



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
PONTE STRADA BOSSARINO
Relazione tecnica e di calcolo

PROGETTISTA	RESPONSABILE INTEGRAZIONE ATTIVITÀ SPECIALISTICHE	IMPRESA	COMMITTENTE
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	WBS
	P280	D	A10	OMG RC	007 C	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.	11
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	13
4.4	EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ (ϵ_2).....	14
4.5	CARICHI MOBILI VARIABILI	16
4.6	DISPOSIZIONI TRASVERSALI.....	16
4.6.1	DISPOSIZIONI LONGITUDINALI.....	18
4.7	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE	19
4.8	AZIONE DEL VENTO.....	19
4.8.1	VENTO TRASVERSALE SULLE STRUTTURE DI IMPALCATO.....	21
4.9	VARIAZIONI TERMICHE (ϵ_3).....	22
4.9.1	VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI (Δ_{TN}).....	22
4.9.2	VARIAZIONI TERMICHE LINEARI (Δ_{TM}).....	22
4.10	AZIONI SISMICHE	23
4.10.1	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE	24
4.10.2	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE	24
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
5.1.2	VERIFICA A FLESSIONE DELLA SEZIONE SULLO SBALZO.....	27
5.1.3	VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE SULLO SBALZO.....	27
5.2	ANALISI DELLO SBALZO DI SOLETTA.....	28
5.3	ANALISI DEI CARICHI E CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	28
5.3.1	PESO PROPRIO SOLETTA.....	28
5.3.2	SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI.....	29
5.3.3	CARICO ACCIDENTALE SULLA PASSERELLA DI SERVIZIO.....	29

5.3.4	CARICHI MOBILI VARIABILI	29
5.3.5	URTO DI VEICOLO IN SVIO.....	32
5.4	VERIFICA DELLO SBALZO	33
5.4.1	VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE AGLI SLU	33
5.4.2	VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO	34
5.4.3	VERIFICA DI RESISTENZA A TENSO-FLESSIONE AGLI SLU.....	35
5.4.4	VERIFICA DELLE TENSIONI PER FLESSIONE AGLI SLE	37
5.4.5	VERIFICHE A FESSURAZIONE AGLI SLE	37
5.5	ANALISI DI CALCOLO DELLA SOLETTA CON MODELLO BI-DIMENSIONALE	39
5.5.1	PESO PROPRIO SOLETTA.....	39
5.5.2	CARICHI PERMANENTI	39
5.5.3	CARICHI MOBILI VARIABILI	40
5.5.4	CARICHI MOBILI VARIABILI – SCHEMA DI CARICO N. 1	40
5.5.5	CARICHI MOBILI VARIABILI – SCHEMA DI CARICO N. 2	41
5.5.6	VARIAZIONE TERMICA LINEARE IN SOLETTA	43
5.6	SINTESI TABULARE.....	44
5.7	VERIFICHE.....	45
5.7.1	VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE AGLI SLU.....	45
5.7.2	VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO AGLI SLU.....	47
5.7.3	VERIFICHE TENSIONALI AGLI SLE	49
5.7.4	VERIFICHE A FESSURAZIONE AGLI SLE	51
6.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE STRUTTURE DI IMPALCATO.....	55
6.1	DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA DI SOLETTA COLLABORANTE	55
6.1.1	COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE.....	57
6.1.2	ABACO DI COMPOSIZIONE DEI CONCI METALLICI.....	57
6.1.3	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVI PRINCIPALI LONGITUDINALI.....	58
7.	ANALISI GLOBALE DI IMPALCATO	62
7.1	MODELLAZIONE A ELEMENTI FINITI.....	62
7.2	DIAGRAMMA DI SOLLECITAZIONE E CONFIGURAZIONI DEFORMATE	64
7.3	SINTESI TABULARE DELLE SOLLECITAZIONI.....	70
7.3.1	TRAVI PRINCIPALI LONGITUDINALI.....	71
7.3.2	TRAVERSI INTERMEDI DI ACCOPPIAMENTO	74
7.3.3	TRAVERSI DI TESTATA AGLI APPOGGI DI SPALLA	75
7.3.4	TRAVERSO DI APPOGGIO SU PILA	76
8.	VERIFICHE DELLE STRUTTURE DI IMPALCATO	77
8.1	VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI SLU DELLE TRAVI PRINCIPALI.....	77
8.1.1	TRAVE CENTRALE	78
8.1.2	TRAVE DI BORDO LATO MONTE.....	82
8.1.3	TRAVE DI BORDO LATO VALLE	86
8.2	TRAVERSI DI ACCOPPIAMENTO: VERIFICHE DI RESISTENZA.....	90
8.2.1	TRAVERSI INTERMEDI: SEZIONE 1 – 1	90
8.2.2	TRAVERSI DI SPALLA	91
8.2.3	TRAVERSO DI PILA	92
8.3	VERIFICA DELLE CONNESSIONI TRAVI – SOLETTA	93
8.3.1	VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE IN ASSE APPOGGIO SU SPALLA.....	93
8.3.1	VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE IN ASSE PILA.....	94
8.4	CONTROLLI DI DEFORMABILITÀ	95

