

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)

VIADOTTI IN INTERFERENZA

IV03 - CAVALCAFERROVIA SU NV62C

Relazione di calcolo dell'impalcato in acciaio L=40m

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 09 CL IV0300 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoil - Edin	Gen-2020	A.Ferr 	Gen-2020	A.Barreca 	Gen-2020	ITALFERR S.p.A. U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti Dott. Ing. Paolo Vittozzi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma N° A 20783

File: RS3T.3.0.D.09.CL.IV.03.0.0.002.A

n. Elab.: 09_617

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.1 Esecuzione del Manufatto	4
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
3. MATERIALI UTILIZZATI.....	7
4. MODELLO DI CALCOLO.....	9
5. ANALISI DEI CARICHI	12
5.1 CARICHI PERMANENTI	12
5.1.1 <i>Pesi propri (G1)</i>	12
5.1.2 <i>Carichi permanenti portati (G2)</i>	12
5.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	13
5.2.1 <i>Azioni verticali da traffico</i>	13
5.2.2 <i>Azioni orizzontali</i>	14
5.2.2.1 Frenatura	14
5.2.2.2 Forza centrifuga.....	14
5.2.2.3 Urto sul sicurvia.....	15
5.2.2.4 Attrito degli apparecchi di appoggio	15
5.3 AZIONI CLIMATICHE.....	15
5.3.1 <i>Azione della neve</i>	15
5.3.2 <i>Variazione termica</i>	15
5.3.3 <i>Azione del vento</i>	16
5.4 AZIONE SISMICA.....	17
5.5 COMBINAZIONI DI CALCOLO.....	20
6. ELEMENTI TRAVI PRINCIPALI	23
7. ANALISI MODALE	25

8. VERIFICHE SLU	27
8.1 diagrammi delle sollecitazioni.....	27
8.2 VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI	34
8.3 VERIFICHE DIAFRAMMI INTERMEDI	40
8.4 VERIFICHE in fase di sollevamento	42
9. VERIFICHE SLE	44
9.1 DEFORMABILITA'	44
10. REAZIONI AGLI APPOGGI.....	45
10.1 SCHEMA APPOGGI	45
10.2 REAZIONI APPOGGI.....	46
11. EFFETTI LOCALI.....	47
11.1 VERIFICA DELLA SOLETTA	47
11.1.1 <i>Analisi dei carichi</i>	47
11.1.1.1 Carichi permanenti portati.....	47
11.1.1.2 Traffico	48
12. VALIDAZIONE MODELLO DI CALCOLO	59

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del corpo stradale ferroviario, delle opere d'arte e delle opere interferite relative al progetto definitivo della direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo nell'ambito del nuovo collegamento Palermo - Catania

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento dell'impalcato stradale della di luce 40m.

L'impalcato in oggetto è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo ed è caratterizzato da una larghezza complessiva di 12.7m.

L'impalcato in misto acciaio calcestruzzo è costituito da 4 travi metalliche longitudinali. Lo schema è di trave semplicemente appoggiata. Le travi principali hanno altezza di 2600m. Le travi sono connesse in direzione trasversale mediante traversi realizzati con schema reticolare a K, diposti ad interesse di 5 m; in corrispondenza di pile e spalle da profili metallici di tipo HEB1000 . La soletta presenta un'altezza variabile tra 26 e 35 cm circa. Il controvento inferiore e superiore è realizzato mediante controventi a croce di Sant'Andrea a sola diagonale tesa attiva.

Lo schema di vincolo dell'impalcato prevede, da un lato, apparecchi d'appoggio fissi (i due centrali) e multidirezionali (i due esterni), dall'altro un apparecchio unidirezionale longitudinale (uno dei due centrali) e tre multidirezionali.

1.1 ESECUZIONE DEL MANUFATTO

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

Si prevede di realizzare il varo dell'impalcato con sollevamento delle travi dal basso, attraverso autogrù. Le travi saranno varate a coppia (o in alternativa singolarmente) e poi solidarizzate tramite montaggio in quota dei controventi orizzontali e dei trasversi. Tali elementi verranno collegati tramite bulloni a taglio ad alta resistenza, durante le ore di interruzione notturna del traffico sottostante.

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

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

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **RFI DTC INC PO SP IFS 001 A** Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- **DM 17 gennaio 2018** Nuove Norme Tecniche per le costruzioni
- **Circolare 21 gennaio 2019 n.7** Nuova circolare delle Norme Tecniche per le costruzioni
- **Specifica RFI DTC INC SP IFS 002 A** - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria;
- **Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 005 A** - Specifica per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti negli impalcati ferroviari e nei cavalcavia;
- **Istruzione 44 C** - Visite di controllo ai ponti, alle gallerie ed alle altre opere d'arte del corpo stradale. Frequenza, modalità e relative verbalizzazioni;
- **Istruzione 44 M** - Specifica tecnica relativa al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle strutture metalliche per ponti ferroviari e cavalca ferrovia;
- **Istruzione 44 S** - Specifica tecnica per la saldatura ad arco di strutture destinate ai ponti ferroviari;
- **Istruzione 44 V** - Cicli di verniciatura per la protezione dalla corrosione di opere metalliche nuove e per la manutenzione di quelle esistenti.
- **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 alla istruzione fs 44 M e alla UNI EN **1090-2** (classe di esecuzione exc4 eccetto camminamenti e grigliati per i quali, come previsto sull'appendice b, si puo' utilizzare la classe di esecuzione exc2).

3. MATERIALI UTILIZZATI

Calcestruzzo per predalle

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C32/40
- TIPO CEMENTO CEM I÷V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.50
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC4
- COPRIFERRO = 35 mm
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 20 mm

Calcestruzzo per solette impalcato

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C32/40
- TIPO CEMENTO CEM III÷V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.50
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC4
- COPRIFERRO = 40 mm (*)
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 25 mm

Acciaio per armature

IN BARRE E RETI ELETTRISALDATE

B450C saldabile che presenta le seguenti caratteristiche :

- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

Acciaio per carpenteria metallica

ACCIAIO S355J0 UNI EN 10025

Per profilati e lamiere

ACCIAIO S355J2 UNI EN 10025

Per travi ed elementi saldati

ACCIAIO S 235 JR+ C450 ST37/3K $f_y \geq 350 \text{ N/mm}^2$
 $f_m \geq 450 \text{ N/mm}^2$ EN 13918

Per pioli

BULLONI:

- Viti classe 8.8 UNI EN ISO 898-1, UNI EN 14399-4
- Dadi classe 8 UNI EN 20898-2, UNI EN 14399-4
- Rosette Acciaio C 50 UNI EN 10083-2, temperato e rinvenuto HRC 32÷40, UNI EN 14399-6
- Piastrine Acciaio C 50 UNI EN 10083-2, temperato e rinvenuto HRC 32÷40, UNI EN 14399-6

GIOCO FORO BULLONE – STRUTTURE PRINCIPALI:

- 0.3 mm (compresa tolleranza della vite)

GIOCO FORO BULLONE – GRIGLIATI E STRUTTURE PROVVISORIE

- BULLONE FINO A M20 +1 mm (compresa tolleranza della vite)
- BULLONE OLTRE A M20 +1,5 mm (compresa tolleranza della vite)

SALDATURE:

Secondo: "CAPITOLATO GENERALE TECNICO DI APPALTO DELLE OPERE CIVILI" di RFI, (PARTE II – SEZIONE 12 PONTI, VIADOTTI, SOTTOVIA E CAVALCAVIA).

(*) : I VALORI DI COPRIFERRO RIPORTATI SI RIFERISCONO AD OPERE CON VITA NOMINALE DI 75 ANNI. PER COSTRUZIONI CON VITA NOMINALE DI 100 ANNI TALI VALORI DOVRANNO ESSERE AUMENTATI DI 5 mm.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA LERCARA DIRAMAZIONE – CALTANISSETTA (LOTTO 3A)
Viadotto IV03

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 002	A	8 di 59

4. MODELLO DI CALCOLO

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

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

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

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

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

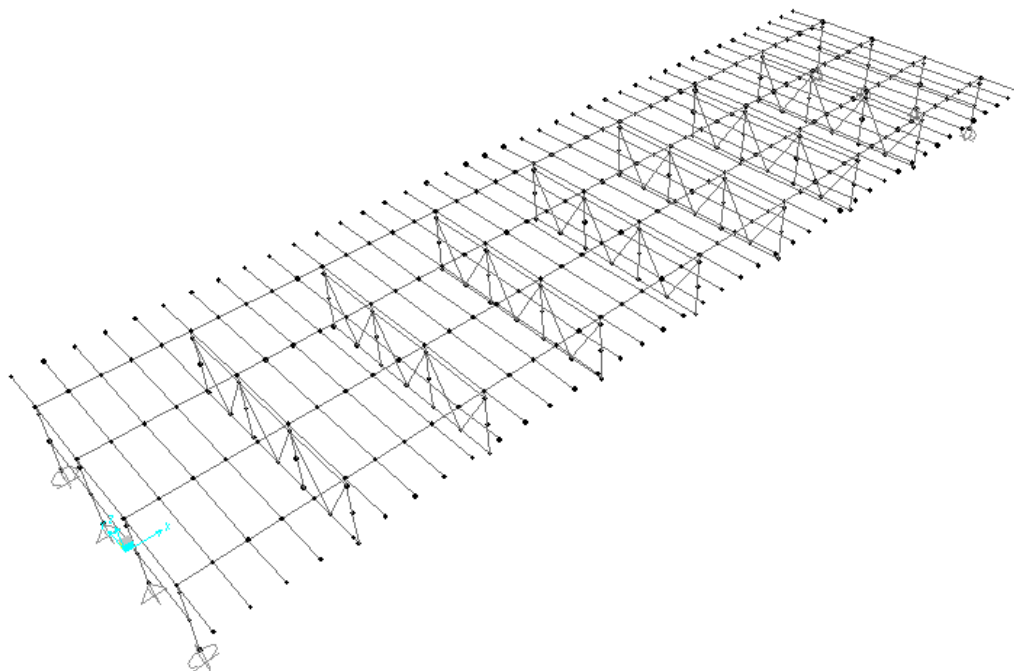


Figura 1. Modello di calcolo impalcato-Sap2000

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.'18

Cls a t=0

R_{ck}	=	40	N/mm ²	Resistenza a compressione cubica caratteristica
f_{ck}	=	33.2	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
f_{cm}	=	41.2	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica media
α	=	1.0E-05		
E_{cm}	=	33643	N/mm ²	Modulo elastico secante medio

Tempo e ambiente

t_s	=	2	gg	età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento
t_0	=	28	gg	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
t	=	25500000	gg	età del calcestruzzo in giorni
$h_0=2A_c/u$	=	600	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
A_c	=	3810000	mm ²	sezione dell'elemento
u	=	12700	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
RH	=	75	%	umidità relativa percentuale

Coefficiente di viscosità $\phi(t, t_0)$ e modulo elastico EC_t a tempo "t"

$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) =$		1.982	
$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) =$		93.22	coeff nominale di viscosità
$\phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 =$		1.256	coeff che tiene conto dell'umidità
$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} =$		0.892	coeff per la resistenza del cls
$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} =$		0.968	coeff per la resistenza del cls
$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} =$		2.617	coeff che tiene conto della resistenza del cls
$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} =$		0.475	coeff per l'evoluzione della viscosità nel tempo
$t_0 = t_0 \left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 =$		32.46	coeff per la variabilità della viscosità nel tempo
$\alpha =$		1	coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)
$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{u,3} =$		1.000	coeff per la variabilità della viscosità nel tempo
$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 =$		1382.5	coeff che tiene conto dell'umidità relativa

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

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

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 11281951 \text{ kN/m}^2$$

Deformazioni di ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000349 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{ca,0} = 0.000291 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.999977$$

$K_h =$

0.7

parametro che dipende da h_0 secondo il prospetto seguente

Valori di K_h

h_0	K_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

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

$$\varepsilon_{ca,0} = 0.85 \left[(200 + 100 \alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}) \right] 10^{-6} \beta_{RH} = 0.000416$$

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

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

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 6$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11$$

coeff per il tipo di cemento (3 per classe S, 4 per classe N, 6 per classe R)

coeff per il tipo di cemento (0.13 per classe S, 0.12 per classe N, 0.11 per classe R)

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,0} = 0.000058 \text{ deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

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

$$\varepsilon_{ca,0} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000058$$

Variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{ritiro} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -11.72 \text{ }^\circ\text{C}$$

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

Lo sforzo su ogni trave risulta pertanto

$$F = \varepsilon * E * b * s = 3548 \text{ kN}$$

Il momento risultante dovuto all'eccentricità tra il baricentro della soletta ed il baricentro della trave metallica è pari ad:

$$M = F * e = 3548 * 0.7 = 2484 \text{ kN*m}$$

5. ANALISI DEI CARICHI

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

5.1 CARICHI PERMANENTI

5.1.1 PESI PROPRI (G1)

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

Agli elementi strutturali è stato attribuito un peso specifico dell'acciaio pari a 78.5 kN/m^3 come previsto dalle vigenti normative; si precisa tuttavia che al fine di computare masse e pesi dei piatti di irrigidimento dei fazzoletti e delle bullonature si è considerato un moltiplicatore del peso specifico pari a 1.10.

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

Peso proprio delle 4 travi in acciaio (inclusi trasversi, irrigidimenti, ecc.) = 40 kN/m

Peso proprio della soletta di spessore complessivo variabile = 110 kN/m

Totale Peso proprio = **150 kN/m**

5.1.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

Pavimentazione stradale (compresi marciapiedi) = $3 \text{ kN/mq} \cdot 12.7 = 38.1 \text{ kN/m}$

Guard rail = = 2 kN/m

Barriere antirumore, parapetti, velette = = 9 kN/m

Totale permanenti portati = **49.1 kN/m**

TOTALE AZIONI PERMANENTI AL METRO (G1+G2) = $199.1 \text{ kN/m} \approx 200 \text{ kN/m}$.

(TOTALE AZIONI PERMANENTI = $200 \cdot 40 = 8000 \text{ kN}$)

5.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

5.2.1 AZIONI VERTICALI DA TRAFFICO

In conformità alla normativa di riferimento (N.T.C.2018 §5.1.3.3), si prendono in considerazione i seguenti carichi mobili per ponti di 1° categoria:

SCHEMA DI CARICO 1

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

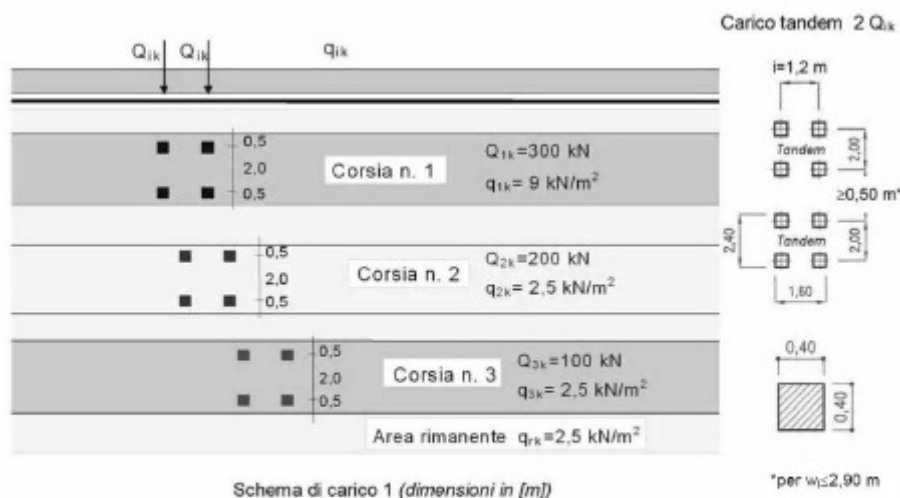


Figura 7: rappresentazione delle stese di carico.

In relazione alle dimensioni dell'impalcato sono state considerate 3 "corsie convenzionali" più una fascia di larghezza pari rispettivamente a 0.00 di "parte rimanente". I sovraccarichi mobili sono considerati nelle diverse disposizioni longitudinali e trasversali atte a generare le massime sollecitazioni nelle sezioni di verifica. Il modello di calcolo utilizzato è implementato nel programma di analisi strutturale agli elementi finiti SAP2000; tale codice di calcolo, tramite l'utility Moving Load Case, permette di costruire le linee di influenza relative alle distinte sollecitazioni per ciascun punto della struttura (inteso come ciascuna delle stazioni di output definite nell'ambito della descrizione del modello

di calcolo), procedendo automaticamente nell'individuazione delle disposizioni longitudinali del carico mobile.

