

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=40m (doppio binario)

SCALA:

-

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

RS3E 50 D 09 CL VI0007 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autenticizzato	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	Vittozzi 2019

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVE 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
4.2.2.1	Serpeggio	12
4.2.2.2	Avviamento e frenatura	12
4.2.2.3	Forza centrifuga.....	13
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	17
4.5	AZIONI ECCEZIONALI	18
4.6	AZIONI INDIRETTE	18
4.7	AZIONI SISMICHE	19
5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	22
6	EFFETTI GLOBALI	23
6.1	MODELLO DI CALCOLO	23
6.2	TRAVI.....	24
6.3	ANALISI MODALE	28
6.4	VERIFICHE SLU	30
6.4.1	VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI	30
6.4.2	VERIFICHE DIAFRAMMI.....	35
6.4.2.1	DIAFRAMMI CORRENTI	35
6.4.2.2	DIAFRAMMI DI TESTATA	38
6.4.3	VERIFICHE CONTROVENTI.....	41
6.4.3.1	CONTROVENTI SUPERIORI.....	41
6.4.3.2	CONTROVENTI INFERIORI	43
6.5	VERIFICHE A FATICA TRAVI PRINCIPALI	46
6.6	VERIFICHE SLE	47
6.6.1	VERIFICHE DI DEFORMABILITA'	47
6.7	REAZIONI AGLI APPOGGI	48
6.7.1	SCHEMA APPOGGI	48
6.7.2	REAZIONI APPOGGI	49
7	EFFETTI LOCALI.....	51
7.1	ANALISI DEI CARICHI.....	51
7.1.1	CARICHI PERMANENTI.....	51
7.1.1.1	PESI PROPRI.....	51
7.1.1.2	PERMANENTI PORTATI	51

7.1.2	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	51
7.1.2.1	TRENI DI CARICO	51
7.1.2.2	FOLLA	52
7.1.2.3	SERPEGGIO	52
7.1.2.4	CENTRIFUGA.....	52
7.1.2.5	DERAGLIAMENTO	53
7.1.3	AZIONI CLIMATICHE	54
7.1.3.1	VENTO	54
7.2	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	55
7.3	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	58
7.4	VERIFICHE S.L.E.	62

1 PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono le verifiche principali (a livello globale) della travata metallica a sezione mista acciaio-clc di **portata teorica pari a 38.2 m**. Le travate presentano un pacchetto P.F.-sottotrave pari a 3.86 m con altezza travi metalliche pari a 2.605 m. L'impalcato comprende nella piattaforma due binari ed è composto da 4 travi metalliche a interasse 2.8m. I diaframmi sono costituiti da angolari accoppiati, con diagonali a croce e correnti superiori ed inferiori con scansione di 3.165m, e trasversi chiusi in corrispondenza degli appoggi.

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

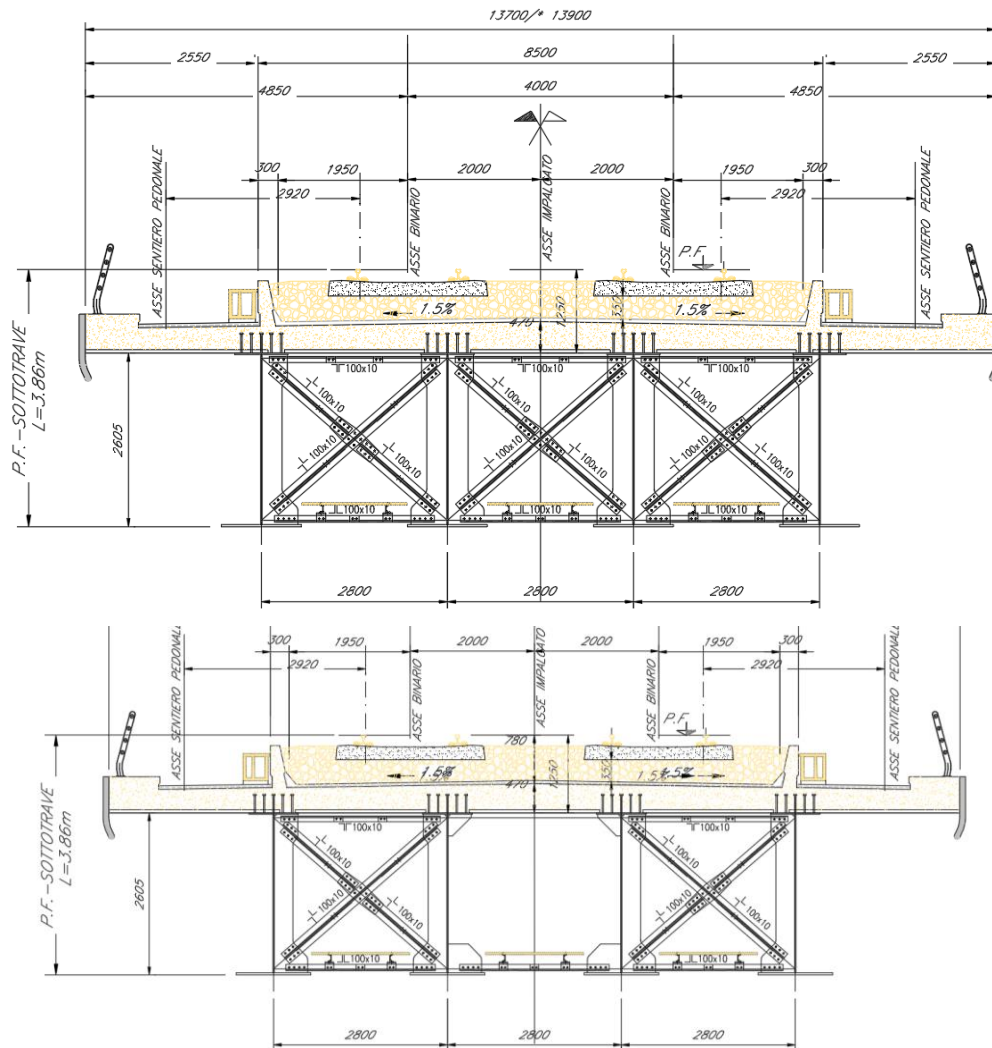


Figura 1 _Sezioni correnti

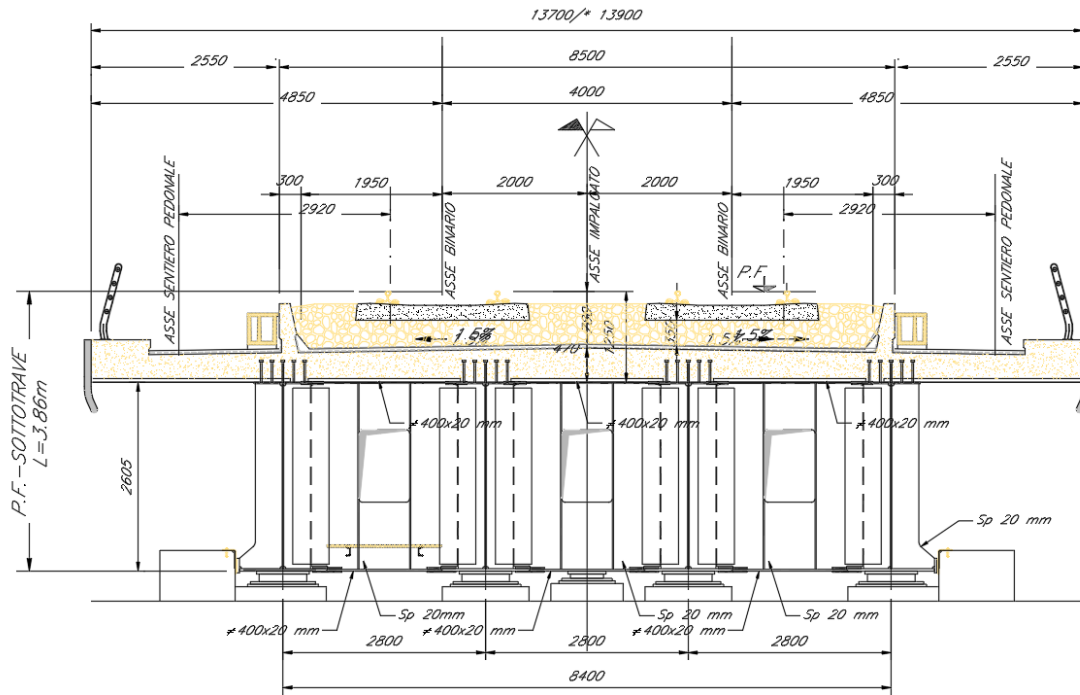


Figura 2_ Sezione in asse appoggi

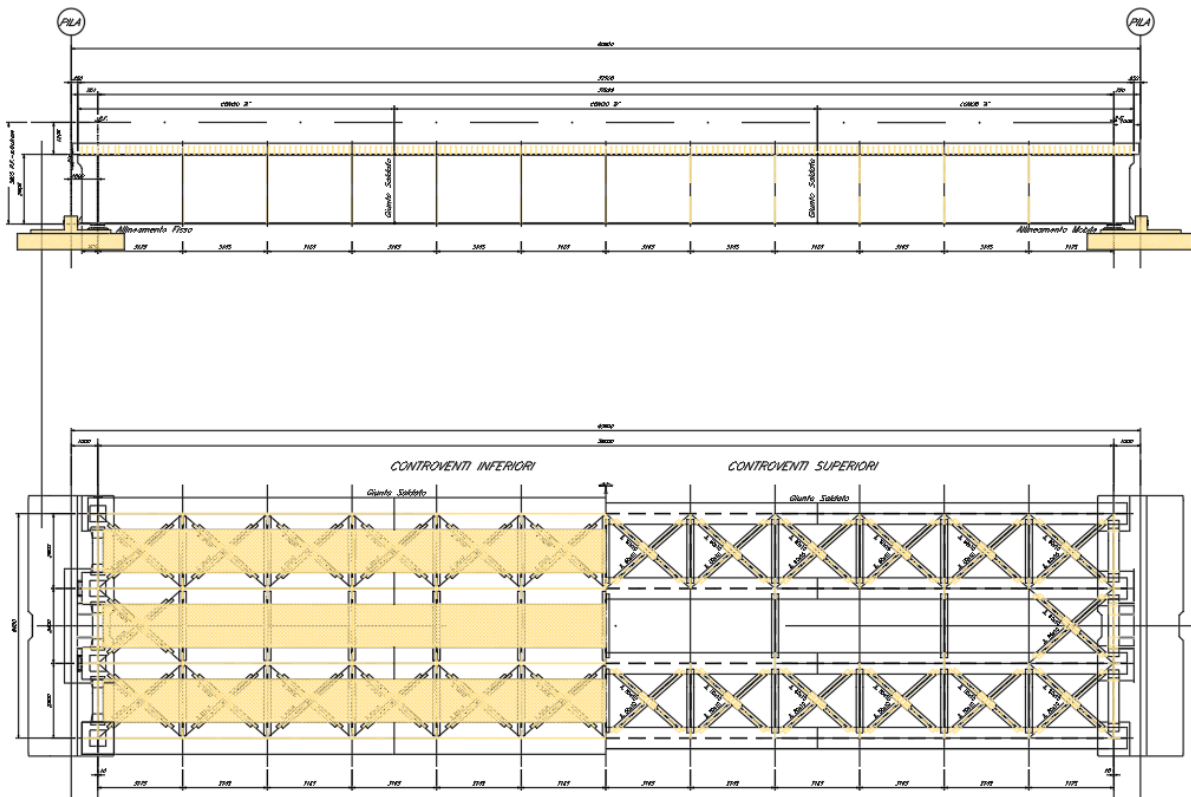


Figura 3_ Prospetto e pianta

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

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

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

- [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 strutture 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 strutture 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
$E_{cm}^{ritiro} =$	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	
dadi	8; 10	UNI-EN ISO 898-1, UNI EN 20898-2, UNI EN 14399-4	
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 4 travi in acciaio L=38m (inclusi trasversi, irrigidimenti, ecc.) = 55 kN/m (valore stimato da modello);
- Peso proprio della soletta di spessore complessivo variabile = 140 kN/m

Totale Peso proprio G1 (su 38m)= **195 kN/m**

Incidenza carpenteria metallica = 4 kN/m²

4.1.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

Valori complessivi per l'intera larghezza di impalcato:

<u>carichi distrib</u>	Ripetizioni	Spessore	Larghezza	Area	Lunghezza	Volume	p	Peso
	-	m	m	mq	m	mc	kN/mc-mq	kN/ml
Muri paraballast	2			0.1433	1	0.2866	25	7.2
Muri FFPP	0			0.44	1	0.0000	25	0.0
Muri e banchina stazione	0				1	0.0000	78.5	0.0
Grigliato metallico e telaio FFPP	0		1	0	1	0.0000	2.1	0.0
Cordolo in sx	1			0.14	1	0.1400	25	3.5
Cordolo in dx	1			0.14	1	0.1400	25	3.5
Velette	0			0.094	1	0.0000	25	0.0
Ballast+ impermab. sottoballast + armam	1	0.8	8.2	6.56	1	6.5600	18	118.1
Incremento per rialzo in curva	2			0.20	1	0.4000	20	8.0
Canalette	1			0.1	1	0.1000	25	2.5
CARTER	2				1	2.0000	6	12.0
Impermeabilizzazione	1	0.05	5.1	0.255	1	0.2550	20	5.1
Impianti	2				1	2.0000	1	2.0
Barriere antirumore	2	1	4	4	1	4.0000	4	32.0
Totale permanenti portati G2								193.8

Totale Peso proprio G2 (su 38m)= **195 kN/m**

Si considera G2= 185 kN/m in assenza di Carter.

4.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

4.2.1 TRENI DI CARICO

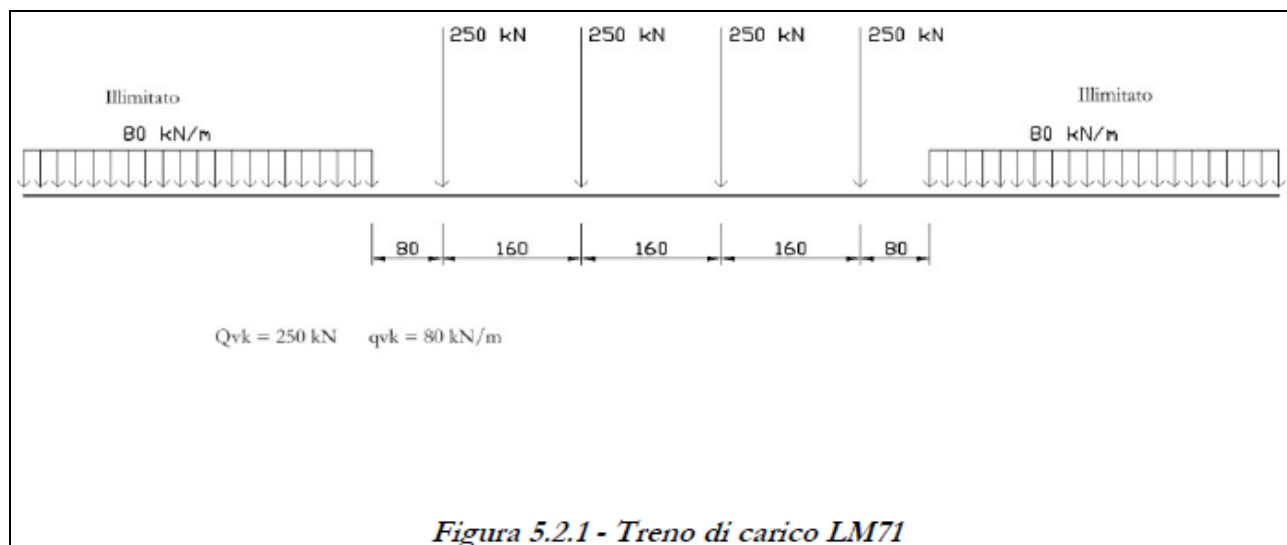
I carichi verticali sono definiti attraverso dei modelli di carico; in particolare, sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (LM 71) ed il secondo di quello pesante (SW2).

