

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.

CUP: J14H20000440001

### U.O. COORDINAMENTO TERRITORIALE NORD

### PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

IV03 - CAVALCAFERROVIA VIA FENILON

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO RAMPA DI APPROCCIO P3 - S2

SCALA:

-

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

I N 1 0 1 0 D 2 6 C L I V 0 3 0 0 0 0 3 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Maestrelli 	Sett 2021	M. Rigo 	Sett 2021	C. Mazzocchi 	Sett 2021	A. Perego Sett 2021

File: IN1010D26CLIV0300003A

n. Elab.:



## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>ELABORATI DI RIFERIMENTO</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>8</b>
<b>3.1</b>	<b>METODO DI CALCOLO</b>	<b>8</b>
3.1.1	<b>CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA</b>	<b>8</b>
3.1.2	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>12</b>
3.1.2.1	<b>Combinazione fondamentale (slu)</b>	<b>12</b>
3.1.2.2	<b>Combinazione rara o caratteristica (sle)</b>	<b>14</b>
3.1.2.3	<b>Combinazione frequente (sle)</b>	<b>14</b>
3.1.2.4	<b>Combinazione quasi permanente (sle)</b>	<b>14</b>
3.1.2.5	<b>Combinazione eccezionale (slu)</b>	<b>14</b>
3.1.2.6	<b>Combinazione Sismica (slv)</b>	<b>14</b>
3.1.3	<b>VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI</b>	<b>15</b>
<b>4</b>	<b>MATERIALI</b>	<b>16</b>
4.1	<b>TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO   NORMATIVA UNI EN 206-1</b>	<b>16</b>
4.2	<b>PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A   FESSURAZIONE</b>	<b>17</b>
4.3	<b>CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO</b>	<b>17</b>
4.4	<b>ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO</b>	<b>19</b>
4.5	<b>STRUTTURE METALLICHE</b>	<b>19</b>
4.5.1	<b>ACCIAIO</b>	<b>19</b>
4.5.2	<b>BULLONI</b>	<b>20</b>
4.5.3	<b>SALDATURE</b>	<b>21</b>
4.5.4	<b>PIOLI</b>	<b>21</b>
4.6	<b>COPRIFERRI</b>	<b>21</b>
<b>5</b>	<b>CALCOLO DELLA STRUTTURA - IMPALCATO</b>	<b>21</b>
5.1	<b>MODELLO DI CALCOLO</b>	<b>21</b>

<b>5.2</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>25</b>
5.2.1.1	Peso proprio carpenteria metallica	25
5.2.1.2	Peso proprio soletta	25
5.2.1.3	Carichi permanenti	26
5.2.1.4	Effetti del ritiro	26
5.2.1.5	Effetti delle dilatazioni termiche differenziali	27
5.2.1.6	Cedimenti vincolari	27
5.2.1.7	Azione del vento	27
5.2.1.8	Carichi mobili (Q)	29
5.2.1.1	Azione centrifuga: q4	29
5.2.1.2	Azione di frenamento o di accelerazione	30
5.2.1.3	Azioni sismiche	30
<b>5.3</b>	<b>ANALISI STRUTTURALE</b>	<b>30</b>
<b>5.4</b>	<b>TRAVI PRINCIPALI</b>	<b>30</b>
5.4.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	30
5.4.2	STATI LIMITE ULTIMI DI STABILITÀ PER LA SEZIONE METALLICA	37
5.4.3	VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA	37
5.4.4	VERIFICA DEGLI IRRIGIDIMENTI VERTICALI	40
5.4.1	STATO LIMITE ULTIMO DI FATICA	41
5.4.1.1	Verifiche per vita illimitata	41
5.4.1.2	Verifica della sezione	41
5.4.1.2.1	Saldatura anima trave principale / ali travi principali	42
5.4.1.2.1	Attacco ala superiore trave principale / ala superiore traverso di pila e spalla	42
5.4.2	VERIFICA DEI PIOLI	43
<b>5.5</b>	<b>TRAVERSI</b>	<b>44</b>
5.5.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	44
<b>5.6</b>	<b>SOLETTA</b>	<b>48</b>
5.6.1	VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE	49
5.6.1.1	Fase provvisoria	49
5.6.1.2	Fase definitiva	51
5.6.2	VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE	51

<b>5.6.3</b>	<b>SBALZO</b>	<b>52</b>
5.6.3.1	Carichi accidentali	53
5.6.3.1.1	Carichi mobili ( $q_1$ )	53
5.6.3.1.2	Urto di veicolo in svio ( $q_8$ )	54
5.6.3.1.3	Carico accidentale ( $q_5$ )	54
5.6.3.2	Verifiche resistenza	54
<b>6</b>	<b>CALCOLO APPOGGI</b>	<b>55</b>
6.1	AZIONI SUGLI APPOGGI	57
<b>7</b>	<b>CALCOLO DELLE FRECCE MASSIME</b>	<b>58</b>
<b>8</b>	<b>VERIFICA RESISTENZA CAMPATA TEMPORANEA IN FASE DI MONTAGGIO</b>	<b>59</b>

## 1 INTRODUZIONE

Nel presente elaborato si riportano i calcoli e le verifiche dell'impalcato collocato tra la pila P3 e la spalla S2. Il ponte presenta una carreggiata, a campata singola di luce  $L = 30\text{m}$ .

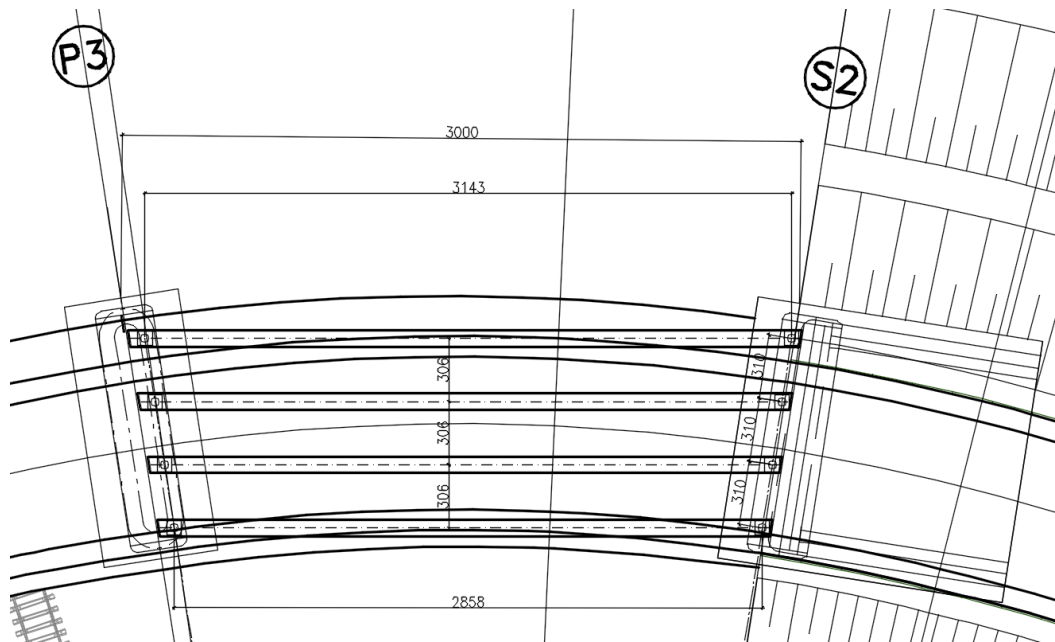


Figura 1.1 Pianta impalcato

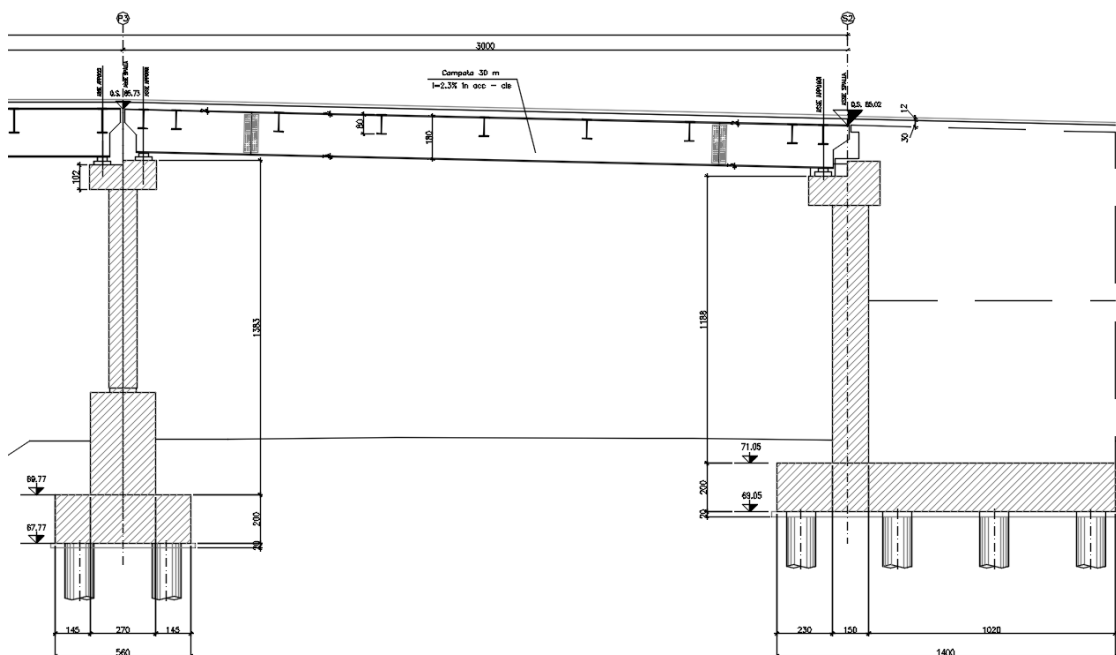
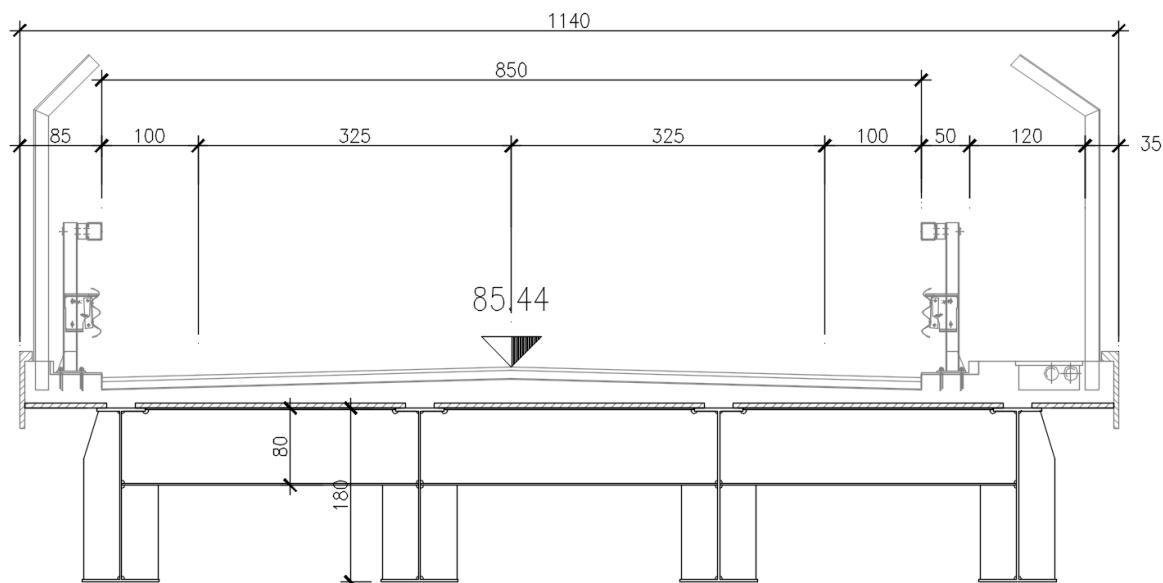


Figura 1.2 Sezione longitudinale

La struttura in oggetto è in semplice appoggio, costituito da travi di altezza  $H=180\text{cm}$  in sezione mista e soletta superiore collaborante in conglomerato cementizio armato di spessore 18cm.



**Figura 1.3 Sezione trasversale impalcati**

L'impalcato ha una larghezza complessiva nella sezione tipica di 11.40m, tale larghezza è dovuta alla somma delle larghezze di due cordoli (0,85m+2,05m) e una larghezza carreggiata pari a 8,5m.

L'impalcato presenta n.4 travi in acciaio con interasse  $i=3.06\text{m}$  e gli sbalzi hanno luce massima di 2.5m circa.

Sono presenti traversi in campata di altezza pari a 800mm, a interasse di 4.25m.

## 2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

La presente relazione è inscindibile dagli elaborate grafici e dai seguenti documenti:

- Relazione Tecnica Descrittiva
- Relazione di Calcolo Spalle e Fondazioni
- Relazione di Calcolo Pile
- Relazione di Calcolo Impalcato
- Relazione di Opere provvisionali

### **3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti secondo il Metodo degli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente.

**Ministero dei LL.PP – D.M. 17.01.2018**

**Circolare 21 Gennaio 2019 n.7**

**CNR – DT 207/2008**

Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

**RFI DTC INC PO SP IFS 001 A**

Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario.