SCHEMA DI CARICO 5 (FOLLA)

Valore del carico da folla = 5 kN/m², comprensivi degli effetti dinamici.

5.2.2 AZIONI ORIZZONTALI

5.2.2.1 FRENATURA

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

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

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

Frenatura		
L	40	m
q ³	468	kN
q ³ (filtrata)	468	kN

f = 468 KN azione di frenamento/accelerazione

frip = f/L = 11.7 KN/m azione di frenamento/accelerazione

5.2.2.2 FORZA CENTRIFUGA

L'opera è in rettilineo.

5.2.2.3 URTO SUL SICURVIA

Sulla base delle prescrizioni normative (§5.1.3.10 N.T.C.2018), l'urto di un veicolo stradale sulle barriere sicurvia è stato modellato come una forza orizzontale applicata in corrispondenza delle barriere ad un'altezza pari a 1.0 m dal piano stradale. In particolare, ai fini del calcolo degli effetti locali sulla soletta d'impalcato, si è tenuto conto delle seguenti azioni:

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

5.2.2.4 ATTRITO DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO

L'effetto dell'attrito è stato assunto pari al 3% dei carichi verticali applicati ad apparecchi di appoggio scorrevoli.

5.3 AZIONI CLIMATICHE

5.3.1 AZIONE DELLA NEVE

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

5.3.2 VARIAZIONE TERMICA

Nelle verifiche dei singoli elementi è stata considerata una variazione termica uniforme pari a $\pm 25^{\circ}\text{C}$ ed una variazione termica non uniforme (gradiente) pari a $\pm 10^{\circ}\text{C}$.

5.3.3 AZIONE DEL VENTO

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005

Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	250	250	m
Zona	Z	4	4	
Parametri	V _{b,0}	28	28	m/s
Parametri	a ₀	500	500	m
Parametri	k _s	0.36	0.36	1/s
Velocità di riferimento (T _r =50anni)	v _b =v _{b0} * (1+ k _s (as/a ₀ -1)	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	T _R	150	150	anni
	α _R	1.06	1.06	
Velocità di riferimento	V _b (T _R)	29.71	29.71	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/m ³
Pressione cinetica di riferimento	q _b =0.5*ρ*v _b ²	0.55	0.55	kN/m ²
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		>10	>10	km
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	II	II	

Vento su impalcato

Parametri	k _r	0.19	0.19	
Parametri	z ₀	0.05	0.05	m
Parametri	z _{min}	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	20	20	m
Coefficiente di topografia	c _t	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	c _e (z)	2.81	2.81	
Larghezza impalcato	b	12.7	12.7	m
Altezza impalcato	h ₁	3	3	m
Altezza veicoli o parapetto	h ₂	2	3	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o veicoli)	d _{tot}	5	6	m
Rapporto di forma	b/d _{tot}	2.54	2.12	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	c _f	1.74	1.87	

Riepilogo

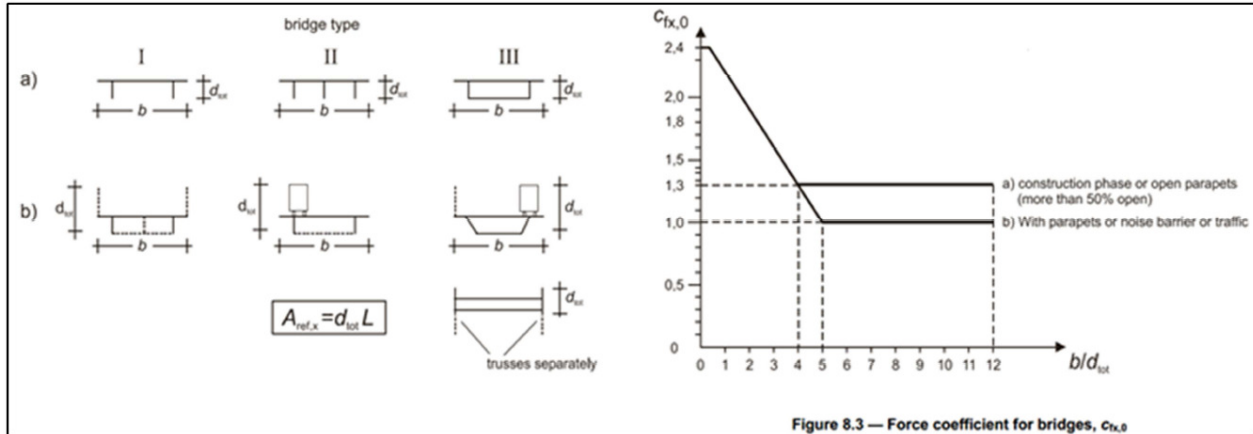
Pressione cinetica di riferimento	q _b	0.55	0.55	kN/m ²
Coefficiente di esposizione	c _e	2.81	2.81	
Coefficiente di forza	c _f	1.74	1.87	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	5	6	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	13.5	17.3	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.69	2.89	kN/m ²
Pressione statica equivalente (minima considerata)	p _{min}	1.5	1.5	kN/m ²
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	13.5	17.3	kN/m

Vento impalcato a ponte scarico

Forza statica equivalente	f	13.5		kN/m
Luce impalcato	L	40		m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	269		kN/m

Vento impalcato a ponte carico

Forza statica equivalente	f	17.3		kN/m
Luce impalcato	L	40		m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	347		kN/m



Come illustrato nel seguito l'eccentricità del punto di applicazione della risultante dell'azione pseudostatica del vento dall'asse neutro della sezione a breve termine determina un momento parassita calcolato come segue:

$$M_p = F \cdot e = 17.3 \cdot 1.5 = 26 \text{ kNm/m}$$

5.4 AZIONE SISMICA

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 13.99389	LATITUDINE 37.53523
Ricerca per comune	REGIONE Sicilia	PROVINCIA Catania
		COMUNE Ramacca

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni

- Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

media ponderata

Nodi del reticolo intorno al sito



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

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

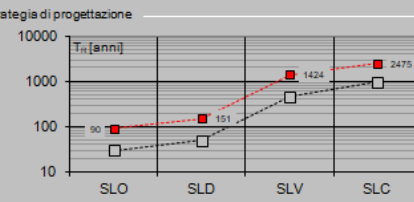
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	(SLO - $P_{VR} = 81\%$)	<input type="text" value="90"/>
	(SLD - $P_{VR} = 63\%$)	<input type="text" value="151"/>
Stati limite ultimi - SLU	(SLV - $P_{VR} = 10\%$)	<input type="text" value="1424"/>
	(SLC - $P_{VR} = 5\%$)	<input type="text" value="2475"/>

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 considera **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **E** info $S_s = 1.600$ $C_c = 1.546$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info

(In quota sito, l'altezza riferita topografica)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q Regol. in altezza **si** info

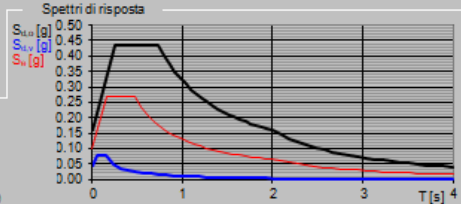
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 0.667$ 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, $z = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

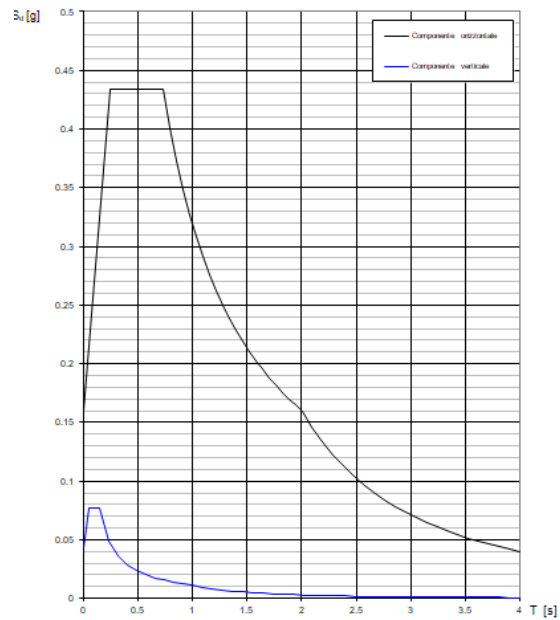
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.100 g
F_n	2.703
T_c	0.477 s
S_s	1.600
C_c	1.546
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.000
T_B	0.246 s
T_C	0.738 s
T_D	2.001 s

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



5.5 COMBINAZIONI DI CALCOLO

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

Verifiche allo stato limite ultimo

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

$$R_d \geq E_d$$

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

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

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

in cui si sono indicati:

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

I valori γ e Ψ sono riportati nelle seguenti tabelle.

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

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

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

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

Tabella 3: coefficienti di combinazione

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

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

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

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

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

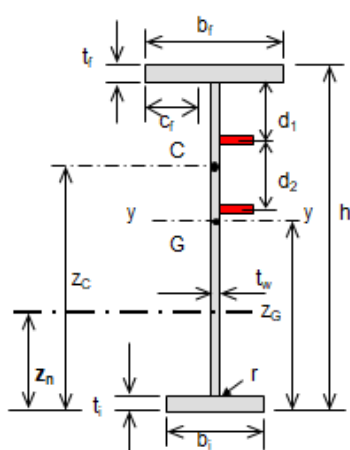
		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

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

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

6. ELEMENTI TRAVI PRINCIPALI

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE (I o T):			
 <p>SEZIONE MONO-SIMMETRICA</p>	Altezza totale in campata	$h = \text{cm}$	260
	Larghezza piattabanda superiore	$b_f = \text{cm}$	80
	Larghezza piattabanda inferiore	$b_i = \text{cm}$	100
	Spessore anima	$t_w = \text{cm}$	2.3
	Spessore piattabanda superiore	$t_f = \text{cm}$	3
	Spessore piattabanda inferiore	$t_i = \text{cm}$	3.2
	Raccordo anima-piattabanda	$r = \text{cm}$	0
	Altezza netta dell'anima	$d = \text{cm}$	253.8
	Sporgenza dell'ala superiore	$c_f = \text{cm}$	38.85
	Sporgenza dell'ala inferiore	$c_i = \text{cm}$	48.85
	Area della sezione irrigidita	$A = \text{cm}^2$	1215.47
	Posizione asse baricentrico	$z_G = \text{cm}$	125.55
	Posizione asse neutro plastico	$z_n = \text{cm}$	126.70
	Posizione a.n.p. per flessione pura	$d_z = \text{cm}$	126.70
	Posizione centro di taglio	$z_c = \text{cm}$	86.49
	Momento di inerzia max.	$J_y = \text{cm}^4$	12842596
	Momento di inerzia min.	$J_z = \text{cm}^4$	400059
	Momento di inerzia torsionale	$J_t = \text{cm}^4$	2940
Modulo di res. esterno piattab. sup.	$W_{ys} = \text{cm}^3$	95521	
Modulo di res. esterno piattab. inf.	$W_{yi} = \text{cm}^3$	102289	
Modulo di res. interno piattab. sup.	$W_{y2s} = \text{cm}^3$	97701	
Modulo di res. interno piattab. inf.	$W_{y2i} = \text{cm}^3$	104964	
Modulo di res. min. = MIN (W_{ys}, W_{yi})	$W_{el,min} = \text{cm}^3$	95521	
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl} = \text{cm}^3$	114664	
Anima irrigidita ?	y	N° irrigid.	2 <= 4
		$d_1 = \text{cm}$	35.00
		$d_2 = \text{cm}$	35.00

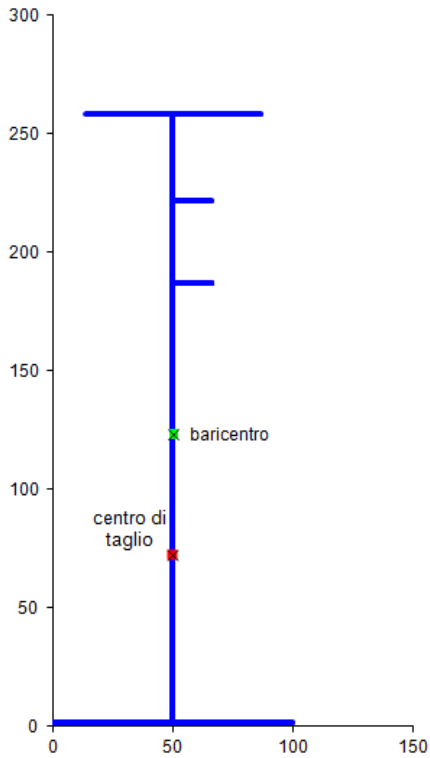
CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

		$d ; d_1$	d_2	d_3	d_4		
Larghezza/spessore :	Anima	$d/t_w =$	15.22	15.22	79.91		$\alpha_y =$ 0.513
	Piattabande	$c/t =$	12.95				$\psi_y =$ -0.979
asse neutro el. = cm 128.651		$\alpha_d =$	1.000	1.000	0.328		
		$\varphi_d =$	0.727	0.625	-2.150		
		$c_w =$	-0.743	-0.638	2.195		
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1		26.85	26.85	89.28		
	classe 2		30.92	30.92	102.92		
	classe 3		37.55	39.00	102.92		
	$k_\sigma =$						
						classe dell'anima	1
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1		7.32			in cond. di incendio	2
	classe 2		8.14				
	classe 3		11.39			classe piattabanda	4

CLASSE SEZIONE

4

SEZIONI EFFICACI:



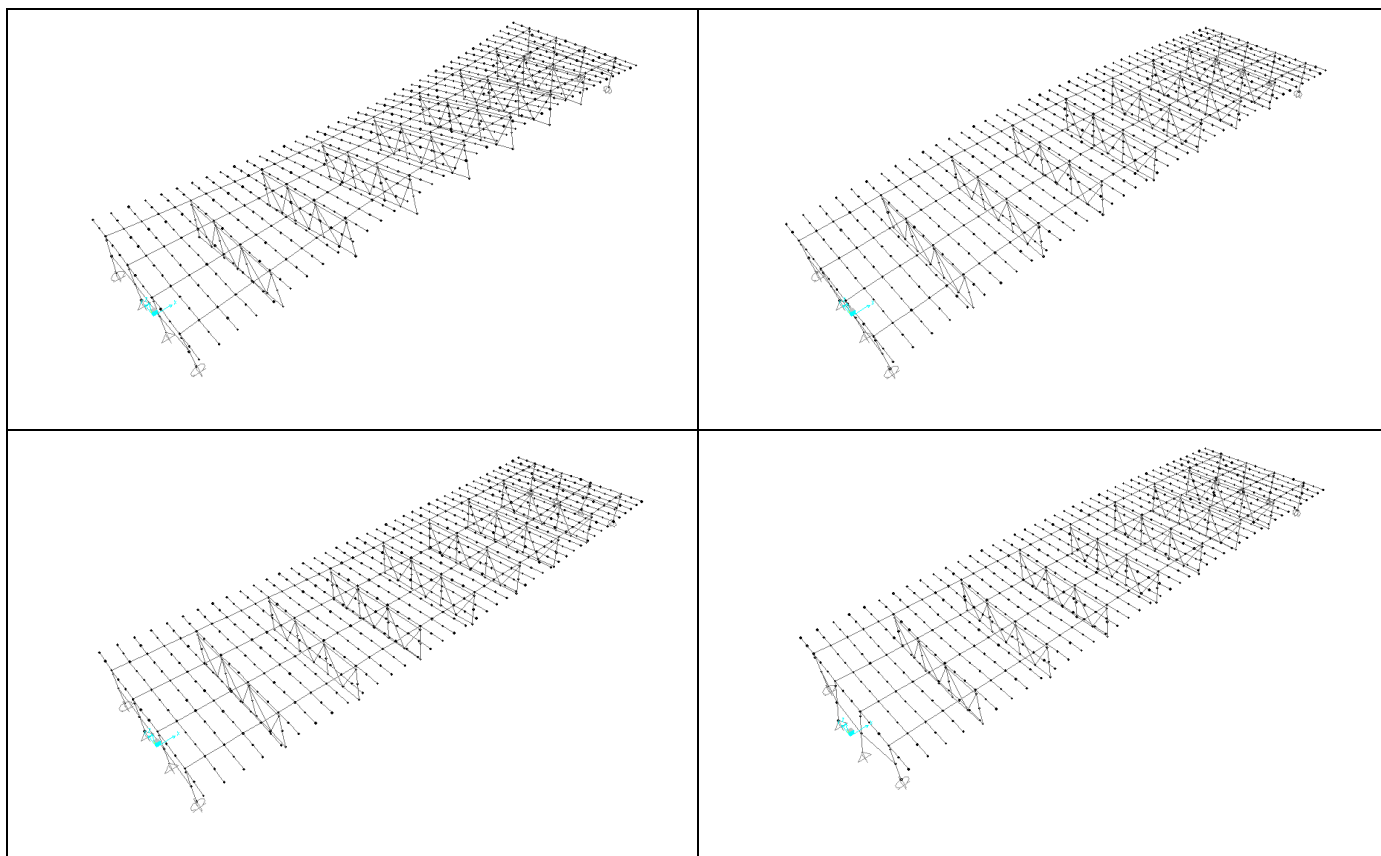
7. ANALISI MODALE

Si riportano in termini numerici, come output del modello di calcolo, i risultati dell'analisi modale dell'impalcato. Si riportano i primi 12 modi di vibrare che garantiscono l'eccitazione dell'85% della massa in tutte le componenti di spostamento.

