



# Autostrada dei Fiori

Tronco A10: Savona – Ventimiglia (confine francese)

## NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE DI VADO LIGURE

CARREGGIATA SUD / CARREGGIATA NORD  
Progr. Km 47+545

### PROGETTO DEFINITIVO

### OPERE D'ARTE MAGGIORI

RIO TANA

Relazione tecnica e di calcolo

<b>PROGETTISTA</b>	<b>RESPONSABILE INTEGRAZIONE ATTIVITÀ SPECIALISTICHE</b>	<b>IMPRESA</b>	<b>COMMITTENTE</b>
Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993	Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993		Autostrada dei Fiori S.p.A. Via della Repubblica, 46 18100 Imperia (IM)

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
							GENNAIO 2020	-
							N. Progr.	
C	Marzo 2021	RECEPIMENTO PRESCRIZIONI C.S.LL.PP. PARERE N°58/2020 - ADUNANZA DEL 19/11/2020	SINA	DT/OC	DT	DT		
B	Febbraio 2020	REVISIONE INTERNA	SINA	DT/OC	DT	DT		
A	Gennaio 2020	PRIMA EMISSIONE	SINA	DT/OC	DT	DT		

#### CODIFICA

PROGETTO    LIV    TRONCO    DOCUMENTO    REV  
P280    D    A10    OMG RC    006    C

#### WBS

A10IBT0001

#### CUP

I44E14000810005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

VISTO DELLA COMMITTENTE

## INDICE

1.	INTRODUZIONE .....	5
1.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO .....	5
1.2	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	7
1.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE .....	7
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	10
3.	MATERIALI.....	11
3.1	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA .....	11
3.2	BULLONI AD ALTA RESISTENZA.....	11
3.3	PIOLI DI CONNESSIONE .....	11
3.4	ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A. ....	12
3.5	CONGLOMERATO CEMENTIZIO .....	12
4.	ANALISI DEI CARICHI DALL'IMPALCATO .....	13
4.1	PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA .....	13
4.2	PESO PROPRIO SOLETTA.....	13
4.3	CARICHI PERMANENTI .....	14
4.4	EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ ( $\epsilon_2$ ).....	14
4.5	CARICHI MOBILI VARIABILI .....	16
4.5.1	DISPOSIZIONI TRASVERSALI .....	16
4.5.2	DISPOSIZIONI LONGITUDINALI .....	18
4.6	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE .....	18
4.7	AZIONE CENTRIFUGA.....	18
4.8	AZIONE DEL VENTO.....	18
4.8.1	VENTO TRASVERSALE SULLE STRUTTURE DI IMPALCATO .....	20
4.9	VARIAZIONI TERMICHE ( $\epsilon_3$ ) .....	21
4.9.1	VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI ( $\Delta_{TN}$ ) .....	21
4.9.2	VARIAZIONI TERMICHE LINEARI ( $\Delta_{TM}$ ).....	21
4.10	AZIONI SISMICHE .....	22
4.10.1	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE .....	23
4.10.2	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE .....	23
5.	VERIFICA LOCALE DELLA SOLETTA.....	25
5.1	PREDALLES DI SOLETTA IN PRIMA FASE – TRALICCIO D'ARMATURA TIPICO.....	25
5.1.1	PREDALLES CON SBALZO LATERALE .....	26
5.1.1.1	VERIFICA A FLESSIONE DELLA SEZIONE SULLO SBALZO .....	27
5.1.1.2	VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE SULLO SBALZO .....	27
5.2	ANALISI DELLO SBALZO DI SOLETTA.....	28
5.2.1	ANALISI DEI CARICHI E CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE .....	28
5.2.1.1	PESO PROPRIO SOLETTA.....	28
5.2.1.2	SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI .....	29

5.2.1.3	CARICO ACCIDENTALE SULLA PASSERELLA DI SERVIZIO .....	29
5.2.1.4	CARICHI MOBILI VARIABILI.....	29
5.2.1.5	URTO DI VEICOLO IN SVIO.....	32
5.3	VERIFICA DELLO SBALZO .....	33
5.3.1	VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE AGLI SLU .....	33
5.3.2	VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO .....	34
5.3.3	VERIFICA DI RESISTENZA A TENSO-FLESSIONE AGLI SLU .....	35
5.3.4	VERIFICA DELLE TENSIONI PER FLESSIONE AGLI SLE .....	37
5.4	ANALISI DI CALCOLO DELLA SOLETTA CON MODELLO BI-DIMENSIONALE .....	38
5.4.1	PESO PROPRIO SOLETTA.....	38
5.4.2	CARICHI PERMANENTI .....	38
5.4.3	CARICHI MOBILI VARIABILI.....	39
5.4.3.1	CARICHI MOBILI VARIABILI – SCHEMA DI CARICO N. 1.....	39
5.4.3.2	CARICHI MOBILI VARIABILI – SCHEMA DI CARICO N. 2.....	40
5.4.4	VARIAZIONE TERMICA LINEARE IN SOLETTA .....	41
5.5	SINTESI TABULARE.....	43
5.6	VERIFICHE.....	44
5.6.1	VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE AGLI SLU .....	44
5.6.2	VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO AGLI SLU .....	45
5.6.3	VERIFICHE TENSIONALI AGLI SLE .....	47
5.6.4	VERIFICHE A FESSURAZIONE AGLI SLE .....	49
6.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE STRUTTURE DI IMPALCATO.....	52
6.1	DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA DI SOLETTA COLLABORANTE .....	52
6.1.1	COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE .....	53
6.1.2	ABACO DI COMPOSIZIONE DEI CONCI METALLICI .....	54
6.1.3	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVI PRINCIPALI LONGITUDINALI.....	54
7.	ANALISI GLOBALE DI IMPALCATO .....	58
7.1	MODELLAZIONE A ELEMENTI FINITI.....	58
7.2	DIAGRAMMA DI SOLLECITAZIONE E CONFIGURAZIONI DEFORMATE .....	60
7.3	SINTESI TABULARE DELLE SOLLECITAZIONI.....	70
7.3.1	TRAVE PRINCIPALE DI BORDO LATO ESTERNO CURVA.....	71
7.3.2	TRAVE PRINCIPALE CENTRALE .....	72
7.3.3	TRAVERSI INTERMEDI DI ACCOPPIAMENTO.....	73
7.3.4	TRAVERSI DI TESTATA AGLI APPOGGI .....	74
8.	VERIFICHE DELLE STRUTTURE DI IMPALCATO .....	75
8.1	VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE NELLE TRAVI PRINCIPALI .....	75
8.1.1	TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI MEZZERIA A – A: CONCIO N. 3 .....	76
8.1.2	TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 3 .....	81
8.1.3	TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 2 .....	82
8.1.4	TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO C – C: CONCIO N. 2 .....	85
8.1.5	TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO C – C: CONCIO N. 1 .....	87
8.1.6	TRAVE CENTRALE: SEZIONE DI MEZZERIA A – A: CONCIO N. 3.....	89
8.1.7	TRAVE CENTRALE: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 3 .....	91
8.1.8	TRAVE CENTRALE: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 2 .....	91
8.1.9	TRAVE CENTRALE: SEZIONE DI GIUNTO C – C: CONCIO N. 2.....	94
8.2	VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DELLE TRAVI PRINCIPALI.....	96

8.2.1	TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI SPALLA D – D: CONCIO N. 1 .....	96
8.2.2	TRAVE CENTRALE: SEZIONE DI SPALLA D – D: CONCIO N. 1 .....	97
8.3	TRAVERSI DI ACCOPPIAMENTO: VERIFICHE DI RESISTENZA.....	98
8.3.1	TRAVERSI INTERMEDI: SEZIONE 1 – 1 .....	98
8.3.2	TRAVERSI DI ESTREMITÀ: SEZIONE 2S – 2S.....	99
8.4	VERIFICA DELLE CONNESSIONI TRAVI – SOLETTA .....	100
8.4.1	VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE D – D IN ASSE APPOGGIO SU SPALLA .....	100
8.4.1	VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE B – B IN ASSE GIUNTO .....	101
8.4.1	VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE A – A DI MEZZERIA.....	102
8.5	VERIFICA DEI CONTROVENTI INFERIORI .....	103
8.6	CONTROLLI DI DEFORMABILITÀ .....	105
8.7	CARATTERISTICHE DINAMICHE DELL'IMPALCATO E SPETTRI DI PROGETTO PER LE ANALISI SISMICHE .....	106
8.7.1	CARATTERISTICHE DINAMICHE MODALI .....	106
8.7.2	SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO .....	109
9.	APPOGGI E GIUNTI.....	110
9.1	APPOGGI ISOLATORI ELASTOMERICI.....	110
9.1.1	SINTESI TABELLARE DELLE AZIONI SUGLI APPOGGI.....	110
9.1.2	CARATTERISTICHE E PRESTAZIONI DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO .....	113
9.2	GIUNTI DI DILATAZIONE .....	114
10.	GIUDIZIO MOTIVATO SUI RISULTATI .....	115

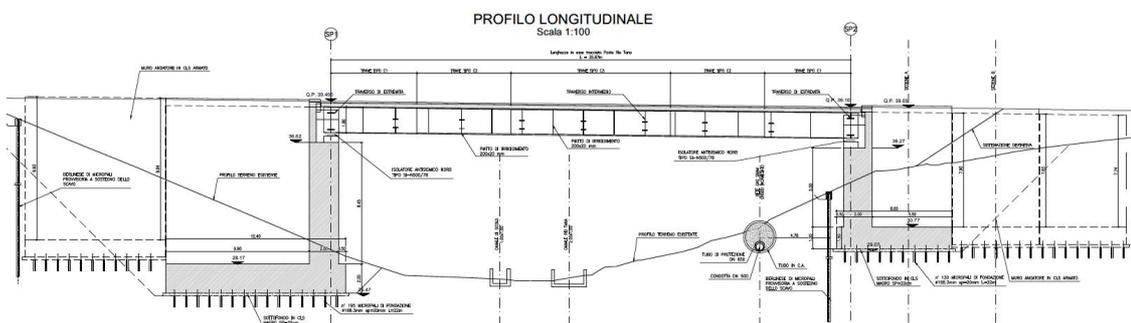
## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione viene redatta nell'ambito del Progetto Definitivo del "Nuovo Svincolo Autostradale" da realizzarsi lungo la "Autostrada dei Fiori" A10 in provincia di Savona, nel Comune di Vado Ligure.

La presente relazione è volta al dimensionamento e alla verifica del "Ponte Rio Tana", posto lungo il tratto monodirezionale del ramo di svincolo Casello - Genova, necessario per l'attraversamento dell'incisione valliva del canale Rio Tana.

### 1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Trattasi di un ponte con andamento planimetrico in curva ad una campata di lunghezza di 36.50 m, misurata lungo lo sviluppo planimetrico in curva dell'asse stradale, con impalcato realizzato mediante una sezione trasversale di tipo "mista" acciaio-calcestruzzo. L'impalcato è composto da n. 3 travi affiancate e accoppiate mediante traversi a parete piena, completate superiormente da una soletta continua collaborante alla statica globale del manufatto. Le travi, composte per assemblaggio in composizione saldata di piatti, hanno sezione a doppio T asimmetrica.



Il tracciamento planimetrico dell'asse stradale nel tratto interessato dal ponte si sviluppa lungo un arco circolare di raggio pari a 100.00 m misurato sull'asse impalcato. Trasversalmente la sede stradale presenta una pendenza pari 7.00% per tutta l'estensione interessata dal ponte in oggetto.

Data la curvatura dell'impalcato, le travi sono previste ad altezza gradualmente crescente dal lato interno curva verso il lato esterno curva, passando da un'altezza trave di 160 cm a un'altezza trave di 180 cm.

La sezione trasversale dell'impalcato larga 1020 cm è composta da:

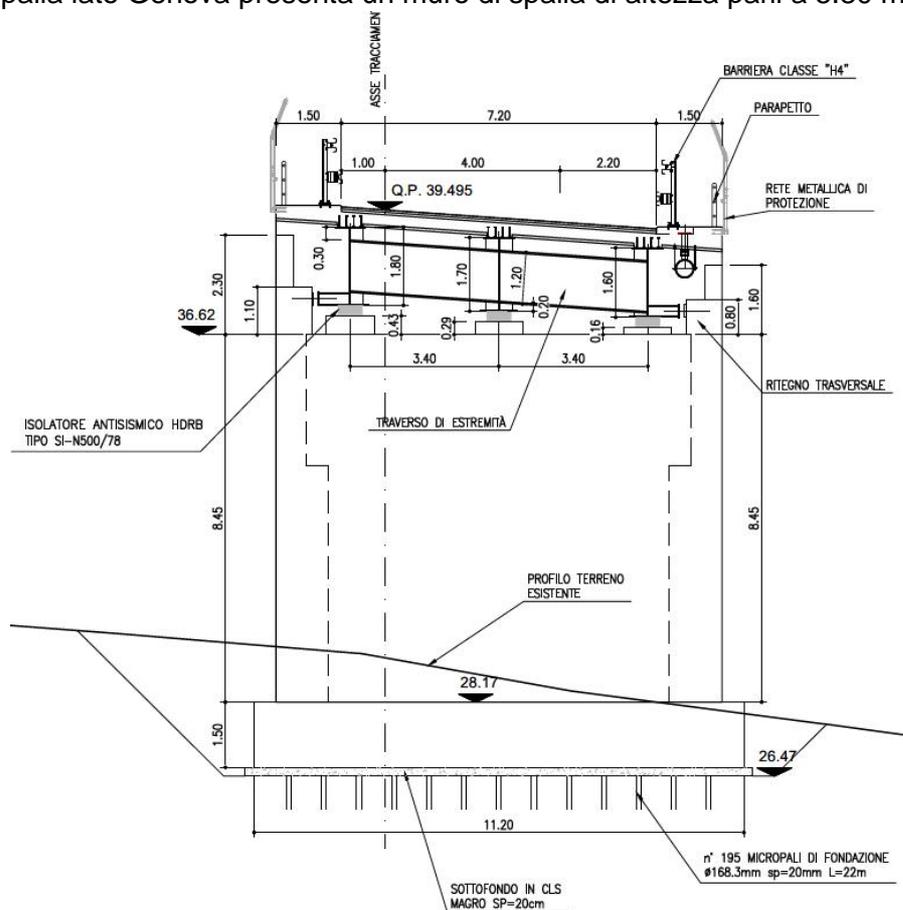
- travi metalliche con interasse pari a 340 cm attrezzate sulle piatta-bande superiori con pioli connettori tipo Nelson;
- soletta gettata in opera su lastre cassero prefabbricate per uno spessore complessivo di 26+6 cm;
- traversi di accoppiamento a parete piena a sezione di doppio T simmetrico, collegati alle travi mediante giunti bullonati di forza;
- diagonali di controvento inferiori e superiori che conferiscono alla sezione globale di impalcato un comportamento torso-rigido a cassone equivalente.

La sede stradale è suddivisa in una sede carrabile centrale di larghezza pari a 720 cm e due cordoli rialzati di estensione pari a 150 cm ciascuno, protetti da barriere sicurvia e adibiti a marciapiedi di servizio completi di parapetti anti-proiezione.

Per eventuali maggiori dettagli in merito all'ubicazione dell'opera ed alle relative caratteristiche geometriche si rimanda alla visione dell'elaborato grafico relativo.

Le sottostrutture di supporto dell'impalcato (spalle di estremità) sono sostanzialmente configurate in modo analogo fatta eccezione di alcune limitate differenze nelle geometrie principali e sono previste in c.a. ordinario.

Le sottostrutture si compongono di un muro frontale di spalla su cui sono in diretto appoggio i dispositivi di vincolo dell'impalcato, dello spessore complessivo di 200 cm. La spalla maggiore lato Vado Ligure (spalla 1) presenta un muro di spalla con altezza pari a 8.75 m mentre la spalla lato Genova presenta un muro di spalla di altezza pari a 5.80 m.



Entrambe le strutture sono fondate su pali aventi camicia metallica di spessore 20mm e diametro 168.3mm e lunghezza di 22m; sotto alla spalla 1 sono presenti 195 micropali mentre sotto la spalla 2 sono presenti 130 micropali a maglia 80cm x 80cm.

In sommità i muri sono completati dal para-ghiaia che ha la funzione di proteggere l'impalcato dal terreno retrostante la spalla. Il muro para-ghiaia ha spessore contenuto e pari a 50 cm.

Le elevazioni sono fondate su un basamento pseudo-rettangolare con altezza pari a 150 cm impostato su batteria di micropali infissi nel terreno.

Completano la struttura i muri d'ala laterali, impostati sul basamento, con la funzione di contenere le spinte laterali del terrapieno adiacente.

I dispositivi di vincolo selezionati sono del tipo isolatori antisismici ad alto smorzamento (HDRB) con la capacità di dissipare le energie cinetiche durante un evento sismico. L'isolamento sismico permette di ridurre il cimento delle sottostrutture per le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato sia in condizione statica sia in condizione sismica.

## 1.2 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Per le opere in progetto, si definiscono i seguenti parametri di classificazione:

Tipo di costruzione: 3 (ponti e opere infrastrutturali di importanza strategica)  
Vita nominale:  $V_N \geq 100$  anni  
Classe d'uso: IV (Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001 n. 6792)  
Coefficiente d'uso:  $C_u = 2.0$   
Periodo di riferimento per le azioni sismiche:  $V_R = V_N C_u = 200$  anni

La definizione delle azioni sismiche di progetto viene effettuata in funzione della "pericolosità sismica di base" del sito mediante i seguenti parametri:

- Accelerazione sismica al sito:  $a_g$  [m/s<sup>2</sup>]  
- Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione:  $F_o$   
- Periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione:  $T_c^*$  [s]

Tali parametri sono variabili a seconda dello stato limite considerato, della classe di importanza dell'opera e, delle coordinate geografiche di localizzazione dell'opera (latitudine e longitudine).

Con riferimento all'area di intervento, posta alle seguenti coordinate:

Comune: Vado Ligure (SV)  
Zona Sismica 3B (ai sensi della D.G.R. n.1308 del 24/10/08 – Reg. Liguria)  
latitudine: 44.2677  
longitudine: 8.4157  
elevazione: 50-60 m slm

Nella pagina che segue sono evidenziati i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  definiti interpolando tra i valori forniti per i vertici del reticolo di riferimento più prossimi al sito ("Allegato B - Tabella 1" della norma).

## 1.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Nella figura che segue sono evidenziati i quattro vertici del reticolo di riferimento che racchiudono il sito in esame, in termini di numero identificativo ed ubicazione geografica, e sono quindi elencati i parametri sismici associati al sito di costruzione.

### Pericolosità sismica

Tipo costruzione (Art. 2.4.1)

Tipo 1 (Vn <=10 anni)

Tipo 2 (Vn >=50 anni)

Tipo 3 (Vn >=100 anni)

Vita Nominale Vn (anni):

Classe d'uso (Art. 2.4.2)

Classe I

Classe II

Classe III

Classe IV

Periodo di riferimento per l'azione sismica (>=35): VR= Vn\*Cu= 100.00\*2.00= 200.00 anni

SLD	81.00
SLD	63.00
SLV	10.00
SLC	5.00

SLD	120.43
SLD	201.16
SLV	1898.24
SLC	2475.00

Posizione del sito

Comune:

Longitudine:

Latitudine:

Isola:

Cerca con Google Map

Nodi intorno al sito

ID	Longitudine:	Latitudine:	Distanza sito (l)
17354	8.3921	44.2750	2.0488
17576	8.3963	44.2250	4.9979
17577	8.4659	44.2280	5.9617
17355	8.4618	44.2780	3.8486

Parametri di pericolosità sismica (Modificabili)

	ag (g/10)	FD (adim)	TC*(sec)
SLD	0.3579	2.5824	0.2386
SLD	0.4337	2.5627	0.2715
SLV	0.9830	2.6391	0.3336
SLC	1.0789	2.6420	0.3382

N.B. Dal valore tabellato, per ottenere ag in (g), dividerlo per 10; per ottenerlo in m/sec^2, moltiplicarlo per 0.986

I parametri sismici per il sito di costruzione sono determinati come media ponderata tra i quattro vertici di cui sopra adottando come "peso" l'inverso delle relative distanze:

$$p = \frac{\sum_1^4 p_i d_i}{\sum_1^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

p = valore del parametro di interesse;

p<sub>i</sub> = valori del parametro relativi ai quattro vertici del reticolo;

d<sub>i</sub> = distanze dei quattro vertici dal punto in esame.

Per il sito oggetto di studio si determinano pertanto i seguenti parametri sismici:

SLD			SLV		
Tr = 200			Tr = 1900		
ag /g	Fo	T'c	ag /g	Fo	T'c
0.04337	2.5627	0.2715	0.09830	2.6391	0.3336

La risposta sismica locale deve poi essere corretta in relazione alla "Categoria *del Suolo*" e alle "Condizioni Topografiche" proprie del sito di costruzione mediante i relativi coefficienti di amplificazione.

In relazione a quanto emerso nel corso delle indagini geologiche e geognostiche, dal punto di vista sismico, si ritiene di classificare il terreno come appartenente alla **categoria "C"**: "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

Per tale categoria di sottosuolo il coefficiente di **amplificazione stratigrafica "S<sub>s</sub>"** è posto pari a 1.5:

$$S_s = 1.50$$

Per quanto riguarda il coefficiente di **Amplificazione Topografica**, può essere assunto cautelativamente quello per la categoria topografica **T2** (*pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$* ) pari a:

$$S_T = 1.20$$

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le opere oggetto della presente relazione di calcolo sono state sviluppate in base alle seguenti principali normative e istruzioni di riferimento.

- |      |                         |   |
|------|-------------------------|---|
| [1]  | Legge 05.11.1971 n.1086 | "Norma per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica" |
| [2]  | D.M. 17.01.2018         | "Norme Tecniche per le Costruzioni"   |
| [3]  | Circ. 21.01.2019 n.7    | Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17.01.2018                         |
| [4]  | UNI EN 1991-1-5         | Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche  |
| [5]  | UNI EN 1991-2           | Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti   |
| [6]  | UNI EN 1992-1-1         | Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici                     |
| [7]  | UNI EN 1993-1-1         | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici                          |
| [8]  | UNI EN 1993-1-5         | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra                                     |
| [9]  | UNI EN 1993-1-8         | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti                                    |
| [10] | UNI EN 1993-1-9         | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-9: Fatica  |
| [11] | UNI EN 1993-1-10        | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore      |
| [12] | UNI EN 1993-2           | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio  |
| [13] | UNI EN 1994-1-1         | Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici       |
| [14] | UNI EN 1994-2           | Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti             |
| [15] | CNR–UNI 10011-1997      | Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione                          |
| [16] | CNR–UNI 10016-2000      | Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni                                |

### 3. MATERIALI

Si riportano le caratteristiche specifiche dei principali materiali da costruzione da utilizzare per la realizzazione degli impalcato per i ponti oggetto della presente Relazione.

#### 3.1 ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA

- Elementi saldati in acciaio con  $sp. \leq 20$  mm: Acciaio tipo S355 J0
- Elementi saldati in acciaio con  $20 \text{ mm} < sp. \leq 40$  mm: Acciaio tipo S355 J2G3
- Elementi saldati in acciaio con  $sp. > 40$  mm: Acciaio tipo S355 K2G3
- Elementi in acciaio non saldati, profili laminati: Acciaio tipo S355 J0

Le caratteristiche meccaniche e chimiche degli acciai dovranno essere conformi alla norma armonizzata UNI EN 10025.

Principali caratteristiche meccaniche:

- modulo elastico normale:  $E_{na} = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico tangenziale:  $E_{ga} = 80.770 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura ( $sp. \leq 40$  mm):  $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento ( $sp. \leq 40$  mm):  $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura ( $sp. > 40$  mm):  $f_{tk} = 470 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento ( $sp. > 40$  mm):  $f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$

#### 3.2 BULLONI AD ALTA RESISTENZA

I bulloni ad alta resistenza devono essere conformi secondo la seguente classificazione:

Viti ad alta resistenza in classe 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1: 2001;

- tensione di snervamento viti cl. 10.9:  $f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$
- tensione di rottura viti cl. 10.9:  $f_{tb} = 1.000 \text{ N/mm}^2$

Dadi in classe 10 secondo UNI EN 20898-2: 1994;

- rosette in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC 32÷40, secondo UNI EN 10083-2: 2006
- piastrine in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC 32÷40, secondo UNI EN 10083-2: 2006

#### 3.3 PIOLI DI CONNESSIONE

Pioli connettori tipo Nelson in Acciaio S235J2 + C450 (ex ST 37– 3K)

- tensione caratteristica di rottura  $f_{ptk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento  $f_{pyk} \geq 350 \text{ N/mm}^2$
- allungamento  $\geq 15 \%$
- strizione  $\geq 50 \%$

### 3.4 ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.

Acciaio per calcestruzzo armato, laminato a caldo, tipo B450 C

- valore nominale della tensione di snervamento:  $f_{y,nom} \Rightarrow 450 \text{ N/mm}^2$
- valore nominale della tensione di rottura:  $f_{t,nom} \Rightarrow 540 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq f_{y,nom}$
- tensione caratteristica di rottura:  $f_{t,k} \geq f_{t,nom}$
- allungamento:  $(A_{gt})_k \geq 7,5 \%$

### 3.5 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

E' previsto l'impiego di calcestruzzo tipo C32/40 con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	= 40,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 32,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 40,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 3,02	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 2,12	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	= 0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	$\gamma_c$	= 1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	= 18,13	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1,41	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 33350	N/mm <sup>2</sup>

Classe di esposizione:	XC4-XF4
Classe di consistenza:	S5
Copriferro minimo:	55 mm
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.50

## 4. ANALISI DEI CARICHI DALL'IMPALCATO

Per le verifiche relative alle opere in oggetto, le principali azioni considerate sono di seguito riassunte:

- peso proprio strutturale di impalcato;
- carichi permanenti portati di tipo non strutturale (pavimentazione stradale, barriere, parapetti ecc.);
- azioni variabili da traffico sulla sede stradale già comprensivi del coefficiente di incremento dinamico;
- azioni longitudinali di avviamento/frenamento;
- azioni trasversali centrifughe;
- azioni del vento;
- azioni sismiche.

Nelle sezioni seguenti si riportano a chiarimento i singoli contributi sopra menzionati.

### 4.1 PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA

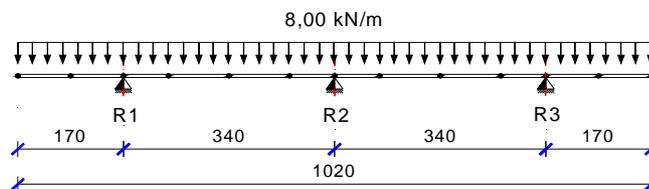
Per il calcolo del peso proprio degli elementi in carpenteria metallica è stato considerato il peso di volume dell'acciaio pari a  $\gamma_{fe} = 78,5 \text{ kN/m}^3$  incrementato del 25% per tenere conto degli irrigidimenti, dei giunti saldati, dei pioli di connessione, ecc.

### 4.2 PESO PROPRIO SOLETTA

Il peso della soletta e delle lastre predalle risulta pari a:

- soletta (sp. 26+6):  $0,32 \text{ m} \times 25,00 \text{ kN/m}^3 = 8,00 \text{ kN/m}^2$

Lo schema di calcolo delle azioni sulle travi principali longitudinali per il peso della soletta sull'unità di lunghezza del ponte è:



La distribuzione del carico lungo le travi è stata effettuata per larghezze di influenza, ricavando le reazioni al carico distribuito:

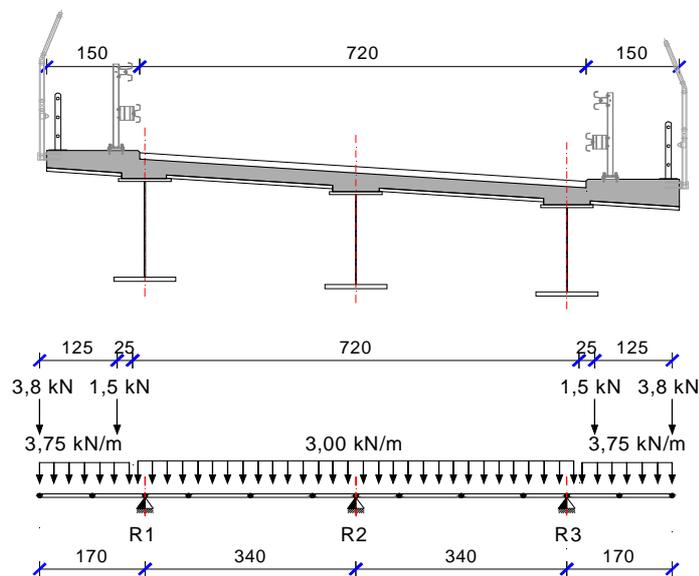
$$\begin{aligned}
 R1 = R3 &= 27,20 \text{ kN/m} && \text{(travi esterne)} \\
 R2 &= 27,20 \text{ kN/m} && \text{(trave centrale)}
 \end{aligned}$$

### 4.3 CARICHI PERMANENTI

I sovraccarichi permanenti consistono nei seguenti contributi:

- Velette di bordo (sp. 8 cm): = 2 x 0,80 kN/m
- Marciapiedi (sp. 15 cm): 0,15 m x 25,0 kN/m<sup>3</sup> = 3,75 kN/m<sup>2</sup>
- Barriere sicurvia: = 2 x 1,50 kN/m
- Reti di protezione e parapetti: = 2 x 3,00 kN/m
- Pavimentazione, sp. 10 cm: = 3,00 kN/m<sup>2</sup>

Lo schema di calcolo delle azioni sulle travi principali longitudinali per il sovraccarico permanente sull'unità di lunghezza del ponte è:



La distribuzione del carico lungo le travi è stata effettuata mediante analisi bidimensionale di trave in continuità su appoggi puntuali nelle posizioni geometriche delle strutture metalliche, ricavando le reazioni al carico distribuito:

- R1 = 22,80 kN/m (trave di bordo lato esterno curva)
- R2 = 1,34 kN/m (trave centrale)
- R3 = 21,46 kN/m (trave di bordo lato interno curva)

### 4.4 EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ ( $\epsilon_2$ )

Gli effetti della viscosità, associati alle azioni di lunga durata (carichi permanenti portati non strutturali ed effetti del ritiro) sono valutati con il metodo agebrizzato AAEM (Age Adjusted Effective Modulus) semplificato mediante l'adozione di moduli elastici del calcestruzzo corretti come segue:

$$E_c^* = \frac{E_{c0}}{1 + \psi_L \cdot \phi(\infty, t_0)}$$

Dove:

$E_{c0} = 33.643 \text{ N/mm}^2$  è il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo assunto per l'impalcato in progetto;

$\psi_L$  è un coefficiente correttivo che dipende dal tipo di azione (v. prospetto seguente).

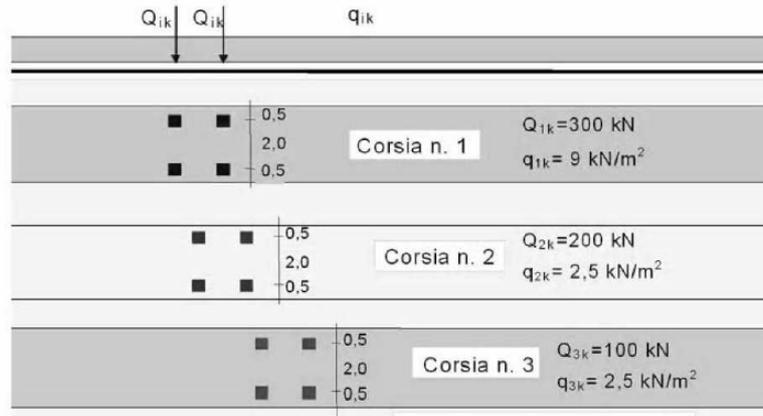
<b>Valori del coefficiente <math>\psi_L</math> suggeriti dall'EC4</b>	
Carichi permanenti dopo che la connessione travi-soletta sia divenuta efficace	$\psi_L = 1,10$
Effetti isostatici (primari) ed iperstatici (secondari) del ritiro	$\psi_L = 0,55$

Si riporta la valutazione degli effetti reologici per la parte gettata in opera.

<b>EuroCodice 1992-1-1 - Ritiro - Viscosità</b>			
$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} ; \phi_{\infty, t0}$			
- Tipo di calcestruzzo	<b>Rck =</b>	40 N/mm <sup>2</sup>	
- Classe del calcestruzzo ( <b>S, N o R</b> ):		<b>N</b>	
- per cementi di resistenza <b>CEM 32,5 N</b> -> Classe <b>S</b>			
- per cementi di resistenza <b>CEM 32,5 R, CEM 42,5 N</b> -> Classe <b>N</b>			
- per cementi di resistenza <b>CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R</b> -> Classe <b>R</b>			
- Area della sezione in c.a.	<b>A<sub>c</sub> =</b>	26520 cm <sup>2</sup>	
- Perimetro della sezione in c.a. esposto all'aria	<b>u =</b>	1072 cm	
- Dimensione fittizia (in mm) della sezione in c.a. pari al rapporto 2A/u	<b>h<sub>0</sub> =</b>	495 mm	
- Umidità relativa	<b>RH =</b>	60 %	
- Età del cls nel momento considerato (espresso in giorni)	<b>t =</b>	25500 g	
- Età del cls a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni)	<b>t<sub>s</sub> =</b>	1 g	
- Valore di k <sub>h</sub>	<b>k<sub>h</sub> =</b>	0.701	
- Deformazione da ritiro per essiccamento	<b><math>\epsilon_{c0}</math> =</b>	$0.418 \times 10^{-3}$	<b><math>\epsilon_{cd0}</math> =</b> $0.416 \times 10^{-3}$
- Def. da ritiro per essiccamento a tempo infinito e a tempo t	<b><math>\epsilon_{cd,\infty}</math> =</b>	$0.293 \times 10^{-3}$	<b><math>\epsilon_{cd(t)}</math> =</b> $0.287 \times 10^{-3}$
- Def. per ritiro autogeno a tempo infinito e a tempo t	<b><math>\epsilon_{ca,\infty}</math> =</b>	$0.058 \times 10^{-3}$	<b><math>\epsilon_{ca,t}</math> =</b> $0.058 \times 10^{-3}$
- Def. finale per ritiro a tempo infinito e a tempo t	<b><math>\epsilon_{cs,\infty}</math> =</b>	$0.351 \times 10^{-3}$	<b><math>\epsilon_{cs(t)}</math> =</b> $0.345 \times 10^{-3}$
- Giorno di riferimento dell'applicazione del carico per la valutazione degli effetti del ritiro	<b>t<sub>0,rit</sub> =</b>	1 g	<b>n<sub>rit</sub> =</b> <b>17.85</b>
- Viscosità a tempo infinito e a tempo t per le azioni da ritiro	<b><math>\phi_{\infty,rit}</math> =</b>	<b>3.418</b>	<b><math>\phi_{t,rit}</math> =</b> <b>3.381</b>
- Giorno di riferimento dell'applicazione del carico per la valutazione degli effetti dei carichi permanenti	<b>t<sub>0,perm</sub> =</b>	28 g	<b>n<sub>perm</sub> =</b> <b>18.71</b>
- Viscosità a tempo infinito e a tempo t per le azioni perm.	<b><math>\phi_{\infty,perm}</math> =</b>	<b>1.837</b>	<b><math>\phi_{t,perm}</math> =</b> <b>1.817</b>
- Modulo elastico normale istantaneo	<b>E<sub>c0</sub> =</b>	33643 N/mm <sup>2</sup>	
- Modulo elastico tangenziale istantaneo	<b>G<sub>c0</sub> =</b>	14018 N/mm <sup>2</sup>	
- Modulo elastico normale a tempo t <sub>0,perm</sub>	<b>E<sub>c,perm</sub> =</b>	11221 N/mm <sup>2</sup>	
- Modulo elastico tangenziale a tempo t <sub>0,perm</sub>	<b>G<sub>c,perm</sub> =</b>	<b>4675</b> N/mm <sup>2</sup>	
- Modulo elastico normale a tempo t <sub>0,rit</sub>	<b>E<sub>c,rit</sub> =</b>	11765 N/mm <sup>2</sup>	
- Modulo elastico tangenziale a tempo t <sub>0,rit</sub>	<b>G<sub>c,rit</sub> =</b>	<b>4902</b> N/mm <sup>2</sup>	

#### 4.5 CARICHI MOBILI VARIABILI

Per i carichi variabili da traffico si farà riferimento allo **Schema di carico 1** costituito da carichi concentrati su due assi in tandem ( $Q_{i,k}$ ) e da carichi distribuiti uniformemente sulle corsie ( $q_{i,k}$ ).



I carichi concentrati sugli assi in tandem ed i carichi uniformemente distribuiti dello **Schema di Carico 1**, comprensivi degli effetti dinamici, vanno differenziati per le diverse corsie convenzionali (larghezza corsia convenzionale 3,00 m) come indicato nel prospetto seguente.

	Carico singolo asse ( $Q_{i,k}$ )	Carico uniforme ( $q_{i,k}$ )
Corsia n. 1	300 kN (150 kN/impronta)	9,0 kN/m <sup>2</sup>
Corsia n. 2	200 kN (100 kN/impronta)	2,5 kN/m <sup>2</sup>
Parte carrabile rimanente	--	2,5 kN/m <sup>2</sup>

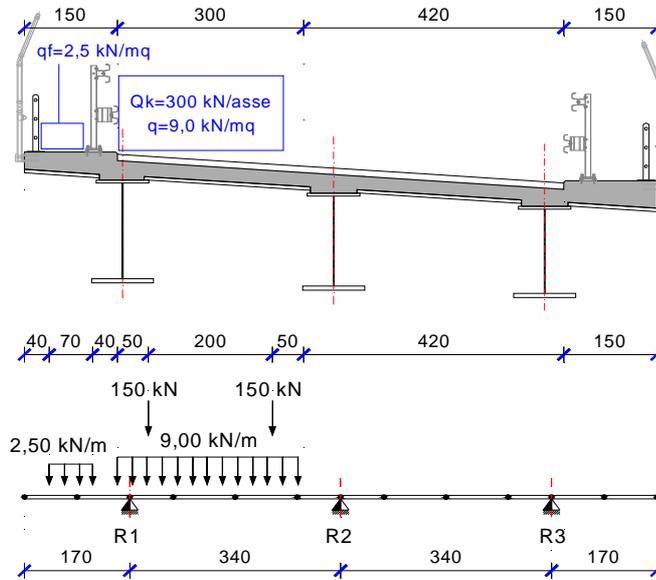
Le disposizioni trasversali dei carichi mobili sono assunte in modo da massimizzare gli effetti sulle strutture. Si riportano negli schemi grafici successivi le disposizioni trasversali e conseguentemente longitudinali che massimizzano gli effetti flettenti e taglianti sulla struttura di impalcato.

Sulla superficie dei camminamenti laterali, pur non essendo questi marciapiedi ad uso pubblico, ma solo percorsi per personale tecnico di servizio, si considera comunque un sovraccarico centrato  $q_{5,k} = 2.50 \text{ kN/m}^2$  per una larghezza di 0.70 m.

#### 4.5.1 DISPOSIZIONI TRASVERSALI

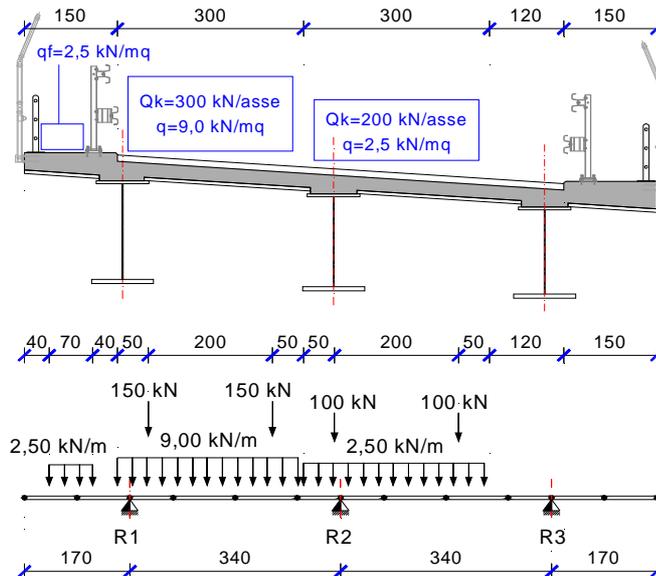
Si prendono in considerazione le seguenti disposizioni trasversali dei carichi mobili che massimizzano gli effetti di sollecitazione sulle travi principali longitudinali, per effetto del massimo carico e della massima eccentricità rispetto l'asse di simmetria dell'impalcato.