**EC3 - UNI EN 1993-1-1:2005**

#### **3.1 METODO DI CALCOLO**

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM17/01/2018 "Norme Tecniche per le costruzioni" e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

##### **3.1.1 CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA**

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;



- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  espresso in anni, vale:

$$T_R(\text{SLV}) = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ .

$a_g$  → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria C, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

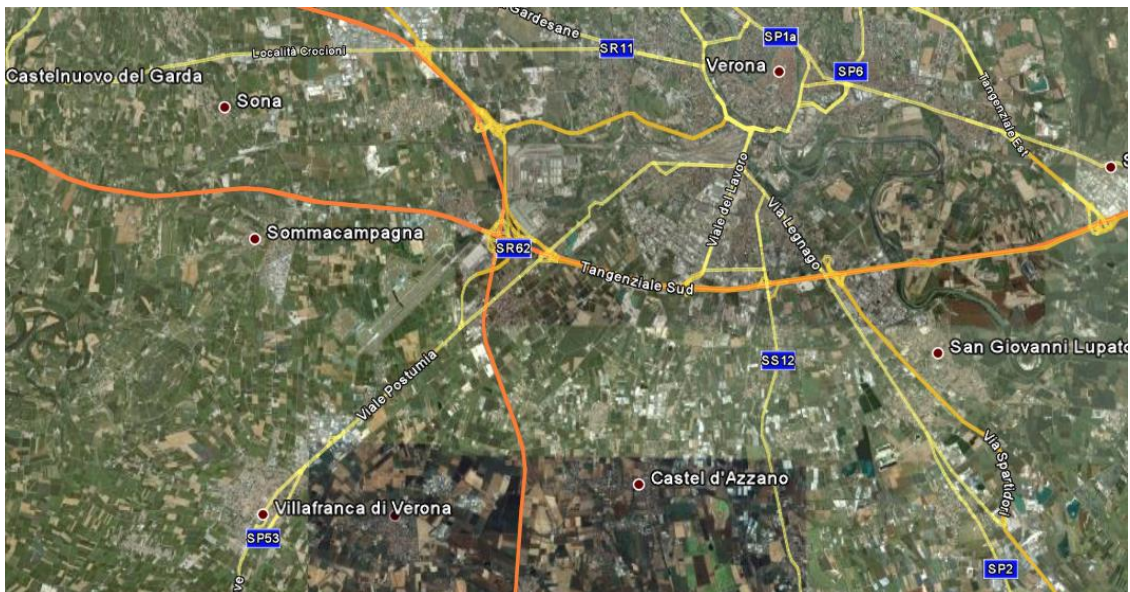
$F_0$  → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T^*_c$  → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S$  → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ );

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di  $45^{\circ}25'48$  N e Longitudine  $10^{\circ}54'29$  E, ad una quota di circa 82 m.s.m..

I valori delle caratteristiche sismiche ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ ) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono riportati di seguito:



**Figura 3.1 Tratto adeguamento del tracciato A22**

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 10.90806    LATITUDINE: 45.43000


Ricerca per comune

REGIONE: Veneto    PROVINCIA: Verona    COMUNE: Verona

Elaborazioni grafiche:  
 Grafici spettri di risposta  
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:  
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo:  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

Interpolazione:  
 superficie rigata

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

**Figura 3.2 Individuazione coordinate Verona**

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	120	0.087	2.442	0.262
SLD	201	0.111	2.407	0.271
<b>SLV</b>	<b>1898</b>	<b>0.260</b>	<b>2.407</b>	<b>0.287</b>
SLC	2475	0.287	2.382	0.289

Per le spalle il calcolo viene eseguito con il metodo dell'analisi statica equivalente, applicando come prescritto da normativa un'accelerazione pari ad  $a_g S$ .

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "A".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.00$$

$$S_T \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.00$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.260g$$

Lo studio sismico delle opere facenti parte del tratto di intervento è stato impostato in maniera univoca, affidando a favore di sicurezza lo spettro della città di Verona (di cui si riportano i parametri di seguito), risultando questo sempre più "gravoso" di quello specifico dell'opera.

Latitudine di 45.4351 e Longitudine 10.9988.

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.263
SLD	201	0.111	2.409	0.271
SLV	<b>1898</b>	<b>0.260</b>	<b>2.406</b>	<b>0.287</b>
SLC	2475	0.286	2.381	0.290

### 3.1.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nel D.M. 17/01/2018.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da traffico, vento e resistenza passiva dei vincoli; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei tre suddetti carichi come azione variabile di base.

Fra i carichi variabili si distinguono:

- $Q$  carichi da traffico
- $Q_T$  azioni termiche
- $Q_w$  azione del vento

Inoltre, come indicato nella tabella 5.1.IV, sono stati identificati tre gruppi di azioni caratteristiche, corrispondenti rispettivamente ai carichi verticali, alla forza di frenamento e alla forza centrifuga.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

#### 3.1.2.1 Combinazione fondamentale (slu)

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

dove:

- $G_1$  peso di tutti gli elementi strutturali
- $G_2$  peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
- $Q_{k1}$  azione variabile dominante
- $Q_{ki}$  azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante

Il ritiro e la viscosità nelle NTC sono indicate genericamente come azioni permanenti  $G$  (punto 2.5.1.3).

Fra i carichi variabili si distinguono:

- Q carichi da traffico  
 Q<sub>T</sub> azioni termiche  
 Q<sub>w</sub> azione del vento

I valori dei coefficienti parziali e dei coefficienti di combinazione  $\psi$  nel caso dei ponti stradali sono indicati rispettivamente nelle Tab.5.1.V e Tab.5.1.VI delle NTC, tabelle che vengono di seguito riportate.

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

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

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

Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento $q_s$	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento $q_s$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_s$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T <sub>e</sub>	0,6	0,6	0,5

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture, sentito il Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

### 3.1.2.2 Combinazione rara o caratteristica (sle)

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} * Q_{k2} + \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 3.1.2.1.

### 3.1.2.3 Combinazione frequente (sle)

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 3.1.2.1.

### 3.1.2.4 Combinazione quasi permanente (sle)

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 3.1.2.1.

### 3.1.2.5 Combinazione eccezionale (slu)

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 3.1.2.1.

### 3.1.2.6 Combinazione Sismica (slv)

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente  $\psi_{2i}$  sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti ferroviari, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0.2$  (condizione cautelativa). In questo caso in favore di sicurezza si assimila il ponte in esame come ferroviario applicando il coefficiente  $\psi_{2i} = 0.2$ .

### **3.1.3 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI**

Le verifiche degli elementi strutturali verranno svolte secondo quanto prescritto dalla normative in vigore (DM 17/01/2018); i limiti tensionali massimi assunti sono riportati nel paragrafo specifico relativo alle caratteristiche dei materiali.

Per le parti strutturali costituenti l'impalcato (soletta, travi, traversi, cordoli) saranno svolte le verifiche allo stato limite ultimo per le condizioni di esercizio, nonché le verifiche a fessurazione per lo stato limite di esercizio.

## 4 MATERIALI

### 4.1 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9888	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m <sup>3</sup>	Rok minima N/mm <sup>2</sup>	Contenuto minimo di aria %	Copri ferro minimo Mm
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>								
X0	Molto secco	Cis per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
<b>2 Corrosione delle armature per effetto della carbonatazione</b>								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cis per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cis per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
<b>3 Corrosione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggi	5c	0,45	320	C35/45	-	40
<b>4 Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
<b>5 Attacco dei cicli di gelo/sgelo con o senza sali disgelanti</b>								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	40
<b>6 Attacco chimico</b>								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4 <sup>a</sup> , 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40

Le prescrizioni relative all'elemento in oggetto sono riportate nella tabella seguente.



**Conglomerato cementizio per elementi strutturali:**

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	CLASSE DI CONTENUTO IN CLORURI	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XF4	C32/40	40	S4/S5	0.45 (+4%)	25

**4.2 PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE**

Nel capitolo 4 del DM 17.01.2018 si identificano i parametri a cui fare riferimento per la verifica a fessurazione.

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	XC0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

**Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione**

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
<b>a</b>	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
<b>b</b>	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
<b>c</b>	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

$w_1, w_2, w_3$  sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo  $w_d$ , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

ELEMENTO	Classe di esposizione	Gruppo di esigenza	Combinazione	$w_d$
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+ XF4	c	frequente	0.2
			quasi permanente	0.2

**4.3 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO**

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C32/40, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)

 $\rightarrow f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$ 

 33.20 N/mm<sup>2</sup>

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO RAMPA DI  
 APPROCCIO P3 – S2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0300003	A	18 di 59

Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	18.37 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.17 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.44 N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	→	$E_{cm} = 2200 * [f_{cm} / 10]^{0.3}$	33643 N/mm <sup>2</sup>

#### 4.4 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq$	450.00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq$	540.00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di calcolo elastica	→	$\sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm <sup>2</sup>

#### 4.5 STRUTTURE METALLICHE

##### 4.5.1 ACCIAIO

Materiale secondo UNI EN 10025 (laminati), UNI EN 102109-1 (tubi saldati)

Per le travi ed i traversi a sostegno dell'impalcato si prevede l'impiego di acciaio da carpenteria tipo S355J2 (ex Fe 510) con le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq$	355.00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq$	510.00 N/mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s$	Variabile a seconda del tipo di verifica *
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	284.00 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	→	$E_s =$	206000 N/mm <sup>2</sup>

(\*) Il valore del coeff. parziale viene specificato nelle NTC2008 nella Tabella 4.2.V.

Tabella 4.2.V Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Elementi principali composti per saldatura.

## 4.5.2 BULLONI

### Giunzioni a taglio

Per i collegamenti di controventi sono previsti giunzioni a taglio, le cui caratteristiche dimensionali dovranno essere conformi alle norme UNI EN ISO 4016: 2002 e UNI 5592: 1968.

Classi secondo UNI EN ISO 898-1: 2001

Viti classe 8.8 (UNI 14399: 2005), Dadi classe 8 (UNI 14399: 2005)

### Giunzioni ad attrito

Per il collegamento dei traversi di impalcato sono previsti giunzioni ad attrito con bulloni classe 10.9.

Tabella 11.3.XII.a

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento  $f_{yb}$  e di rottura  $f_{tb}$  delle viti appartenuti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII.a sono riportate nella seguente tabella 11.3.XII.b:

Tabella 11.3.XII.b

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$F_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	649	900
$F_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

I bulloni per giunzioni ad attrito devono essere conformi alle prescrizioni della Tab. 11.3.XIII Viti e dadi, devono essere associati come indicato nella Tab. 11.3.XII.

Tabella 11.3.XIII

Elemento	Materiale	Riferimento
Viti	8.8 – 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1 : 2001	UNI EN 14399 :2005 parti 3 e 4
Dadi	8 - 10 secondo UNI EN 20898-2 :1994	
Rosette	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2: 2006 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	UNI EN 14399 :2005 parti 5 e 6
Piastrine	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2: 2006 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	

Gli elementi di collegamento strutturali ad alta resistenza adatti al precarico devono soddisfare i requisiti di cui alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1, e recare la relativa marcatura CE.

Si assumono i coefficienti di sicurezza da adottare per la verifica dello unioni (Tabella 4.2.XII).

**Tabella 4.2. XII** *Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.*

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

### 4.5.3 SALDATURE

Esecuzione secondo UNI EN 1011: 2005.

Preparazione lembi secondo UNI EN ISO 9692-1: 2005.

Controlli secondo UNI EN 12062: 2004

### 4.5.4 PIOLI

Secondo UNI EN ISO 13918

Pioli tipo Nelson (diametro ed altezza come da elaborati grafici):

Acciaio ex ST37-3K (S235J2G3+C450)

Tensione di snervamento  $\rightarrow f_y \geq 350.00 \text{ N/mm}^2$

Tensione di rottura  $\rightarrow f_t \geq 450.00 \text{ N/mm}^2$

### 4.6 COPRIFERRI

Impalcato - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - $c_{min}$ [mm]
Soletta	40