8.5	CARATTERISTICHE DINAMICHE DELL'IMPALCATO E SPETTRI DI PROGETTO PER LE ANALISI SISMICHE.....	96
8.5.1	CARATTERISTICHE DINAMICHE MODALI	97
8.5.2	SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO	99
9.	APPOGGI E GIUNTI.....	101
9.1	APPOGGI ISOLATORI ELASTOMERICI	101
9.1.1	SINTESI TABELLARE DELLE AZIONI SUGLI APPOGGI	101
9.1.2	CARATTERISTICHE E PRESTAZIONI DELL'APPOGGIO SU PILA	106
9.1.3	CARATTERISTICHE E PRESTAZIONI DEGLI APPOGGI SU SPALLA	107
9.2	GIUNTI DI DILATAZIONE	108
10.	GIUDIZIO MOTIVATO SUI RISULTATI	109

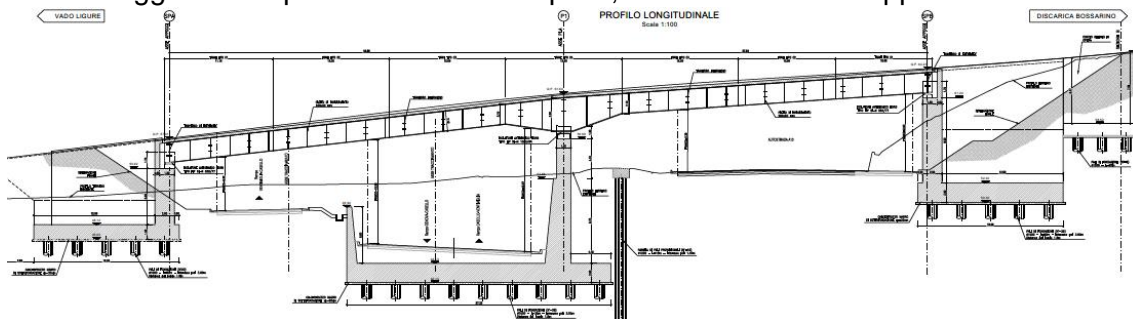
1. INTRODUZIONE

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.

Nella presente relazione sono descritte le principali tematiche (carichi, strategie di progetto, ecc.) e le opere previste per la realizzazione del “Ponte Strada Bossarino”, posto lungo la strada che porta alla discarica di Bossarino, presente a monte della sede A10 “Autostrada dei Fiori” esistente.

1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Trattasi di un ponte con andamento planimetrico in retto caratterizzato da una forte pendenza longitudinale (circa 12.00%) ad due campate in continuità di lunghezza complessiva pari a 40.7+37.5 m, misurata tra gli assi appoggi. L’impalcato è realizzato con 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.



La trave metallica centrale si sviluppa longitudinalmente con altezza variabile, da un minimo sulle spalle pari a 2.1 m a un massimo in asse pila pari a 3.5 m. Le travi laterali, con anima inclinata, invece si sviluppano longitudinalmente con altezza costante pari a 2.1 m. Le travi sono progettate con interasse pari a 340 cm, misurato in estradosso.

La sezione trasversale dell’impalcato larga 11.0 m 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 24+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.

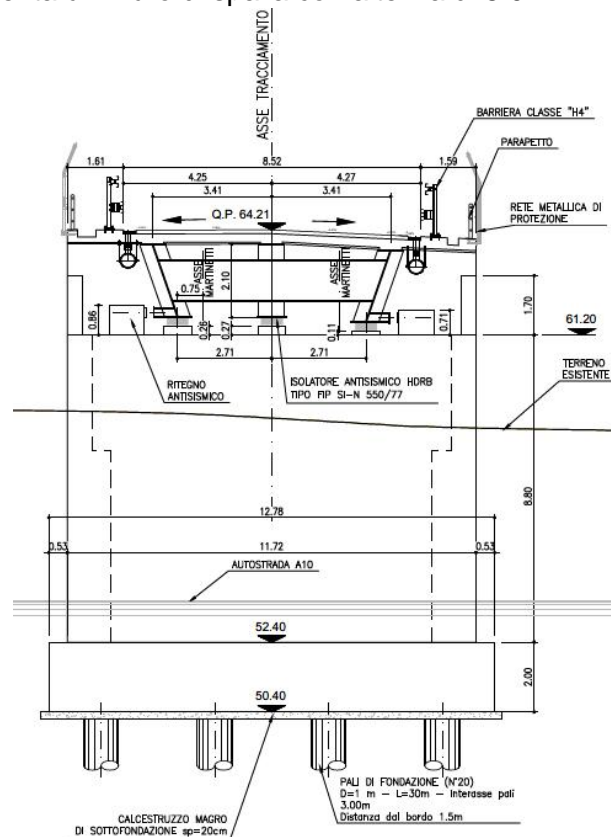
La sede stradale è suddivisa in una sede carrabile centrale di larghezza pari a 800 cm e due cordoli rialzati di estensione pari a 150 cm ciascuno, protetti da barriere sicurvia e adibiti a marciapiedi di servizio completi di parapetti anti-proiezione.

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 e pile) sono previste in c.a. ordinario e si configurano come muri di sostegno fondati su basamenti rettangolari o simili. La particolarità della pila centrale sta nel fatto che parte delle strutture di fondazione dell’elevazione sono deputate anche a costituire le strutture portanti per la sede stradale inferiore della rampa autostradale in progetto.