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.



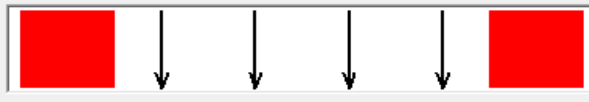
È stata considerata un'eccentricità di carico pari a 1/8 dello scartamento: $e = \frac{s}{8} = \frac{143.5}{8} = 8 \text{ cm}$

Ogni binario è stato caricato con la seguente azione verticale:

Vehicle Data

Nome veicolo: LM71 Unità: KN, m, C

Prospetto del Carico



Carichi

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

Agg. Inserisci Modif. Canc.

Vehicle Remains Fully In Path

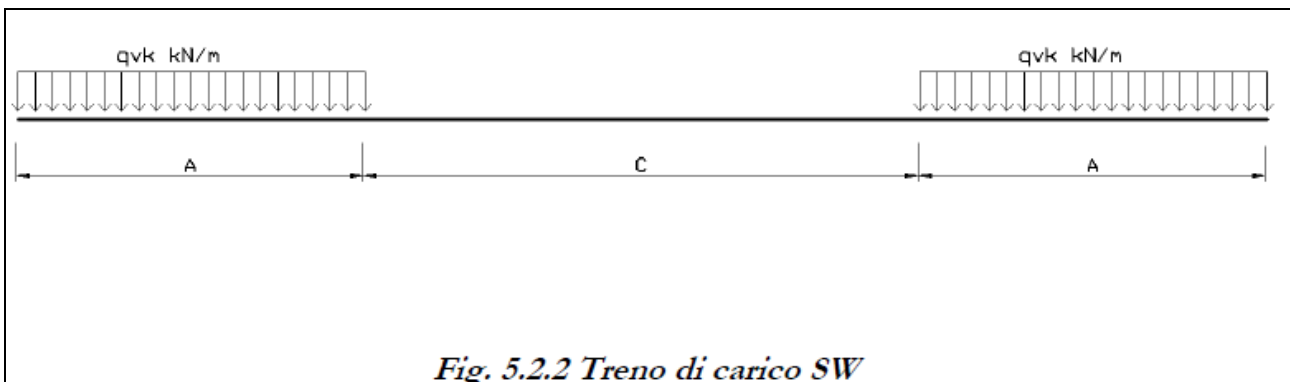
OK Annulla

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

Traffico pesante treno SW/2

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

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




Ogni binario è stato caricato con la seguente azione verticale:

Vehicle Data

Nome veicolo: SW2 Unità: KN, m, C

Prospetto del Carico



Carichi

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

Agg. Inserisci Modif. Canc.

Vehicle Remains Fully In Path

OK Annulla

Coefficienti dinamici

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

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

con la lunghezza L_Φ valutata secondo *Manuale di progettazione delle opere civili RFI*:

- Travi principali ($L_\Phi = 38\text{m}$): $\Phi_3 = 1.09$
- Traversi intermedi ($L_\Phi = 2 \cdot i = 2 \cdot 2.8\text{m}$): $\Phi_3 = 1.73$
- 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 ($L_\Phi = 38\text{m}$): $\Phi_2 = 1.061$
- Traversi intermedi ($L_\Phi = 2 \cdot i = 2 \cdot 2.8\text{m}$): $\Phi_2 = 1.485$
- 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

$$Q_{ak} = 33 * 38 * 1.1 = 1379.4 \text{ kN};$$

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

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

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

Treno LM71

$$Q_{bk} = 20 * 38 * 1.1 = 836 \text{ kN}$$

Treno SW2

$$Q_{bk} = 35 * (38-7) * 1 = 1085 \text{ kN}$$

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: $R = 1996 \text{ m}$

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

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

$$\alpha = 1$$

$$f = 1$$

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

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127 r} \cdot f \cdot q_{vk} = \mathbf{5.9 \text{ kN/m}}$$
 (da considerare per una lunghezza di 40 m)

Il traffico verticale associato è pari a $\Phi \cdot 1 \cdot SW/2 = 1.09 \cdot 1 \cdot 150 \text{ kN/m} = 163.5 \text{ kN/m}$

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

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

$$\alpha = 1.1$$

$$f = 1$$

$$Q_{tk} = 1.1 \cdot \frac{V^2}{127 r} \cdot f \cdot Q_{vk} = \mathbf{15.6 \text{ kN}}$$

Il traffico verticale associato è pari a $\Phi \cdot \alpha \cdot LM/71 = 1.09 \cdot 1.1 \cdot 250 \text{ kN} = 300 \text{ kN}$

$$q_{tk} = 1.1 \cdot \frac{V^2}{127 r} \cdot f \cdot q_{vk} = \mathbf{5 \text{ kN/m}}$$

Il traffico verticale associato è pari a $\Phi \cdot \alpha \cdot LM/71 = 1.09 \cdot 1.1 \cdot 80 \text{ kN/m} = 96 \text{ kN/m}$

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

$$\alpha = 1$$

$$f = 0.8 \text{ (considerando } L_f = 40 \text{ m)}$$

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127 r} \cdot f \cdot Q_{vk} = \mathbf{20.2 \text{ kN}}$$

Il traffico verticale associato è pari a $\Phi \cdot LM/71 = 1.09 \cdot 250 \text{ kN} = 272.5 \text{ kN}$

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127 r} \cdot f \cdot q_{vk} = \mathbf{6.46 \text{ kN/m}}$$

Il traffico verticale associato è pari a $\Phi \cdot LM/71 = 1.09 \cdot 80 \text{ kN/m} = 87.2 \text{ kN/m}$

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 struttura mista acciaio-clc 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 .

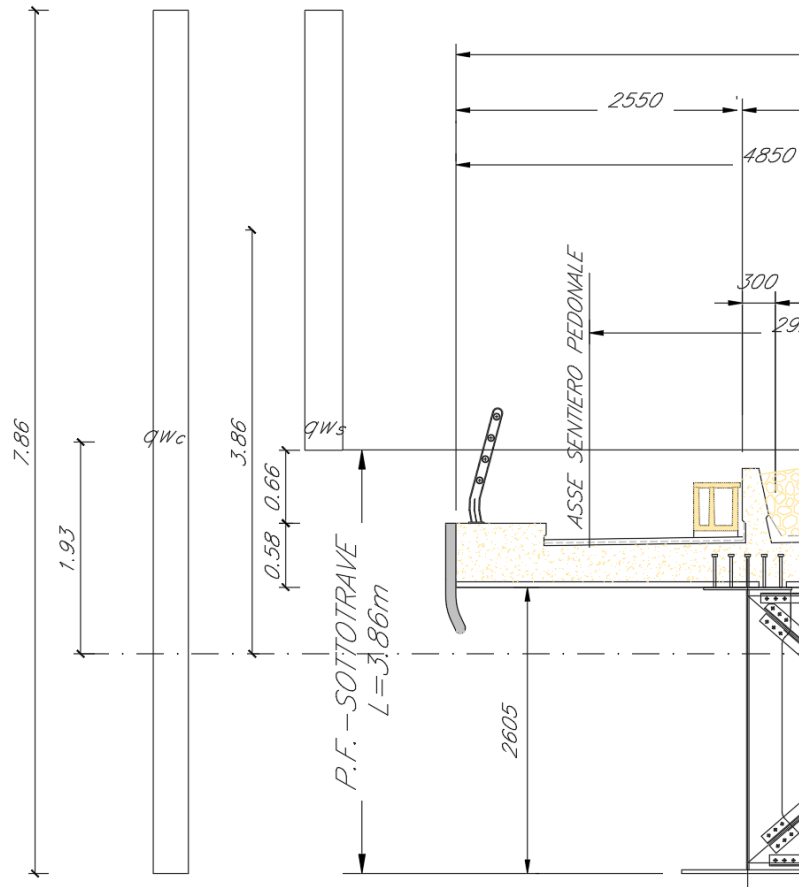
4.3.2 AZIONE DELLA NEVE

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

4.3.3 AZIONE DEL VENTO

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.



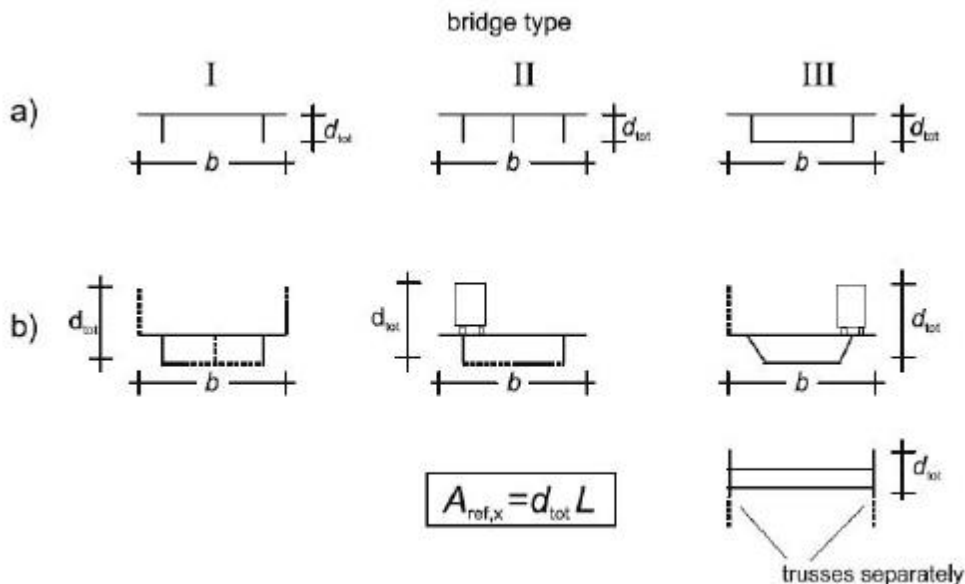
pressione statica equivalente

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)	29.28 m/s
ρ	1.25 kg/m ³
q_b	0.536 KN/m ²
rugosità	D

categoria di esposiz.	2
z0	0.05 m
z min	4 m
c _t	1
z	15.5 m
C _{e(10m)}	2.64
φ=S/S _p	1
C _{pe}	1.98
b	13.70
d	7.9

pressione esterna

$p_e = q_b C_p C_e C_t$	2.79	KN/m ²
-------------------------	-------------	-------------------



tipo	b	
b	13.7	m
d	7.9	m
b/d	1.73	m
cfx,0	1.98	

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	$h_o = 2A_c/u =$	650	mm
element section	$A_c =$	4660000	mmq
perimeter in contact with the atmosphere	$u =$	14333	mm
relative humidity	$RH =$	75	%
	$RH_0 =$	100	%
reference mean compressive strength	$f_{cm0} =$	10	MPa
coeff. which depends on the type of cement	$\alpha_{ds1} =$	4	
coeff. which depends on the type of cement	$\alpha_{ds2} =$	0.12	
coefficient for UR%	$\beta_{RH} =$	0.896	
deformation basic	$\epsilon_{cd0} =$	3.00E-04	mm
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds} =$	1.000	
coefficient depending on the national size	$Kh =$	0.7	
drying shrinkage strain	$\epsilon_{cds} =$	2.097E-04	mm
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as} =$	1.0	
autogenous shrinkage strain-infinity	$\epsilon_{ca}(\infty) =$	5.80E-05	mm
autogenous shrinkage strain	$\epsilon_{cas} =$	5.800E-05	
total shrinkage strain	$\epsilon_{cS}(t,t_s) =$	2.68E-04	mm
shrinkage coefficient	$\phi(t,t_o) =$	1.840	
	$E_{cm} =$	33642777.7	kN/m ²
	$E^* =$	11846048.5	kN/m ²
	$E_r =$	13609537.9	kN/m ²
	$\sigma_{cd\infty}$	3.17	Mpa
num travi		4	
Ainf tot		4.66	m2
Ainf 1trave		1.165	m2
N tot		14780.5	kN
Nritiro		3695	kN
e		1.30	m
Mritiro		4803.7	kNm

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*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 (permanenti + 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.

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:

PROVINCIA:

COMUNE:

Elaborazioni grafiche

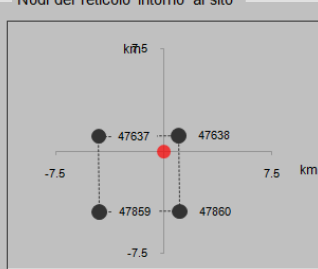
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri


Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



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".