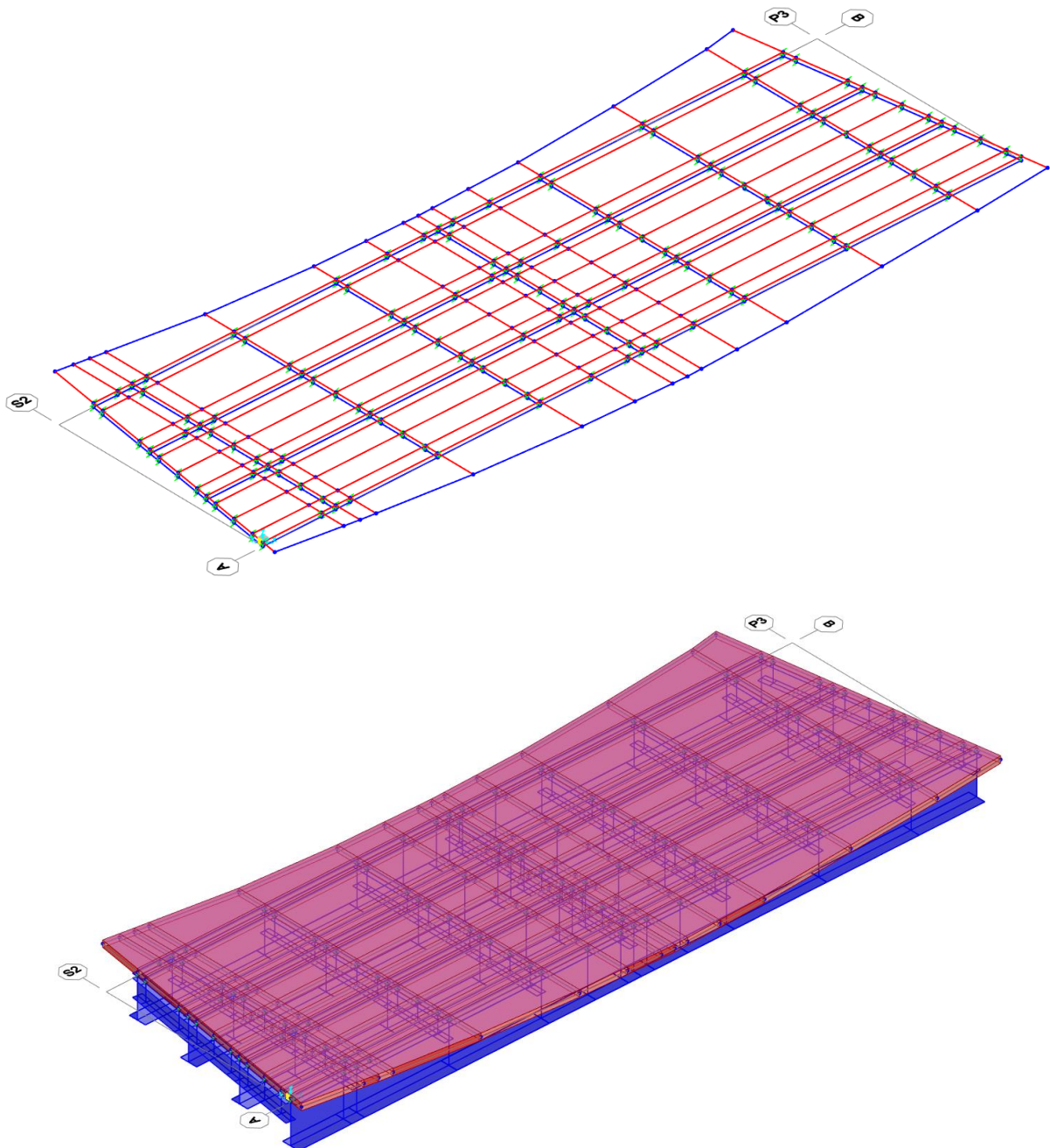
## 5 CALCOLO DELLA STRUTTURA - IMPALCATO

### 5.1 MODELLO DI CALCOLO

La struttura è risolta mediante metodo di calcolo automatico attraverso l'impiego del software Sap2000 v23.

La struttura è rappresentata da un modello tridimensionale, in cui si sono considerati tutti gli elementi strutturali opportunamente modellati. Il comportamento a piastra della soletta di calcestruzzo è stato considerato con degli elementi bidimensionali mentre le travi sono state

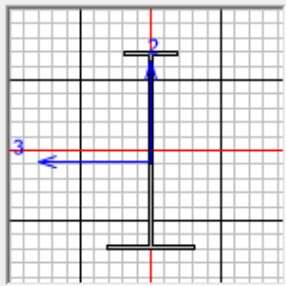
schematizzate tramite elementi frame. Le connessioni, invece, tra i nodi delle travi con quelli della soletta vengono rappresentate mediante link rigidi per permettere il trasferimento degli sforzi tra i due elementi resistenti.



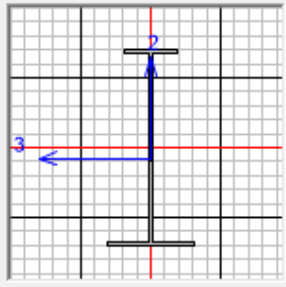
### Sezioni elementi FEM

Di seguito si riportano le sezioni adottate per gli elementi Fem utilizzati nel modello di calcolo.

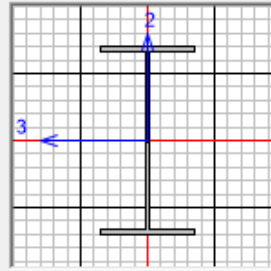
### Trave Principale Concio C1:

Dimensions		Section	
Outside height ( t3 )	<input type="text" value="1800,"/>		
Top flange width ( t2 )	<input type="text" value="500,"/>		
Top flange thickness ( tf )	<input type="text" value="30,"/>		
Web thickness ( tw )	<input type="text" value="20,"/>		
Bottom flange width ( t2b )	<input type="text" value="800,"/>		
Bottom flange thickness ( tfb )	<input type="text" value="30,"/>		
Properties			
Cross-section (axial) area	<input type="text" value="738,"/>	Section modulus about 3 axis	<input type="text" value="38166,56"/>
Moment of Inertia about 3 axis	<input type="text" value="3846910,"/>	Section modulus about 2 axis	<input type="text" value="3984,15"/>
Moment of Inertia about 2 axis	<input type="text" value="159366,"/>	Plastic modulus about 3 axis	<input type="text" value="48640,5"/>
Product of Inertia about 2-3	<input type="text" value="0,"/>	Plastic modulus about 2 axis	<input type="text" value="6849,"/>
Shear area in 2 direction	<input type="text" value="360,"/>	Radius of Gyration about 3 axis	<input type="text" value="72,1984"/>
Shear area in 3 direction	<input type="text" value="325,"/>	Radius of Gyration about 2 axis	<input type="text" value="14,695"/>
Torsional constant	<input type="text" value="1596,62"/>	Shear Center Eccentricity (x3)	<input type="text" value="0,"/>

### Trave Principale Concio C2:

Dimensions		Section	
Outside height ( t3 )	<input type="text" value="1800,"/>		
Top flange width ( t2 )	<input type="text" value="500,"/>		
Top flange thickness ( tf )	<input type="text" value="25,"/>		
Web thickness ( tw )	<input type="text" value="20,"/>		
Bottom flange width ( t2b )	<input type="text" value="800,"/>		
Bottom flange thickness ( tfb )	<input type="text" value="25,"/>		
Properties			
Cross-section (axial) area	<input type="text" value="675,"/>	Section modulus about 3 axis	<input type="text" value="33923,55"/>
Moment of Inertia about 3 axis	<input type="text" value="3387643,"/>	Section modulus about 2 axis	<input type="text" value="3320,625"/>
Moment of Inertia about 2 axis	<input type="text" value="132825,"/>	Plastic modulus about 3 axis	<input type="text" value="43453,13"/>
Product of Inertia about 2-3	<input type="text" value="0,"/>	Plastic modulus about 2 axis	<input type="text" value="5737,5"/>
Shear area in 2 direction	<input type="text" value="360,"/>	Radius of Gyration about 3 axis	<input type="text" value="70,843"/>
Shear area in 3 direction	<input type="text" value="270,8333"/>	Radius of Gyration about 2 axis	<input type="text" value="14,0278"/>
Torsional constant	<input type="text" value="1123,9838"/>	Shear Center Eccentricity (x3)	<input type="text" value="0,"/>

### Traversi T1:

Dimensions		Section	
Outside height ( t3 )	<input type="text" value="800,"/>		
Top flange width ( t2 )	<input type="text" value="400,"/>		
Top flange thickness ( tf )	<input type="text" value="20,"/>		
Web thickness ( tw )	<input type="text" value="20,"/>		
Bottom flange width ( t2b )	<input type="text" value="400,"/>		
Bottom flange thickness ( tfb )	<input type="text" value="20,"/>		
Properties			
Cross-section (axial) area	<input type="text" value="312,"/>	Section modulus about 3 axis	<input type="text" value="7914,4"/>
Moment of Inertia about 3 axis	<input type="text" value="316576,"/>	Section modulus about 2 axis	<input type="text" value="1069,2"/>
Moment of Inertia about 2 axis	<input type="text" value="21384,"/>	Plastic modulus about 3 axis	<input type="text" value="9128,"/>
Product of Inertia about 2-3	<input type="text" value="0,"/>	Plastic modulus about 2 axis	<input type="text" value="1676,"/>
Shear area in 2 direction	<input type="text" value="160,"/>	Radius of Gyration about 3 axis	<input type="text" value="31,8538"/>
Shear area in 3 direction	<input type="text" value="133,3333"/>	Radius of Gyration about 2 axis	<input type="text" value="8,2788"/>
Torsional constant	<input type="text" value="405,92"/>	Shear Center Eccentricity (x3)	<input type="text" value="0,"/>

Per tener conto dell'effetto delle fasi costruttive sullo stato sollecitativo e tensionale, sono stati realizzati due distinti modelli:

Modello 1: si riferisce alla fase di struttura metallica completa e di soletta gettata ma non collaborante. E' utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dai pesi propri strutturali;

Modello 2: si riferisce all'impalcato misto acciaio/calcestruzzo completo e sottoposto ad azioni di lunga durata ed al ritiro. E' ottenuto considerando le proprietà inerziali degli elementi metallici e della soletta collaborante omogeneizzata.

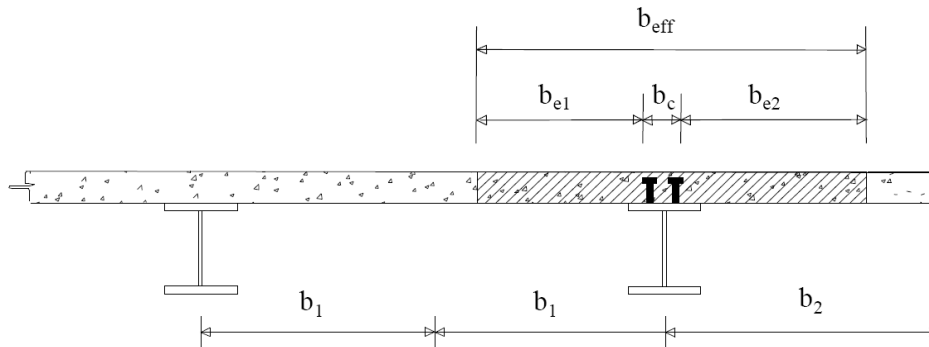
L'analisi strutturale è condotta analizzando le sollecitazioni massime che interessano le travi composte, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni, al vento e dai carichi mobili.

La trave composta è discretizzata in conci di sezione costante, tenendo conto quindi delle variazioni geometriche e delle azioni concentrate.

La larghezza efficace della soletta è così definita (punto 4.3.2.3 delle NTC):

$$b_{eff} = 3.06m$$




**Figura 5.1 Definizione della larghezza efficace**

Il valore dei moduli di elasticità dei materiali adottati, in relazione a quanto precedentemente detto, è pari a:

$E_s$  = modulo di elasticità dell'acciaio =  $2.06 \cdot 10^5$  N/mm<sup>2</sup>;

$E_{c,n18}$  = modulo di elasticità del calcestruzzo per fenomeni lenti =  $1.14 \cdot 10^4$  N/mm<sup>2</sup> ( $=E_s/18$ );

$E_{c,n6}$  = modulo di elasticità del calcestruzzo per fenomeni veloci =  $3.43 \cdot 10^4$  N/mm<sup>2</sup> ( $=E_s/6$ ).

I controventamenti diagonali posti presso l'intradosso delle travi metalliche trasversali sono concepiti per irrigidire l'impalcato prima che la soletta collaborante sia efficace strutturalmente; in condizioni di esercizio la loro azione è ridottissima per la presenza della soletta: per lo schema utilizzato, e comunque a favore di sicurezza, questi elementi non vengono quindi presi in conto.

## 5.2 ANALISI DEI CARICHI

### 5.2.1.1 Peso proprio carpenteria metallica

Il peso proprio della carpenteria metallica è determinato automaticamente dal programma di calcolo, considerando la sezione trasversale delle aste implementate ed il peso specifico dell'acciaio posto pari a:

$$\gamma_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$$

Questo carico è inserito nella condizione di carico elementare "DEAD".

### 5.2.1.2 Peso proprio soletta

Il peso proprio della soletta è determinato automaticamente dal programma di calcolo, considerando un peso specifico del calcestruzzo posto pari a:

$$\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Questo carico è inserito nella condizione di carico elementare "DEAD".

### 5.2.1.3 Carichi permanenti

I carichi permanenti constano del peso della pavimentazione stradale, del peso della porzione dei cordoli perimetrali eccedenti lo spessore di 30cm, parapetti e le barriere; la loro entità è la seguente:

$$\begin{aligned} p_{\text{pavimentazione}} &= 3.00 \text{ kN/m}^2 \\ p_{\text{cordolo lato ovest}} &= 25.00 \cdot 0.12 = 3.00 \text{ kN/m}^2 \\ p_{\text{cordolo lato est}} &= 25.00 \cdot 0.53 = 13 \text{ kN/m}^2 \\ p_{\text{parapetto+rete}} &= 6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### 5.2.1.4 Effetti del ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

$\varepsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro

$\varepsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento

$\varepsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ .

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\varepsilon_{ca,\infty}$  può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa  $U_r = 70\%$ , si ha il seguente valore del ritiro:  $\varepsilon_{cs} = -0.00035$

Trattandosi di un fenomeno lento si utilizza un modulo di elasticità pari a  $1/3 E_c$ .