Più in dettaglio, la pila è composta da un muro in elevazione su cui è appoggiata la trave principale centrale, mentre le travi laterali sono sorrette e sbalzo dal traverso di appoggio rigido; il muro ha spessore minimo pari a 150 cm in sommità, accrescendo lo spessore verso la sezione di imposta sul basamento fino a un massimo di 268 cm. Il muro di pila risulta fortemente inclinato rispetto l’andamento longitudinale del viadotto, in accordo con il tracciato interferente.

Le spalle si compongono di un muro frontale su cui sono in diretto appoggio i dispositivi di vincolo dell’impalcato, dello spessore complessivo di 200 cm. La spalla maggiore lato Bossarino (spalla 2) presenta un muro di spalla con altezza di 8.0 m.



In sommità i muri sono completati dal paraghiaia con funzione di proteggere l’impalcato dal terreno retrostante la spalla. Il muro paraghiaia ha spessore contenuto e pari a 50 cm. Completano la struttura i muri d’ala laterali, impostati sul basamento, con la funzione di contenere le spinte laterali del terrapieno adiacente.

Tutte le elevazioni sono fondate su un basamento pseudo-rettangolare con altezza pari a 200 cm impostato su batteria di pali trivellati nel terreno, i pali hanno un diametro pari a 100 cm e sono disposti secondo una maglia regolare 3m x 3m. Sotto la spalla 1 sono previsti 20 pali di fondazione mentre sotto la spalla 2 ne sono stati previsti 25. La pila è anch’essa fondata su pali di diametro 100cm in numero pari a 36.

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/s²]
- 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

Pvr % (Art. 3.2.1)

SLD	81.00
SLD	63.00
SLV	10.00
SLC	5.00

Periodo di ritorno Tr (anni)

SLD	120.43
SLD	201.16
SLV	1898.24
SLC	2475.00

Posizione del sito

Comune:

Longitudine:

Latitudine:

Isola:

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_i = valori del parametro relativi ai quattro vertici del reticolo;

d_i = 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 "B"**: "Rocce tenere e depositi a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

Per tale categoria di sottosuolo il coefficiente di **amplificazione stratigrafica "S_s"** è posto pari a 1:

$$S_s = 1.20$$

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

- 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 del vento;
- azioni sismiche.

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

4.1 PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA

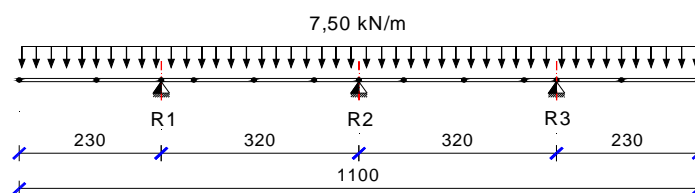
Per il calcolo del peso proprio degli elementi in carpenteria metallica è stato considerato il peso di volume dell'acciaio pari a $\gamma_{fe} = 78,5 \text{ kN/m}^3$ incrementato del 25% per tenere conto degli irrigidimenti, dei giunti saldati, dei pioli di connessione, ecc.

4.2 PESO PROPRIO SOLETTA

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

- soletta (sp. 24+6): $0,30 \text{ m} \times 25,00 \text{ kN/m}^3 = 7,50 \text{ kN/m}^2$

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:

$$\begin{aligned} R1 = R3 &= 31,20 \text{ kN/m} && \text{(travi esterne)} \\ R2 &= 25,60 \text{ kN/m} && \text{(trave centrale)} \end{aligned}$$

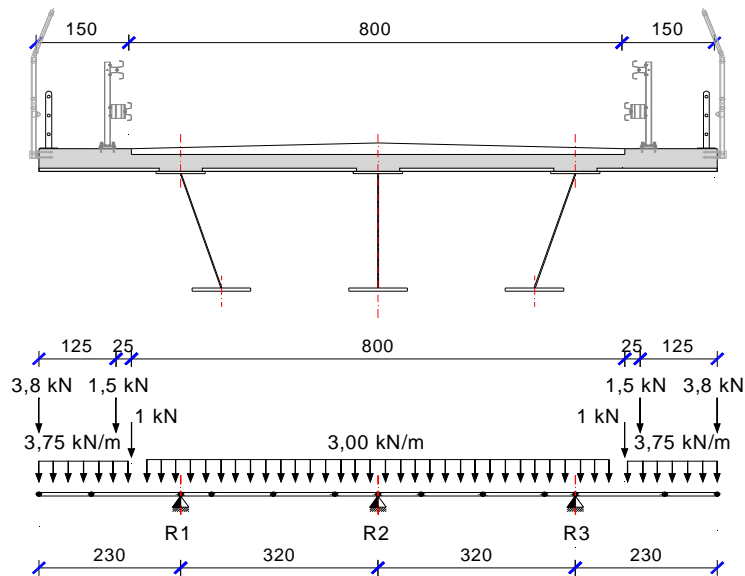
4.3 CARICHI PERMANENTI

I sovraccarichi permanenti consistono nei seguenti contributi:

- Velette di bordo (sp. 8 cm): $= 2 \times 0,80 \text{ kN/m}$
- Marciapiedi (sp. 15 cm): $0,15 \text{ m} \times 25,0 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- Barriere sicurtia: $= 2 \times 1,50 \text{ kN/m}$

