ed} ✓ verifica soddisfatta			
		μ y	-0.9345
		W _{ply}	157.2 cm ³
		W _{ely}	85.5 cm ³
		κ y	1.4460

Stabilità delle aste compresse zz			
E =	210000	MPa	modulo elastico
	2		classe della sezione
N _{ed} =	566.0	kN	sollecitazione agente
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	5508	mm ²	area della sezione
L =	5500	mm	lunghezza dell'asta
J =	1.62E+07	mm ⁴	inerzia della sezione
γ _{m1} =	1.05	-	coeff. SLU
A _{eff} =	5508	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.80	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
φ =	0.800		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	0.665		snellezza adimensionale
β =	0.50		riduz lugh libera d'inflessione
L ₀ =	2750	mm	lunghezza libera d'inflessione
N _{cr} =	4426151	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N _{b,Rd} =	1495.9	kN	
N_{b,Rd} ≥ N_{ed} ✓ verifica soddisfatta			
		μ z	-0.47953522
		W _{plz}	220.1 cm ³
		W _{elz}	128.2 cm ³
		κ z	1.1728

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI0007 003 A 47 di 68

Stabilità delle travi inflesse			
E =	210000	MPa	modulo elastico
	2		classe della sezione
M _{ed} =	11.32	kNm	massimo momento flettente di calcolo
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
γ _m =	1.05		coeff. SLU
f _{yd} =	338	MPa	resistenza di progetto
W _y =	157200	mm ³	modulo res
χ _{LT} =	0.957		dip da sezione e tipo di acciaio
f =	1.00		
φ =	0.57		
β =	1.00	min 0.75	riduz lugh libera d'inflessione
λ _{LT} =	0.320		snellezza adimensionale
k _c =	1.00	TAB 4.2.VIII	
M _{cr} =	5.46E+08	Nmm	mom critico el di instab torsionale
λ _{LT,0} =	0.2	max 0.4	
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
M _{bRd} =	50.85	kNm	momento resistente
M _{bRd} ≥ M _{ed}		✓	verifica soddisfatta

Verifica instabilità elementi soggetti a compressione e flessione - Sezioni di classe 1 - 2

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{y,Sd}}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

I termine II termine III termine

0.501 + 0.213 + 0.000 = 0.714

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI0007 003 A 48 di 68

Cv 2L 100x10

Dalla somma delle 3 fasi:

TABLE: Element Forces - Frames				TABLE: Element Forces - Frames				TABLE: Element Forces - Frames				TABLE: Element Forces - Frames					
Frame	Station	OutputCase	P	Frame	Station	OutputCase	P	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	Frame	Station	OutputCase	StepType	P
Text	m	Text	KN	Text	m	Text	KN	Text	m	Text	Text	KN	Text	m	Text	Text	KN
b71	0 fase 1	77.454		b71	0 fase2	204.066		b71	0	INVILUPPO_SLU	Max	213.407	b71	0	INVILUPPO_SLU	Min	-291.077
b72	0 fase 1	77.439		b72	0 fase2	204.06		b72	0	INVILUPPO_SLU	Max	213.488	b72	0	INVILUPPO_SLU	Min	-290.941
b73	0 fase 1	77.558		b73	0 fase2	-65.74		b73	0	INVILUPPO_SLU	Max	333.886	b73	0	INVILUPPO_SLU	Min	-173.733
b74	0 fase 1	77.543		b74	0 fase2	-65.739		b74	0	INVILUPPO_SLU	Max	333.817	b74	0	INVILUPPO_SLU	Min	-173.738
b75	0 fase 1	123.269		b75	0 fase2	216.265		b75	0	INVILUPPO_SLU	Max	217.793	b75	0	INVILUPPO_SLU	Min	-266.911
b76	0 fase 1	123.25		b76	0 fase2	216.241		b76	0	INVILUPPO_SLU	Max	217.85	b76	0	INVILUPPO_SLU	Min	-266.829
b77	0 fase 1	123.353		b77	0 fase2	-2.661		b77	0	INVILUPPO_SLU	Max	357.777	b77	0	INVILUPPO_SLU	Min	-127.448
b78	0 fase 1	123.333		b78	0 fase2	-2.661		b78	0	INVILUPPO_SLU	Max	357.684	b78	0	INVILUPPO_SLU	Min	-127.488
b79	0 fase 1	142.984		b79	0 fase2	202.929		b79	0	INVILUPPO_SLU	Max	236.651	b79	0	INVILUPPO_SLU	Min	-228.526
b80	0 fase 1	142.976		b80	0 fase2	202.908		b80	0	INVILUPPO_SLU	Max	236.715	b80	0	INVILUPPO_SLU	Min	-228.448
b81	0 fase 1	143.056		b81	0 fase2	40.624		b81	0	INVILUPPO_SLU	Max	332.665	b81	0	INVILUPPO_SLU	Min	-137.296
b82	0 fase 1	143.048		b82	0 fase2	40.635		b82	0	INVILUPPO_SLU	Max	332.583	b82	0	INVILUPPO_SLU	Min	-137.335
b83	0 fase 1	150.609		b83	0 fase2	177.546		b83	0	INVILUPPO_SLU	Max	258.99	b83	0	INVILUPPO_SLU	Min	-193.257
b84	0 fase 1	150.604		b84	0 fase2	177.524		b84	0	INVILUPPO_SLU	Max	259.056	b84	0	INVILUPPO_SLU	Min	-193.181
b85	0 fase 1	150.674		b85	0 fase2	78.121		b85	0	INVILUPPO_SLU	Max	309.042	b85	0	INVILUPPO_SLU	Min	-147.706
b86	0 fase 1	150.669		b86	0 fase2	78.135		b86	0	INVILUPPO_SLU	Max	308.966	b86	0	INVILUPPO_SLU	Min	-147.744
b87	0 fase 1	160.443		b87	0 fase2	151.06		b87	0	INVILUPPO_SLU	Max	284.168	b87	0	INVILUPPO_SLU	Min	-164.736
b88	0 fase 1	160.44		b88	0 fase2	151.038		b88	0	INVILUPPO_SLU	Max	284.243	b88	0	INVILUPPO_SLU	Min	-164.66
b89	0 fase 1	160.505		b89	0 fase2	120.446		b89	0	INVILUPPO_SLU	Max	293.074	b89	0	INVILUPPO_SLU	Min	-156.652
b90	0 fase 1	160.502		b90	0 fase2	120.465		b90	0	INVILUPPO_SLU	Max	293.005	b90	0	INVILUPPO_SLU	Min	-156.691
b91	0 fase 1	160.441		b91	0 fase2	115.818		b91	0	INVILUPPO_SLU	Max	303.095	b91	0	INVILUPPO_SLU	Min	-150.419
b92	0 fase 1	160.444		b92	0 fase2	115.799		b92	0	INVILUPPO_SLU	Max	303.171	b92	0	INVILUPPO_SLU	Min	-150.38
b93	0 fase 1	160.502		b93	0 fase2	155.685		b93	0	INVILUPPO_SLU	Max	273.612	b93	0	INVILUPPO_SLU	Min	-176.45
b94	0 fase 1	160.505		b94	0 fase2	155.708		b94	0	INVILUPPO_SLU	Max	273.546	b94	0	INVILUPPO_SLU	Min	-176.526
b95	0 fase 1	150.606		b95	0 fase2	72.904		b95	0	INVILUPPO_SLU	Max	317.573	b95	0	INVILUPPO_SLU	Min	-141.726
b96	0 fase 1	150.611		b96	0 fase2	72.886		b96	0	INVILUPPO_SLU	Max	317.651	b96	0	INVILUPPO_SLU	Min	-141.686
b97	0 fase 1	150.666		b97	0 fase2	182.756		b97	0	INVILUPPO_SLU	Max	247.773	b97	0	INVILUPPO_SLU	Min	-205.083
b98	0 fase 1	150.671		b98	0 fase2	182.78		b98	0	INVILUPPO_SLU	Max	247.706	b98	0	INVILUPPO_SLU	Min	-205.16
b99	0 fase 1	142.98		b99	0 fase2	33.601		b99	0	INVILUPPO_SLU	Max	339.505	b99	0	INVILUPPO_SLU	Min	-131.581
b100	0 fase 1	142.988		b100	0 fase2	33.585		b100	0	INVILUPPO_SLU	Max	339.59	b100	0	INVILUPPO_SLU	Min	-131.541
b101	0 fase 1	143.039		b101	0 fase2	209.941		b101	0	INVILUPPO_SLU	Max	224.31	b101	0	INVILUPPO_SLU	Min	-240.441
b102	0 fase 1	143.047		b102	0 fase2	209.968		b102	0	INVILUPPO_SLU	Max	224.245	b102	0	INVILUPPO_SLU	Min	-240.52
b103	0 fase 1	123.266		b103	0 fase2	-12.877		b103	0	INVILUPPO_SLU	Max	364.603	b103	0	INVILUPPO_SLU	Min	-120.811
b104	0 fase 1	123.285		b104	0 fase2	-12.885		b104	0	INVILUPPO_SLU	Max	364.7	b104	0	INVILUPPO_SLU	Min	-120.769
b105	0 fase 1	123.326		b105	0 fase2	226.458		b105	0	INVILUPPO_SLU	Max	202.9	b105	0	INVILUPPO_SLU	Min	-280.373
b106	0 fase 1	123.345		b106	0 fase2	226.49		b106	0	INVILUPPO_SLU	Max	202.843	b106	0	INVILUPPO_SLU	Min	-280.456
b107	0 fase 1	77.657		b107	0 fase2	-80.856		b107	0	INVILUPPO_SLU	Max	343.756	b107	0	INVILUPPO_SLU	Min	-167.591
b108	0 fase 1	77.673		b108	0 fase2	-80.869		b108	0	INVILUPPO_SLU	Max	343.802	b108	0	INVILUPPO_SLU	Min	-167.608
b109	0 fase 1	77.718		b109	0 fase2	219.587		b109	0	INVILUPPO_SLU	Max	183.474	b109	0	INVILUPPO_SLU	Min	-333.443
b110	0 fase 1	77.733		b110	0 fase2	219.606		b110	0	INVILUPPO_SLU	Max	183.376	b110	0	INVILUPPO_SLU	Min	-333.624

Stabilità delle aste compresse vv			
E =	210000	MPa	modulo elastico
	2		classe della sezione
N _{ed} =	172.0	kN	sollecitazione agente
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	3831	mm ²	area della sezione
L =	5200	mm	lunghezza dell'asta
J =	3.53E+06	mm ⁴	inerzia della sezione
γ _{m1} =	1.05	-	coeff. SLU
A _{eff} =	3831	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.52	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
φ =	1.284		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	1.121		snellezza adimensionale
β =	0.50		riduz lugh libera d'inflessione
L ₀ =	2600	mm	lunghezza libera d'inflessione
N _{cr} =	1083218	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N _{b,Rd} =	677.5	kN	
N _{b,Rd} ≥ N _{ed}		✓	verifica soddisfatta
		μ γ	-1.2112
		Wply	90.486842 cm ³
		Wely	50.111 cm ³
		κ γ	1.2928