Si evidenziano i primi 4 periodi propri di vibrare.

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
modale	Mode	1	0.36	0.00%	0.15%	0.00%	0.00%	0.15%	0.00%	57.05%	0.00%	0.10%	57.05%	0.00%	0.10%
modale	Mode	2	0.35	9.40%	0.00%	71.56%	9.40%	0.15%	71.56%	0.00%	57.08%	0.00%	57.05%	57.08%	0.10%
modale	Mode	3	0.23	0.00%	92.86%	0.00%	9.40%	93.01%	71.56%	27.01%	0.00%	75.16%	84.06%	57.08%	75.26%
modale	Mode	4	0.19	89.36%	0.00%	6.93%	98.76%	93.01%	78.49%	0.00%	2.39%	0.00%	84.06%	59.47%	75.26%
modale	Mode	5	0.12	0.00%	0.35%	0.00%	98.76%	93.36%	78.49%	0.10%	0.00%	16.93%	84.16%	59.47%	92.19%
modale	Mode	6	0.11	0.00%	0.05%	0.00%	98.76%	93.41%	78.49%	0.01%	0.00%	4.32%	84.17%	59.47%	96.50%
modale	Mode	7	0.09	0.83%	0.00%	0.02%	99.59%	93.41%	78.51%	0.00%	13.60%	0.00%	84.17%	73.08%	96.50%
modale	Mode	8	0.07	0.00%	5.63%	0.00%	99.59%	99.03%	78.51%	3.77%	0.00%	2.47%	87.94%	73.08%	98.98%
modale	Mode	9	0.05	0.00%	0.01%	0.00%	99.59%	99.04%	78.51%	0.42%	0.00%	0.59%	88.35%	73.08%	99.57%
modale	Mode	10	0.05	0.27%	0.00%	1.66%	99.87%	99.04%	80.17%	0.00%	0.32%	0.00%	88.35%	73.40%	99.57%
modale	Mode	11	0.05	0.00%	0.77%	0.00%	99.87%	99.82%	80.17%	3.28%	0.00%	0.14%	91.63%	73.40%	99.70%
modale	Mode	12	0.03	0.00%	0.00%	0.00%	99.87%	99.82%	80.17%	0.02%	0.01%	0.18%	91.65%	73.41%	99.88%





DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA LERCARA DIRAMAZIONE – CALTANISSETTA (LOTTO 3A)
Viadotto IV03

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

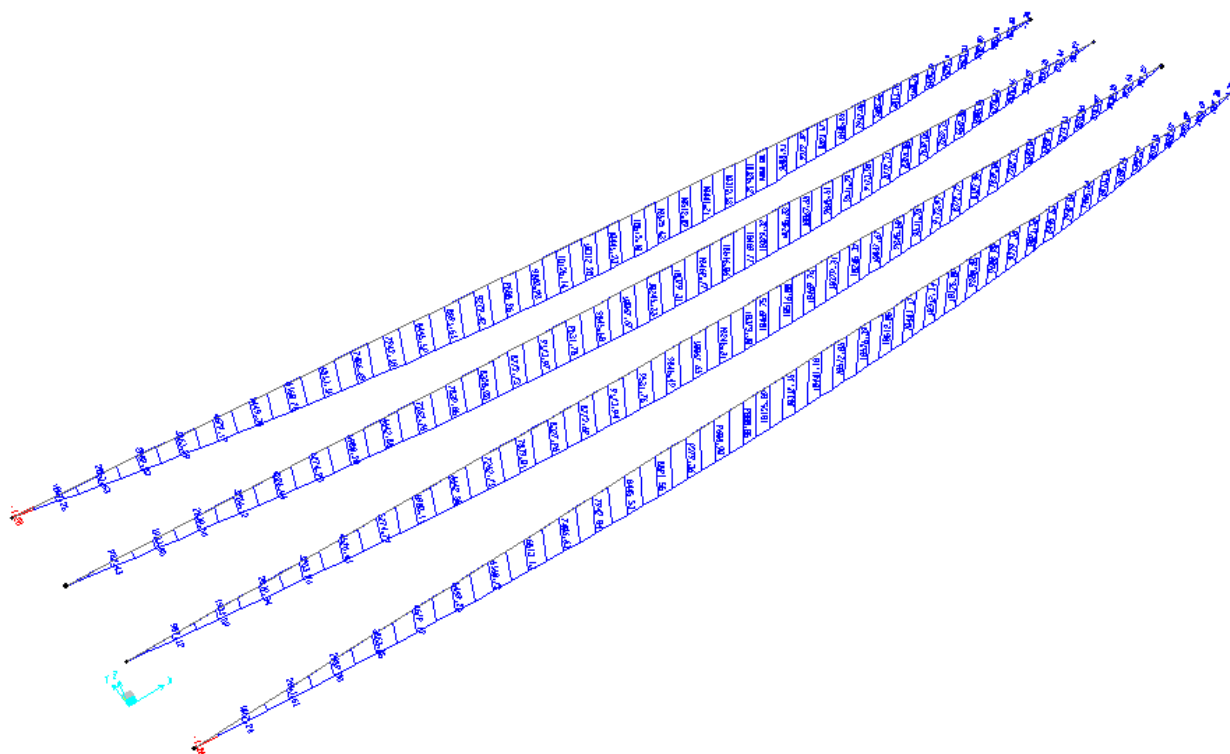
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 002	A	26 di 59

8. VERIFICHE SLU

Si effettuano le verifiche di resistenza degli elementi costituenti la carpenteria metallica combinando le azioni agenti allo S.L.U..

8.1 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni relativi alle 3 fasi:

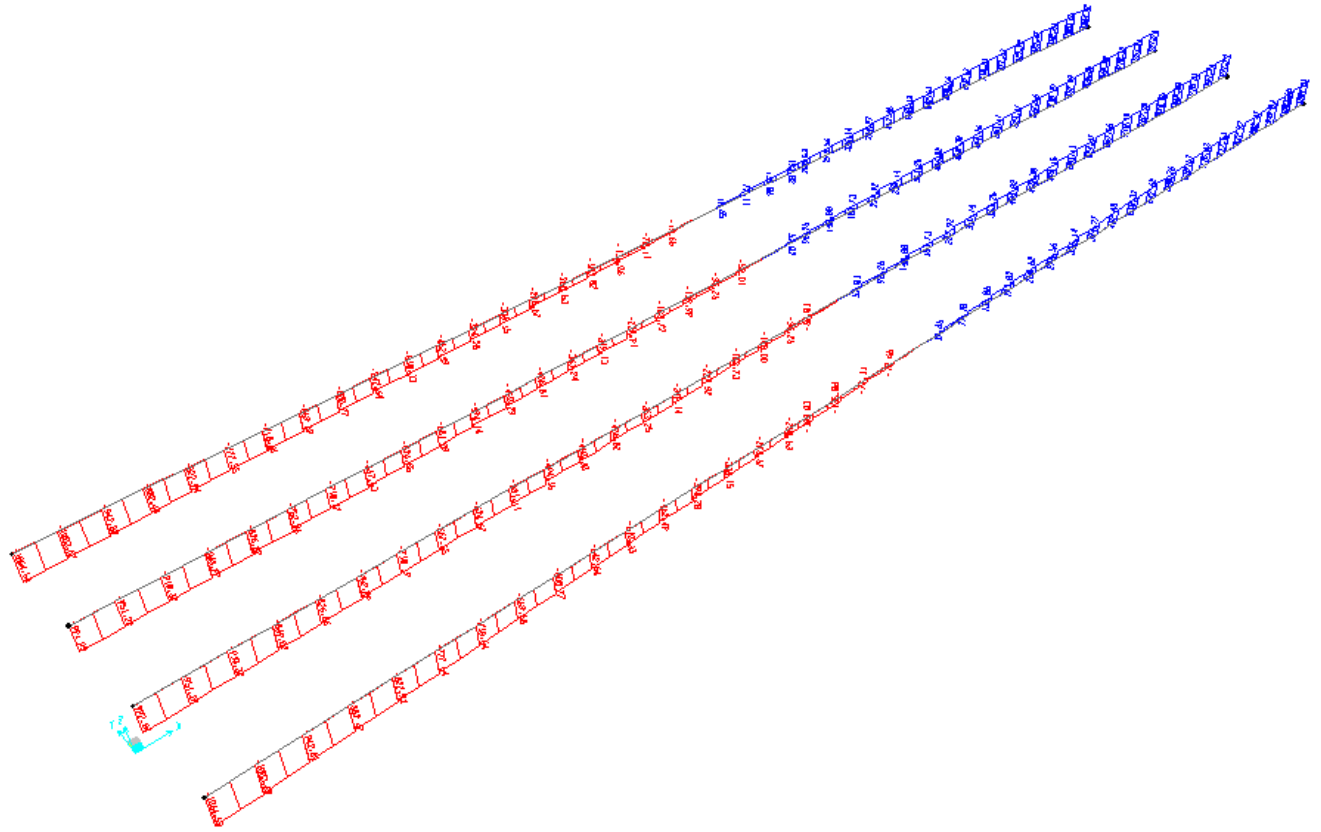




DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA LERCARA DIRAMAZIONE – CALTANISSETTA (LOTTO 3A)
Viadotto IV03

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 002	A	28 di 59



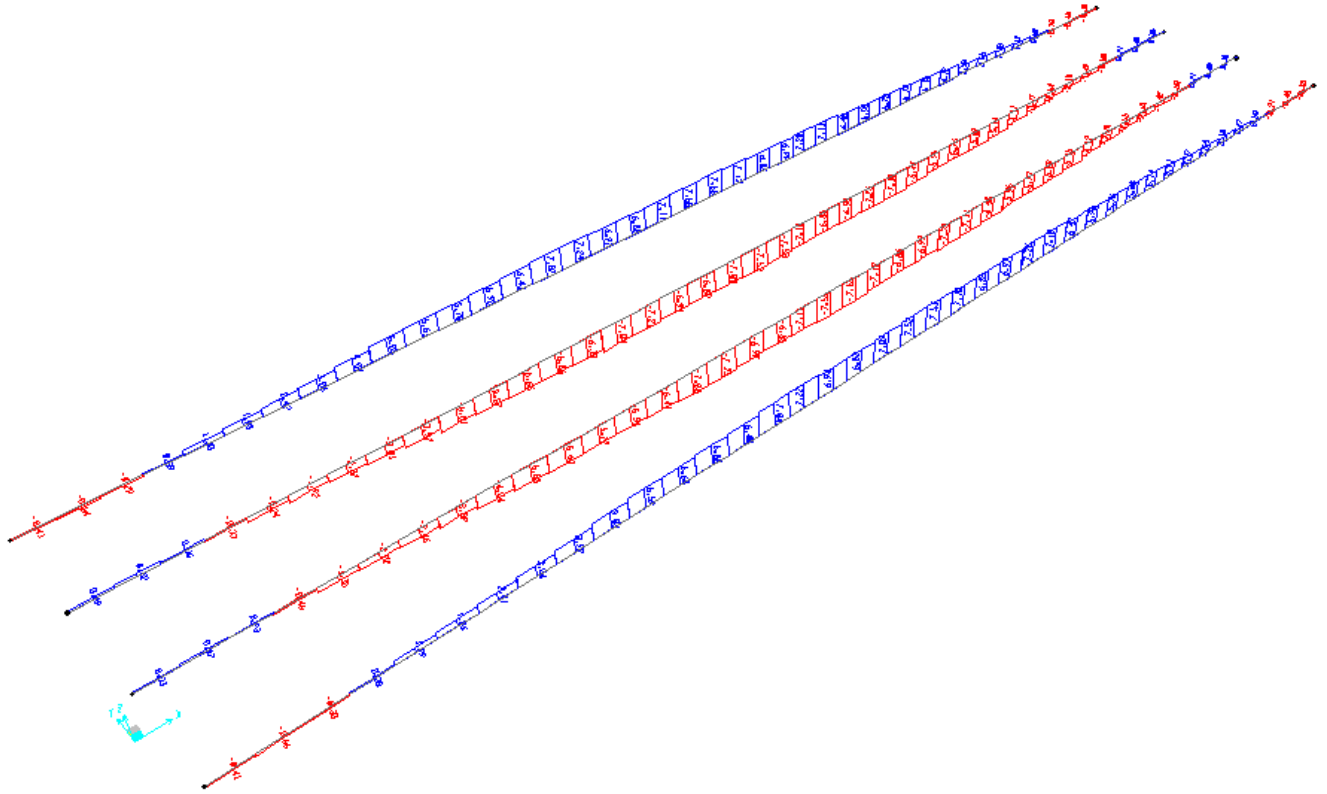
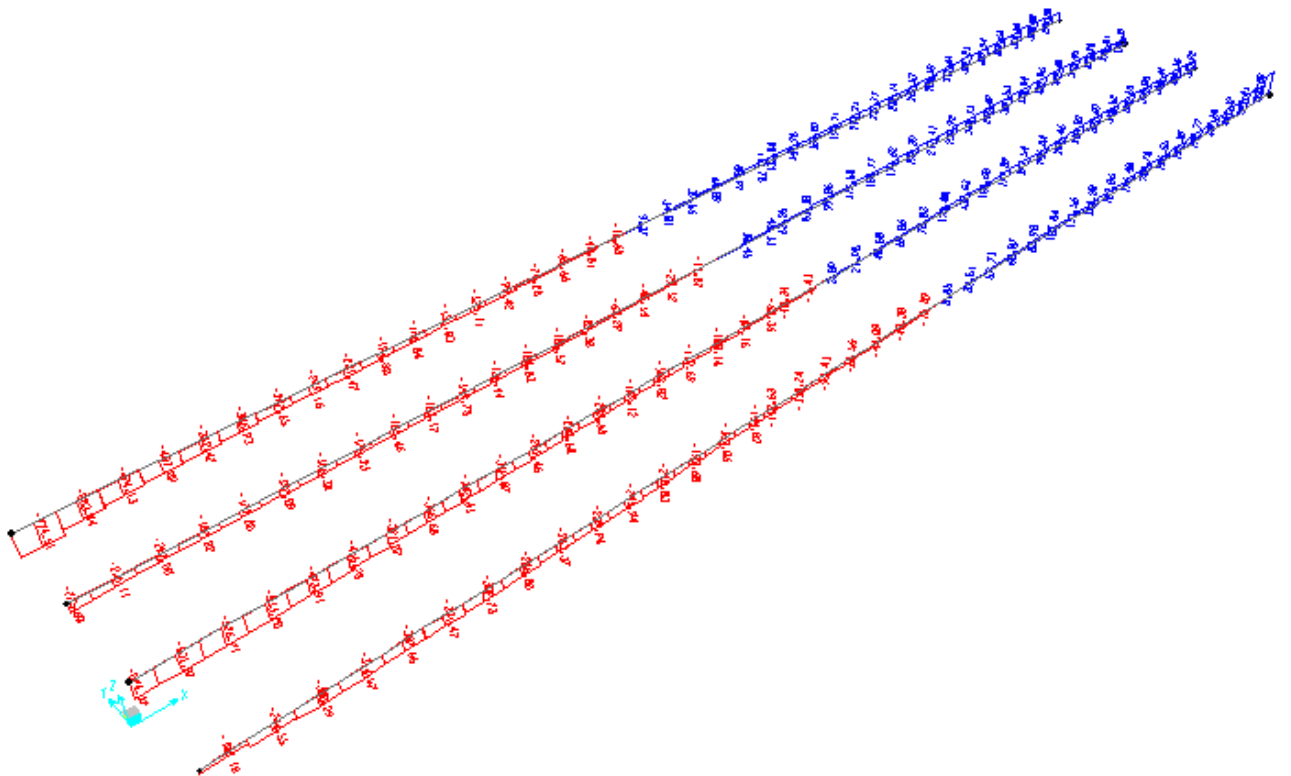
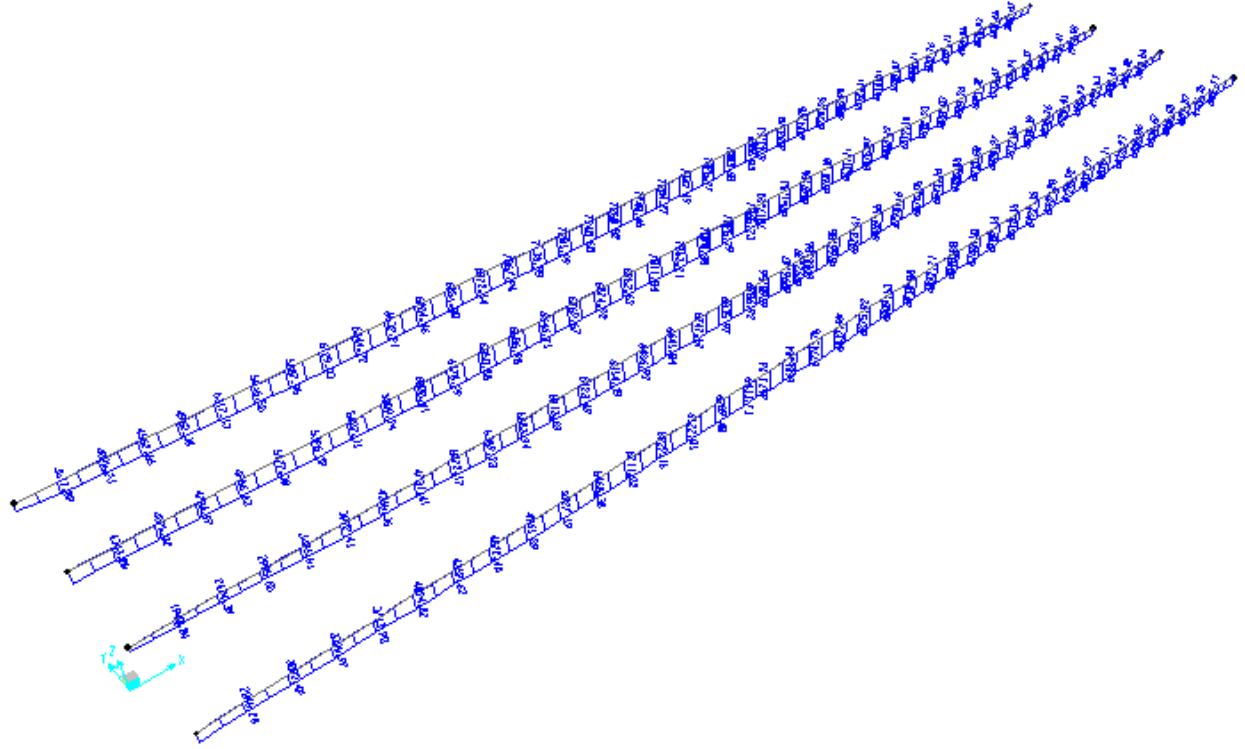