**Disposizione A – Carico fortemente eccentrico**



	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>
Tandem (kN)	177,88	138,35	-16,24
Distribuito (kN/m)	21,05	11,03	-1,33

**Disposizione B – Carico a due corsie eccentrico**



	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>
Tandem (kN)	171,97	303,12	24,91
Distribuito (kN/m)	20,73	17,40	0,12

Si precisa che le disposizioni trasversali qui illustrate sono state utilizzate anche per definire le massime sollecitazioni nei traversi di accoppiamento. Per valutazioni più dettagliate

dello stato di sollecitazione dei traversi di accoppiamento si rimanda alla progettazione esecutiva.

#### 4.5.2 DISPOSIZIONI LONGITUDINALI

Le disposizioni longitudinali considerate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in progetto (travi, traversi, apparecchi di appoggio) sono state definite per massimizzare gli effetti flettenti in mezzeria o in corrispondenza delle sezioni di giunto tra i conci e i massimi tagli di bordo delle travi o in corrispondenza delle sezioni di giunto e le massime sollecitazione nei traversi di accoppiamento (sollecitati da carichi con componenti di torsione sull'impalcato) e massimi scarichi agli appoggi.

#### 4.6 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE

La forza di frenamento o accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso specifico, essendo la lunghezza della campata pari a 36,5 m, la forza di frenamento vale:  $q_3 = 459 \text{ kN}$

Tale azione sarà applicata su ciascuna trave longitudinale come azione distribuita linearmente secondo l'asse di sviluppo dell'impalcato, seguendo la curvatura in progetto.

#### 4.7 AZIONE CENTRIFUGA

Il ponte in oggetto presenta andamento planimetrico circolare con raggio 50.0 m.

L'azione centrifuga è pertanto pari a (cfr. tab. 5.1.III):

$$Q_4 = 0.2 Q_v$$

essendo  $Q_v$  il carico complessivo dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 presenti sul ponte.

Essendo presenti tre corsie convenzionali il carico totale agli assi tandem è pari a (cfr. tabella 5.1.II):

$$Q_v = 2 \cdot 300 \text{ kN} + 2 \cdot 200 \text{ kN} = 1000 \text{ kN}$$

e quindi:

$$Q_4 = 0.2 \times 1000 = 200 \text{ kN}$$

#### 4.8 AZIONE DEL VENTO

La pressione statica equivalente al vento sulle strutture d'impalcato è valutata in base all'espressione seguente:

$$p_v = q_b \times C_e \times C_p \times C_d$$

- $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{b(TR)}^2$  è la pressione cinetica di riferimento, funzione della velocità di riferimento del vento e della densità dell'aria;

- $\rho$  è la densità dell'aria assunta costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ ;
- $v_{b(TR)} = \alpha_R \times v_b$  è la velocità di riferimento del vento riferita ad un generico periodo di ritorno e funzione di  $v_b$  e del parametro correttivo  $\alpha_R$ ;
- $v_b$  è la velocità di riferimento del vento a 10 m dal suolo, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni;
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza sul suolo e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- $c_p$  è il coefficiente di forma (coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;
- $c_d$  è il coefficiente dinamico che tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Ciò premesso, si evidenziano i parametri che definiscono l'azione del vento sulla struttura in esame:

- Zona 7 (Liguria);
- Velocità di riferimento del vento:  $v_{b0} = 28 \text{ m/s}$  (101 km/hr);
- Classe di rugosità del terreno D – Aree prive di ostacoli.
- pressione cinetica di riferimento:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} 1,25 \cdot (1,125 \cdot 28)^2 = 620 \frac{N}{m^2} = 0,620 \frac{kN}{m^2}$$

### **Coefficiente di esposizione**

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno circostante il coefficiente di esposizione è dato dalla formula seguente:

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

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

ove  $k_r$ ,  $z_0$  e  $z_{\min}$  sono assegnati in funzione della particolare categoria di esposizione che, in mancanza di analisi specifiche, può essere assegnata in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno. Il coefficiente di topografia  $c_t$  è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

ZONE 7,8			
mare		costa	
1,5 km		0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

\* Categoria II in zona 8  
 Categoria III in zona 7

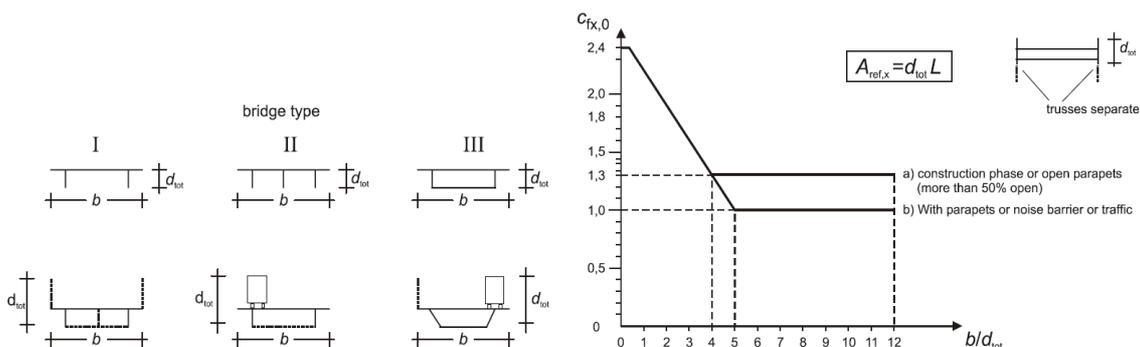
Categoria di esposizione III       $k_r = 0,20$ ;       $z_0 = 0,10$  m;       $z_{min} = 5,00$  m

Si passa a valutare il coefficiente di esposizione  $c_e$  alla quota di estradosso dell'impalcato in corrispondenza della sezione di massima altezza dal suolo, assunta a favore di sicurezza pari a 13,00 m:

$$c_{e1} = c_e(z = 13,00 \text{ m}) = 0,20^2 \cdot 1,00 \cdot \ln\left(\frac{13,00}{0,10}\right) \times \left[7 + 1,00 \cdot \ln\left(\frac{13,00}{0,10}\right)\right] = 2,311$$

#### 4.8.1 VENTO TRASVERSALE SULLE STRUTTURE DI IMPALCATO

Il coefficiente di forma è determinato sulla base del diagramma fornito al § 8.3.1 dall'Eurocodice 1 Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4) e qui di seguito riportato, che mette in relazione l'altezza e la larghezza dell'impalcato investito dall'azione cinetica del vento.



Schema di variabilità del coefficiente di forma per impalcato da ponte

L'altezza di impalcato è determinata prendendo in considerazione i seguenti contributi:

- |   |        |
|---|--------|
| 1. Altezza impalcato                                    | 2,05 m |
| 2. Altezza pavimentazione cumulata alla pendenza trasv. | 0,80 m |
| 3. Altezza cordolo laterale sopra pavimento             | 0,15 m |
| 4. Altezza barriera di protezione                       | 4,00 m |
| 5. Altezza convenzionale della colonna di carico        | 3,00 m |

#### Vento a ponte scarico/carico

$d = 10,20$  m       $h_{tot} = 1+2+3+4 = 7,00$  m       $d/h_{tot} = 1,457$        $c_p = 2,063$

- pressione trasversale

$$p_v = 0,62 \frac{kN}{m^2} \times 2,311 \times 2,063 = 2,96 \frac{kN}{m^2}$$

- azione orizzontale per unità di lunghezza

$$h_v = 2,96 \frac{kN}{m^2} \times 7,00 \text{ m} = 20,7 \frac{kN}{m}$$

- momento torcente per unità di lunghezza

$$mt_v = 20,7 \frac{kN}{m} \times \left( \frac{7,0}{2} - 1,34 \right) \text{ m} \approx 44,7 \frac{kNm}{m}$$

Per la proprietà di rigidità torsionale dell'impalcato equivalente ad una sezione torsio-rigida a cassone chiusa, il momento trasversale dovuto al vento sarà introdotto come carico verticale distribuito uniformemente su ciascuna trave di bordo con ripartizione rigida alla Courbon, proporzionale alla distanza dal baricentro di impalcato.

Pertanto sulle travi si considereranno i seguenti carichi verticali aggiuntivi:

$$T1-T3 = 44,7 \text{ kNm/m} / 6,8 \text{ m} = 6,6 \text{ kN/m}$$

#### 4.9 VARIAZIONI TERMICHE ( $\epsilon_3$ )

Si fa riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5/NTC18, cap. 3.5, unitamente all'annesso nazionale, sia per quanto riguarda il calcolo del range di temperatura, sia per quanto riguarda l'approccio di calcolo.

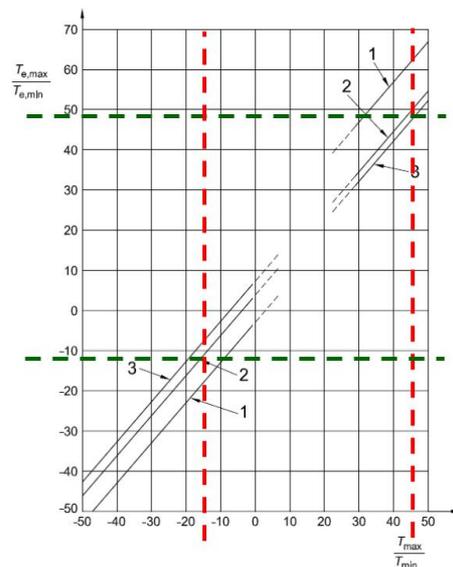
##### 4.9.1 VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI ( $\Delta_{TN}$ )

Per l'Italia, il "range" di temperatura dell'aria è definito dai seguenti valori (NTC-08 cap. 3.5 – EN 1991-1-5+N.A.D.):

- $T_{\min} = -15 \text{ }^\circ\text{C}$
- $T_{\max} = +45 \text{ }^\circ\text{C}$

Per strutture da ponte di gruppo 2 (EN 1991-1-5, 6.1.1.), la temperatura della struttura risulta pertanto:

- $T_{e,\min} = -11 \text{ }^\circ\text{C}$
- $T_{e,\max} = +49.3 \text{ }^\circ\text{C}$



a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:  $\Delta_{TN} = 60.3 \text{ }^\circ\text{C}$

##### 4.9.2 VARIAZIONI TERMICHE LINEARI ( $\Delta_{TM}$ )

La componente lineare della variazione termica sulla soletta di impalcato è valutata in accordo alla procedura semplificata di cui al prospetto 6.2a – § 6.1.4.2 dell'Eurocodice 1 (EN 1991-1-5): Actions on structures – Part 1-5: General actions – Thermal actions tenendo conto

di una variazione di temperatura uniforme sulla sola soletta in calcestruzzo pari alternativamente a  $\Delta T_s = \pm 10^\circ\text{C}$ .

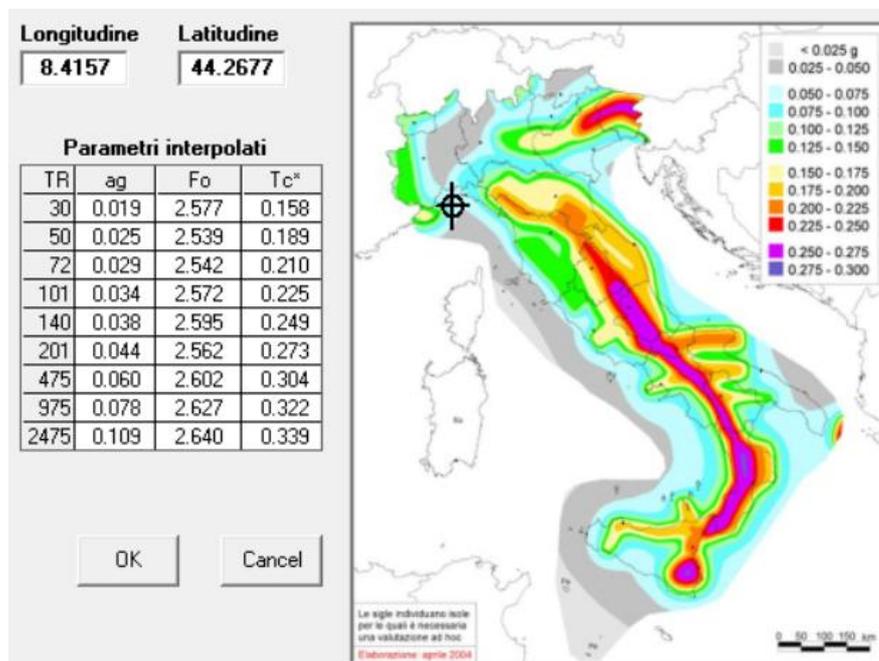
#### 4.10 AZIONI SISMICHE

La valutazione dell'azione sismica sulle strutture è stata condotta in osservanza alle prescrizioni contenute nel D.M. 17.01.2018: "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Per quanto riguarda la vita nominale, le classi d'uso e il periodo di riferimento, secondo le definizioni di cui al § 2.4 del D.M. 17.01.2018:

- Tipo di costruzione: 3 (ponti e opere infrastrutturali di importanza strategica)
- Vita nominale:  $V_N \geq 100$  anni
- Classe d'uso: IV (Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001 n. 6792)
- Coefficiente d'uso:  $C_u = 2.0$
- Periodo di riferimento per le azioni sismiche:  $V_R = V_N C_u = 200$  anni
- Categoria di sottosuolo: C
- Caratteristiche topografiche: T2.

I parametri caratteristici adottati per l'individuazione delle azioni sismiche sono i seguenti:



Sismicità del sito in esame

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico è lo spettro di risposta elastico di cui al § 3.2.3 del D.M. 17.01.2018.

In sede di analisi e verifiche si è fatto riferimento al seguente stato limite ultimo:

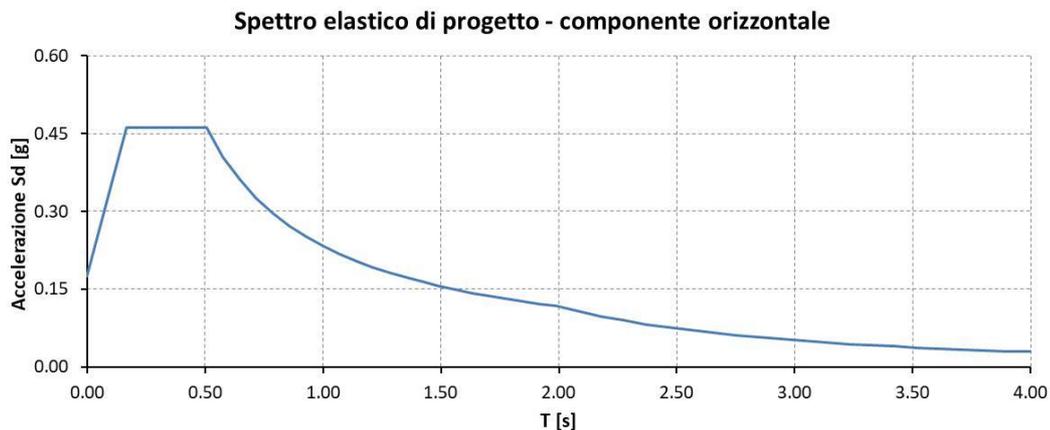
**SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita.** Si considera una probabilità di superamento PVR dello SLU nella vita di riferimento pari al 10% che, unitamente al valore  $V_R$  della vita di riferimento delle opere, determina il seguente periodo di ritorno dell'azione sismica (cfr. Allegato A del D.M. 14.01.2008):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{V_R})} = -\frac{200}{\ln(1-0,10)} = 1898 \text{ anni}$$

L'analisi sismica del ponte oggetto della presente relazione di calcolo è stata effettuata mediante analisi lineare dinamica (analisi modale con spettro di risposta) ai sensi di quanto indicato al § 7.10.5.3.2 del D.M. 17.01.2018. La verifica degli elementi portanti e costituenti le sottostrutture (spalle) è condotta introducendo un fattore di struttura "q" con valore unitario intendendo che tali elementi rimangano sostanzialmente in campo elastico durante un evento sismico.

#### 4.10.1 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (longitudinale e trasversale), per uno smorzamento viscoso convenzionale  $\xi = 5\%$  ( $\eta = 1$ ), così ottenuto per lo stato limite di salvaguardia della vita è illustrato alla figura seguente:



Spettro elastico delle componenti orizzontali

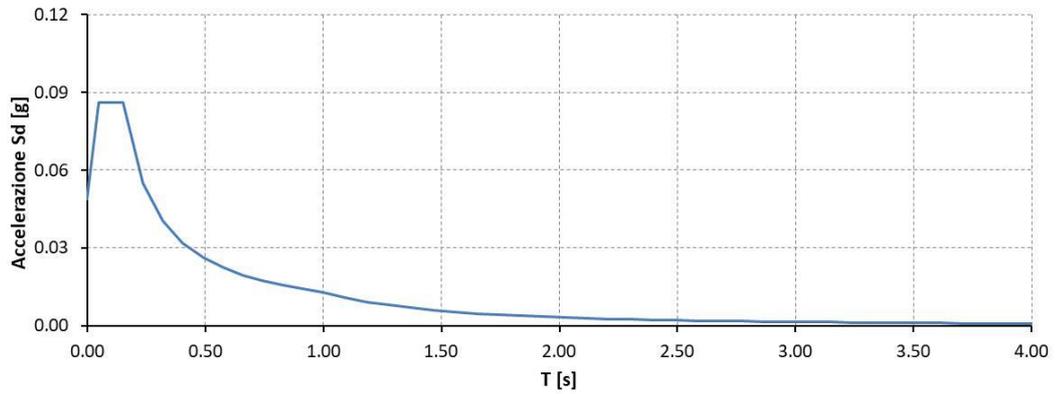
Nel caso di **ponti con isolamento sismico**, lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (longitudinale e trasversale) va ridotto per tutto il campo di periodi  $T \geq 0,8 T_{is}$ , essendo  $T_{is}$  il periodo di vibrazione della struttura isolata, assumendo per il coefficiente riduttivo  $\eta$  il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{esi}$  del sistema di isolamento pari a 15%. Il fattore  $\eta$  di alterazione dello spettro elastico assume il valore seguente:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{esi}}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 15}} = 0,707$$

#### 4.10.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale, ottenuto per lo stato limite di salvaguardia della vita, è illustrato alla figura seguente:

Spettro elastico di progetto - componente verticale



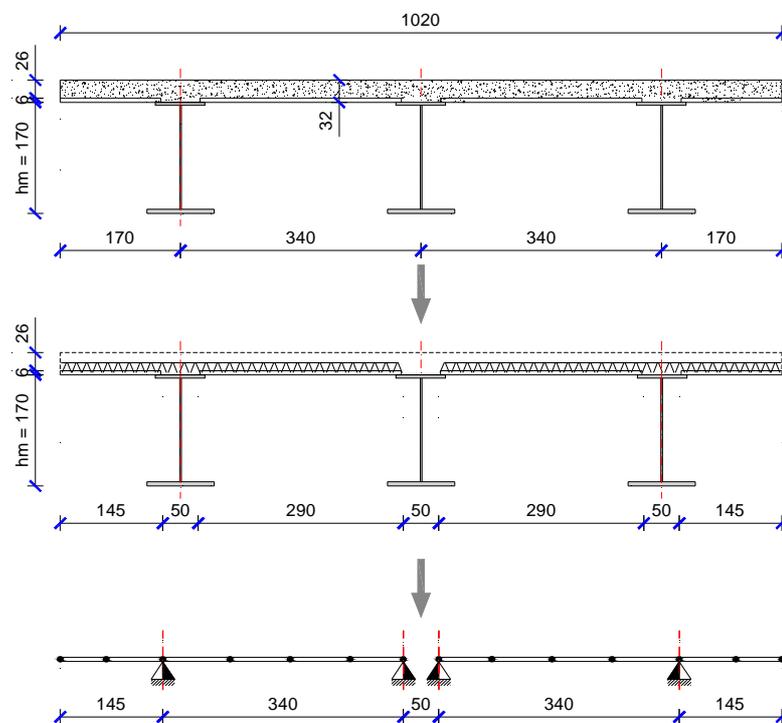
Spettro elastico della componente verticale

## 5. VERIFICA LOCALE DELLA SOLETTA

Si riportano le verifiche strutturali della soletta di impalcato con riferimento alla sezione trasversale tipica. L'analisi è finalizzata al controllo delle sollecitazioni indotte dai modelli di carico che schematizzano gli automezzi in transito. Preliminarmente alle analisi della soletta si sviluppano le verifiche relative alle lastre cassero tralicciate di fondo per il getto della soletta integrativa.

### 5.1 PREDALLES DI SOLETTA IN PRIMA FASE – TRALICCIO D'ARMATURA TIPICO

Si riportano le analisi e le verifiche di resistenza e stabilità dei tralacci delle lastre cassero; si prevede di utilizzare lastre con geometria regolare aventi larghezza massima pari a 240 cm ed irrigidite da n. 4 tralacci disposti a interasse di 60 cm. Nelle parti terminali si utilizzeranno predalle a taglio irregolare e speciale con lato maggiore comunque inferiore a 240 cm. Trasversalmente si prevede di accostare n. 2 predalle munite di sbalzi e poggianti sulle coppie di travi lato interno o lato esterno curva.



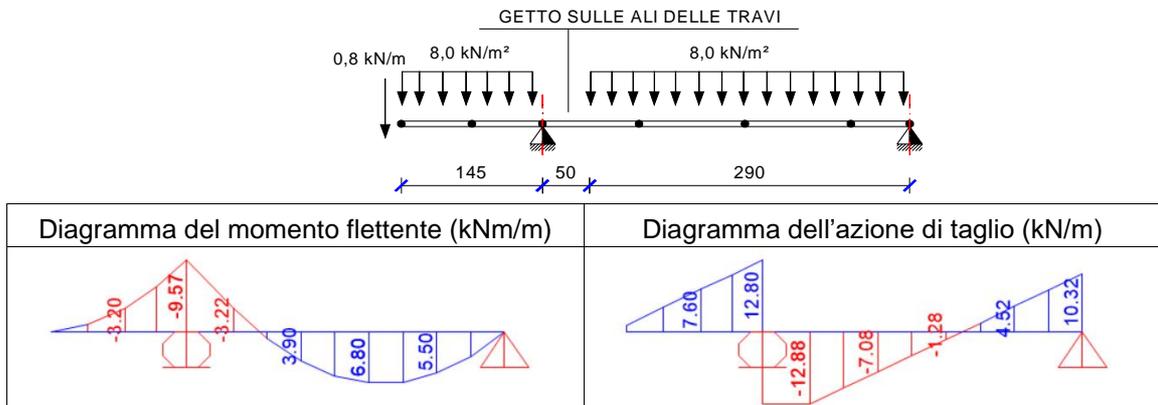
Schema di calcolo delle lastre predalles

- peso predalle (sp. 6 cm) = 1,50 kN/m<sup>2</sup>
- peso getto cls in opera (sp. 26 cm) 0,26 m x 25,00 kN/m<sup>3</sup> = 6,50 kN/m<sup>2</sup>
- sovraccarico temporaneo per mezzi d'opera = 1,00 kN/m<sup>2</sup>
- peso veletta di bordo = 0,80 kN/m

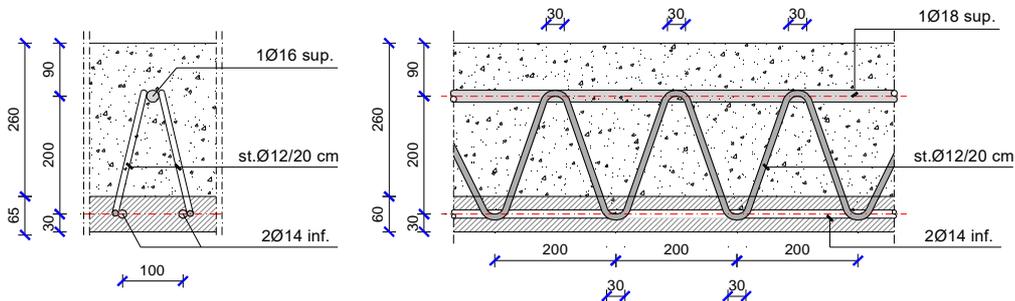
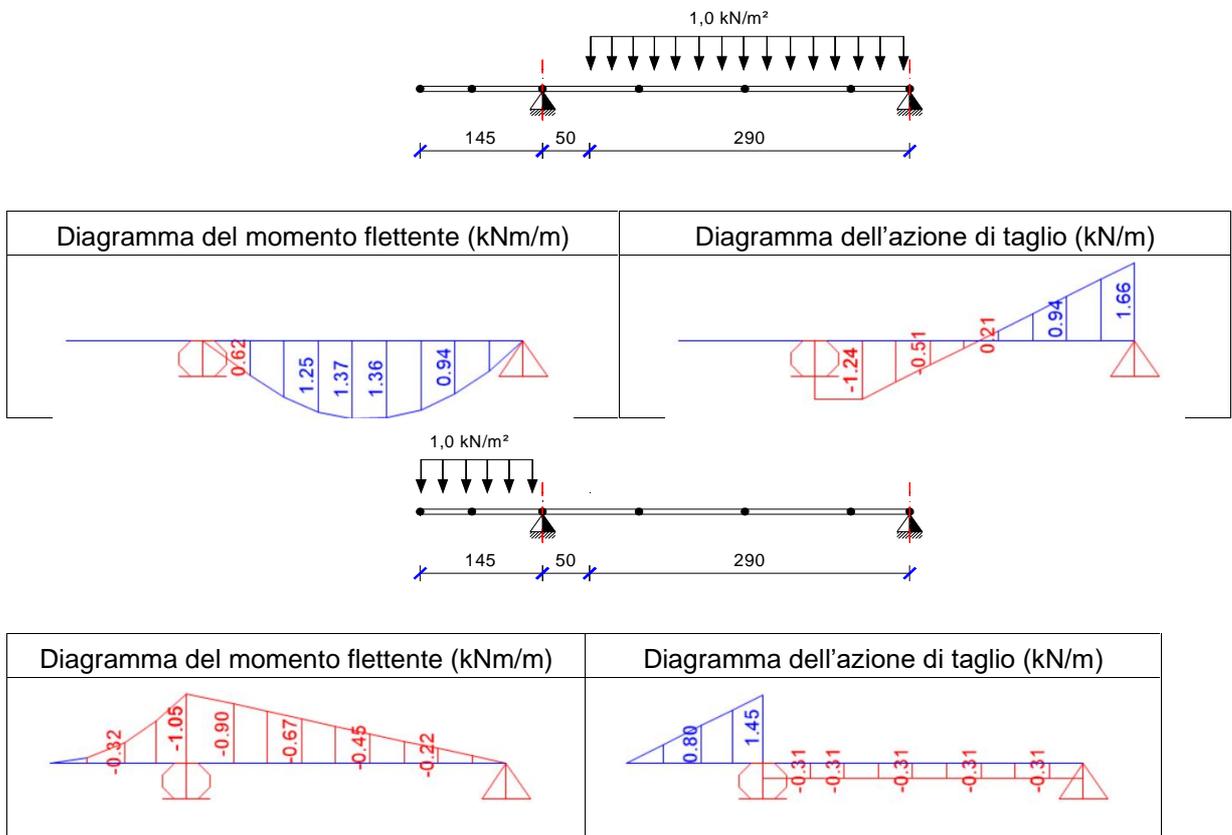
Lo schema statico delle predalles è di trave in continuità munita di sbalzo laterale.

### 5.1.1 PREDALLES CON SBALZO LATERALE

a) Schema statico e di carico: p.p. predalles + getto in opera + veletta laterale



b) Schema statico e di carico: sovraccarico temporaneo per mezzi d'opera



Traliccio d'armatura tipico

Inclinazione staffe rispetto alla verticale:  $\alpha = \arctg \frac{(10-3)}{20} = \arctg \frac{7,0}{20} = 19^{\circ},3$

#### 5.1.1.1 VERIFICA A FLESSIONE DELLA SEZIONE SULLO SBALZO

Per ogni traliccio (passo 60 cm)  $M_{Ed} = -0,60 \times [(1,50 \times 9,6) + (1,35 \times 1,1)] \cong -9,5 \text{ kNm}$

Armatura superiore traliccio 1  $\phi$  18 Verifica di resistenza

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h_{traliccio}} = \frac{9,5 \text{ kNm}}{0,20 \text{ m}} \approx 48 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} A_{\phi 18} = \frac{450 \text{ N/mm}^2}{1,15} \times 254 \text{ mm}^2 \cdot 10^{-3} = 99,4 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Rd}}{N_{Ed}} = \frac{99,4 \text{ kN}}{48 \text{ kN}} = 2,07 > 1,0$$

Armatura inferiore traliccio 2  $\phi$  14 Verifica di stabilità

La verifica di stabilità del corrente compresso è eseguita con riferimento ad una lunghezza di inflessione equivalente al passo delle staffe pari a 20 cm.

lunghezza di libera inflessione del corr. compresso	$l_0 = 200 \text{ mm}$
raggio di inerzia del corrente compresso	$i_{\phi 14} = \frac{14 \text{ mm}}{4} = 3,5 \text{ mm}$
snellezza del corrente compresso	$\lambda = \frac{200 \text{ mm}}{3,5 \text{ mm}} = 57,1$
snellezza di proporzionalità	$\lambda_p = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} = 67,9$
snellezza adimensionalizzata	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_p} = 0,841$
fattore di imperfezione $\alpha = 0,49$	$\Phi = 1,011$
coefficiente di rid. della resistenza per instabilità	$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,636$

$$N_{Rd} = \chi \frac{f_{yk}}{\gamma_s} 2A_{\phi 14} = 0,636 \frac{450 \text{ N/mm}^2}{1,15} \times 306 \text{ mm}^2 \cdot 10^{-3} = 76 \text{ kN} > N_{Ed}$$

#### 5.1.1.2 VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE SULLO SBALZO

Per ogni traliccio (passo 60 cm)  $V_{Ed} = 0,60 \times [(1,50 \times 12,9) + (1,35 \times 1,5)] \cong 12,8 \text{ kN}$

Azione di scorrimento su  $\Delta l = 20 \text{ cm}$   $S_{Ed} = \frac{12,8 \text{ kN}}{20} \times 20 = 12,8 \text{ kN} / 20 \text{ cm}$

Staffe del traliccio n. 4 staffe  $\phi$  12

Azione assiale sulle staffe  $N_{Ed, st} = \frac{1}{2} \times \frac{S_{Ed}}{2 \text{ sen } \alpha} = \frac{12,8 \text{ kN}}{4 \cdot \text{sen } 19^{\circ},3} = 9,7 \text{ kN}$

Verifica di stabilità delle staffe

lungh. di inflessione del corr. compresso  $l_0 = \sqrt{100^2 + 200^2 + 50^2} = 229 \text{ mm}$

raggio di inerzia delle staffe  $i_{\phi 12} = \frac{12 \text{ mm}}{4} = 3,0 \text{ mm}$

snellezza del corrente compresso  $\lambda = \frac{229 \text{ mm}}{3,0 \text{ mm}} = 76,3$

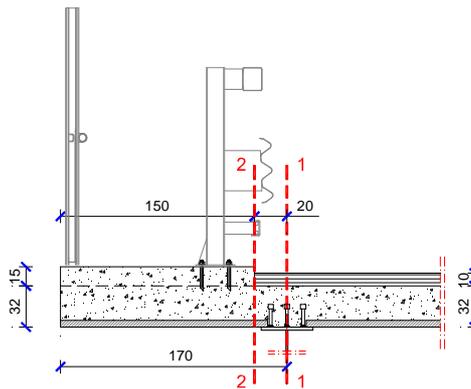
snellezza adimensionalizzata  $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_p} = 1,124$

fattore di imperfezione  $\alpha = 0,49$   $\Phi = 1,358$

coefficiente di rid. della resistenza per instabilità  $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,472$

$$N_{Rd, st} = \chi \frac{f_{yk}}{\gamma_s} A_{\phi 12} = 0,472 \frac{450 \text{ N/mm}^2}{1,15} \times 113 \text{ mm}^2 \cdot 10^{-3} = 20,9 \text{ kN} > V_{Ed}$$

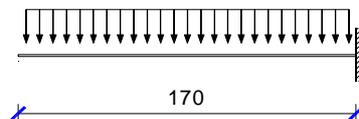
## 5.2 ANALISI DELLO SBALZO DI SOLETTA



Si espone la verifica della porzione di soletta a sbalzo, per l'azione dei carichi permanentemente presenti, dei carichi mobili variabili e per quelli eccezionali (urto di un veicolo in svio). L'analisi è riferita allo schema statico di trave a mensola incastrata in corrispondenza dell'anima della trave metallica, per una profondità unitaria in direzione asse ponte (asse longitudinale). Si tiene conto della diffusione dei carichi variabili e delle azioni eccezionali definendo le larghezze collaboranti per le varie situazioni considerate.

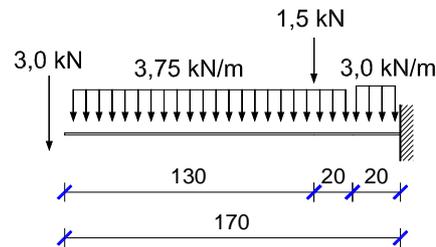
### 5.2.1 ANALISI DEI CARICHI E CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

#### 5.2.1.1 PESO PROPRIO SOLETTA



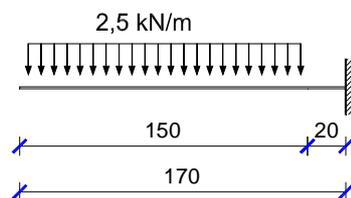
Descrizione del carico	Sez. 1-1			Sez. 2-2		
	T1-1 [kN]	d1 [m]	M1-1 [kNm]	T2-2 [kN]	d2 [m]	M2-2 [kNm]
a1) Peso soletta + predalle	13.6	0.85	-11.6	12.0	0.75	-9.0
a2) Veletta di bordo	0.8	1.70	-1.4	0.8	1.50	-1.2
<b>a1) + a2)</b>	<b>14.4</b>		<b>-12.9</b>	<b>12.8</b>		<b>-10.2</b>

### 5.2.1.2 SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI



Descrizione del carico	Sez. 1-1			Sez. 2-2		
	T1-1 [kN]	d1 [m]	M1-1 [kNm]	T2-2 [kN]	d2 [m]	M2-2 [kNm]
b1) Pavimentazione (3 kN/m)	0.6	0.10	-0.1	0.0	0.75	0.0
b2) Barriera anti-caduta	3.0	1.70	-5.1	3.0	1.50	-4.5
b3) Sicurvia	1.5	0.40	-0.6	1.5	0.20	-0.3
b4) Cordolo laterale	5.6	0.95	-5.3	5.6	0.75	-4.2
<b>b1) + b2) + b3) + b4)</b>	<b>10.7</b>		<b>-11.10</b>	<b>10.1</b>		<b>-9.02</b>

### 5.2.1.3 CARICO ACCIDENTALE SULLA PASSERELLA DI SERVIZIO



Descrizione del carico	Sez. 1-1			Sez. 2-2		
	T1-1 [kN]	d1 [m]	M1-1 [kNm]	T2-2 [kN]	d2 [m]	M2-2 [kNm]
c) Carico di servizio	3.8	0.95	-3.6	3.8	0.75	-2.8

### 5.2.1.4 CARICHI MOBILI VARIABILI

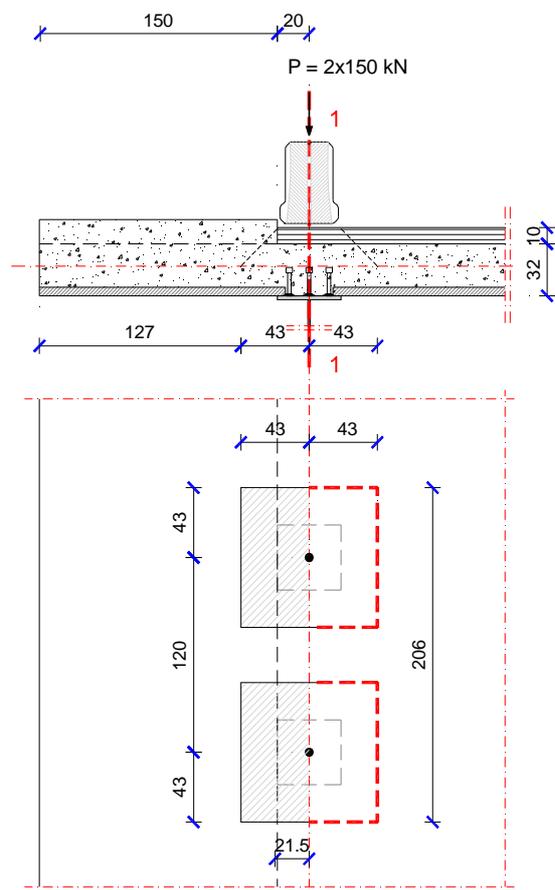
Ai fini delle analisi locali dello sbalzo di soletta si sono considerati i carichi previsti al §5.1.3.3.3 del D.M. 17.01.2018 e di seguito illustrati.

- a) Carichi mobili variabili – schema di carico n. 1

Si considerano le impronte di carico su due assi in tandem (carichi  $Q_{ik}$ ) relativi alla corsia maggiormente carica (corsia n. 1), applicate su impronte quadrate da 0,40 m di lato (150 kN/impronta comprensivi degli effetti dinamici). Effettuando una diffusione a 45° nello spessore della pavimentazione fino all'asse della soletta gettata in opera, le impronte di carico assumono dimensioni di 86 cm x 86 cm.

$$M_{1-1} = -\frac{(2 \times 150 \text{ kN}) \times 0,43 \text{ m}}{0,86 \text{ m}} \times \frac{0,215 \text{ m}}{2,06 \text{ m}} = -15,7 \text{ kNm/m}$$

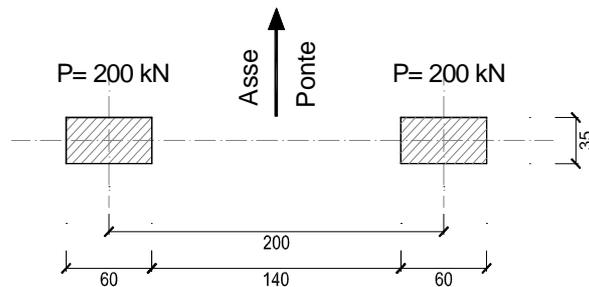
$$T_{1-1} = \frac{300 \text{ kN}}{2,06 \text{ m}} \times \frac{0,43 \text{ m}}{0,86 \text{ m}} = 72,8 \text{ kN/m}$$



Sbalzo laterale: schema di carico n. 1 – disposizioni a

b) Carichi mobili variabili – schema di carico n. 2

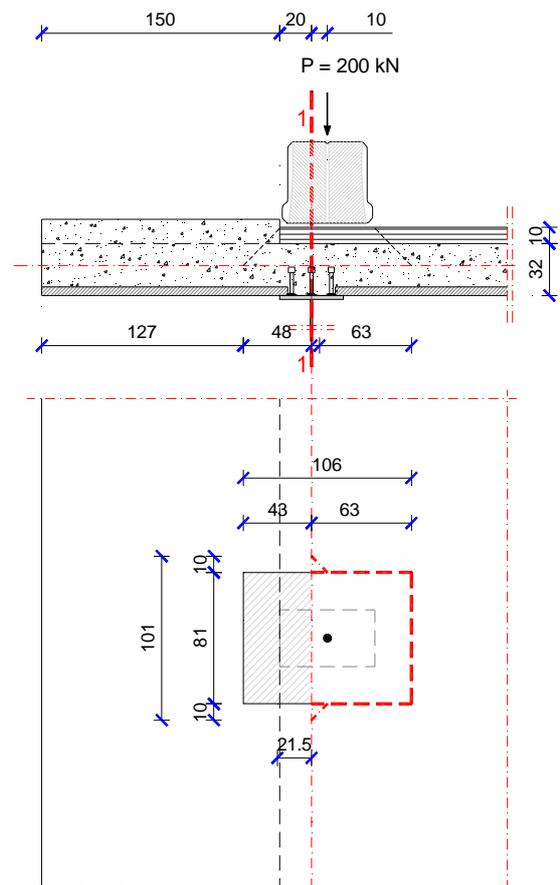
Lo schema di carico è costituito da un singolo asse applicato con due impronte da 200 kN/cad di forma rettangolare, da 35 cm di larghezza e 60 cm di lunghezza. Tale schema di carico va considerato autonomamente, agente in modo isolato e nella posizione più gravosa.