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI0007 003 A 49 di 68

Stabilità delle aste compresse ZZ

E =	210000	MPa	modulo elastico		
	2		classe della sezione		
N _{ed} =	172.0	kN	sollecitazione agente		
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo		
A =	3831	mm ²	area della sezione		
L =	5200	mm	lunghezza dell'asta		
J =	7.76E+06	mm ⁴	inerzia della sezione		
γ _{m1} =	1.05	-	coeff. SLU		
A _{eff} =	3831	mm ²	area efficace della sezione		
χ =	0.75	OK	dip da sezione e tipo di acciaio		
φ =	0.880				
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione		
λ =	0.756		snellezza adimensionale		
β =	0.50		riduz lugh libera d'inflessione		
L ₀ =	2600	mm	lunghezza libera d'inflessione		
N _{cr} =	2379830	N	carico critico euleriano		
ν =	0.20		coeff di Poisson	μ z	-0.644450973
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse				W _{plz}	117.75 cm ³
N _{b,Rd} =	973.0	kN		W _{elz}	68.608 cm ³
N _{b,Rd} ≥ N _{ed} ✓ verifica soddisfatta				k z	1.1085

Stabilità delle travi inflesse

E =	210000	MPa	modulo elastico		
	2		classe della sezione		
M _{ed} =	3.44	kNm	massimo momento flettente di calcolo		
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo		
γ _m =	1.05		coeff. SLU		
f _{yd} =	338	MPa	resistenza di progetto		
W _y =	49220	mm ³	modulo res		
χ _{LT} =	0.975		dip da sezione e tipo di acciaio		
f =	1.00				
φ =	0.55				
β =	1.00	min 0.75	riduz lugh libera d'inflessione		
λ _{LT} =	0.270		snellezza adimensionale		
k _C =	1.00	TAB 4.2.VIII			
M _{cr} =	2.40E+08	Nmm	mom critico el di instab torsionale		
λ _{LT,0} =	0.2	max 0.4			
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione		
M _{b,Rd} =	16.23	kNm	momento resistente		
M _{b,Rd} ≥ M _{ed} ✓ verifica soddisfatta					

INSTABILITA'

I termine II termine III termine

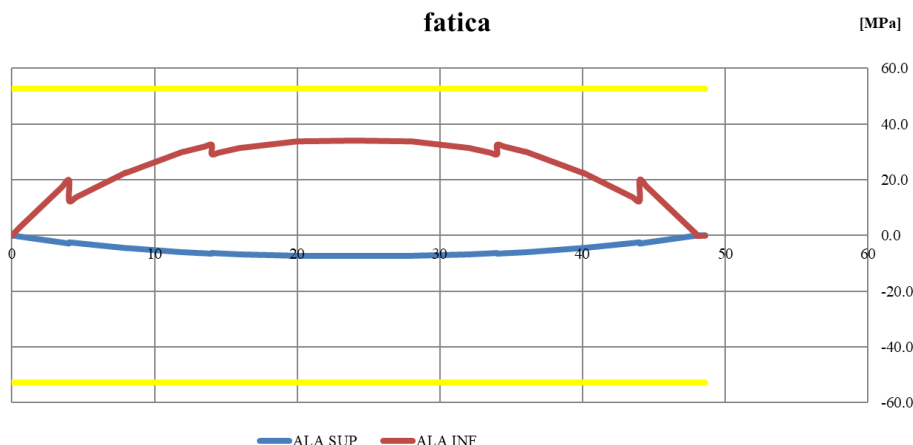
0.254 + 0.207 + 0.000 = **0.461**

Le verifiche risultano soddisfatte.

6.5 VERIFICA 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.

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



La sezione maggiormente sollecitata è quella in mezzaria:

		FATICA				
mom. Flett. taglio agente		Med	17816.9	kNm		
		Ted	1480.0	kN		
	fibra	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	verificato	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	-18.0	-18.0	391.3	verificato	0.05
ferri inf	Af2	-13.6	-13.6	391.3	verificato	0.03
cls sup	F	-3.0	-3.0	18.8	verificato	0.16
cls inf	E	-2.0	-2.0	18.8	verificato	0.11
piattab sup	D	-11.8	-11.8	338.1	verificato	0.03
anima sup	C	-11.1	-11.1	338.1	verificato	0.03
anima inf	B	53.4	53.4	338.1	verificato	0.16
piattab inf	A	54.0	54.0	338.1	verificato	0.16
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]		

	fibra	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	verificato	tasso di lavoro
anima	C, D	23.0	23.0	195.2	verificato	0.12
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]		

λ	=	0.63	
$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4$			
λ_1	=	0.63	
λ_2	=	1	
λ_3	=	1	VU = 100 anni
λ_4	=	1	
σ MAX [MPa]	=	54.0	
a	=	1.00	rapporto sigma1treno/2 treni
n	=	0.33	DA NORMA (% di treni su ponte)
γ_m	=	1.35	
ks	=	0.89	
σ_d [MPa]	=	71	
σ_d red [MPa]	=	63.1	
σ_d red/ γ_m	=	46.8	
		>	OK
σ MAX * λ [MPa]	=	34.0	

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

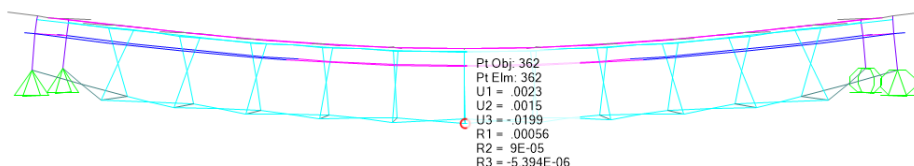
6.6 VERIFICHE SLE

6.6.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Si verifica l'inflessione nel piano verticale dell'impalcato. Si considera agente il treno di carico con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α .