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N

info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U

info

Valori di progetto

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

info

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

info

Stati limite di esercizio - SLE

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

Stati limite ultimi - SLU

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

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

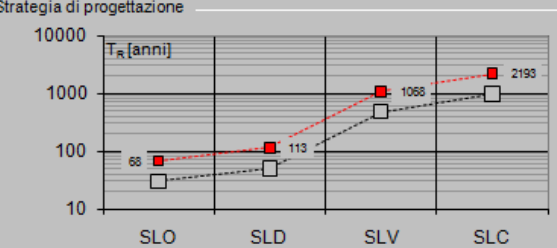
Tabella parametrizzazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** [info](#)

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** [info](#)

$S_B = 1.444$

$C_C = 1.296$ [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_o **1**

Regol. in altezza **si** [info](#)

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1**

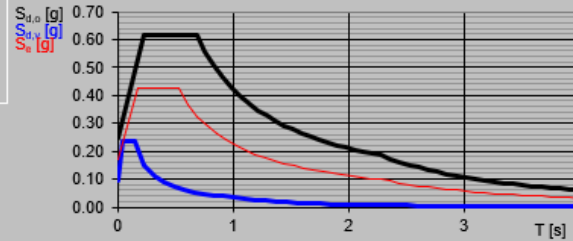
$\eta = 1.000$ [info](#)

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta [||>](#)

Parametri e punti spettri di risposta [||>](#)

Spettri di risposta



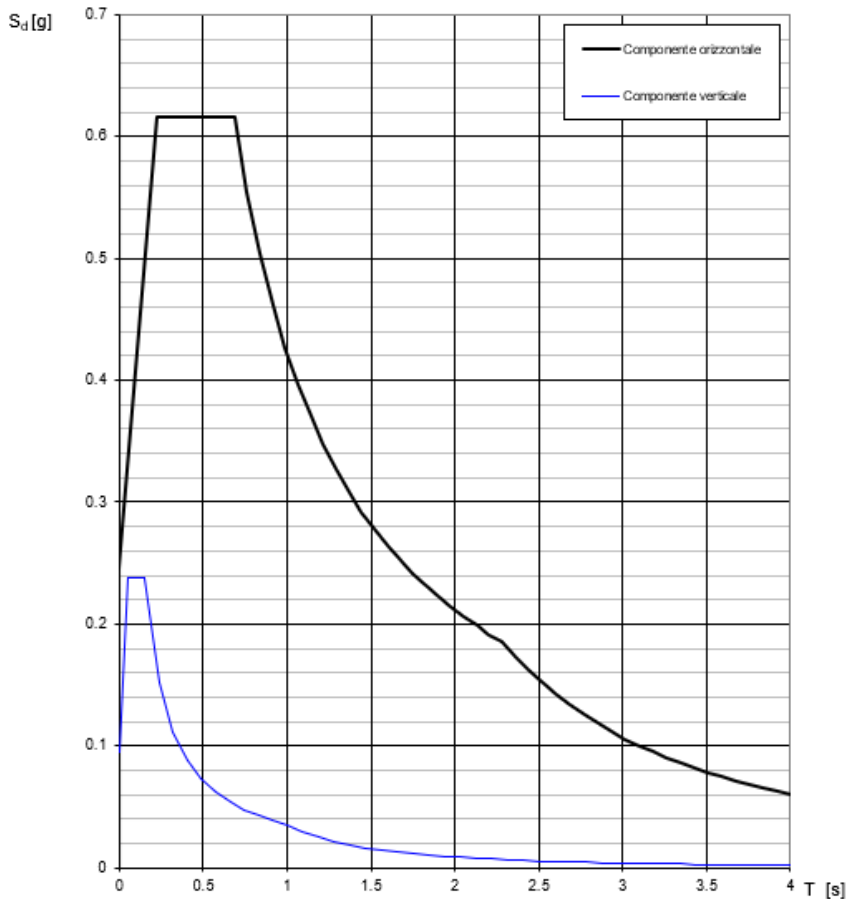
INTRO

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

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

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

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

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

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

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 $S_o(T)$ 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 ←	0.228	0.617
T_C ←	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 ←	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 da MdP [N5]:

Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
treno scarico		
1	0	0
serpeggio		
1	0.8	0
Eff_aerodinamici		
0.8	0.5	0
vento		
0.6	0.5	0
temperatura		
0.6	0.6	0.5

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

VALUTAZIONE DEI CARICHI DA TRAFFICO													
Commenti	TIPO DI CARICO	Azioni Verticali			Azioni Orizzontali						Y _Q		
		GRUPPO DI CARICO	Carico verticale		Treno scarico	Frenatura e avviamento		Centrifuga		Serpeggio		1.45	
			<i>sfav</i>	<i>fav</i>		<i>sfav</i>	<i>fav</i>	<i>sfav</i>	<i>fav</i>	<i>sfav</i>	<i>fav</i>	Ψ_0	Ψ_1
massima azione verticale e laterale	Gruppo1	1	1	0	0.5	0	1	0	1	0	0.8	0.8	0
stabilità laterale	Gruppo2	0	0	1	0	0	1	0	1	0	0.8	0.8	0
massima azione longitudinale	Gruppo3	1	0.5	0	1	1	0.5	0	0.5	0	0.8	0.8	0
fessurazione	Gruppo4	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	
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
Permanentì Portati (G2)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SW2	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	1.16	1.16	1.16	1.16	0
LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	0	0	1.16	1.16	0
Serp_SW2	1.45	1.45	0.73	0.73	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	1.16	0.58	1.16	0.58	0
Serp_LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	1.16	0.58	0
F-A_SW2	0.73	0.73	1.45	1.45	0.73	0.73	1.45	1.45	0	0	0.58	1.16	0.58	1.16	0
F-A_LM71	0	0	0	0	0.73	0.73	1.45	1.45	0	0	0	0	0.58	1.16	0
centrifuga_SW2	1.45	1.45	0.73	0.73	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	1.16	0.58	1.16	0.58	0
centrifuga_LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	1.16	0.58	0
Eff_aerodinamici	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	1.20	1.20	1.20	1.20	0
Vento_scarico	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Vento_carico	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0	0	0.9	0.9	0.9	0.9	0
Temp_SLU	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

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 4 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".

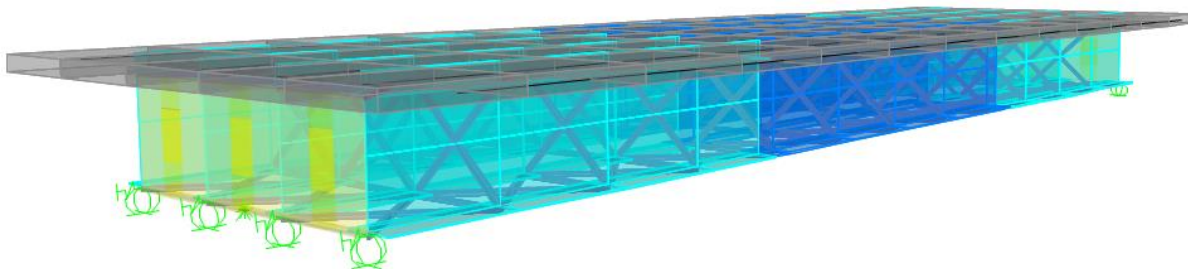
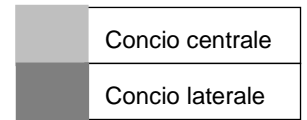
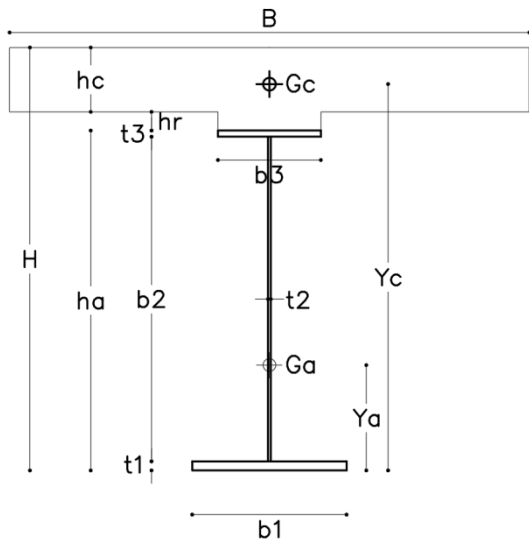


Figura 4_Modello agli elementi finiti realizzato con programma di calcolo Sap2000

6.2 TRAVI



TRAVE				
Concio	centrale	laterale		
H	3025	3025	mm	altezza totale sezione
ha	2605	2605	mm	altezza totale trave
b3	800	800	mm	lunghezza piattab sup
t3	30	24	mm	spessore piattab sup
b2	2535	2546	mm	altezza anima
t2	22	22	mm	spessore anima
b1	1200	1200	mm	lunghezza piattab inf
t1	40	35	mm	spessore piattab inf
	4	4		NUMERO TRAVI
i	2.8	2.8	m	INTERASSE TRAVI

SOLETTA			
hr	5	mm	altezza cls su ala
hc	36	mm	altezza cls
B	2800-405	mm	larghezza collaborante

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

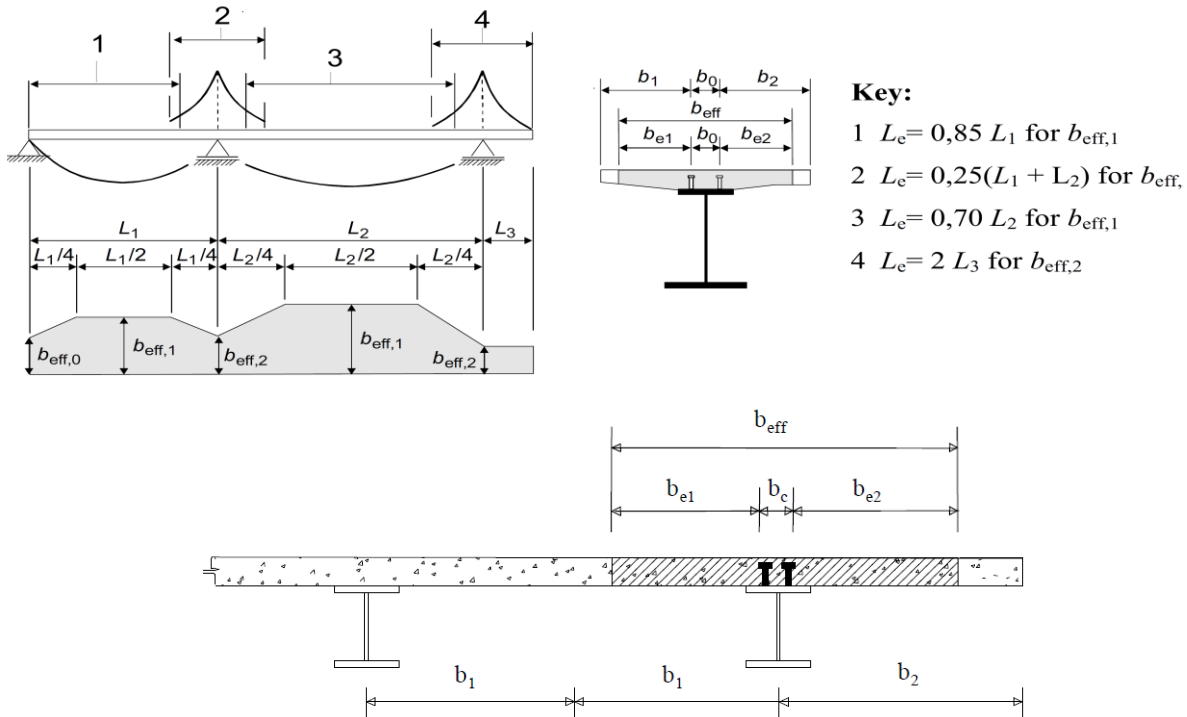


Figura 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

L1	38200	[mm]	lunghezza campata di riva
2*b1	2800	[mm]	interassi travi
b1	1400	[mm]	semi interasse travi
b2	2650	[mm]	sbalzo laterale
b0	200	[mm]	distanza tra assi connettori
Le	38200	[mm]	lunghezza equivalente
be1	1300	[mm]	lato interno
be2	2550	[mm]	lato sbalzo
β1-1	1.00		
β2-1	1.00		

larghezze collaboranti di calcolo

b eff 1	4050	[mm]	trave laterale
b eff 1	2800	[mm]	trave centrale

Concio laterale:

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

	d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w = 115.73				α _y =	0.705
Piattabande	c/t = 16.21				ψ _y =	-0.999
	α _d =	0.705				
asse neutro el. = cm 130.216	ψ _d =	-0.991				
	c _ψ =	0.991				
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	39.47				
	classe 2	45.45				
	classe 3	99.62				
	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]	λπ1 =	1.06971
coeff. di imbozzamento	ks =	0.43
fattore di riduzione	ρφ =	0.770537
ceff = rf . c	ceff =	29.97 cm
larghezza efficace compr.	b _{eff} =	62.15 cm
Area efficace piattab.	A _{c,eff} =	149.15 cm ²

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H _{eff} ANIMA =	207.10 cm ²
Area efficace anima	A _{eff} ANIMA =	455.63 cm ²

Concio centrale:

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

		d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w =	115.23				$\alpha_y =$	0.716
Piattabande	c/t =	12.97				$\psi_y =$	-1.000
	$\alpha_d =$	0.716					
asse neutro el. = cm 130.219	$\psi_d =$	-0.992					
	$C_{\psi} =$	0.992					
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	38.76					
	classe 2	44.63					
	classe 3	99.70					
	$k_{\sigma} =$						
						classe dell'anima	4
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7.32					
	classe 2	8.14					
	classe 3	11.39					
							classe piattabanda
CLASSE SEZIONE							4

1) larghezza efficace (bcf) della piattabanda superiore:

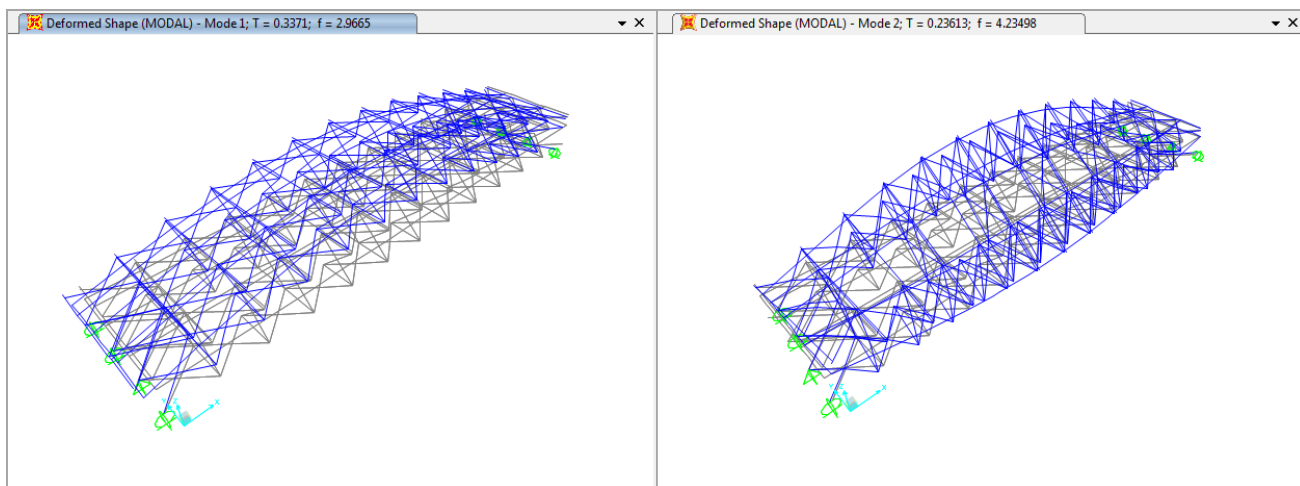
$\lambda\pi\phi = \chi / \tau\phi / [28,4.\varepsilon (\kappa\sigma)0,5]$	$\lambda\pi i =$	0.855768
coeff. di imbozzamento	$k_s =$	0.43
fattore di riduzione	$\rho\phi =$	0.911829
ceff = rf . c	ceff =	35.47 cm
larghezza efficace compr.	b _{eff} =	73.14 cm
Area efficace piattab.	A_{c,eff} =	219.42 cm ²

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H_{eff} ANIMA=	210.57 cm
Area efficace anima	A_{eff} ANIMA=	463.26 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: la prima è flessionale verticale, la seconda torsionale.