Figura 2. Fase 1 M-V-N (kN-m)



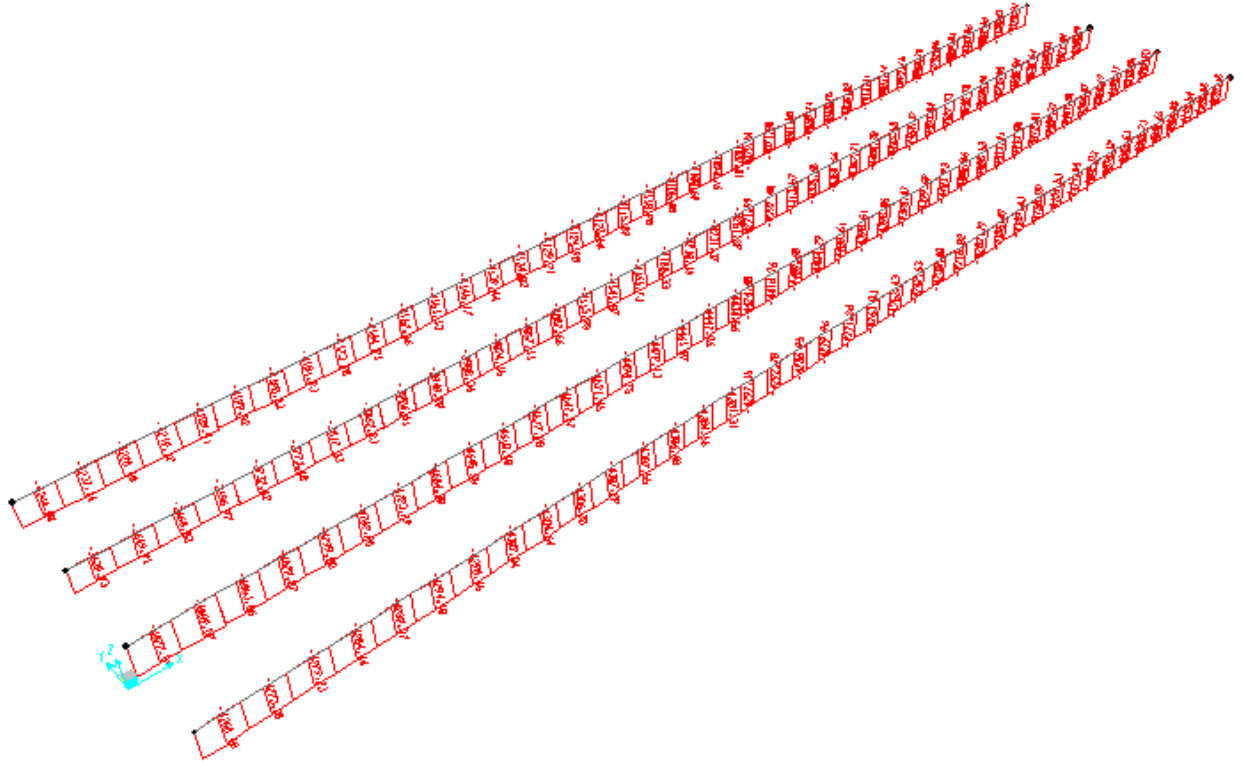
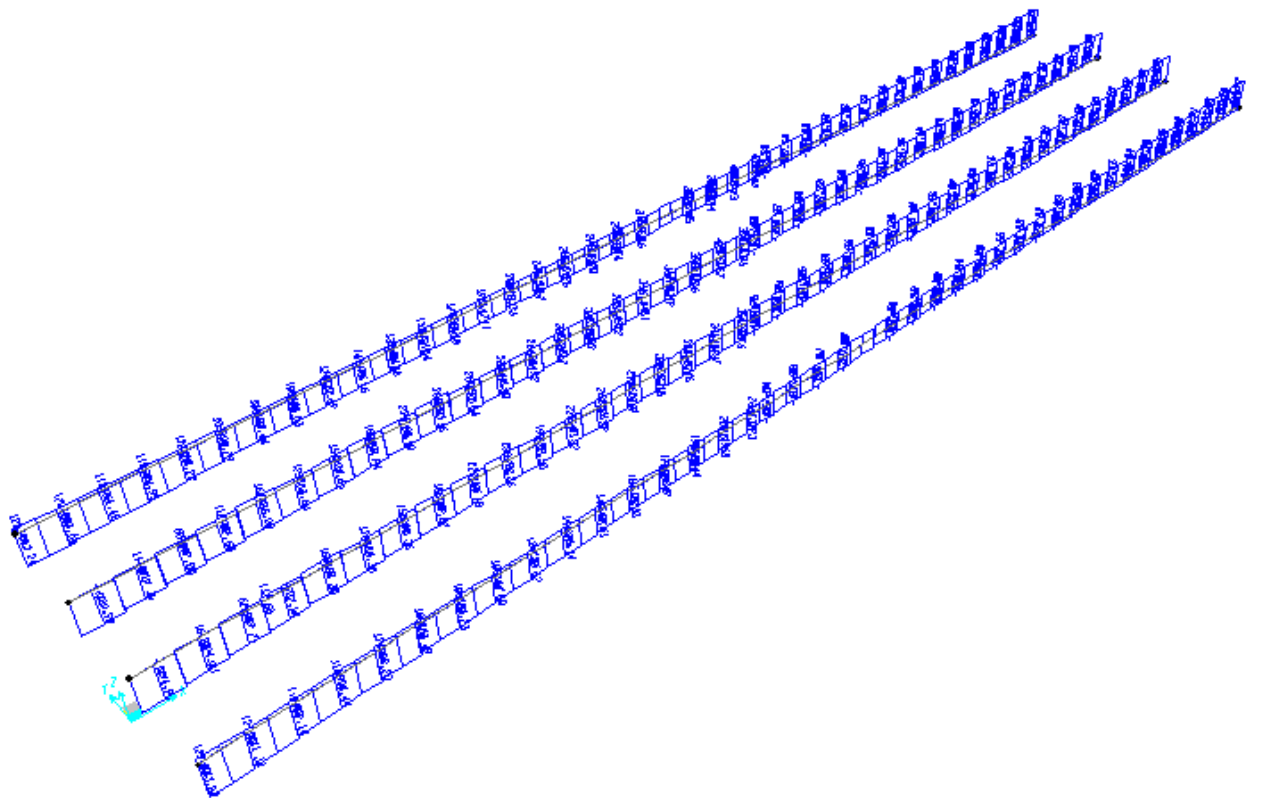
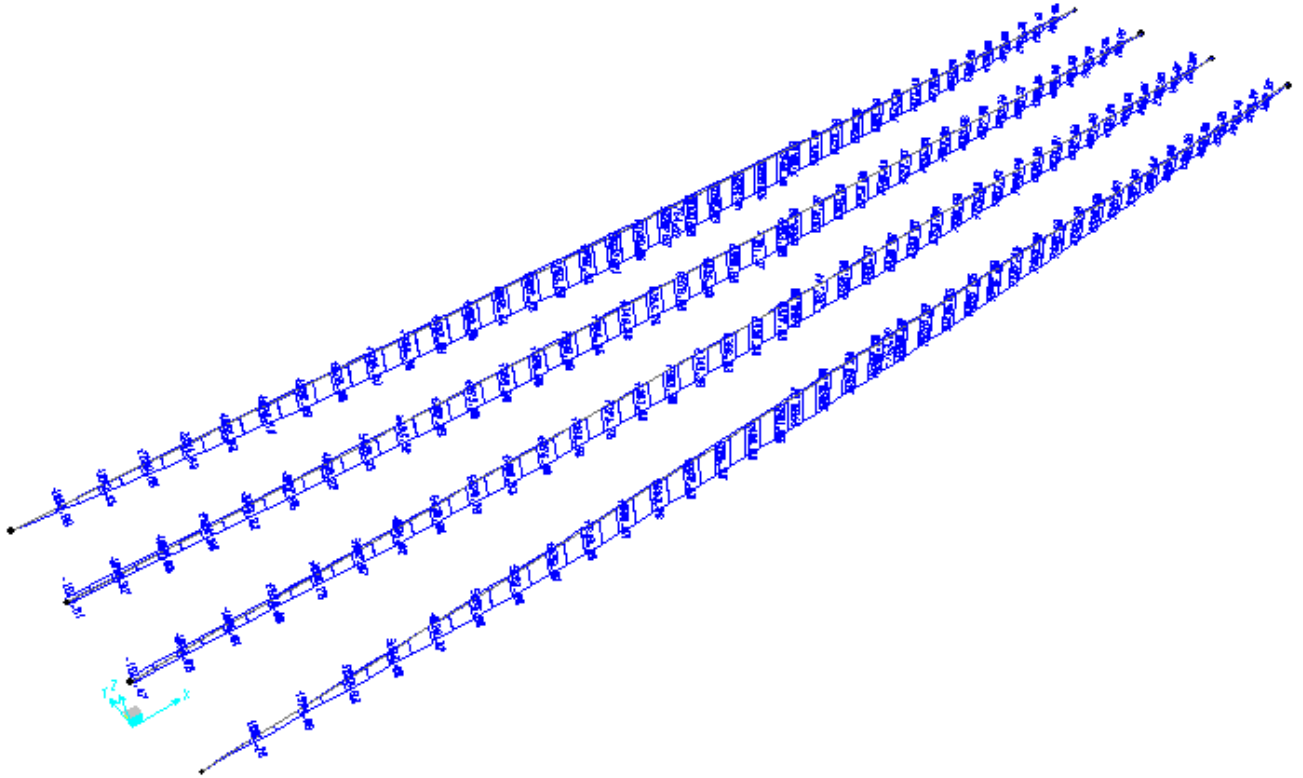


Figura 3. Fase 2 M-V-N (kN-m)



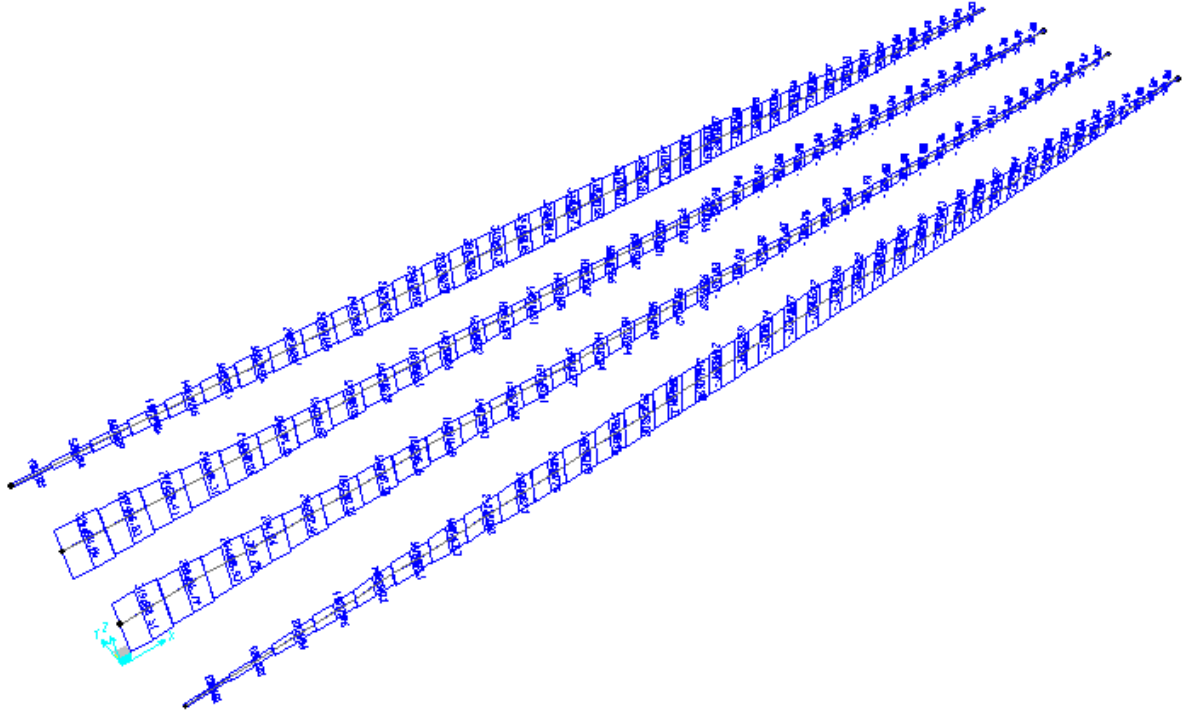


Figura 4. Fase 3 M-V-N (kN-m)

8.2 VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI

Si riportano di seguito i valori delle sollecitazioni massime delle travi d'impalcato, per ciascuna fase di carico:

FASE	N [kN]	M [kN*m]	V [kN]
1	0	10525	1065
2	4877	7255	848
3	474	10331	1094
TOT	5351	28111	3007

VERIFICA DI RESISTENZA DELLA TRAVE NELLA FASE DI COSTRUZIONE

Area resistente a taglio :	$A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w$	$A_v = 583.74$ cm ²
Limite di resistenza plastica a taglio :	$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / 3^{1/2}) / \gamma_{M0}$	$V_{pl,Rd} = 11395$ kN
$V_{Ed,max} < 50\% V_{pl,Rd}$	$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$	$\rho = 0.000$
Verifica di resistenza per sezione di classe	4	$A_w = 583.74$ cm ²
		$\gamma_{M0} = 1.05$
		$f_d = f_y / \gamma_{M0} = 33.81$ kN/cm ²
$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.000$	$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = 0.500$	$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_d = 3876746$ kNcm
$r = (1-n) / (1-0.5 \cdot a) = 1.000$	$r =$ fattore di riduzione	$M_{N,Rd} = W_y \cdot f_{d,rid} = 2911049$ kNcm
$N_{1,Rd} = 0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 10274$	$N_{2,Rd} = h_w \cdot t_w \cdot f_d / 2 = 9868$	$N_{Ed} \leq N_{V,Rd} (cl \leq 2) = 0$ kN
$N_{V,Rd} = A_w \cdot (1-\rho) \cdot f_y$	$N_{Ed} < \min(N_{1,Rd}; N_{2,Rd})$	NO carico assiale
in assenza di taglio :	$R_{M,N} = M_{Ed} / M_{N,Rd}$ o $[N_{Ed}/A + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_y] / f_d$	0.362 < 1
con taglio : cl. ≥ 3	$R_{M,N,V} = [N_{Ed}/A_{rid,v} + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_{y,rid,v}] / f_d$	
con taglio : cl. ≤ 2	$M_{N,V,Rd} = [W_{pl,y} - v/(4 \cdot t_w) \cdot (\rho \cdot A_w^2 + N_{Ed}^2 / (1-\rho) / f_y^2)] \cdot f_d$	$M_{N,V,Rd} =$ kNcm
$v =$ fattore di simmetria	$= 2 \cdot [(1 - (z_G - t) / h_w)^2 + ((z_G - t) / h_w)^2] = 1.00072$ per sez. di classe ≤ 2	
se $V_{z,Ed} > 50\% V_{pl,Rd}$	resistenza dell'area di taglio ridotta del fattore (1- ρ)	$R_{M,N,V} =$ < 1

Area efficace ridotta :	caratteristiche sezione efficace ridotta per taglio	
flangia superiore :	$A_{fl,min} = 219.64$ cm ²	$A_r'' = 1143.06$ cm ²
flangia inferiore :	$A_{fl,inf} = 219.64$ cm ²	$z_G'' = 120.13$ cm
anima :	$A_w \cdot (1-\rho) = 357.60$ cm ²	$J_{yr}'' = 12042803$ cm ⁴
	$A_{eff,V} = 796.89$ cm ²	$W_{eff,s} = 86101$ cm ³
	$W_{pl,y,fi} = 56427$ cm ³	$W_{eff,i} = 100246$ cm ³
	$W_{eff,y,pl} = 111936$ cm ³	$W_{eff,min} = 86101$ cm ³

RESISTENZA ALL'INSTABILITA' NELLA FASE DI COSTRUZIONE

Distanza effettiva tra i vincoli torsori $L = 500$ cm

Lunghezza libera nel piano principal $L_y = 4000$ cm

Momenti principali di estremità (+;-) $M_{xy} = 0$ $M_{zy} = 0$ kNcm

(1) **Momento fittizio in campata** $|M_0| = 190829$ 1052500 $\Delta M = \text{*****}$ kNcm

Diagramma del momento flettente (*): $(l,p,t,q) = p$ *parabolico*

Fattore di lunghezza effettiva k (0,5-0,7-1) $k = 1$ *rotazione z-z libera delle estremità*

Fattore di lunghezza effettiva k_u (0,5-0,7-1) $k_u = 1$ *distorsione libera delle estremità*

Fattore di distribuzione momenti estremi: $\psi = 0.00$ $-1 < \psi < 1$

Max. spostamento dell'elemento: $|\delta_M| = 0$ cm *(da calcolo E.F. della struttura)*

nota (1): *momento calcolato per trave semplicemente appoggiata*

Coeff. di forma (*): $C1 = 1.132$ $C2 = 0.46$ $C3 = 0.525$

Fattore di momento uniforme equivalente (*) $\beta_{My} = 1.300$ *diagr. parabolico*

$\beta_w = W_{calc}/W_{pl,y}$ $\beta_w = 0.75$ *per sez. di classe 4*

$\beta_f = J_{wp}/(J_{wp}+J_{ct})$ $\beta_f = 0.32$ $k_k = 1$

$z_i = k_k \cdot (2\beta_f - 1) \cdot h_y/2$ $z_i = -45.13$ cm

$I_w = \beta_f \cdot (1-\beta_f) \cdot J_y \cdot h_y^2$ *warping const.* $I_w = 5707901405$ cm⁶ *per sezione a /*

$z_w =$ punto di applicazione del carico 1

Momento critico elastico: $M_{or} = 20587280$ kNcm **EN 1993-1-1**

Lunghezza libera nel piano laterale:

$M_{cr,x} = 27474662.06$ kNcm

$L_x = 500$ cm

Snellezze effettive per presso-flessione: $\lambda_y = 39$ $\lambda_x = 28$ $\lambda_{lim} < 0.424$

Snellezze adimensionali corrispondenti: $\bar{\lambda}_y = 0.424$ $\bar{\lambda}_x = 0.300$

Snellezza per l'instabilità flesso-torsionale: $\lambda_{LT} = 34$ $\lambda_{0} = 29.4108$

Snellezza adimensionale corrispondente: $\bar{\lambda}_{LT} = 0.385$ $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.2$ $\lambda_0 = 0.33359$

Coeff. di imperfezione per presso-flessione: $\alpha_y = 0.34$ $\alpha_x = 0.49$

$\phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2)] + \bar{\lambda}^2$ $\phi_y = 0.628$ $\phi_x = 0.569$

Coeff. di imperfezione per flesso-torsione: $\alpha_{LT} = 0.76$ *per sezione saldata* $\beta = 1$ $\phi_{LT} = 0.76$

$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0})] + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2$ $\phi_{LT} = 0.645$

Coeff. di riduzione per presso-flessione: $\chi_y = 0.917$ $\chi_x = 0.949$

Coeff. di riduzione per flesso-torsione: $\chi_{LT} = 0.861$ $\chi_{min} = 0.917$

per qualunque sezione:

VERIFICA COL METODO 1 EN 1993-1-1 $\mu_y = -0.593$ $k_y = 1.000$ $k_{yy} = 1.000$

$\mu_{LT} = -0.092$ $k_{LT} = 1.000$ $k_{xy} = 1.000$

fattore di correzione per distribuzione del momento tra i vincoli: profilo a I dissimmetrico

$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c \cdot [1 - 2.0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2])$ $f = 1.000$ $\gamma_{M1} = 1.05$

$k_c = 0.940$ $\chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f = 0.861$ $f_d = f_y / \gamma_{M1} = 33.81$ kN/cm²

VERIFICA DI STABILITA' PER PRESSO-FLESSIONE

ENV 1993-1-1	$[N_{Ed}/(\chi_{min} \cdot A_{calc}) + k_y \cdot (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_{calc}] / f_d =$		
EN 1993-1-1	$[N_{Ed}/(\chi_y \cdot A) + k_{yy} \cdot (M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (\chi_{LT} \cdot W_y)] / f_d =$	0.420	< 1 OK!

VERIFICA DI STABILITA' PER FLESSO-TORSIONE

ENV 1993-1-1	$[N_{Ed}/(\chi_x \cdot A_{calc}) + k_{LT} \cdot (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / (\chi_{LT} \cdot W_{calc})] / f_d =$		
EN 1993-1-1	$[N_{Ed}/(\chi_x \cdot A) + k_{xy} \cdot (M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (\chi_{LT} \cdot W_y)] / f_d =$	0.420	< 1 OK!

VERIFICA DI STABILITA' A TAGLIO DELL'ANIMA

Coefficiente di stabilità a taglio per piatti irrigiditi :

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\left. \begin{aligned} k_{\tau} &= 5,34 + 4,00 (h_w / a)^2 + k_{\tau st} & a / h_w &\geq 1 \\ k_{\tau} &= 4,00 + 5,34 (h_w / a)^2 + k_{\tau st} & a / h_w &< 1 \end{aligned} \right\} \alpha = a / h_w = 0.985028$$

$$k_{\tau st} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{st}}{t^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{I_{st} h_w}$$

$$I_{st1} = 2455 \text{ cm}^4$$

$$I_{st} = 4910 \text{ cm}^4$$

$$k_{\tau st} = 13.13$$

$$d_{eff,1} = 58.14 \text{ cm}$$

per uno o due irrigidimenti longitudinali e con $\alpha > 3$

$$k_{\tau} = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{st}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{st}}{t^3 h_w}}$$



$$k_{\tau} = 13.46$$

$$k_{\tau i} = 5.22$$

$h_w / t = 110.35 > 77.10$ necessaria verifica all'instabilità per taglio

$$V_{b,Rd} = V_{bv,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 13673.48 \quad V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{f,Rd}}{M_{f,M}} \right)^2 \right) = 430.11 \text{ kN}$$

$$V_{bv,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 8439.13 \text{ kN} \quad \eta_3 = 0.120 < 1 \quad \tilde{\eta}_3 = 0.126 < 0,5$$

per $\tilde{\eta}_3 > 0,5$ $\eta_4 = \tilde{\eta}_1 + (1 - M_{f,Rd} / M_{pl,f,Rd}) \cdot (2 \cdot \tilde{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1$

$$M_{f,Rd} = 1907753 \text{ kNcm}$$

$$\tilde{\eta}_1 \geq M_{f,Rd} / M_{pl,f,Rd}$$

$$\tilde{\eta}_1 = 0.52866$$

$$\eta_4 = < 1$$

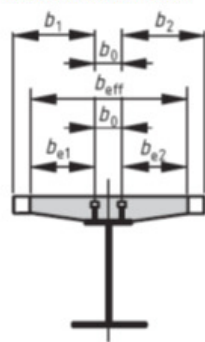
FASE FINALE - TRAVE SOLIDARIZZATA ALLA SOLETTA
resistenza di progetto a flessione - analisi elastica

METODO DI CALCOLO IN ACCORDO CON EN 1994-1-1 ; EN 1993-1-5 ; NTC 2008

CALCESTRUZZO :	normale	classe di densità ρ_c	normale	$\rho_{ck} = \text{N/mm}^2$	32	$f_{cd} = \text{N/mm}^2$	21.33
peso specifico : $\rho_c =$	2450	kg/m ³	sezione di riferimento	campata di estremità		$b_0 = \text{cm}$	40

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO : effetti dovuti ai carichi di progetto allo S.L.U. agenti sulla sezione mista collaborante	Momento flettente :	$M_{Ed} =$	kNcm	2811100
	Taglio congruente :	$V_{Ed} =$	kN	0.00
	Compress. assiale :	$N_{Ed} =$	kN	5351
	Taglio massimo :	$V_{Ed,max} =$	kN	3007.00

SEZIONE COMPOSTA

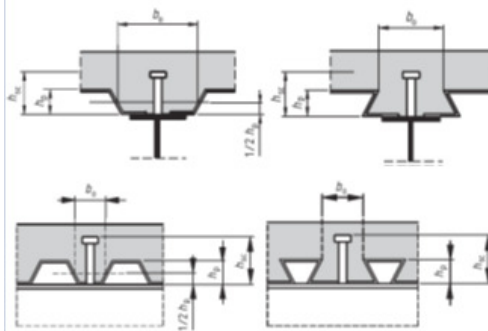


soletta in C.A. e armatura

connettori

spessore soletta	$h_c = \text{cm}$	26	
altezza raccordo soletta-trave	$h_p = \text{cm}$	0	
larghezza soletta a sinistra della trave	$b_1 = \text{cm}$	130	
larghezza soletta a destra della trave	$b_2 = \text{cm}$	130	
Area armatura 1 $A_{sd1} = \text{cm}^2$	100	Area armatura 2 $A_{sd2} = \text{cm}^2$	100
largh. fessura $w_k = \text{mm}$	0.2	diam. barre $\phi = \text{mm}$	16
distanza armatura 1 $d_{sd} = \text{cm}$	5	distanza armatura 2 $d_{sd} = \text{cm}$	21
snervam. $f_s = \text{N/mm}^2$	450	limite snerv. $\sigma_s = \text{N/mm}^2$	200
coefficiente di sicurezza armatura	$\gamma_s =$	1.15	

altezza pioli	$h_{sc} = \text{cm}$	15
diametro pioli	$d = \text{cm}$	2
tensione di rottura pioli	$f_u = \text{N/mm}^2$	450
coefficiente di sicurezza	$\gamma_V =$	1.25



lunghezza efficace trave	$L_e = \text{cm}$	4000
larghezza efficace a sx	$b_{e1} = \text{cm}$	130.00
larghezza efficace a dx	$b_{e2} = \text{cm}$	130.00
fattore di riduz. b_{e1} su appoggio est.	$\beta_1 =$	1.00
fattore di riduz. b_{e2} su appoggio est.	$\beta_2 =$	1.00
larghezza efficace : $b_{eff} = \sum \beta_i b_{ei}$	$b_{eff} = \text{cm}$	300.00

coeff. di omogeneizz. : $n =$	10
-------------------------------	----

area della soletta	$A_c = \text{cm}^2$	7800
posiz. baricentro soletta	campata $z_c = \text{cm}$	273.00
mom. di inerzia soletta	campata $J_c = \text{cm}^4$	439400
altezza totale sezione	campata $H = \text{cm}$	286

sezione efficace omogenea in campata			sezione efficace reagente sugli appoggi		
area sezione efficace omogenea	$A_{cm} = \text{cm}^2$	1944	area sezione efficace reagente	$A_{cm} = \text{cm}^2$	
posizione asse neutro sez. reagente	$z_n = \text{cm}$	182.93	posizione asse neutro sez. reagente	$z_n = \text{cm}$	
momento di inerzia efficace	$J_{cm} = \text{cm}^4$	#####	momento di inerzia efficace	$J_{cm} = \text{cm}^4$	
modulo di res. esterno piattab. sup.	$W_{ys} = \text{cm}^3$	298938	modulo di res. esterno piattab. sup.	$W_{ys} = \text{cm}^3$	
modulo di res. esterno piattab. inf.	$W_{yi} = \text{cm}^3$	125941	modulo di res. esterno piattab. inf.	$W_{yi} = \text{cm}^3$	
modulo di res. esterno soletta C.A.	$W_{yca} = \text{cm}^3$	223528	modulo di res. armatura metallica	$W_{yca} = \text{cm}^3$	
modulo di res. interno soletta C.A.	$W_{yca} = \text{cm}^3$	298938	modulo di res. interno soletta C.A.	$W_{yca} = \text{cm}^3$	
modulo di res. min. trave acciaio	$W_{d,min} = \text{cm}^3$	125941	modulo di res. min. trave acciaio	$W_{d,min} = \text{cm}^3$	
posizione asse neutro plastico	$x_{pl} = \text{cm}$	75.54	posizione asse neutro plastico	$x_{pl} = \text{cm}$	
modulo di resistenza plastico	$W_{pl} = \text{cm}^3$	151983	modulo di resistenza plastico	$W_{pl} = \text{cm}^3$	

CONNETTORI A TAGLIO	soletta di calcestruzzo piena	numero pioli trasversali:	$n_t =$	4
---------------------	-------------------------------	---------------------------	---------	---

resistenza del singolo piolo :	$P_{Rd} = \text{MIN} [(0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2/4) / \gamma_V ; 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5} / \gamma_V]$
$\alpha = 0,2 \cdot [h_{sc} / d + 1]$ per $3 \leq h_{sc} / d \leq 4$	$\alpha = 1$ per $h_{sc} / d > 4$
$k =$ fattore di riduzione per soletta su lamiera grecata :	$k = 1.000$
$k \cdot P_{Rd} = \text{kN}$	90.48