Effettuando la diffusione a 45° nello spessore del manto stradale e della soletta, le impronte di carico assumono dimensioni 81 cm x 106 cm, in corrispondenza del piano medio di soletta.

$$M_{1-1} = -\frac{200 \text{ kN} \times 0,43 \text{ m}}{1,06 \text{ m}} \times \frac{0,215 \text{ m}}{1,01 \text{ m}} = -17,3 \text{ kNm/m}$$

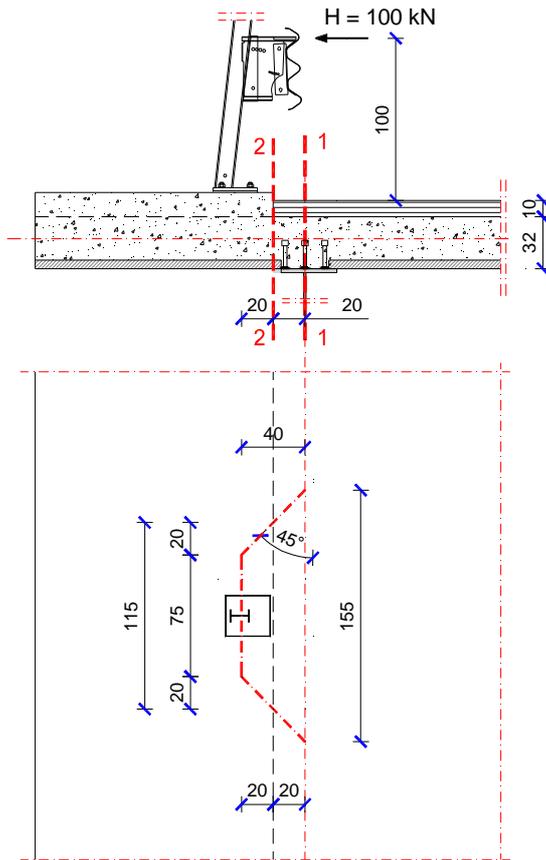
$$T_{1-1} = \frac{200 \text{ kN}}{1,01 \text{ m}} \times \frac{0,43 \text{ m}}{1,06 \text{ m}} = 80,3 \text{ kN/m}$$



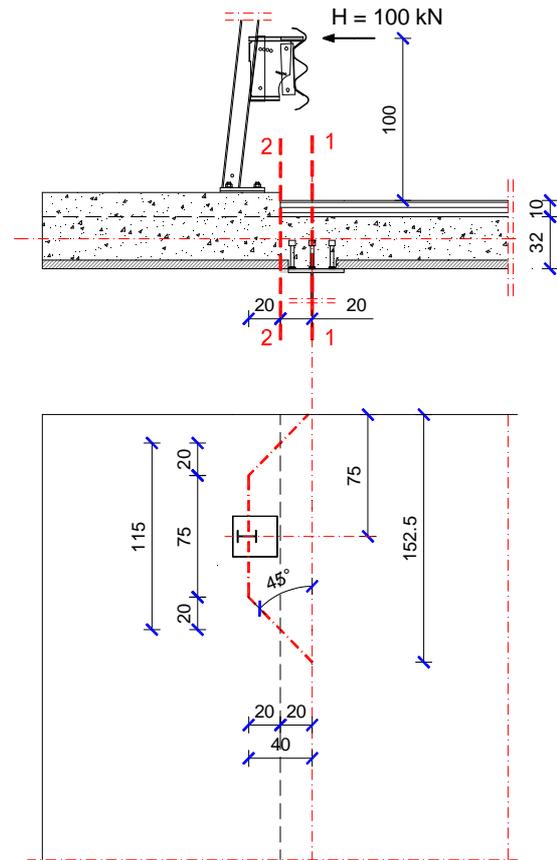
Sbalzo laterale: schema di carico n. 2 – disposizioni b

### 5.2.1.5URTO DI VEICOLO IN SVIO

Sezione in campata



Sezione in zona di bordo impalcato



$$M_{1-1} = -100 \text{ kN} \times \frac{1,26 \text{ m}}{1,55 \text{ m}} = -81,3 \text{ kNm/m}$$

$$N_{1-1} = -64,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{2-2} = -100 \text{ kN} \times \frac{1,26 \text{ m}}{1,15 \text{ m}} = -109,6 \text{ kNm/m}$$

$$N_{2-2} = -87 \text{ kN/m}$$

$$M_{1-1} = -100 \text{ kN} \times \frac{1,26 \text{ m}}{1,525 \text{ m}} = -82,6 \text{ kNm/m}$$

$$N_{1-1} = -65,6 \text{ kN/m}$$

$$M_{2-2} = -100 \text{ kN} \times \frac{1,26 \text{ m}}{1,15 \text{ m}} = -109,6 \text{ kNm/m}$$

$$N_{2-2} = -87 \text{ kN/m}$$

Sbalzo laterale: urto di veicolo sul sicurvia

### 5.3 VERIFICA DELLO SBALZO

#### 5.3.1 VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE AGLI SLU

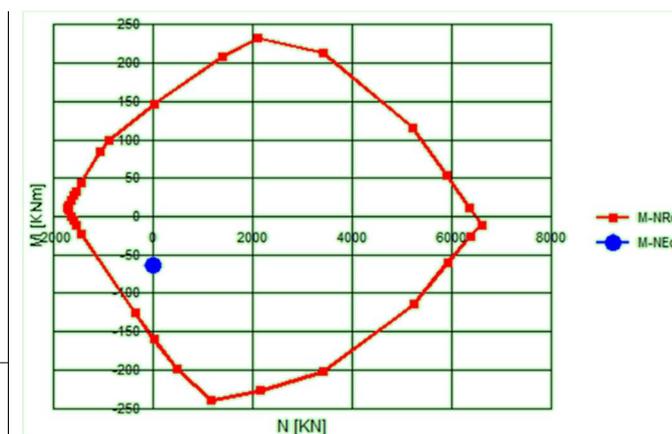
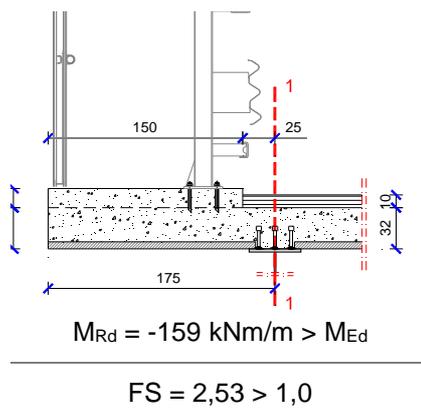
Sbalzo soletta d'impalcato: Sezione 1 - 1 in asse alla trave calcestruzzo C 32/40	m (kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	-12.9
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-11.1
c <sub>1</sub> ) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	-15.7
c <sub>2</sub> ) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	-17.3
d) Folla sul marciapiede	-3.6

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

Comb. delle azioni di calcolo D.M. 14 Gennaio 2008 - S.L.U. Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	m <sub>Ed</sub> (kN×m/m)
Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,35 c2) + 1,5 d)	-62.9

- Altezza della sezione resistente H = 26 cm
- Larghezza della sezione resistente b = 100 cm
- Armatura inferiore 1φ20/20 – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore 1φ18/20 + 1φ20/20 –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

*NOTA: si trascura il contributo dell'armatura resistente nelle lastre cassero tipo predalles.*



### 5.3.2 VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sbalzo soletta d'impalcato: Sezione 1 - 1 in asse alla trave calcestruzzo C 32/40	v (kN/m)
a) P. p. soletta in c.a.	14.4
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	10.9
c <sub>1</sub> ) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	72.8
c <sub>2</sub> ) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	80.3
d) Accidentali di servizio	3.8

Comb. delle azioni di calcolo D.M. 14 Gennaio 2008 - S.L.U. Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	$V_{Ed}$ (kN/m)
Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,35 c <sub>2</sub> ) + 1,5 d)	149.9

Si esegue la verifica facendo riferimento al caso di elementi strutturali sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio, ai sensi di quanto indicato al § 4.1.2.3.5.1 del D.M. 17.01.2018.

Definiti:

- $d = 170 \text{ mm}$  (altezza utile della sezione)
- $b_w = b = 1.000 \text{ mm}$
- $k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{0,5} = 2$
- $v_{\min} = 0,035 \times k^{1,5} \times f_{ck}^{0,5} = 0,035 \times 2^{1,5} \times 33,2^{0,5} = 0,035 \times 2,828 \times 5,762 = 0,57 \text{ N/mm}^2$
- $\rho_l = \left(\frac{A_{sl}}{b_w \times d}\right) = \left(\frac{2.810 \text{ mm}^2 + 1.570 \text{ mm}^2}{1.000 \text{ m} \times 170 \text{ mm}}\right) = 0,02589 > 0,02$

La resistenza a taglio è data da:

- $v_{Rd} = \left[0,18 \cdot k \times \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{0,333}}{\gamma_c}\right] \times b_w \times d$
- $v_{Rd} = \left[0,18 \times 2 \times \frac{(100 \cdot 0,02 \cdot 33,2)^{0,333}}{1,5}\right] \times 1.000 \times 170 \cdot 10^{-3} = 165 \text{ kN} > v_{Ed} = 149,9 \text{ kN}$
- $FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{165 \text{ kN}}{149,9 \text{ kN}} = 1,10 > 1,0$

### 5.3.3 VERIFICA DI RESISTENZA A TENSO-FLESSIONE AGLI SLU

Sbalzo soletta d'impalcato: Sezione 1 - 1 in asse alla trave calcestruzzo C 32/40	Zona in campata		Zona di bordo	
	n (kN/m)	m (kN×m/m)	n (kN/m)	m (kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	0.0	-12.9	0.0	-12.9
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	0.0	-11.1	0.0	-11.1
c) Carichi mobili variabili: schema di carico 2	0.0	-17.3	0.0	-17.3
d) Folla sui marciapiedi	0.0	-3.6	0.0	-3.6
e) Urto di veicolo in svio	-64.5	-81.3	-65.6	-82.6

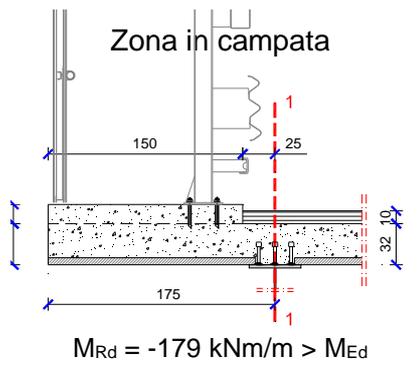
Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso

Azioni assiale positive se di compressione

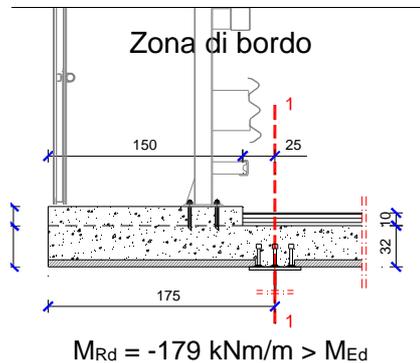
Comb. delle azioni di calcolo D.M. 14 Gennaio 2008 - S.L.U. Combinazione $E_d = G_1 + G_2 + A_d + \Sigma(\psi_{2i} \times Q_{ki})$	$n_{Ed}$ (kN/m)	$m_{Ed}$ (kN×m/m)	$n_{Ed}$ (kN/m)	$m_{Ed}$ (kN×m/m)
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,0 c) + 1,0 d) + 1,5 e)	-96.8	-166.9	-98.4	-168.8

- Altezza della sezione resistente  $H = 26 \text{ cm}$
- Larghezza della sezione resistente  $b = 100 \text{ cm}$
- Armatura inferiore  $1\phi 20/20$  – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore  $4 \text{ cm}$
- Armatura superiore  $1\phi 18/20 + 1\phi 20/20$  – acciaio B450C
- Profondità armatura superiore  $17 \text{ cm}$

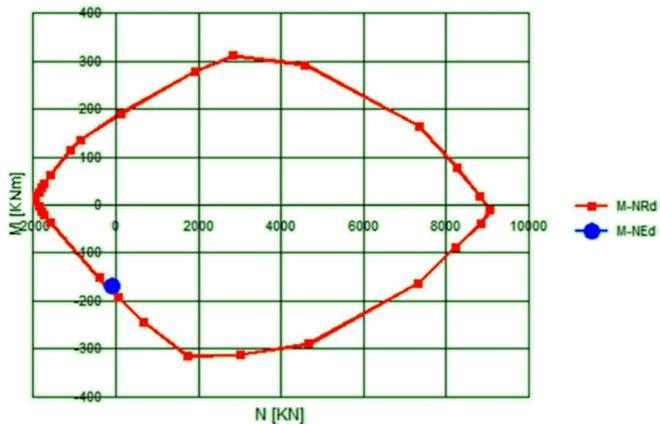
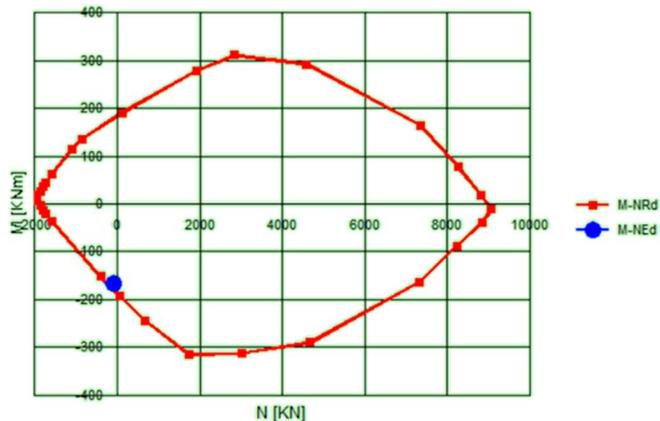
NOTA: si trascura il contributo dell'armatura resistente nelle lastre cassero tipo predalles.



$FS = 1,07 > 1,0$



$FS = 1,06 > 1,0$



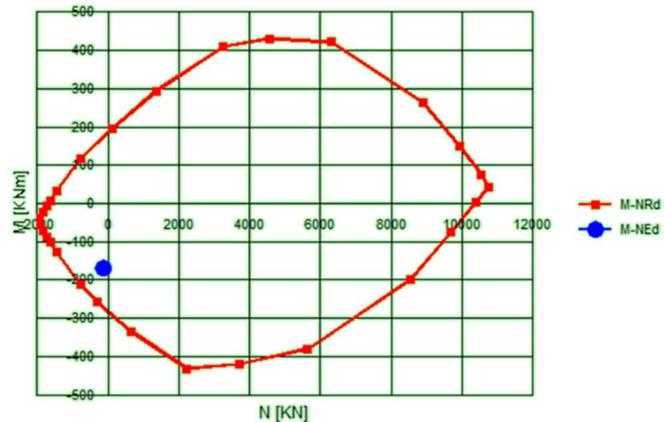
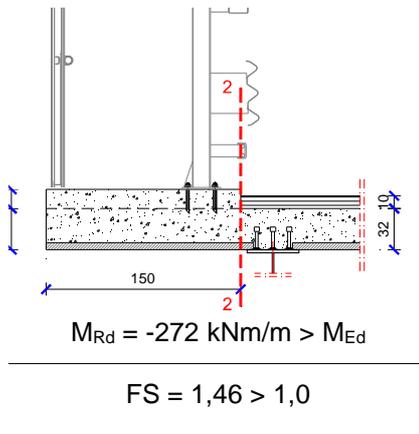
Sbalzo soletta d'impalcato: Sezione 2 - 2a filo cordolo calcestruzzo C 32/40	n (kN/m)	m (kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	0.0	-10.2
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	0.0	-9.0
c) Carichi mobili variabili: schema di carico 2	0.0	0.0
d) Folla sui marciapiedi	0.0	-2.8
e) Urto di veicolo in svio	-87.0	-109.6

Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso

Azioni assiale positive se di compressione

Comb. delle azioni di calcolo D.M. 14 Gennaio 2008 - S.L.U. Combinazione $E_d = G_1 + G_2 + A_d + \Sigma(\psi_{2i} \times Q_{ki})$	$n_{Ed}$ (kN/m)	$m_{Ed}$ (kN×m/m)
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,0 c) + 1,0 d) + 1,5 e)	-130.5	-186.4

- Altezza della sezione resistente  $H = 26+6$  cm
- Larghezza della sezione resistente  $b = 100$  cm
- Armatura inferiore  $1\phi 20/20$  – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 10 cm
- Armatura superiore  $1\phi 18/20 + 1\phi 20/20$  –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 23 cm



### 5.3.4 VERIFICA DELLE TENSIONI PER FLESSIONE AGLI SLE

Sbalzo soletta d'impalcato: Sezione 1 - 1 in asse alla trave calcestruzzo C 32/40	m (kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	-12.9
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-11.1
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	<b>-17.3</b>
d) Accidentali di servizio	-3.6

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

*Comb. delle azioni di calcolo D.M. 14 Gennaio 2008 - Stati Limite di Esercizio*

Comb. caratteristica (rara):  $E_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times Q_{ki})$

Combinazione di calcolo	m <sub>Ed</sub> (kN×m/m)
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,0 c) + 1,0 d)	<b>-44.9</b>

- Altezza della sezione resistente H = 26 cm
- Larghezza della sezione resistente b = 100 cm
- Armatura inferiore 1φ20/20 – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore 1φ18/20 + 1φ20/20 –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

⇒ Tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c = 6,3 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 22,41 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Tensione nell'armatura tesa:

$$\sigma_s = -112,1 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

Dati i bassi valori di tensione nelle armature in soletta si omettono le verifiche di fessurazione in quanto implicitamente soddisfatte.

## 5.4 ANALISI DI CALCOLO DELLA SOLETTA CON MODELLO BI-DIMENSIONALE

Nella presente sezione si espongono le verifiche in senso trasversale della soletta di impalcato in esercizio. In particolare, l'esame del comportamento statico è valutato in funzione dei carichi di progetto in accordo con quanto stabilito dalla normativa vigente di riferimento.

Ciò premesso, alle pagine seguenti si illustrano gli schemi di carico e i diagrammi di sollecitazione per:

- pesi propri
- sovraccarichi permanenti
- carichi mobili variabili
- folla sui marciapiedi
- variazione termica lineare nello spessore della soletta

### 5.4.1 PESO PROPRIO SOLETTA

peso soletta, sp. 26+6 cm = 8,00 kN/m<sup>2</sup>

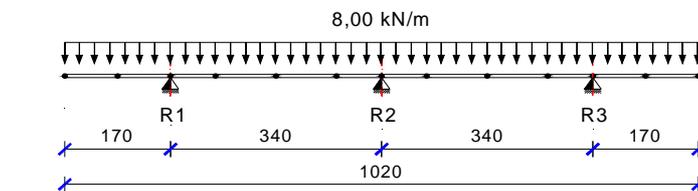


Diagramma del momento flettente per pesi propri (kNm/m)

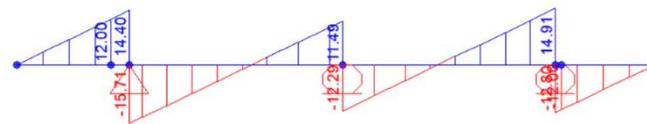
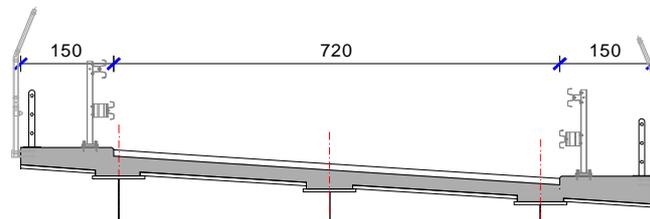


Diagramma del taglio per pesi propri (kN)

### 5.4.2 CARICHI PERMANENTI

I sovraccarichi permanenti consistono nei seguenti contributi:

- Vele di bordo (sp. 8 cm): = 2 x 0,80 kN/m
- Marciapiedi (sp. 15 cm):  $0,15 \text{ m} \times 25,0 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- Barriere sicurvia: = 2 x 1,50 kN/m
- Reti di protezione e parapetti: = 2 x 3,00 kN/m
- Pavimentazione, sp. 10 cm: = 3,00 kN/m<sup>2</sup>



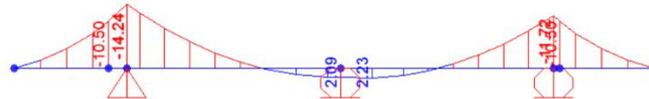


Diagramma del momento flettente per carichi permanenti (kNm)

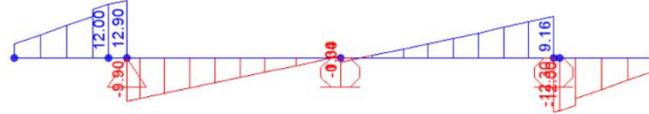


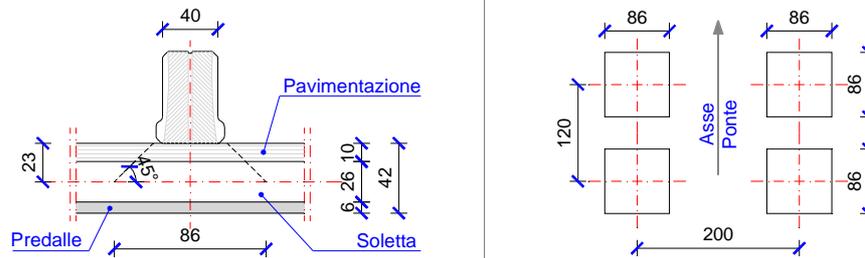
Diagramma del taglio per carichi permanenti (kN)

### 5.4.3 CARICHI MOBILI VARIABILI

Ai fini delle analisi locali della soletta, come già svolto per lo sbalzo analizzato in precedenza, si sono considerati i carichi previsti al §5.1.3.3.3 del D.M. 17.01.2018 e di seguito illustrati.

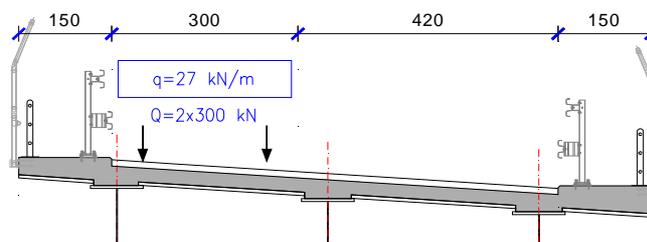
#### 5.4.3.1 CARICHI MOBILI VARIABILI – SCHEMA DI CARICO N. 1

Si considerano le impronte di carico su due assi in tandem (carichi  $Q_{ik}$ ) relativi alla corsia maggiormente carica (corsia n. 1), applicate su impronte quadrate da 0,40 m di lato (150 kN/impronta comprensivi degli effetti dinamici).

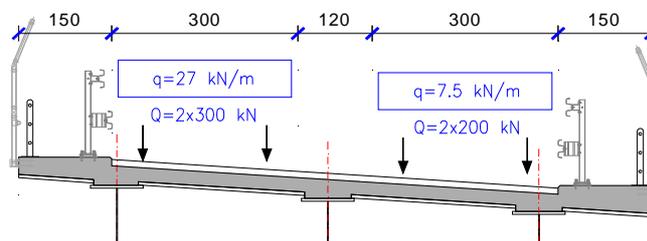


Effettuando una diffusione a 45° nello spessore della pavimentazione fino all'asse della soletta gettata in opera, le impronte di carico assumono dimensioni di 86 cm x 86 cm.

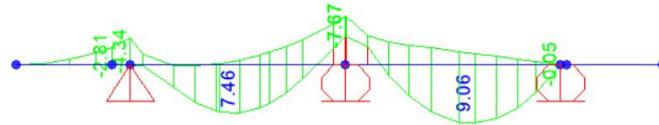
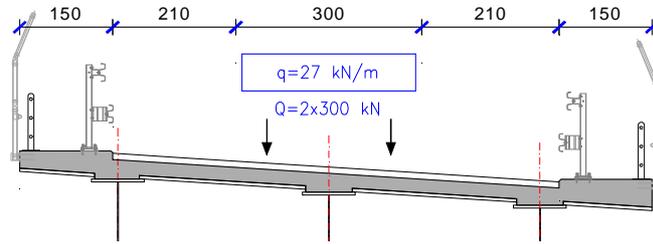
- Disposizione 1A



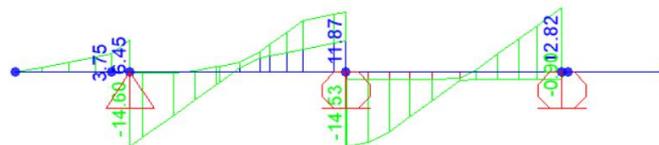
- Disposizione 1B



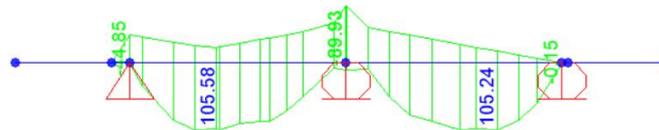
• Disposizione 1C



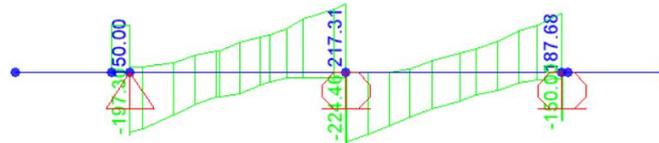
Inviluppo del diagramma del momento flettente per carichi distribuiti  $q_{ik}$  (kNm)



Inviluppo del diagramma del taglio per carichi distribuiti  $q_{ik}$  (kN)



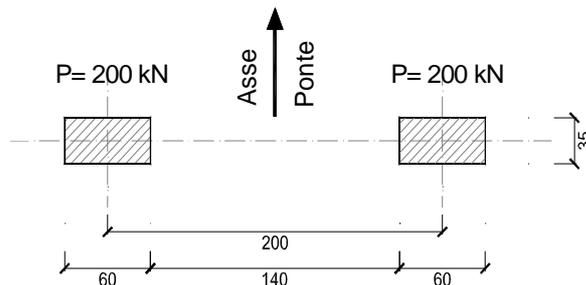
Inviluppo del diagramma del momento flettente per carichi tandem  $Q_{ik}$  (kNm)



Inviluppo del diagramma del taglio per carichi tandem  $Q_{ik}$  (kN)

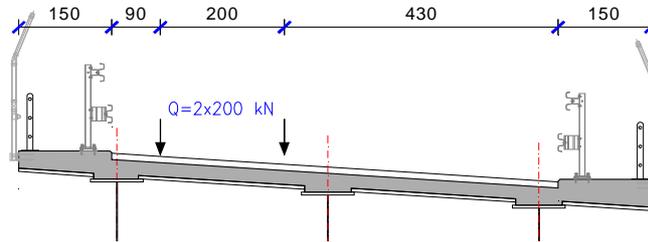
**5.4.3.2 CARICHI MOBILI VARIABILI – SCHEMA DI CARICO N. 2**

Lo schema di carico è costituito da un singolo asse applicato con due impronte da 200 kN/cad di forma rettangolare, da 35 cm di larghezza e 60 cm di lunghezza.

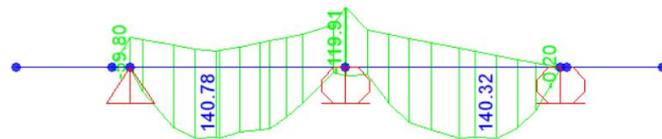
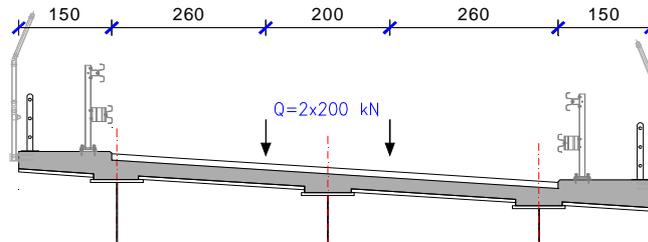


Effettuando la diffusione a  $45^\circ$  nello spessore del manto stradale e della soletta, le impronte di carico assumono dimensioni 81 cm x 106 cm, in corrispondenza del piano medio di soletta.

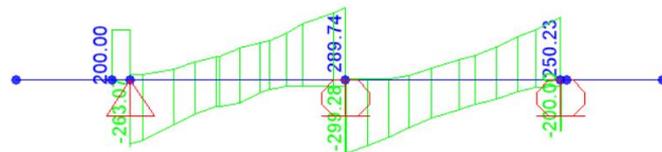
- Disposizione 2A



- Disposizione 2B



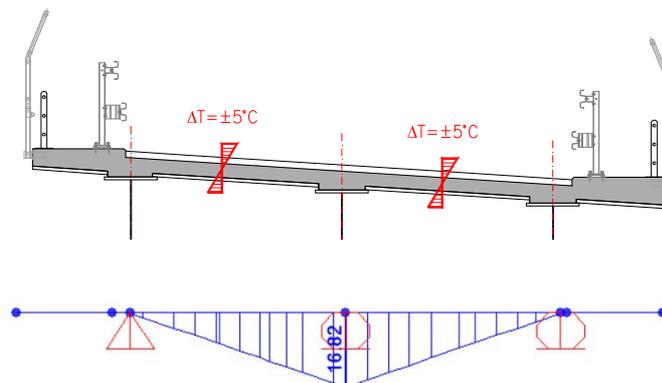
Inviluppo del diagramma del momento flettente per schema di carico 2 (kNm)



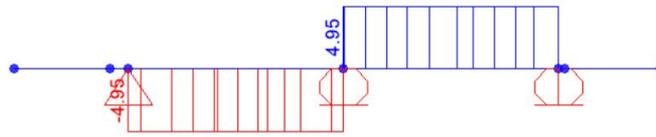
Inviluppo del diagramma del taglio per schema di carico 2 (kN)

#### 5.4.4 VARIAZIONE TERMICA LINEARE IN SOLETTA

Si tiene conto di un gradiente termico pari a  $\pm 5^\circ$  sullo spessore della soletta.



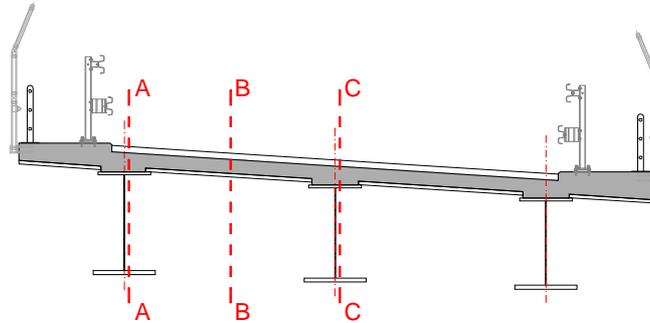
Inviluppo del diagramma del momento flettente per variazione termica in soletta (kNm)



Inviluppo del diagramma del taglio per variazione termica in soletta (kN)

### 5.5 SINTESI TABULARE

Con riferimento alle sezioni indicate al seguente schema, si riporta la sintesi tabulare delle azioni in esercizio.



Le caratteristiche di sollecitazione indotte dai carichi mobili variabili vengono distribuite su una larghezza collaborante  $b_{eff}$  pari all'ingombro longitudinale diffuso degli assi in tandem, o delle singole impronte di carico, più la distanza tra gli assi tandem e gli assi delle travi principali per ciascun lato, ovvero:

- Schema di carico n. 1:  $1,20\text{ m} + 0,86\text{ m} + 2 \times 0,70\text{ m} = 3,46\text{ m}$
- Schema di carico n. 2:  $0,81\text{ m} + 2 \times 0,70\text{ m} = 2,21\text{ m}$

Condizione di carico		Momento flettente M (kNm)			Taglio V (kN)	
		Sez. A	Sez. B	Sez. C	Sez. A	Sez. C
a)	Peso proprio soletta	-13.0	2.4	-5.8	15.7	11.5
b)	Sovracc. Permanenti	-14.2	0.0	0.0	9.9	0.0
a)+b)		-27.2	2.4	-5.8	25.6	11.5
c1)	Inv. Schema di carico 1 (Tandem)	-89.8	211.2	-179.8	394.6	456.0
	Inv. Schema di carico 1/ $b_{eff.1}$	<b>-26.0</b>	<b>61.0</b>	<b>-52.0</b>	<b>114.0</b>	<b>131.8</b>
c2)	Inv. carichi distribuiti $q_{ik}$	-4.3	7.5	-7.7	14.6	11.9
d)	Schema di carico 2 (Disp. A)	-44.9	140.8	-119.9	263.1	289.7
	Schema di carico 2 (Disp. A)/ $b_{eff.2}$	-20.3	63.7	-54.3	119.0	131.1
e)	Variazione termica lineare (+5°)	0.0	8.4	-16.8	4.6	4.6
Totale	$\Sigma M$	<b>-57.5</b>	<b>75.1</b>	<b>-68.5</b>		
Totale	$\Sigma V$				<b>156.5</b>	<b>157.5</b>

## 5.6 VERIFICHE

### 5.6.1 VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE AGLI SLU

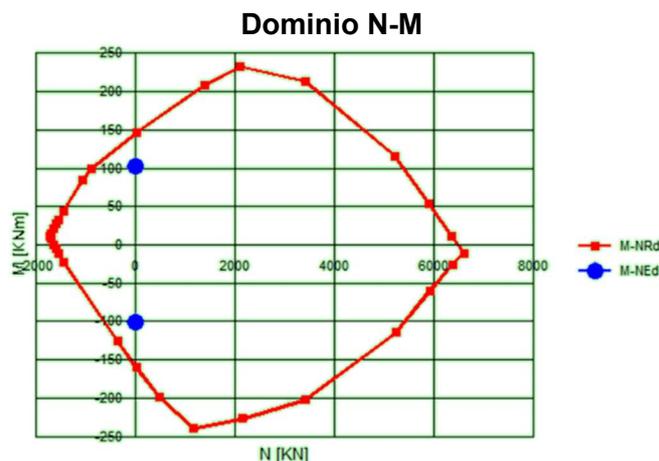
	Sez. B-B	Sez. C-C
<b>Verifica locale soletta</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
calcestruzzo C 32/40	(kN×m/m)	(kN×m/m)
<b>a) P. p. soletta in c.a.</b>	2.4	-5.8
<b>b) Sovraccarichi permanenti non strutturali</b>	0.0	0.0
<b>c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1</b>	68.5	-59.7
<b>e) Variazione termica lineare</b>	10.2	-16.8

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Cobinazione statica agli S.L.U.</b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>
Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	(kN×m/m)	(kN×m/m)
<b>Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,35 c) + 0,72 e)</b>	<b>103.1</b>	<b>-100.5</b>

- Altezza della sezione resistente H = 26 cm
- Larghezza della sezione resistente b = 100 cm
- Armatura inferiore 1φ20/20 – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore 1φ20/20 + 1φ18/20 –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

*NOTA: si trascura il contributo dell'armatura resistente nelle lastre cassero tipo predalles.*



$$M_{Rd}(\text{sez A-A e C-C}) = -159 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}(\text{sez B-B}) = 146 \text{ kNm}$$

I punti di sollecitazione sono all'interno del dominio resistente della sezione.

Si ripete la verifica nelle zone di bordo della soletta considerando un coefficiente di amplificazione dinamico dei carichi accidentali per tenere conto della discontinuità della soletta in prossimità del giunto di dilatazione di impalcato.

	Sez. B-B	Sez. C-C
<b>Verifica locale soletta zona di bordo</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
calcestruzzo C 32/40	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>a) P. p. soletta in c.a.</b>	2.4	-5.8
<b>b) Sovraccarichi permanenti non strutturali</b>	0.0	0.0
<b>c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1</b>	68.5	-59.7
<b>e) Variazione termica lineare</b>	10.2	-16.8

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Combinazione statica agli S.L.U.</b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>
Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,3 x 1,35 c) + 0,72 e)</b>	<b>130.8</b>	<b>-124.7</b>

I valori di sollecitazione appaiono ancora inferiori ai momenti resistenti della sezione armata. Le verifiche sono soddisfatte.

#### 5.6.2 VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO AGLI SLU

	Sez. A-A	Sez. C-C
<b>Verifica locale soletta</b>	<b>v</b>	<b>v</b>
calcestruzzo C 32/40	<b>(kN/m)</b>	<b>(kN/m)</b>
<b>a) P. p. soletta in c.a.</b>	15.7	11.5
<b>b) Sovraccarichi permanenti non strutturali</b>	9.9	0.0
<b>c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1</b>	128.6	143.7
<b>e) Variazione termica lineare</b>	4.6	4.6

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Combinazione statica agli S.L.U.</b>	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>V<sub>Ed</sub></b>
Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	<b>(kN/m)</b>	<b>(kN/m)</b>
<b>Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,35 c) + 0,72 e)</b>	<b>213.0</b>	<b>212.8</b>

Si considerano le staffe dei tralicci delle predelle quali idonee armature a taglio composte da staffe  $\phi 12$  a due bracci a passo 20 cm.

Essendo:

- Altezza della sezione resistente H = 26 cm
- Larghezza della sezione resistente B = 100 cm
- Calcestruzzo in classe di resistenza C32/40
- Barre di armatura B450C

- Diametro staffe  $\phi$  12
- Passo delle staffe 20 cm
- Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  $\theta = 45^\circ$
- Inclinazione delle staffe di armatura  $\alpha = 70,7^\circ$

$$V_{Rd,st} = 0,9 \times 200 \times \frac{1,67 \times 4 \times 113}{200} \times 391,3 \times (0,331 + 1) \times 0,943 \cdot 10^{-3} = 333,7 \text{ kN}$$

$$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{333,7 \text{ kN}}{213 \text{ kN}} = 1,57 > 1,0$$

Con riferimento alla zona di bordo dell'impalcato si ottiene:

	Sez. A-A	Sez. C-C
<b>Verifica locale soletta zona di bordo</b>	<b>v</b>	<b>v</b>
calcestruzzo C 32/40	<b>(kN/m)</b>	<b>(kN/m)</b>
<b>a) P. p. soletta in c.a.</b>	15.7	11.5
<b>b) Sovraccarichi permanenti non strutturali</b>	9.9	0.0
<b>c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1</b>	128.6	143.7
<b>e) Variazione termica lineare</b>	4.6	4.6

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Combinazione statica agli S.L.U.</b>	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>V<sub>Ed</sub></b>
Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	<b>(kN/m)</b>	<b>(kN/m)</b>
<b>Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,3 x 1,35 c) + 0,72 e)</b>	<b>265.1</b>	<b>271.0</b>

Risulta pertanto:

$$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{333,7 \text{ kN}}{271 \text{ kN}} = 1,23 > 1,0$$

### 5.6.3 VERIFICHE TENSIONALI AGLI SLE

	Sez. B-B	Sez. C-C
<b>Verifica locale soletta</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
calcestruzzo C 32/40	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>a) P. p. soletta in c.a.</b>	2.4	-5.8
<b>b) Sovraccarichi permanenti non strutturali</b>	0.0	0.0
<b>d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1</b>	68.5	-59.7
<b>e) Variazione termica lineare</b>	10.2	-16.8

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Cobinazione statica agli S.L.E.</b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>
Comb. caratteristica (rara): $E_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times Q_{ki})$	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,0 d) + 0,6 e)</b>	<b>77.0</b>	<b>-75.6</b>

- Altezza della sezione resistente H = 26 cm
- Larghezza della sezione resistente b = 100 cm
- Armatura inferiore 1φ20/20 – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore 1φ20/20 + 1φ18/20 – acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

#### Sez. B-B

⇒ Tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c = 10,1 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 22,41 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Tensione nell'armatura tesa:

$$\sigma_s = -248,2 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

#### Sez. C-C

⇒ Tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c = 10,7 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 22,41 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Tensione nell'armatura tesa:

$$\sigma_s = -188,8 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

Si omette la verifica della sezione A-A in quanto già sviluppata in dettaglio al paragrafo precedente (cfr. §5.3).

Infine nella zona di bordo dell'impalcato si registrano le seguenti tensioni.