Si riportano solo i primi 12 modi di vibrare, ma 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.

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	0.337	0.05825	0.000001139	0.82604	6%	0%	83%	0.00041	0.00003483	0.000001391	0%	0%	0%
MODAL	Mode	2	0.236	0.01502	0.06359	0.00224	7%	6%	83%	0.78643	0.00004444	0.000001665	79%	0%	0%
MODAL	Mode	3	0.203	0.00792	0.7667	0.00071	8%	83%	83%	0.06584	0.00004947	0.000001766	85%	0%	0%
MODAL	Mode	4	0.141	0.84905	0.00266	0.03986	93%	83%	87%	0.01799	0.04519	0.00127	87%	5%	0%
MODAL	Mode	5	0.092	0.0153	0.00002243	0.00041	95%	83%	87%	0.00014	0.39183	0.22202	87%	44%	22%
MODAL	Mode	6	0.090	0.03007	0.0000442	0.00077	98%	83%	87%	0.00026	0.29852	0.34327	87%	74%	57%
MODAL	Mode	7	0.085	0.00861	0.00001299	0.0002	98%	83%	87%	0.00006609	0.01647	0.09632	87%	75%	66%
MODAL	Mode	8	0.058	0.00003333	0.10001	0.00000086	98%	93%	87%	0.00088	0.000004165	0.000002046	87%	75%	66%
MODAL	Mode	9	0.057	0.00055	0.000058	0.00001334	98%	93%	87%	0.000006523	0.00005956	0.00005245	87%	75%	66%
MODAL	Mode	10	0.049	0.00088	0.00000661	0.08466	99%	93%	95%	0.00078	0.00002519	0.00308	87%	75%	67%
MODAL	Mode	11	0.048	0.00018	0.00048	0.0007	99%	93%	96%	0.08678	0.000001717	0.00215	96%	75%	67%
MODAL	Mode	12	0.046	0.00064	0.000003311	0.00056	99%	93%	96%	0.00026	0.00031	0.12734	96%	75%	80%

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 MdP [N5].

La suddetta frequenza, calcolata analiticamente corrisponde a quella fornita dal modello.
Come si evince dal grafico non è necessario effettuare analisi dinamiche.

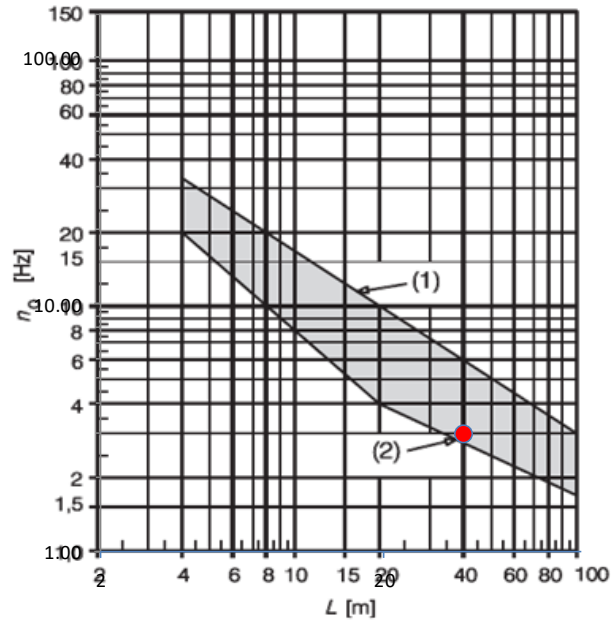
L	38	m
---	----	---

δ_0	34.7	mm
N_0	3.01	Hz

δ_0 è la freccia in mezzeria dovuta alle azioni permanenti

N_0 è la prima frequenza naturale flessionale del ponte

(1)	6.24	Hz
(2)	2.74	Hz



(1) Limite superiore della frequenza naturale

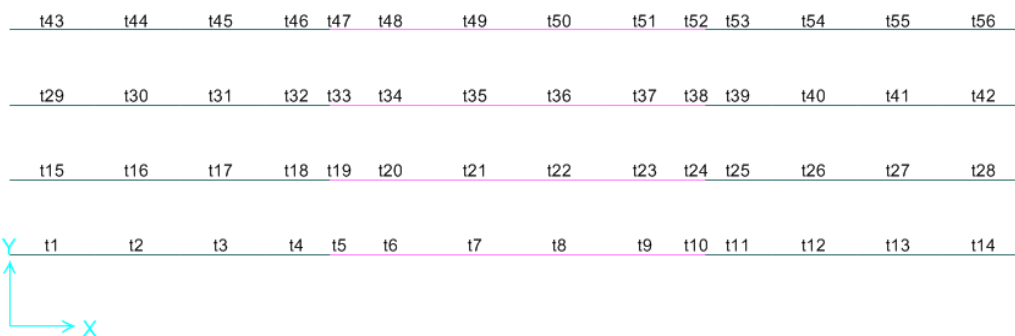
(2) Limite inferiore della frequenza naturale

6.4 VERIFICHE SLU

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

6.4.1 VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI

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



SEZIONI EFFICACI:

Per entrambi i conci si effettua la riduzione della sezione resistente della piattabanda superiore per calcolo e verifica delle tensioni nella sola fase1 (sezione resistente solo acciaio).

Per entrambi i conci si effettua la riduzione della sezione resistente dell'anima per calcolo e verifica delle tensioni in tutte e tre le fasi di calcolo.

FASE I (carichi: pesi propri G1: ACCIAIO + SOLETTA C.A.)

Comb.1 = 1.35*G1

TABLE: Element Forces - Frames				1303.339	-1303.34	11591.52			
Fram	Stator	OutputCa	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
t1	0	COMB1	Combination	9.332	-1303.34	0.035	0.0905	-0.0102	-93.117
t2	0	COMB1	Combination	36.342	-1077.24	-0.163	0.1172	-0.0538	3476.84
t3	0	COMB1	Combination	55.087	-857.832	-0.14	0.086	0.4624	6373.502
t4	0	COMB1	Combination	68.103	-648.451	0.32	0.0524	0.8986	8617.924
t5	0	COMB1	Combination	68.103	-471.815	0.32	0.0524	0.1002	10015.46
t6	0	COMB1	Combination	70.108	-431.535	-0.346	0.0314	-0.1571	10278.55
t7	0	COMB1	Combination	74.417	-223.958	0.39	0.0192	0.9381	11244.01
t8	0	COMB1	Combination	74.417	-4.361	-0.39	-0.0192	-0.2949	11591.52
t9	0	COMB1	Combination	70.108	203.216	0.346	-0.0314	0.9372	11283.04
t10	0	COMB1	Combination	68.103	423.482	-0.32	-0.0524	-0.1141	10315.38
t11	0	COMB1	Combination	68.103	471.815	-0.32	-0.0524	0.1002	10015.46
t12	0	COMB1	Combination	55.087	633.763	0.14	-0.086	0.9054	8733.951
t13	0	COMB1	Combination	36.342	853.172	0.163	-0.1172	0.4617	6531.72
t14	0	COMB1	Combination	9.332	1078.562	-0.035	-0.0905	-0.121	3688.151

Mmax. (fase I) = **11591.5** kN*m

Tmax. (fase I) = **1303.4** kN

FASE II (carichi: PERMANENTI PORTATI E RITIRO)

1.5 * G2 +1.5 * ritiro

TABLE: Element Forces - Frames				1129.975	-1129.98	20709.83				
Frame	Statio	OutputC	CaseTy	P	V2	V3	T	M2	M3	
t1		0 fase2	Combinat	-6717.76	-1129.98	-43.828	0.5045	-69.6961	8878.071	
t2		0 fase2	Combinat	-6742.22	-922.196	-24.636	-0.4563	-36.5855	12517.15	
t3		0 fase2	Combinat	-6730	-708.209	-8.938	-0.4652	-14.1402	15484.24	
t4		0 fase2	Combinat	-6720.58	-508.772	-11.724	-0.3795	-19.2749	17764.16	
t5		0 fase2	Combinat	-6720.58	-508.772	-11.724	-0.3795	9.9777	19033.54	
t6		0 fase2	Combinat	-6714.24	-298.202	-0.768	-0.2924	-3.2338	19421.78	
t7		0 fase2	Combinat	-6710.38	-104.324	-5.744	-0.0583	-11.4096	20379.64	
t8		0 fase2	Combinat	-6710.38	104.324	5.744	0.0583	6.7703	20709.83	
t9		0 fase2	Combinat	-6714.24	298.202	0.768	0.2924	-0.8034	20365.59	
t10		0 fase2	Combinat	-6720.58	508.772	11.724	0.3795	17.8331	19374.42	
t11		0 fase2	Combinat	-6720.58	508.772	11.724	0.3795	9.9777	19033.54	
t12		0 fase2	Combinat	-6730	708.209	8.938	0.4652	14.1491	17725.72	
t13		0 fase2	Combinat	-6742.22	922.196	24.636	0.4563	41.3865	15435.9	
t14		0 fase2	Combinat	-6717.76	1129.975	43.828	-0.5045	69.4574	12465.74	

Mmax. (fase II) = **20710** kN*m

Tmax. (fase II) = **1130** kN

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

TABLE: Element Forces - Frames					2069.731	19191.13				
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
t1		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	121.822	75.267	111.569	148.1398	31.1304	387.8233
t2		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	864.567	-6.402	327.25	62.27	535.1495	7058.122
t3		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1143.334	-19.01	222.073	73.8623	356.1768	11595.32
t4		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1371.927	31.854	164.672	53.0865	265.6206	15106.48
t5		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1371.927	31.854	164.672	53.0865	-15.2863	17056.2
t6		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1534.155	149.786	112.698	38.7666	185.1664	17415.97
t7		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1630.092	336.394	69.531	23.4127	101.5208	18824.2
t8		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1608.526	531.771	-0.521	14.875	2.7969	19191.13
t9		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1472.144	802.676	-10.742	19.6939	-22.4181	18726.71
t10		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1282.287	1046.525	-31.136	27.5892	-54.0507	17253.7
t11		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1282.287	1046.525	-31.136	27.5892	-32.0431	16673.64
t12		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1045.817	1319.829	-35.777	38.5759	-57.2054	14956.3
t13		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	786.937	1581.372	-65.683	55.594	-99.3781	11636.72
t14		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	49.799	2069.731	61.556	45.8715	193.8698	6446.523

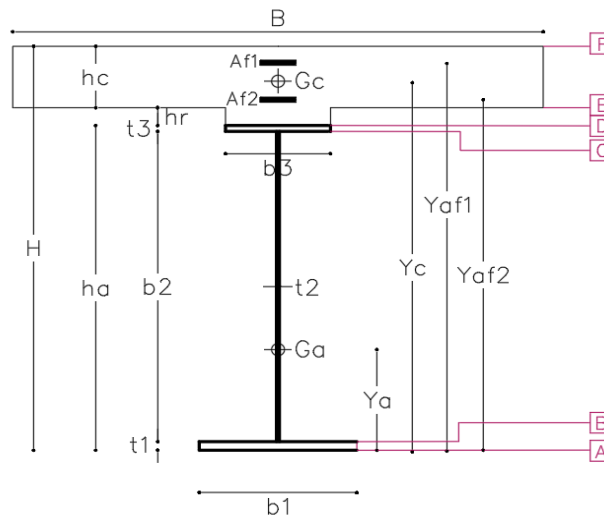
Mmax. (fase III) = **19191** kN*m

Tmax. (fase II) = **2070** kN

CONCIO MEZZERIA TRAVE (Tipo concio = centrale):

Dati sezione

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	3015	mm	altezza totale sezione
ha	2605	mm	altezza totale trave
b3	800	mm	lunghezza piattab sup
t3	30	mm	spessore piattab sup
b2	2535	mm	altezza anima
t2	22	mm	spessore anima
b1	1200	mm	lunghezza piattab inf
t1	40	mm	spessore piattab inf
	4		NUMERO TRAVI
i	2.8	m	INTERASSE TRAVI
Aa	127770	mm ²	area acciaio
Ja	1.41E+11	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	1065	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	360	mm	altezza cls
B	2800	mm	larghezza collaborante
Ac	1.05E+06	mm ²	area cls
yc	2827	mm	baricentro soletta
armatura			
nφ1	5		ferri sup in un metro
φ1	24	mm	diámetro ferri sup.
Af1	12667	mm ²	area armatura sup
if1	100	mm	interferro
nφ2	10		ferri inf in un metro
φ2	20	mm	diámetro ferri inf.
Af2	4398	mm ²	area armatura inf
if2	200	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	2965	mm	baricentro ferri sup
yaf2	2715	mm	baricentro ferri inf



armatura		n(L.T.)	n(B.T.)	BARICENTRI			
ya	1065	mm	baricentro trave	968			
ya BT	2113	mm	sez a mom positivo	2113			
ya BT	1281	mm	sez a mom negativo	1281			
ya LT	1731	mm	sez a mom positivo	1731			
ya LT	1281	mm	sez a mom negativo	1281			
ARMATURA				INERZIE			
Ja	1.41E+11	mm ⁴	inerzia sola trave	1.29E+11			
Ja+s	3.81E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	3.81E+11			
Ja+f	1.92E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)	1.92E+11			
Ja+s	2.94E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	2.94E+11			
Ja+f	1.92E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)	1.92E+11			
			sez. lorda				sez. efficace

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3		
mom. Flett.	M ed	11591.5	20709.8	19191.1	kNm	
taglio agente	T ed	471.8	508.8	1046.5	kN	