LM71

Abbassamento 19.9 mm < $L/1000 = 48$ mm



6.7 REAZIONI AGLI APPOGGI

6.7.1 SCHEMA APPOGGI

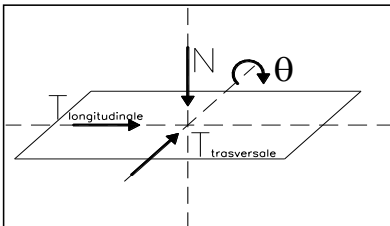
Lo schema dei vincoli della travata metallica è il seguente:



SCHEMA APPOGGI

6.7.2 REAZIONI APPOGGI

Le azioni verticali massime derivano dalle combinazioni SLU, si riporta di seguito la tabella come da Manuale RFI:

			Reazioni degli apparecchi di appoggio					
			max N	min N	max Tl	min Tl	max Tt	min Tt
Azioni (valori caratteristici)			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1.1	permanenti G, P	peso proprio	1719	1719	-	-	-	-
1.2		permanenti	1979	1979	-	-	-	-
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-
2.1	variabili Q	treni di carico	1666	0	-	-	-	-
2.2		veicoli speciali	-	-	-	-	-	-
2.3		forza centrifuga	369	-369				
2.4		avviamento e frenatura	45	-45				
2.5		serpeggio	77	-77				
2.6		folia	-	-				
2.7		vento sulla struttura	822	-822				
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	1228	-1228				
2.9		temperatura	0	0				
2.11		sisma						
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-				
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-				
5.1		combinazioni di esercizio	Nmax	10198	-			
5.2	Nmin		-	2797				
5.3	Tl max			-				
5.4	Ttmax			-				

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD. DOC.	PROG. REV.	FOGLIO
RS3E	50	D	09	CL VI0007	003 A	53 di 68

L'azione sismica statica equivalente, calcolata considerando la massima accelerazione dello spettro sarà:

VN (anni)	75
Cu	1.5

luce (m)	50
-----------------	-----------

PP+ soletta+ predalles	G1 (kN)	6878
perm + fonoass	G2 (kN)	6179
0,2 (LM71+a/f+ cf)	Q (kN)	1578



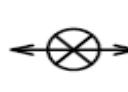
	Masse (t)	Accelerazione m/s ² (Spettro elastico SLV)	Fo (kN)
Pesi propri	701	0.620 g	4264
Permanenti portati (incluse eventuali barriere a.r.)	630	0.620 g	3831
0,2 (LM71+a/f+ cf)	161	0.620 g	978
TOTALE			9073

 AZIONE ORIZZONTALE SISMICA MAX SU APPOGGIO **5173**

VALORE APPROSSIMATO

5200

Si considerano come azioni di progetto le seguenti:

LOTTO	TIPOLOGIA IMPALCATO	LUCE ASSI GIUNTI	NUMERO BINARI	NUMERO TRAVI	UNIDIREZIONALE TRASVERSALE A RIGIDEZZA VARIABILE		MULTIDIREZION ALE	Dispositivo meccanico
								
					Nmax	HLmax	Nmax	HTmax
					kN	kN	kN	kN
					SLU	SIS	SLU	SIS
5	SEZ MISTA	50	1	2	10200	5200	10200	5200

Non si è tenuto conto per la massima azione sismica delle rigidezze delle sottostrutture.

7 EFFETTI LOCALI

Sezione mista acc-clc: 2 travi alte 4.5m ad interasse 3.6m, soletta in clc Rck= 40 MPa con altezza variabile: 43cm - 37cm.

7.1 ANALISI DEI CARICHI

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

7.1.1 CARICHI PERMANENTI

7.1.1.1 PESI PROPRI

Valutati direttamente dalla geometria inserita nel modello di calcolo considerando $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

7.1.1.2 PERMANENTI PORTATI

- Armamento + impermeab. + rialzo in curva = 16 kN/m²
- Cordoli +impermeabilizzazione = 5.3 kN/m²
- Muretto paraballast = 3.6* KN
- Canaletta +impianti = 3.5 kN *
- Barriere antirumore = 16* kN
- Velette = 5* kN

* il valore indicato è per l'elemento singolo

Si sta considerando una striscia di soletta di 1m.

7.1.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

7.1.2.1 TRENI DI CARICO

Considerando una diffusione del carico secondo $\frac{1}{4}$ nel ballast ed a 45° nella soletta di copertura, la ruota da 250 kN si ripartisce trasversalmente su una larghezza pari a 2.98m.

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

LM71	171.88	carico unitario da ripartire su			2.98	->	57.77	KN/m
Lϕ	3	*	3.6	=	10.8	m		
coeff amplificazione dinamica	$\Phi 3$			=	1.43	m		

7.1.2.2 FOLLA

10 kN/m², applicata ove presenti i camminamenti e l'FFP.