L'effetto del ritiro è stato equiparato ad una distorsione termica uniforme di  $-35^{\circ}$  C tale da determinare una contrazione della soletta pari a quella prevista per il ritiro da normativa, che comporta:

$$\varepsilon_{cs} = -0.00035 \rightarrow DL/L = \alpha \cdot \Delta T \rightarrow \Delta T = \varepsilon / \alpha = 0.00035 / 0.00001 = -35^{\circ}$$

#### **5.2.1.5 Effetti delle dilatazioni termiche differenziali**

Gli effetti termici sono suddivisi in una variazione uniforme di temperatura

- **Variazione di temperatura uniforme**, il valore di delta termico è:

$$\Delta T = \pm 25^{\circ} \text{C}$$

#### **5.2.1.6 Cedimenti vincolari**

Si ipotizza l'entità di tali cedimenti sulla base delle istruzioni delle Ferrovie dello Stato. Tale documento suggerisce di assumere per essi un valore pari ad 1/5000 della luce delle campate afferenti sull'appoggio. Trattandosi di un fenomeno "lento", gli effetti prodotti dai cedimenti (qualora presi in considerazione) verranno determinati sul modello 2 (coeff. di omogeneizzazione  $n=18$ )

L'entità di tali cedimenti sarà pari a:

$$\delta = L_{media} / 5000$$

ed in particolare

$$\delta_{sb} = \delta_{sa} = 30 / 5000 = 6 \cdot 10^{-3} \text{m}$$

#### **5.2.1.7 Azione del vento**

In accordo con le norme tecniche per le costruzioni (NTC18), la struttura in esame, situata in Veneto, ricade in Zona 1, su suolo riconducibile a una Classe di Rugosità D, a più di 30 Km dal mare. Pertanto la Categoria di Esposizione è la II. Si ottiene:

#### Velocità di riferimento

$$v_b = 25 \text{ m/s}$$

Velocità di riferimento relativa al periodo di ritorno

$$v_b(T_r=500) = \alpha_r(T_r) v_b = 1.12318 \cdot 25 = 28.079 \text{ m/s}$$

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 0.50 \rho v_{b500}^2 = 0.50 \cdot 1.25 \cdot 28.08^2 = 492.79 \text{ N/m}^2$$

dove

$$\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3 \text{ densità dell'aria;}$$

Coefficiente di esposizione

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 2.181 \xrightarrow{\text{con}} c_t = 1$$

dove:

$$K_r = 0.19 ;$$

$$z_0 = 0.05 \text{ m ;}$$

$$z_{\min} = 4.0 \text{ m} < z = 14 \text{ m (altezza impalcato rispetto al suolo);}$$

Pressione del vento

$$p = q_b c_e c_p c_d = 492.79 \times 2.181 \times 1 \times 1 = 1.07 \text{ kN/m}^2$$

dove

$$c_p = 1 \quad \text{è il coefficiente di forma;}$$

$$c_d = 1 \quad \text{è il coefficiente dinamico.}$$

A favore di sicurezza si assume l'azione del vento agente sulla barriera antirumore, con pressione pari a  $p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$ .

Considerando la geometria generale del ponte e la presenza sui lati esterni della rete, si considera un'altezza massima di 5.22m. Per la verifica di resistenza dell'impalcato la condizione di vento significativa è quella con direzione del vento trasversale allo stesso, e quindi ortogonale alla barriera.

L'entità delle azioni conseguenti a tale configurazione di carico, con riferimento alla **Errore**.

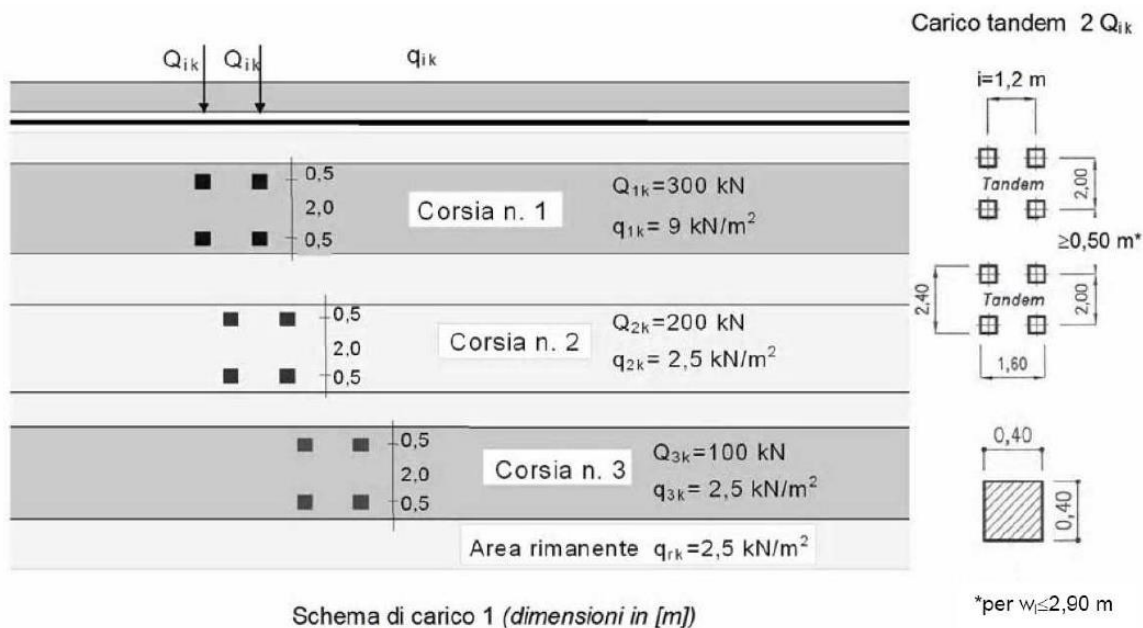
**L'origine riferimento non è stata trovata.**, sarà:

$$F_v = 2.50 \cdot (5.22) = 13.05 \text{ kN/m}$$

$$M_v = 2.50 \cdot 5.22^2 / 2 = 34.06 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

### 5.2.1.8 Carichi mobili (Q)

Si considerano le azioni da traffico dello Schema di Carico 1, le cui caratteristiche sono riportate nella figura seguente:



La folla compatta, con valore di combinazione 2.50 kN/m<sup>2</sup> (Schema di Carico 5), viene presa in considerazione perché è presente un marciapiede lato est.

Come previsto dalla normativa vigente le corsie di carico sono affiancate con larghezza convenzionale di 3.00m ciascuna; per la larghezza della carreggiata di 8,5m si prendono in considerazione 2 colonne di carico.

### 5.2.1.1 Azione centrifuga: q4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III (D.M. 14-01-2008), essendo il  $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$  carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agente sul ponte.

**Tabella 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe**

Raggio di curvatura [m]	$Q_4$ [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

Il carico concentrato Q4, applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte. La forza centrifuga si ha solo nei ponti in curva di raggio R ed agisce ortogonalmente all'asse del ponte. Per R=100m circa e Qv=1000kN si determina q<sub>4</sub>=40kN/m.

### 5.2.1.2 Azione di frenamento o di accelerazione

L'azione di frenatura si distribuisce sulle pile e sulle spalle in maniera direttamente proporzionale alle rigidità degli appoggi che le collegano all'impalcato.

La forza totale di frenatura sull'impalcato di una via di corsa è pari a:

$$F_{\text{fren}} = 0.6 \cdot (2Q_{1K}) + 0.10q_{1K} \cdot w_1 \cdot L = \quad \mathbf{425} \quad \text{kN}$$

### 5.2.1.3 Azioni sismiche

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato in condizioni sismiche, secondo il par. 7.9.5.3 della Norma è che esso non subisca danni per le azioni corrispondenti allo SLV, ossia per effetto delle massime sollecitazioni indotte dall'azione sismica di progetto; inoltre, essendo presenti apparecchi di appoggio dissipativi, il par. 7.10.2 prevede il mantenimento in campo elastico della sovrastruttura.

Le sollecitazioni si determineranno quindi riferendosi allo spettro di risposta elastico e le verifiche di resistenza si effettueranno rispetto ai limiti di resistenza propri degli SLE ossia per la soletta ai limiti tensionali di cui al par. 4.1.2.2.5 delle Norme e per la struttura metallica effettuando le verifiche con il metodo elastico.

Ai sensi del par. 5.1.3.12 delle NTC si assume per i carichi da traffico un coefficiente  $\psi_{2j}=0.2$  si nella combinazione delle azioni sia per la definizione dell'effetto dell'azione sismica.

## 5.3 ANALISI STRUTTURALE

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza sono state effettuate con riferimento alle travi maggiormente sollecitate.

## 5.4 TRAVI PRINCIPALI

### 5.4.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Le tabelle riprodotte nelle pagine seguenti riportano le verifiche di resistenza delle sezioni significative.

Le tensioni massime rilevate saranno sempre inferiori ai valori di calcolo, pari a:

$$f_{yd, carp} = 355/1.05 = 338.00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd, arm} = = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = = 18.37 \text{ N/mm}^2$$

(vedi cap. 4 “**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**”)

### Verifica trave principale sezione in mezzzeria Concio C1

#### TRAVE METALLICA

Altezza totale della trave in acciaio: 1800

Spessore anima: 20

Ala inferiore : 800 x 30

Ala superiore : 500 x 30

Properties			
Cross-section (axial) area	738,	Section modulus about 3 axis	38166,56
Moment of Inertia about 3 axis	3846910,	Section modulus about 2 axis	3984,15
Moment of Inertia about 2 axis	159366,	Plastic modulus about 3 axis	48640,5
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	6849,
Shear area in 2 direction	360,	Radius of Gyration about 3 axis	72,1984
Shear area in 3 direction	325,	Radius of Gyration about 2 axis	14,695
Torsional constant	1596,62	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

#### DATI SOLETTA

##### *Cls*

Altezza	18	cm
Larghezza	300	cm
Area soletta	5400	cm <sup>2</sup>
Baricentro soletta rispetto a proprio asse	-9	cm
Inerzia soletta cls rispetto proprio asse	145800	cm <sup>4</sup>

##### *Armatura cls*

Baricentro armature	24	cm <sup>2</sup>
	-9	cm

#### DATI STRUTTURA ACCIAIO

Momento inerzia intera sezione Js	3846910	cm <sup>4</sup>
Area complessiva sezione acciaio	738	cm <sup>2</sup>
Baricentro rispetto ad origine struttura acciaio	100,79	cm
Baricentro rispetto ad origine (sopra soletta cls)	30	cm



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO RAMPA DI  
APPROCCIO P3 - S2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0300003	A	32 di 59

Altezza totale profilo acciaio 180 cm

CALCOLO MOMENTO DI INERZIA SEZIONE COMPOSTA

Fase 0 - Cls non reagente - Coeff. Omog.	0
Momento inerzia sezione	3846910 cm <sup>4</sup>
Fase 1 - Carichi permanenti - Coeff. Omog.	18
Area totale	1062 cm <sup>2</sup>
Baricentro della sezione Yg	67,29474576
Momento inerzia sezione	6568963,644
Fase 2 - Carichi accidentali - Coeff. Omog.	6
Area totale	1662
Baricentro della sezione Yg	39,75151625
Momento inerzia sezione	8816854,367
Fase 3 - Ritiro	18
Area totale	1062
Baricentro della sezione Yg	67,29474576
Momento inerzia sezione	6568963,644

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 0 - Cls non reagente	
Modulo resistenza Cls - Wc	0
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	38167,57615
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-48565,96389

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 1 - Carichi permanenti	
Modulo resistenza Cls - Wc	77014,86869
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	97614,80737
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-58284,44902

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 2 - Carichi accidentali	
Modulo resistenza Cls - Wc	152668,7945
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	221799,1966
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-62865,95142

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 3 - Ritiro	
Modulo resistenza Cls - Wc	77014,86869



RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO RAMPA DI  
APPROCCIO P3 - S2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0300003	A	33 di 59

Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss

97614,80737

Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii

-58284,44902

### CALCOLO STATO TENSIONALE SEZIONE

#### Azioni sollecitanti fase 0

Momento flettente 0 KNxm

Sforzo normale -27 KN

#### Azioni sollecitanti fase 1

Momento flettente 8507 KNxm

Sforzo normale 275 KN

#### Azioni sollecitanti fase 2

Momento flettente 7916 KNxm

Sforzo normale 16 KN

#### Azioni sollecitanti fase 3

Momento flettente -192 KNxm

Sforzo normale -462 KN

FASE	Coeff. Om. n	$\sigma_c$ daN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{ss}$ daN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{ii}$ daN/cm <sup>2</sup>
0	0	0,0000	-3,6585	-3,6585
1	18	62,8048	897,3812	-1433,6715
2	6	86,5785	357,8621	-1258,2245
3	18	-3,8018	-63,1720	-10,5609
	TOTALE	145,5814	1188,4128	-2706,1154

La verifica risulta soddisfatta.