- Reti di protezione e parapetti: = 2 x 3,00 kN/m
- Tubazioni e impianti di evacuazione: = 2 x 1,00 kN/m
- Pavimentazione, sp. 10 cm: = 3,00 kN/m²

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:

$$R1 = R3 = 29,21 \text{ kN/m} \quad (\text{travi di bordo})$$

$$R2 = 8,42 \text{ kN/m} \quad (\text{trave centrale})$$

4.4 EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ (ϵ_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 algebrizzato 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;

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

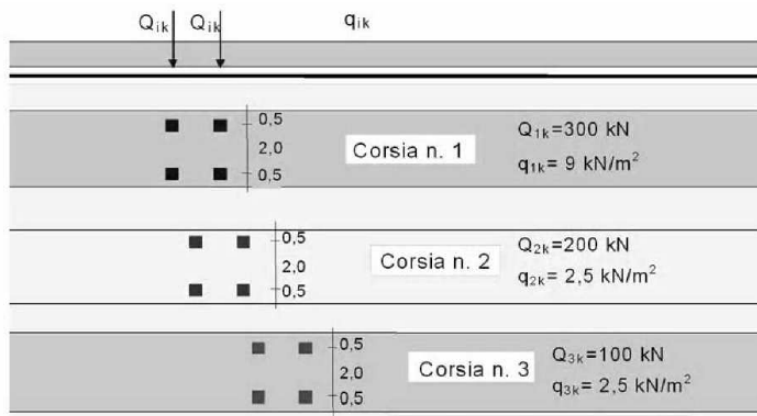
Valori del coefficiente ψ_L suggeriti dall'EC4	
Carichi permanenti dopo che la connessione travi-soletta sia divenuta efficace	$\psi_L = 1,10$
Effetti isostatici (primari) ed iperstatici (secondari) del ritiro	$\psi_L = 0,55$

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

EuroCodice 1992-1-1 - Ritiro - Viscosità			
$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} ; \phi_{\infty, t0}$			
- Tipo di calcestruzzo	Rck =	40 N/mm ²	
- Classe del calcestruzzo (S, N o R):		N	
- per cementi di resistenza CEM 32,5 N -> Classe S			
- per cementi di resistenza CEM 32,5 R, CEM 42,5 N -> Classe N			
- per cementi di resistenza CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R -> Classe R			
- Area della sezione in c.a.	A_c =	33000 cm ²	
- Perimetro della sezione in c.a. esposto all'aria	u =	1148 cm	
- Dimensione fittizia (in mm) della sezione in c.a. pari al rapporto 2A _c /u	h₀ =	575 mm	
- Umidità relativa	RH =	60 %	
- Età del cls nel momento considerato (espresso in giorni)	t =	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)	t_s =	1 g	
- Valore di k ₁	k₁ =	0.700	
- Deformazione da ritiro per essiccamento	ε_{e0} =	0.418 × 10 ⁻³	ε_{cd0} = 0.416 × 10 ⁻³
- Def. da ritiro per essiccamento a tempo infinito e a tempo t	$\varepsilon_{cd,\infty}$ =	0.293 × 10 ⁻³	$\varepsilon_{cd(t)}$ = 0.285 × 10 ⁻³
- Def. per ritiro autogeno a tempo infinito e a tempo t	$\varepsilon_{ca,\infty}$ =	0.058 × 10 ⁻³	$\varepsilon_{ca,t}$ = 0.058 × 10 ⁻³
- Def. finale per ritiro a tempo infinito e a tempo t	$\varepsilon_{cs,\infty}$ =	0.351 × 10⁻³	$\varepsilon_{cs(t)}$ = 0.343 × 10⁻³
- Giorno di riferimento dell'applicazione del carico per la valutazione degli effetti del ritiro	t_{0,rit} =	1 g	n_{rit} = 17.66
- Viscosità a tempo infinito e a tempo t per le azioni da ritiro	$\phi_{\infty,rit}$ =	3.368	$\phi_{t,rit}$ = 3.325
- Giorno di riferimento dell'applicazione del carico per la valutazione degli effetti dei carichi permanenti	t_{0,perm} =	28 g	n_{perm} = 18.51
- Viscosità a tempo infinito e a tempo t per le azioni perm.	$\phi_{\infty,perm}$ =	1.809	$\phi_{t,perm}$ = 1.786
- Modulo elastico normale istantaneo	E_{c0} =	33643 N/mm ²	
- Modulo elastico tangenziale istantaneo	G_{c0} =	14018 N/mm ²	
- Modulo elastico normale a tempo t _{0,perm}	E_{c,perm} =	11347 N/mm ²	
- Modulo elastico tangenziale a tempo t _{0,perm}	G_{c,perm} =	4728 N/mm ²	
- Modulo elastico normale a tempo t _{0,rit}	E_{c,rit} =	11894 N/mm ²	
- Modulo elastico tangenziale a tempo t _{0,rit}	G_{c,rit} =	4956 N/mm ²	

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_{ik})	Carico uniforme (q_{ik})
Corsia n. 1	300 kN (150 kN/impronta)	9,0 kN/m ²
Corsia n. 2	200 kN (100 kN/impronta)	2,5 kN/m ²
Parte carrabile rimanente	--	2,5 kN/m ²