	Sez. B-B	Sez. C-C
<b>Verifica locale soletta zona di bordo</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
calcestruzzo C 32/40	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>a) P. p. soletta in c.a.</b>	2.4	-5.8
<b>b) Sovraccarichi permanenti non strutturali</b>	0.0	0.0
<b>d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1</b>	68.5	-59.7
<b>e) Variazione termica lineare</b>	10.2	-16.8

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Combinazione statica agli S.L.E.</b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>
Comb. caratteristica (rara): $E_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times Q_{ki})$	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,3 x 1,0 d) + 0,6 e)</b>	<b>97.6</b>	<b>-93.5</b>

Sez. B-B

⇒ Tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c = 12,8 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 22,41 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Tensione nell'armatura tesa:

$$\sigma_s = -314,6 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

Sez. C-C

⇒ Tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c = 13,2 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 22,41 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Tensione nell'armatura tesa:

$$\sigma_s = -233,5 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

#### 5.6.4 VERIFICHE A FESSURAZIONE AGLI SLE

	Sez. B-B	Sez. C-C
<b>Verifica locale soletta</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
calcestruzzo C 32/40	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>a) P. p. soletta in c.a.</b>	2.4	-5.8
<b>b) Sovraccarichi permanenti non strutturali</b>	0.0	0.0
<b>c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1</b>	68.5	-59.7
<b>e) Variazione termica lineare</b>	10.2	-16.8

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Cobinazione statica agli S.L.E.</b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>
Comb. frequente: $E_d = G_1 + G_2 + \psi_{1i} \times Q_{k1} + \sum(\psi_{2i} \times Q_{ki})$	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 0,75 c)</b>	<b>53.8</b>	<b>-50.6</b>

Sez. B-B

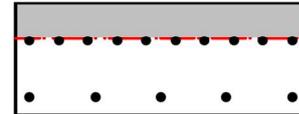
- ⇒ Tensione di compressione nel cls:  $\sigma_c = 7,1 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck}$
- ⇒ Tensione nell'armatura tesa:  $\sigma_s = -173,4 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk}$

Sez. C-C

- ⇒ Tensione di compressione nel cls:  $\sigma_c = 7,1 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck}$
- ⇒ Tensione nell'armatura tesa:  $\sigma_s = -126,4 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk}$

**Verifica a fessurazione di solette in c.a. per ponti**

Larghezza sezione, b :	100	cm	
Altezza sezione, h:	26	cm	
Azione flettente sollecitante, $M_{ed}$ :	53.8	kNm	<i>da inserire sempre con segno positivo</i>
	<b>Armature inf.</b>		<b>Armature sup.</b>
Numero barre, n:	5		10
Diametro equivalente barre, $\phi$ :	20	mm	18
Area armatura, $A_f / A_f'$ :	1571	mm <sup>2</sup>	2545
Copriferro all'asse delle armature, d:	40	mm	90
coeff. "m" di omogeneizzazione delle barre:	15		
Tensione di compressione nel cls, $\sigma_c$ :	7.07	N/mm <sup>2</sup>	
Tensione di trazione nelle barre, $\sigma_f$ :	-173.67	N/mm <sup>2</sup>	
Posizione dell'asse neutro, x:	83.4	mm	
Inerzia flessionale della sezione, J:	63474	cm <sup>4</sup>	



**Classe di resistenza del cls:**

C32/40

Rck	fck	fcm	Ecls	fcd	fctm	fctd
N/mm <sup>2</sup>						
40	33.2	41.2	33643	18.81	3.10	1.45

Modulo elastico dell'armatura, $E_s$ :	210000	N/mm <sup>2</sup>	
coeff. di omogeneizzazione acciaio/cls, $a_e$ :	6.24		
Altezza ricoprimento effettivo, $h_{c,eff}$ :	58.9	mm	
Area efficace del cls teso, $A_{c,eff}$ :	58900	mm <sup>2</sup>	
Rapporto geometrico delle barre, $\rho_{eff}$ :	0.0267		
Fattore che dipende dalla durata del carico, $k_1$ :	0.6		(carico di breve durata)
Fattore relativo alla qualità delle barre, $k_2$ :	0.8		(barre ad aderenza migliorata)
Fattore relativo al tipo di carico, $k_3$ :	0.5		(sezione soggetta a flessione)
Fattore $k_4$ :	3.4		
Fattore $k_5$ :	0.425		
Ricoprimento netto dell'armatura tesa, c:	30	mm	
Deformazione unitaria media delle barre, $\epsilon_{sm}$ :	4.40E-04	<	4.96E-04
Distanza massima tra le fessure, $\Delta_s,max$ :	229	mm	
Valore di calcolo delle aperture delle fessure, $w_d$ :	0.114	mm	

**Sez. B-B      Sez. C-C**

Verifica locale soletta zona di bordo	m	m
calcestruzzo C 32/40	(kN×m/m)	(kN×m/m)
<b>a) P. p. soletta in c.a.</b>	2.4	-5.8
<b>b) Sovraccarichi permanenti non strutturali</b>	0.0	0.0
<b>c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1</b>	68.5	-59.7
<b>e) Variazione termica lineare</b>	10.2	-16.8

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

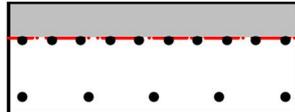
D.M. 14 Gennaio 2008 - Cobinazione statica agli S.L.E.	$m_{Ed}$	$m_{Ed}$
Comb. frequente: $E_d = G_1 + G_2 + \psi_{1i} \times Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \times Q_{ki})$	(kN×m/m)	(kN×m/m)
<b>Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,3 x 0,75 c)</b>	<b>69.2</b>	<b>-64.0</b>

**Sez. B-B**

- ⇒ Tensione di compressione nel cls:  $\sigma_c = 9,1 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck}$   
 ⇒ Tensione nell'armatura tesa:  $\sigma_s = -223,1 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk}$

**Sez. C-C**

- ⇒ Tensione di compressione nel cls:  $\sigma_c = 9,0 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck}$   
 ⇒ Tensione nell'armatura tesa:  $\sigma_s = -159,8 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk}$

Verifica a fessurazione di solette in c.a. per ponti																	
Larghezza sezione, b :	100	cm															
Altezza sezione, h:	26	cm															
Azione flettente sollecitante, M <sub>ed</sub> :	69.2	kNm	<i>da inserire sempre con segno positivo</i>														
	<b>Armature inf.</b>	<b>Armature sup.</b>															
Numero barre, n:	5	10															
Diametro equivalente barre, $\phi$ :	20	18	mm														
Area armatura, A <sub>f</sub> / A <sub>f</sub> :	1571	2545	mm <sup>2</sup>														
Copriferro all'asse delle armature, d:	40	90	mm														
coeff. "m" di omogeneizzazione delle barre:	15																
Tensione di compressione nel cls, $\sigma_c$ :	9.09	N/mm <sup>2</sup>															
Tensione di trazione nelle barre, $\sigma_f$ :	-223.38	N/mm <sup>2</sup>															
Posizione dell'asse neutro, x:	83.4	mm															
Inerzia flessionale della sezione, J:	63474	cm <sup>4</sup>															
<b>Classe di resistenza del cls:</b>	C32/40																
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Rck N/mm<sup>2</sup></th> <th>fck N/mm<sup>2</sup></th> <th>fcm N/mm<sup>2</sup></th> <th>Ecls N/mm<sup>2</sup></th> <th>fcd N/mm<sup>2</sup></th> <th>fctm N/mm<sup>2</sup></th> <th>fctd N/mm<sup>2</sup></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">40</td> <td style="text-align: center;">33.2</td> <td style="text-align: center;">41.2</td> <td style="text-align: center;">33643</td> <td style="text-align: center;">18.81</td> <td style="text-align: center;">3.10</td> <td style="text-align: center;">1.45</td> </tr> </tbody> </table>	Rck N/mm <sup>2</sup>	fck N/mm <sup>2</sup>	fcm N/mm <sup>2</sup>	Ecls N/mm <sup>2</sup>	fcd N/mm <sup>2</sup>	fctm N/mm <sup>2</sup>	fctd N/mm <sup>2</sup>	40	33.2	41.2	33643	18.81	3.10	1.45		
Rck N/mm <sup>2</sup>	fck N/mm <sup>2</sup>	fcm N/mm <sup>2</sup>	Ecls N/mm <sup>2</sup>	fcd N/mm <sup>2</sup>	fctm N/mm <sup>2</sup>	fctd N/mm <sup>2</sup>											
40	33.2	41.2	33643	18.81	3.10	1.45											
Modulo elastico dell'armatura, E <sub>s</sub> :	210000	N/mm <sup>2</sup>															
coeff. di omogeneizzazione acciaio/cls, a <sub>e</sub> :	6.24																
Altezza ricoprimento effettivo, h <sub>c,eff</sub> :	58.9	mm															
Area efficace del cls teso, A <sub>c,eff</sub> :	58900	mm <sup>2</sup>															
Rapporto geometrico delle barre, $\rho_{eff}$ :	0.0267																
Fattore che dipende dalla durata del carico, k <sub>t</sub> :	0.6		(carico di breve durata) ▼														
Fattore relativo alla qualità delle barre, k <sub>1</sub> :	0.8		(barre ad aderenza migliorata) ▼														
Fattore relativo al tipo di carico, k <sub>2</sub> :	0.5		(sezione soggetta a flessione) ▼														
Fattore k <sub>3</sub> :	3.4																
Fattore k <sub>4</sub> :	0.425																
Ricoprimento netto dell'armatura tesa, c:	30	mm															
Deformazione unitaria media delle barre, $\epsilon_{sm}$ :	6.77E-04	>	6.38E-04														
Distanza massima tra le fessure, $\Delta_s,max$ :	229	mm															
<b>Valore di calcolo delle aperture delle fessure, w<sub>d</sub>:</b>	<b>0.155</b>	<b>mm</b>															

## 6. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE STRUTTURE DI IMPALCATO

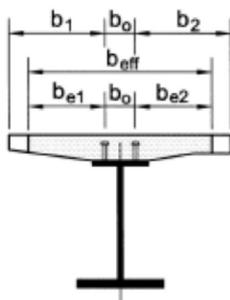
Travi e traversi in acciaio da carpenteria S355

Soletta in c.a.: calcestruzzo in classe di resistenza C32/40

### 6.1 DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA DI SOLETTA COLLABORANTE

La larghezza della soletta collaborante con le travi principali longitudinali in acciaio viene definita secondo le indicazioni dell'Eurocodice 4 "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti" (UNI EN 1994-2).

La larghezza collaborante di soletta  $b_{eff}$  è definita in generale dalla seguente espressione:  $b_{eff} = b_o + b_{e1} + b_{e2}$



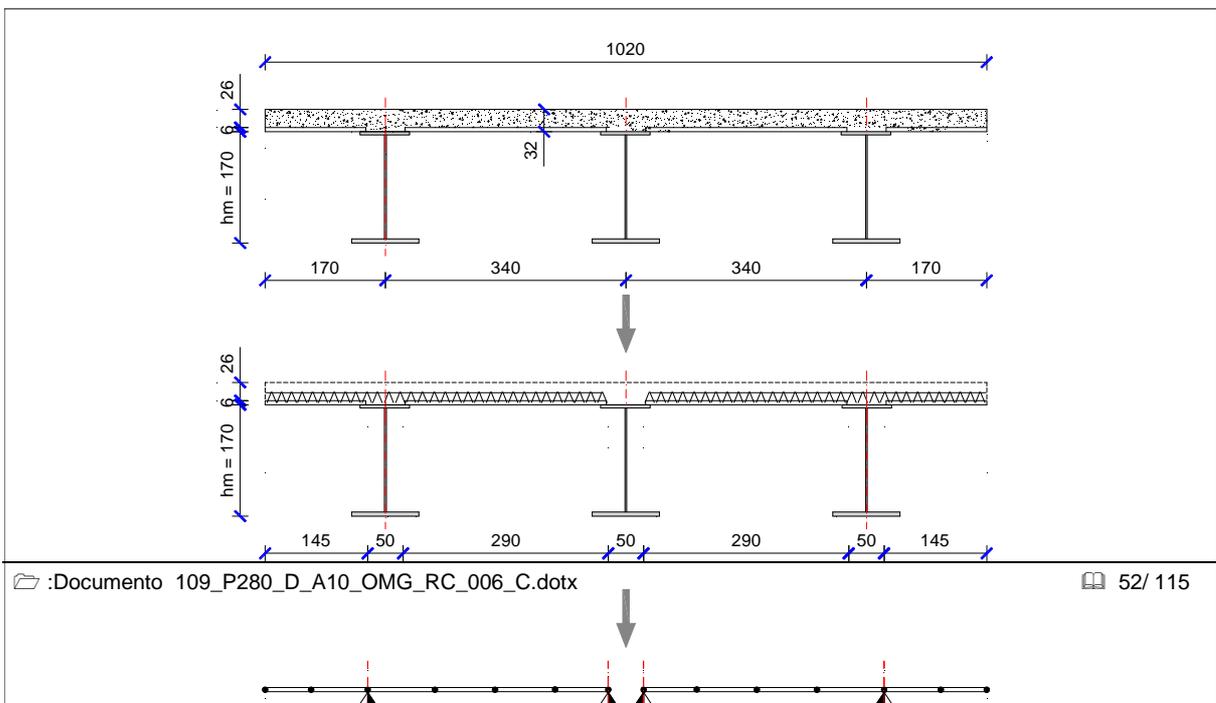
- $b_o$  è la larghezza direttamente impegnata dai connettori (pioli);
- $b_{e1}$  e  $b_{e2}$  sono le larghezze efficaci da ciascun lato della trave in acciaio, comunque inferiori o al limite uguali alla semi-larghezza trasversale  $b_i$  tra le travi e il filo esterno (veletta di bordo).

Per le larghezze efficaci della soletta da ciascun lato della trave si assume che:

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_e}{8}, b_i\right)$$

La lunghezza  $L_e$  nelle campate isostatiche è assunta pari alla distanza tra gli appoggia; data la configurazione planimetrica in curva del ponte la lunghezza  $L_e$  sarà assunta pari alla distanza tra gli allineamenti di appoggio in asse impalcato (valore medio della lunghezza teorica di campata) e quindi circa 34,6 m.

Si riportano per le singole travi principali i valori delle larghezze collaboranti della soletta. La larghezza di soletta compresa tra il bordo e l'asse delle travi esterne è assunta in via cautelativa pari alla minore distanza tracciabile sull'impalcato, cioè 80 cm.



• **Travi principali**

**Impalcato in semplice appoggio**

- $L_e =$	<b>34.6</b> m	- Luce di calcolo
- $b_0 =$	<b>0.4</b> m	- Distanza tra i pioli esterni
- $i =$	<b>3.4</b> m	- Interasse travi principali
- $e =$	<b>1.7</b> m	- Distanza tra l'asse trave e il bordo soletta

**Sezione in campata**

- $b_1 =$	1.5 m	- Larghezza di soletta collaborante in destra trave
- $b_2 =$	1.5 m	- Larghezza di soletta collaborante in sinistra trave
- $b_{eff} =$	<b>3.4</b> m	- Larghezza collaborante

**Sezione all'appoggio**

- $\beta_{b1} =$	1.00	
- $\beta_{b2} =$	1.00	
- $b_{eff,0} =$	<b>3.40</b> m	- Larghezza collaborante

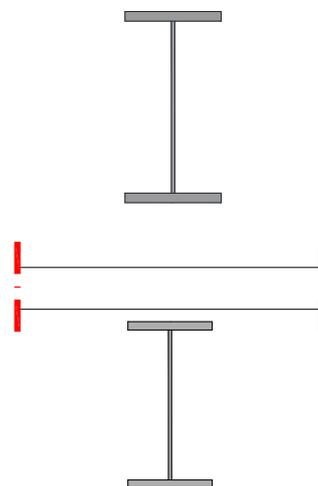
**6.1.1 COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE**

Nella definizione delle caratteristiche resistenti delle strutture miste d'impalcato (travi in acciaio con soletta collaborante) si adotteranno i seguenti coefficienti di omogeneizzazione del calcestruzzo di soletta nelle varie fasi di calcolo:

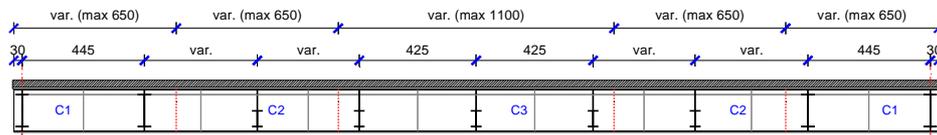
- Modulo elastico normale istantaneo	$E_{c0} =$	33643 N/mm <sup>2</sup>	$n = \frac{E_{acciaio}}{E_{c0}} = 6,2$
- Modulo elastico tangenziale istantaneo	$G_{c0} =$	14018 N/mm <sup>2</sup>	
- Modulo elastico normale a tempo $t_{0,perm}$	$E_{c,perm} =$	11221 N/mm <sup>2</sup>	$n = \frac{E_{acciaio}}{E_{c,perm}^*} = 18,7$
- Modulo elastico tangenziale a tempo $t_{0,perm}$	$G_{c,perm} =$	<b>4675</b> N/mm <sup>2</sup>	
- Modulo elastico normale a tempo $t_{0,rit}$	$E_{c,rit} =$	11765 N/mm <sup>2</sup>	$n = \frac{E_{acciaio}}{E_{c,rit}^*} = 17,8$
- Modulo elastico tangenziale a tempo $t_{0,rit}$	$G_{c,rit} =$	<b>4902</b> N/mm <sup>2</sup>	

In sede di analisi e verifica delle travi d'impalcato si sono considerate le caratteristiche sezionali associate alle varie fasi di evoluzione della struttura, ovvero:

- sezioni resistenti costituite dalle sole **travi in acciaio** nella fase di costruzione in cui le travi sono soggette al loro peso, al peso delle lastre cassero e del getto in opera di calcestruzzo fluido non collaborante.
- sezioni costituite dalle travi in acciaio più la pertinente fascia di soletta collaborante assunte come sezioni resistenti per le fasi successive al getto ed alla presa della soletta.

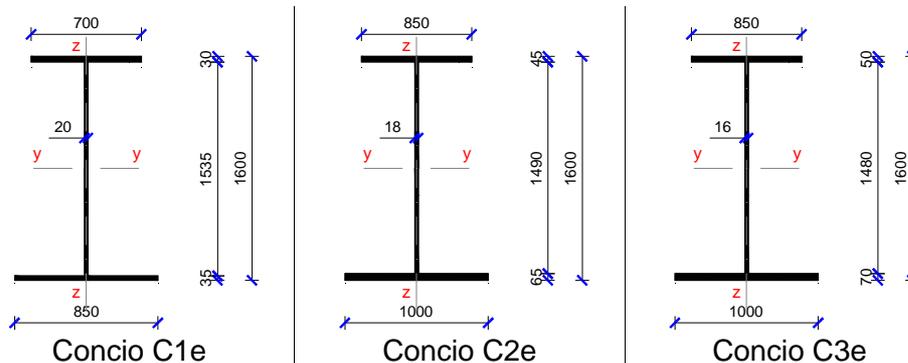


### 6.1.2 ABACO DI COMPOSIZIONE DEI CONCI METALLICI



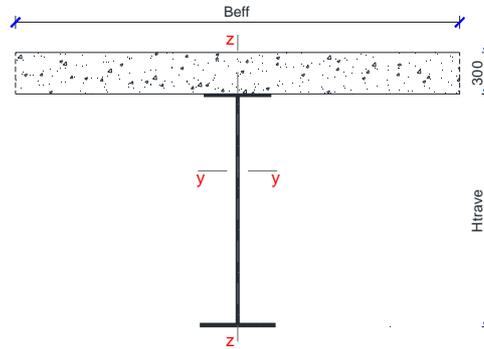
N. CONCIO	C1	C2	C3	C2	C1
PIATTAB. SUP. [mm]	700x30	850x45	850x50	850x45	700x30
ANIMA [mm]	20	18	16	18	20
PIATTAB. INF. [mm]	850x35	1000x65	1000x70	1000x65	850x35

TRAVE INTERNO CURVA  $H_{tot} = 160$  cm  
 TRAVE CENTRALE CURVA  $H_{tot} = 170$  cm  
 TRAVE ESTERNO CURVA  $H_{tot} = 180$  cm



### 6.1.3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVI PRINCIPALI LONGITUDINALI

Nella sezione che segue si riportano in forma tabulare le principali caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti delle travi principali sia con riferimento alla sola sezione metallica (Fase I – n=0) sia con riferimento alla sezione accoppiata acciaio-clc (Fasi II – III e IV). In particolare saranno riportati i valori di: area della sezione (**A**); posizione del baricentro rispetto la fibra inferiore (**g<sub>z</sub>**); momento principale di inerzia rispetto l'asse orizzontale y-y (**I<sub>yy</sub>**); modulo di resistenza a flessione rispettivamente per le fibre inferiori della trave metallica (**W<sub>y,feinf</sub>**), per le fibre superiori della trave metallica (**W<sub>y,fesup</sub>**), per le fibre di intradosso del getto di soletta in opera (**W<sub>y,sol1</sub>**), per le fibre di estradosso della soletta gettata in opera (**W<sub>y,sol2</sub>**); costante torsionale (**I<sub>t</sub>**). Si precisa che la costante torsionale primaria sintetizzata alle tabelle seguenti si riferisce alla sezione aperta delle travi singolarmente prese, laddove in progetto si prevede, in realtà, di attrezzare l'impalcato con diagonali di controvento inferiori utili a realizzare una sezione torsio-rigida equivalente. La costante torsionale reale e riferita alla sezione irrigidita torsionalmente tramite le diagonali inferiori sarà poi considerata nelle verifiche di dettaglio delle sezioni principali soggette a torsione.



**Concio C1 trave lato esterno curva ( $B_{eff} = 340$  cm)**

Fase	Area (cm <sup>2</sup> )	g <sub>z</sub> (cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y,feinf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,fesup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol1</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol2</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
I	837	82,8	4652791	56193	47868			2236
II	1310	124,7	8757144	70226	158357	2672857	1876817	59904
III	1332	126,0	8881856	70491	164479	2642352	1843502	62683
IV	2254	155,8	11836810	75974	489124	2445751	1314265	175148

**Concio C1 trave centrale ( $B_{eff} = 340$  cm)**

Fase	Area (cm <sup>2</sup> )	g <sub>z</sub> (cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y,feinf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,fesup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol1</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol2</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
I	817	78,0	4093975	52487	44500			2209
II	1290	118,7	7808956	65787	152221	2549835	1753968	59877
III	1312	119,9	7920875	66062	158101	2520278	1722139	62656
IV	2234	148,4	10558140	71146	488803	2387058	1229157	175121

**Concio C1 trave lato interno curva ( $B_{eff} = 340$  cm)**

Fase	Area (cm <sup>2</sup> )	g <sub>z</sub> (cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y,feinf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,fesup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol1</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol2</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
I	797	73,3	3575904	48785	41245			2183
II	1270	112,6	6916600	61426	145920	2423401	1629844	59851
III	1292	113,8	7016359	61655	151869	2399272	1601560	62629
IV	2214	140,9	9354256	66389	489752	2325520	1142281	175095

**Concio C2 trave lato esterno curva (armatura 1+1φ16/20,  $B_{eff} = 340$  cm)**

Fase	Area (cm <sup>2</sup> )	g <sub>z</sub> (cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y,feinf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,fesup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol1</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol2</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
I	1337	73,2	8184783	111814	76637			12065
II	1878	109,3	14283945	130686	202036	3484389	2602265	69733
III	1900	110,4	14465929	131032	207844	3415566	2541504	72511
IV	2822	139,3	19384912	139159	476288	2590190	1663849	184977

**Concio C2 trave centrale (armatura 1+1φ16/20,  $B_{eff} = 340$  cm)**



Comune di Vado Ligure  
Nuovo svincolo autostradale - Studio di Fattibilità tecnico-economica  
Ponte "Rio Tana" – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

Fase	Area (cm <sup>2</sup> )	g <sub>z</sub> (cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y,feinf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,fesup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol1</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol2</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
I	1319	68,9	7228554	104914	71499			12045
II	1860	103,8	12767487	123001	192862	3308583	2432583	69713
III	1882	104,8	12932177	123399	198346	3242126	2374891	72492
IV	2804	132,5	17371138	131103	463230	2491860	1559653	184957

**Concio C2 trave lato interno curva (armatura 1+1φ16/20, B<sub>eff</sub> = 340 cm)**

Fase	Area (cm <sup>2</sup> )	g <sub>z</sub> (cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y,feinf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,fesup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol1</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol2</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
I	1301	64,7	6336652	97939	66492			12026
II	1842	98,2	11335297	115431	183419	3128074	2261017	69694
III	1864	99,2	11483404	115760	188872	3068544	2208823	72472
IV	2786	125,6	15464117	123122	449538	2388517	1453254	184938

**Concio C3 trave lato esterno curva (armatura 1+1φ16/20, B<sub>eff</sub> = 340 cm)**

Fase	Area (cm <sup>2</sup> )	g <sub>z</sub> (cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y,feinf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,fesup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol1</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol2</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
I	1394	73,4	8745076	119143	82036			15204
II	1935	108,5	14897158	137301	208352	3596462	2693003	72873
III	1957	109,5	15082946	137744	213943	3519345	2626640	75651
IV	2879	138,2	20154040	145832	482154	2630988	1704081	188116

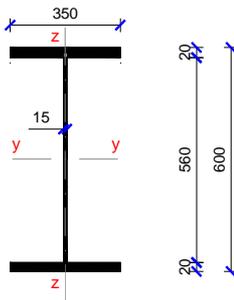
**Concio C3 trave centrale (armatura 1+1φ16/20, B<sub>eff</sub> = 340 cm)**

Fase	Area (cm <sup>2</sup> )	g <sub>z</sub> (cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y,feinf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,fesup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol1</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol2</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
I	1378	69,2	7729274	111695	76679			15191
II	1919	102,9	13309901	129348	198359	3406679	2512899	72859
III	1941	103,9	13477964	129721	203903	3336778	2452412	75637
IV	2863	131,3	18054308	137504	466520	2520333	1593478	188103

**Concio C3 trave lato interno curva (armatura 1+1φ16/20, B<sub>eff</sub> = 340 cm)**

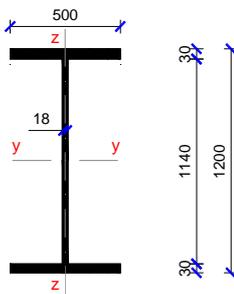
Fase	Area (cm <sup>2</sup> )	g <sub>z</sub> (cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y,feinf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,fesup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol1</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol2</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
I	1362	65,0	6780585	104317	71375			15177
II	1903	97,4	11819126	121346	188804	3223555	2337588	72845
III	1925	98,3	11970428	121774	194010	3156162	2280386	75624
IV	2847	124,4	16081050	129269	451715	2412157	1484405	188089

### Traversi intermedi, H = 600 mm



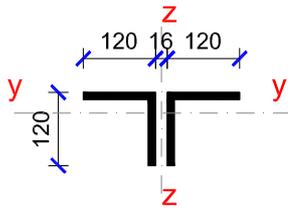
Area, A =	224 cm <sup>2</sup>
Area anima, A <sub>w</sub> =	84 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse y, I <sub>yy</sub> =	139739 cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza alla fibra estrema, W =	4658 cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza all'attacco d'anima, W <sub>w</sub> =	4991 cm <sup>3</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse z, I <sub>zz</sub> =	14307 cm <sup>4</sup>
Costante torsionale primaria, I <sub>t</sub> =	250 cm <sup>4</sup>

### Traversi di testata, H = 1200 mm



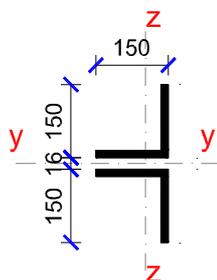
Area, A =	505,2 cm <sup>2</sup>
Area anima, A <sub>w</sub> =	205,2 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse y, I <sub>yy</sub> =	1249132 cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza alla fibra estrema, W =	20819 cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza all'attacco d'anima, W <sub>w</sub> =	21915 cm <sup>3</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse z, I <sub>zz</sub> =	62555 cm <sup>4</sup>
Costante torsionale primaria, I <sub>t</sub> =	1122 cm <sup>4</sup>

### Diagonali di controvento superiori, 2L 120x120x13 mm



Area, A =	59,38 cm <sup>2</sup>
Area anima, A <sub>w</sub> =	27,82 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse y, I <sub>yy</sub> =	788 cm <sup>4</sup>
Raggio minimo rispetto l'asse y, i <sub>y</sub> =	3,64 cm
Momento di inerzia rispetto all'asse z, I <sub>zz</sub> =	1853 cm <sup>4</sup>
Raggio minimo rispetto l'asse z, i <sub>z</sub> =	5,59 cm
Sezione moderatamente snella in classe 3	

### Diagonali di controvento inferiori, 2L 150x150x18 mm



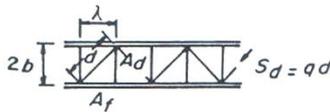
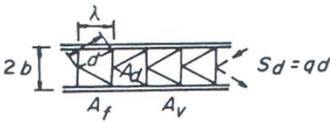
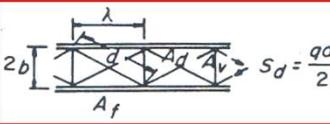
Area, A =	102,1 cm <sup>2</sup>
Area anima, A <sub>w</sub> =	4,52 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto gli assi y, I <sub>yy</sub> =	4822 cm <sup>4</sup>
Raggio minimo rispetto gli assi y, i <sub>y</sub> =	6,87 cm
Momento di inerzia rispetto all'asse inclinato, I <sub>w</sub> =	435 cm <sup>4</sup>
Raggio minimo rispetto l'asse inclinato, i <sub>v</sub> =	2,92 cm
Sezione compatta in classe 2	

## 7. ANALISI GLOBALE DI IMPALCATO

### 7.1 MODELLAZIONE A ELEMENTI FINITI

Le analisi globali dell'impalcato sono state condotte mediante il codice di calcolo automatico SAP2000, che implementa il metodo degli Elementi Finiti, utilizzando un modello strutturale a graticcio che riproduce le caratteristiche elastiche e geometriche dell'opera.

Gli elementi che concorrono a formare il graticcio d'impalcato sono le travi longitudinali principali e i diaframmi trasversali. Il contributo resistente della soletta, in senso longitudinale al viadotto, è stato considerato nella definizione delle caratteristiche sezionali omogeneizzando le fasce del getto in opera collaborante alle travi in acciaio (v. precedente capitolo). L'inerzia torsionale primaria delle travi principali d'impalcato è stata definita considerando lo spessore equivalente ai controventi orizzontali secondo le indicazioni di letteratura per la disposizione delle diagonali di controvento adottata in progetto e schematicamente evidenziata nella figura seguente.

Type of lateral bracing	Equivalent thickness $t_r$
	$\frac{E}{G} \frac{2\lambda b}{d^3/A_d + 2\lambda^3/(3A_p)}$
	$\frac{E}{G} \frac{2\lambda b}{2d^3/A_d + 4b^3/A_v + \lambda^3/(6A_p)}$
	$\frac{E}{G} \frac{2\lambda b}{d^3/(2A_d) + \lambda^3/(6A_p)}$

Definizione dello spessore equivalente alle diagonali di controvento

I vincoli sono stati definiti rigidi verticalmente e elastici e cedevoli nelle due direzioni orizzontali in modo del tutto analogo al comportamento degli apparecchi isolatori previsti in progetto. La rigidezza orizzontale degli appoggi è stata inserita con pari valore di rigidezza degli appoggi selezionati.

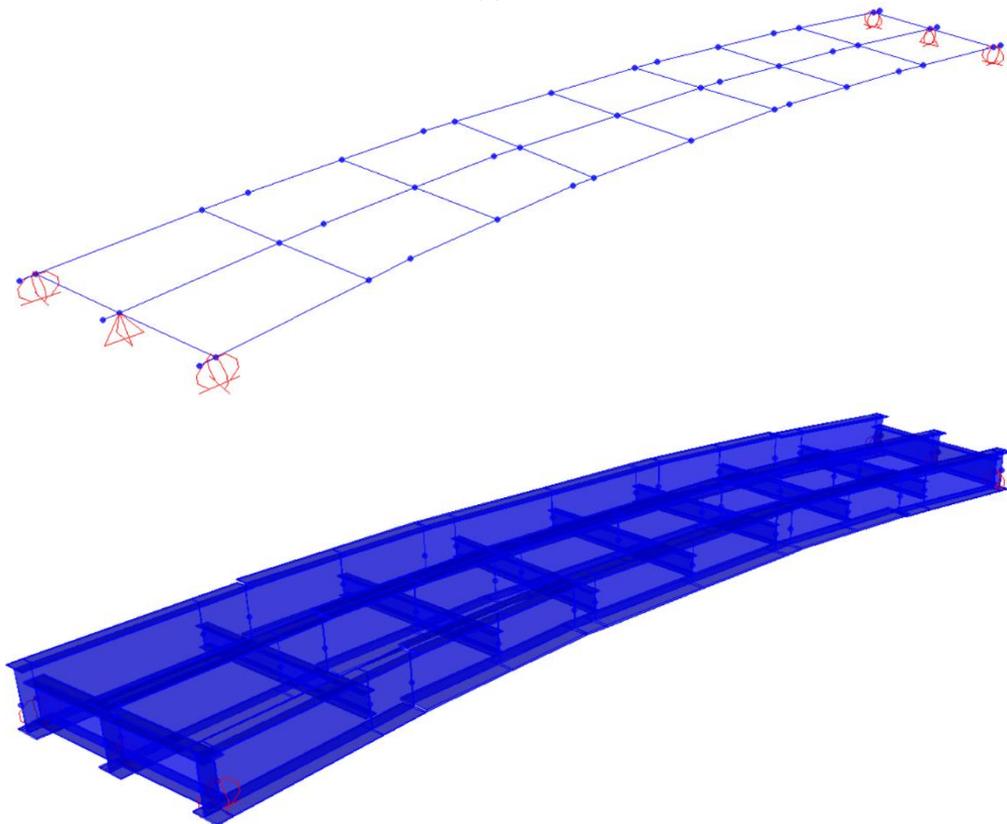
Per tenere conto delle fasi costruttive dell'opera, sono stati utilizzati differenti modelli spaziali, introducendo per ciascuno il valore corretto del contributo della soletta collaborante:

- **Fase 1:** montaggio delle strutture metalliche di impalcato. Le sezioni resistenti sono rappresentate dagli elementi metallici (travi e traversi); i carichi agenti sono il peso proprio delle strutture metalliche di impalcato e il peso del getto della soletta e delle lastre predalles. Il coefficiente di omogeneizzazione  $n$  è pari a 0 (collaborazione non attiva).
- **Fase 2:** maturazione del getto della soletta e attivazione della collaborazione. Le sezioni resistenti sono rappresentate dalle travi principali longitudinali con soletta

collaborante e traversi metallici; i carichi sono riferiti alle finiture permanentemente presenti (cordoli, pavimentazione, barriere, ecc). Il coefficiente di omogeneizzazione acciaio – calcestruzzo per i carichi a lungo termine è pari a  $n = 18,7$ .

- **Fase 3:** fenomeni di ritiro e viscosità della soletta. Le sezioni resistenti sono rappresentate dalle travi principali longitudinali con soletta collaborante e traversi metallici; i carichi sono riferiti ai fenomeni di ritiro in soletta. Il coefficiente di omogeneizzazione acciaio – calcestruzzo è pari a  $n = 17,8$ .
- **Fase 4:** carichi istantanei variabili (carichi da traffico, vento, variazioni termiche). Le sezioni resistenti sono rappresentate dalle travi principali longitudinali con soletta collaborante e traversi metallici. Il coefficiente di omogeneizzazione acciaio – calcestruzzo è pari a  $n = 6,2$ .

Si riportano viste della modellazione sviluppata.

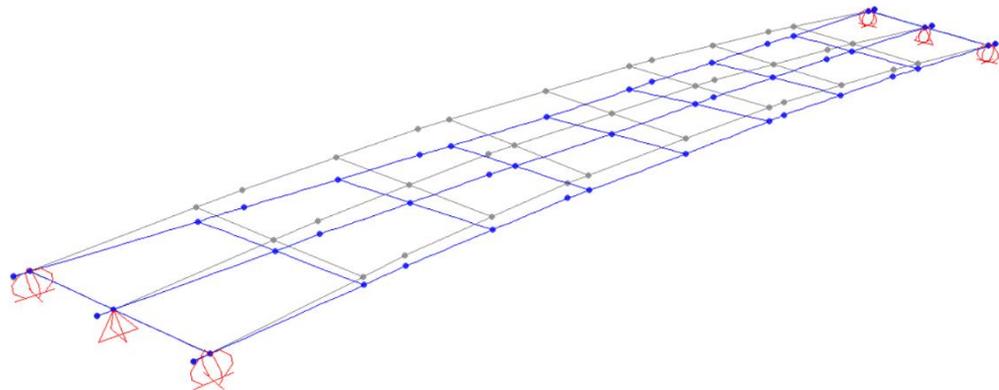


Viste tridimensionali della modellazione a elementi finiti

La modellazione consta di 45 punti nodali, 60 elementi trave a due nodi, 2x6 elementi elastici (molle) che simulano gli apparecchi di appoggio simulatori, per un totale di 264 gradi di libertà

## 7.2 DIAGRAMMA DI SOLLECITAZIONE E CONFIGURAZIONI DEFORMATE

### Peso proprio strutture di impalcato



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 99,9$  mm

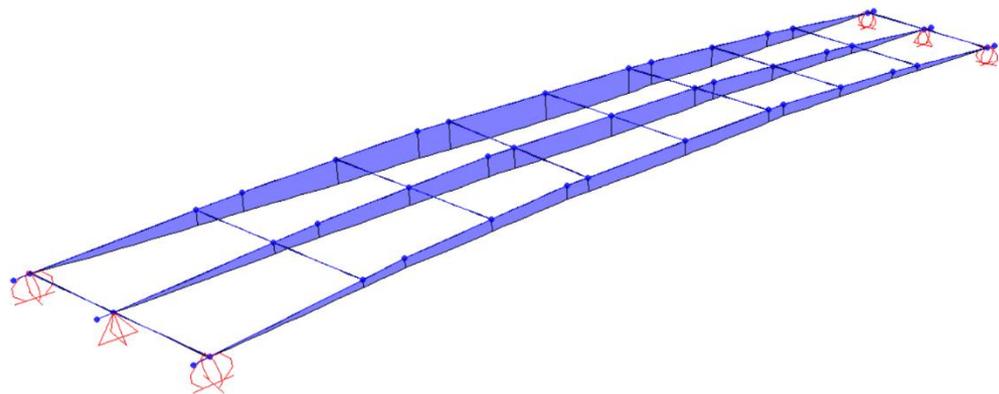


Diagramma del momento flettente  $M_y$

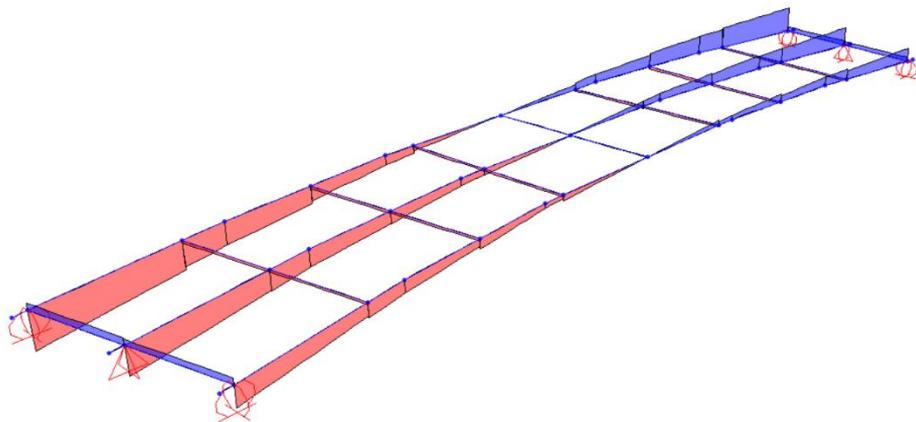
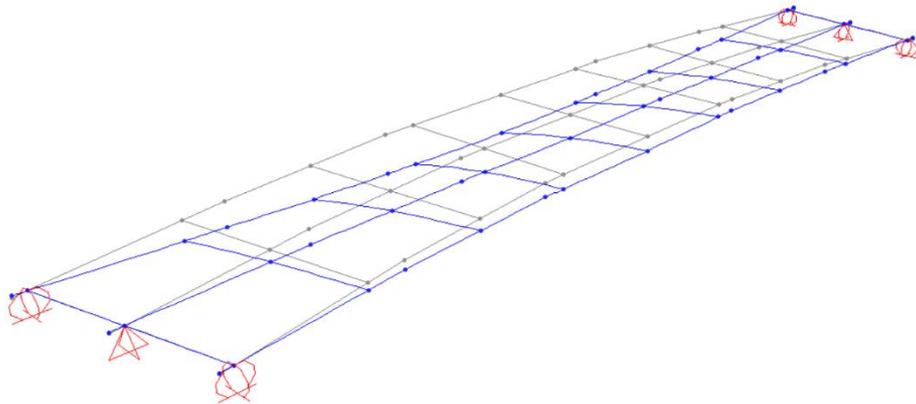