## Verifica trave principale Concio C2

### TRAVE METALLICA

Altezza totale della trave in acciaio: 1800      Spessore anima: 20

Ala inferiore : 800 x 25      Ala superiore : 500 x 25

Properties			
Cross-section (axial) area	675,	Section modulus about 3 axis	33923,55
Moment of Inertia about 3 axis	3387643,	Section modulus about 2 axis	3320,625
Moment of Inertia about 2 axis	132825,	Plastic modulus about 3 axis	43453,13
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	5737,5
Shear area in 2 direction	360,	Radius of Gyration about 3 axis	70,843
Shear area in 3 direction	270,8333	Radius of Gyration about 2 axis	14,0278
Torsional constant	1123,9838	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

### DATI SOLETTA

#### Cls

Altezza	18	cm
Larghezza	300	cm
Area soletta	5400	cm <sup>2</sup>
Baricentro soletta rispetto a proprio asse	-9	cm
Inerzia soletta cls rispetto proprio asse	145800	cm <sup>4</sup>

<i>Armatura cls</i>	24	cm <sup>2</sup>
Baricentro armature	-9	cm

### DATI STRUTTURA ACCIAIO

<i>Momento inerzia intera sezione Js</i>	3387643	cm <sup>4</sup>
<i>Area complessiva sezione acciaio</i>	675	cm <sup>2</sup>
Baricentro rispetto ad origine struttura acciaio	99,86	cm
Baricentro rispetto ad origine (sopra soletta cls)	30	cm
Altezza totale profilo acciaio	180	cm

### CALCOLO MOMENTO DI INERZIA SEZIONE COMPOSTA

Fase 0 - Cls non reagente - Coeff. Omog.	0	
Momento inerzia sezione	3387643	cm <sup>4</sup>
Fase 1 - Carichi permanenti - Coeff. Omog.	18	
Area totale	999	cm <sup>2</sup>



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO RAMPA DI  
APPROCCIO P3 - S2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0300003	A	35 di 59

Baricentro della sezione Yg	64,55405405
Momento inerzia sezione	5990041,561

Fase 2 - Carichi accidentali - Coeff. Omog.	6
Area totale	1599
Baricentro della sezione Yg	36,95403377
Momento inerzia sezione	8034304,851

Fase 3 - Ritiro	18
Area totale	999
Baricentro della sezione Yg	64,55405405
Momento inerzia sezione	5990041,561

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

*Fase 0 - Cls non reagente*

Modulo resistenza Cls - Wc	0
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	33923,92349
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-42271,56227

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

*Fase 1 - Carichi permanenti*

Modulo resistenza Cls - Wc	72559,02366
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	92791,09808
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-51886,11442

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

*Fase 2 - Carichi accidentali*

Modulo resistenza Cls - Wc	146200,457
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	217413,4738
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-56165,89592

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

*Fase 3 - Ritiro*

Modulo resistenza Cls - Wc	72559,02366
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	92791,09808
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-51886,11442

CALCOLO STATO TENSIONALE SEZIONE

Azioni sollecitanti fase 0

Momento flettente	0 KNxm
Sforzo normale	-27 KN

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO RAMPA DI APPROCCIO P3 – S2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0300003	A	36 di 59

Azioni sollecitanti fase 1

Momento flettente	5883 KNxm
Sforzo normale	171 KN

Azioni sollecitanti fase 2

Momento flettente	4469 KNxm
Sforzo normale	-157 KN

Azioni sollecitanti fase 3

Momento flettente	-257 KNxm
Sforzo normale	-648 KN

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
SEZ C2	SLU1 P.P	Combination		171,347	-617,907	-97,506	31,1053	155,185	5883,053
SEZ C2 FASE 2	SLU3	Combination		-156,679	-553,394	-49,896	19,5403	425,9566	4468,8173
SEZ C2	SLU 2 RITIRO	Combination		-648,76	-18,747	164,555	67,1896	416,2094	-274,2376

FASE	Coeff. Om. n	$\sigma_c$ daN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{SS}$ daN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{ii}$ daN/cm <sup>2</sup>
0	0	0,000	-4,000	-4,000
1	18	45,995	651,122	-1116,712
2	6	49,310	195,734	-805,497
3	18	-5,571	-92,561	-15,333
	<b>TOTALE</b>	<b>89,733</b>	<b>750,295</b>	<b>-1941,543</b>

La verifica risulta soddisfatta.

**Verifica resistenza a taglio trave principale:**

**GEOMETRIE DEL CONCIO C1**

$$\begin{aligned}
 &ANIMA \\
 h_w &:= 1740 \text{ mm} & f_{yk} &:= 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\
 t_w &:= 20 \text{ mm} & Y_{m0} &:= 1,05
 \end{aligned}$$

**VERIFICHE RESISTENZA TAGLIO**

$$A_v := h_w \cdot t_w = 0,0348 \text{ m}^2$$

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2
Text	Text	Text	Text	KN	KN
SEZ L1	SLU1 P.P	Combination		24,198	-1011,284
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2
Text	Text	Text	Text	KN	KN
SEZ L1 FASE 2	SLU11	Combination		-224,185	-890,594
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2
Text	Text	Text	Text	KN	KN
SEZ L1	SLU 2 RITIRO	Combination		-314,289	183,249

$$V_{ED} := 1700 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := \frac{A_v \cdot f_{yk}}{Y_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 6792,9 \text{ kN} \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

## 5.4.2 STATI LIMITE ULTIMI DI STABILITÀ PER LA SEZIONE METALLICA

### 5.4.3 VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

I pannelli d'anima degli elementi strutturali, laminati oppure realizzati in soluzione composta saldata, devono essere verificati nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio allo stato limite ultimo.

Per quanto riguarda la stabilità di pannelli in parete sottile (classe 4) le NTC rimandano a normative di comprovata validità. Qui le verifiche vengono svolte in accordo a quanto indicato nella CNR 10011 §7.6.2.1.

La verifica s'intende soddisfatta quando:

$$\frac{\sigma_{cr,id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}} \geq \beta \cdot \nu$$

dove:

- $\sigma_1$  e  $\tau$  tensioni normale e tangenziale definite nei punti 7.6.1.4-7.6.1.5 delle Norme CNR-10011/97;
- $\sigma_{cr,id}$  tensione di confronto da valutarsi come segue:

$$\sigma_{cr,id} = \sqrt{3} \cdot \tau_{cr} \text{ per } \sigma_1 = 0$$

$$\sigma_{cr,id} = \sigma_{cr} \text{ per } \tau = 0$$

$$\sigma_{cr,id} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}}{\frac{1 + \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3 - \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}} \text{ per } \sigma_1 \neq 0 \text{ e } \tau \neq 0$$

v coefficiente definito al punto 7.1 delle Norme CNR-10011/97: per quella agli Stati Limite Ultimi è pari a 1;

$$\beta = \frac{\sigma_N + 0.80 \cdot \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M} \text{ per } \alpha \leq 1.5; \beta = 1 \text{ per } \alpha \geq 1.5$$

essendo:

$\alpha$  rapporto tra la base  $a$  e l'altezza  $h$  del pannello di spessore  $t$ ;

$\sigma_N, \sigma_M$  valori delle tensioni normali dovute allo sforzo normale  $N$  ed al momento flettente  $M$ ;

$\psi$  coefficiente che definisce la legge di variazione lineare della  $\sigma$ ;

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \sigma_{cr,0}$$

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \sigma_{cr,0}$$

dove:

$\sigma_{cr,0} = 186200 (t/h)^2$  tensione di riferimento espressa in  $N/mm^2$ ;

$k$  coefficiente di imbozzamento, i cui valori si ricavano dal prospetto 7-VIII (CNR-10011/97) in funzione del coefficiente  $\psi$  e del rapporto  $\alpha = a/h$ . Qualora il rapporto tra il passo degli irrigidenti e l'altezza totale dell'anima sia maggiore di 1.5, i valori del coefficiente  $k_{\tau}$  per le tensioni tangenziali devono essere moltiplicati per 0.8.

Nel caso in cui il valore calcolato di  $\sigma_{cr}$  risulti maggiore del limite di proporzionalità del tipo di acciaio impiegato per il pannello, da porsi convenzionalmente pari a  $0.8 f_d$ , alla tensione ideale di confronto deve essere sostituita una tensione di confronto ridotta  $\sigma_{cr,red}$  ad essa corrispondente:

$$\sigma_{cr,red} = f_d \cdot \frac{20 + \sqrt{25 - 15 \cdot (f_y / \sigma_{cr,id})^2}}{25 + 15 \cdot (f_y / \sigma_{cr,id})^2}$$

La verifica risulta soddisfatta quando il rapporto  $\sigma_{cr} / \sigma_{id}$  è maggiore del fattore di sicurezza  $\beta$  v.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO RAMPA DI  
 APPROCCIO P3 - S2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0300003	A	39 di 59

**GEOMETRIE DEL CONCIO c1**

ANIMA

$$f_d := 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_w := 1000 \text{ mm} \quad \text{altezza anima} \quad a := 2250 \text{ mm} \quad \text{base pannello}$$

$$t_w := 20 \text{ mm} \quad \text{spessore anima}$$

$$\sigma_{sup} := (70) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \tau := 22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{inf} := (-251) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cr,0} := 186200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \left( \frac{t_w}{h_w} \right)^2 = 74,48 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha := \frac{a}{h_w} = 2,25$$

$$\psi := \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}} = -3,59$$

$$k_\sigma := 23,9 \quad \text{coeff. di imbozzamento}$$

$$\sigma_{cr} := k_\sigma \cdot \sigma_{cr,0} = 1780,07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_\tau := 5,34 + \frac{4}{\alpha} = 6,13 \quad \text{per } \alpha > 1$$

$$\tau_{cr} := k_\tau \cdot \sigma_{cr,0} = 456,5716 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{id} := \frac{\sqrt{\sigma_{sup}^2 + (3 \cdot \tau)^2}}{\frac{1 + \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sup}}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left( \frac{3 - \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sup}}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \frac{\tau}{\tau_{cr}}}} = 309,72 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{crRid} := f_d \cdot \frac{\left( 20 + \sqrt{25 - 15 \cdot \left( \frac{f_y}{\sigma_{id}} \right)^2} \right)}{\left( 25 - 15 \cdot \left( \frac{f_y}{\sigma_{id}} \right)^2 \right)} = 1423,97 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{crRid}}{\sigma_{id}} = 4,6$$

$$\beta := 1 \quad \text{per } \alpha \geq 1.5 \quad \nu := 1 \quad \text{per verifiche SLU}$$

**Verifica soddisfatta in quanto >1**

#### 5.4.4 VERIFICA DEGLI IRRIGIDIMENTI VERTICALI

Detto  $J$  il momento d'inerzia dell'irrigidimento rispetto all'anima della trave, secondo le CNR-10030/87, occorre sempre verificare la seguente disuguaglianza:

$$J \geq 0.15 \cdot \gamma_T^* \cdot h_w \cdot t_w^3 \quad (1)$$

dove i termini assumono di volta in volta il significato specificato nel seguito.

Lungo tutto l'impalcato come irrigidenti trasversali si sono utilizzati piatti di larghezza 150mm e spessore di 15 mm.

Poiché a irrigidire l'anima vi sono solo nervature trasversali, nella disuguaglianza (1), da verificare secondo il § 2.1.2 delle CNR-10030/87, il significato ed il valore dei coefficienti assunti nel calcolo risultano i seguenti:

$J$  momento di inerzia della sezione dell'irrigidimento, calcolato, nel nostro caso, secondo l'asse individuato dall'intersezione fra irrigidimento e anima.

$h_w$  altezza anima tra le piattabande (variabile da concio a concio)

$t_w$  spessore anima (variabile da concio a concio)

$a$  interasse nervature

$\alpha$   $a/h_w$

$\gamma_T^*$  coefficiente di rigidezza flessionale minima da assumersi in funzione di  $\alpha$  come indicato al punto 3.1.3 delle CNR-10030/87.

$$a := 2125 \text{ mm} \quad h_w := 1740 \text{ mm} \quad t_w := 20 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{a}{h_w} = 1,22$$

a cui segue:

$$J_{min} := 0,15 \cdot 8 \cdot h_w \cdot t_w^3 = 1,67 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

La geometria dell'irrigidimento di questo concio è pari a

$$t_{irr} := 20 \text{ mm} \quad h_{irr} := 220 \text{ mm} \quad \text{minore di} \quad 12,2 \cdot t_{irr} = 244 \text{ mm}$$

$$J := \frac{\left( t_{irr} \cdot (12,2 \cdot t_{irr})^3 \right)}{3} = 9,68 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 \quad \text{minore } J_{min}$$

La verifica è soddisfatta



### 5.4.1 STATO LIMITE ULTIMO DI FATICA

Le verifiche saranno condotte considerando il punto 5.1.4.3 delle NTC.

#### 5.4.1.1 Verifiche per vita illimitata

Le verifiche a fatica per vita illimitata possono essere condotte controllando che il massimo delta di tensione  $\Delta\sigma_{\max}$  indotto nel dettaglio dallo spettro di carico risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso:

$$\gamma_{Mf} \Delta\sigma_{\max} < \Delta\sigma_D$$

$$\gamma_{Mf} \Delta\tau_{\max} < \Delta\tau_D = \Delta\tau_L$$

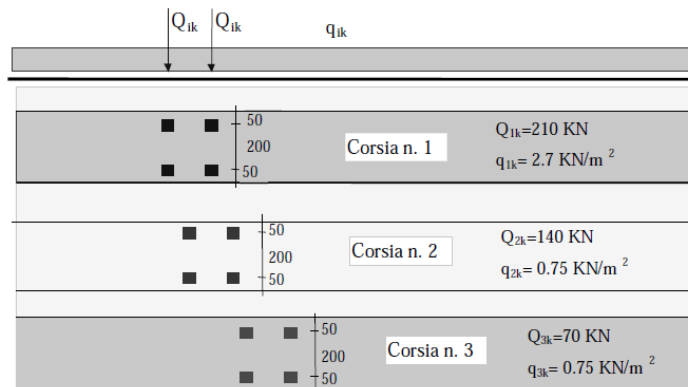
con:

$$\gamma_{Mf} = 1,15$$

$$\Delta\sigma_D = 0,737 \Delta\sigma_C$$

$$\Delta\tau_L = 0,457 \Delta\tau_C$$

Ai fini del calcolo di  $\Delta\sigma_{\max}$  si impiega il modello di carico di fatica 1, costituito dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%.