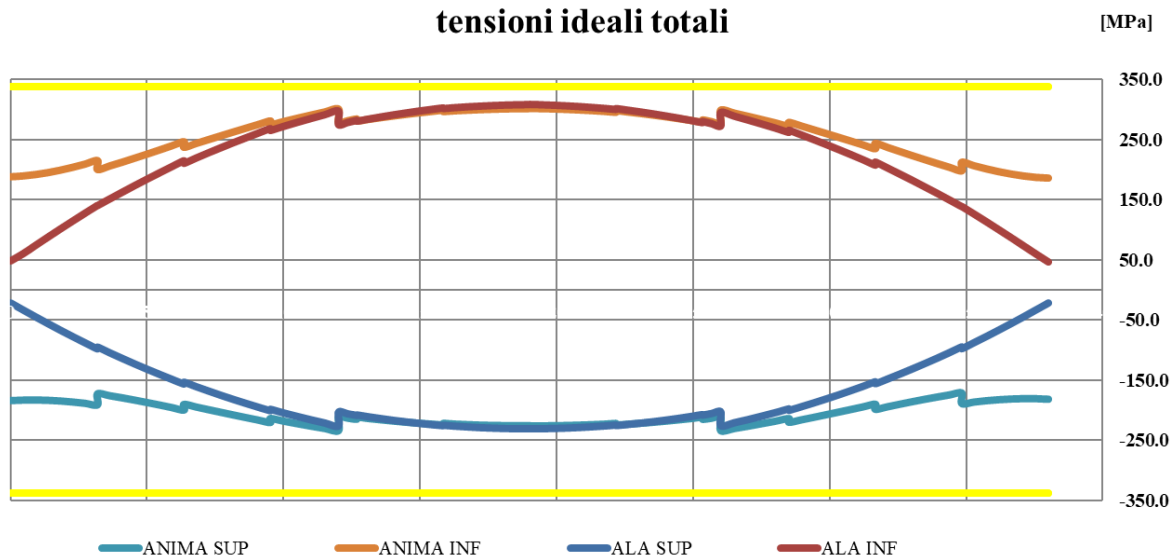
fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	tasso di lavoro		
ferri sup	Af1	0.0	-87.0	-43.0	-130.0	391.3	verificato	0.33
ferri inf	Af2	0.0	-69.4	-30.4	-99.8	391.3	verificato	0.25
cls sup	F	0.0	-5.1	-7.3	-12.5	18.8	verificato	0.66
cls inf	E	0.0	-3.7	-4.4	-8.1	18.8	verificato	0.43
piattab sup	D	-147.6	-61.6	-24.8	-234.1	338.1	verificato	0.69
anima sup	C	-144.9	-59.5	-23.3	-227.7	338.1	verificato	0.67
anima inf	B	83.8	119.2	104.5	307.5	338.1	verificato	0.91
piattab inf	A	87.4	122.0	106.5	315.9	338.1	verificato	0.93

σ id TOT	σ limite	verificato
130.0	391.3	verificato
99.8	391.3	verificato
12.5	18.8	verificato
8.1	18.8	verificato
234.1	338.1	verificato
254.0	338.1	verificato
317.9	338.1	verificato
315.9	338.1	verificato

		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	verificato
anima	C, D	10.2	11.0	22.6	43.8	195.2	verificato

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

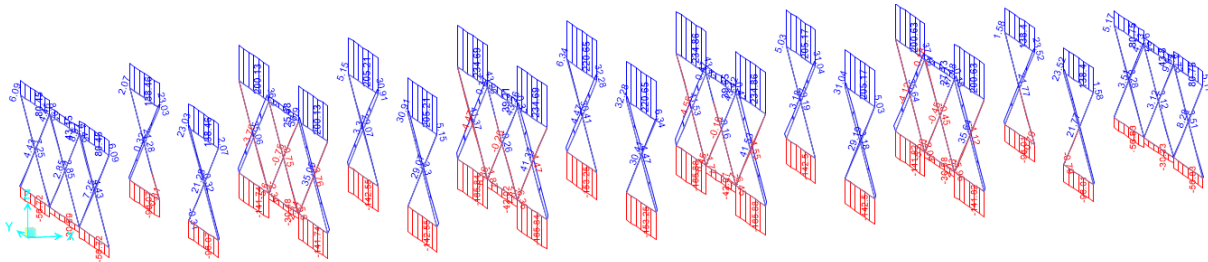
6.4.2 VERIFICHE DIAFRAMMI

6.4.2.1 DIAFRAMMI CORRENTI

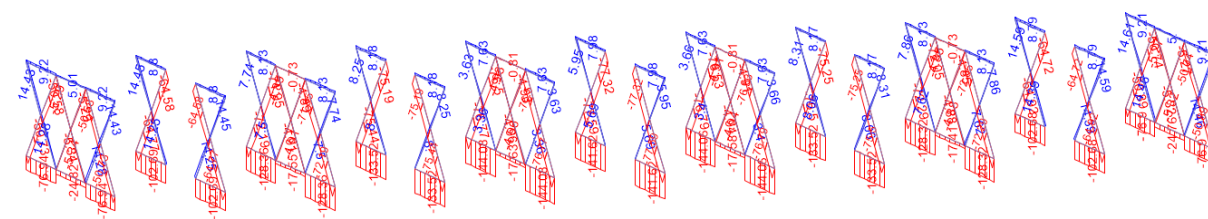
I correnti superiori e inferiori ed i diagonali che compongono i diaframmi correnti sono profili 2L 100 x 10.

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.

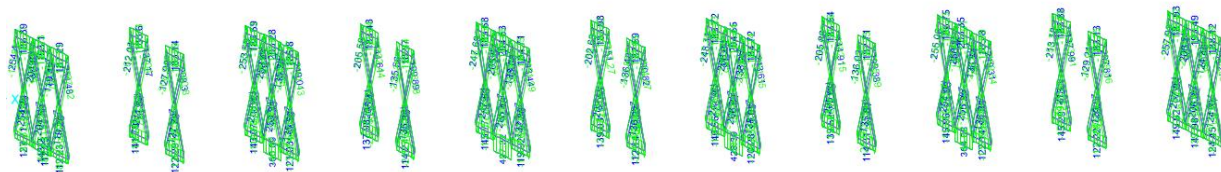
FASE 1



FASE 2



FASE 3 (con coefficiente dinamico Φ_3 dei traversi, definito al cap. 4.2)



CORRENTE SUPERIORE

$$N_{EdT} = 420 \text{ kN}$$

$$N_{Edc} = -162 \text{ kN}$$

TRAZIONE			
$N_{Ed} =$	420	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
$f_{vd} =$	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

Stabilità delle aste compresse fuori dal piano			
$E =$	209000	MPa	modulo elastico
	4		classe della sezione
$N_{Ed} =$	162	kN	sollecitazione agente
$f_{yk} =$	355	MPa	resistenza di calcolo
$A =$	3831	mm ²	area della sezione
$L =$	2800	mm	lunghezza dell'asta
$J =$	7762000	mm ⁴	inerzia della sezione
$\gamma_{m1} =$	1.05	-	coeff. SLU
$A_{eff} =$	3831	mm ²	area efficace della sezione
$\chi =$	0.71	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
$\phi =$	1		
$\alpha =$	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
$\lambda =$	0.8		snellezza adimensionale
$\beta =$	1.00		riduz lugh libera d'inflessione
$L_0 =$	2800	mm	lunghezza libera d'inflessione
$N_{cr} =$	2042225	N	carico critico euleriano
$\nu =$	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
$N_{b,Rd} =$	925.4	kN	
$N_{b,Rd} \geq N_{Ed}$	✓		verifica soddisfatta

Stabilità delle aste compresse nel piano			
$E =$	210000	MPa	modulo elastico
	4		classe della sezione
$N_{Ed} =$	162	kN	sollecitazione agente
$f_{yk} =$	355	MPa	resistenza di calcolo
$A =$	3831	mm ²	area della sezione
$L =$	2800	mm	lunghezza dell'asta
$J =$	3533000	mm ⁴	inerzia della sezione
$\gamma_{m1} =$	1.05	-	coeff. SLU
$A_{eff} =$	3831	mm ²	area efficace della sezione
$\chi =$	0.47	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
$\phi =$	1		
$\alpha =$	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
$\lambda =$	1.2		snellezza adimensionale
$\beta =$	1.00		riduz lugh libera d'inflessione
$L_0 =$	2800	mm	lunghezza libera d'inflessione
$N_{cr} =$	933999	N	carico critico euleriano
$\nu =$	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
$N_{b,Rd} =$	614.6	kN	
$N_{b,Rd} \geq N_{Ed}$	✓		verifica soddisfatta

CORRENTE INFERIORE

$$N_{EdT} = 379 \text{ kN}$$

$$N_{Edc} = -523 \text{ kN}$$

La verifica a trazione risulta soddisfatta, vedasi verifica corrente sup.

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} =	523	kN	sollecitazione agente	N _{ed} =	523	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 =	2800	mm	lunghezza dell'asta	L =	2800	mm	lunghezza dell'asta
J =	7762000	mm ⁴	inerzia della sezione	J =	3533000	mm ⁴	inerzia della sezione
γ _{m,1} =	1.05	-	coeff. SLU	γ _{m,1} =	1.05	-	coeff. SLU
A _{eff} =	3831	mm ²	area efficace della sezione	A _{eff} =	3831	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.71	OK	dip da sezione e tipo di acciaio	χ =	0.47	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
φ =	1			φ =	1		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione	α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	0.8		snellezza adimensionale	λ =	1.2		snellezza adimensionale
β =	1.00		riduz lugh libera d'inflessione	β =	1.00		riduz lugh libera d'inflessione
L ₀ =	2800	mm	lunghezza libera d'inflessione	L ₀ =	2800	mm	lunghezza libera d'inflessione
N _{cr} =	2042225	N	carico critico euleriano	N _{cr} =	933999	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} =	925.4	kN		N _{b,Rd} =	614.6	kN	
N _{b,Rd} ≥ N _{ed}		✓	verifica soddisfatta	N _{b,Rd} ≥ N _{ed}		✓	verifica soddisfatta

DIAGONALI

N_{Ed T} = 276 kN

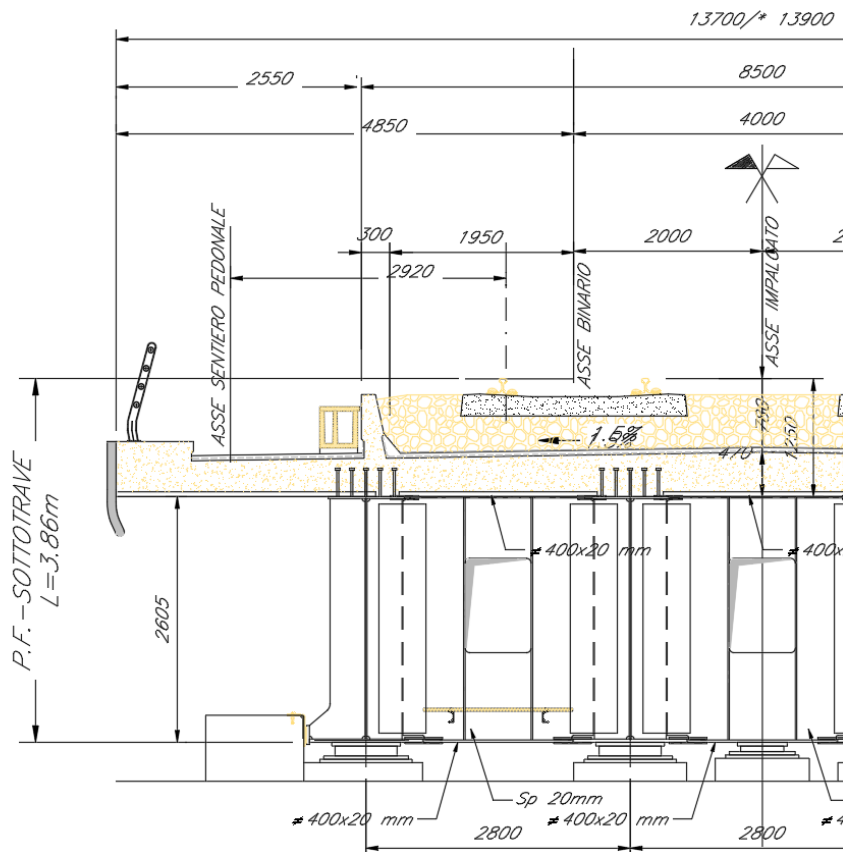
N_{Ed c} = -296 kN

La verifica a trazione risulta soddisfatta, vedasi verifica corrente sup.

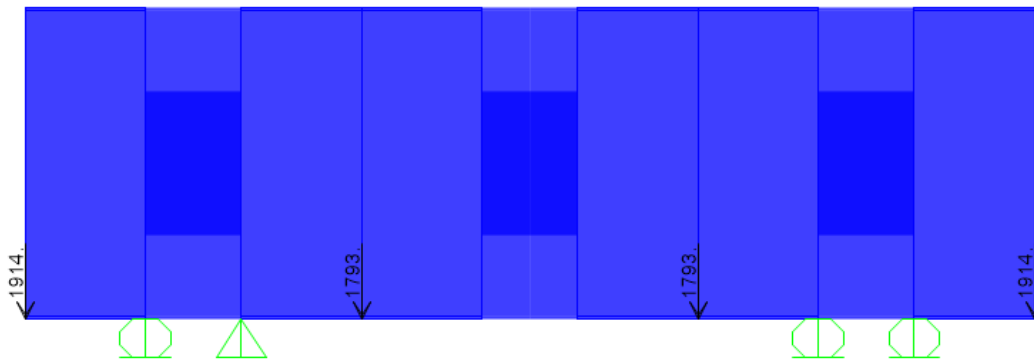
Stabilità delle aste compresse fuori dal piano			Stabilità delle aste compresse nel piano				
E =	209000	MPa	modulo elastico	E =	210000	MPa	modulo elastico
	4		classe della sezione		4		classe della sezione
N _{ed} =	296	kN	sollecitazione agente	N _{ed} =	296	kN	sollecitazione agente
f _{yk} =	355	MPa	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 =	3824	mm	lunghezza dell'asta	L =	3824	mm	lunghezza dell'asta
J =	7762000	mm ⁴	inerzia della sezione	J =	3533000	mm ⁴	inerzia della sezione
γ _{m,1} =	1.05	-	coeff. SLU	γ _{m,1} =	1.05	-	coeff. SLU
A _{eff} =	3831	mm ²	area efficace della sezione	A _{eff} =	3831	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.53	OK	dip da sezione e tipo di acciaio	χ =	0.71	OK	dip da sezione e tipo di acciaio
φ =	1			φ =	1		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione	α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	1.1		snellezza adimensionale	λ =	0.8		snellezza adimensionale
β =	1.00		riduz lugh libera d'inflessione	β =	0.50		riduz lugh libera d'inflessione
L ₀ =	3824	mm	lunghezza libera d'inflessione	L ₀ =	1912	mm	lunghezza libera d'inflessione
N _{cr} =	1094924	N	carico critico euleriano	N _{cr} =	2003027	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} =	682.1	kN		N _{b,Rd} =	919.0	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 in corrispondenza delle piastre di irrigidimento poste in corrispondenza dei passi d'uomo (4 punti di sollevamento):



Il traverso pieno presenta un'anima con spessore 20mm e ali 400x20, passo d'uomo 800x1200mm².
Carichi perm da travi:

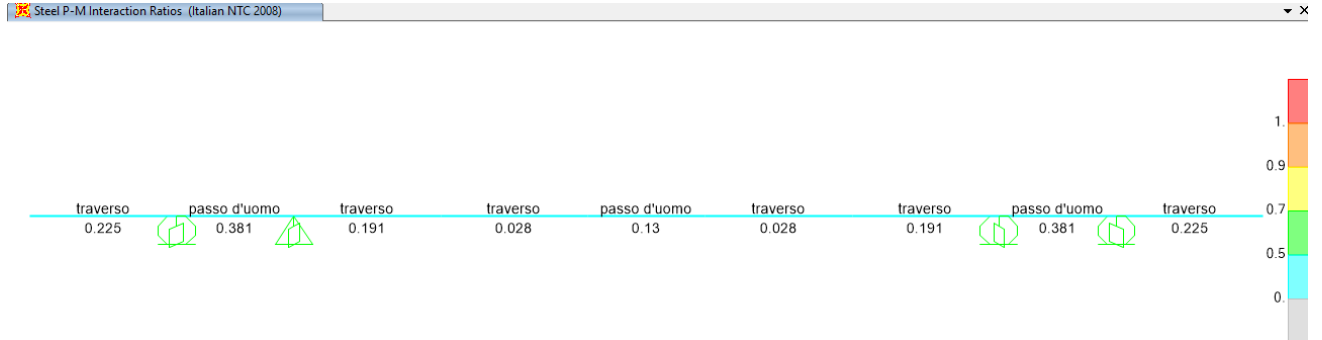


U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=40m (Lc=38.2m) doppio binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD. DOC.	PROG. REV.	FOGLIO
RS3E	50	D	09	CL VI0007	002 A	39 di 65

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

Verifica:



Come si evince dai tassi di lavoro, la verifica risulta soddisfatta.