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

**Sovraccarichi permanenti non strutturali**



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 25,3$  mm

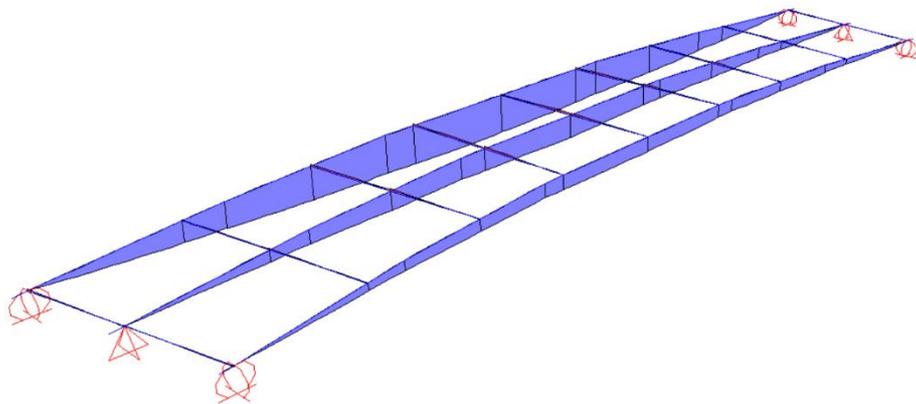


Diagramma del momento flettente  $M_y$

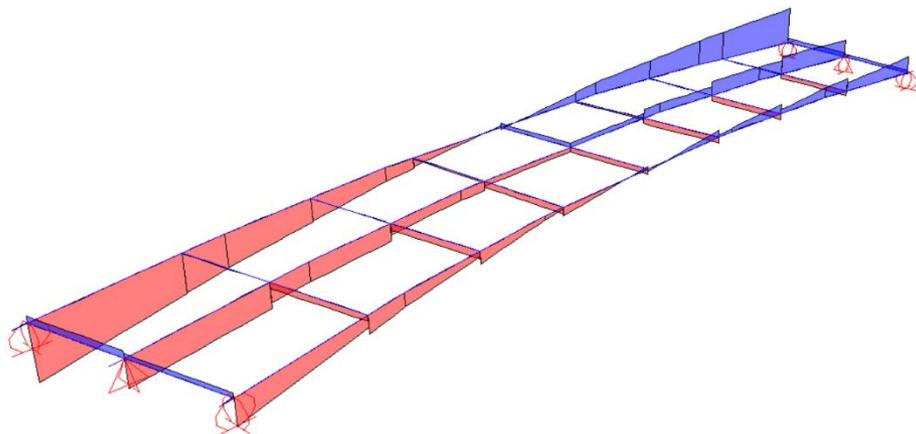
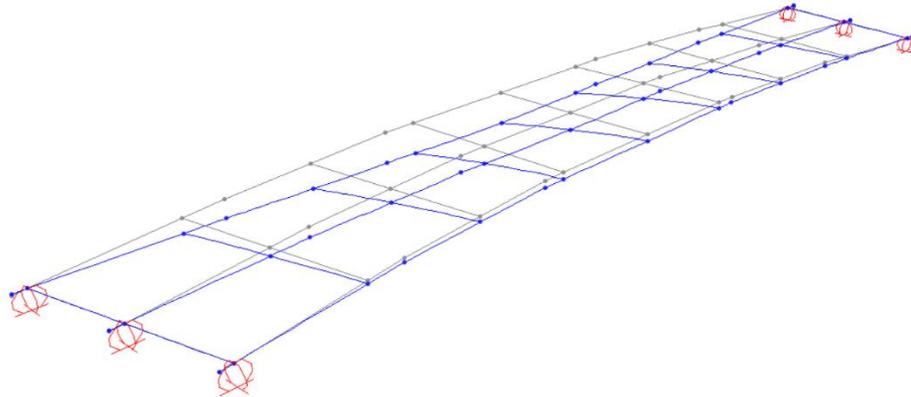
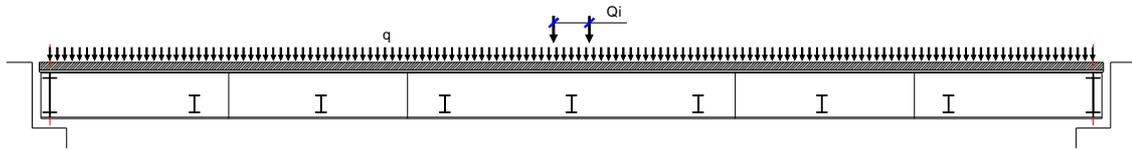


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

### Carichi mobili – disposizione 1A



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 27,1$  mm

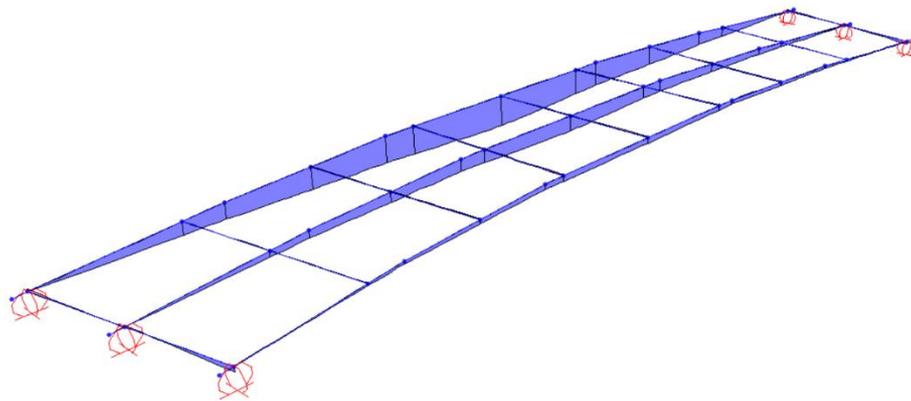


Diagramma del momento flettente  $M_y$

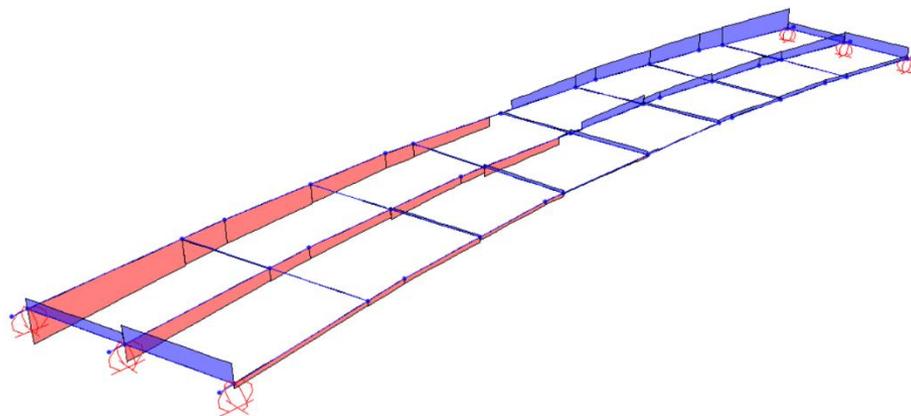
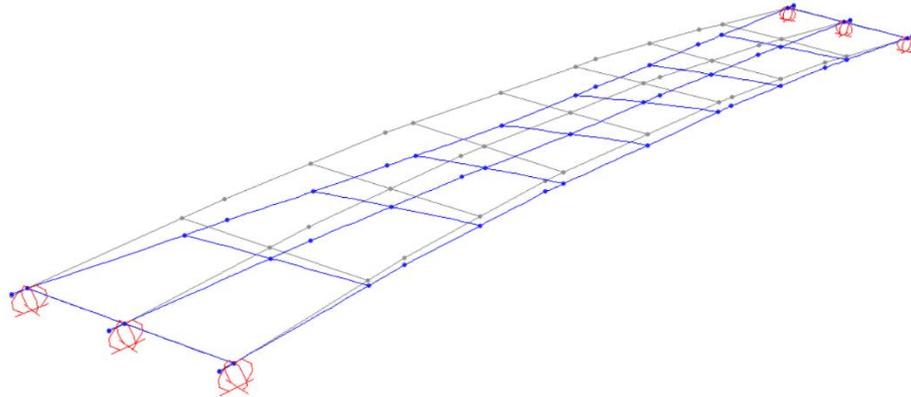
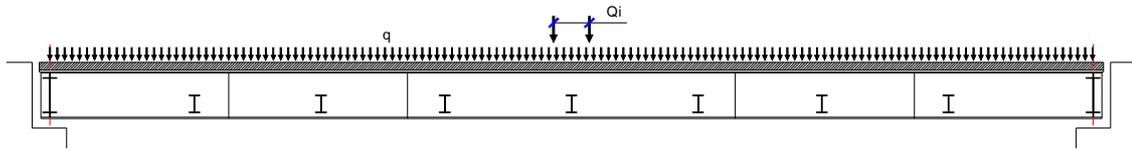


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

### Carichi mobili – disposizione 1B



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 32,7$  mm

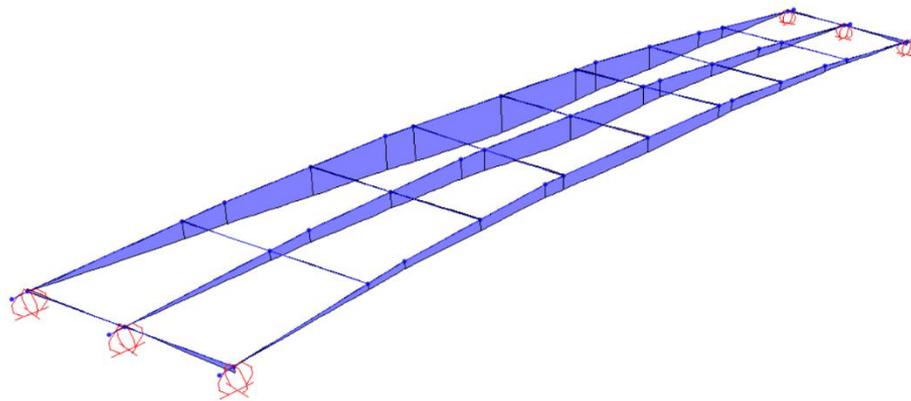


Diagramma del momento flettente  $M_y$

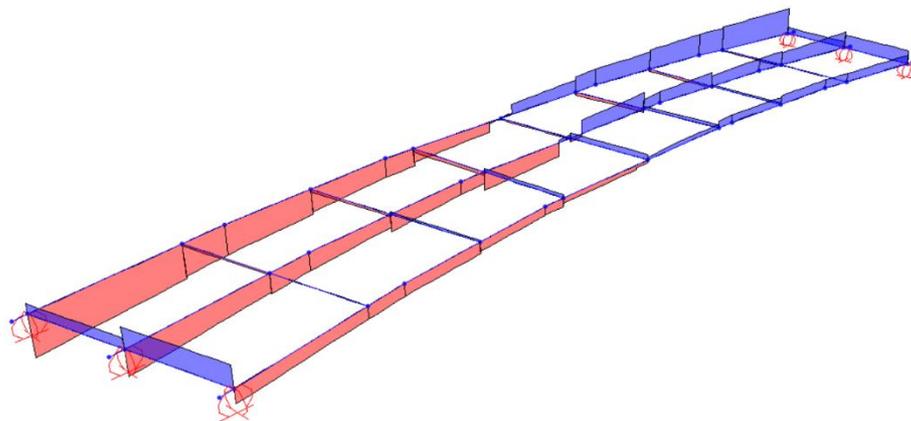
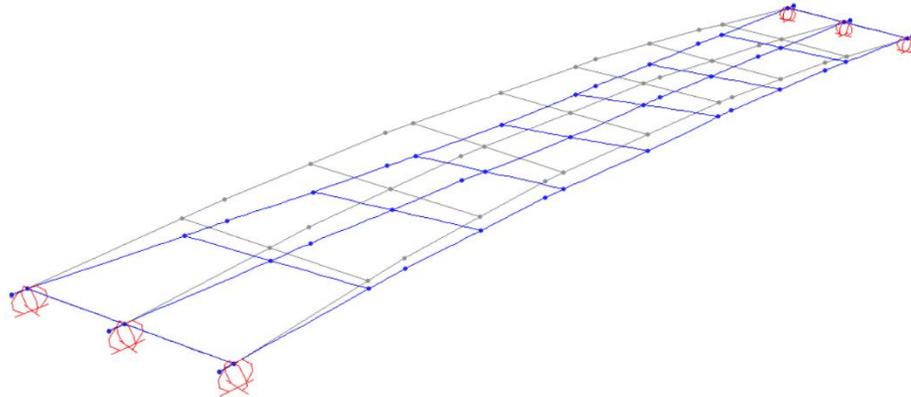
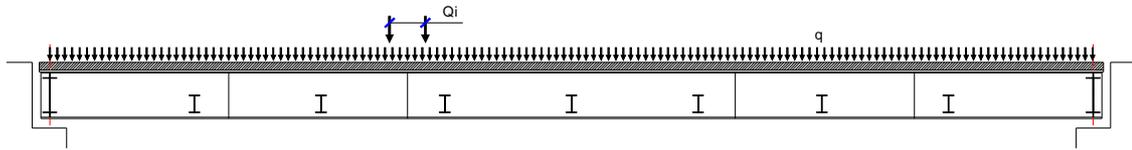


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

### Carichi mobili – disposizione 2A



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 25,7$  mm

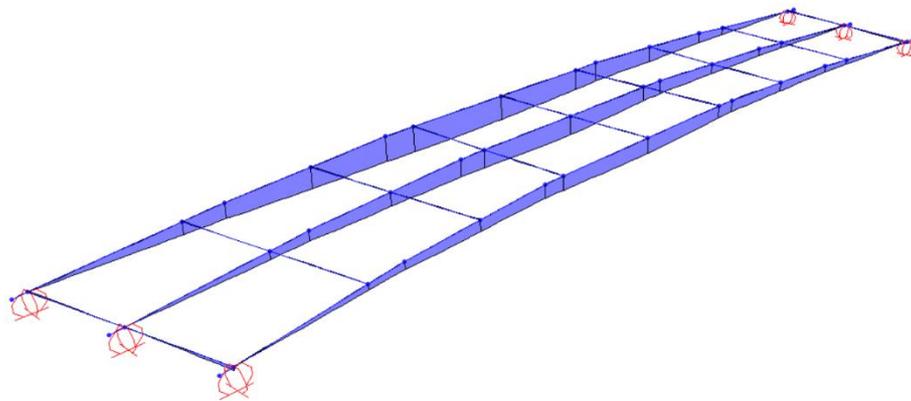


Diagramma del momento flettente  $M_y$

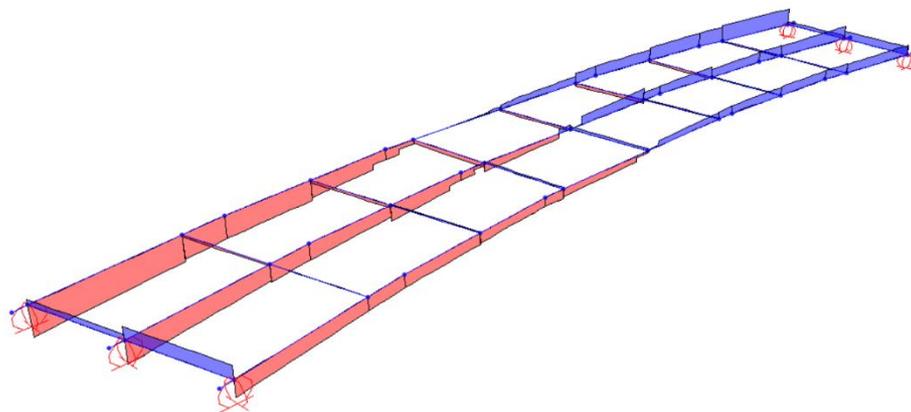
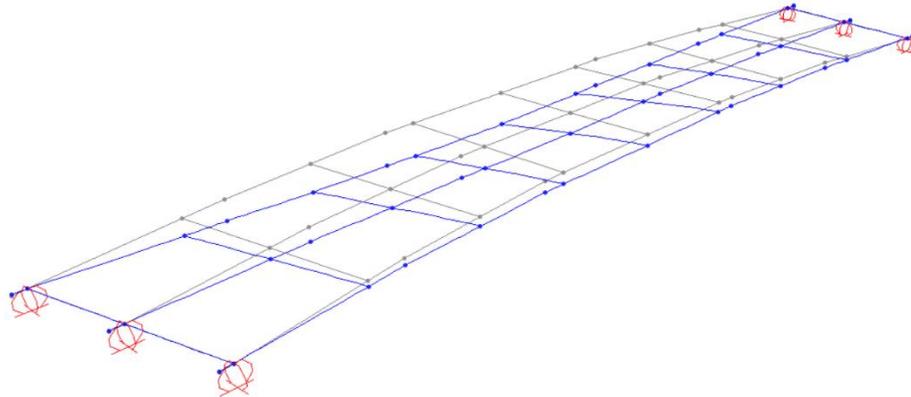
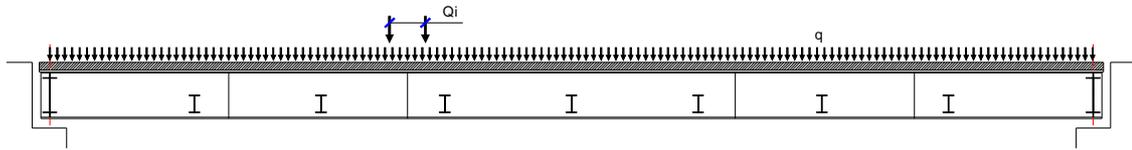


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

### Carichi mobili – disposizione 2B



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 31,0$  mm

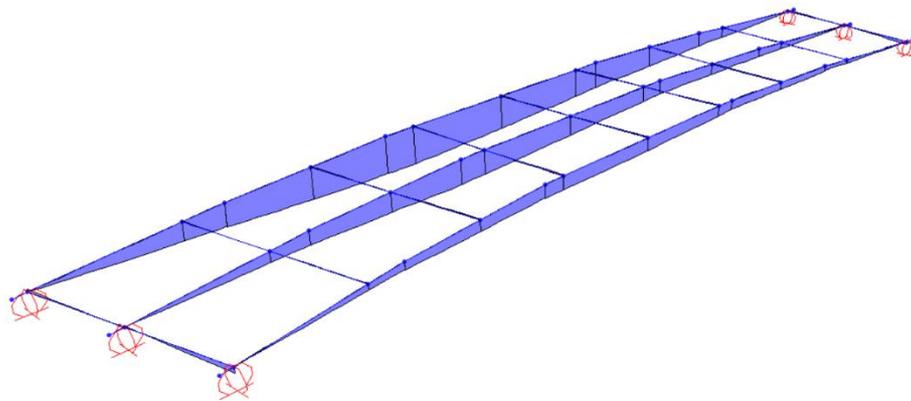


Diagramma del momento flettente  $M_y$

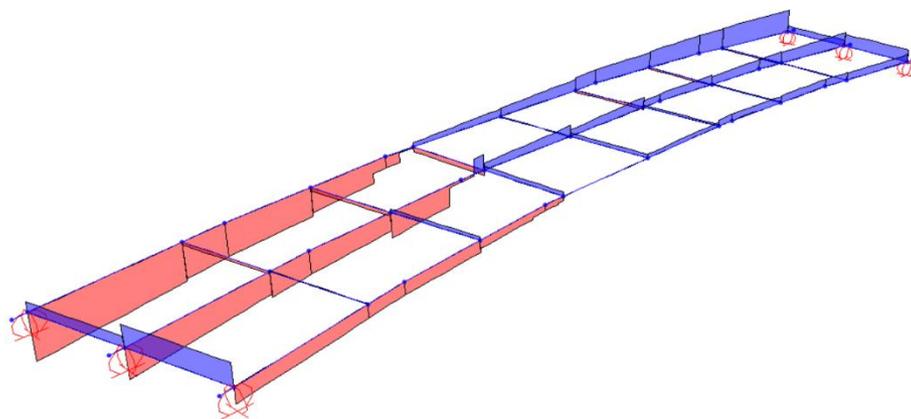
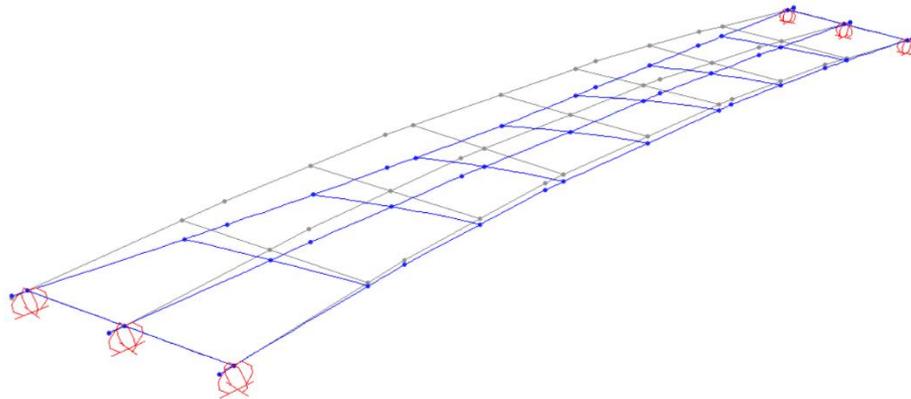
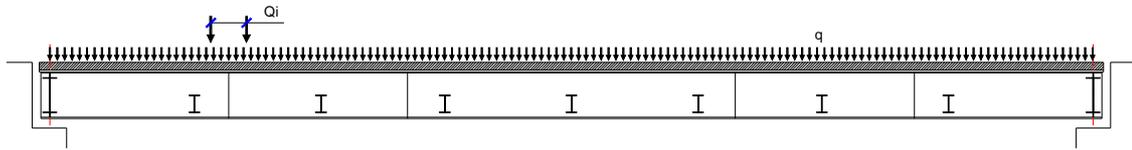


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

### Carichi mobili – disposizione 3A



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 20,5$  mm

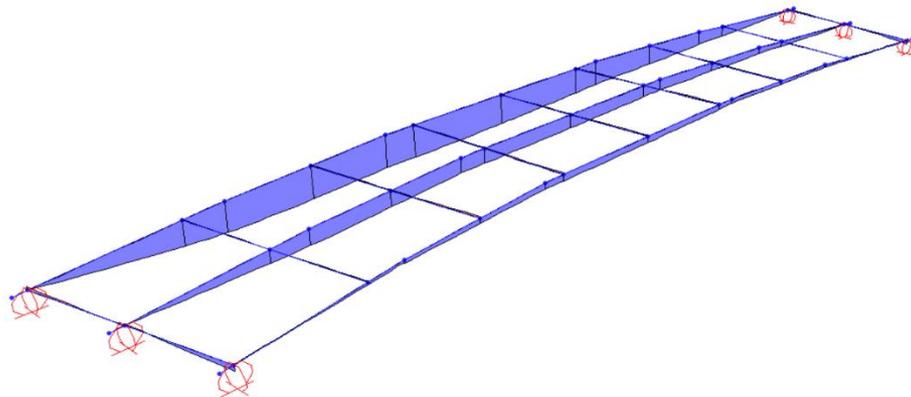


Diagramma del momento flettente  $M_y$

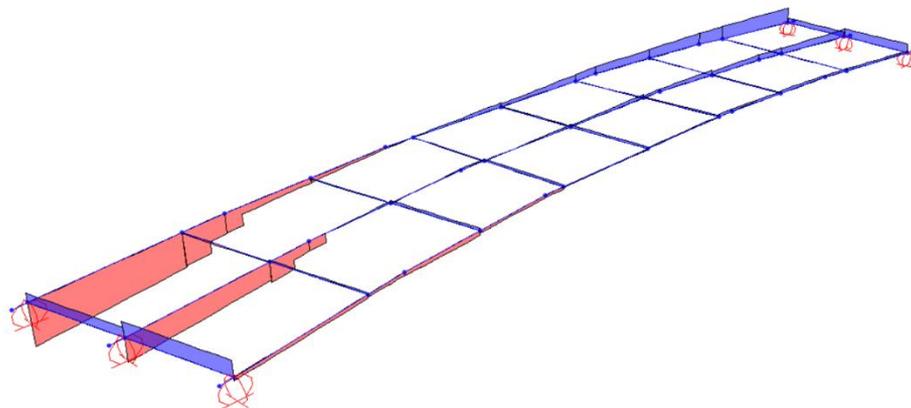
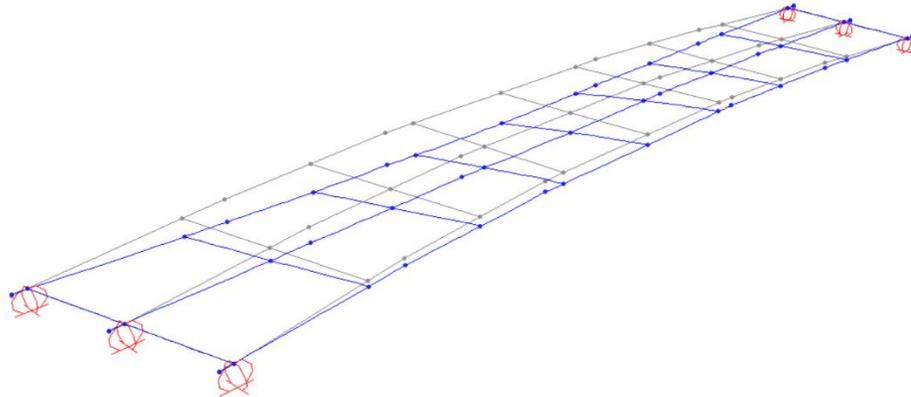
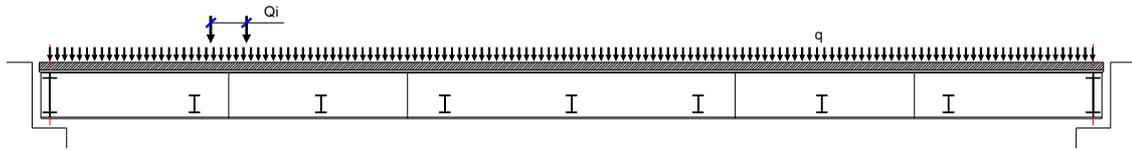


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

### Carichi mobili – disposizione 3B



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 24,3$  mm

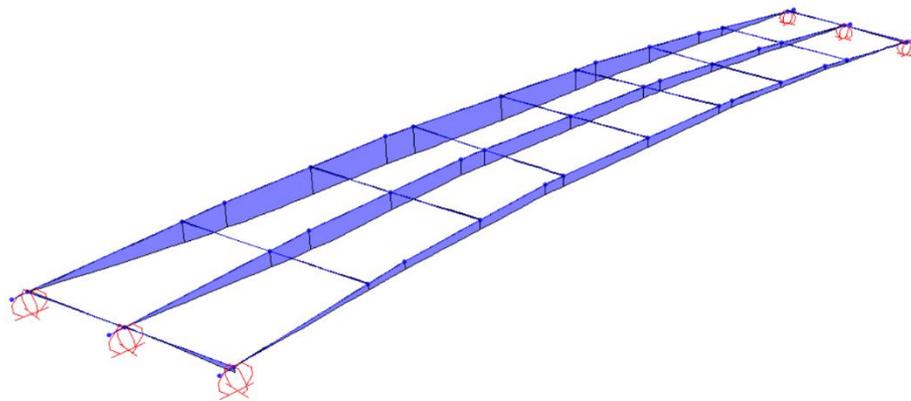


Diagramma del momento flettente  $M_y$

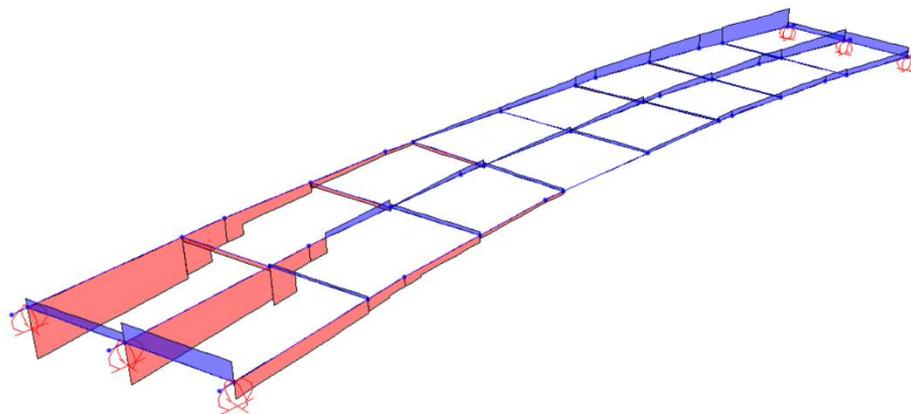
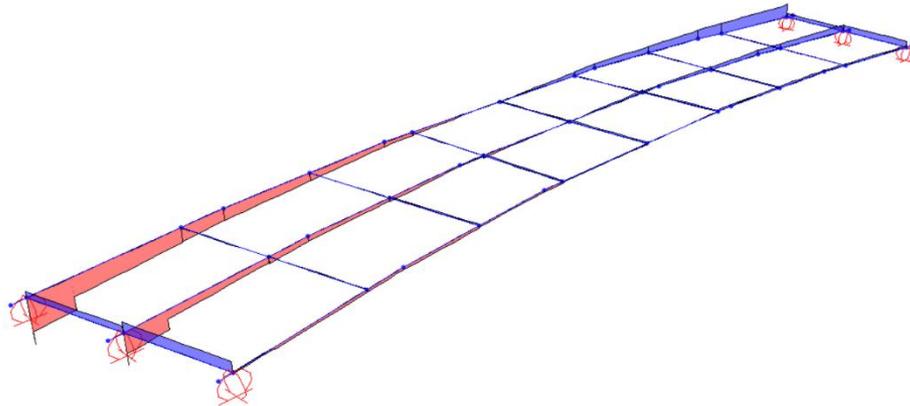
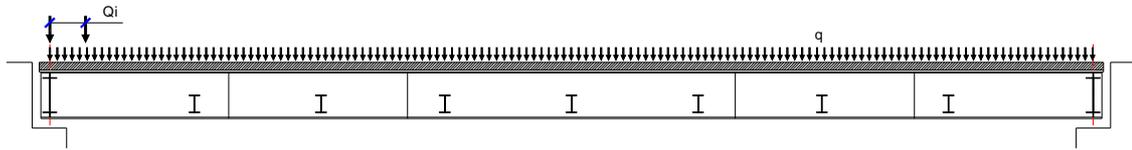
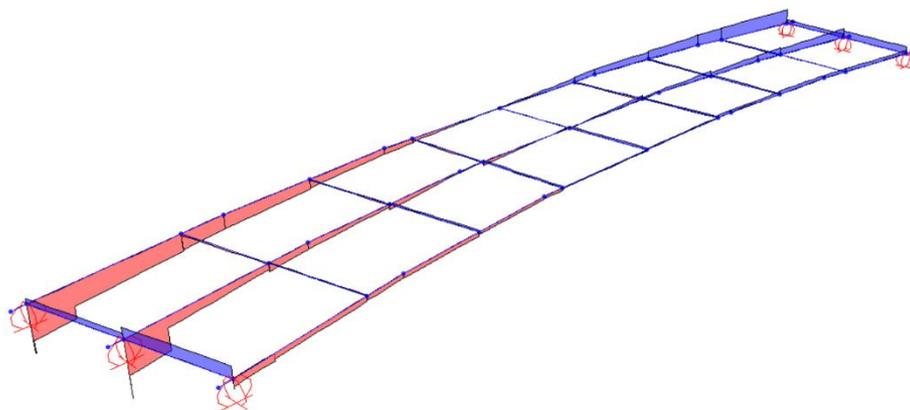


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

### Carichi mobili – disposizione 4

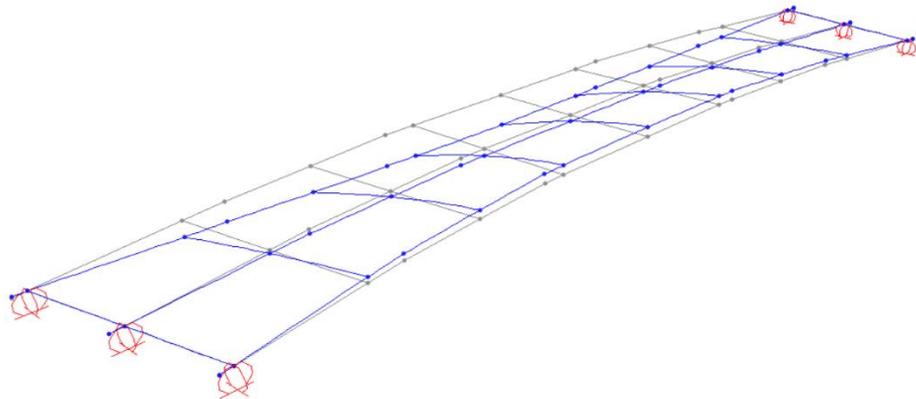


Disposizione 4A - Diagramma dell'azione di taglio Vz



Disposizione 4B - Diagramma dell'azione di taglio Vz

**Vento trasversale sull'impalcato – componente del momento trasversale  $M_t$**



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 3,9$  mm

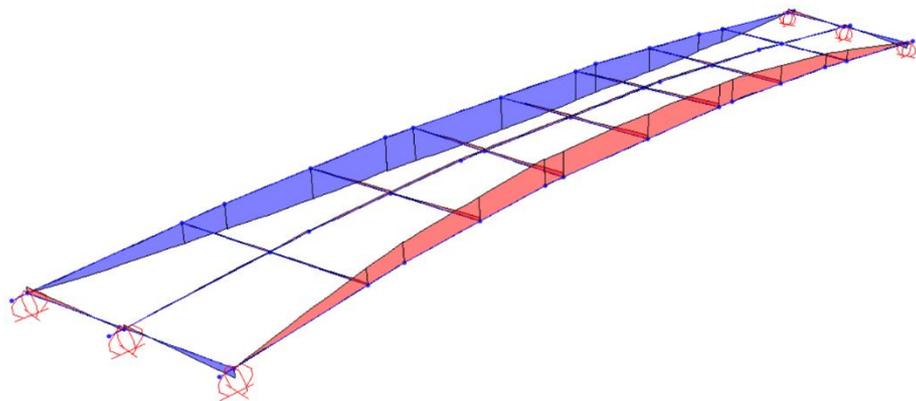


Diagramma del momento flettente  $M_y$

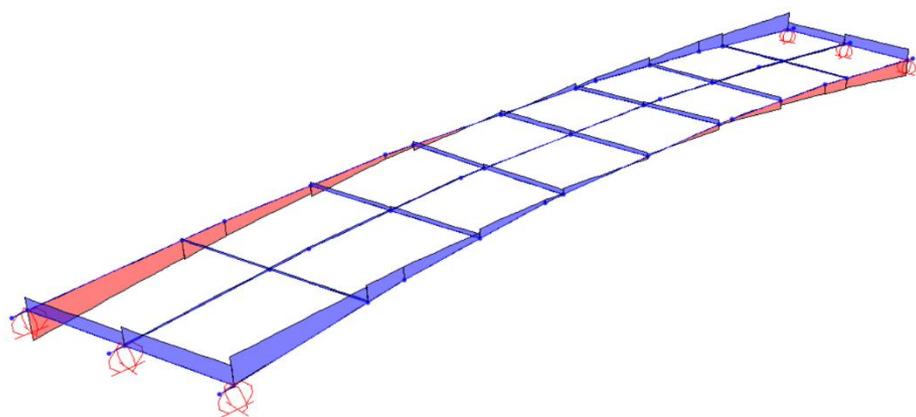


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

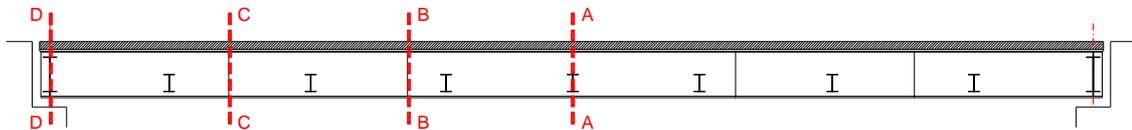
### 7.3 SINTESI TABULARE DELLE SOLLECITAZIONI

Nella presente sezione si riportano in forma tabulare le caratteristiche di sollecitazione in termini di momento flettente e taglio nel piano verticale delle travi di impalcato indagate, per effetto delle condizioni di carico precedentemente illustrate.

La convenzione di segno utilizzata è la seguente:

- **N** azione assiale, positiva di compressione
- **$M_y$**  azione flettente nel piano verticale dell'elemento, positivo se tende le fibre di intradosso
- **$V_z$**  azione di taglio lungo l'asse verticale dell'elemento
- **T** momento torcente

In particolare saranno esposti i valori di sollecitazione nelle principali sezioni di verifica delle travi principali longitudinali come dallo schema seguente.



### 7.3.1 TRAVE PRINCIPALE DI BORDO LATO ESTERNO CURVA

#### **Sezione A – A di mezzeria**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		10341	50	5
Sovraccarichi permanenti		3665	21	18
Ritiro	3585	3101		
Carichi mobili accidentali (max My)		7290	77	157
Vento trasversale		637	5	8
Variazione termica in soletta (+10°)	3569	2123		

#### **Sezione B – B in asse giunto tra i conci 2 e 3 (lato concio 3)**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		9522	331	345
Sovraccarichi permanenti		3402	174	122
Ritiro	3585	3101		
Carichi mobili accidentali (max My)		6710	275	337
Vento trasversale		600	5	15
Variazione termica in soletta (+10°)	3569	2123		

#### **Sezione C – C in asse giunto tra i conci 1 e 2 (lato concio 2)**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		5936	290	756
Sovraccarichi permanenti		2120	46	273
Ritiro	3585	3068		
Carichi mobili accidentali (max My)		3923	246	541
Vento trasversale		395	63	48
Variazione termica in soletta (+10°)	3569	2081		

#### **Sezione D – D su spalla**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato			475	1134
Sovraccarichi permanenti			121	416
Ritiro	3585	2617		
Carichi mobili accidentali			376	717
Vento trasversale			87	82
Variazione termica in soletta (+10°)	3569	1542		

### 7.3.2 TRAVE PRINCIPALE CENTRALE

#### **Sezione A – A di mezzeria**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		7480	13	13
Sovraccarichi permanenti		2115	0	41
Ritiro	3585	2947		
Carichi mobili accidentali (max My)		4730	52	120
Vento trasversale		26	13	0
Variazione termica in soletta (+10°)	3569	2013		

#### **Sezione B – B in asse giunto tra i conci 2 e 3 (lato concio 3)**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		6730	163	267
Sovraccarichi permanenti		1840	84	87
Ritiro	3585	2947		
Carichi mobili accidentali (max My)		4430	281	230
Vento trasversale		28	42	2
Variazione termica in soletta (+10°)	3569	2013		

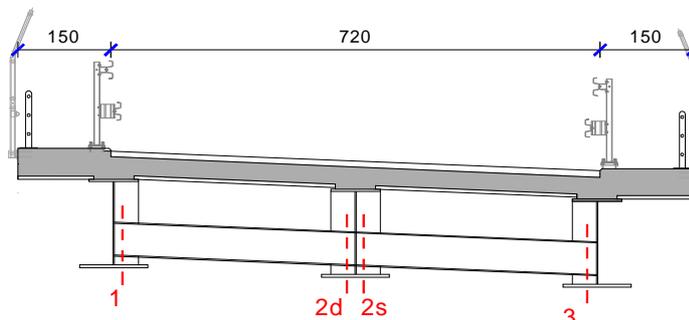
#### **Sezione C – C in asse giunto tra i conci 1 e 2 (lato concio 2)**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		4130	285	560
Sovraccarichi permanenti		1100	45	150
Ritiro	3585	2914		
Carichi mobili accidentali (max My)		3058	238	375
Vento trasversale		13	65	5
Variazione termica in soletta (+10°)	3569	1970		

#### **Sezione D – D su spalla**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato			393	840
Sovraccarichi permanenti			80	200
Ritiro	3585	2477		
Carichi mobili accidentali (max Vz)			336	830
Vento trasversale			75	5
Variazione termica in soletta (+10°)	3569	1449		

### 7.3.3 TRAVERSI INTERMEDI DI ACCOPPIAMENTO



#### Sezione 1 – 1

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-297	94
Sovraccarichi permanenti		-152	36
Carichi mobili accidentali		-218	24
Vento trasversale	90	0	17

#### Sezione 2d – 2d

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-124	79
Sovraccarichi permanenti		-166	36
Carichi mobili accidentali		-113	149
Vento trasversale	90	-47	17

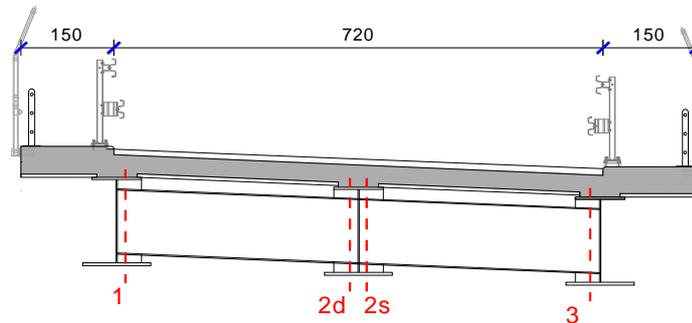
#### Sezione 2s – 2s

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-192	78
Sovraccarichi permanenti		-186	58
Carichi mobili accidentali		-83	101
Vento trasversale	81	-21	16

#### Sezione 3 – 3

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-34	73
Sovraccarichi permanenti		-12	54
Carichi mobili accidentali		-303	101
Vento trasversale	81	-71	16

### 7.3.4 TRAVERSI DI TESTATA AGLI APPOGGI



#### Sezione 1 – 1

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		203	199
Sovraccarichi permanenti		44	48
Carichi mobili accidentali		140	152
Vento trasversale	22	35	36

#### Sezione 2d – 2d

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-473	199
Sovraccarichi permanenti		-121	48
Carichi mobili accidentali		-376	152
Vento trasversale	22	-87	36

#### Sezione 2s – 2s

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		363	165
Sovraccarichi permanenti		67	30
Carichi mobili accidentali		828	302
Vento trasversale	91	123	48

#### Sezione 3 – 3

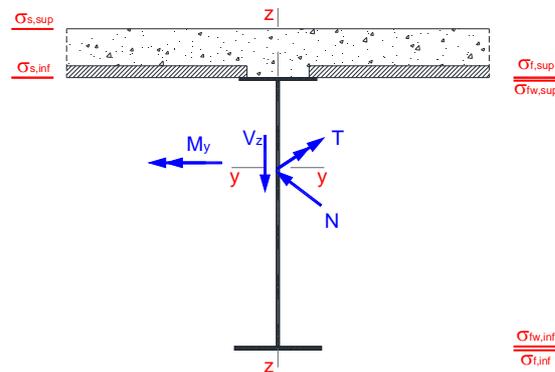
Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-190	165
Sovraccarichi permanenti		-36	30
Carichi mobili accidentali		-199	48
Vento trasversale	91	-40	48

## 8. VERIFICHE DELLE STRUTTURE DI IMPALCATO

Le verifiche di resistenza delle travi principali e dei traversi sono condotte controllando che lo stato tensionale in un qualunque punto della sezione resistente non ecceda il valore limite di resistenza per il materiale componente (acciaio o calcestruzzo) opportunamente ridotto del fattore di sicurezza.