**Modello di carico a fatica n.1**

#### 5.4.1.2 Verifica della sezione

Un certo numero di verifiche a fatica per vita illimitata riguarda dettagli delle travi principali o di attacco fra queste e gli altri elementi della struttura: per queste è necessario calcolare la  $\Delta\sigma$  indotta dai carichi di fatica sulle travi principali.

Le combinazioni a fatica sono le stesse già valutate per i carichi mobili nel suddetto modello cui si sono attribuiti i coefficienti 0.3 e 0.7 (“load case”) rispettivamente per carichi mobili tandem e distribuiti.

#### 5.4.1.2.1 Saldatura anima trave principale / ali travi principali

Con riferimento alla tabella C.4.2.XIII.1, il dettaglio presenta classe di fatica

$$\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2$$

Dalle curve S-N riportate nel par. C.4.2.4.1.4.4 avremo

$$\Delta\sigma_D = 0.737 * \Delta\sigma_C = 92.5 \text{ N/mm}^2$$

la  $\Delta\sigma_{MAX}$  si evidenzia all'intradosso della piattabanda inferiore, con valore pari a

$$\Delta\sigma_{MAX} = 36.2 \text{ N/mm}^2$$

Si adotta

$$\gamma_{MF} = 1.35 \quad (\text{tab. C.4.2.XII})$$

da cui la verifica a fatica porge:

$$\Delta\sigma_{MAX} * \gamma_{MF} < \Delta\sigma_D \Leftrightarrow 36.2 * 1.35 = 48.9 \text{ N/mm}^2 < 92.12 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

#### 5.4.1.2.1 Attacco ala superiore trave principale / ala superiore traverso di pila e spalla

Con riferimento alla tabella C.4.2.XV.4, il dettaglio presenta classe di fatica

$$\Delta\sigma_C = 40 \text{ N/mm}^2$$

Dalle curve S-N riportate nel par. C.4.2.4.1.4.4 avremo

$$\Delta\sigma_D = 0.737 * \Delta\sigma_C = 29.6 \text{ N/mm}^2$$

Dai tabulati di output si ricava:  $\sigma_{sup} = 3.9 \text{ N/mm}^2$ ;  $\sigma_{sup} = -1 \text{ N/mm}^2$

per la sezione di estradosso della piattabanda superiore avremo:

$$\Delta\sigma_{MAX} = 4.9 \text{ N/mm}^2$$

Si adotta

$$\gamma_{MF} = 1.35 \quad (\text{tab. C.4.2.XII})$$

da cui la verifica a fatica porge:

$$\Delta\sigma_{MAX} * \gamma_{MF} < \Delta\sigma_D \Leftrightarrow 4.9 * 1.35 = 6.6 \text{ N/mm}^2 < 29.6 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

### 5.4.2 VERIFICA DEI PIOLI

La collaborazione tra la trave metallica e la soletta è assicurata mediante pioli elettrosaldati all'ala della trave di acciaio. Per le verifiche si fa riferimento al punto 4.3.4.3.1 delle NTC.

$$f_u := 350 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{resistenza snervamento piolo} \quad d := 22 \text{ mm} \quad \text{diametro piolo}$$

$$L := 160 \text{ mm} \quad \text{lunghezza piolo}$$

$$A_{res} := \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 3,8013 \text{ cm}^2 \quad \text{area piolo}$$

$$P_{Rd} := \left( \frac{0,8 \cdot f_u \cdot (A_{res})}{1,25} \right) = 85,15 \text{ kN} \quad \text{resistenza singolo connettore}$$

$$R_{ck} := 95 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{resistenza caratteristica C28/35}$$

$$f_{ck} := 60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{resistenza caratteristica cilindrica C28/35}$$

$$f_{hc} := 4 \cdot R_{ck} = 380 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{resistenza ultima rifollamento cls}$$

$$a := 1,5 \cdot d$$

$$L_1 := a + d \cdot \sqrt{\frac{f_u}{3 \cdot f_{hc}}} = 45,19 \text{ mm}$$

$$L_e := a + d \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot f_u}{3 \cdot f_{hc}}} = 0,0502 \text{ m}$$

$$L_2 := 2 \cdot L_e - a = 67,4786 \text{ mm}$$

$$\text{Forza sollecitante} \quad F := 2140 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Numero di pioli su 1 metro  $n := 10$

$$\text{Forza tagliante:} \quad F_T := \frac{F}{n} \cdot 1 \text{ m} = 214 \text{ kN}$$

Per pioli corti se  $L < L_1$  :

$$S_{uc} := f_{hc} \cdot d \cdot L = 1337,6 \text{ kN} \quad \text{carico ultimo}$$

Per pioli medi se  $L_1 \leq L \leq L_2$  :

$$L_{em} := a + (L - a) \cdot \left( -1 + \sqrt{2 + \frac{2 \cdot f_u}{3 \cdot f_{hc}} \cdot \left( \frac{d}{L - a} \right)^2} \right) = 86,4306 \text{ mm}$$

$$S_{um} := f_{hc} \cdot d \cdot L_{em} = 722,5596 \text{ kN} \quad \text{carico ultimo}$$

Per pioli lunghi se  $L > L_2$  :

$$L_{el} := a + d \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot f_u}{3 \cdot f_{hc}}} = 50,2393 \text{ mm}$$

$$S_{ul} := f_{hc} \cdot d \cdot L_{el} = 420,0004 \text{ kN} \quad \text{carico ultimo}$$

## 5.5 TRAVERSI

### 5.5.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Le tabelle riprodotte nelle pagine seguenti riportano le verifiche di resistenza delle sezioni significative.

Le tensioni massime rilevate saranno sempre inferiori ai valori di calcolo, pari a:

$$f_{yd, carp} = 355/1.05 = 338.00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd, arm} = = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = = 18.37 \text{ N/mm}^2$$

(vedi cap. 4 “**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**”)

### SEZIONE MEZZERIA TRAVERSO T1

#### TRAVE METALLICA

Altezza totale della trave in acciaio: 800

Spessore anima: 20

Ala inferiore : 400 x 20

Ala superiore : 400 x 20

Properties			
Cross-section (axial) area	312,	Section modulus about 3 axis	7914,4
Moment of Inertia about 3 axis	316576,	Section modulus about 2 axis	1069,2
Moment of Inertia about 2 axis	21384,	Plastic modulus about 3 axis	9128,
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	1676,
Shear area in 2 direction	160,	Radius of Gyration about 3 axis	31,8538
Shear area in 3 direction	133,3333	Radius of Gyration about 2 axis	8,2788
Torsional constant	405,92	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

### DATI SOLETTA

#### ClS

Altezza	18	cm
Larghezza	300	cm
Area soletta	5400	cm <sup>2</sup>

Baricentro soletta rispetto a proprio asse -9 cm

Inerzia soletta cls rispetto proprio asse 145800 cm<sup>4</sup>



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO RAMPA DI  
APPROCCIO P3 - S2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0300003	A	45 di 59

Armatura cls	24	cm <sup>2</sup>
Baricentro armature	-9	cm

#### DATI STRUTTURA ACCIAIO

Momento inerzia intera sezione Js	316576	cm <sup>4</sup>
Area complessiva sezione acciaio	312	cm <sup>2</sup>
Baricentro rispetto ad origine struttura acciaio	40	cm
Baricentro rispetto ad origine (sopra soletta cls)	30	cm
Altezza totale profilo acciaio	80	cm

#### CALCOLO MOMENTO DI INERZIA SEZIONE COMPOSTA

Fase 0 - Cls non reagente - Coeff. Omog.	0	
Momento inerzia sezione	316576	cm <sup>4</sup>

Fase 1 - Carichi permanenti - Coeff. Omog.	18	
Area totale	636	cm <sup>2</sup>
Baricentro della sezione Yg	15,03773585	
Momento inerzia sezione	706299,0943	

Fase 2 - Carichi accidentali - Coeff. Omog.	6	
Area totale	1236	
Baricentro della sezione Yg	3,368932039	
Momento inerzia sezione	900891,767	

Fase 3 - Ritiro	18	
Area totale	636	
Baricentro della sezione Yg	15,03773585	
Momento inerzia sezione	706299,0943	

#### CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 0 - Cls non reagente		
Modulo resistenza Cls - Wc		0
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss		7914,4
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii		-7914,4

#### CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 1 - Carichi permanenti		
Modulo resistenza Cls - Wc		21378,55625
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss		46968,44668
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii		-10872,45193

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO RAMPA DI APPROCCIO P3 - S2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0300003	A	46 di 59

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 2 - Carichi accidentali

Modulo resistenza Cls - Wc	42158,95139
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	267411,6772
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-11756,22096

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 3 - Ritiro

Modulo resistenza Cls - Wc	21378,55625
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	46968,44668
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-10872,45193

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ T3	SLU1 P.P	Combination		-19,969	9,867	10,29	2,2657	-8,4176	173,1265

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ T3 FASE2	SLU7	Combination		1,155E-12	-1673,177	-4,594E-11	-4,2462	-3,262E-10	3597,2769

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ T3	SLU 2 RITIRO	Combination		173,855	1,98	32,451	5,8326	-32,423	-89,2731

## CALCOLO STATO TENSIONALE SEZIONE

Azioni sollecitanti fase 0

Momento flettente	0 KNxm
Sforzo normale	-27 KN

Azioni sollecitanti fase 1

Momento flettente	174 KNxm
Sforzo normale	-18 KN

Azioni sollecitanti fase 2

Momento flettente	3598 KNxm
Sforzo normale	0 KN

Azioni sollecitanti fase 3

Momento flettente	-37,9 KNxm
Sforzo normale	151 KN

FASE	Coeff. Om. n	$\sigma_c$ daN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{ss}$ daN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{ii}$ daN/cm <sup>2</sup>
0	0	0,000	-8,654	-8,654
1	18	4,364	34,216	-162,868

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO RAMPA DI  
 APPROCCIO P3 - S2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0300003	A	47 di 59

2	6	142,239	134,549	-3060,507
3	18	0,334	15,673	58,601
	<b>TOTALE</b>	<b>146,938</b>	<b>175,784</b>	<b>-3173,428</b>

La verifica risulta soddisfatta.

### Verifica a taglio del traverso:

#### GEOMETRIE DEL CONCIO C1

ANIMA

$$h_w := 760 \text{ mm} \quad f_{yk} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{classe 1}$$

$$t_w := 20 \text{ mm} \quad Y_{m0} := 1,05$$

#### VERIFICHE RESISTENZA TAGLIO

$$A_v := h_w \cdot t_w = 0,0152 \text{ m}^2$$

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2
Text	Text	Text	Text	KN	KN
SEZ T4	SLU1 P.P	Combination		146,945	-76,208

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2
Text	Text	Text	Text	KN	KN
SEZ T4 FASE 2	SLU7	Combination		228,56	-710,221

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2
Text	Text	Text	Text	KN	KN
SEZ T4	SLU 2 RITIRO	Combination		-96,982	-29,311

$$V_{ED} := 815 \text{ kN}$$

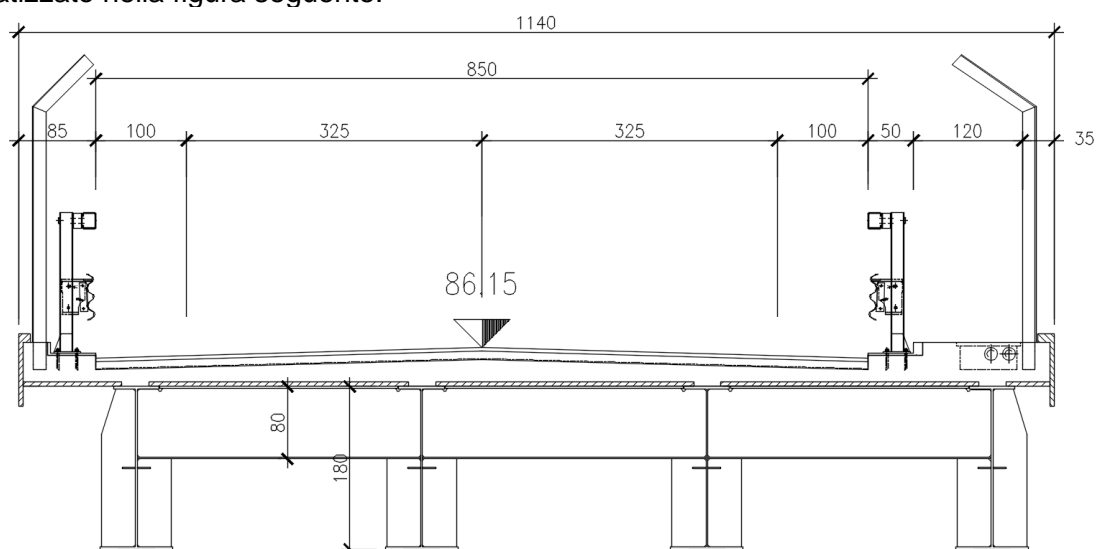
Verifica soddisfatta

$$V_{Rd} := \frac{A_v \cdot f_{yk}}{Y_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 2967 \text{ kN}$$

## 5.6 SOLETTA

La realizzazione della soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta (o similari), autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta ( $s=6+24=18\text{cm}$ ).