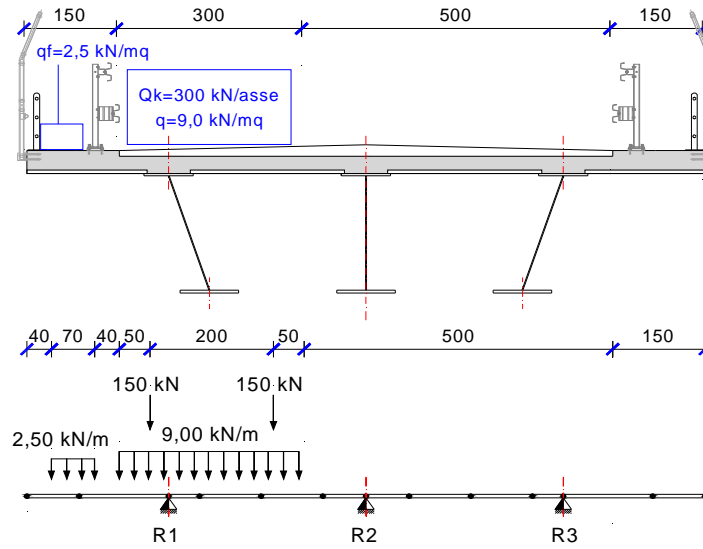
Le disposizioni trasversali dei carichi mobili sono assunte in modo da massimizzare gli effetti sulle strutture. Si riportano negli schemi grafici successivi le disposizioni trasversali e conseguentemente longitudinali che massimizzano gli effetti flettenti e taglianti sulla struttura di impalcato.

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.

4.6 DISPOSIZIONI TRASVERSALI

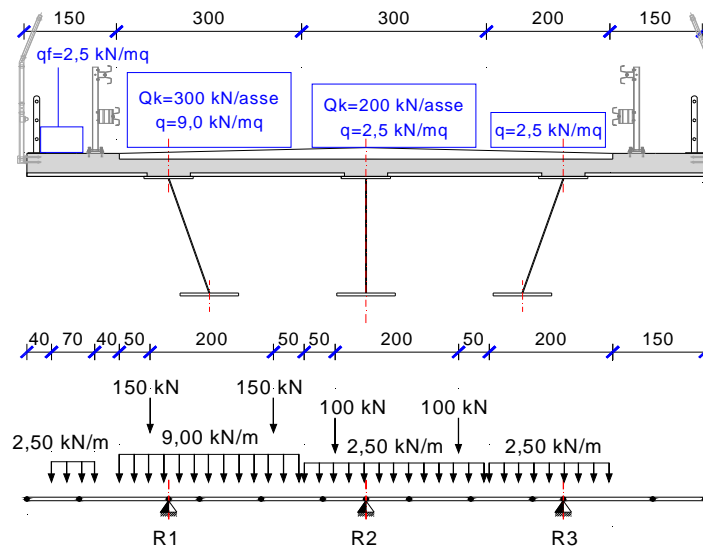
Si prendono in considerazione le seguenti disposizioni trasversali dei carichi mobili che massimizzano gli effetti di sollecitazione sulle travi principali longitudinali, per effetto del massimo carico e della massima eccentricità rispetto l'asse di simmetria dell'impalcato.

Disposizione A – Carico fortemente eccentrico



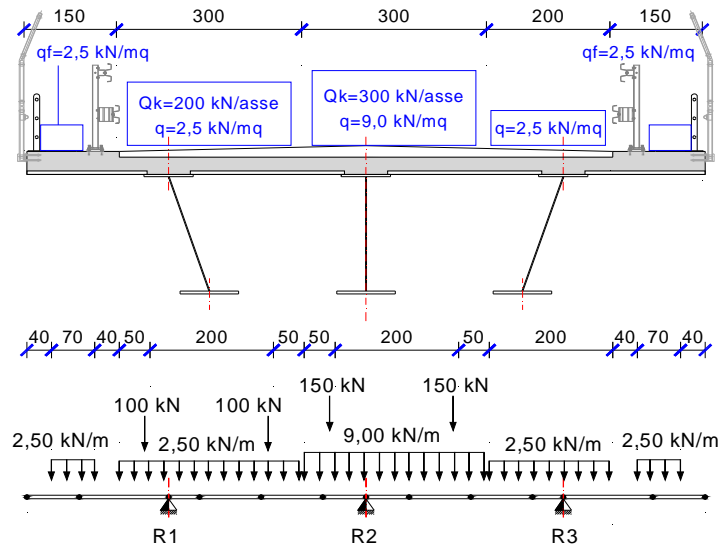
	R1	R2	R3
Tandem (kN)	223,61	87,16	-10,77
Distribuito (kN/m)	26,04	5,34	-0,62