7.1.2.3 SERPEGGIO

$Q_{sk} = 100$ kN,

$\delta_h = 0.8$ m; distanza fra piano ferro ed estradosso soletta

$M_s = 100 * 0.8 = 80$ kNm/m; momento trasversale da serpeggio

7.1.2.4 CENTRIFUGA

Considerando una diffusione del carico secondo $\frac{1}{4}$ nel ballast ed a 45° nella soletta e traversine 240x20 ad interasse 60 cm, il carico dovuto ai treni si ripartisce:

longitudinalmente su una larghezza di 1.60 m (L_long);

trasversalmente su una larghezza di 3.0 m (L_trasv);

centrifuga LM71

$q_v = 250 * 1.1 / 1.60 = 171.88$ kN/m (carico verticale viaggiante al metro)

$q_t = c * q_v = 0.213 * 171.8 = 36.6$ kN/m (azione orizzontale centrifuga al metro)

$c = (V^2) / (127 * R) * f$

La forza q_t applicata secondo normativa ad 1.8 m al di sopra del P.F., presenta un braccio rispetto al piano medio della soletta $b=2.8$ m e quindi il momento torcente sulla soletta risulta pari a:

$M_{torc} = q_t * b = 36.6 * (1.8 + 0.8 + 0.2) = 102.5$ kNm/m

Nel calcolo delle sollecitazioni indotte dalla forza centrifuga sulla soletta è stata considerata la presenza di un solo treno di carico (LM71).

7.1.3 AZIONI ECCEZIONALI

7.1.3.1 DERAGLIAMENTO

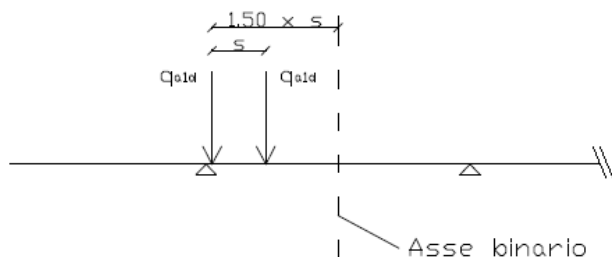
$s =$ distanza di scartamento = 1.435m

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

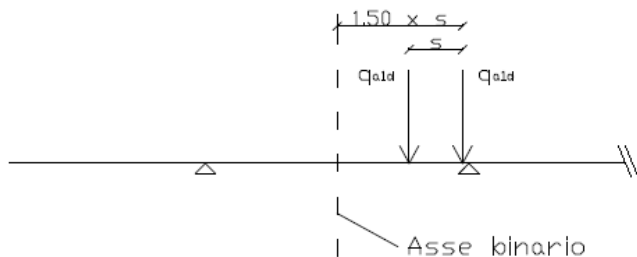
$q_{a1d} = 50$ kN/m asse di carico caso 1a e 1b (stesa di carico = 6.40 m)

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

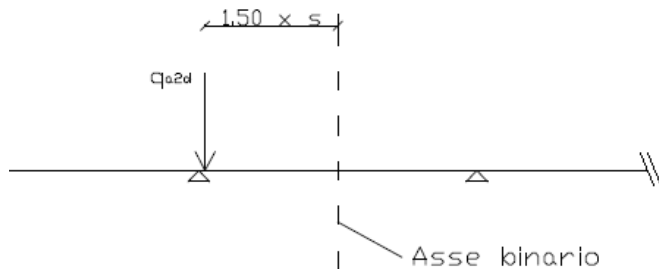
Caso 1a



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.

7.1.4 AZIONI CLIMATICHE

7.1.4.1 VENTO

Vento su barriera antirumore alta 4m: $q = 3 \text{ kN/m}^2$



Vento trasversale sul treno: v come calcolato di seguito:



$$v = \pm M_w/W = q_v \cdot (h/2) / (bL^2/6) = 25.4 \text{ kN/m}$$

$$h = 5 \text{ m}$$

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

$$L = 2.98 \text{ m}$$

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 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 ($\pm v$).

7.2 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	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_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

- **COMBINAZIONE S.L.U.**

S.L.U															
VARIABILE PRINCIPALE:	TRAFFICO								VENTO		TEMPERATURA				
CARICHI	SW2				LM71				STR.		SW2		LM71		STR.
	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	SCARICA	GR1	GR3	GR1	GR3	SCARICA	
combinazioni	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
Permanenti 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	0	0	0	0	0	0	1.16	1.16	0	0	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	0	0	0	0	0	0	1.16	0.58	0	0	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	0.725	0.73	1.45	1.45	0	0	0	0	0	0	0.58	1.16	0	0	0
F-A_LM71	0	0	0	0	0.725	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	0	0	0	0	0	0	1.16	0.58	0	0	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	0	0	0	0	0	0	0	1.5	1.5	0	0	0	0	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

- **COMBINAZIONI S.L.E.**

S.L.E. rara																	
VARIABILE PRINCIPALE:	TRAFFICO								VENTO		TEMPERATURA						
CARICHI	SW2				LM71				STR.		SW2		LM71			STR.	
	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	SCARICA	GR1	GR3	GR4	GR1	GR3	GR4	SCARICA	
combinazioni	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17
Peso Proprio (G1)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanenti Portati (G2)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SW2	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.8	0.8	0.8	0	0	0	0
LM71	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.8	0.8	0.6	0
Serp_SW2	1	1	0.5	0.5	0	0	0	0	0	0	0.8	0.4	0.8	0	0	0	0
Serp_LM71	0	0	0	0	1	1	0.5	0.5	0	0	0	0	0	0.8	0.4	0.6	0
F-A_SW2	0.5	0.5	1	1	0	0	0	0	0	0	0.4	0.8	0.8	0	0	0	0
F-A_LM71	0	0	0	0	0.5	0.5	1	1	0	0	0	0	0	0.4	0.8	0.6	0
centrifuga_SW2	1	1	0.5	0.5	0	0	0	0	0	0	0.8	0.4	0.8	0	0	0	0
centrifuga_LM71	0	0	0	0	1	1	0.5	0.5	0	0	0	0	0	0.8	0.4	0.6	0
Eff_aerodinamici	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0.8	0.8	1	0.8	0.8	1	0
Vento_scarico	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0.6
Vento_carico	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0	0	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0
Temp_SLU	0	0.6	0	0.6	0	0.6	0	0.6	0	0.6	1	1	1	1	1	1	1