La sezione trasversale dell'impalcato presenta larghezza complessiva di 11.4m circa, con superficie pavimentata di 8.5m, cordolo laterale di 0.85m da un lato e 2.05m dall'altro, come schematizzato nella figura seguente:



**Figura 5.2 Sezione trasversale impalcato**

Si verifica lo sbalzo interno in quanto di luce maggiore e soggetto ai carichi mobili:

Luce di calcolo campata  $L = 3.15 \text{ m}$

Spessore soletta  $s_s = 0.18 \text{ m}$

Spessore pavimentazione  $s_p = 0.12 \text{ m}$

Di seguito si eseguono le verifiche considerando il comportamento della soletta in senso trasversale e longitudinale.

Tali verifiche vengono condotte con riferimento a due fasi distinte:

- una prima fase, detta "provvisoria", in cui il getto integrativo è ancora in fase fluida e risultano efficaci le sole armature inserite nelle prédalles. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto integrativo e da un temporaneo sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai piccoli mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio;
- una seconda fase, detta "definitiva", in cui nella soletta monolitica risultano efficaci sia le armature delle prédalles che quelle inserite in opera. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi



accidentali e permanenti verrà effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria. Lo schema statico adottato è quello di trave in semplice appoggio.

## 5.6.1 VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE

### 5.6.1.1 Fase provvisoria

Nella prima fase le *prédalles* hanno un comportamento schematizzabile a trave continua, soggetta al peso proprio, al getto integrativo ed al sovraccarico “di lavorazione” descritto nel precedente paragrafo. Le lastre non si sviluppano monoliticamente per tutta la larghezza dell'impalcato ma sono interrotte in corrispondenza delle piattabande delle travi principali; in tali zone risultano passanti solo le armature dei tralicci. In particolare sull'appoggio centrale la lastra tralicciata si interrompe completamente. Si prescrive quindi il getto della soletta dapprima nella fascia compresa fra le travi principali e dopo sugli sbalzi per scongiurare pericoli di ribalmento delle lastre.

#### Analisi dei carichi

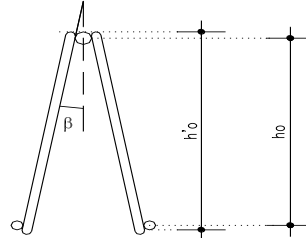
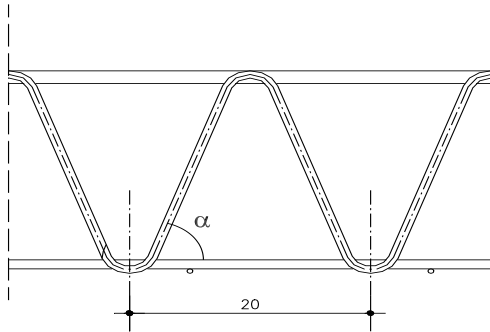
- |                                  |   |
|----------------------------------|---|
| 1. Peso proprio <i>prédalles</i> | $g_1 = 1.35 * 0.06 * 25.00 = 2.03 \text{ kN/m}^2$ |
| 2. Getto integrativo             | $g_2 = 1.35 * 0.12 * 25.00 = 4 \text{ kN/m}^2$    |
| 3. Sovraccarico                  | $g_3 = 1.50 * 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$         |

#### Verifiche

Le verifiche vengono eseguite facendo riferimento allo Stato Limite Ultimo della sezione.

Si verifica che le tensioni sugli elementi metallici che costituiscono il traliccio siano inferiori alla tensione di calcolo ( $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$  per acciaio B450C) e che la stabilità degli elementi compressi risulti soddisfatta.

Di seguito si riporta una rappresentazione schematica del traliccio.



Altezza totale del traliccio:  $h'_0 = 16.5$  cm

Braccio della coppia resistente:  $h_0 = h'_0 - (\phi_{cs} + \phi_{ci}) / 2 = 15$  cm

Numero di tralicci nella lastra: 6 (interasse = 0.40m)

Larghezza lastra: 2.40 m

$q := 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  carico

$l := 3,1$  m interassi travi principali

$M_{max} := \frac{q \cdot l^2}{8} = 9,01$  kN m momento sollecitante

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,08	0	0
2	3,08	40	0
3	2,01	0	10
4	2,01	40	10
5	0	0	0
6	0	0	0

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Metodo di calcolo  
 Metodo n

Materiali

B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 14.17
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0.6
	$\tau_{c1}$ 1.829

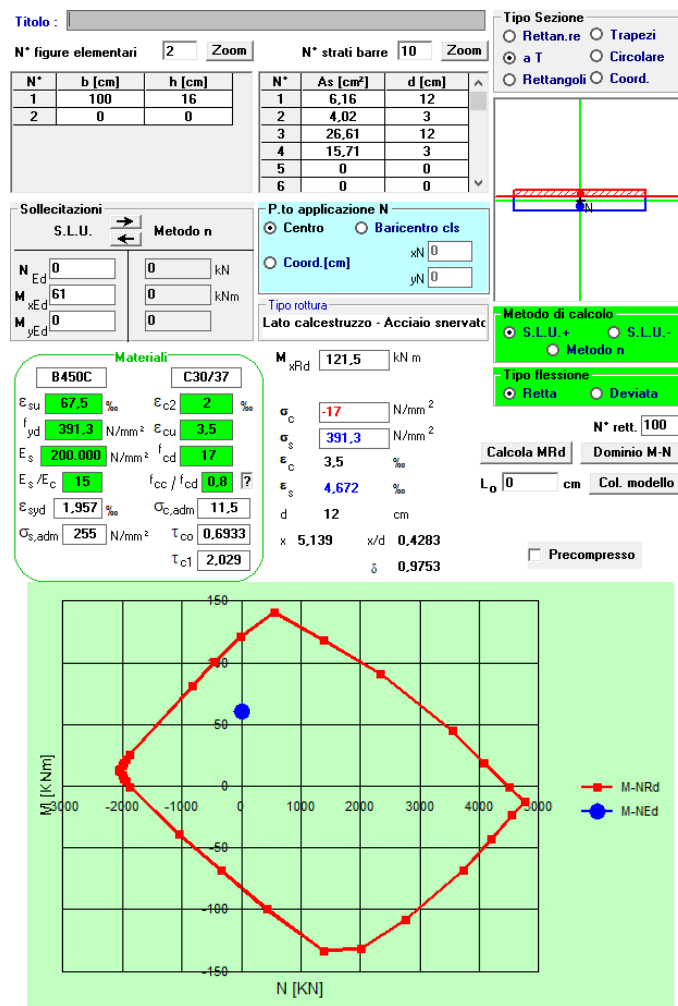
$\sigma_{sMax}$  146.1 N/mm²  
 $\sigma_{sMin}$  -223.9 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.7305 ‰

Verifica

Le verifiche risultano soddisfatte, in quanto le tensioni ottenute sono inferiori a  $f_{yd} = 391$  N/mm².

### 5.6.1.2 Fase definitiva

Sono state ricavate le sollecitazioni massime che interessano la soletta in senso trasversale e si riporta la verifica della soletta:



Si considerano presenti due tralicci in un metro, e si prevedono armature aggiuntive 6Ø20 superiormente e 8Ø22 inferiormente.

### 5.6.2 VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Sono state ricavate le sollecitazioni massime che interessano la soletta in senso longitudinale e si riporta la verifica della soletta:

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	16
2	0	0

N°	As [cm²]	d [cm]
1	38,01	12
2	15,27	3
3	0	0
4	0	0
5	0	0
6	0	0

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

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

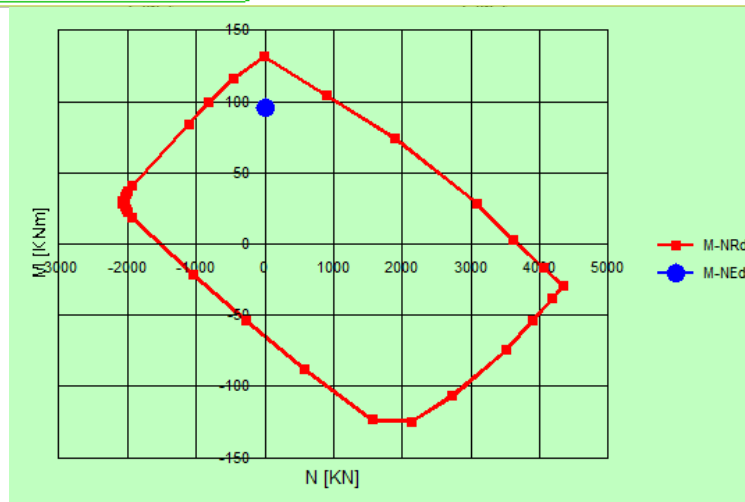
**Tipo flessione**  
 Retta    Devia

**Materiali**  
 B450C   C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰    $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²    $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²    $f_{cd}$  14,17 ‰  
 $E_s/E_c$  15    $f_{cc}/f_{cd}$  0,8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰    $\sigma_{c,adm}$  9,75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²    $\tau_{co}$  0,6    $\tau_{c1}$  1,829

$M_{xRd}$   kNm  
 $\sigma_c$  -14,17 N/mm²  
 $\sigma_s$  389,8 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  1,949 ‰  
 d 12 cm  
 x 7,708   x/d 0,6423  
 $\delta$  1

**Calcola MRd**   **Dominio M-N**  
 L<sub>o</sub>  cm   Col. modello  
 Precompresso

N° rett.



Si prevedono armature longitudinali 6Ø18 superiormente e 10Ø22 inferiormente per una striscia di un metro.

### 5.6.3 SBALZO

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle armature sono state effettuate per il caso di massimo sbalzo (250 cm in direzione parallela ai tralicci) che si presenta in corrispondenza della pila P3.

### 5.6.3.1 Carichi accidentali

I carichi accidentali agenti sono i carichi mobili da traffico  $q_1$ , l'urto del veicolo in svio  $q_8$ , il vento ed il carico accidentale per manutenzione  $q_5$  definiti nei punti 5.1 delle NTC sui ponti stradali.

La disposizione sarà quella più sfavorevole per la determinazione dei massimi negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

#### 5.6.3.1.1 Carichi mobili ( $q_1$ )

Si considerano gli Schemi di Carico 1 e 2 al fine di valutare quale dei due sia maggiormente gravoso, sia per le azioni flessionali che per quelle taglianti.

Si dispongono le ruote rispettivamente in adiacenza al cordolo per lo studio delle sollecitazioni flessionali ed in prossimità dell'asse verticale della trave metallica per quelle taglianti come illustrato nelle figure di seguito riportate.

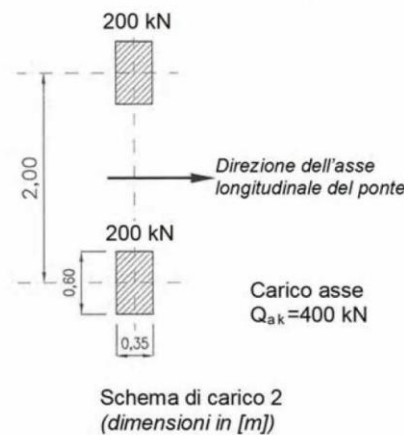


Figura 5-3: Disposizione dello Schema di Carico 2

I carichi concentrati considerati ai fini delle verifiche locali ed associati agli schemi di carico 1 e 2, si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta; si considera inoltre una diffusione a  $45^\circ$  fino al piano medio della soletta e verso l'asse della trave.

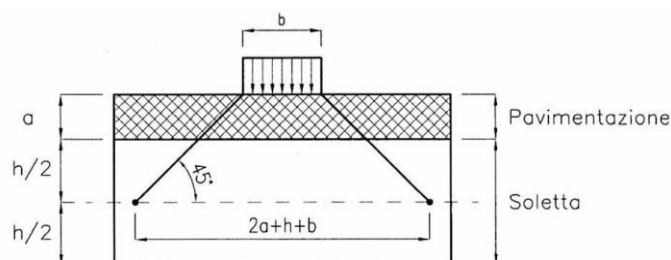


Figura 5-4: Diffusione dei carichi concentrati nella soletta

Si rammenta che nello schema 1 alle azioni concentrate del mezzo si somma il carico distribuito sulla corsia pari a  $9.00\text{kN/m}^2$ .

### 5.6.3.1.2 Urto di veicolo in svio ( $q_8$ )

La forza orizzontale equivalente di collisione è assunta pari a 100 kN e viene considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove  $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10 \text{ m})$ ,  $h_2 = 1,00 \text{ m}$  (punto 3.6.3.3.2 delle NTC).

### 5.6.3.1.3 Carico accidentale ( $q_5$ )

Si assume la presenza di un carico accidentale pari a  $q = 1.50 \text{ kN/m}^2$  agente sulla parte praticabile di soletta.

## 5.6.3.2 Verifiche resistenza

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera. Analizzando le sollecitazioni massime si individua un momento sollecitante  $M=67\text{kNm}$ , di seguito si riporta la verifica effettuata con il programma VCA.