Disposizione B – Ponte a pieno carico (a due corsie) eccentrico



	R1	R2	R3
Tandem (kN)	223,70	265,11	11,20
Distribuito (kN/m)	25,85	12,35	5,05

Disposizione C – Ponte a pieno carico (a due corsie) quasi simmetrico



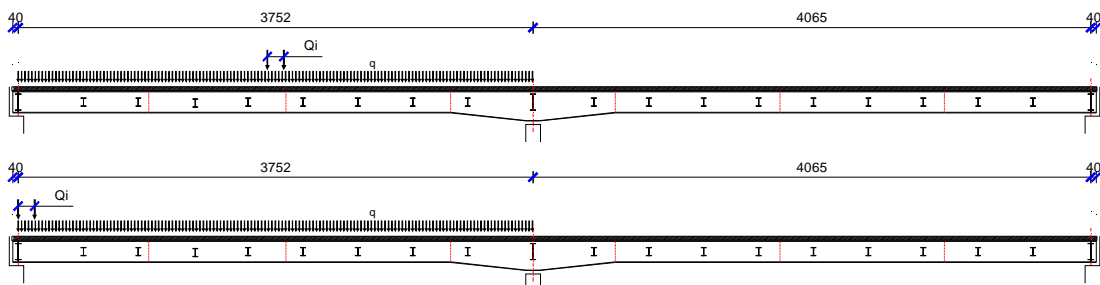
	R1	R2	R3
Tandem (kN)	149,21	325,03	25,77
Distribuito (kN/m)	11,54	20,87	14,59

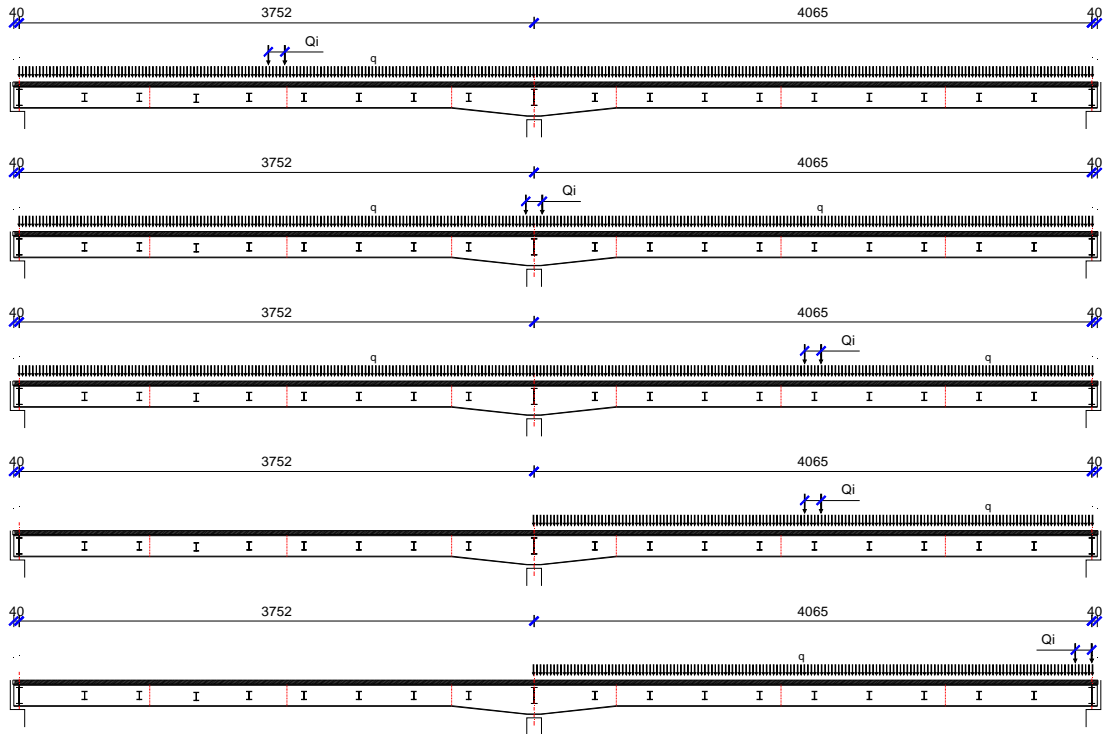
Si precisa che le disposizioni trasversali qui illustrate sono state utilizzate anche per definire le massime sollecitazioni nei traversi di accoppiamento. Per valutazioni più dettagliate dello stato di sollecitazione dei traversi di accoppiamento si rimanda alla progettazione esecutiva.

4.6.1 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.

Si riportano alcune delle disposizioni longitudinali del carico mobile considerate nelle verifiche strutturali.





Oltre alle disposizioni longitudinali qui illustrate, nella modellazione è stato previsto di utilizzare, per gli assi in tandem, la tipologia di carico viaggiante con velocità pari a 1 m/s. Tale caratteristica di carico ha il vantaggio di definire le sollecitazioni in tutte le sezioni del modello, restituendo una disamina maggiormente accurata anche per gli elementi secondari quali i traversi di accoppiamento.

4.7 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 79 m, la forza di frenamento vale: $q_3 = 573 \text{ kN}$

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

4.8 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;
- ρ 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 α_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: $v_{b0} = 28$ 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

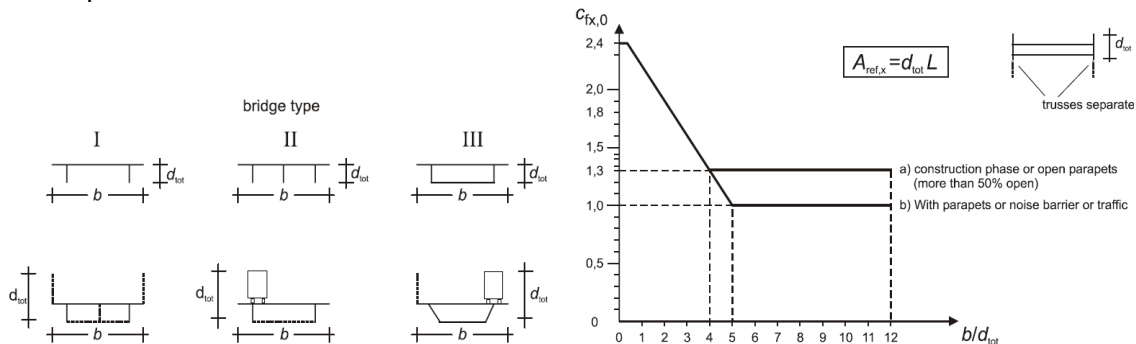
Categoria di esposizione III $k_r = 0,20$; $z_0 = 0,10$ m; $z_{min} = 5,00$ m