7.3 VERIFICHE DI RESISTENZA

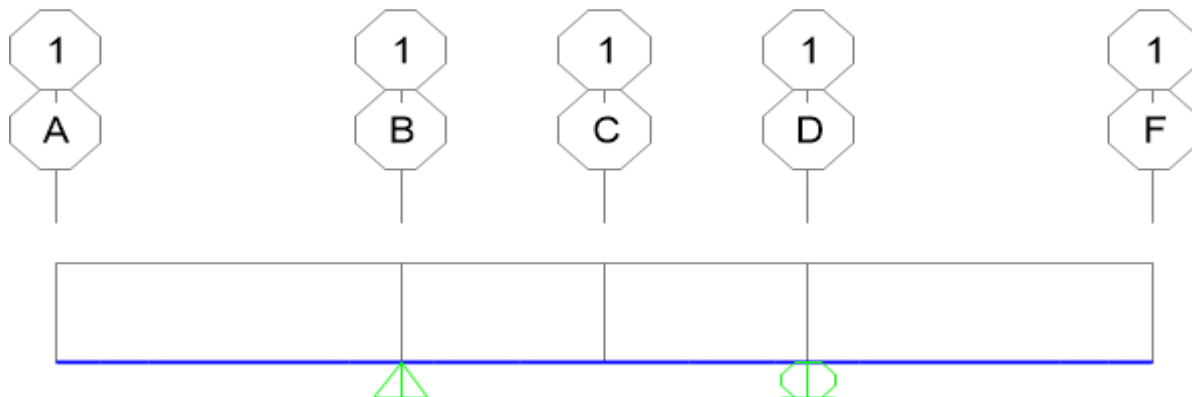


Figura 6_schema soletta

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

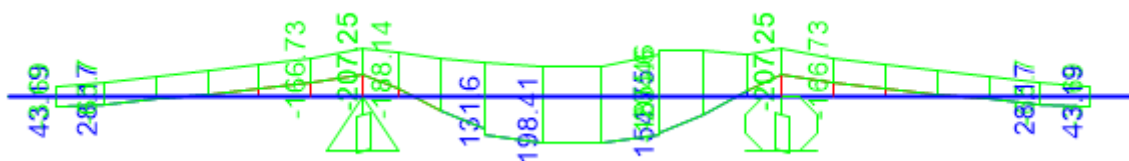


Figura 7_Involuppo sollecitazioni flettenti (S.L.U.)

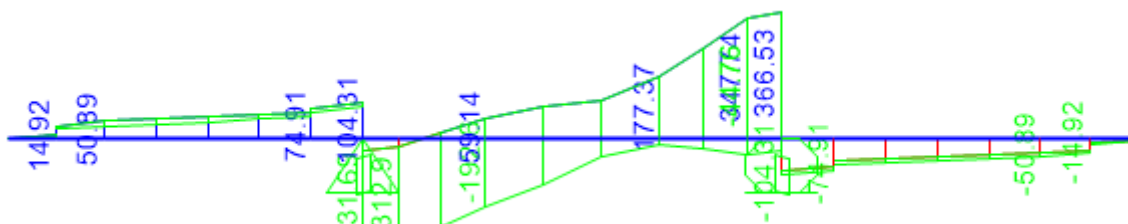


Figura 8_Involuppo sollecitazioni taglianti (S.L.U.)