ANALISI DELLA TRAVE COMPOSTA OMOGENEA IN CAMPATA

Area resistente a taglio :	$A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w$	$A_v = 583.74$	cm ²
Limite di resistenza plastica a taglio :	$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / 3^{1/2}) / \gamma_{M0}$	$V_{pl,Rd} = 11395$	kN
$V_{Ed,max} < 50\% V_{pl,Rd}$	$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$	$\rho = 0.000$	
Verifica di resistenza per sezione di classe	1	$A_w = 583.74$	cm ²
		$\gamma_{M0} = 1.05$	
		$f_d = f_y / \gamma_{M0} = 33.81$	kN/cm ²
$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.081$	$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = 0.500$	$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_d = 5138477$	kNcm
$r = (1-n) / (1-0.5 \cdot a) = 1.000$	$r =$ fattore di riduzione	$M_{N,Rd} = W_y \cdot f_{d,rid} = 4258012$	kNcm
$N_{1,Rd} = 0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 16430$	$N_{2,Rd} = h_w \cdot t_w \cdot f_d / 2 = 9868$	$N_{Ed} \leq N_{v,Rd}$ (cl <= 2) =	5351 kN
$N_{v,Rd} = A_w \cdot (1-\rho) \cdot f_y$	$N_{Ed} < \min(N_{1,Rd}; N_{2,Rd})$	NO carico assiale	0.629 -0.466
in assenza di taglio :	$R_{M,N} = M_{Ed} / M_{N,Rd}$ o $[N_{Ed}/A + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_y] / f_d$		0.628 < 1
con taglio : cl. >= 3	$R_{M,N,v} = [N_{Ed}/A_{rid,v} + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_{y,rid,v}] / f_d$		
con taglio : cl. <= 2	$M_{Nv,Rd} = [W_{pl,y} \cdot v / (4 \cdot t_w) \cdot (\rho \cdot A_w^2 + N_{Ed}^2 / (1-\rho))] / f_d$	$M_{Nv,Rd} =$	----- kNcm
$v =$ fattore di simmetria =	$2 \cdot [(1 - (z_G - t_f) / h_w)^2 + ((z_G - t_f) / h_w)^2]$		per sez. di classe <= 2
se $V_{z,Ed} > 50\% V_{pl,Rd}$	resistenza dell'area di taglio ridotta del fattore (1- ρ)	$R_{M,N,v} =$	0.000 < 1

Area efficace ridotta per taglio :	caratteristiche sezione efficace ridotta per taglio
$A_{fl,min} = 240.00$	$A_r'' = 1163.82$
$A_{fl,inf} = 240.00$	$A_{r,om}'' = 1943.82$ cm ²
$A_w \cdot (1-\rho) = 357.60$	$z_G'' = 122.57$
$A_{eff,v} = 837.60$	$z_{G,om}'' = 182.93$ cm
$A_{eff,v,om} = 1637.37$ cm ²	$J_{yr}'' = 12426336$
$W_{pl,y,fl} = 56427$ cm ³	$J_{yr,om}'' = 23038642$ cm ⁴
$W_{eff,y,pl} = 114664$ cm ³	$W_{eff,s} = 90418$
	$W_{e,s,om} = 298938$ cm ³
	$W_{eff,i} = 101384$
	$W_{e,i,om} = 125941$ cm ³
	$W_{eff,min} = 90418$
	$W_{e,m,om} = 125941$ cm ³

RESISTENZA ALLA INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA DELLA TRAVE COMPOSTA

Coefficiente di stabilita' a taglio per piatti irrigiditi :	$\gamma_{M1} = 1.05$
$k_\tau = 5,34 + 4,00 (h_w / a)^2 + k_{tot}$	$a / h_w \geq 1$
$k_\tau = 4,00 + 5,34 (h_w / a)^2 + k_{tot}$	$a / h_w < 1$
	$\alpha = a / h_w = 0.985028$
$k_{tot} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{st}}{t^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{I_{st}}$	$I_{st1} = 2455$ cm ⁴
	$I_{st} = 4910$ cm ⁴
	$k_{\tau,st} = 13.13$
	$d_{eff,1} = 58.14$ cm
per uno o due irrigidimenti longitudinali e con $\alpha > 3$	
$k_\tau = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{st}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{st}}{t^3 h_w}}$	$k_\tau = 13.46$
	$k_{\tau,i} = 5.22$

$h_w / t = 110.35 > 77.10$ necessaria verifica all'instabilita' per taglio

$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 13673.48$	$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = -352.06$ kN
$V_{bw,Rd} = \frac{X_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 8439.13$ kN	$\eta_3 = 0.372 < 1$
per $\eta_3 > 0,5$	$\eta_4 = \eta_3 + (1 - M_{f,Rd} / M_{pl,f,Rd}) \cdot (2 \cdot \eta_3 - 1)^2 \leq 1$
$\eta_1 \geq M_{f,Rd} / M_{pl,f,Rd}$	$\eta_1 = 0.725118$
	$M_{f,Rd} = 2084560$ kNcm
	$\eta_4 =$ < 1

VERIFICA DELLA SEZIONE COMPOSTA CON LA TEORIA ELASTICA

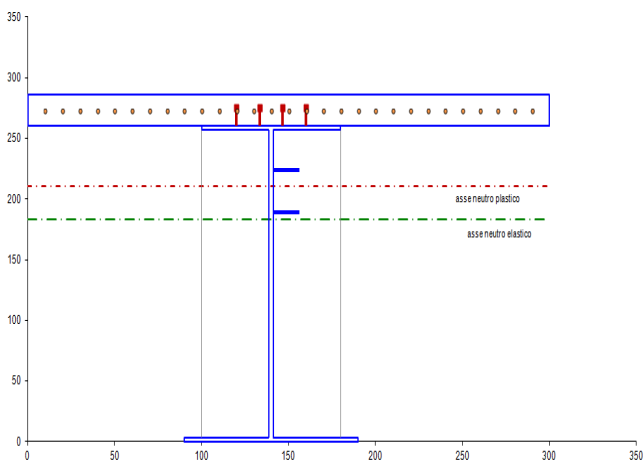
SEZIONE IN CAMPATA :

Esterno piattabanda inferiore trave :	fase iniziale di getto :	$R_i = -0.056$	trazione
	fase finale consolidata :	$R_f = -0.566$	trazione
	sovrapposizione degli effetti :	$R_{tot} = 0.623$	< 1
Esterno piattabanda superiore trave :	fase iniziale di getto :	$R_i = 0.066$	compress.
	fase finale consolidata :	$R_f = 0.354$	compress.
	sovrapposizione degli effetti :	$R_{tot} = 0.420$	< 1
Esterno soletta in C.A. omogeneizzata :	compressione massima (N/mm ²)	$\sigma_{c,max} = 15.33$	< 21.33
Stabilità al taglio dell'anima :	fase iniziale di getto :	$R_i = 0.000$	
	fase finale consolidata :	$R_f = 0.000$	
	sovrapposizione degli effetti :	$R_{tot} = 0.000$	< 1

VERIFICA DELLA SEZIONE COMPOSTA CON LA TEORIA PLASTICA PER CLASSE <= 2

SEZIONE IN CAMPATA :

Sollecitazioni in fase consolidata :	Momento flettente	$M_{Ed} = 2811100$	kNcm
	Taglio congruente massimo	$V_{Ed} = 0.00$	kN
	Compressione assiale	$N_{Ed} = 5351$	kN
Caratteristiche plastiche :	posizione asse neutro plastico	$x_{pl} = 80.459$	cm
	braccio di leva	$z_{pl} = 120.218$	cm
	rapporto x_{pl} / H	$x_{pl} / H = 0.281$	
	fattore di riduzione del $M_{pl,Rd}$	$\beta = 1.000$	
	momento resistente plastico	$M_{pl,Rd} = 5261925$	kNcm
Verifica di resistenza :	$R_{pl} = M_{Ed} / M_{pl,Rd}$	$R_{pl} = 0.534$	< 1
Stabilità al taglio dell'anima :	rapporto tagli ; $\eta_3 = V_{Ed} / V_{b,Rd}$	$\eta_3 = 0.000$	< 1

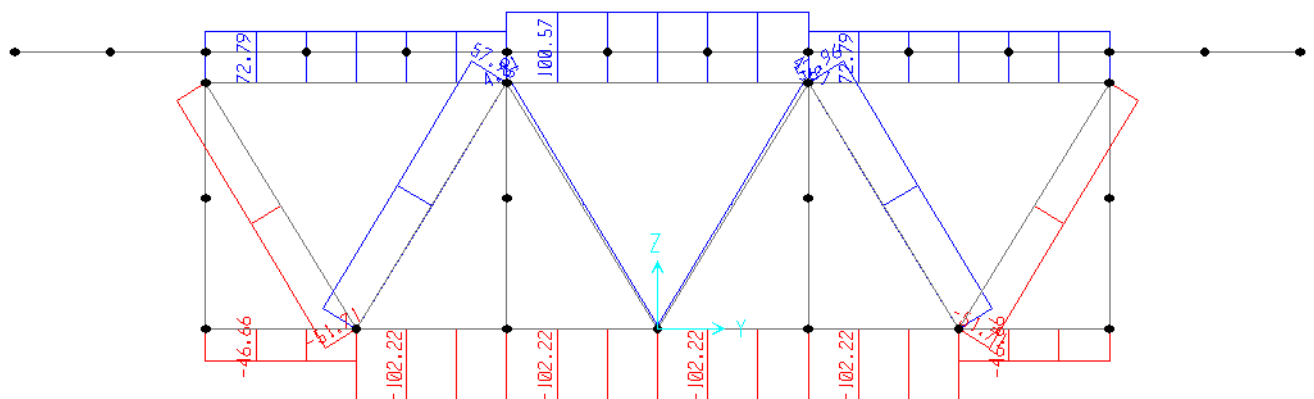


Le verifiche risultano soddisfatte.

8.3 VERIFICHE DIAFRAMMI INTEREDI

I diaframmi intermedi sono costituiti da briglie inferiori e superiori 2L 150x10 di lunghezza pari a L=3.0m e diagonali costituiti da profili 4L 150x10 di lunghezza pari a L=3.0m

Fase1



Max compressione = 102 kN (su briglia superiore)

Si verifica a trazione/compressione la briglia superiore solo in questa fase, durante la quale la soletta non è collaborante fino a maturazione del getto di cls.

Profili L

File Tipo Profilo ?

L Uguali Doppi Accosta lato corto

L Disuguali

d (mm) 10 ?

Ordina per iy ly g

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

Lunghezze di libera inflessione [m]

l_{0y} 3 l_{0z} 3 l_{0y} 3

Aggiorna Tabella

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 120 x 120 x 11	19.9	120	120	11.00	13.00	6.50
L 100 x 100 x 14	20.6	100	100	14.00	12.00	6.00
L 140 x 140 x 10	21.4	140	140	10.00	15.00	7.50
L 120 x 120 x 12	21.6	120	120	12.00	13.00	6.50
L 150 x 150 x 10	23.0	150	150	10.00	16.00	8.00
L 100 x 100 x 16	23.2	100	100	16.00	12.00	6.00
L 120 x 120 x 13	23.2	120	120	13.00	13.00	6.50

Plotta

2 L 150 x 150 x 10 $N_{by,Rd}$ [kN] 1,079 $N_{bz,Rd}$ [kN] 695.9

$N_{bz,Rd}$ [kN] 1,284 ?

Classe Sezione
Compressione 4 ?

g (Kg/m): 46

h (mm): 150 A (cm²): 58.54

b (mm): 150 I_y (cm⁴): 1.248 W_z (cm³): 158.1 I_v (cm⁴): 257.5

t (mm): 10 W_y (cm³): 113.8 i_z (cm): 6.470 i_v (cm): 2.966

r1 (mm): 16 i_y (cm): 4.617 I_u (cm⁴): 990.6

r2 (mm): 8 I_z (cm⁴): 2.450 I_u (cm): 5.817

Resistenza all'instabilità - EC3 #6.3.1

2 L 150 x 150 x 10 Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

$\gamma_{M1} = 1.05$ $\beta_A = 0.79$ $\epsilon = 0.81$ $\lambda_1 = 93.9$ $\epsilon = 76.4$

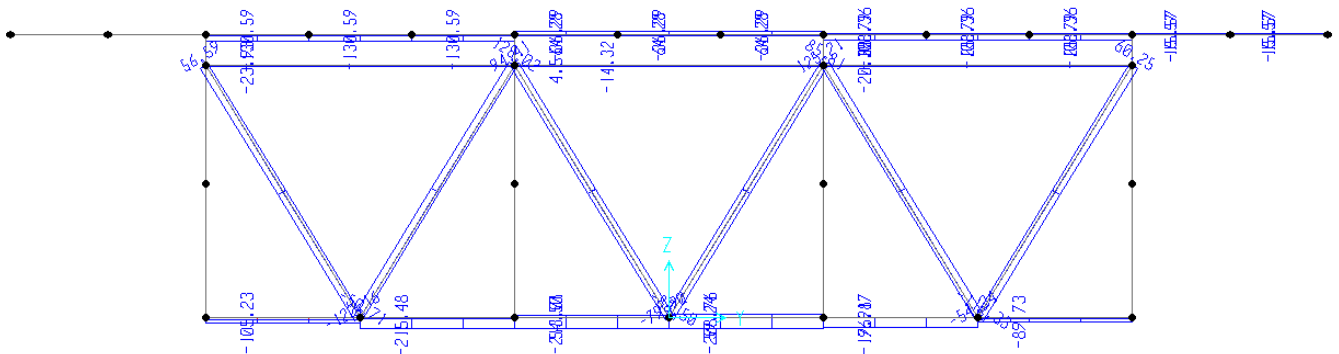
Instabilità attorno all'asse				
	y - y	z - z	v - v	
Snellezza	λ	64.98	46.37	101.15
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$	0.7561	0.5396	1.177
Curva di instabilità		c	c	c
Coefficiente di imperfezione	α	0.49	0.49	0.49
$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)^2 + \bar{\lambda}]$		0.9221	0.7288	1.432
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$		0.6897	0.8206	0.4449
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$ (kN)		1078.841	1283.561	695.918

$N_{b,Rd} = 695 \text{ kN} > 59 \text{ kN}$

Fase1+2+3

Briglia inferiore e diagonali vengono verificate sommando le sollecitazioni delle 3 fasi:

Risulta:



$N_{ed} = 292 \text{ kN}$ briglia inferiore

$N_{ed} = 131 \text{ kN}$ diagonali

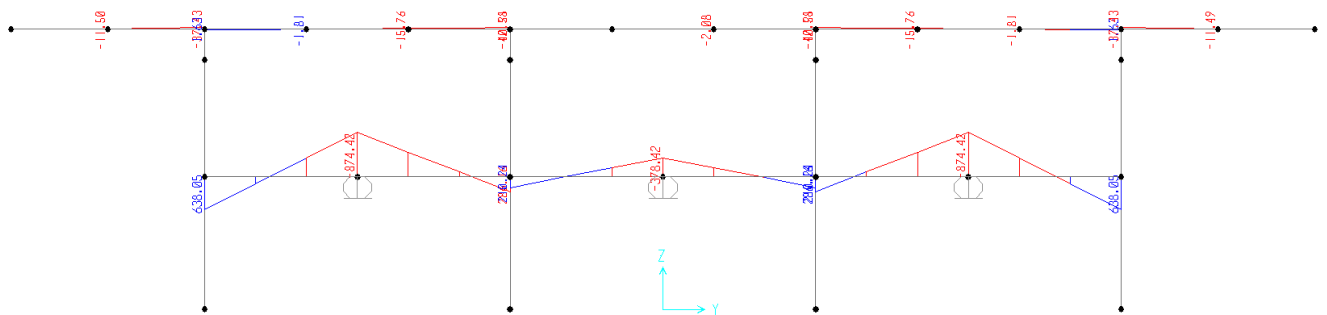
$N_{b,Rd} = 695 \text{ kN} > 292 \text{ kN}$

Le verifiche di ciascun elemento componente i diaframmi risultano soddisfatte.