Italian NTC 2008 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 31	X Mid: 1.400	Combo:SLU	Design Type: Beam
Length: 0.800	Y Mid: 0.000	Shape: passo d'uomo	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0.800	Z Mid: 0.000	Class: Class 3	Rolled : No

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

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

Aeff=0.043	eNy=0.000	eNz=0.000		
A=0.043	Iyy=0.052	iyy=1.094	We1,yy=0.040	Weff,yy=0.040
It=5.793E-06	Izz=2.142E-04	izz=0.070	We1,zz=0.001	Weff,zz=0.001
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=2.600	Wp1,yy=0.046	Av,y=0.015
E=210000000.0	fy=355000.000	fu=510000.000	Wp1,zz=0.002	Av,z=0.043

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.800	0.000	-2437.523	0.000	-544.466	0.000	0.000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.381 = 0.000 + 0.381 + 0.000 < 0.950 OK

$$= \frac{Ned}{(\chi_z N_{Rk}/\Gamma_{M1})} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + NEd eNy)}{(\chi_{LT} M_{y,Rk}/\Gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + NEd eNz)}{(M_z, Rk/\Gamma_{M1})} \quad (\text{NTC Eq C4.2.38})$$

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
Axial	Force	Capacity	Capacity
	0.000	14605.714	14605.714

Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
14605.714	15863.040	389.268	389.268	1.000

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
Impalcato a sezione mista L=40m (Lc=38.2m) doppio binario
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD.	DOC.	PROG.	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D	09	CL	VI0007	002	A	40 di 65

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	c	0.490	167455011.8	0.010	0.453	1.000	14605.714
MajorB(y-y)	c	0.490	167455011.8	0.010	0.453	1.000	14605.714
Minor (z-z)	c	0.490	693808.515	0.149	0.498	1.000	14605.714
MinorB(z-z)	c	0.490	693808.515	0.149	0.498	1.000	14605.714
Torsional TF	c	0.490	389.268	6.277	21.687	0.024	344.098

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Major (y-y)	-2437.523	-2874.561	-2656.042	-2699.746
Minor (z-z)	0.000	0.000	0.000	0.000

	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	13447.910	13447.910	13447.910	13447.910
Minor (z-z)	362.168	362.168	362.168	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.854	1.113	0.561	1.075	19374.474

	kyy	kyy	kzy	kzz
Factors	0.939	1.000	1.000	1.000

SHEAR DESIGN

	Ved	Vc, Rd	Stress	Status	Ted
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion
Major (z)	544.466	8432.609	0.065	OK	0.000
Minor (y)	0.000	2900.863	0.000	OK	0.000

	Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction	8432.609	1.000	0.000

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	548.128	544.466

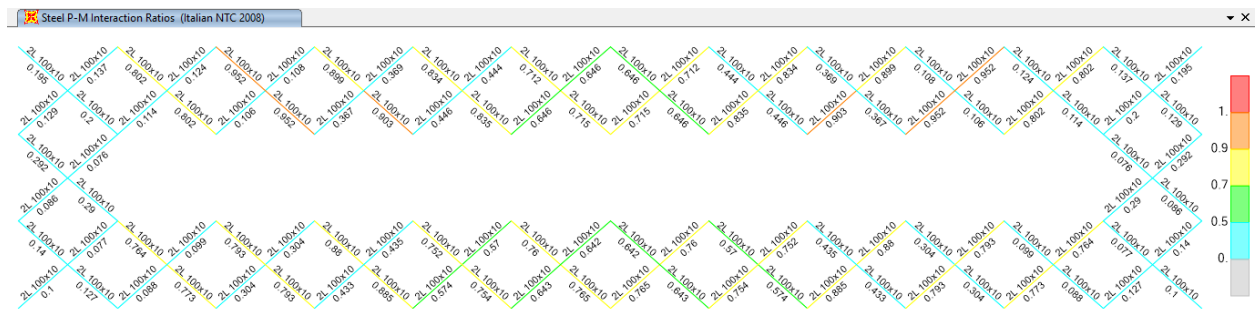
6.4.3 VERIFICHE CONTROVENTI

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.

$$q_w = 2.8 \text{ kN/m}^2$$

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

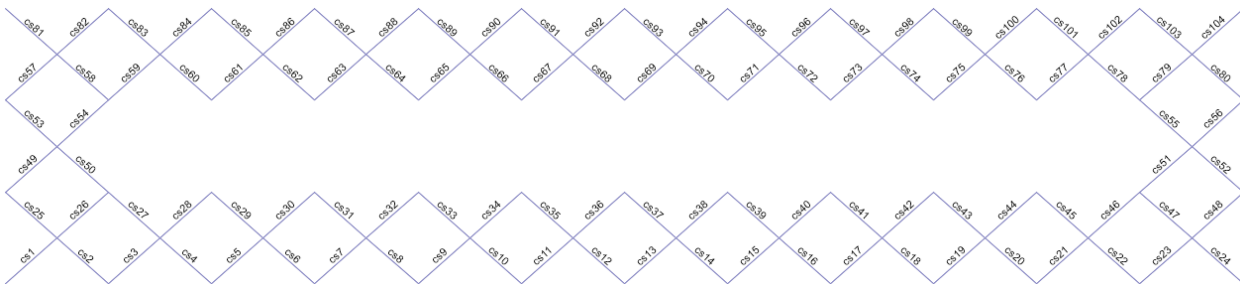


TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Italian NTC 2008

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text
cs1	2L 100x10	Beam	No Messages	0.115	PMM	COMB VENTO	cs61	2L 100x10	Beam	No Messa	0.124	PMM	COMB VENTO
cs26	2L 100x10	Beam	No Messages	0.087	PMM	COMB VENTO	cs86	2L 100x10	Beam	No Messa	0.126	PMM	COMB VENTO
cs27	2L 100x10	Beam	No Messages	0.843	PMM	COMB VENTO	cs87	2L 100x10	Beam	No Messa	0.880	PMM	COMB VENTO
cs4	2L 100x10	Beam	No Messages	0.851	PMM	COMB VENTO	cs64	2L 100x10	Beam	No Messa	0.884	PMM	COMB VENTO
cs5	2L 100x10	Beam	No Messages	0.306	PMM	COMB VENTO	cs65	2L 100x10	Beam	No Messa	0.449	PMM	COMB VENTO
cs30	2L 100x10	Beam	No Messages	0.306	PMM	COMB VENTO	cs90	2L 100x10	Beam	No Messa	0.446	PMM	COMB VENTO
cs31	2L 100x10	Beam	No Messages	0.888	PMM	COMB VENTO	cs91	2L 100x10	Beam	No Messa	0.726	PMM	COMB VENTO
cs8	2L 100x10	Beam	No Messages	0.893	PMM	COMB VENTO	cs68	2L 100x10	Beam	No Messa	0.730	PMM	COMB VENTO
cs9	2L 100x10	Beam	No Messages	0.559	PMM	COMB VENTO	cs69	2L 100x10	Beam	No Messa	0.687	PMM	COMB VENTO
cs34	2L 100x10	Beam	No Messages	0.556	PMM	COMB VENTO	cs94	2L 100x10	Beam	No Messa	0.683	PMM	COMB VENTO
cs35	2L 100x10	Beam	No Messages	0.780	PMM	COMB VENTO	cs95	2L 100x10	Beam	No Messa	0.490	PMM	COMB VENTO
cs12	2L 100x10	Beam	No Messages	0.785	PMM	COMB VENTO	cs72	2L 100x10	Beam	No Messa	0.493	PMM	COMB VENTO
cs13	2L 100x10	Beam	No Messages	0.744	PMM	COMB VENTO	cs73	2L 100x10	Beam	No Messa	0.843	PMM	COMB VENTO
cs38	2L 100x10	Beam	No Messages	0.739	PMM	COMB VENTO	cs98	2L 100x10	Beam	No Messa	0.839	PMM	COMB VENTO
cs39	2L 100x10	Beam	No Messages	0.594	PMM	COMB VENTO	cs99	2L 100x10	Beam	No Messa	0.167	PMM	COMB VENTO
cs16	2L 100x10	Beam	No Messages	0.598	PMM	COMB VENTO	cs76	2L 100x10	Beam	No Messa	0.165	PMM	COMB VENTO
cs17	2L 100x10	Beam	No Messages	0.854	PMM	COMB VENTO	cs77	2L 100x10	Beam	No Messa	0.805	PMM	COMB VENTO
cs42	2L 100x10	Beam	No Messages	0.849	PMM	COMB VENTO	cs102	2L 100x10	Beam	No Messa	0.804	PMM	COMB VENTO
cs43	2L 100x10	Beam	No Messages	0.339	PMM	COMB VENTO	cs81	2L 100x10	Beam	No Messa	0.222	PMM	COMB VENTO
cs20	2L 100x10	Beam	No Messages	0.339	PMM	COMB VENTO	cs58	2L 100x10	Beam	No Messa	0.225	PMM	COMB VENTO
cs21	2L 100x10	Beam	No Messages	0.814	PMM	COMB VENTO	cs59	2L 100x10	Beam	No Messa	0.130	PMM	COMB VENTO
cs46	2L 100x10	Beam	No Messages	0.806	PMM	COMB VENTO	cs84	2L 100x10	Beam	No Messa	0.138	PMM	COMB VENTO
cs25	2L 100x10	Beam	No Messages	0.106	PMM	COMB VENTO	cs85	2L 100x10	Beam	No Messa	0.921	PMM	COMB VENTO
cs2	2L 100x10	Beam	No Messages	0.089	PMM	COMB VENTO	cs62	2L 100x10	Beam	No Messa	0.922	PMM	COMB VENTO
cs3	2L 100x10	Beam	No Messages	0.079	PMM	COMB VENTO	cs63	2L 100x10	Beam	No Messa	0.373	PMM	COMB VENTO
cs28	2L 100x10	Beam	No Messages	0.094	PMM	COMB VENTO	cs88	2L 100x10	Beam	No Messa	0.374	PMM	COMB VENTO
cs29	2L 100x10	Beam	No Messages	0.805	PMM	COMB VENTO	cs89	2L 100x10	Beam	No Messa	0.819	PMM	COMB VENTO
cs6	2L 100x10	Beam	No Messages	0.807	PMM	COMB VENTO	cs66	2L 100x10	Beam	No Messa	0.821	PMM	COMB VENTO
cs7	2L 100x10	Beam	No Messages	0.429	PMM	COMB VENTO	cs67	2L 100x10	Beam	No Messa	0.621	PMM	COMB VENTO
cs32	2L 100x10	Beam	No Messages	0.430	PMM	COMB VENTO	cs92	2L 100x10	Beam	No Messa	0.620	PMM	COMB VENTO
cs33	2L 100x10	Beam	No Messages	0.771	PMM	COMB VENTO	cs93	2L 100x10	Beam	No Messa	0.664	PMM	COMB VENTO
cs10	2L 100x10	Beam	No Messages	0.773	PMM	COMB VENTO	cs70	2L 100x10	Beam	No Messa	0.665	PMM	COMB VENTO
cs11	2L 100x10	Beam	No Messages	0.626	PMM	COMB VENTO	cs71	2L 100x10	Beam	No Messa	0.779	PMM	COMB VENTO
cs36	2L 100x10	Beam	No Messages	0.625	PMM	COMB VENTO	cs96	2L 100x10	Beam	No Messa	0.777	PMM	COMB VENTO
cs37	2L 100x10	Beam	No Messages	0.664	PMM	COMB VENTO	cs97	2L 100x10	Beam	No Messa	0.416	PMM	COMB VENTO
cs14	2L 100x10	Beam	No Messages	0.665	PMM	COMB VENTO	cs74	2L 100x10	Beam	No Messa	0.416	PMM	COMB VENTO
cs15	2L 100x10	Beam	No Messages	0.733	PMM	COMB VENTO	cs75	2L 100x10	Beam	No Messa	0.885	PMM	COMB VENTO
cs40	2L 100x10	Beam	No Messages	0.731	PMM	COMB VENTO	cs100	2L 100x10	Beam	No Messa	0.882	PMM	COMB VENTO
cs41	2L 100x10	Beam	No Messages	0.467	PMM	COMB VENTO	cs101	2L 100x10	Beam	No Messa	0.128	PMM	COMB VENTO
cs18	2L 100x10	Beam	No Messages	0.466	PMM	COMB VENTO	cs78	2L 100x10	Beam	No Messa	0.120	PMM	COMB VENTO
cs19	2L 100x10	Beam	No Messages	0.771	PMM	COMB VENTO	cs79	2L 100x10	Beam	No Messa	0.222	PMM	COMB VENTO
cs44	2L 100x10	Beam	No Messages	0.769	PMM	COMB VENTO	cs104	2L 100x10	Beam	No Messa	0.217	PMM	COMB VENTO
cs45	2L 100x10	Beam	No Messages	0.088	PMM	COMB VENTO	cs103	2L 100x10	Beam	No Messa	0.135	PMM	COMB VENTO
cs22	2L 100x10	Beam	No Messages	0.075	PMM	COMB VENTO	cs80	2L 100x10	Beam	No Messa	0.129	PMM	COMB VENTO
cs49	2L 100x10	Beam	No Messages	0.110	PMM	COMB VENTO	cs51	2L 100x10	Beam	No Messa	0.316	PMM	COMB VENTO
cs54	2L 100x10	Beam	No Messages	0.098	PMM	COMB VENTO	cs56	2L 100x10	Beam	No Messa	0.319	PMM	COMB VENTO
cs53	2L 100x10	Beam	No Messages	0.386	PMM	COMB VENTO	cs55	2L 100x10	Beam	No Messa	0.081	PMM	COMB VENTO
cs50	2L 100x10	Beam	No Messages	0.385	PMM	COMB VENTO	cs52	2L 100x10	Beam	No Messa	0.092	PMM	COMB VENTO
cs57	2L 100x10	Beam	No Messages	0.181	PMM	COMB VENTO	cs23	2L 100x10	Beam	No Messa	0.138	PMM	COMB VENTO
cs82	2L 100x10	Beam	No Messages	0.185	PMM	COMB VENTO	cs48	2L 100x10	Beam	No Messa	0.152	PMM	COMB VENTO
cs83	2L 100x10	Beam	No Messages	0.830	PMM	COMB VENTO	cs47	2L 100x10	Beam	No Messa	0.085	PMM	COMB VENTO
cs60	2L 100x10	Beam	No Messages	0.830	PMM	COMB VENTO	cs24	2L 100x10	Beam	No Messa	0.109	PMM	COMB VENTO

6.4.3.2 CONTROVENTI INFERIORI

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

$$N_{Ed} = 457.6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = -133 \text{ kN}$$

$N_{t,Rd} =$	1047	kN	res a rottura per trazione della sez
$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$		✓	verifica soddisfatta

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.