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 16,30 m:

$$c_{e1} = c_e(z = 16,30 \text{ m}) = 0,20^2 \cdot 1,00 \cdot \ln\left(\frac{16,30}{0,10}\right) \times \left[7 + 1,00 \cdot \ln\left(\frac{16,30}{0,10}\right)\right] = 2,464$$

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 massima impalcato | 3,80 m |
| 2. Altezza pavimentazione | 0,11 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

- $d = 11,00$ m $h_{tot} = 1+3+4 = 7,95$ m $d/h_{tot} = 1,384$ $c_p = 2,085$
- pressione trasversale

$$p_v = 0,62 \frac{kN}{m^2} \times 2,464 \times 2,085 = 3,19 \frac{kN}{m^2}$$

- azione orizzontale per unità di lunghezza

$$h_v = 3,19 \frac{kN}{m^2} \times 7,95 m = 25,4 \frac{kN}{m}$$

- momento torcente per unità di lunghezza

$$mt_v = 25,4 \frac{kN}{m} \times \left(\frac{7,95}{2} - 1,75 \right) m \approx 56,5 \frac{kNm}{m}$$

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:

$$T1-T3 = 56,5 \frac{kNm}{m} / 6,4 m = 8,8 \frac{kN}{m}$$

4.9 VARIAZIONI TERMICHE (ϵ_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.

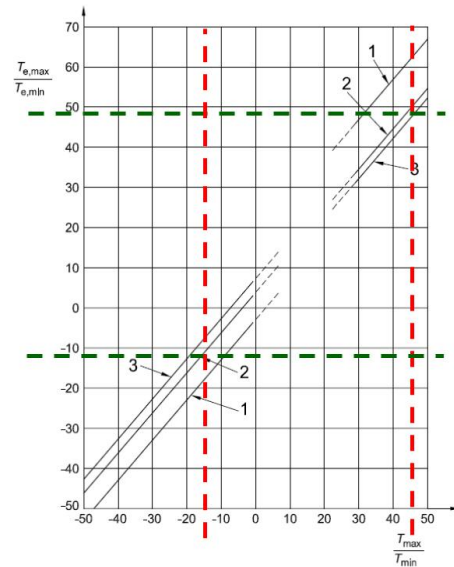
4.9.1 VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI (Δ_{TN})

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.):

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

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

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



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

4.9.2 VARIAZIONI TERMICHE LINEARI (Δ_{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 $\Delta T_s = \pm 10 \text{ °C}$.

4.10 AZIONI SISMICHE

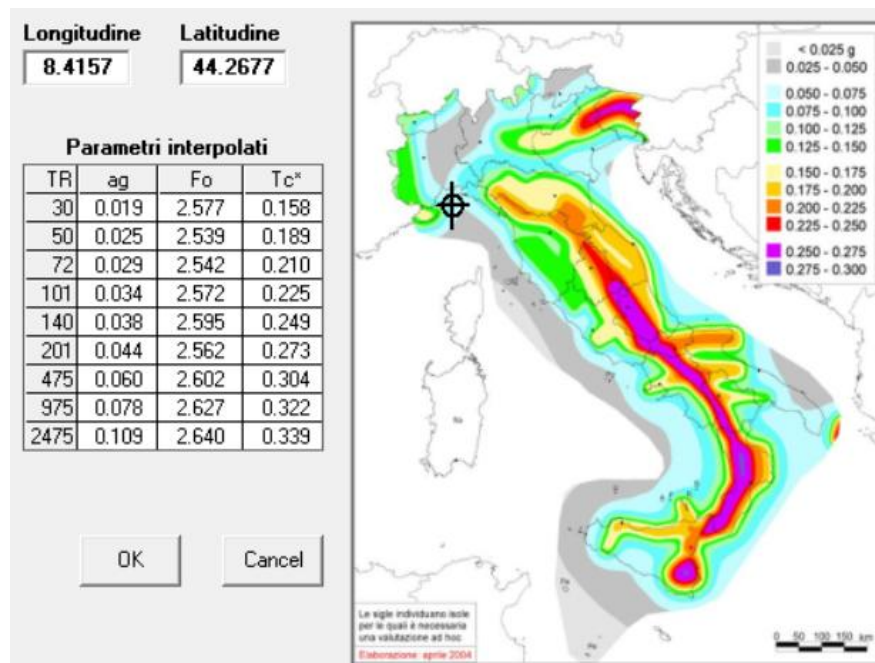
La valutazione dell'azione sismica sulle strutture è stata condotta in osservanza alle prescrizioni contenute nel D.M. 17.01.2018: “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