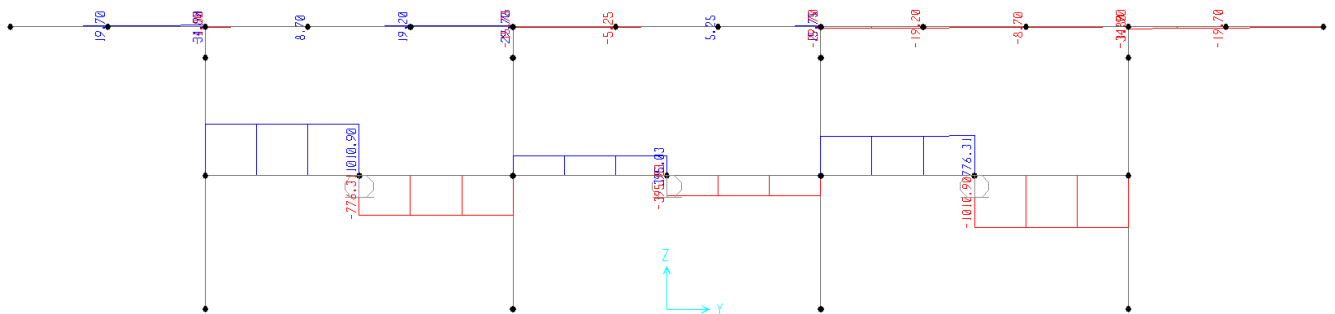
8.4 VERIFICHE IN FASE DI SOLLEVAMENTO

Il trasverso di testa viene verificato in fase di sollevamento dell'impalcato; in questa fase si considerano agenti i soli carichi permanenti.

Momento agente:



Taglio agente



Med=874 kNm

Ved=1010 kN

$M, Rd = 5024 \text{ kN} > 874 \text{ kN}$

$V, Rd = 4147 \text{ kN} > 1010 \text{ kN}$

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

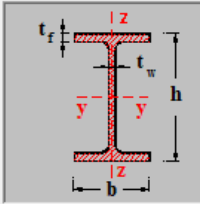
File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClis Normativa: NTC ?

IPE IPN HEAA HL
 HEA IPEA HEX UB
 HEB IPEO HD UC
 HEM IPEX HP W

Ordina per: Wy ly g
 Acciaio: S355 (Fe510) fy (N/mm2): 355 fu: 510
 Lunghezze di libera inflessione [m]:
 l_{0y} 0 l_{0z} 0
 N_{sd} [kN] 0

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 600 B	212.0	600	300	15.50	30.00	27.00
HE 650 B	225.0	650	300	16.00	31.00	27.00
HE 700 B	241.0	700	300	17.00	32.00	27.00
HE 800 B	262.0	800	300	17.50	33.00	30.00
HE 900 B	291.0	900	300	18.50	35.00	30.00
HE 1000 B	314.0	1,000	300	19.00	36.00	30.00

Aggiorna Tabella



Plotta

HE 1000 B

$N_{by,Rd}$ [kN] 12,342
 $N_{bz,Rd}$ [kN] 12,342
 $V_{ply,Rd}$ [kN] 4,147
 $M_{cy,Rd}$ [kNm] 5,024
 $M_{cz,Rd}$ [kNm] 580.2
 $V_{plz,Rd}$ [kN] 4,216

g (Kg/m): 314
 h (mm): 1,000 r2 (mm): 0
 b (mm): 300 A (cm2): 400 iy (cm): 40.15 iz (cm): 6.38
 tw (mm): 19 ly (cm4): 644,700 lz (cm4): 16,280 IT (cm4): 1,254
 tf (mm): 36 Wy (cm3): 12,890 Wz (cm3): 1,085 lw (cm6): 37,640,000
 r1 (mm): 30 Wply (cm3): 14,860 Wplz (cm3): 1,716

Classe Sezione

Compressione 4
 Flessione My 1
 Flessione Mz 1
 Presso-Flessione 1

Verifiche

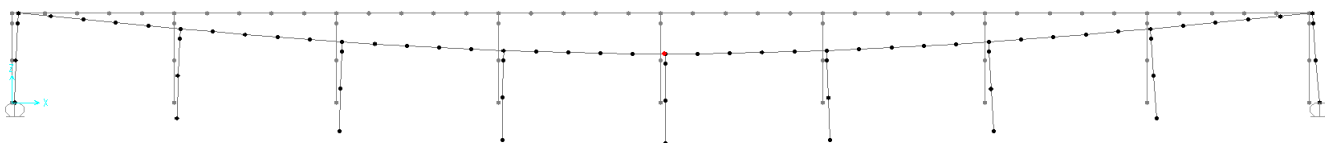
Presso Flessione
 Svergolamento

9. VERIFICHE SLE

9.1 DEFORMABILITA'

La verifica di deformabilità dell'impalcato è stata effettuata valutando la freccia indotta dal carico accidentale veicolare che risulta pari a 21.0mm, valore inferiore a 80 mm pari ad $L/500 = 40/500$ della luce dell'impalcato. Si riporta nel seguito una rappresentazione della deformata dell'impalcato con indicazione numerica dello spostamento massimo.

Joint Object	125	Joint Element	125
Trans	2.30770	0.25170	-20.78827
Rotn	0.00195	1.443E-04	-1.098E-05



10. REAZIONI AGLI APPOGGI

10.1 SCHEMA APPOGGI

Lo schema dei vincoli della travata metallica è il seguente:

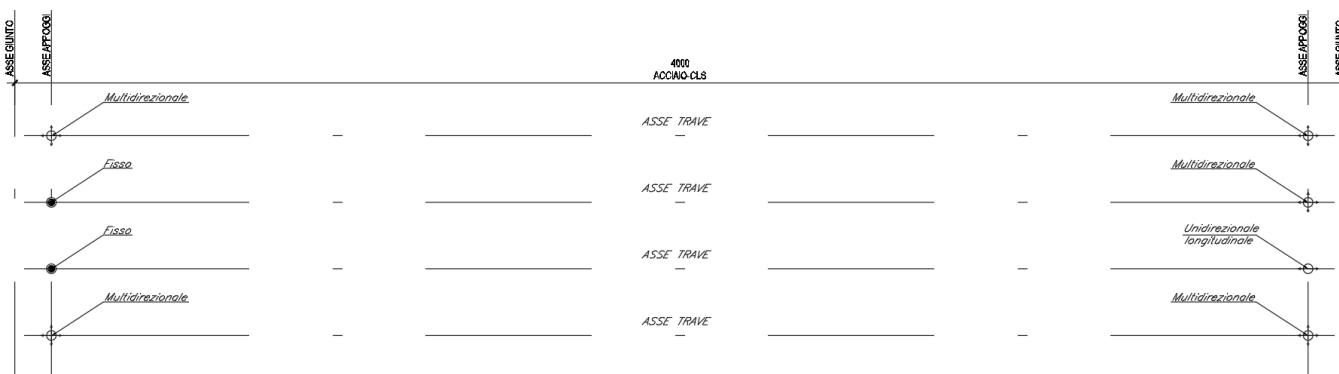


Figura 5. Schema appoggi

Si riportano di seguito le reazioni agli appoggi:

F = vincolo fisso;

U = vincolo unidirezionale disposto in direzione longitudinale;

M = vincolo multidirezionale;

10.2 REAZIONI APPOGGI

Si riportano di seguito le reazioni agli appoggi:

TIPOLOGIA APPOGGI	TIPOLOGIA IMPALCATO	NUMERO TRAVI	FISSO		UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE		MULTIDIREZIONALE	Dispositivo meccanico	Corsa appoggi	Escursione giunti a livello
			Nmax	Hmax	Nmax	HTmax				
-	-	-	SLU	SIS	SLU	SIS		HTmax	mm	mm
								SIS	SIS	SIS
CS	AC	4	3200	2300				-----	±120	±110
CS	AC	4			2000	1600		-----	±120	±110
CS	AC	4					7500	-----	±120	±110

11. EFFETTI LOCALI

La soletta in cls viene realizzata con getto in opera su predalles tralicciate prefabbricate. Le predalles autoportanti vanno pertanto verificate in fase di getto del cls. Generalmente il getto avviene in due fasi: la prima fase prevede il getto della soletta tra le travi e la seconda fase prevede il completamento ovvero gli sbalzi.

11.1 VERIFICA DELLA SOLETTA

Si considera una striscia di soletta pari ad 1 m.

La soletta è completa e deve sopportare i carichi permanenti portati ed i carichi mobili previsti dalla normativa.

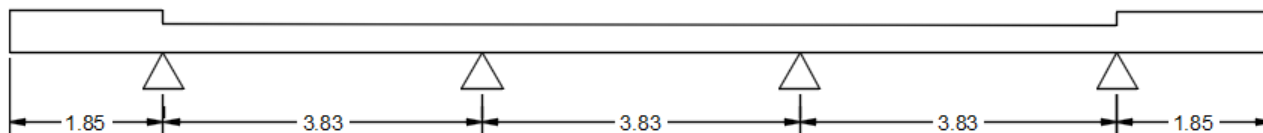


Figura 6. Schema statico

11.1.1 ANALISI DEI CARICHI

11.1.1.1 CARICHI PERMANENTI PORTATI

- Soletta	$25 * 0.30$	= 7.5 kN/m
- Cordolo	$25 * (0.5-0.30)$	= 5.0 kN/m
- Marciapiede		= 3.00 kN/m
- Pavimentazione		= 3.00 kN/m
- Barriere antirumore, parapetti, velette		= 4.5 kN
- Guard rail		= 1.00 kN

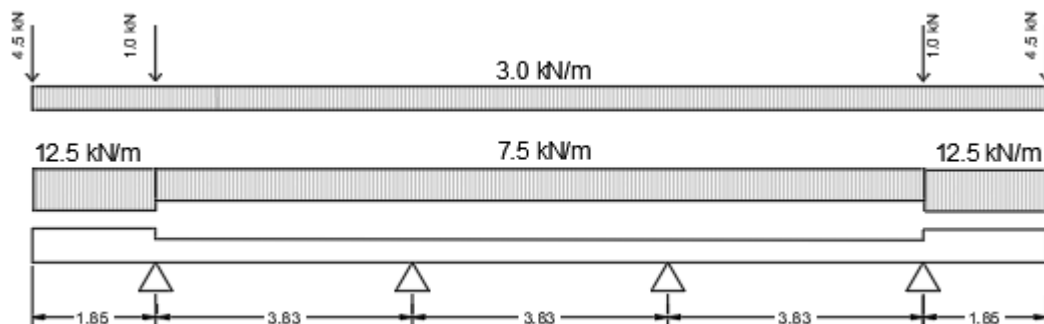


Figura 7: carichi permanenti sulla soletta

11.1.1.2 TRAFFICO

I carichi variabili da traffico sono definiti nel 5.1.3.3.3 della NTC 2018.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Vedi capitoli precedenti per la configurazione geometrica dei carichi mobili.

Diffusione dei carichi concentrati

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

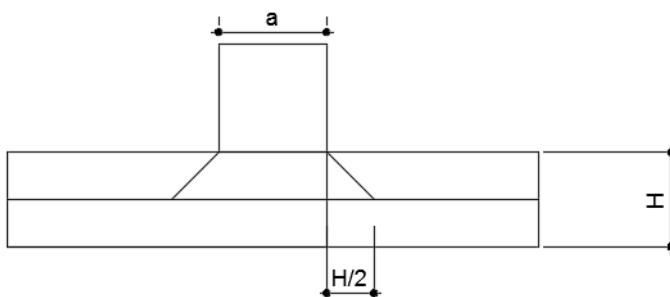


Figura 8: diffusione soletta

Per tener conto dell'effetto lastra, si diffonde il carico verso le travi principali con un angolo di 26.7°.

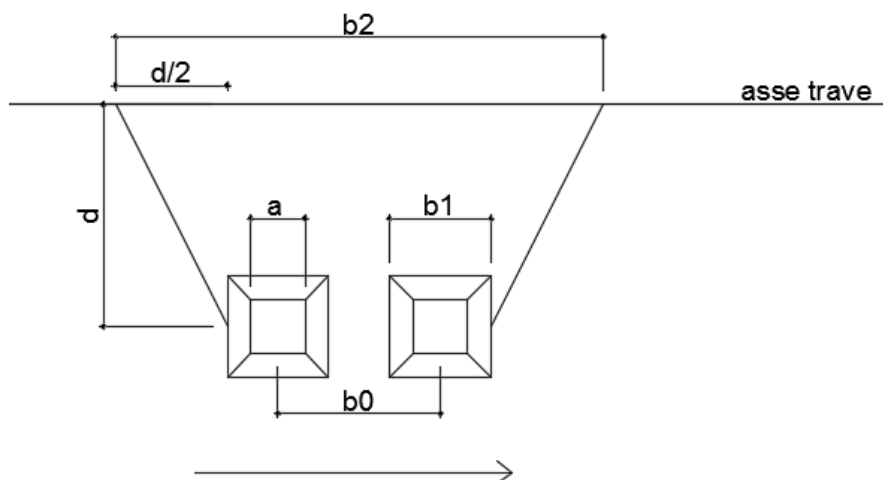


Figura 9: diffusione verso trave

In cui si è indicato con:

a= larghezza impronta di carico

H=altezza soletta

d=distanza carico/trave

b0=distanza carico tandem

di conseguenza si ricavano le altre grandezze:

$$b1 = a + 2 \cdot H/2$$

$$b2 = b0 + b1 + 2 \cdot d/2$$

il carico sulla striscia unitaria sarà pertanto:

$$F = Q_i/d$$

IMPRONTA DI CARICO 1

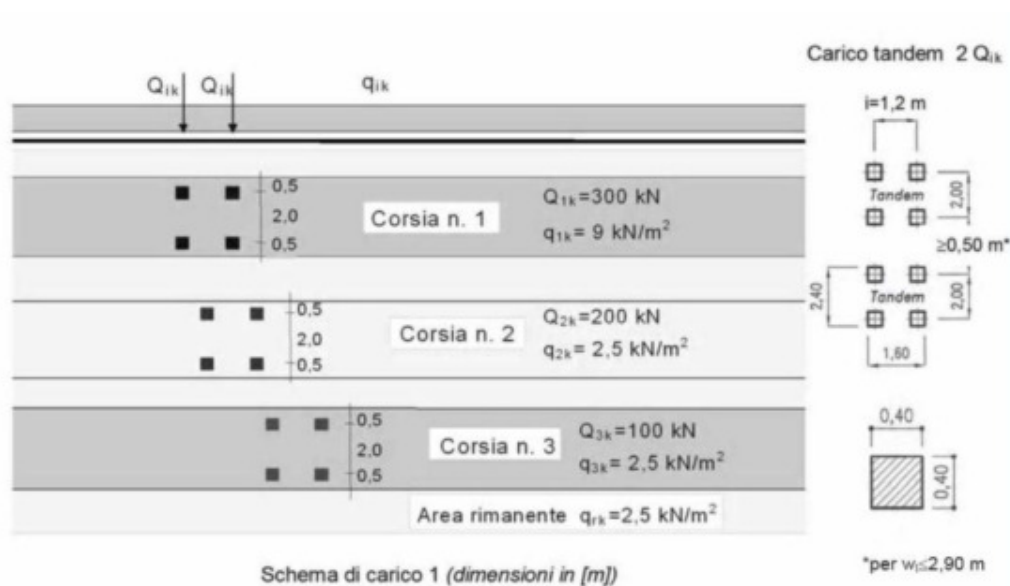


Figura 10: impronta di carico 1

IMPRONTA DI CARICO 2

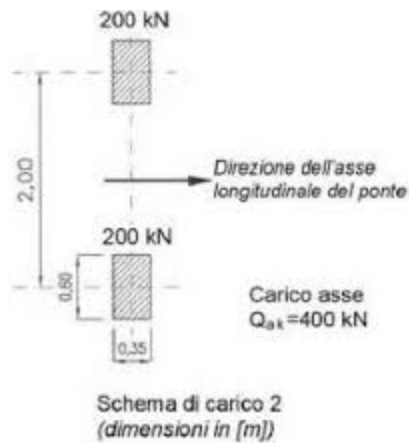


Figura 11: impronta di carico 2

DISPOSIZIONE DEI CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO

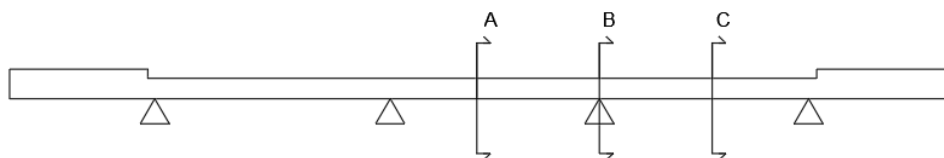


Figura 12: sezioni di interesse per la massimizzazione delle sollecitazioni

Il posizionamento dei carichi variabili da traffico viene eseguito in modo tale da massimizzare le azioni in corrispondenza delle sezioni A-A, B-B, C-C.