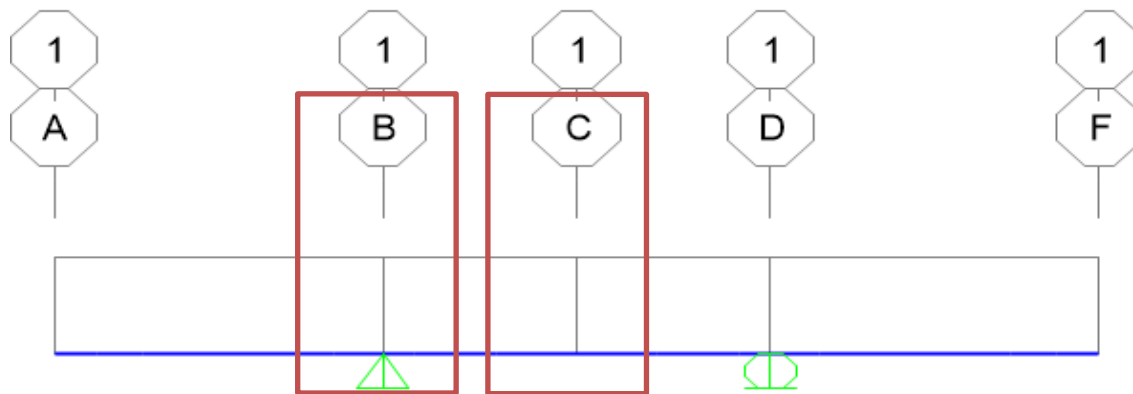


Figura 9_Sezioni di verifica

• **SEZIONE APPOGGI B, D:**

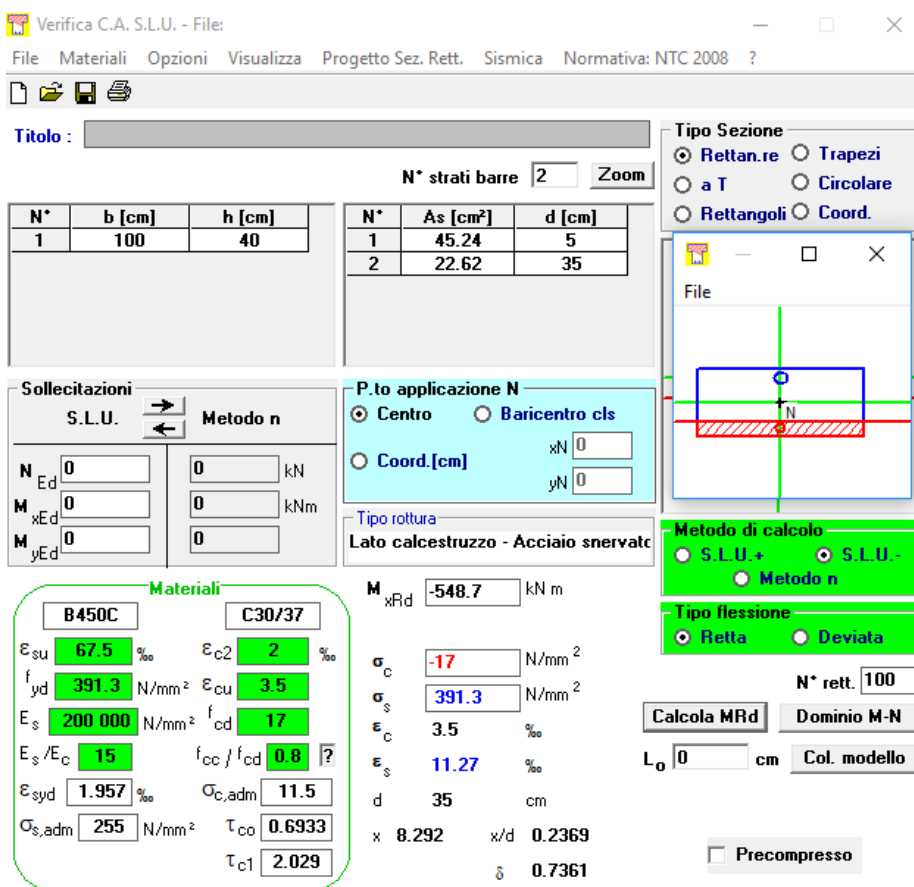
Verifica a flessione

Mmax (-) = -207 kNm

Tmax (-) = 366 kN

Ferri sup: **Φ24/10**

Ferri inf: **Φ24/20**



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

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

Titolo: _____

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	45.24	5
			2	22.62	35

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali
B450C C30/37

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} 17
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 11.5
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.6933
	τ _{c1} 2.029

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

Tipo flessione
 Retta Devia

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -548.7 kN m

σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 11.27 ‰
d 35 cm
x 8.292 w/d 0.2369
δ 0.7361

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**
 Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

• **SEZIONE CAMPATA BD**

Verifica a flessione

$M_{max c(+)} = 198.4 \text{ kNm}$

Ferri sup: $\Phi 24/10$

Ferri inf: $\Phi 24/20$

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

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

TITOLO : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	43	1	45.24	5
			2	22.62	38

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C30/37

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}	17 N/mm²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 %	$\sigma_{c,adm}$	11.5 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6933
		τ_{c1}	2.029

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 21.76 %
 d 38 cm
 x 5.265 x/d 0.1386
 δ 0.7

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD. DOC.	PROG. REV.	FOGLIO
RS3E	50	D	09	CL VI0007	003 A	64 di 68

VERIFICHE A TAGLIO
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

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

b_w	larghezza sezione	1000	[mm]		
h	altezza sezione	410	[mm]		
d	altezza utile	360	[mm]		
A_{sl}	armatura longitudinale TESA/1mΦ	24	100	4524	[mm ²]
	traliccio	0	0	0	[mm ²]
ρ_l	rappporto geometrico di armatura longitudinale	0.013			
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}		0.47	[MPa]		
K		1.75	<=2		
		167.4			
V_{Rd1}	resistenza a taglio	261.5	[kN]		
V_{ed}	taglio sollecitante	365	[kN]		

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

φ	diametro staffe	10.0	[mm]
n staffe		5.0	
s	passo	200	[mm]
A_{sw}	area staffe	392.7	[mm ²]
γ_m		1.50	
f_{yk}		450	[MPa]
f_{yd}		391.3	[MPa]
α	angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	45.0	[deg]
cot α		1.0	

θ	angolo di inclinazione puntone compresso rispetto asse trave	21.8	[deg]
cot θ		2.5	

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

V_{Rsd}		616.1	[kN]
------------------------	--	--------------	------

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

f_{cd}	resistenza a compressione	18.8	[MPa]
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	9.4	[MPa]
α_c	per membrature non compresse	1	
V_{Rcd}		1471.2	[kN]

V_{Rd2}	taglio resistente= min(V _{Rsd} , V _{Rcd})	616.1	[kN]
V_{ed}	taglio affidato all' armatura	365.0	[kN]

VERIFICATO

7.4 VERIFICHE S.L.E.

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%.