In particolare la verifica di resistenza a flessione è condotta in campo elastico, ipotizzando le sezioni delle travi metalliche **“moderatamente snelle in classe 3”**, controllando in secondo momento l’effettiva classe della sezione in base al regime tensionale calcolato.

Per facilitare la lettura dei risultati si riporta alla figura seguente la convenzione delle sollecitazioni interne e i simboli principali dei risultati.



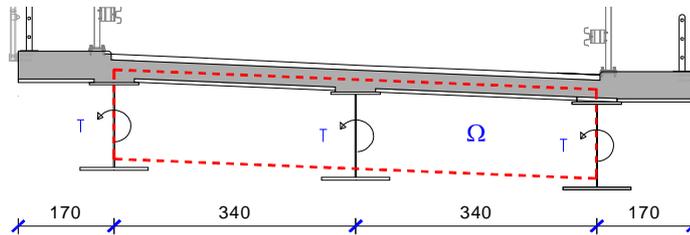
### 8.1 VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE NELLE TRAVI PRINCIPALI

Si riportano le verifiche di resistenza nelle sezioni verticali più significative delle travi principali, con riferimento alla sintesi tabulare delle sollecitazioni interne esposte in precedenza alla presente relazione.

Si precisa che l’effetto del momento torcente è scomposto incrementando le azioni di taglio e le sollecitazioni nelle piattabande inferiori delle travi metalliche. In particolare, la rigidità torsionale dell’impalcato – reso torsionalmente rigido mediante le diagonali di controvento a diamante poste inferiormente tra le anime delle travi longitudinali e superiormente mediante la soletta in calcestruzzo collaborante – permette di suddividere all’interno del perimetro di circuitazione le tensioni di taglio per torsione.

Nelle verifiche le azioni di taglio di calcolo  $V_{Ed}$  sono state definite tenendo conto dell’incremento di azione per effetto del momento torcente  $T$  all’interno della sezione torsio-rigida a cassone equivalente. Il delta di carico di taglio nelle anime delle travi è stato determinato pertanto in ragione dell’equazione seguente:

$$\Delta V_{Ed} = \frac{3 \cdot T}{2 \cdot \Omega} \times h = \frac{3 \cdot T}{4 \cdot i} = 0,75 \times \frac{T}{3,4 m}$$



La combinazione di verifica agli stati limite ultimi è così calcolata:

**Combinazione 1:** sono stati considerati, con i coefficienti correlati di combinazione, le condizioni di carico per pesi propri, sovraccarichi permanenti, ritiro in soletta (effetti primari), carichi variabili da traffico (nella configurazione più penalizzante), vento trasversale e variazione termica di contrazione (negativa) in soletta (effetti primari).

I valori limite delle tensioni di progetto sono:

- Max tensione per elementi metallici con sp. < 40 mm  $f_{ad} = 338 \text{ N/mm}^2$
- Max tensione per elementi metallici con sp. > 40 mm  $f_{ad} = 319 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di compressione per elementi in cls (C32/40)  $f_{cd} = 18,81 \text{ N/mm}^2$
- Max tensione per barre di armatura  $f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$

### 8.1.1 TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI MEZZERIA A – A: CONCIO N. 3



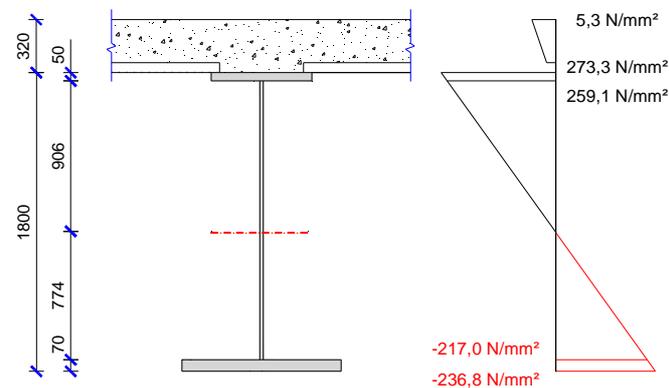
Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1800 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb, inf.} = 1000 \text{ mm}$
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb, inf.} = 70 \text{ mm}$
- altezza anima:  $h_w = 1680 \text{ mm}$
- spessore anima:  $s_w = 16 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb, sup.} = 850 \text{ mm}$
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb, sup.} = 50 \text{ mm}$
- larghezza soletta collaborante:  $b_{eff.} = 3400 \text{ mm}$
- spessore soletta collaborante:  $h_s = 260 \text{ mm}$
- armatura superiore di soletta:  $f' = \phi 16/20 = 34,1 \text{ cm}^2$
- armatura inferiore di soletta:  $f = \phi 16/20 = 34,1 \text{ cm}^2$
- altezza totale trave composta:  $H_{tr} = 2120 \text{ mm}$

**Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale**

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1393.8		73.4	15204	8745076	839276	119143	82036				
Fase II n= 18.71	1934.6	180.0	108.5	72873	14897158	5390782	137301	208352	3596462	2693003	182787	155991
Fase III n= 17.85	1957.4		109.5	75651	15082946	5610070	137744	213943	3519354	2626640	187366	159608
Fase IV -V n= 6.24	2878.8		138.2	188116	20154040	14486498	145832	482154	2630988	1704081	389074	306292

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	10341	16	0	13960	22	-117.2	170.2				
Permanenti	0	3665	23	0	5498	35	-40.0	26.4	1.5	2.0	30.1	35.2
Ritiro effetti primari	3585	3208	0	4302	3850	0	-6.0	40.0	-2.5	-2.2	42.5	46.1
Carichi mobili	0	7290	174	0	9842	235	-67.5	20.4	3.7	5.8	25.3	32.1
Vento trasv.	0	637	11	0	573	10	-3.9	1.2	0.2	0.3	1.5	1.9
$\Delta T$ effetti prim.	3569	2170	0	3212	1953	0	-2.2	15.2	-1.1	-0.7	16.2	17.5
							<b>-236.8</b>	<b>273.3</b>	<b>1.8</b>	<b>5.3</b>	<b>115.5</b>	<b>132.9</b>



Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.

**Classificazione della sezione**

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355 N/mm <sup>2</sup>	Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	319.0 N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	$c/t = 105.0$	Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	319.0 N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{tw,inf} = -217.0$ N/mm <sup>2</sup>	} $\psi = -0.84$	
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{tw,sup} = 259.2$ N/mm <sup>2</sup>		
Snellezza di riferimento:	86.8 < $c/t$	<b>Sezione snella in classe: 4</b>	
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	11.19 N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	11.28 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	9.51 N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	273.83 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	10.52 N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	237.54 N/mm <sup>2</sup>

**Calcolo della sezione efficace**

Coef. per instabilità a compressione, $k_{\sigma}$ =	19.93	Pannello irrigidito da entrambi i lati long. (si/no)	si
Snellezza relativa del pannello, $\lambda_p$ =	1.018	Coefficiente di riduzione per instabilità, $\rho$ =	0.868
Lunghezza del pannello compresso, $b_c$ =	914.4 mm	Lunghezza efficace ridotta del pannello, $b_{eff}$ =	793.7 mm
Porzione efficace lato irrigidimento, $b_{e1}$ =	317.5 mm	} Porzione d'anima eliminata:	120.7 mm
Porzione efficace lato opposto, $b_{e2}$ =	476.2 mm		



**Comune di Vado Ligure**  
**Nuovo svincolo autostradale - Studio di Fattibilità tecnico-economica**  
**Ponte "Rio Tana" – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato**

La sezione è in classe 4 (sezione snella); si ripete la verifica eliminando completamente il contributo alla resistenza a flessione dell'anima. Le caratteristiche della sezione così costruita – composta dalle sole piattabande – sono le seguenti:

**Caratteristiche geometriche efficaci**

	largh. cm	sp. cm	baricentro cm	Area cm <sup>2</sup>	Si cm <sup>3</sup>	Gi cm	Gs cm	ly cm <sup>4</sup>	Wf,inf cm <sup>3</sup>	Wf,sup cm <sup>3</sup>	Ct cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>
Piattabanda inferiore	100.00	7.00	3.50	700.00	2450			3024401.3			34300	583333
Porzione d'anima 1	124.18	0.00	69.09	0.00	0	69.2	110.8	0	115752	72293	0	0
Porzione d'anima 2	31.75	0.00	159.13	0.00	0			0			0	0
Piattabanda superiore	85.00	5.00	177.50	425.00	75438			4985663.7			10625	255885
				<b>1125.00</b>	<b>77888</b>			<b>8010065</b>			<b>14975</b>	<b>839219</b>

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1125.0		69.2	14975	8010065	839219	115752	72293				
Fase II n= 18.71	1665.8	180.0	111.3	72643	14169853	5390724	127312	206257	3549102	2632750	180049	152857
Fase III n= 17.85	1688.6		112.5	75422	14344023	5610012	127502	212504	3483549	2573275	185084	156765
Fase IV -V n= 6.24	2610.0		143.0	187887	18862410	14486441	131905	509795	2737243	1705818	401328	309220

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + controsoletta	0	10341	16	0	13960	22	-120.6	193.1				
Permanenti	0	3665	23	0	5498	35	-43.2	26.7	1.5	2.1	30.5	36.0
Ritiro effetti primari	3585	3101	0	4302	3721	0	-3.7	43.0	-2.4	-2.0	45.6	49.2
Carichi mobili	0	7290	174	0	9842	235	-74.6	19.3	3.6	5.8	24.5	31.8
Vento trasv.	0	637	11	0	573	10	-4.3	1.1	0.2	0.3	1.4	1.9
$\Delta T$ effetti prim.	3569	1999	0	3212	1799	0	-1.3	15.8	-1.0	-0.6	16.8	18.1
							<b>-247.8</b>	<b>299.0</b>	<b>2.0</b>	<b>5.6</b>	<b>118.9</b>	<b>137.0</b>

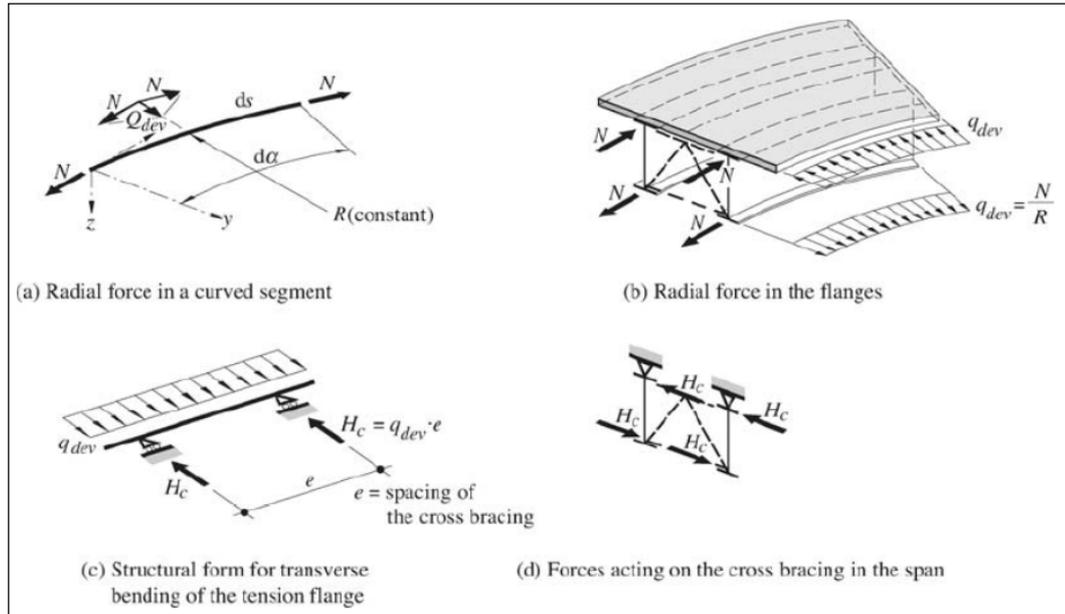
Tensione al lembo inferiore:  $\sigma_{fw,inf} = -226.5 \text{ N/mm}^2$

Tensione al lembo superiore:  $\sigma_{fw,sup} = 283.8 \text{ N/mm}^2$

}  $\psi = -0.80$

Le tensioni appaiono compatibili con la resistenza del materiale.

Per effetto della pseudo-curvatura delle travi metalliche, si instaurano azioni locali aggiuntive nelle travi che vengono valutate di seguito mettendo in evidenza la flessione fuori piano delle piattabande inferiori dipendenti dalle forze radiali dovute alla curvatura nei campi compresi tra i diaframmi trasversali.



Forze radiali di deviazione dovute alla curvatura - figura da Conceptual and structural design of steel and steel–concrete composite bridges – Jean Paul Lebet & Manfred Hirt

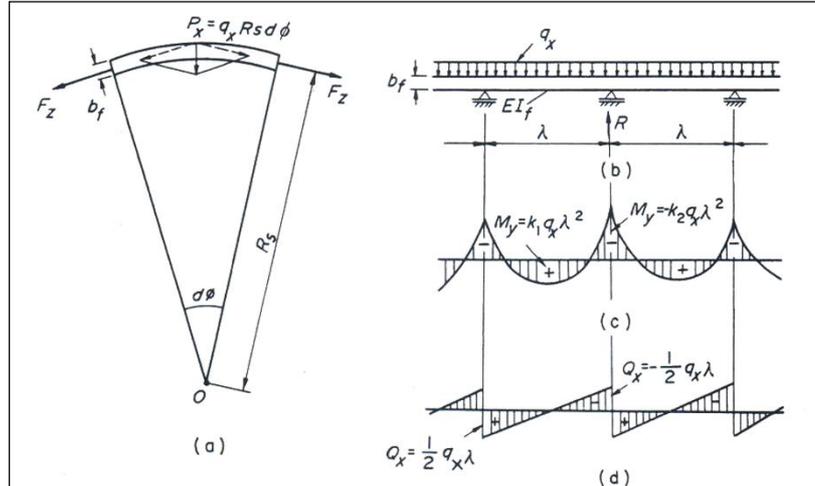
Per il caso in esame, facendo riferimento alla piattabanda inferiore delle trave in acciaio (tesa) più 1/3 dell'anima in trazione si ottiene:

- tensione media nella piattabanda inferiore  $\sigma_f = - 237,2 \text{ N/mm}^2$
- area della piattabanda inferiore:  $A_f = (1000 \text{ mm} \times 70 \text{ mm}) = 70000 \text{ mm}^2$
- area della porzione di anima considerata:  $\frac{A_{wt}}{3} = \frac{1}{3} (1680 \text{ mm} \times 16 \text{ mm}) = 8960 \text{ mm}^2$
- azione assiale risultante sulla piattabanda e sulla porzione d'anima considerata:  

$$N_{Traz.} = \sigma_f \cdot A_f + \sigma_f \cdot \frac{A_{wt}}{3} = \sigma_f \cdot A_f \cdot \left( 1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{A_{wt}}{A_f} \right) = 18730 \text{ kN}$$
- raggio di curvatura in pianta della trave in acciaio (\*):  $R_{trave} = 100 \text{ m}$
- forze radiali orizzontali di deviazione:  $q_{dev.} = \frac{N_T}{R_{trave}} = \frac{18730 \text{ kN}}{100 \text{ m}} = 187 \text{ kN/m}$

(\*): si fa riferimento al raggio ideale di una trave sagomata in curva con medesimo centro dell'impalcato e passante per le sezioni della trave realmente in progetto con giacitura a spezzata lineare.

Come indicato in letteratura la piattabanda soggetta a queste forze orizzontali diffuse può essere schematizzata come una "trave" continua vincolata in corrispondenza degli allineamenti definiti dai diaframmi trasversali e con campi di luce pari all'interasse degli stessi diaframmi trasversali (cfr. Analysis and design of curved steel bridges – Hiroshi Nakai & Chai Hong Yoo).



- interasse tra le diagonali di controvento a diamante:  $e = 2,25 \text{ m}$
- massimo momento flettente orizzontale locale sulla piattabanda:

$$M_z = \pm k_{1,2} \cdot q_{dev} \cdot e^2 \cong \pm 0,106 \cdot 187 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (2,25 \text{ m})^2 = \pm 100 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- tensione normale locale aggiuntiva sulla piattabanda inferiore:

$$\sigma_{of} = \frac{M_z}{W_f} = \frac{6 \cdot M_z}{b_f^2 \cdot t_f} = \frac{6 \cdot 100 \cdot 10^6}{1000^2 \cdot 70} = 8,6 \text{ N/mm}^2$$

- tensione normale massima sulla piattabanda inferiore:

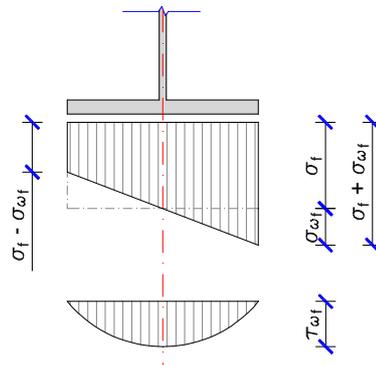
$$\sigma_{\max} = (\sigma_f + \sigma_{of}) = (-237,2 - 8,6) = -245,8 \text{ N/mm}^2 < |f_{ad}| = \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{335}{1,05} = 319,0 \text{ N/mm}^2$$

- massimo taglio locale orizzontale sulla piattabanda:

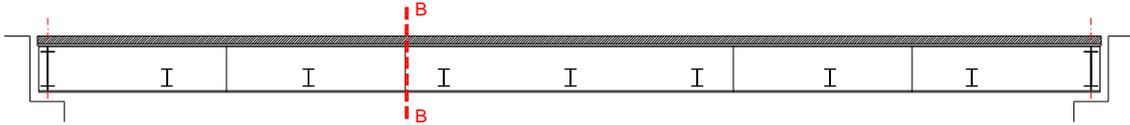
$$Q_y \cong \frac{1}{2} \cdot q_{dev} \cdot e = \frac{1}{2} \cdot 100,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2,25 \text{ m} = 113 \text{ kN}$$

- massima tensione tangenziale aggiuntiva sulla piattabanda:

$$\tau_{of} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_y}{A_f} = \frac{3}{2} \cdot \frac{113 \cdot 10^3}{1000 \times 70} = 2,4 \text{ N/mm}^2$$



### 8.1.2 TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 3



#### Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1393.8		73.4	15204	8745076	839276	119143	82036				
Fase II n= 18.71	1934.6	180.0	108.5	72873	14897158	5390782	137301	208352	3596462	2693003	182787	155991
Fase III n= 17.85	1957.4		109.5	75651	15082946	5610070	137744	213943	3519354	2626640	187366	159608
Fase IV -V n = 6.24	2878.8		138.2	188116	20154040	14486498	145832	482154	2630988	1704081	389074	306292

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	9522	418	0	12855	564	-107.9	156.7				
Permanenti	0	3402	160	0	5103	240	-37.2	24.5	1.4	1.9	27.9	32.7
Ritiro effetti primari	3585	3208	0	4302	3850	0	-6.0	40.0	-2.5	-2.2	42.5	46.1
Carichi mobili	0	6710	398	0	9059	537	-62.1	18.8	3.4	5.3	23.3	29.6
Vento trasv.	0	600	16	0	540	14	-3.7	1.1	0.2	0.3	1.4	1.8
$\Delta T$ effetti prim.	3569	2170	0	3212	1953	0	-2.2	15.2	-1.1	-0.7	16.2	17.5
							<b>-219.1</b>	<b>256.3</b>	<b>1.4</b>	<b>4.7</b>	<b>111.3</b>	<b>127.7</b>

Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.

#### Classificazione della sezione

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355	N/mm <sup>2</sup>		Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	319.0 N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	c/t =	105.0		Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	319.0 N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{f_w,inf}$ =	-200.6	}	$\psi$ =	-0.83
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{f_w,sup}$ =	243.1			
Snellezza di riferimento:		85.9	< c/t	<b>Sezione snella in classe: 4</b>	
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =		50.45	N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	50.84 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =		42.88	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{d,s}$ =	266.82 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =		47.42	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{d,i}$ =	233.98 N/mm <sup>2</sup>

#### Calcolo della sezione efficace

Coef. per instabilità a compressione, $k\sigma$ =	19.66		Pannello irrigidito da entrambi i lati long.? (si/no)	si	
Snellezza relativa del pannello, $\lambda_p$ =		1.025	Coefficiente di riduzione per instabilità, $\rho$ =	0.862	
Lunghezza del pannello compresso, $b_c$ =		920.4	mm	Lunghezza efficace ridotta del pannello, $b_{eff}$ =	793.4
Porzione efficace lato irrigidimento, $b_{e1}$ =		317.4	mm	}	Porzione d'anima eliminata:
Porzione efficace lato opposto, $b_{e2}$ =		476.0	mm		

La sezione è in classe 4 (sezione snella); si ripete la verifica eliminando completamente il contributo alla resistenza a flessione dell'anima. Le caratteristiche della sezione così costruita – composta dalle sole piattabande – sono le seguenti:

**Caratteristiche geometriche efficaci**

	largh. cm	sp. cm	baricentro cm	Area cm <sup>2</sup>	Si cm <sup>3</sup>	Gi cm	Gs cm	ly cm <sup>4</sup>	Wf,inf cm <sup>3</sup>	Wf,sup cm <sup>3</sup>	Ct cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>
Piattabanda inferiore	100.00	7.00	3.50	700.00	2450			3024401.3			34300	583333
Porzione d'anima 1	123.56	0.00	68.78	0.00	0	69.2	110.8	0	115752	72293	0	0
Porzione d'anima 2	31.74	0.00	159.13	0.00	0			0			0	0
Piattabanda superiore	85.00	5.00	177.50	425.00	75438			4985663.7			10625	255885
				<b>1125.00</b>	<b>77888</b>			<b>8010065</b>			<b>14975</b>	<b>839219</b>

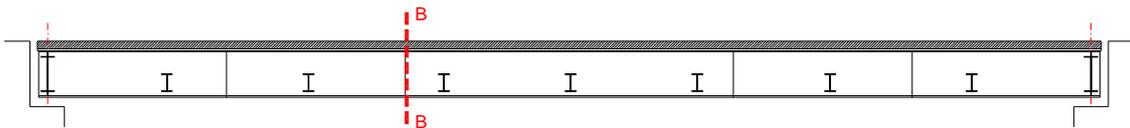
	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1125.0		69.2	14975	8010065	839219	115752	72293				
Fase II n= 18.71	1665.8	180.0	111.3	72643	14169853	5390724	127312	206257	3549102	2632750	180049	152857
Fase III n= 17.85	1688.6		112.5	75422	14344023	5610012	127502	212504	3483549	2573275	185084	156765
Fase IV -V n= 6.24	2610.0		143.0	187887	18862410	14486441	131905	509795	2737243	1705818	401328	309220

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + controsoletta	0	9522	418	0	12855	564	-111.1	177.8				
Permanenti	0	3402	160	0	5103	240	-40.1	24.7	1.4	1.9	28.3	33.4
Ritiro effetti primari	3585	3101	0	4302	3721	0	-3.7	43.0	-2.4	-2.0	45.6	49.2
Carichi mobili	0	6710	398	0	9059	537	-68.7	17.8	3.3	5.3	22.6	29.3
Vento trasv.	0	600	16	0	540	14	-4.1	1.1	0.2	0.3	1.3	1.7
$\Delta T$ effetti prim.	3569	1999	0	3212	1799	0	-1.3	15.8	-1.0	-0.6	16.8	18.1
							<b>-228.9</b>	<b>280.2</b>	<b>1.6</b>	<b>5.0</b>	<b>114.6</b>	<b>131.8</b>

Tensione al lembo inferiore:  $\sigma_{tw,inf} = -209.1$  N/mm<sup>2</sup> }  $\psi = -0.79$   
Tensione al lembo superiore:  $\sigma_{tw,sup} = 266.1$  N/mm<sup>2</sup> }

Le tensioni appaiono compatibili con la resistenza del materiale.

**8.1.3 TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 2**



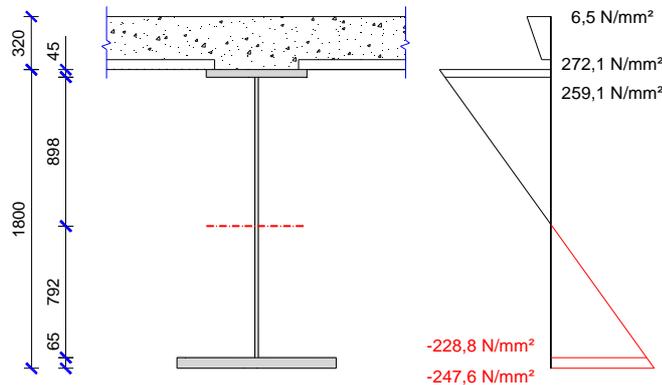
Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1800$  mm
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb,inf} = 1000$  mm
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb,inf} = 65$  mm
- altezza anima:  $h_w = 1690$  mm
- spessore anima:  $s_w = 18$  mm
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb,sup} = 850$  mm
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb,sup} = 45$  mm
- larghezza soletta collaborante:  $b_{eff} = 3400$  mm
- spessore soletta collaborante:  $h_s = 260$  mm
- armatura superiore di soletta:  $f' = \phi 16/20 = 34,1$  cm<sup>2</sup>
- armatura inferiore di soletta:  $f = \phi 16/20 = 34,1$  cm<sup>2</sup>
- altezza totale trave composta:  $H_{tr} = 2120$  mm

**Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale**

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1336.7		73.2	12065	8184783	772046	111814	76637				
Fase II n= 18.71	1877.5	180.0	109.3	69733	14283945	5323551	130686	202036	3484389	2602265	177001	150834
Fase III n= 17.85	1900.3		110.4	72511	14465929	5542839	131032	207844	3415566	2541504	181733	154551
Fase IV -V n= 6.24	2821.7		139.3	184977	19384912	14419268	139159	476288	2590190	1663849	382345	299612

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	9522	418	0	12855	564	-115.0	167.7				
Permanenti	0	2910	160	0	4365	240	-33.4	21.6	1.3	1.7	24.7	28.9
Ritiro effetti primari	3585	3176	0	4302	3811	0	-6.4	41.0	-2.5	-2.1	43.6	47.3
Carichi mobili	0	9095	398	0	12278	537	-88.2	25.8	4.7	7.4	32.1	41.0
Vento trasv.	0	330	16	0	297	14	-2.1	0.6	0.1	0.2	0.8	1.0
$\Delta T$ effetti prim.	3569	2131	0	3212	1918	0	-2.4	15.4	-1.1	-0.7	16.4	17.8
							<b>-247.6</b>	<b>272.1</b>	<b>2.6</b>	<b>6.5</b>	<b>117.6</b>	<b>136.0</b>



Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.

**Classificazione della sezione**

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ =	355	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	319.0	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello: c/t =	93.9		Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	319.0	N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore: $\sigma_{tw,inf}$ =	-228.8	N/mm <sup>2</sup>	}	$\psi = -0.88$	
Tensione al lembo superiore: $\sigma_{tw,sup}$ =	259.1	N/mm <sup>2</sup>			
Snellezza di riferimento:	90.3	< c/t	<b>Sezione snella in classe: 4</b>		
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	44.58	N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	45.53	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	36.81	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	279.49	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	41.85	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	257.97	N/mm <sup>2</sup>

**Calcolo della sezione efficace**

Coef. per instabilità a compressione, $k\sigma$ =	20.99	Pannello irrigidito da entrambi i lati long.? (si/no)	si
Snellezza relativa del pannello, $\lambda_p$ =	0.887	Coefficiente di riduzione per instabilità, $\rho$ =	0.979
Lunghezza del pannello compresso, $b_c$ =	897.5	Lunghezza efficace ridotta del pannello, $b_{eff}$ =	878.7
Porzione efficace lato irrigidimento, $b_{e1}$ =	351.5	}	Porzione d'anima eliminata: 18.8
Porzione efficace lato opposto, $b_{e2}$ =	527.2		



La sezione è in classe 4 (sezione snella); si ripete la verifica eliminando completamente il contributo alla resistenza a flessione dell'anima. Le caratteristiche della sezione così costruita – composta dalle sole piattabande – sono le seguenti:

**Caratteristiche geometriche efficaci**

	largh. cm	sp. cm	baricentro cm	Area cmq	Si cm3	Gi cm	Gs cm	ly cm4	Wf,inf cm3	Wf,sup cm3	Ct cm4	Iz cm4
Piattabanda inferiore	100.00	6.50	3.25	650.00	2113			2719043.2			27463	541667
Porzione d'anima 1	131.97	0.00	72.48	0.00	0	67.9	112.1	0	108031	65436	0	0
Porzione d'anima 2	35.15	0.00	157.93	0.00	0			0			0	0
Piattabanda superiore	85.00	4.50	177.75	382.50	67989			4616281.6			7746	230297
				<b>1032.50</b>	<b>70102</b>			<b>7335325</b>			<b>11736</b>	<b>771964</b>

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1032.5		67.9	11736	7335325	771964	108031	65436			174345	147552
Fase II n= 18.71	1573.3	180.0	112.9	69404	13442011	5323469	119061	200328	3440493	2537841	179311	151387
Fase III n= 17.85	1596.1		114.1	72183	13609723	5542757	119279	206521	3378770	2481446	398924	303942
Fase IV -V n= 6.24	2517.5		145.2	184648	17871795	14419186	123084	513557	2733333	1669461		

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + controsoletta	0	9522	418	0	12855	564	-119.0	196.4				
Permanenti	0	2910	160	0	4365	240	-36.7	21.8	1.3	1.7	25.0	29.6
Ritiro effetti primari	3585	3043	0	4302	3652	0	-3.7	44.6	-2.3	-1.9	47.3	51.1
Carichi mobili	0	9095	398	0	12278	537	-99.8	23.9	4.5	7.4	30.8	40.4
Vento trasv.	0	330	16	0	297	14	-2.4	0.6	0.1	0.2	0.7	1.0
$\Delta T$ effetti prim.	3569	1920	0	3212	1728	0	-1.3	16.1	-1.0	-0.6	17.1	18.4
							<b>-262.8</b>	<b>303.5</b>	<b>2.6</b>	<b>6.8</b>	<b>121.0</b>	<b>140.5</b>

Tensione al lembo inferiore:  $\sigma_{tw,inf} = -242.3$  N/mm<sup>2</sup>  
 Tensione al lembo superiore:  $\sigma_{tw,sup} = 289.3$  N/mm<sup>2</sup> }  $\psi = -0.84$

Le azioni locali aggiuntive per effetto della pseudo-curvatura delle travi valgono:

- tensione media nella piattabanda inferiore  $\sigma_f = -252,6$  N/mm<sup>2</sup>

- area della piattabanda inferiore:  $A_f = (1000\text{ mm} \times 65\text{ mm}) = 65000\text{ mm}^2$

- area della porzione di anima considerata:  $\frac{A_{wt}}{3} = \frac{1}{3}(1690\text{ mm} \times 18\text{ mm}) = 10140\text{ mm}^2$

- azione assiale risultante sulla piattabanda e sulla porzione d'anima considerata:

$$N_{Traz.} = \sigma_f \cdot A_f + \sigma_f \frac{A_{w,T}}{3} = \sigma_f \cdot A_f \cdot \left(1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{A_{w,T}}{A_f}\right) = 18980\text{ kN}$$

- forze radiali orizzontali di deviazione:  $q_{dev.} = \frac{N_T}{R_{trave}} = \frac{18980\text{ kN}}{100\text{ m}} = 190\text{ kN/m}$

- interasse tra le diagonali di controvento a diamante:  $e = 2,35\text{ m}$

- massimo momento flettente orizzontale locale sulla piattabanda:

$$M_z = \pm k_{1,2} \cdot q_{dev.} \cdot e^2 \cong \pm 0,106 \cdot 190\text{ kN/m} \cdot (2,35\text{ m})^2 = \pm 111\text{ kN} \cdot \text{m}$$

- tensione normale locale aggiuntiva sulla piattabanda inferiore:

$$\sigma_{of} = \frac{M_z}{W_f} = \frac{6 \cdot M_z}{b_f^2 \cdot t_f} = \frac{6 \cdot 111 \cdot 10^6}{1000^2 \cdot 65} = 10,3\text{ N/mm}^2$$

- tensione normale massima sulla piattabanda inferiore:

$$\sigma_{max} = (\sigma_f + \sigma_{of}) = (-252,6 - 10,3) = -262,9\text{ N/mm}^2 < |f_{ad}| = \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{335}{1,05} = 319,0\text{ N/mm}^2$$

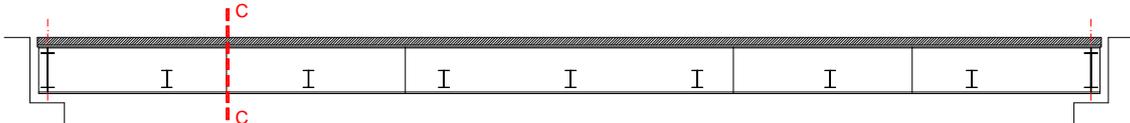
- massimo taglio locale orizzontale sulla piattabanda:

$$Q_y \cong \frac{1}{2} \cdot q_{dev} \cdot e = \frac{1}{2} \cdot 190 \text{ kN/m} \cdot 2,35 \text{ m} = 223 \text{ kN}$$

- massima tensione tangenziale aggiuntiva sulla piattabanda:

$$\tau_{of} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_y}{A_f} = \frac{3}{2} \cdot \frac{223 \cdot 10^3}{1000 \times 65} = 5,2 \text{ N/mm}^2$$

### 8.1.4 TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO C – C: CONCIO N. 2



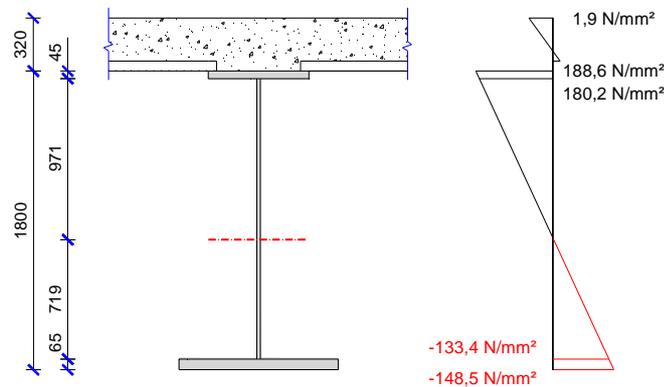
Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1800 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb, inf.} = 1000 \text{ mm}$
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb, inf.} = 65 \text{ mm}$
- altezza anima:  $h_w = 1690 \text{ mm}$
- spessore anima:  $s_w = 18 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb, sup.} = 850 \text{ mm}$
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb, sup.} = 45 \text{ mm}$
- larghezza soletta collaborante:  $b_{eff.} = 3400 \text{ mm}$
- spessore soletta collaborante:  $h_s = 260 \text{ mm}$
- armatura superiore di soletta:  $f' = \phi 16/20 = 34,1 \text{ cm}^2$
- armatura inferiore di soletta:  $f = \phi 16/20 = 34,1 \text{ cm}^2$
- altezza totale trave composta:  $H_{tr} = 2120 \text{ mm}$

#### Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1336.7		73.2	12065	8184783	772046	111814	76637				
Fase II n= 18.71	1877.5	180.0	109.3	69733	14283945	5323551	130686	202036	3484389	2602265	177001	150834
Fase III n= 17.85	1900.3		110.4	72511	14465929	5542839	131032	207844	3415566	2541504	181733	154551
Fase IV -V n = 6.24	2821.7		139.3	184977	19384912	14419268	139159	476288	2590190	1663849	382345	299612

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	5936	820	0	8014	1107	-71.7	104.6				
Permanenti	0	2120	283	0	3180	425	-24.3	15.7	0.9	1.2	18.0	21.1
Ritiro effetti primari	3585	3176	0	4302	3811	0	-6.4	41.0	-2.5	-2.1	43.6	47.3
Carichi mobili	0	3923	595	0	5296	803	-38.1	11.1	2.0	3.2	13.9	17.7
Vento trasv.	0	395	62	0	356	56	-2.6	0.7	0.1	0.2	0.9	1.2
$\Delta T$ effetti prim.	3569	2131	0	3212	1918	0	-2.4	15.4	-1.1	-0.7	16.4	17.8
							<b>-145.5</b>	<b>188.6</b>	<b>-0.5</b>	<b>1.9</b>	<b>92.8</b>	<b>105.0</b>



Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.