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° figure elementari: 1  N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	18	1	22,81	3
			2	22,81	12

**Sollecitazioni**  
S.L.U.

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 67 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0  
M<sub>zEd</sub> 0

**Materiali**  
B450C C32/40  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  18,13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,7333  
 $\tau_{c1}$  2,114

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

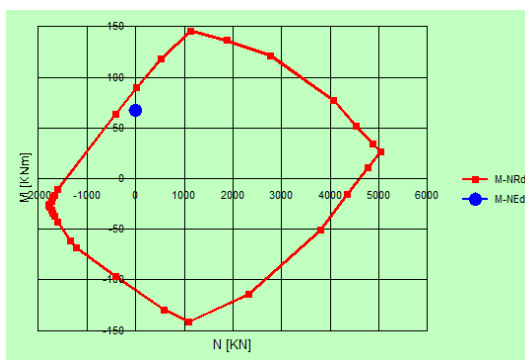
M<sub>xRd</sub> 88,24 kNm  
 $\sigma_c$  -18,13 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  7,562 ‰  
d 12 cm  
x 3,797 x/d 0,3164  
 $\delta$  0,8355

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviato

N° rett. 100  
   
L<sub>0</sub> 0 cm   
 Precompresso



Il diagramma M-N mostra la relazione tra il momento flettente M (in kNm) sull'asse verticale e la forza normale N (in kN) sull'asse orizzontale. La curva di interazione è disegnata in rosso. Un punto di calcolo è evidenziato con un cerchio blu a coordinate (0, 67). La scala dell'asse M va da -150 a 150 kNm, mentre quella dell'asse N va da -1000 a 6000 kN.

La geometria e le caratteristiche resistenti della sezione di verifica sono riportate nella tabella seguente.

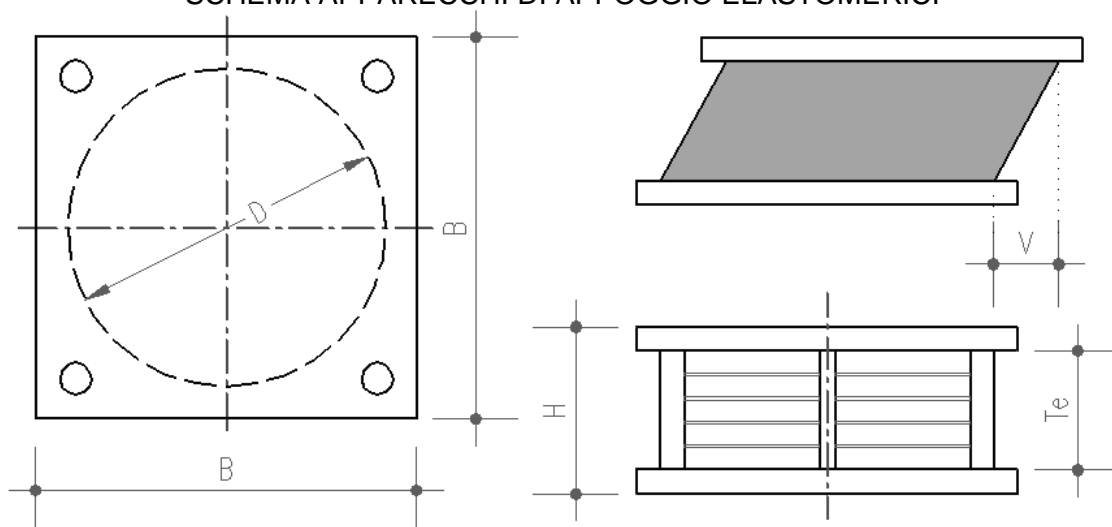
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	18
Armatura Estradosso	1 $\Phi$ 22/16.5 ( $A_s'=22.8\text{cm}^2$ )
Copriferro armatura superiore (cm)	3cm
Armatura Intradosso	1 $\Phi$ 22/16.5" ( $A_s=22.8\text{cm}^2$ )
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00cm

## 6 CALCOLO APPOGGI

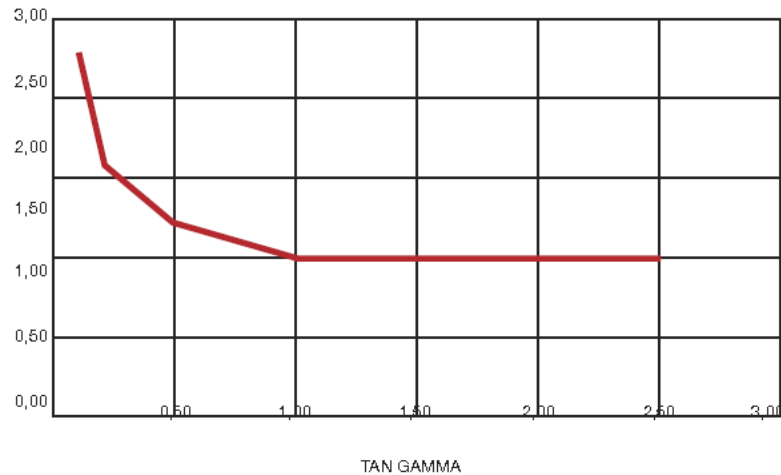
Per effettuare i calcoli di verifica si farà riferimento ad appoggi tipo HDRB della ditta "ALGA" precisando che tale riferimento è solo indicativo, in quanto questi apparecchi sono ormai prodotti dalle principali ditte del settore.

Le caratteristiche dimensionali e meccaniche degli apparecchi previsti sono descritte negli schemi e tabelle successive.

SCHEMA APPARECCHI DI APPOGGIO ELASTOMERICI



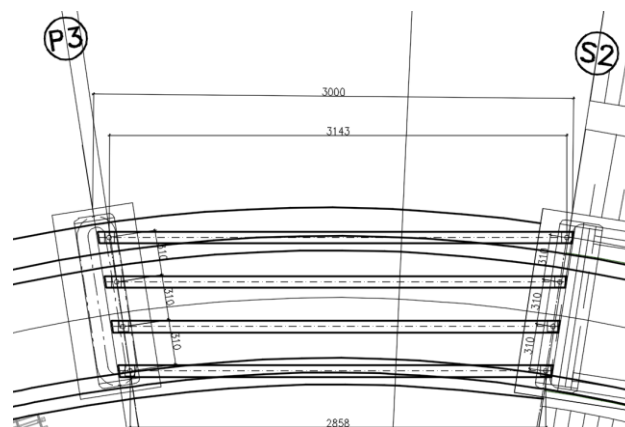
CURVA  $G/\gamma$



Variatione relativa della rigidezza in funzione della deformazione tangenziale  
*Relative variation of stiffness as a function of shear strain (shear deformation)*

Caratteristiche fisico-meccaniche delle mescole <i>Rubber compound physical-mechanical characteristic</i>		Mescola / Compound			
		Normale nd <i>Normal nd</i>	Morbida / <i>Soft</i>	Normale / <i>Normal</i>	Dura / <i>Hard</i>
Durezza / <i>Hardness</i>	Shore A3	50±3	40±3	60±3	75±3
Resistenza a rottura / <i>Tensile strength</i>	N/mm²	20	20	20	18
Allungamento a rottura / <i>Tensile strain</i>	%	600	750	600	500
Modulo di elasticità G / <i>G Modulus</i>	N/mm²	0,9	0,4	0,8	1,4
Smorzamento viscoso equivalente del solo elastomero / <i>Equivalent viscous damping</i>	%	4	10	10	16
Smorzamento viscoso equivalente dell'intero isolatore / <i>Equivalent viscous damping</i>	%	30<	10	10	16
Isolatore corrispondente / <i>Corresponding Isolator</i>		LRN	LRS / HDS	HDN	HDH

Per l'opera in progetto si prevede il seguente schema di disposizione degli appoggi, con isolatori sismici elastomerici ad alta dissipazione di caratteristiche riportate di seguito:



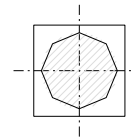
**Schema appoggi**



Si prevede l'impiego di un dispositivo tipo HDH D350 B400

**CARATTERISTICHE APPARECCHI DI APPOGGIO**

<b>Carico verticale max (SLU)</b>	<b>Deformazione max</b>	<b>Dimensioni</b>				
		<b>F<sub>z</sub> (kN)</b>	<b>V (mm)</b>	<b>D (mm)</b>	<b>H (mm)</b>	<b>B (mm)</b>
3500	170	350	198	400	84	

**APPOGGI TIPO A**

**DATI APPARECCHI DI APPOGGIO**
**DISPOSITIVI DI APPOGGIO SU SPALLA**

Tipo di appoggio	HDH D350
Spostamento orizzontale massimo in sisma (S.L.U.)	150 mm
Coefficiente di smorzamento equivalente ( $\xi$ )	0.16 mm
Diametro gomma ( $\emptyset$ )	350 mm
Altezza totale (H)	198 mm
Piastra di base (Z)	400 mm
Modulo di elasticità G (per scorrimento del 100%)	1.4 MPa

**CARATTERISTICHE FISICO MECCANICHE HDRB**

<b>Durezza</b>	<b>Resistenza a rottura</b>	<b>Allungamento a rottura</b>	<b>Modulo G (scorrimento 100%)</b>	<b>Smorzamento viscoso equivalente</b>
Shore A3	N/mm <sup>2</sup>	%	N/mm <sup>2</sup>	%
75 ± 3	18	500	1.4	16

**6.1 AZIONI SUGLI APPOGGI**

Si effettua il dimensionamento per gli appoggi della via nord.

N. travi	n = 4
Luce di calcolo	L = 30m
Retrotrave	R = (0.80m di acciaio, 1.00 di soletta)
Larghezza impalcato	B = 11.40m
Carichi verticali ad appoggio pile	V = 2560kN < 3500kN

## 7 CALCOLO DELLE FRECCE MASSIME

Nelle tabella seguente si riportano i risultati in termini di abbassamenti massimi in corrispondenza della mezzera della campata centrale e delle campate laterali per le travi longitudinali (tale spostamento è da intendersi come spostamento relativo tra l'estremo libero e l'estremo vincolato).

In particolare vengono riportati gli abbassamenti provocati dai seguenti carichi:

- Peso proprio della struttura in acciaio (sezione resistente solo acciaio);
- Peso della soletta in c.a. (sezione resistente solo acciaio);
- Peso dei carichi permanenti (sezione resistente mista omogeneizzata ad acciaio con coefficiente di omogeneizzazione:  $n=18$ , carichi di lunga durata – caso sezione a momento negativo non fessurata);
- Azione del Ritiro (sezione resistente mista omogeneizzata ad acciaio con coefficiente di omogeneizzazione:  $n=18$ , carichi di lunga durata – caso sezione a momento negativo non fessurata);
- Carichi variabili da traffico coefficiente moltiplicativo dei carichi pari a (sezione resistente mista omogeneizzata ad acciaio con coefficiente di omogeneizzazione:  $n=6$ , carichi di breve durata – caso sezione a momento negativo non fessurata).

<b>Frecce teoriche travi principali</b>	<b>Peso acciaio</b>	<b>Peso soletta</b>	<b>Peso permanenti portati</b>	<b>Ritiro</b>	<b>Carichi mobili</b>	<b>Totale</b>
Campata centrale	11mm	22.8mm	34mm	15mm	45mm	<b>127.8mm</b>

Dovrà risultare che le deformazioni elastiche dovute ai carichi relative peso proprio della struttura metallica e della soletta d'impalcato  $f_p \leq 1/300 L$ ,

$$f_p = 33.8 \text{ mm}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

$$f_p \leq 1/300 L$$

$$33.8 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

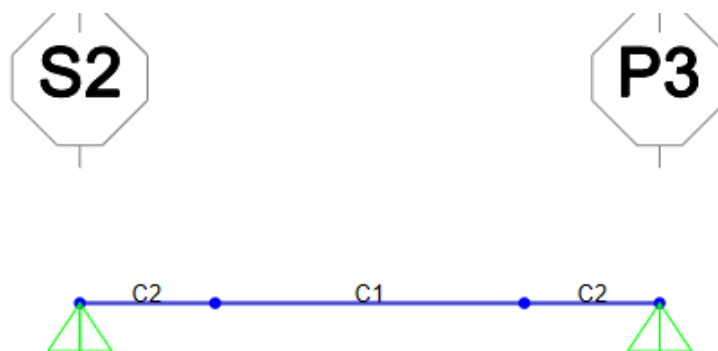
Le contrefrecce di officina sono assunte pari agli abbassamenti teorici dovuti ai carichi permanenti sommati a quelli dovuti al ritiro (solo se positivo cioè verso il basso) più il 25% degli abbassamenti teorici dovuti ai carichi mobili:

$$\text{contrefreccia} = f_{G1} + f_{G2} + f_{R+} + 0.25f_M$$

Contrefrecce di officina	Valore di calcolo	Valore assunto
Campata centrale	94.05mm	94mm

## 8 VERIFICA RESISTENZA CAMPATA TEMPORANEA IN FASE DI MONTAGGIO

Viene schematizzata una trave avente una luce di 30m modellata con elementi frame aventi sezioni come da progetto. Per la verifica si considera la sezione come non collaborante assumendo come resistente solamente la trave in acciaio; di seguito lo schema adottato e il report delle verifiche di resistenza la combinazione relativa al peso proprio dell'acciaio e della soletta in cls.



Si riporta nella tabella sottostante le verifiche della trave in oggetto.

DesignSect	DesignType	Combo	Location	Pu	MuMajor	VuMajor	MspanMajor	Equation	TotalRatio
Text	Text	Text	mm	N	kN-m	kN	kN-m	Text	Unitless
C2	Beam	COMB1	0	0	0	-447,95	2412,5	NTC Eq C4.2.38	0,222546
C1	Beam	COMB1	0	0	2412,5	-241,35	3377,9	NTC Eq C4.2.38	0,398921