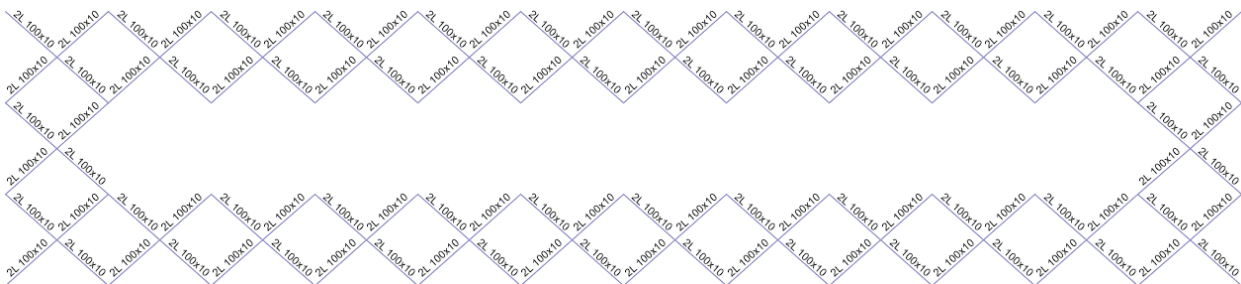
Verifica instabilità elementi soggetti a compressione e flessione - Sezioni di classe 1-2

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

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

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

Profili 2L 100x10



Stabilità delle aste compresse yy

E =	210000	MPa	modulo elastico		
	2		classe della sezione		
N _{ed} =	133.0	kN	sollecitazione agente		
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo		
A =	3831	mm ²	area della sezione		
L =	4226	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 =	0.65	OK	dip da sezione e tipo di acciaio		
φ =	1.035				
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione		
λ =	0.911		snellezza adimensionale		
β =	0.50		μ y	-0.7913	
L ₀ =	2113	mm	Wply	90.95	cm ³
N _{cr} =	1640075	N	Wely	49.22	cm ³
ν =	0.20		κ y	1.1183	
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse					
N _{b,Rd} =	847.5	kN			
N _{b,Rd} ≥ N _{ed}		✓	verifica soddisfatta		

Stabilità delle aste compresse zz

E =	210000	MPa	modulo elastico		
	2		classe della sezione		
N _{ed} =	133.0	kN	sollecitazione agente		
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo		
A =	3831	mm ²	area della sezione		
L =	4226	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 =	0.83	OK	dip da sezione e tipo di acciaio		
φ =	0.759				
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione		
λ =	0.614		snellezza adimensionale		
β =	0.50		μ z	-0.3833	
L ₀ =	2113	mm	Wplz	127.3	cm ³
N _{cr} =	3603244	N	Welz	73.9	cm ³
ν =	0.20		κ z	1.0452	
si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse					
N _{b,Rd} =	1074.8	kN			
N _{b,Rd} ≥ N _{ed}		✓	verifica soddisfatta		

Stabilità delle travi inflesse			
E =	210000	MPa	modulo elastico
	2		classe della sezione
M _{ed} =	2.66	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} =	0.971		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} =	0.280		snellezza adimensionale
kc =	1.00	TAB 4.2.VIII	
M _{cr} =	2.23E+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} =	16.16	kNm	momento resistente
M _{bRd} ≥ M _{ed}		✓	verifica soddisfatta

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

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

INSTABILITA'

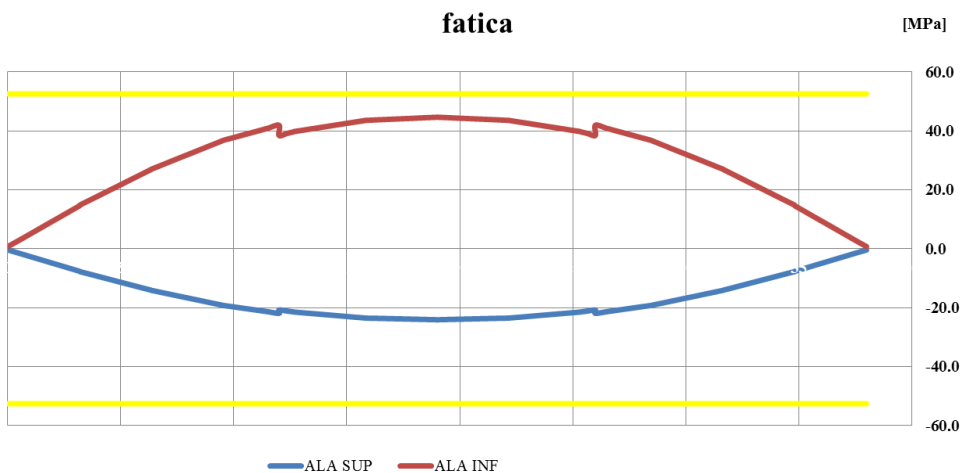
I termine		II termine		III termine		
0.157	+	0.160	+	0.000	=	0.317

La verifica risulta soddisfatta.

6.5 VERIFICHE A FATICA TRAVI PRINCIPALI

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

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



La sezione maggiormente sollecitata è quella in mezzeria:

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

		FATICA				
mom. Flett. taglio agente	M ed	11669.8			kNm	
	T ed	1086.1			kN	

	fibra	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	verificato	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	-26.1	-26.1	391.3	verificato	0.07
ferri inf	Af2	-18.5	-18.5	391.3	verificato	0.05
cls sup	F	-4.5	-4.5	18.8	verificato	0.24
cls inf	E	-2.7	-2.7	18.8	verificato	0.14
piattab sup	D	-15.1	-15.1	338.1	verificato	0.04
anima sup	C	-14.2	-14.2	338.1	verificato	0.04
anima inf	B	63.6	63.6	338.1	verificato	0.19
piattab inf	A	64.8	64.8	338.1	verificato	0.19
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]		

		τ FASE 3	τ TOT	τ limite	verificato	tasso di lavoro
anima	C, D	23.4	23.4	195.2	verificato	0.12
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]		

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

Con $\lambda=0.64$ si avrà una tensione massima = $0.64 * 64.8 = 41.5$ MPa

$\Delta\sigma = 71$ Mpa ($\Delta\sigma_{rid.} = 0.889 * 71 = 63.13$ Mpa)

$41.5 < 63.13 / 1.35 = 46.8$ Mpa (verifica soddisfatta)

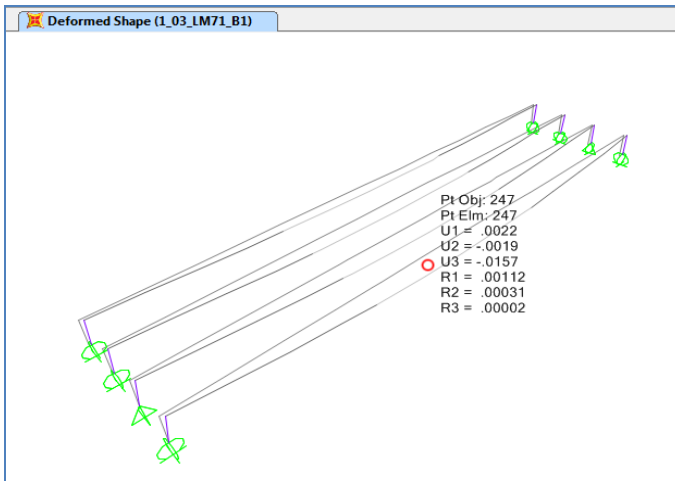
6.6 VERIFICHE SLE

6.6.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

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

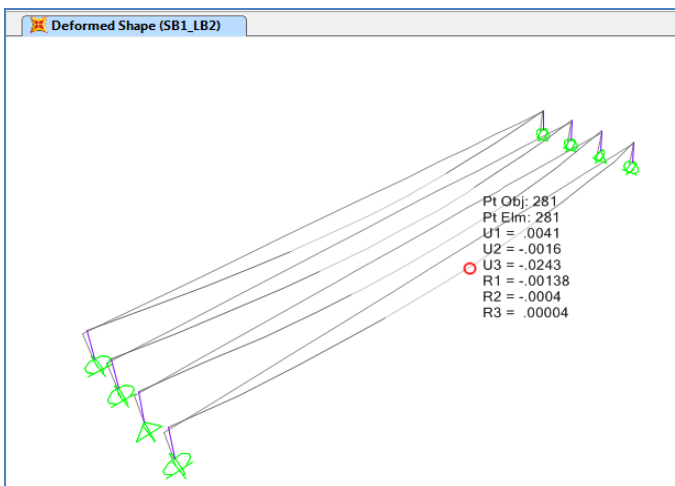
LM71

Abbassamento $15.7 \text{ mm} < L/1000 = 38 \text{ mm}$



SW2 + LM71

Abbassamento $24.3 \text{ mm} < L/600 = 63.3 \text{ mm}$

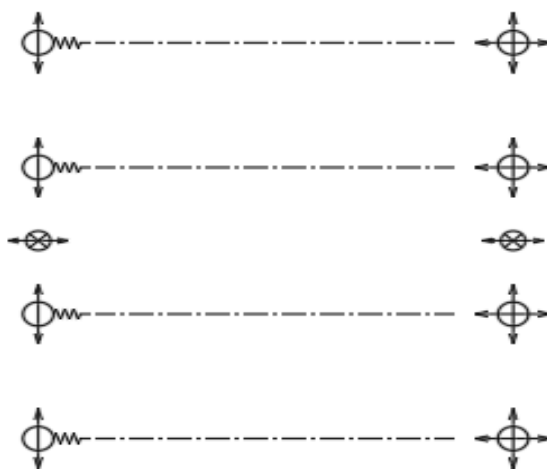


Le verifiche risultano soddisfatte

6.7 REAZIONI AGLI APPOGGI

6.7.1 SCHEMA APPOGGI

Lo schema dei vincoli della travata metallica è il seguente:

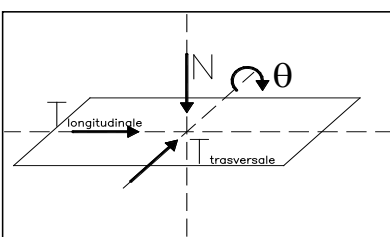


	MD	APP. D'APPOG. MULTIDIREZIONALE -calotta sferica
	F	APP. D'APPOG. FISSO -disco elastomerico confinato
	MD	APP. D'APPOG. MULTIDIREZIONALE -disco elastomerico confinato
	UL	APP. D'APPOG. UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE -disco elastomerico confinato
	F-RV	APP. D'APPOG. FISSO A RIGIDEZZA VARIABILE -calotta sferica
	UT-RV	APP. D'APPOG. UNIDIREZIONALE TRASVERSALE A RIGIDEZZA VARIABILE -calotta sferica
	UL-RV	APP. D'APPOG. UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE A RIGIDEZZA VARIABILE -calotta sferica
	HL	VINCOLO MECCANICO PER SOLI CARICHI ORIZZONTALI -scorrevole in senso longitudinale

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
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Azioni (valori caratteristici)								
1.1	permanenti G, P	peso proprio	899	899	-	-	-	-
1.2		permanenti	1263	1263	-	-	-	-
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-
2.1	variabili Q	treni di carico	1673	-15	0	0	0	0
2.2		veicoli speciali	-	-	-	-	-	-
2.3		forza centrifuga	188	-188	0	0	0	0
2.4		aviamento e frenatura	43	-43	0	0	0	0
2.5		serpeggio	102	-102	0	0	0	0
2.6		folia	-	-	-	-	-	-
2.7		vento sulla struttura	292	-292	0	0	0	0
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	419	-419	0	0	0	0
2.9		temperatura	381	-381	0	0	0	0
2.1								
2.11								
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-	-	-	-	-
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-	-	-	-	-
5.1	combinazioni di esercizio	Nmax	6970	-	0	-	0	-
5.2		Nmin	-	1653	0	-	0	-
5.3		Tl max		-	0	-	0	-
5.4		Ttmax		-		-	0	-

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

VN (anni)	75
Cu	1.5
luce (m)	38

PP+ soletta+ predalles	G1 (kN)	7410
perm + fonoass	G2 (kN)	7456
0,2 (SW/2+LM71)	Q (kN)	1910

	Masse (t)	Accelerazione m/s ² (Spettro elastico SLV)	Fo (kN)
Pesi propri	755	0.620 g	4594
Permanenti portati (includere eventuali barriere a.r.)	760	0.620 g	4622
0,2 (SW/2+LM71)	195	0.620 g	1184
TOTALE			10401

AZIONE ORIZZONTALE SISMICA MAX (1 allineamento) **5929**

VALORE APPROSSIMATO

6000

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
	-	m	-	-	kN	kN	kN	kN
					SLU	SIS	SLU	SIS
5	SEZ MISTA	40	2	4	7000	3000	7000	6000

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

7 EFFETTI LOCALI

Sezione mista acc-cls: 4 travi alte 2.605m ad interasse 2.8m, soletta in cls Rck= 40 MPa con altezza variabile: 47cm – 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 $Y_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

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
- Carter = 6 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, la ruota da 250 kN si ripartisce trasversalmente su una larghezza pari a 3m.

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

LM71	171.88	carico unitario da ripartire su			3.00	->	57.29	KN/m
L₀	3	*	2.8	=	8.4	m		
coeff amplificazione dinamica	Φ3			=	1.53	m		
SW2	93.75	carico unitario da ripartire su			3.00	->	31.25	KN/m
L₀	3	*	2.8	=	8.4	m		
coeff amplificazione dinamica	Φ3			=	1.53	m		

7.1.2.2 FOLLA

10 kN/m², applicata ove presenti i camminamenti.

7.1.2.3 SERPEGGIO

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

$\delta_h = 0.80 \text{ m}$; distanza fra piano ferro ed estradosso soletta.