Classificazione della sezione			
Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ = 319.0 N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	$c/t =$	93.9	Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ = 319.0 N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{fw,inf} =$	-133.4	} $\psi = -0.74$
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{fw,sup} =$	180.2	
Snellezza di riferimento:	80.3	< $c/t$	<b>Sezione snella in classe: 4</b>
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	78.58	N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ = 80.27 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	64.89	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ = 219.51 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	73.78	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ = 193.62 N/mm <sup>2</sup>

Calcolo della sezione efficace			
Coef. per instabilità a compressione, $k_{\sigma}$ =	17.83		Pannello irrigidito da entrambi i lati long.? (si/no) si
Snellezza relativa del pannello, $\lambda_p$ =	0.962		Coefficiente di riduzione per instabilità, $\rho$ = 0.905
Lunghezza del pannello compresso, $b_c$ =	971.1	mm	Lunghezza efficace ridotta del pannello, $b_{eff}$ = 878.9 mm
Porzione efficace lato irrigidimento, $b_{e1}$ =	351.5	mm	} Porzione d'anima eliminata: 92.3 mm
Porzione efficace lato opposto, $b_{e2}$ =	527.3	mm	

La sezione è in classe 4 (sezione snella); si ripete la verifica eliminando completamente il contributo alla resistenza a flessione dell'anima. Le caratteristiche della sezione così costruita – composta dalle sole piattabande – sono le seguenti:

**Caratteristiche geometriche efficaci**

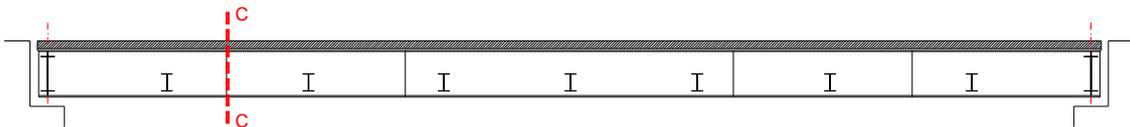
	largh. cm	sp. cm	baricentro cm	Area cm <sup>2</sup>	Si cm <sup>3</sup>	Gi cm	Gs cm	Iy cm <sup>4</sup>	Wf,inf cm <sup>3</sup>	Wf,sup cm <sup>3</sup>	Ct cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>
Piattabanda inferiore	100.00	6.50	3.25	650.00	2113			2719043.2			27463	541667
Porzione d'anima 1	124.62	0.00	68.81	0.00	0	67.9	112.1	0	108031	65436	0	0
Porzione d'anima 2	35.15	0.00	157.92	0.00	0			0			0	0
Piattabanda superiore	85.00	4.50	177.75	382.50	67989			4616281.6			7746	230297
				<b>1032.50</b>	<b>70102</b>			<b>7335325</b>			<b>11736</b>	<b>771964</b>

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1032.5		67.9	11736	7335325	771964	108031	65436				
Fase II n= 18.71	1573.3	180.0	112.9	69404	13442011	5323469	119061	200328	3440493	2537841	174345	147552
Fase III n= 17.85	1596.1		114.1	72183	13609723	5542757	119279	206521	3378770	2481446	179311	151387
Fase IV -V n= 6.24	2517.5		145.2	184648	17871795	14419186	123084	513557	2733333	1669461	398924	303942

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + controsoletta	0	5936	820	0	8014	1107	-74.2	122.5				
Permanenti	0	2120	283	0	3180	425	-26.7	15.9	0.9	1.3	18.2	21.6
Ritiro effetti primari	3585	3043	0	4302	3652	0	-3.7	44.6	-2.3	-1.9	47.3	51.1
Carichi mobili	0	3923	595	0	5296	803	-43.0	10.3	1.9	3.2	13.3	17.4
Vento trasv.	0	395	62	0	356	56	-2.9	0.7	0.1	0.2	0.9	1.2
$\Delta T$ effetti prim.	3569	1920	0	3212	1728	0	-1.3	16.1	-1.0	-0.6	17.1	18.4
							<b>-151.8</b>	<b>210.1</b>	<b>-0.2</b>	<b>2.2</b>	<b>96.8</b>	<b>109.7</b>

Tensione al lembo inferiore:  $\sigma_{tw,inf} = -138.7$  N/mm<sup>2</sup> }  $\psi = -0.69$   
Tensione al lembo superiore:  $\sigma_{tw,sup} = 201.1$  N/mm<sup>2</sup> }

**8.1.5 TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO C – C: CONCIO N. 1**



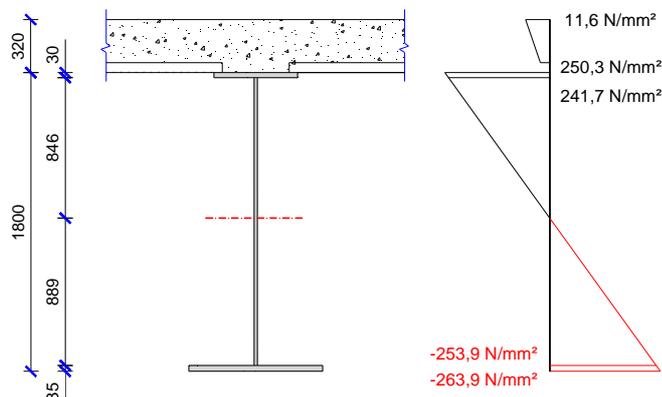
Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1800$  mm
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb,inf} = 800$  mm
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb,inf} = 35$  mm
- altezza anima:  $h_w = 1735$  mm
- spessore anima:  $s_w = 20$  mm
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb,sup} = 700$  mm
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb,sup} = 30$  mm
- larghezza soletta collaborante:  $b_{eff} = 3400$  mm
- spessore soletta collaborante:  $h_s = 260$  mm
- altezza totale trave composta:  $H_{tr} = 2120$  mm

**Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale**

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	837.0		82.8	2236	4652791	235199	56193	47868				
Fase II n= 18.71	1309.5	180.0	124.7	59904	8757144	4786704	70226	158357	2672857	1876817	134106	110431
Fase III n= 17.85	1332.2		126.0	62683	8881856	5005993	70491	164479	2642352	1843502	138779	113870
Fase IV -V n= 6.24	2253.7		155.8	175148	11836810	13882421	75974	489124	2445751	1314265	346106	245577

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	5326	891	0	7190	1203	-128.0	150.2				
Permanenti	0	2120	310	0	3180	465	-45.3	20.1	1.2	1.7	23.7	28.8
Ritiro effetti primari	3585	2617	0	4302	3140	0	-12.3	51.4	-1.9	-1.4	54.9	59.9
Carichi mobili	0	3923	632	0	5296	853	-69.7	10.8	2.2	4.0	15.3	21.6
Vento trasv.	0	395	65	0	356	59	-4.7	0.7	0.1	0.3	1.0	1.4
$\Delta T$ effetti prim.	3569	1542	0	3212	1388	0	-4.0	17.1	6.5	7.0	18.3	19.9
							<b>-263.9</b>	<b>250.3</b>	<b>8.1</b>	<b>11.6</b>	<b>113.2</b>	<b>131.6</b>

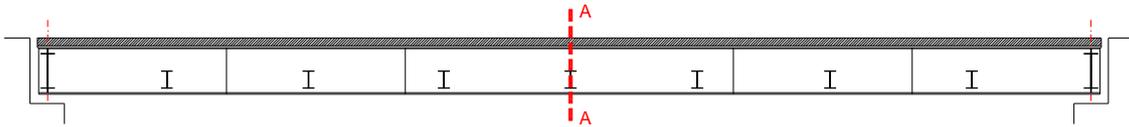


Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.

**Classificazione della sezione**

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ =	355	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	338.1	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello: c/t =	86.8		Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	338.1	N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore: $\sigma_{tw,inf}$ =	-253.9	N/mm <sup>2</sup>	}	$\psi =$	-1.05
Tensione al lembo superiore: $\sigma_{tw,sup}$ =	241.7	N/mm <sup>2</sup>			
Snellezza di riferimento:	106.0	> c/t	<b>Sezione moderatamente snella 3</b>		
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	74.34	N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	80.34	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	55.71	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	268.26	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	62.91	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	285.50	N/mm <sup>2</sup>

### 8.1.6 TRAVE CENTRALE: SEZIONE DI MEZZERIA A – A: CONCIO N. 3



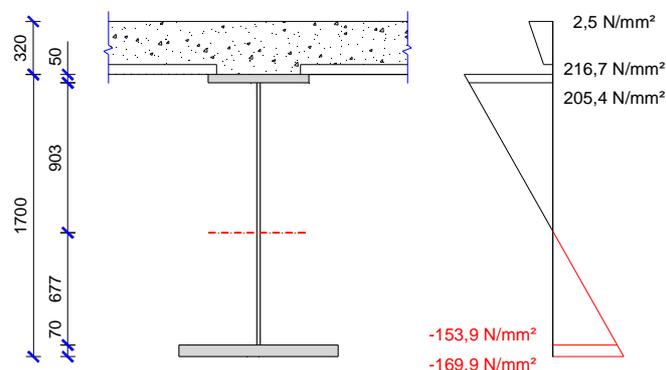
Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1700 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb, inf.} = 1000 \text{ mm}$
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb, inf.} = 70 \text{ mm}$
- altezza anima:  $h_w = 1680 \text{ mm}$
- spessore anima:  $s_w = 16 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb, sup.} = 850 \text{ mm}$
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb, sup.} = 50 \text{ mm}$
- larghezza soletta collaborante:  $b_{eff.} = 3400 \text{ mm}$
- spessore soletta collaborante:  $h_s = 260 \text{ mm}$
- armatura superiore di soletta:  $f' = \phi 16/20 = 34,1 \text{ cm}^2$
- armatura inferiore di soletta:  $f = \phi 16/20 = 34,1 \text{ cm}^2$
- altezza totale trave composta:  $H_{tr} = 2020 \text{ mm}$

**Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale**

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1377.8		69.2	15191	7729274	839273	111695	76679				
Fase II n= 18.71	1918.6	170.0	102.9	72859	13309901	5390778	129348	198359	3406679	2512899	172632	146102
Fase III n= 17.85	1941.4		103.9	75637	13477964	5610066	129721	203903	3336778	2452412	177109	149589
Fase IV -V n= 6.24	2862.8		131.3	188103	18054308	14486495	137504	466520	2520333	1593478	370725	287947

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	7480	16	0	10098	22	-90.4	131.7				
Permanenti	0	2115	41	0	3173	62	-24.5	16.0	0.9	1.3	18.4	21.7
Ritiro effetti primari	3585	3051	0	4302	3661	0	-6.1	40.1	-2.5	-2.1	42.8	46.6
Carichi mobili	0	4730	131	0	6386	177	-46.4	13.7	2.5	4.0	17.2	22.2
Vento trasv.	0	26	3	0	23	3	-0.2	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1
$\Delta T$ effetti prim.	3569	2059	0	3212	1853	0	-2.3	15.2	-1.1	-0.7	16.2	17.7
							<b>-169.9</b>	<b>216.7</b>	<b>-0.2</b>	<b>2.5</b>	<b>94.7</b>	<b>108.3</b>



Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.



**Comune di Vado Ligure**  
**Nuovo svincolo autostradale - Studio di Fattibilità tecnico-economica**  
**Ponte "Rio Tana" – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato**

**Classificazione della sezione**

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355 N/mm <sup>2</sup>	Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	319.0 N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	$c/t = 98.8$	Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	319.0 N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{fw,inf} = -153.9$ N/mm <sup>2</sup>	} $\psi = -0.75$	
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{fw,sup} = 205.4$ N/mm <sup>2</sup>		
Snellezza di riferimento:	80.9 < $c/t$	<b>Sezione snella in classe: 4</b>	
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	10.39 N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	10.42 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	8.87 N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	217.27 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	9.77 N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	170.70 N/mm <sup>2</sup>

**Calcolo della sezione efficace**

Coef. per instabilità a compressione, $k\sigma$ =	18.02	Pannello irrigidito da entrambi i lati long. ? (si/no)	si
Snellezza relativa del pannello, $\lambda_p$ =	1.007	Coefficiente di riduzione per instabilità, $\rho$ =	0.871
Lunghezza del pannello compresso, $b_c$ =	903.0 mm	Lunghezza efficace ridotta del pannello, $b_{eff}$ =	786.5 mm
Porzione efficace lato irrigidimento, $b_{e1}$ =	314.6 mm	} Porzione d'anima eliminata:	116.5 mm
Porzione efficace lato opposto, $b_{e2}$ =	471.9 mm		

La sezione è in classe 4 (sezione snella); si ripete la verifica eliminando completamente il contributo alla resistenza a flessione dell'anima.

**Caratteristiche geometriche efficaci**

	largh. cm	sp. cm	baricentro cm	Area cmq	Si cm3	Gi cm	Gs cm	ly cm4	Wf,inf cm3	Wf,sup cm3	Ct cm4	Iz cm4
Piattabanda inferiore	100.00	7.00	3.50	700.00	2450			2693658.3			34300	583333
Porzione d'anima 1	114.89	0.00	64.44	0.00	0	65.5	104.5	0	108645	68098	0	0
Porzione d'anima 2	31.46	0.00	149.27	0.00	0			0			0	0
Piattabanda superiore	85.00	5.00	167.50	425.00	71188			4422585.4			10625	255885
	<b>1125.00</b>			<b>73638</b>				<b>7116244</b>			<b>14975</b>	<b>839219</b>

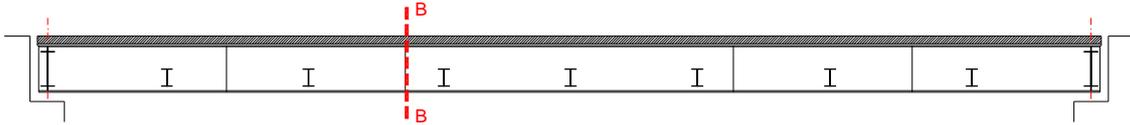
	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1125.0		65.5	14975	7116244	839219	108645	68098				
Fase II n= 18.71	1665.8	170.0	105.5	72643	12694351	5390724	120326	196812	3368955	2461257	170394	143439
Fase III n= 17.85	1688.6		106.6	75422	12852161	5610012	120564	202715	3305635	2404728	175098	147050
Fase IV -V n= 6.24	2610.0		135.7	187887	16947887	14486441	124892	494107	2624189	1595095	382571	290701

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + controsoletta	0	7480	16	0	10098	22	-92.9	148.3				
Permanenti	0	2115	41	0	3173	62	-26.4	16.1	0.9	1.3	18.6	22.1
Ritiro effetti primari	3585	2954	0	4302	3544	0	-3.9	43.0	-2.4	-2.0	45.7	49.6
Carichi mobili	0	4730	131	0	6386	177	-51.1	12.9	2.4	4.0	16.7	22.0
Vento trasv.	0	26	3	0	23	3	-0.2	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1
$\Delta T$ effetti prim.	3569	1902	0	3212	1712	0	-1.4	15.8	-1.0	-0.6	16.8	18.2
							<b>-176.0</b>	<b>236.1</b>	<b>0.0</b>	<b>2.8</b>	<b>97.9</b>	<b>111.9</b>

Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{fw,inf} = -159.0$ N/mm <sup>2</sup>	} $\psi = -0.71$	
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{fw,sup} = 224.0$ N/mm <sup>2</sup>		

Le tensioni appaiono compatibili con la resistenza del materiale.

### 8.1.7 TRAVE CENTRALE: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 3



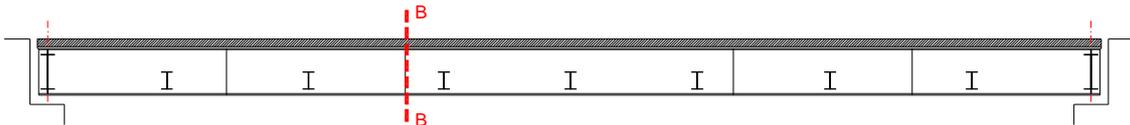
#### Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1393.8		73.4	15204	8745076	839276	119143	82036				
Fase II n= 18.71	2003.0	180.0	111.5	72873	15418192	5390782	138280	225083	3872139	2870392	196410	166683
Fase III n= 17.85	2025.7		112.5	75651	15591952	5610070	138595	230992	3786617	2797149	201186	170404
Fase IV -V n= 6.24	2947.1		139.5	188116	20388636	14486498	146155	503423	2736023	1754829	403735	316103

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	6730	303	0	9086	409	-76.3	110.7				
Permanenti	0	1840	106	0	2760	159	-20.0	12.3	0.7	1.0	14.1	16.6
Ritiro effetti primari	3585	3101	0	4302	3721	0	-5.6	37.3	-2.7	-2.3	39.7	43.1
Carichi mobili	0	4430	292	0	5981	394	-40.9	11.9	2.2	3.4	14.8	18.9
Vento trasv.	0	28	11	0	25	10	-0.2	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1
$\Delta T$ effetti prim.	3569	2123	0	3212	1911	0	-2.2	14.7	-1.2	-0.8	15.6	16.9
							<b>-145.1</b>	<b>187.0</b>	<b>-1.0</b>	<b>1.2</b>	<b>84.3</b>	<b>95.6</b>

Le tensioni appaiono compatibili con la resistenza del materiale.

### 8.1.8 TRAVE CENTRALE: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 2



Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1700 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb, inf.} = 1000 \text{ mm}$
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb, inf.} = 65 \text{ mm}$
- altezza anima:  $h_w = 1690 \text{ mm}$
- spessore anima:  $s_w = 18 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb, sup.} = 850 \text{ mm}$
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb, sup.} = 45 \text{ mm}$
- larghezza soletta collaborante:  $b_{eff.} = 3400 \text{ mm}$
- spessore soletta collaborante:  $h_s = 260 \text{ mm}$
- armatura superiore di soletta:  $f' = \phi 16/20 = 34,1 \text{ cm}^2$
- armatura inferiore di soletta:  $f = \phi 16/20 = 34,1 \text{ cm}^2$
- altezza totale trave composta:  $H_{tr} = 2020 \text{ mm}$



**Comune di Vado Ligure**  
**Nuovo svincolo autostradale - Studio di Fattibilità tecnico-economica**  
**Ponte "Rio Tana" – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato**

**Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale**

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1318.7		68.9	12045	7228554	772041	104914	71499				
Fase II n= 18.71	1859.5	170.0	103.8	69713	12767487	5323546	123001	192862	3308583	2432583	167552	141546
Fase III n= 17.85	1882.3		104.8	72492	12932177	5542834	123399	198346	3242126	2374891	171970	144980
Fase IV -V n= 6.24	2803.7		132.5	184957	17371138	14419263	131103	463230	2491860	1559653	365708	282458

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	6730	303	0	9086	409	-86.6	127.1				
Permanenti	0	1840	106	0	2760	159	-22.4	14.3	0.8	1.1	16.5	19.5
Ritiro effetti primari	3585	3018	0	4302	3622	0	-6.5	41.1	-2.5	-2.1	43.9	47.8
Carichi mobili	0	4430	292	0	5981	394	-45.6	12.9	2.4	3.8	16.4	21.2
Vento trasv.	0	28	11	0	25	10	-0.2	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1
$\Delta T$ effetti prim.	3569	2016	0	3212	1815	0	-2.4	15.4	-1.1	-0.6	16.4	17.9
							<b>-163.7</b>	<b>210.8</b>	<b>-0.3</b>	<b>2.3</b>	<b>93.2</b>	<b>106.5</b>

**Classificazione della sezione**

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	319.0	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	c/t =	88.3	Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	319.0	N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{fw,inf}$ =	-149.4	} $\psi$ =	-0.74	
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{fw,sup}$ =	200.9			N/mm <sup>2</sup>
Snellezza di riferimento:	80.5	< c/t	<b>Sezione snella in classe: 4</b>		
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	33.97	N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	34.50	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	28.25	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	216.44	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	31.88	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	172.79	N/mm <sup>2</sup>

**Calcolo della sezione efficace**

Coef. per instabilità a compressione, $k\sigma$ =	17.90	Pannello irrigidito da entrambi i lati long.? (si/no)	si
Snellezza relativa del pannello, $\lambda_p$ =	0.904	Coefficiente di riduzione per instabilità, $\rho$ =	0.955
Lunghezza del pannello compresso, $b_c$ =	911.9	Lunghezza efficace ridotta del pannello, $b_{eff}$ =	870.9
Porzione efficace lato irrigidimento, $b_{e1}$ =	348.3	} Porzione d'anima eliminata:	41.0
Porzione efficace lato opposto, $b_{e2}$ =	522.5		

La sezione è in classe 4 (sezione snella); si ripete la verifica eliminando completamente il contributo alla resistenza a flessione dell'anima. Le caratteristiche della sezione così costruita – composta dalle sole piattabande – sono le seguenti:



**Comune di Vado Ligure**  
**Nuovo svincolo autostradale - Studio di Fattibilità tecnico-economica**  
**Ponte "Rio Tana" – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato**

**Caratteristiche geometriche efficaci**

	largh. cm	sp. cm	baricentro cm	Area cmq	Si cm3	Gi cm	Gs cm	ly cm4	Wf,inf cm3	Wf,sup cm3	Ct cm4	Iz cm4
Piattabanda inferiore	100.00	6.50	3.25	650.00	2113			2416975.2			27463	541667
Porzione d'anima 1	120.06	0.00	66.53	0.00	0	64.2	105.8	0	101542	61616	0	0
Porzione d'anima 2	34.83	0.00	148.08	0.00	0			0			0	0
Piattabanda superiore	85.00	4.50	167.75	382.50	64164			4102040.9			7746	230297
				<b>1032.50</b>	<b>66277</b>			<b>6519016</b>			<b>11736</b>	<b>771964</b>

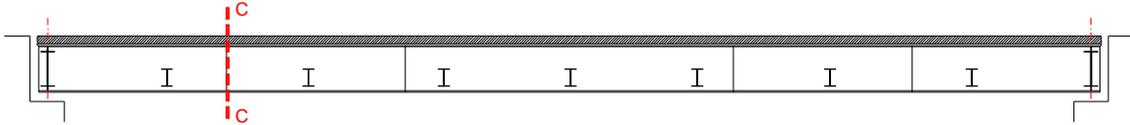
	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1032.5		64.2	11736	6519016	771964	101542	61616				
Fase II n= 18.71	1573.3	170.0	107.0	69404	12054651	5323469	112660	191344	3268732	2374132	165132	138559
Fase III n= 17.85	1596.1		108.2	72183	12206768	5542757	112817	197521	3213729	2322930	170011	142270
Fase IV -V n = 6.24	2517.5		137.8	184648	16074315	14419186	116650	499202	2625752	1562363	380908	286020

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + controsoletta	0	6730	303	0	9086	409	-89.5	147.5				
Permanenti	0	1840	106	0	2760	159	-24.5	14.4	0.8	1.2	16.7	19.9
Ritiro effetti primari	3585	2896	0	4302	3476	0	-3.9	44.5	-2.3	-1.9	47.4	51.4
Carichi mobili	0	4430	292	0	5981	394	-51.3	12.0	2.3	3.8	15.7	20.9
0	28	11	0	25	10		-0.2	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1
$\Delta T$ effetti prim.	3569	1827	0	3212	1645	0	-1.3	16.1	-1.0	-0.5	17.1	18.5
							<b>-170.7</b>	<b>234.5</b>	<b>-0.1</b>	<b>2.6</b>	<b>97.0</b>	<b>110.8</b>

Tensione al lembo inferiore:  $\sigma_{tw,inf} = -155.2$  N/mm<sup>2</sup> }  $\psi = -0.69$

Tensione al lembo superiore:  $\sigma_{tw,sup} = 223.8$  N/mm<sup>2</sup> }

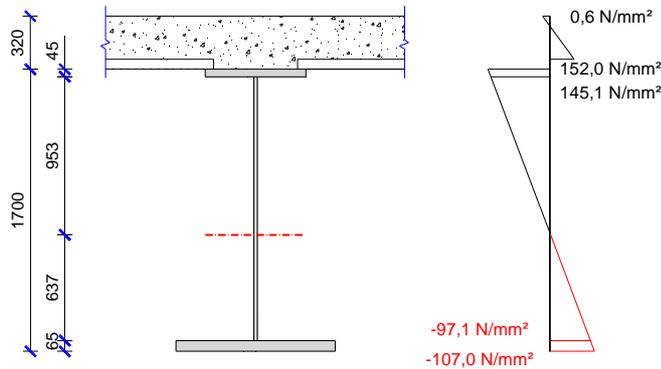
**8.1.9 TRAVE CENTRALE: SEZIONE DI GIUNTO C – C: CONCIO N. 2**



**Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale**

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1318.7		68.9	12045	7228554	772041	104914	71499				
Fase II n= 18.71	1859.5	170.0	103.8	69713	12767487	5323546	123001	192862	3308583	2432583	167552	141546
Fase III n= 17.85	1882.3		104.8	72492	12932177	5542834	123399	198346	3242126	2374891	171970	144980
Fase IV -V n = 6.24	2803.7		132.5	184957	17371138	14419263	131103	463230	2491860	1559653	365708	282458

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	4130	623	0	5576	841	-53.1	78.0				
Permanenti	0	1100	160	0	1650	240	-13.4	8.6	0.5	0.7	9.8	11.7
Ritiro effetti primari	3585	3018	0	4302	3622	0	-6.5	41.1	-2.5	-2.1	43.9	47.8
Carichi mobili	0	3058	428	0	4128	578	-31.5	8.9	1.7	2.6	11.3	14.6
Vento trasv.	0	13	19	0	12	17	-0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\Delta T$ effetti prim.	3569	2016	0	3212	1815	0	-2.4	15.4	-1.1	-0.6	16.4	17.9
							<b>-107.0</b>	<b>152.0</b>	<b>-1.4</b>	<b>0.6</b>	<b>81.5</b>	<b>92.0</b>



Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.



**Comune di Vado Ligure**  
**Nuovo svincolo autostradale - Studio di Fattibilità tecnico-economica**  
**Ponte "Rio Tana" – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato**

**Classificazione della sezione**

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355 N/mm <sup>2</sup>	Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	319.0 N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	$c/t = 88.3$	Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	319.0 N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{fw,inf} = -97.1$ N/mm <sup>2</sup>	} $\psi = -0.67$	
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{fw,sup} = 145.1$ N/mm <sup>2</sup>		
Snellezza di riferimento:	76.1 < $c/t$	<b>Sezione snella in classe: 4</b>	
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	58.56 N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	59.48 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	48.70 N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	173.80 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	54.96 N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	143.24 N/mm <sup>2</sup>

**Calcolo della sezione efficace**

Coef. per instabilità a compressione, $k\sigma$ =	16.40	Pannello irrigidito da entrambi i lati long. ? (si/no)	si
Snellezza relativa del pannello, $\lambda_p$ =	0.944	Coefficiente di riduzione per instabilità, $\rho$ =	0.916
Lunghezza del pannello compresso, $b_c$ =	952.5 mm	Lunghezza efficace ridotta del pannello, $b_{eff}$ =	872.5 mm
Porzione efficace lato irrigidimento, $b_{e1}$ =	349.0 mm	} Porzione d'anima eliminata:	80.0 mm
Porzione efficace lato opposto, $b_{e2}$ =	523.5 mm		

La sezione è in classe 4 (sezione snella); si ripete la verifica eliminando completamente il contributo alla resistenza a flessione dell'anima. Le caratteristiche della sezione così costruita – composta dalle sole piattabande – sono le seguenti:

**Caratteristiche geometriche efficaci**

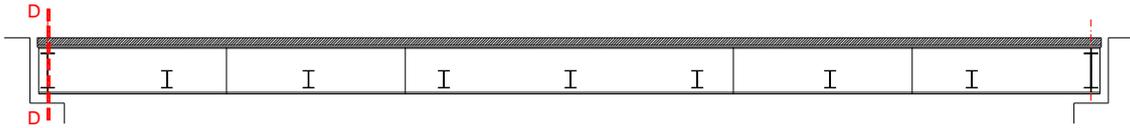
	largh. cm	sp. cm	baricentro cm	Area cm <sup>2</sup>	Si cm <sup>3</sup>	Gi cm	Gs cm	ly cm <sup>4</sup>	Wf,inf cm <sup>3</sup>	Wf,sup cm <sup>3</sup>	Ct cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>
Piattabanda inferiore	100.00	6.50	3.25	650.00	2113			2416975.2			27463	541667
Porzione d'anima 1	116.10	0.00	64.55	0.00	0	64.2	105.8	0	101542	61616	0	0
Porzione d'anima 2	34.90	0.00	148.05	0.00	0			0			0	0
Piattabanda superiore	85.00	4.50	167.75	382.50	64164			4102040.9			7746	230297
				<b>1032.50</b>	<b>66277</b>			<b>6519016</b>			<b>11736</b>	<b>771964</b>

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	ly cm <sup>4</sup>	lzz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1032.5		64.2	11736	6519016	771964	101542	61616				
Fase II n= 18.71	1573.3	170.0	107.0	69404	12054651	5323469	112660	191344	3268732	2374132	165132	138559
Fase III n= 17.85	1596.1		108.2	72183	12206768	5542757	112817	197521	3213729	2322930	170011	142270
Fase IV -V n= 6.24	2517.5		137.8	184648	16074315	14419186	116650	499202	2625752	1562363	380908	286020

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + controsoletta	0	4130	623	0	5576	841	-54.9	90.5				
Permanenti	0	1100	160	0	1650	240	-14.6	8.6	0.5	0.7	10.0	11.9
Ritiro effetti primari	3585	2896	0	4302	3476	0	-3.9	44.5	-2.3	-1.9	47.4	51.4
Carichi mobili	0	3058	428	0	4128	578	-35.4	8.3	1.6	2.6	10.8	14.4
	0	13	19	0	12	17	-0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\Delta T$ effetti prim.	3569	1827	0	3212	1645	0	-1.3	16.1	-1.0	-0.5	17.1	18.5
							<b>-110.2</b>	<b>168.0</b>	<b>-1.2</b>	<b>0.9</b>	<b>85.3</b>	<b>96.3</b>

## 8.2 VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DELLE TRAVI PRINCIPALI

### 8.2.1 TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI SPALLA D – D: CONCIO N. 1



Condizione di carico		T (kNm)	Vz (kN)
a)	Peso proprio impalcato	475	1134
b)	Sovraccarichi permanenti	121	416
d)	Carichi mobili accidentali	376	717
e)	Vento trasversale	87	82
C1	1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d) + 0,9 e)	<b>1409</b>	<b>3197</b>

- Incremento dell'azione di taglio per effetto del momento torcente:

$$\Delta V_{Ed} = \frac{3 \cdot T}{2 \cdot \Omega} \times h = \frac{3 \cdot T}{4 \cdot i} = 0,75 \times \frac{T}{3,4 m} = 0,75 \frac{1409 kNm}{3,40 m} = 311 kN$$

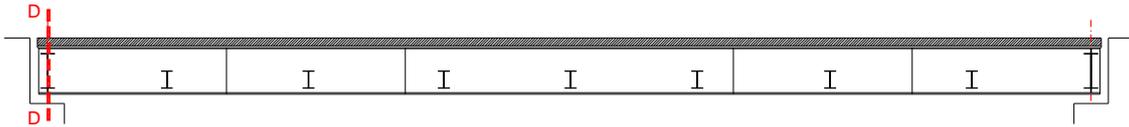
- Azione di taglio di calcolo:  $V_{Ed,Tot} = 3197 \text{ kN} + 311 \text{ kN} = 3508 \text{ kN}$

#### Verifica a taglio del pannello d'anima

Altezza del pannello di anima, c =	1735 mm	Pannello irrigidito con elementi trasversali? (si/no)	si
Spessore del pannello di anima, t =	20 mm	Passo degli elementi verticali, a =	2250 mm
Coef. per instabilità a taglio, $k_{\tau}$ =	7.85	Numero degli irrigiditori longitudinali =	0
Tensione critica euleriana, $\tau_{cr}$ =	198.09 N/mm <sup>2</sup>	Parametro di snellezza, $\lambda_w$ =	1.017
Coefficiente di riduzione, $\chi_w$ =	0.816	Fattore di sicurezza, $\gamma_{m0}$ =	1.05
Taglio resistente, $V_{Rw}$ =	5526 kN	$V_{Ed} =$	3508 kN
		FS =	1.58

La verifica è soddisfatta.

### 8.2.2 TRAVE CENTRALE: SEZIONE DI SPALLA D – D: CONCIO N. 1



Condizione di carico		T (kNm)	Vz (kN)
a)	Peso proprio impalcato	393	840
b)	Sovraccarichi permanenti	80	200
d)	Carichi mobili accidentali	336	830
e)	Vento trasversale	75	5
C1	1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d) + 0,9 e)	<b>1172</b>	<b>2559</b>

- Incremento dell'azione di taglio per effetto del momento torcente:

$$\Delta V_{Ed} = \frac{3 \cdot T}{2 \cdot \Omega} \times h = \frac{3 \cdot T}{4 \cdot i} = 0,75 \times \frac{T}{3,4 m} = 0,75 \frac{1172 kNm}{3,40 m} = 259 kN$$

- Azione di taglio di calcolo:  $V_{Ed, Tot} = 2559 kN + 259 kN = 2818 kN$

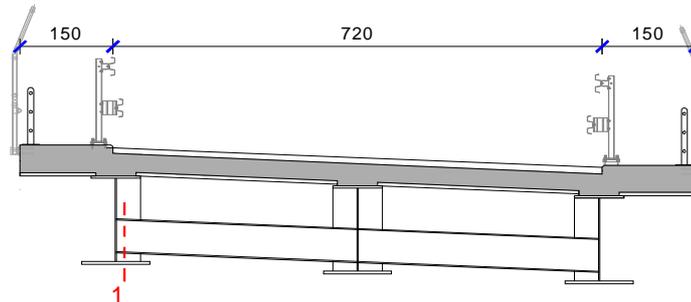
#### Verifica a taglio del pannello d'anima

Altezza del pannello di anima, c =	1635 mm	Pannello irrigidito con elementi trasversali? (si/no)	si
Spessore del pannello di anima, t =	20 mm	Passo degli elementi verticali, a =	2250 mm
Coef. per instabilità a taglio, $k\tau$ =	7.43	Numero degli irrigiditori longitudinali =	0
Tensione critica euleriana, $\tau_{cr}$ =	211.14 N/mm <sup>2</sup>	Parametro di snellezza, $\lambda_w$ =	0.985
Coefficiente di riduzione, $\chi_w$ =	0.842	Fattore di sicurezza, $\gamma_{m0}$ =	1.05
Taglio resistente, $V_{Rw}$ =	5376 kN	$V_{Ed}$ =	2819 kN
		FS =	1.91

La verifica è soddisfatta.

## 8.3 TRAVERSI DI ACCOPPIAMENTO: VERIFICHE DI RESISTENZA

### 8.3.1 TRAVERSI INTERMEDI: SEZIONE 1 - 1



Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 600 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb, inf.} = 350 \text{ mm}$
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb, inf.} = 20 \text{ mm}$
- altezza anima:  $h_w = 560 \text{ mm}$
- spessore anima:  $s_w = 15 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb, sup.} = 350 \text{ mm}$
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb, sup.} = 20 \text{ mm}$

#### Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	224.0	60.0	30.0	250	139739	14307	4658	4658

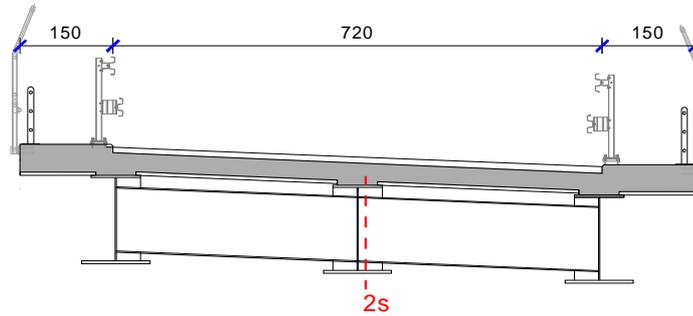
Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN		
Pp acc + soletta	0	-297	94	0	-401	127	86.1	-86.1
Permanenti	0	-152	36	0	-228	54	48.9	-48.9
Carichi mobili	0	-218	24	0	-294	32	63.2	-63.2
Vento trasv.	90	0	17	81	0	15	3.6	3.6
							<b>201.8</b>	<b>-194.6</b>

#### Classificazione della sezione

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	338.1	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	c/t =	37.3	Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	338.1	N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{f_w,inf}$ =	188.6	} $\psi$ =	-0.96	
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{f_w,sup}$ =	-181.4			
Snellezza di riferimento:		96.9	> c/t	<b>Sezione moderatamente snella</b>	<b>3</b>
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	27.21	N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	28.55	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	22.14	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	198.34	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	22.14	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	205.44	N/mm <sup>2</sup>

La sezione è verificata nei confronti della flessione e del taglio combinati.

### 8.3.2 TRAVERSI DI ESTREMITÀ: SEZIONE 2S – 2S



Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1200 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb, inf.} = 500 \text{ mm}$
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb, inf.} = 30 \text{ mm}$
- altezza anima:  $h_w = 1140 \text{ mm}$
- spessore anima:  $s_w = 18 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb, sup.} = 500 \text{ mm}$
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb, sup.} = 30 \text{ mm}$

#### Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale

	Area	H	yg,inf	Ct	Iyy	Izz	Wfe,inf	Wfe,sup
	cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	505.2	120.0	60.0	1122	1249132	62555	20819	20819

Condizioni di carico	SLE			SLU				
	N	My	Vz	N	My	Vz	$\sigma_{f,inf}$	$\sigma_{f,sup}$
	kN	kNm	kN	kN	kNm	kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Pp acc + soletta	0	363	165	0	490	223	-23.5	23.5
Permanenti	0	67	30	0	101	45	-4.8	4.8
Carichi mobili	0	828	302	0	1118	408	-53.7	53.7
Vento trasv.	91	123	48	82	111	43	-3.7	6.9
							<b>-85.8</b>	<b>89.0</b>

#### Classificazione della sezione

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355	N/mm <sup>2</sup>			Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	338.1	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	c/t =	63.3			Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	338.1	N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{tw,inf}$ =	-81.4	N/mm <sup>2</sup>	}	$\psi = -0.96$		
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{tw,sup}$ =	84.6	N/mm <sup>2</sup>				
Snellezza di riferimento:		96.9	> c/t		<b>Sezione moderatamente snella</b>	<b>3</b>	
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	35.02	N/mm <sup>2</sup>			Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	37.39	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	28.05	N/mm <sup>2</sup>			Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{td,s}$ =	101.39	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	28.05	N/mm <sup>2</sup>			Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{td,i}$ =	98.56	N/mm <sup>2</sup>

La sezione è verificata nei confronti della flessione e del taglio combinati.

## 8.4 VERIFICA DELLE CONNESSIONI TRAVI – SOLETTA

### 8.4.1 VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE D – D IN ASSE APPOGGIO SU SPALLA

Si prevede di attrezzare le piattabande superiori del profilo in composizione saldata (larghezza ala pari a 700 mm) mediante file di pioli Nelson  $\phi 22$  con interasse trasversale 150 mm e passo longitudinale di 200 mm, per un totale di 4 pioli ogni fila. Al metro lineare si dispone di 20 pioli.

#### Trave di bordo

##### Verifica dei pioli di connessione sulla sezione integra

	Area cm <sup>2</sup>	yg,inf cm	Iyy cm <sup>4</sup>	Spb,sup cm <sup>3</sup>
<b>Fase II n=</b> 18.71	1309	124.7	8757144	35105
<b>Fase III n=</b> 17.85	1332	126	8881856	36152
<b>Fase IV -V n=</b> 6.24	2254	155.8	11836810	61200

Azione di scorrimento, SEd =  $\left\{ \begin{array}{l} \text{kN} \\ 266.4 \\ 0.0 \\ 605.4 \end{array} \right.$

n. pioli = 4

passo pioli = 200 mm

diametro = 22 mm

Altezza pioli = 250 mm

Piolatura soletta superiore: 20

Azione di scorrimento sul singolo piolo, Si = 43.59 kN

##### Resistenza a taglio lato cls

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \cdot d_p^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza cubica caratteristica, Rck = 40 N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico cls, E = 33643 N/mm<sup>2</sup>

PRd,c = 118.7 kN

##### Resistenza a taglio lato acciaio

$$P_{Rd,s} = \frac{0,8 \cdot f_t \cdot \left( \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \right)}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza a rottura acciaio pioli, ft = 450 N/mm<sup>2</sup>

PRd,s = 109.5 kN

**FS = 2.51 OK**

#### Trave centrale

##### Verifica dei pioli di connessione sulla sezione integra

	Area cm <sup>2</sup>	yg,inf cm	Iyy cm <sup>4</sup>	Spb,sup cm <sup>3</sup>
<b>Fase II n=</b> 18.71	1289	118.7	7808956	33215
<b>Fase III n=</b> 17.85	1312	119.9	7920875	34221
<b>Fase IV -V n=</b> 6.24	2234	148.4	10558140	57517

Azione di scorrimento, SEd =  $\left\{ \begin{array}{l} \text{kN} \\ 139.1 \\ 0.0 \\ 675.6 \end{array} \right.$

n. pioli = 4

passo pioli = 200 mm

diametro = 22 mm

Altezza pioli = 250 mm

Piolatura soletta superiore: 20

Azione di scorrimento sul singolo piolo, Si = 40.74 kN

##### Resistenza a taglio lato cls

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \cdot d_p^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza cubica caratteristica, Rck = 40 N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico cls, E = 33643 N/mm<sup>2</sup>

PRd,c = 118.7 kN

##### Resistenza a taglio lato acciaio

$$P_{Rd,s} = \frac{0,8 \cdot f_t \cdot \left( \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \right)}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza a rottura acciaio pioli, ft = 450 N/mm<sup>2</sup>

PRd,s = 109.5 kN

**FS = 2.69 OK**

#### 8.4.1 VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE B – B IN ASSE GIUNTO

Si prevede di attrezzare le piattabande superiori del profilo in composizione saldata (larghezza ala pari a 800 mm) mediante file di pioli Nelson  $\phi 22$  con interasse trasversale 200 mm e passo longitudinale di 250 mm, per un totale di 4 pioli ogni fila. Al metro lineare si dispone di 16 pioli.

#### Trave di bordo

##### Verifica dei pioli di connessione sulla sezione integra

	Area cm <sup>2</sup>	yg,inf cm	lyy cm <sup>4</sup>	Spb,sup cm <sup>3</sup>
<b>Fase II n=</b> 18.71	1946	112.4	14793716	52479
<b>Fase III n=</b> 17.85	1969	113.4	14963579	53819
<b>Fase IV -V n=</b> 6.24	2890	140.7	19609953	90287

Azione di scorrimento, SEd =  $\left\{ \begin{array}{l} \text{kN} \\ 167.1 \\ 0.0 \\ 450.8 \end{array} \right.$

n. pioli = 4

passo pioli = 250 mm

diametro = 22 mm

Altezza pioli = 250 mm

Piolatura soletta superiore: 16

Azione di scorrimento sul singolo piolo, Si = 38.62 kN

##### Resistenza a taglio lato cls

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \cdot d_p^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza cubica caratteristica, Rck = 40 N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico cls, E = 33643 N/mm<sup>2</sup>

PRd,c = 118.7 kN

##### Resistenza a taglio lato acciaio

$$P_{Rd,s} = \frac{0,8 \cdot f_t \cdot \left( \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \right)}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza a rottura acciaio pioli, ft = 450 N/mm<sup>2</sup>

PRd,s = 109.5 kN

**FS = 2.83 OK**

#### Trave centrale

##### Verifica dei pioli di connessione sulla sezione integra

	Area cm <sup>2</sup>	yg,inf cm	lyy cm <sup>4</sup>	Spb,sup cm <sup>3</sup>
<b>Fase II n=</b> 18.71	1928	106.7	13227611	49860
<b>Fase III n=</b> 17.85	1951	107.7	13381255	51102
<b>Fase IV -V n=</b> 6.24	2872	133.8	17572912	85471

Azione di scorrimento, SEd =  $\left\{ \begin{array}{l} \text{kN} \\ 90.5 \\ 0.0 \\ 289.3 \end{array} \right.$

n. pioli = 4

passo pioli = 250 mm

diametro = 22 mm

Altezza pioli = 250 mm

Piolatura soletta superiore: 16

Azione di scorrimento sul singolo piolo, Si = 23.74 kN

##### Resistenza a taglio lato cls

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \cdot d_p^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza cubica caratteristica, Rck = 40 N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico cls, E = 33643 N/mm<sup>2</sup>

PRd,c = 118.7 kN

##### Resistenza a taglio lato acciaio

$$P_{Rd,s} = \frac{0,8 \cdot f_t \cdot \left( \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \right)}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza a rottura acciaio pioli, ft = 450 N/mm<sup>2</sup>

PRd,s = 109.5 kN

**FS = 4.61 OK**

#### 8.4.1 VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE A – A DI MEZZERIA

Si prevede di attrezzare le piattabande superiori del profilo in composizione saldata (larghezza ala pari a 800 mm) mediante file di pioli Nelson  $\phi 22$  con interasse trasversale 200 mm e passo longitudinale di 300 mm, per un totale di 4 pioli ogni fila. Al metro lineare si dispone di 12 pioli.