Le configurazioni di carico verranno illustrate nelle figure che seguono (con un tratteggio pieno si indica "l'area di carico rimanente"):

Condizione di carico 1



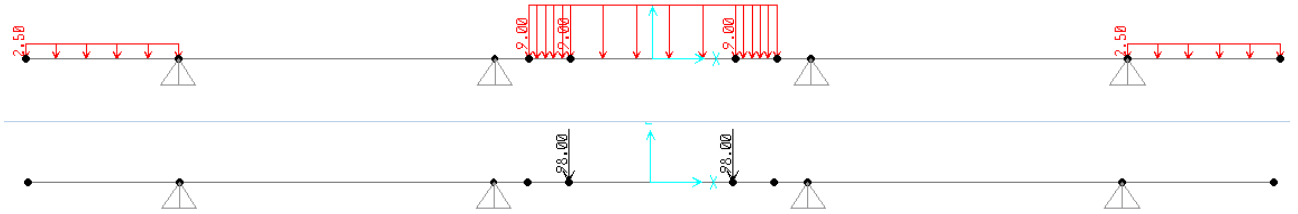


Figura 13: condizione di carico 1

Condizione di carico 2

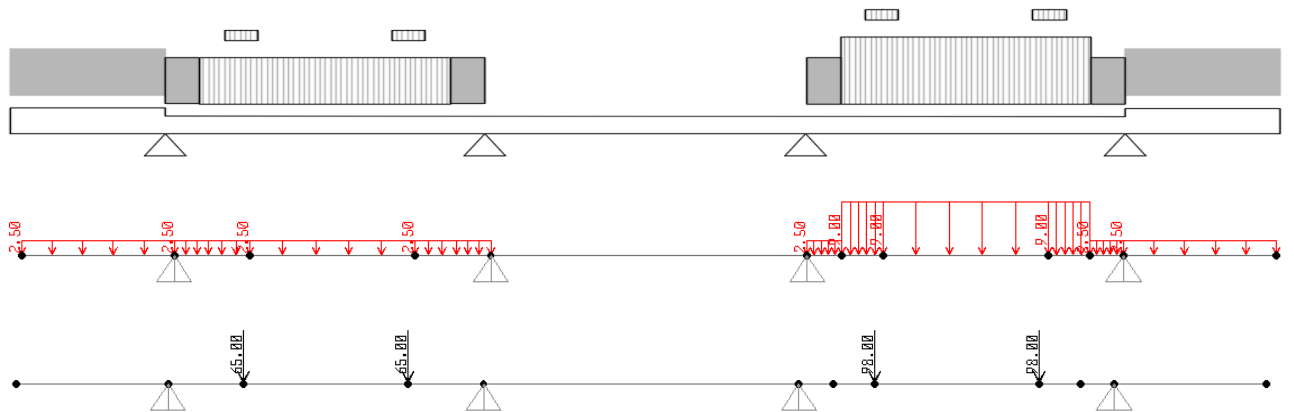


Figura 14: condizione di carico 2

Condizione di carico 3

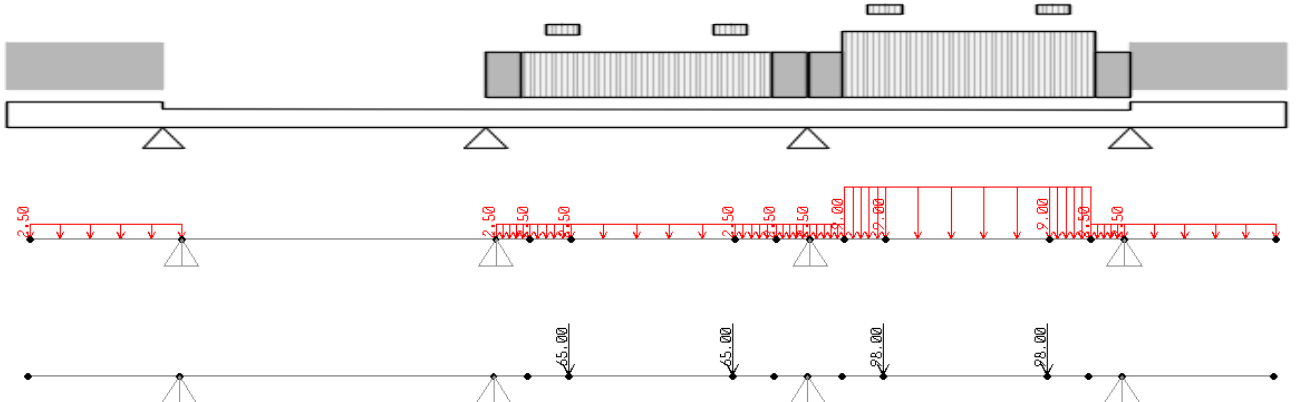


Figura 15: condizione di carico 3

Le corrispondenti forze valgono:

CASO 1

	Q	Pav.	H sol	a	b0	d	b1	b2	F	
Tandem 1	sx	300	0.13	0.3	0.40	1.20	0.91	0.96	3.07	98
	dx	300	0.13	0.3	0.40	1.20	0.91	0.96	3.07	98

CASO 2

		Q	Pav.	H sol	a	b0	d	b1	b2	F
Tandem 1	sx	300	0.13	0.3	0.40	1.20	0.91	0.96	3.07	98
	dx	300	0.13	0.3	0.40	1.20	0.91	0.96	3.07	98

		Q	Pav.	H sol	a	b0	d	b1	b2	F
Tandem 2	sx	200	0.13	0.3	0.40	1.20	0.91	0.96	3.07	65
	dx	200	0.13	0.3	0.40	1.20	0.91	0.96	3.07	65

CASO 3

		Q	Pav.	H sol	a	b0	d	b1	b2	F
Tandem 1	sx	300	0.13	0.3	0.40	1.20	0.91	0.96	3.07	98
	dx	300	0.13	0.3	0.40	1.20	0.91	0.96	3.07	98

		Q	Pav.	H sol	a	b0	d	b1	b2	F
Tandem 2	sx	200	0.13	0.3	0.40	1.20	0.91	0.96	3.07	65
	dx	200	0.13	0.3	0.40	1.20	0.91	0.96	3.07	65

Vengono di seguito riportati gli involuipi dei diagrammi di momento flettente e taglio. Le sollecitazioni sono ottenute con carichi già fattorizzati allo stato limite ultimo .

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

con

Combinazione SLU

$$\gamma_{G1} = 1.35 \quad (\text{carichi strutturali})$$

$$\gamma_{G2} = 1.50 \quad (\text{carichi non strutturali})$$

$$\gamma_{Q1} = 1.35 \quad (\text{carichi variabili da traffico})$$

Combinazione SLE-rara/frequente/QP

$$\gamma_{G1} = 1.00/1.00/1.00 \quad (\text{carichi strutturali})$$

$$\gamma_{G2} = 1.00/1.00/1.00 \quad (\text{carichi non strutturali})$$

$$\gamma_{Q1} = 1.00/0.75/0.00 \quad (\text{carichi variabili da traffico})$$

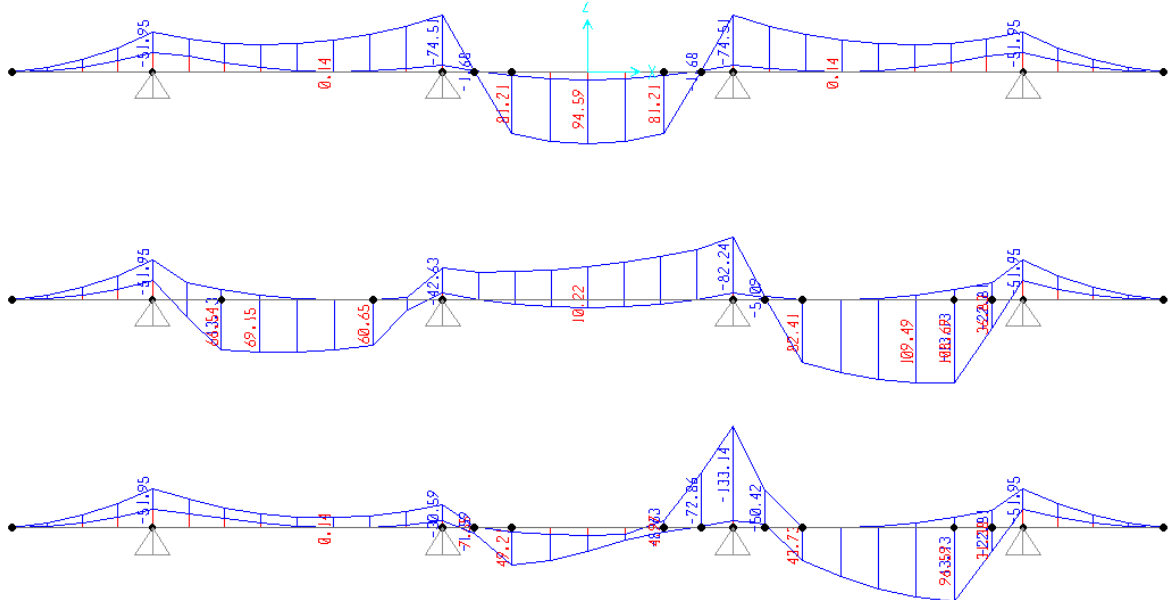


Figura 16:inviluppo momento flettente SLU

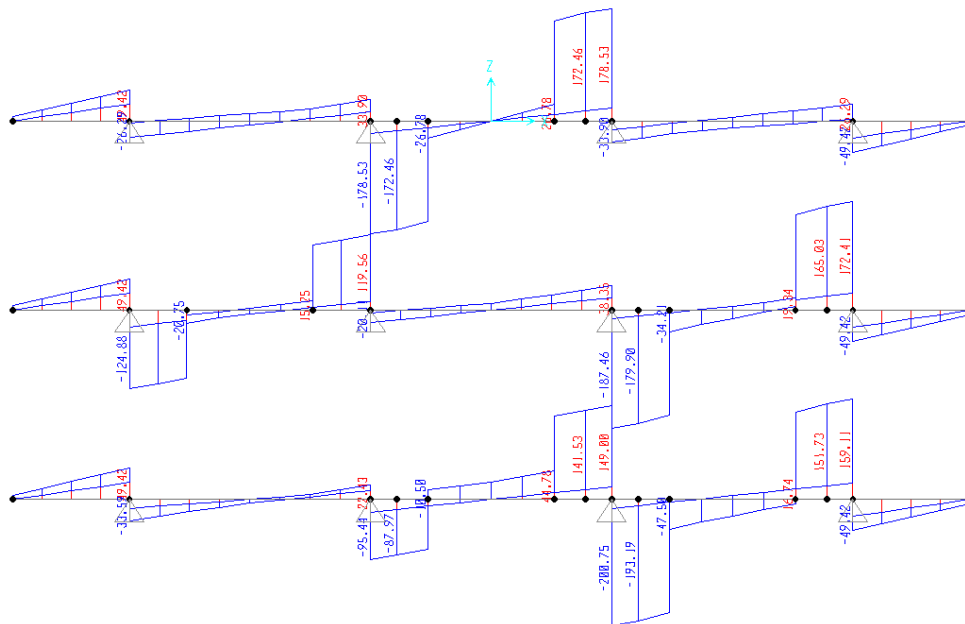


Figura 17:inviluppo del taglio SLU

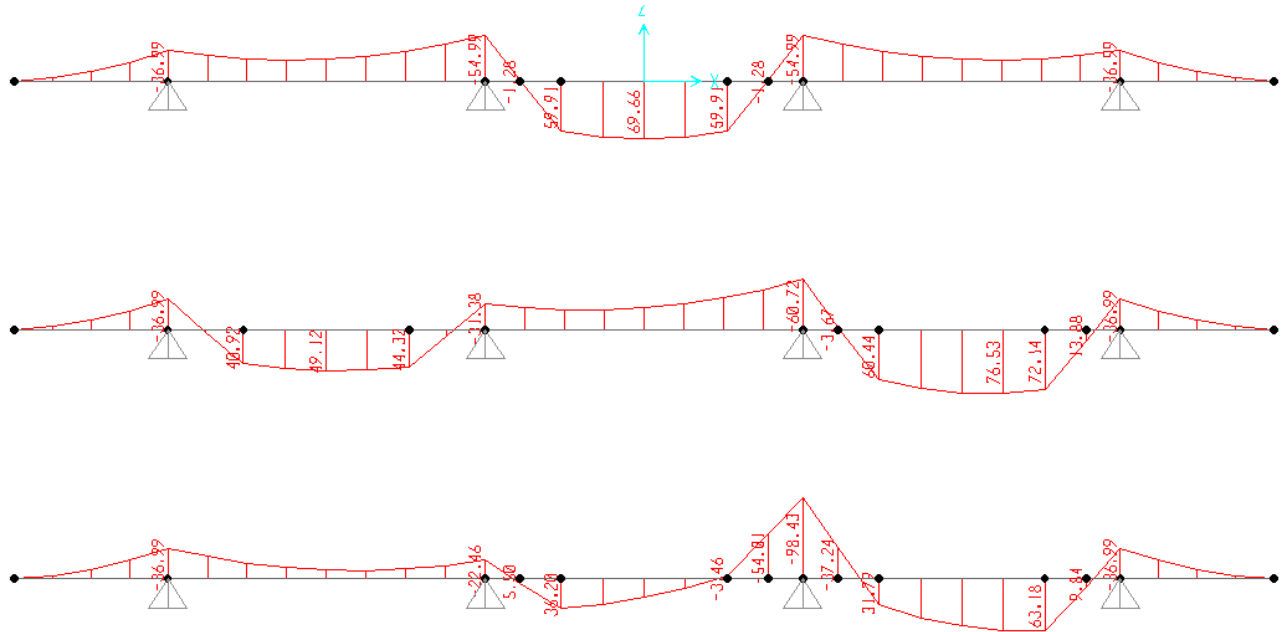


Figura 18: involuipo momento flettente SLE-rara

Verifica delle sezioni

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$:	0.50		
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N° vertice: X [cm] Y [cm]

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 002	A	56 di 59

1	0.0	0.0
2	0.0	26.0
3	100.0	26.0
4	100.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	5.2	5.2	16
2	5.2	20.8	24
3	94.8	20.8	24
4	94.8	5.2	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	16
2	2	3	8	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.		
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate		

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	-133.14	200.07
2	0.00	109.69	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	76.53	0.00
2	0.00	-98.43	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 002	A	57 di 59

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-133.14	0.00	-298.42	2.24	45.2(3.7)
2	S	0.00	109.69	0.00	146.76	1.34	20.1(3.7)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.396	0.0	0.0	0.00129	5.2	5.2	-0.00534	94.8	20.8
2	0.00350	0.250	0.0	26.0	0.00000	94.8	20.8	-0.01051	5.2	5.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000425097	0.003500000	0.396	0.935
2	0.000000000	0.000673652	-0.014014946	0.250	0.752

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	200.07	200.18	20.8	100.0	0.0200	0.00
2	S	0.00	200.18	20.8	100.0	0.0200	0.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 002	A	58 di 59

Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.87	0.0	26.0	-218.7	5.2	5.2	600	20.1
2	S	8.63	0.0	0.0	-128.5	84.8	20.8	550	45.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00151	0	0.500	16.0	44	0.00076 (0.00066)	231	0.176 (0.20)	45.68	0.00
2	S	-0.00096	0	0.500	24.0	40	0.00047 (0.00039)	186	0.088 (0.20)	-51.85	0.00

12. VALIDAZIONE MODELLO DI CALCOLO

Si riportano i controlli effettuati confrontando modelli semplificati analitici di calcolo e risultati ottenuti dalle analisi FEM, in accordo a quanto prescritto al paragrafo 10.2 del “DM. 17/01/2018”, di seguito riportato:

- *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.*
Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l’attendibilità.

[...]

Nella relazione devono essere elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, quali verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.

Si controlla il momento agente in fase 1:

$$M = (150) \cdot 40^2 / 8 = 30000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Che diviso 4 travi dà:

$$M = 30000 / 4 = 7500 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 7500 \cdot 1.35 = \mathbf{10125 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

Come visto nei paragrafi precedenti il momento massimo in fase 1 è pari ad:

$$M = \mathbf{10525 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$