$M_s = 100 * 0.80 = 80 \text{ kNm/m}$; ; 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

$$q_v = 250 * 1.1 / 1.60 = 171.88 \text{ kN/m} \quad (\text{carico verticale viaggiante al metro})$$

$$q_t = c * q_v = 0.081 * 171.8 = 13.9 \text{ kN/m} \quad (\text{azione orizzontale centrifuga al metro})$$

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

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 $b = 2.8125 \text{ m}$ e quindi il momento torcente sulla soletta risulta pari a:

$$M_{torc} = q_t * b = 13.9 * (1.8 + 0.8 + 0.2125) = 39 \text{ kNm/m}$$

centrifuga SW/2

$$q_v = 150 / 1.60 = 93.8 \text{ kN/m} \quad (\text{carico verticale viaggiante al metro})$$

$$q_t = c * q_v = 0.04 * 93.8 = 3.7 \text{ kN/m} \quad (\text{azione orizzontale centrifuga al metro})$$

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 $b = 2.8125 \text{ m}$ e quindi il momento torcente sulla soletta risulta pari a:

$$M_{torc} = q_t * b = 3.7 * (1.8 + 0.8 + 0.2125) = 10.4 \text{ kNm/m}$$

Nel calcolo delle sollecitazioni indotte dalla forza centrifuga sulla soletta è stata considerata la presenza di un solo treno di carico (LM71) o di due treni di carico (LM71+SW/2) in maniera tale da determinare, per le diverse sollecitazioni, la condizione più gravosa a seconda della sezione di calcestruzzo considerata.

7.1.2.5 DERAGLIAMENTO

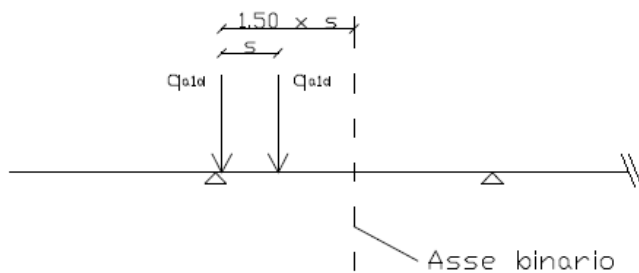
$s =$ distanza di scartamento = 1.435m

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

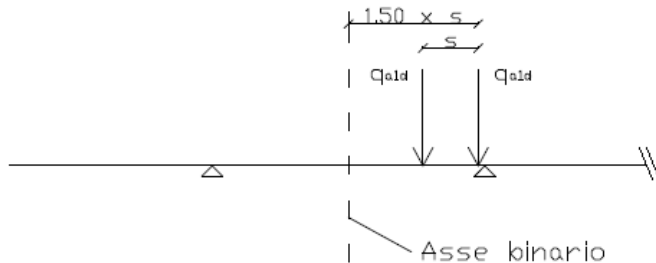
$q_{a1d} = 50$ kN/m asse di carico caso 1a e 1b (stesa di carico = 6.40 m)

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

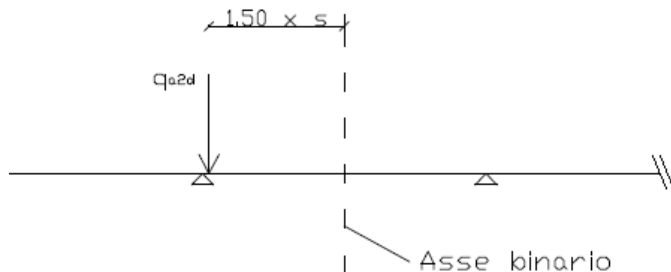
Caso 1a



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.

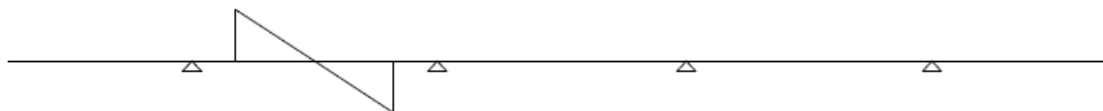
7.1.3 AZIONI CLIMATICHE

7.1.3.1 VENTO

Vento su barriera antirumore alta 4m: $q = 2.8 \text{ kN/m}^2$



Vento trasversale sul treno: v come calcolato di seguito:



$$v = \pm M_w/W = q_v \cdot (h/2) / (bL^2/6) = 23.3 \text{ kN/m}$$

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

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

$$L = 3 \text{ m}$$

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

- il vento trasversale sulla barriera antirumore diretto verso il treno ($+ q_v$),
- il vento trasversale sul treno diretto verso la barriera antirumore ($- v$).

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

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

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	φ_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	φ_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	φ_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	φ_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.**

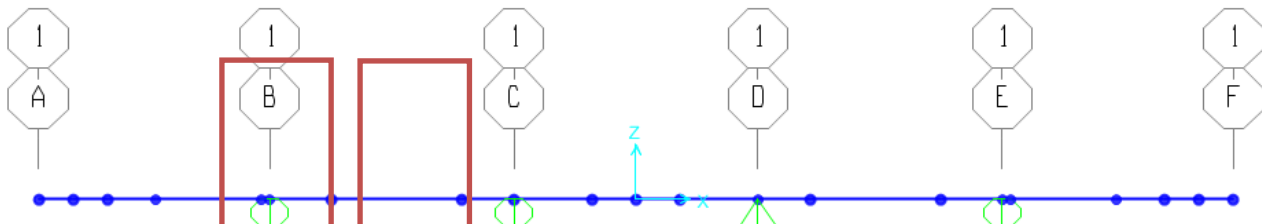
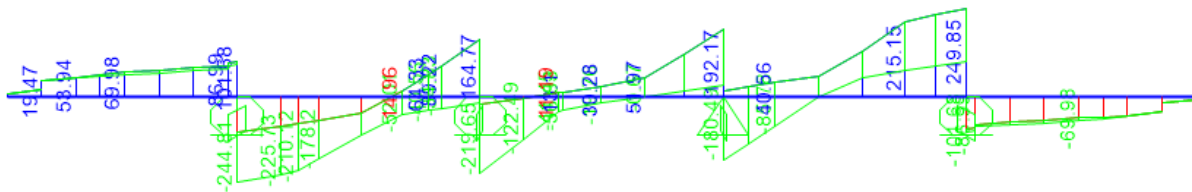
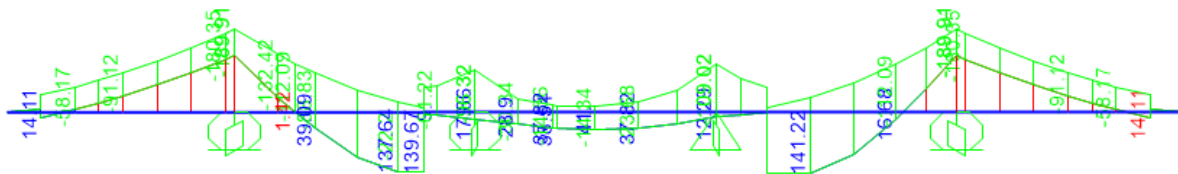
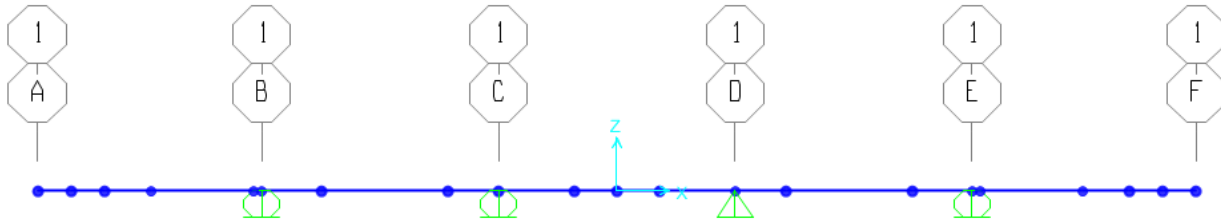
S.L.U															
VARIABILE PRINCIPALE:	TRAFFICO								VENTO		TEMPERATURA				
CARICHI	SW2				LM71				STR.		SW2		LM71		STR.
	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	SCARICA	GR1	GR3	GR1	GR3	SCARICA	
combinazioni	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15
Peso Proprio (G1)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

• **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	1	1	1	1	0	0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.6	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	1	1	0.5	0.5	0	0	0.8	0.4	0.8	0.8	0.4	0.6	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	0.5	0.5	1	1	0	0	0.4	0.8	0.8	0.4	0.8	0.6	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	1	1	0.5	0.5	0	0	0.8	0.4	0.8	0.8	0.4	0.6	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	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	1	1	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	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

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



• **SEZIONE APPOGGI B, E:**

Verifica a flessione

Mmax (-) = -190 kNm

Tmax (-) = 250 kN

Ferri sup: **Φ24/10**

Ferri inf: **Φ20/20**

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	41	1	45.24	5
			2	19.01	38

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

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 ‰	σ _{c,adm}	11.5 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6933
		τ _{c1}	2.029

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 13.4 ‰
d 36 cm
x 7.454 x/d 0.2071
δ 0.7

La verifica risulta soddisfatta.

SEZIONE CAMPATA BC, DE

Verifica a flessione

Mmax (+) = 140 kNm

Ferri sup: **Φ24/10**

Ferri inf: **Φ20/20**

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

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

TITOLO :

N* strati barre 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	41

N*	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	5
2	19.01	38

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

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

M_{xRd} 265.6 kN m

σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 22.72 ‰
d 38 cm
x 5.072 x/d 0.1335
δ 0.7

La verifica risulta soddisfatta.

VERIFICHE A TAGLIO

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

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

b_w	larghezza sezione			1000	[mm]
h	altezza sezione			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	rapporto 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_{rd} = 261.5 kN > V_{ed} = 250 kN, la verifica risulta soddisfatta.

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%.

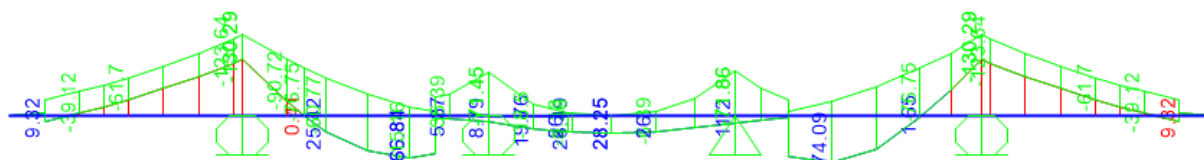
Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

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	-

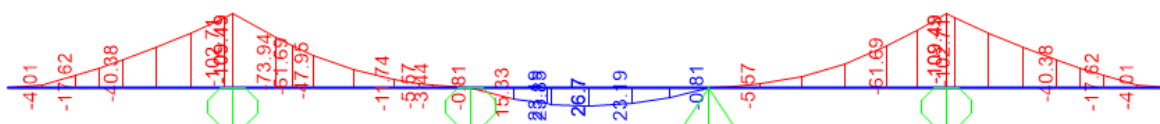
Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

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	-

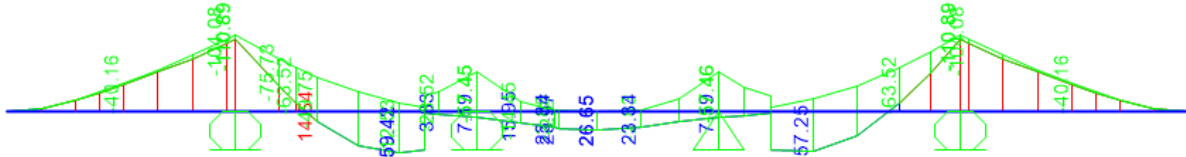
Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni flettenti per le combinazioni SLE ed il calcolo delle rispettive tensioni:



Sollecitazioni flettenti S.L.E. RARA



Sollecitazioni flettenti S.L.E. quasi perm



Sollecitazioni flettenti S.L.E. FREQUENTE

• **SEZIONE APPOGGI (M-)**

RARA

n	b	h	x	tesa compr		c	c'	d
				As	As'			
15	1000	410	149.29	4524	1571	50	50	348
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.
0.001

M	x	J id
130300	149.3	4.02E+09
kNmm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
4.84E-03	0.10
kN/mm ²	kN/mm ²
4.84	96.59
MPa	MPa
compress	traz

QUASI PERMANENTE

n	b	h	x	tesa compr		c	c'	d
				As	As'			
15	1000	410	149.29	4524	1571	50	50	348
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.
0.000577

M	x	J id
109500	149.3	4.02E+09
kNmm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
4.07E-03	0.08
kN/mm ²	kN/mm ²
4.07	81.17
MPa	MPa

FREQUENTE

n	b	h	x	tesa compr		c	c'	d
				As	As'			
15	1000	410	149.29	4524	1571	50	50	348
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.
-4.6E-06

M	x	J id
111000	149.3	4.02E+09
kNmm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
4.12E-03	0.08
kN/mm ²	kN/mm ²
4.12	82.28
MPa	MPa

TENSIONE MASSIMA DI COMPRESSIONE DEL CLS
IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

Rck	40	
h	430	mm
d	380	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	1571	mm ²
x	149.29	mm
Jid,x	4.02E+09	mm ⁴

mom.flettente

comb.rara	130.3	kNm
0.60 fck-20%	19.9	N/mm ²
σc	4.84	N/mm ²

verifica **ok**

comb quasi perman.	109.5	kNm
0.45 fck-20%	14.9	N/mm ²
σc	4.07	N/mm ²

verifica **ok**

ACCIAIO (comb.rara)	130.3	kNm
0.8 fyk	360	N/mm ²
σs	96.6	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	96.6	Mpa
----	------	-----

DIAMETRO MAX	25	mm
verifica	OK	

SPAZIATURA MAX	200	mm
verifica	OK	

• **SEZIONE mezzeria (M+)**

RARA

tesa compr

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	410	86.18	1571	4524	50	50	348
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.

2.66E-05

M	x	J id
74000	86.2	1.92E+09
kNm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
3.33E-03	0.15
kN/mm ²	kN/mm ²

3.33	151.57
MPa	MPa
compress	traz

QUASI PERMANENTE

tesa compr

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	410	86.18	1571	4524	50	50	348
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.

2.66E-05

M	x	J id
26700	86.2	1.92E+09
kNm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
1.20E-03	0.05
kN/mm ²	kN/mm ²

1.20	54.69
MPa	MPa

FREQUENTE

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	410	86.18	1571	4524	50	50	348
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.

4.41E-06

M	x	J id
59500	86.2	1.92E+09
kNm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
2.67E-03	0.12
kN/mm ²	kN/mm ²
2.67	121.87
MPa	MPa

TENSIONE MASSIMA DI COMPRESIONE 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	1571	mm ²
x	149.29	mm
Jid,x	4.02E+09	mm ⁴

mom.flettente

comb.rara	74	kNm
0.60 fck-20%	19.9	N/mm ²
σc	3.33	N/mm ²

comb quasi perman.	26.7	kNm
0.45 fck-20%	14.9	N/mm ²
σc	1.20	N/mm ²

ACCIAIO (comb.rara)	74	kNm
0.8 fyk	360	N/mm ²
σs	151.6	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	20	mm
SPAZIATURA	200	mm

COMB RARA

σs	151.6	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 16/20 cm inferiormente e superiormente.

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