#### Trave di bordo

##### Verifica dei pioli di connessione sulla sezione integra

	Area cm <sup>2</sup>	yg,inf cm	lyy cm <sup>4</sup>	Spb,sup cm <sup>3</sup>
<b>Fase II n=</b> 18.71	2003	111.5	15418192	53028
<b>Fase III n=</b> 17.85	2026	112.5	15591952	54388
<b>Fase IV -V n=</b> 6.24	2947	139.5	20388636	92151

Azione di scorrimento, SEd =  $\left\{ \begin{array}{l} \text{kN} \\ 11.9 \\ 0.0 \\ 110.6 \end{array} \right.$

n. pioli = 4

passo pioli = 300 mm

diametro = 22 mm

Altezza pioli = 250 mm

Piolatura soletta superiore: 12

Azione di scorrimento sul singolo piolo, Si = 10.21 kN

##### Resistenza a taglio lato cls

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \cdot d_p^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza cubica caratteristica, Rck = 40 N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico cls, E = 33643 N/mm<sup>2</sup>

PRd,c = 118.7 kN

##### Resistenza a taglio lato acciaio

$$P_{Rd,s} = \frac{0,8 \cdot f_t \cdot \left( \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \right)}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza a rottura acciaio pioli, ft = 450 N/mm<sup>2</sup>

PRd,s = 109.5 kN

**FS = 10.72 OK**

#### Trave centrale

##### Verifica dei pioli di connessione sulla sezione integra

	Area cm <sup>2</sup>	yg,inf cm	lyy cm <sup>4</sup>	Spb,sup cm <sup>3</sup>
<b>Fase II n=</b> 18.71	2003	111.5	15418192	53028
<b>Fase III n=</b> 17.85	2026	112.5	15591952	54388
<b>Fase IV -V n=</b> 6.24	2947	139.5	20388636	92151

Azione di scorrimento, SEd =  $\left\{ \begin{array}{l} \text{kN} \\ 71.2 \\ 0.0 \\ 221.1 \end{array} \right.$

n. pioli = 4

passo pioli = 300 mm

diametro = 22 mm

Altezza pioli = 250 mm

Piolatura soletta superiore: 12

Azione di scorrimento sul singolo piolo, Si = 24.36 kN

##### Resistenza a taglio lato cls

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \cdot d_p^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza cubica caratteristica, Rck = 40 N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico cls, E = 33643 N/mm<sup>2</sup>

PRd,c = 118.7 kN

##### Resistenza a taglio lato acciaio

$$P_{Rd,s} = \frac{0,8 \cdot f_t \cdot \left( \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \right)}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

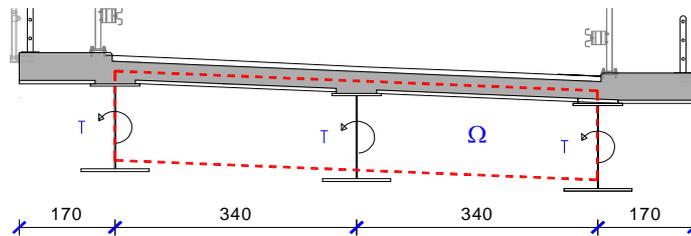
Resistenza a rottura acciaio pioli, ft = 450 N/mm<sup>2</sup>

PRd,s = 109.5 kN

**FS = 4.49 OK**

## 8.5 VERIFICA DEI CONTROVENTI INFERIORI

I controventi inferiori, costituiti da profili angolari a lati uguali L150x18 mm disposti a croce, sono verificati nei confronti delle azioni determinate dalla torsione dell'impalcato, poiché a questi elementi è deputato il compito di realizzare una sezione torsio-rigida tra le travi principali e la soletta in estradosso. Le azioni sollecitanti i profili metallici sono valutate ricostruendo i flussi delle azioni di taglio all'interno dei piatti sottili teorici che costituiscono la sezione chiusa equivalente.



Schema della sezione torsio-rigida equivalente

Pertanto noti i momenti torcenti che agiscono sulle travi e che costituiscono il cassone equivalente, applicando la formula di Bredt si ricava l'azione assiale di compressione negli angolari inferiori.

$$\tau = \frac{T}{2\Omega \cdot t_i} = \frac{T}{2(h \times 2 \cdot d) \cdot t_i}$$

Essendo:

- T il momento torcente nel cassone equivalente, pari alla somma dei momenti sulle singole travi;
- h l'altezza misurata ai semi-spessori dei piatti superiore e inferiore, con valore pari a 154 cm;
- d l'interasse tra le travi principali accoppiate, pari nel caso in esame a 340 cm

La componente nel piatto equivalente di chiusura inferiore vale:

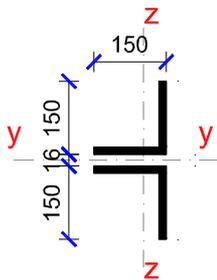
$$V_{Ed} = \frac{T}{2h}$$

Da cui lo sforzo di compressione nelle diagonali può essere calcolato con riferimento all'interasse tra le travi  $d = 340$  cm e l'interasse tra i traversi  $i = 450$  cm, secondo la seguente formula.

$$N_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{2} \times \frac{i}{2d} = 0,331 \times V_{Ed} = 0,108 \times T$$

Il massimo momento torcente T vale  $3 \times 1409$  kNm, ottenuto tenendo conto dei carichi permanenti e accidentali in transito sul ponte nella sezione in asse appoggio.

### **Diagonali di controvento inferiori, 2L 150x150x18 mm**



Area, A =	102,1 cm <sup>2</sup>
Area anima, A <sub>w</sub> =	4,52 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto gli assi y, I <sub>yy</sub> =	4822 cm <sup>4</sup>
Raggio minimo rispetto gli assi y, i <sub>y</sub> =	6,87 cm
Momento di inerzia rispetto all'asse inclinato, I <sub>vv</sub> =	435 cm <sup>4</sup>
Raggio minimo rispetto l'asse inclinato, i <sub>v</sub> =	2,92 cm
Sezione compatta in classe 2	

**Massima azione assiale N<sub>Ed</sub> = 454 kN**

- Lungh. di libera inflessione secondo il piano v-v: L<sub>0</sub> = 298 cm
- Snellezza dell'asta composta:  $\lambda_z = \frac{L_0}{i_z} = 102,1$
- Snellezza di proporzionalità:  $\lambda_p = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{y,k}}} = \pi \sqrt{\frac{210.000}{355}} = 76,4$
- Snellezza adimensionalizzata:  $\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_p} = 1,336$
- Coeff. di imperfezione (curva b):  $\alpha = 0,34$
- $\phi = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 1,586$
- Fattore riduttivo della resistenza:  $\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}} = 0,410$
- Capacità resistente all'instabilità:  $N_{b,Rd} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_{y,k}}{\gamma_{M1}} = 1351 \text{ kN}$
- Azione massima di compressione: N<sub>Ed</sub> = 454 kN
- Verifica all'instabilità:  $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} = \frac{454 \text{ kN}}{1351 \text{ kN}} = 0,336 < 1,0$

Si prevede di imbullonare le diagonali di controvento mediante 3+3 M27 cl.10.9 alle piastre di attacco saldate ai profili metallici principali. Su ciascun bullone agisce una forza di taglio pari a 454 kN / 6 = 75,7 kN inferiore al taglio resistente del singolo bullone (F<sub>vRd</sub> = 183,6 kN).

## 8.6 CONTROLLI DI DEFORMABILITÀ

Si riportano i valori di calcolo degli spostamenti verticali delle travi principali per le varie condizioni di carico analizzate (abbassamenti positivi).

### Trave di bordo lato esterno curva – L = 36,00 m

- Peso proprio  $\delta z = 99,9 \text{ mm}$  (L/360)
  - Sovraccarichi permanenti  $\delta z = 25,3 \text{ mm}$  (L/1423)
  - Carichi accidentali  $\delta z = 32,7 \text{ mm}$  (L/1101)
- Si prevede una contromonta pari a  $(a + b + 0,5 c) = 140 \text{ mm}$  (L/257)

### Trave centrale – L = 34,60 m

- Peso proprio  $\delta z = 74,5 \text{ mm}$  (L/464)
  - Sovraccarichi permanenti  $\delta z = 14,6 \text{ mm}$  (L/2370)
  - Carichi accidentali  $\delta z = 21,0 \text{ mm}$  (L/1648)
- Si prevede una contromonta pari a  $(a + b + 0,5 c) = 100 \text{ mm}$  (L/346)

### Trave di bordo lato interno curva – L = 33,30 m

- Peso proprio  $\delta z = 52,6 \text{ mm}$  (L/633)
  - Sovraccarichi permanenti  $\delta z = 8,4 \text{ mm}$  (L/3964)
  - Carichi accidentali  $\delta z = 14,7 \text{ mm}$  (L/2265)
- Si prevede una contromonta pari a  $(a + b + 0,5 c) = 70 \text{ mm}$  (L/476)

## 8.7 CARATTERISTICHE DINAMICHE DELL'IMPALCATO E SPETTRI DI PROGETTO PER LE ANALISI SISMICHE

In progetto si prevede di impostare la sovrastruttura su dispositivi con capacità di dissipazione energetica attraverso l'utilizzo di apparecchi di appoggi isolatori antisismici di tipo elastomerico ad alto smorzamento (appoggi HDRB – High Damping Rubber Bearings) allo scopo di limitare le sollecitazioni sulle sottostruttura durante un evento sismico anche particolarmente severo. In particolare si prevede di utilizzare appoggi isolatori a mescola dura del tipo FIP SI-H 500/78, o similari ed equivalenti, aventi le seguenti principali caratteristiche di riferimento:

- max. portata verticale allo SLU:  $V_{SLU} = 9.380 \text{ kN}$
- max. portata verticale in caso di sisma:  $V_{sisma} = 5.8200 \text{ kN}$
- rigidezza orizzontale:  $k_h = 3,52 \text{ kN/mm}$
- massimo spostamento per deformazione orizzontale  $\delta_{h, max} = 150 \text{ mm}$
- massima portata orizzontale:  $H_{max} = 528 \text{ kN}$
- smorzamento viscoso della gomma:  $\xi = 15 \%$

Nel risolvere il problema dinamico è stata considerata la massa associata ai pesi propri strutturali (travi e traversi in acciaio, soletta in c.a.) ed ai carichi permanentemente presenti portati (pavimentazione, cordoli, guardrail, barriere, etc.) per un totale di circa 687 kN massa.

Le analisi dinamiche sono state effettuate utilizzando il modello strutturale a graticcio di travi e traversi, già illustrato nelle sezioni precedenti, che simula le principali proprietà meccaniche delle strutture d'impalcato in esercizio (per azioni variabili di breve durata con  $E_a=210.000 \text{ N/mm}^2$  e  $E_c=33.643 \text{ N/mm}^2$ ).

Il sistema di vincolo in configurazione transitoria di costruzione è quindi realizzato mediante n° 6 appoggi simulati mediante molle multi-direzionali con rigidezza orizzontale (trasversale e longitudinale) pari a  $k_h = 3.520 \text{ kN/m}$ . Il modello strutturale di calcolo consta di: 45 punti nodali; 64 elementi di tipo trave (frames) che riproducono il graticcio d'impalcato (travi e traversi); 12 elementi (springs) – una per ciascuna direzione orizzontale – atti a riprodurre le caratteristiche di vincolo previste.

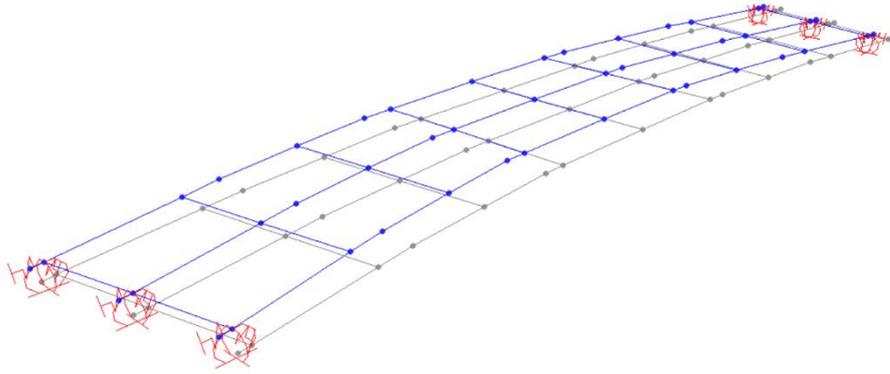
### 8.7.1 CARATTERISTICHE DINAMICHE MODALI

L'analisi sismica è stata effettuata mediante analisi lineare dinamica (analisi modale con spettro di risposta) ai sensi di quanto indicato al § 7.10.5.3.2 del D.M. 17.01.2018.

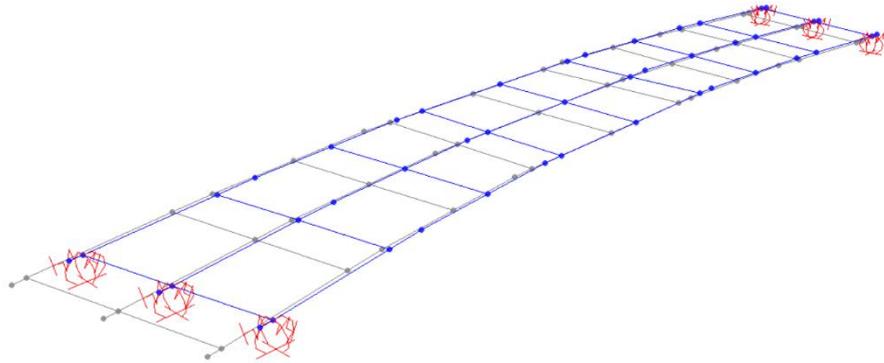
Sono stati considerati un numero di modi propri della struttura tali da mobilitare più dell'85% delle masse partecipanti dell'impalcato; il problema di autovalori è stato risolto limitatamente ai primi 20 modi di vibrare della struttura.

Per l'esame delle azioni che possono impegnare il sistema di vincolo del ponte alle spalle si rimanda alla sezione della presente relazione che è specificamente dedicata alla sintesi delle azioni sui dispositivi di appoggio dell'impalcato.

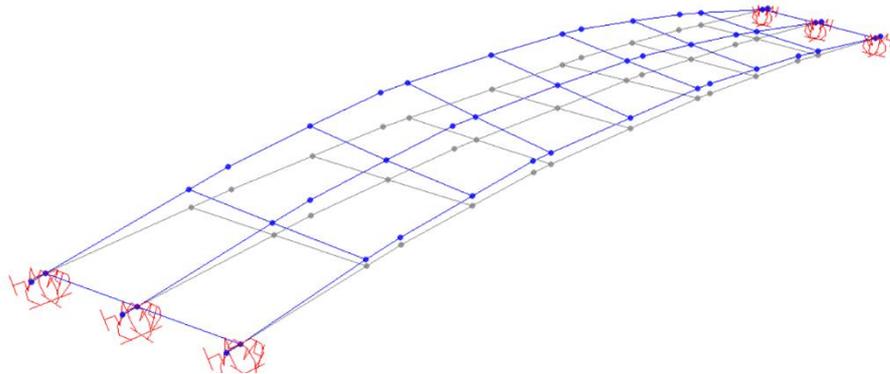
Di seguito si illustrano alcune deformate modali che corrispondono a moti globali dell'impalcato.



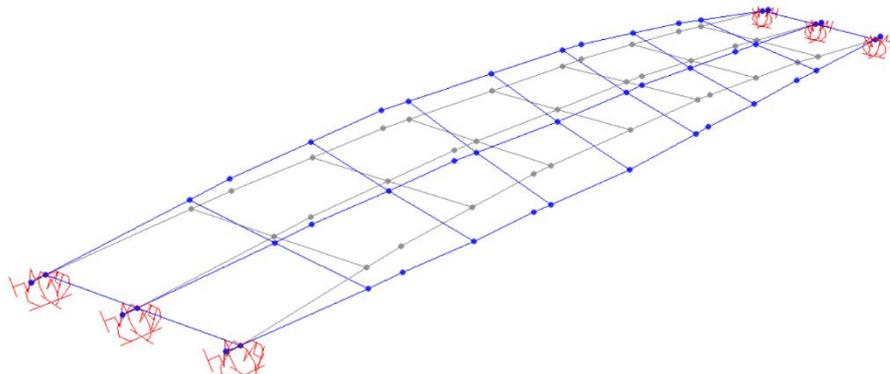
1° modo di vibrare (trasversale) –  $f = 0,694$  Hz



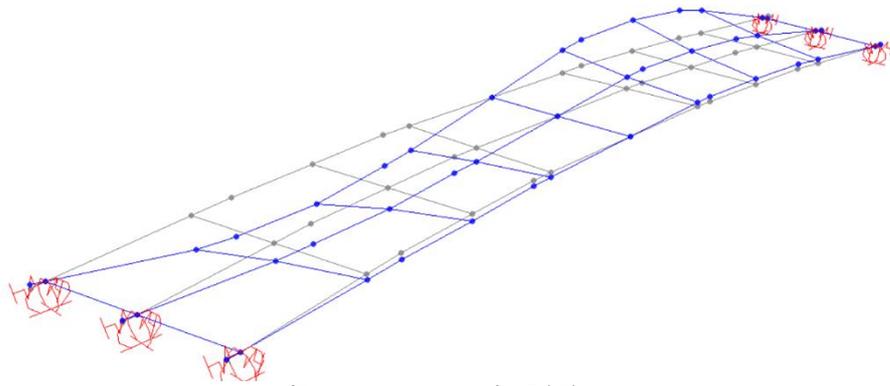
2° modo di vibrare (longitudinale) –  $f = 0,878$  Hz



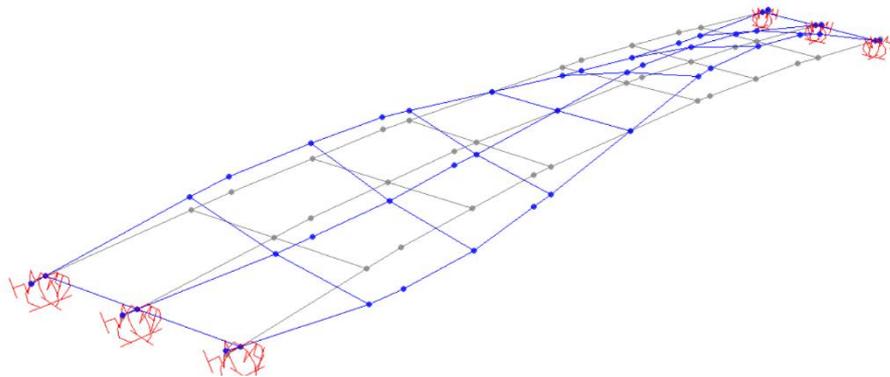
3° modo di vibrare (verticale) –  $f = 1,408$  Hz



5° modo di vibrare –  $f = 2,465$  Hz



8° modo di vibrare –  $f = 5,151$  Hz



10° modo di vibrare –  $f = 6,343$  Hz

Si riportano di seguito le principali caratteristiche modali dell'impalcato.

### MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS

N.	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2	Individual mode			Cumulative mode		
					UX (%)	UY (%)	UZ (%)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)
1	1.440	0.694	4.362	19.027	0.00	98.36	0.00	0.00	98.36	0.00
2	1.139	0.878	5.514	30.405	99.91	0.00	0.00	99.91	98.36	0.00
3	0.710	1.408	8.846	78.251	0.00	0.00	76.87	99.91	98.36	76.87
4	0.688	1.455	9.139	83.518	0.07	0.00	0.00	99.98	98.36	76.87
5	0.406	2.465	15.490	239.950	0.00	0.00	15.37	99.98	98.36	92.24
6	0.330	3.033	19.059	363.250	0.02	0.00	0.00	100.00	98.36	92.24
7	0.302	3.312	20.807	432.920	0.00	1.63	0.00	100.00	99.99	92.24
8	0.194	5.151	32.367	1047.600	0.00	0.00	0.00	100.00	99.99	92.24
9	0.164	6.095	38.293	1466.300	0.00	0.00	0.00	100.00	99.99	92.24
10	0.158	6.343	39.853	1588.200	0.00	0.00	0.00	100.00	99.99	92.24
11	0.156	6.394	40.173	1613.900	0.00	0.00	0.00	100.00	99.99	92.24
12	0.124	8.095	50.862	2586.900	0.00	0.00	0.00	100.00	99.99	92.24
13	0.100	10.036	63.059	3976.500	0.00	0.00	0.00	100.00	99.99	92.24
14	0.087	11.519	72.373	5237.900	0.00	0.00	4.68	100.00	99.99	96.92
15	0.078	12.777	80.279	6444.800	0.00	0.01	0.00	100.00	100.00	96.92
16	0.077	12.954	81.390	6624.300	0.00	0.00	2.43	100.00	100.00	99.34
17	0.065	15.491	97.331	9473.400	0.00	0.00	0.01	100.00	100.00	99.36
18	0.060	16.666	104.710	10965.000	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	99.36
19	0.055	18.171	114.170	13035.000	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	99.36
20	0.052	19.334	121.480	14757.000	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	99.36

### 8.7.2 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO

Come anticipato per il caso di ponti con isolamento sismico, lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (longitudinale e trasversale) viene ridotto per tutto il campo di periodi  $T \geq 0,8 T_{is}$ , essendo  $T_{is}$  il periodo di vibrazione della struttura isolata, assumendo per il coefficiente riduttivo  $\eta$  il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{esi}$  del sistema di isolamento.

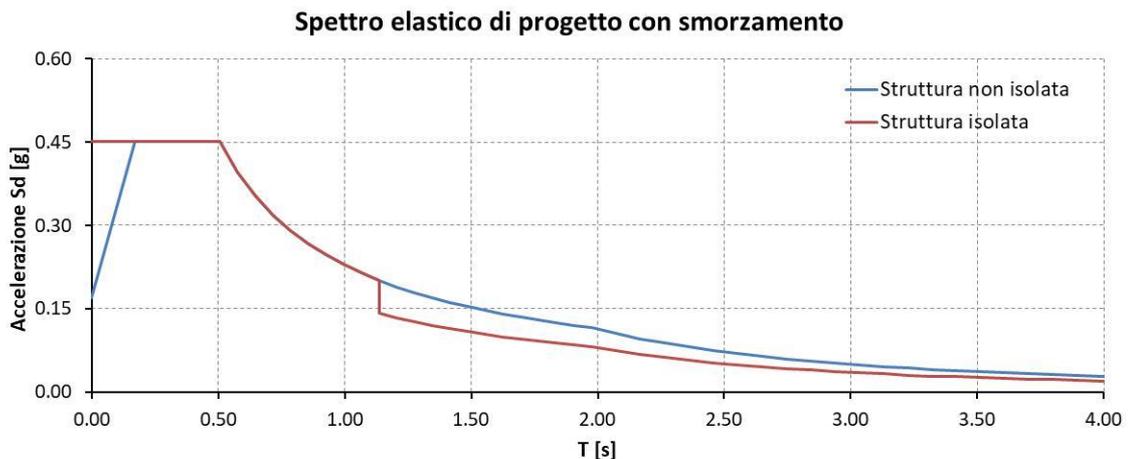
Poiché si prevede di adottare isolatori elastomerici a mescola dura e a smorzamento elevato ( $\xi_{esi} = 15$ ) il fattore  $\eta$  di alterazione dello spettro elastico assume il valore seguente:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{esi}}} = \sqrt{\frac{10}{20}} = 0,707$$

L'analisi modale ha consentito di individuare i periodi fondamentali longitudinale e trasversale della struttura isolata:

- in direzione trasversale:	$T_{is,T} = 1,440 \text{ s}$	}	$T_{is} = 1,440 \text{ s}$
- in direzione longitudinale:	$T_{is,L} = 1,139 \text{ s}$		

Pertanto a partire dal valore  $T = T_{is} \times 0,8 = 1,440 \times 0,8 = 1,152 \text{ s}$  gli spettri sono stati ridotti del fattore  $\eta = 0,707$ . Richiamando gli spettri elastici come individuati in precedenza nella presente relazione, nel caso di analisi allo SLV, di seguito viene visualizzato lo spettro per la struttura isolata utilizzato ai fini delle analisi dinamiche per definire l'entità delle azioni attese sulle sottostrutture di appoggio (spalle).

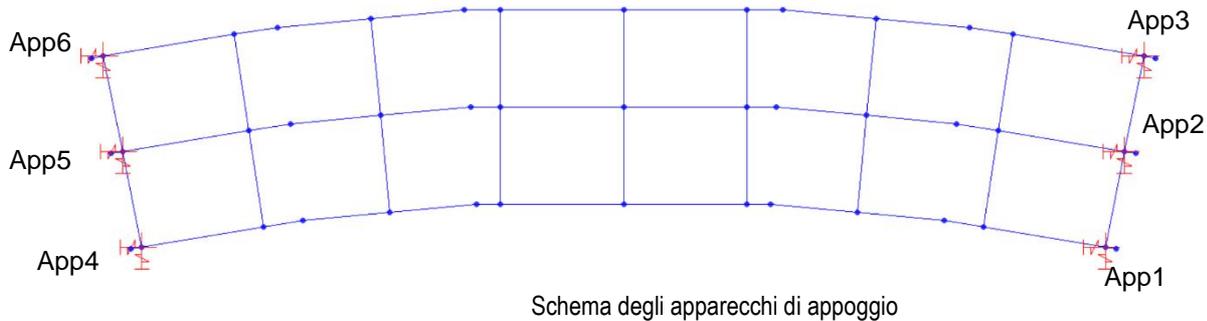


Per la componente verticale del moto, lo spettro di riferimento per la definizione dell'azione sismica è il medesimo spettro elastico con fattore di struttura di valore unitario, come già definito precedentemente nella presente relazione e a cui si rimanda (v. §4.10.2).

## 9. APPOGGI E GIUNTI

### 9.1 APPOGGI ISOLATORI ELASTOMERICI

Si prevede di impostare l'impalcato del ponte sulle sottostrutture (spalle di estremità) previa installazione di n° 6 appoggi isolatori elastomerici antisismici de tipo **HDRB** (High Damping Rubber Bearings) secondo la disposizione qui di seguito schematicamente indicata.



#### 9.1.1 SINTESI TABELLARE DELLE AZIONI SUGLI APPOGGI

Nelle tabelle seguenti sono riportate le azioni sugli appoggi per le condizioni di carico precedentemente analizzate unitamente alle loro combinazioni di calcolo.

A valle delle analisi strutturali si è controllato che tutti gli appoggi siano caricati a compressione anche per le combinazioni di carico ove le azioni variabili considerate introducono azioni di decompressione.

Si evidenzia che, per quanto riguarda le azioni sugli apparecchi di appoggio in caso di evento sismico, le componenti orizzontali e verticale del sisma vengono considerate agenti simultaneamente e gli effetti prodotti vengono combinati mediante radice quadrate della somma dei quadrati (SRSS) dei singoli contributi.

Le azioni sugli appoggi sono state sintetizzate assumendo le seguenti notazioni convenzionali di riferimento:

- $V_z$  azione verticale sull'appoggio (positiva se di compressione);
- $H_L$  azione orizzontale in direzione longitudinale, parallela all'asse ponte;
- $H_T$  azione orizzontale in direzione trasversale, ortogonale all'asse ponte.

Appoggi di bordo lato interno curva n°1 e n°4	H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
a) P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			427
b) Carichi permanenti portati			155
d <sub>1</sub> ) Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			-149
d <sub>2</sub> ) Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			486
e) Frenamento	-85	-32	
f) Centrifuga	-13	78	
g) Vento a ponte carico	10	-96	-70
h) Variazione termica +60°C	45	10	
i) Sisma SLV - SRSS	160	125	28
l) Sisma SLC - SRSS	184	144	32
<b>Combinazione di calcolo - Statica SLU</b> $\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times \gamma_{Qi} \times Q_{ki})$	<b>H<sub>L</sub> (kN)</b>	<b>H<sub>T</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Z</sub> (kN)</b>
E <sub>d1</sub> 1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d <sub>2</sub> ) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	-65	-121	1'402
E <sub>d2</sub> 1,0 a) + 1,0 b) + 1,35 d <sub>1</sub> ) + 0,90 f)	9	-86	318
<b>Combinazione di calcolo - Statica SLE</b> $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times Q_{ki})$	<b>H<sub>L</sub> (kN)</b>	<b>H<sub>T</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Z</sub> (kN)</b>
E <sub>d1</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 d <sub>2</sub> ) + 1,00 f) - 0,60 g) + 0,60 h)	8	142	1'110
E <sub>d2</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d <sub>1</sub> ) + 0,60 g)	6	-58	391
<b>Combinazione di calcolo - Sismica</b> $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$	<b>H<sub>L</sub> (kN)</b>	<b>H<sub>T</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Z</sub> (kN)</b>
E <sub>d1</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 i)	183	130	707
E <sub>d2</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 i)	-183	-130	524
E <sub>d3</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 l)	207	149	711
E <sub>d4</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 l)	-207	-149	520

Appoggi centrali n°2 e n°5	H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
a) P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			860
b) Carichi permanenti portati			190
d <sub>1</sub> ) Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			264
d <sub>2</sub> ) Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			852
e) Frenamento	85	-32	
f) Centrifuga	-13	78	
g) Vento a ponte carico	21	-126	0
h) Variazione termica +60°C	45	0	
i) Sisma SLV - SRSS	163	125	28
l) Sisma SLC - SRSS	187	144	32
<b>Combinazione di calcolo - Statica SLU</b> $\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times \gamma_{Qi} \times Q_{ki})$	<b>H<sub>L</sub> (kN)</b>	<b>H<sub>T</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Z</sub> (kN)</b>
E <sub>d1</sub> 1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d <sub>2</sub> ) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	174	-157	2'596
E <sub>d2</sub> 1,0 a) + 1,0 b) + 1,35 d <sub>1</sub> ) + 0,90 f)	19	-113	1'406
<b>Combinazione di calcolo - Statica SLE</b> $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times Q_{ki})$	<b>H<sub>L</sub> (kN)</b>	<b>H<sub>T</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Z</sub> (kN)</b>
E <sub>d1</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 d <sub>2</sub> ) + 1,00 f) - 0,60 g) - 0,60 h)	-53	154	1'902
E <sub>d2</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d <sub>1</sub> ) + 0,60 g)	13	-76	1'314
<b>Combinazione di calcolo - Sismica</b> $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$	<b>H<sub>L</sub> (kN)</b>	<b>H<sub>T</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Z</sub> (kN)</b>
E <sub>d1</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 i)	186	125	1'248
E <sub>d2</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 i)	-186	-125	1'075
E <sub>d3</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 l)	210	144	1'253
E <sub>d4</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 l)	-210	-144	1'071

Appoggi di bordo lato esterno curva n°3en°6	H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
a) P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			1'335
b) Carichi permanenti portati			470
d <sub>1</sub> ) Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			236
d <sub>2</sub> ) Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			1'111
e) Frenamento	85	32	
f) Centrifuga	13	-78	
g) Vento a ponte carico	-21	126	120
h) Variazione termica +60°C	-45	10	
i) Sisma SLV - SRSS	165	125	56
l) Sisma SLC - SRSS	190	144	64
<b>Combinazione di calcolo - Statica SLU</b> $\gamma_{g1} \times G_1 + \gamma_{g2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times \gamma_{Qi} \times Q_{ki})$	<b>H<sub>L</sub> (kN)</b>	<b>H<sub>T</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Z</sub> (kN)</b>
E <sub>d1</sub> 1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d <sub>2</sub> ) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	55	166	4'115
E <sub>d2</sub> 1,0 a) + 1,0 b) + 1,35 d <sub>1</sub> ) + 0,90 f)	-19	113	2'232
<b>Combinazione di calcolo - Statica SLE</b> $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times Q_{ki})$	<b>H<sub>L</sub> (kN)</b>	<b>H<sub>T</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Z</sub> (kN)</b>
E <sub>d1</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 d <sub>2</sub> ) + 1,00 f) - 0,60 g) - 0,60 h)	53	-148	2'844
E <sub>d2</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d <sub>1</sub> ) + 0,60 g)	-13	76	2'113
<b>Combinazione di calcolo - Sismica</b> $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$	<b>H<sub>L</sub> (kN)</b>	<b>H<sub>T</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>Z</sub> (kN)</b>
E <sub>d1</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 i)	143	130	2'083
E <sub>d2</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 i)	-143	-130	1'796
E <sub>d3</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 l)	167	149	2'092
E <sub>d4</sub> 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 l)	-167	-149	1'788

### 9.1.2 CARATTERISTICHE E PRESTAZIONI DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO

Si prevede di utilizzare appoggi isolatori elastomerici tipo FIP SI-H 500/78, o similari ed equivalenti, isolatori elastomerici tipo **HDRB** (High Damping Rubber Bearings) a mescola dura ed elevato smorzamento, aventi le seguenti principali caratteristiche di riferimento:

- max. portata verticale allo SLU:  $V_{SLU} = 9.380 \text{ kN}$
- max. portata verticale in caso di sisma:  $V_{sisma} = 5.820 \text{ kN}$
- rigidezza orizzontale:  $k_h = 3,52 \text{ kN/mm}$
- massimo spostamento per deformazione orizzontale  $\delta_{h, \max} = 150 \text{ mm}$
- massima portata orizzontale:  $H_{\max} = 528 \text{ kN}$
- smorzamento viscoso della gomma:  $\xi = 15 \%$

Dai risultati delle combinazioni di cui alle tabelle precedenti si ha:

#### Combinazioni di calcolo SLU

$$V_{z, Ed, \max} = 4.115 \text{ kN} < V_{\max, \text{ appoggio SLU}}$$

$$H_{Ed} = \sqrt{H_L^2 + H_T^2} = \sqrt{174^2 + 157^2} \cong 234 \text{ kN} < H_{\max, \text{ appoggio}} = 528 \text{ kN}$$

$$\delta_{H, Ed} = \frac{H_{Ed}}{K_{hE}} = \frac{234 \text{ kN}}{3,52 \text{ kN/mm}} = 66,5 \text{ mm} < \delta_{h, \max, \text{ appoggi}}$$

#### Combinazione sismica SLV

$$V_{z, Ed, \max} = 2.083 \text{ kN} < V_{\max, \text{ appoggio, sisma}}$$

$$H_{Ed} = \sqrt{H_L^2 + H_T^2} = \sqrt{183^2 + 130^2} \cong 225 \text{ kN} < H_{\max, \text{ appoggio}} = 528 \text{ kN}$$

$$\delta_{H, Ed} = \frac{H_{Ed}}{K_{hE}} = \frac{225 \text{ kN}}{3,52 \text{ kN/mm}} = 64,0 \text{ mm} < \delta_{h, \max, \text{ appoggi}}$$

#### Combinazione sismica SLC

$$V_{z, Ed, \max} = 2.092 \text{ kN} < V_{\max, \text{ appoggio, sisma}}$$

$$H_{Ed} = \sqrt{H_L^2 + H_T^2} = \sqrt{207^2 + 149^2} \cong 255 \text{ kN} < H_{\max, \text{ appoggio}} = 528 \text{ kN}$$

$$\delta_{H, Ed} = \frac{H_{Ed}}{K_{hE}} = \frac{255 \text{ kN}}{3,52 \text{ kN/mm}} = 72,4 \text{ mm} < \delta_{h, \max, \text{ appoggi}}$$

Tutti gli appoggi risultano sempre in compressione.

## 9.2GIUNTI DI DILATAZIONE

### Combinazione caratteristica SLE

Azione orizzontale long. sugli appoggi  
Escursione longitudinale

$$H_{L,Ed} = 125 \text{ kN}$$
$$\delta_L = \frac{125 \text{ kN}}{3,52 \text{ kN/mm}} = 35,5 \text{ mm}$$

Azione orizzontale trasversale sugli appoggi  
Escursione trasversale

$$H_{T,Ed} = 154 \text{ kN}$$
$$\delta_T = \frac{154 \text{ kN}}{3,52 \text{ kN/mm}} = 43,8 \text{ mm}$$

### Combinazione sismica SLV

Azione orizzontale long. sugli appoggi  
Escursione longitudinale

$$H_{L,Ed} = 186 \text{ kN}$$
$$\delta_L = \frac{186 \text{ kN}}{3,52 \text{ kN/mm}} = 52,8 \text{ mm}$$

Azione orizzontale trasversale sugli appoggi  
Escursione trasversale

$$H_{T,Ed} = 130 \text{ kN}$$
$$\delta_T = \frac{130 \text{ kN}}{3,52 \text{ kN/mm}} = 36,9 \text{ mm}$$

### Combinazione sismica SLC

Azione orizzontale long. sugli appoggi  
Escursione longitudinale

$$H_{L,Ed} = 210 \text{ kN}$$
$$\delta_L = \frac{210 \text{ kN}}{3,52 \text{ kN/mm}} = 59,7 \text{ mm}$$

Azione orizzontale trasversale sugli appoggi  
Escursione trasversale

$$H_{T,Ed} = 149 \text{ kN}$$
$$\delta_T = \frac{149 \text{ kN}}{3,52 \text{ kN/mm}} = 42,3 \text{ mm}$$

Si prevede l'installazione di giunti di dilatazione per ponti e viadotti costituiti da elementi deformabili in gomma rinforzata con inserti metallici vulcanizzati. Gli inserti metallici devono essere interamente conglobati nella gomma, onde essere efficacemente protetti dalla corrosione, e devono essere disposti in modo tale che in qualsiasi sezione verticale del giunto sia presente almeno un inserto metallico.

Si prevede, quindi, di utilizzare giunti da installare in corrispondenza delle intercapedini alle testate tra l'impalcato e le spalle, con le seguenti caratteristiche prestazionali:

- ⇒ Escursione longitudinale:  $\pm 70 \text{ mm}$ ;
- ⇒ Escursione trasversale:  $\pm 70 \text{ mm}$ .

## 10. GIUDIZIO MOTIVATO SUI RISULTATI

Preliminarmente alla modellazione di calcolo a elementi finiti, sono stati predisposti dei calcoli semplificati svolti manualmente di controllo e validazione di quanto ottenuto con il software di calcolo.

Si riporta a comparazione e conforto della validità dei conti svolti in modo automatico il valore del momento di calcolo in mezzeria e il taglio di estremità appoggio attesi sul manufatto in progetto con schema in semplice appoggio sotto i carichi per peso proprio e sovraccarichi permanenti.

Il totale del carico è pari a:

Peso proprio carpenteria metallica:	$3,134 \text{ kN/m}^2 \times 10,2 \text{ m} = 31,97 \text{ kN/m}$
Soletta gettata in opera:	$10,2 \text{ m} \times 8,00 \text{ kN/mq} = 81,6 \text{ kN/m}$
<u>Sovraccarichi permanenti (finiture)</u>	<u>45,6 kN/m</u>
<b>TOTALE</b>	<b>159,17 kN/m</b>

Il momento di calcolo in mezzeria vale:

$$M = 159,17 \text{ kN/m} \times 35,6 \text{ m}^2 / 8 = 25216 \text{ kNm}$$

Il taglio di estremità vale:

$$V = 159,17 \text{ kN/m} \times 35,6 \text{ m} / 2 = 2833 \text{ kN}$$

Dal modello si ottengono i seguenti valori:

Momento flettente per pesi propri:	$M_{pp} = 19249 \text{ kNm}$
Taglio di estremità per pesi propri:	$V_{pp} = 2100 \text{ kN}$

Momento flettente per carichi permanenti:	$M_{perm} = 7059 \text{ kNm}$
Taglio di estremità per carichi permanenti:	$V_{perm} = 796 \text{ kN}$

Il momento di calcolo in mezzeria totale è:  $M_{tot} = 26308 \text{ kNm}$

Il taglio di bordo vale:  $V_{tot} = 2896 \text{ kN}$

La differenza tra i valori calcolati è pari a 1092 kNm, circa 4,2% per il momento e 63 kN, circa 2,2% per il taglio.

Le differenze sono contenute al di sotto del 6%; la maggiore differenza registrata per il momento flettente è ascrivibile al tracciato in curva della campata dal quale discende una differente lunghezza teorica di calcolo per ogni singola trave.