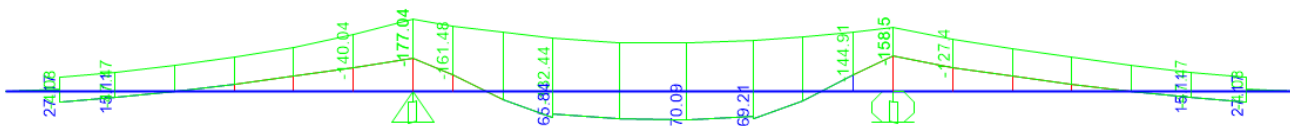
Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

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	-

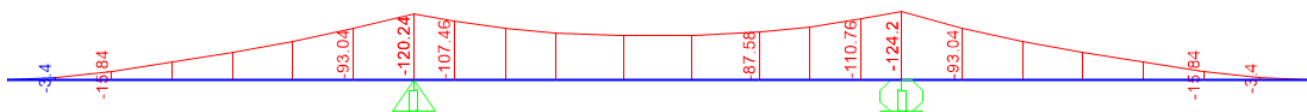
Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

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	-

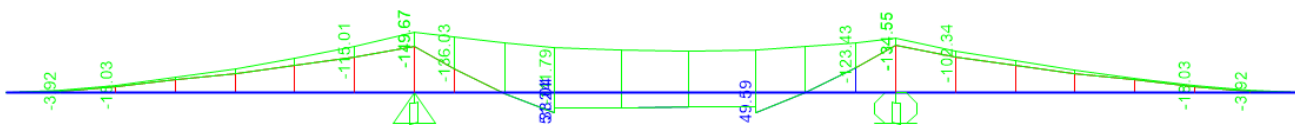
Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni flettenti per le combinazioni Rara e Frequente ed il calcolo delle rispettive tensioni:



Soll. Flettenti SLE Combinazione rara



Soll. Flettenti SLE Combinazione quasi permanente



Soll. Flettenti SLE Combinazione frequente

• **Sezione M(-)**

RARA				tesa	compr				
n	b	h	x	As	As'	c	c'	d	
15	1000	410	145.16	4524	2262	50	50	348	
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm	

f.o.
0.000474

M	x	J id
177040	145.2	4.12E+09
kNmm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
6.24E-03	0.13
kN/mm ²	kN/mm ²
6.24	130.78
MPa	MPa
compress	traz

QUASI PERMANENTE				tesa	compr				
n	b	h	x	As	As'	c	c'	d	
15	1000	410	145.16	4524	2262	50	50	348	
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm	

f.o.
0.000474

M	x	J id
124200	145.2	4.12E+09
kNmm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
4.38E-03	0.09
kN/mm ²	kN/mm ²
4.38	91.75
MPa	MPa

FREQUENTE				tesa	compr				
n	b	h	x	As	As'	c	c'	d	
15	1000	410	145.16	4524	2262	50	50	348	
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm	

f.o.
0.000474

M	x	J id
150000	145.2	4.12E+09
kNmm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
5.29E-03	0.11
kN/mm ²	kN/mm ²
5.29	110.81
MPa	MPa

TENSIONE MASSIMA DI COMPRESSIONE DEL CLS
IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

Rck	40	
h	410	mm
d	360	mm
c	50	mm
fck	33.2	N/mm ²
fyk	450	N/mm ²
n	15	c omogeneizzazione

As' sup	4524	mm ²
As inf	2262	mm ²
x	145.16	mm
Jid,x	4.12E+09	mm ⁴

mom.flettente

comb.rara	177.04	kNm
0.60 fck-20%	19.9	N/mm ²
σc	6.24	N/mm ²

verifica **ok**

comb quasi perman.	124.2	kNm
0.45 fck-20%	14.9	N/mm ²
σc	4.38	N/mm ²

verifica **ok**

ACCIAIO (comb.rara)	177.04	kNm
0.8 fyk	360	N/mm ²
σs	130.8	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	130.8	Mpa
----	-------	-----

DIAMETRO MAX	25	mm
verifica	OK	

SPAZIATURA MAX	200	mm
verifica	OK	

• **Sezione M(+)**

RARA

tesa compr

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	460	108.34	2262	4524	50	50	398
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.
-0.00066

M	x	J id
70090	108.3	3.50E+09
kNm	mm	mm ⁴

σ cls	σacc
2.17E-03	0.09
kN/mm ²	kN/mm ²
2.17	86.97
MPa	MPa
compress	traz

QUASI PERMANENTE

tesa compr

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	460	108.34	2262	4524	50	50	398
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.
-0.00066

M	x	J id
0	108.3	3.50E+09
kNm	mm	mm ⁴

σ cls	σacc
0.00E+00	0.00
kN/mm ²	kN/mm ²
0.00	0.00
MPa	MPa

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) singolo binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD. DOC.	PROG. REV.	FOGLIO
RS3E	50	D	09	CL VI0007	003 A	68 di 68

FREQUENTE

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	460	108.34	2262	4524	50	50	398
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.

1.06E-05

M	x	J id
59000	108.3	3.50E+09
kNm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
1.83E-03	0.07
kN/mm ²	kN/mm ²

1.83	73.21
MPa	MPa

TENSIONE MASSIMA DI COMPRESSIONE DEL CLS
IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO
Rck **40**

h	410	mm
d	360	mm
c	50	mm
fck	33.2	N/mm ²
fyk	450	N/mm ²
n	15	c omogeneizzazione

As' sup	4524	mm ²
As inf	2262	mm ²
x	145.16	mm
Jid,x	4.12E+09	mm ⁴

mom.flettente

comb.rara	70.09	kNm
0.60 fck-20%	19.9	N/mm ²
σc	2.17	N/mm ²

verifica ok

comb quasi perman.	0	kNm
0.45 fck-20%	14.9	N/mm ²
σc	0.00	N/mm ²

verifica ok

ACCIAIO (comb.rara)	70.09	kNm
0.8 fyk	360	N/mm ²
σs	87.0	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	200	mm

COMB RARA

σs	87.0	Mpa
----	------	-----

DIAMETRO MAX	25	mm
verifica	OK	

SPAZIATURA MAX	200	mm
verifica	OK	

Armatura longitudinale di ripartizione

Come armatura longitudinale di ripartizione si adottano Φ 16/20cm inferiormente e superiormente.

 Dalle verifiche risulta giustificata un'incidenza di acciaio d'armatura nella soletta pari a 200 kg/m³.