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

Per quanto riguarda la categoria di sottosuolo, si è assunta la categoria di sottosuolo B. Le caratteristiche della superficie topografica rientrano nella categoria 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 VR della vita di riferimento delle opere, determina il seguente periodo di ritorno dell'azione sismica (cfr. Allegato A del D.M. 14.01.2008):

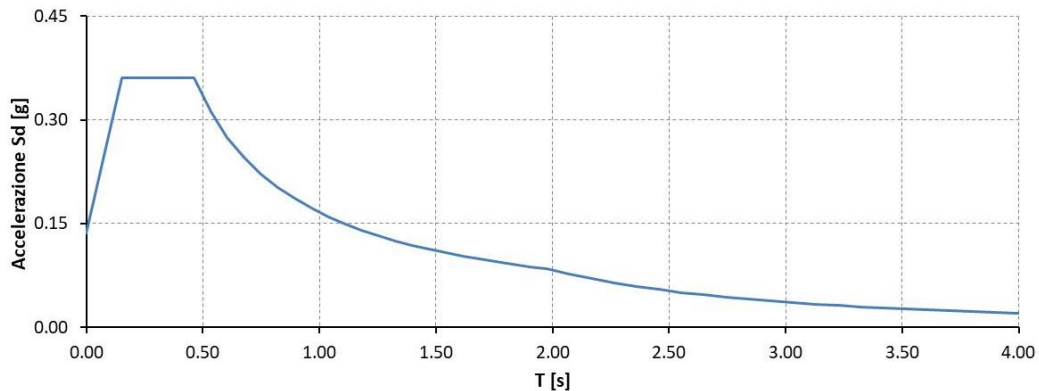
$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{200}{\ln(1-0,10)} = 1898 \text{ anni}$$

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:



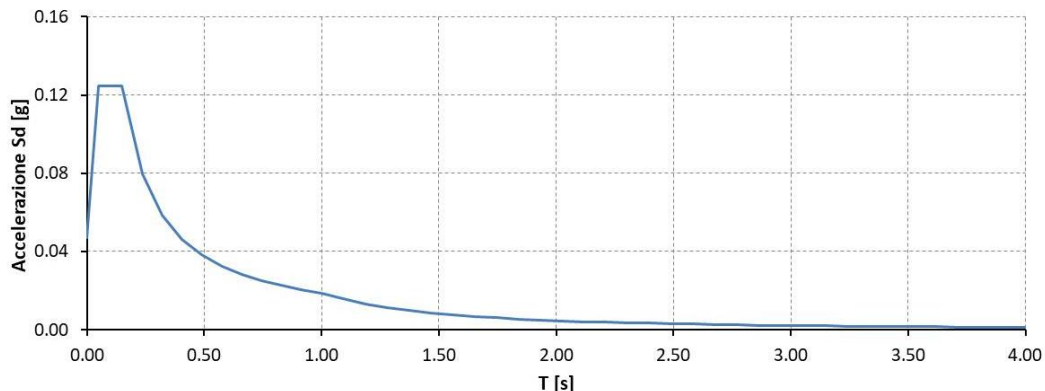
Spettro elastico delle componenti orizzontali

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 η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento pari a 15%. Il fattore η 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:



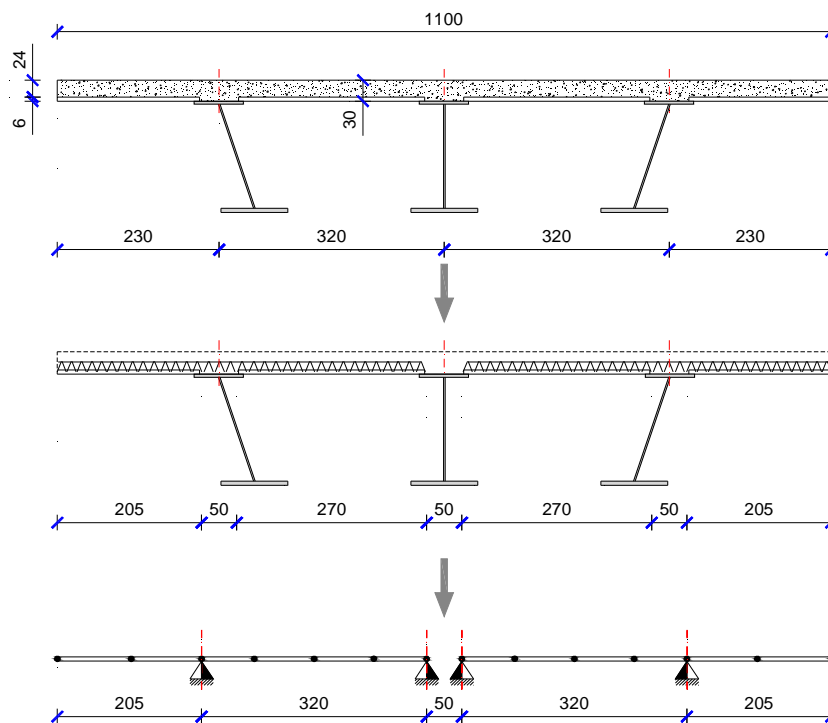
Spettro elastico della componente verticale

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 trallicci delle lastre cassero; si prevede di utilizzare lastre con geometria regolare aventi larghezza massima pari a 240 cm ed irrigidite da n. 4 trallicci 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.



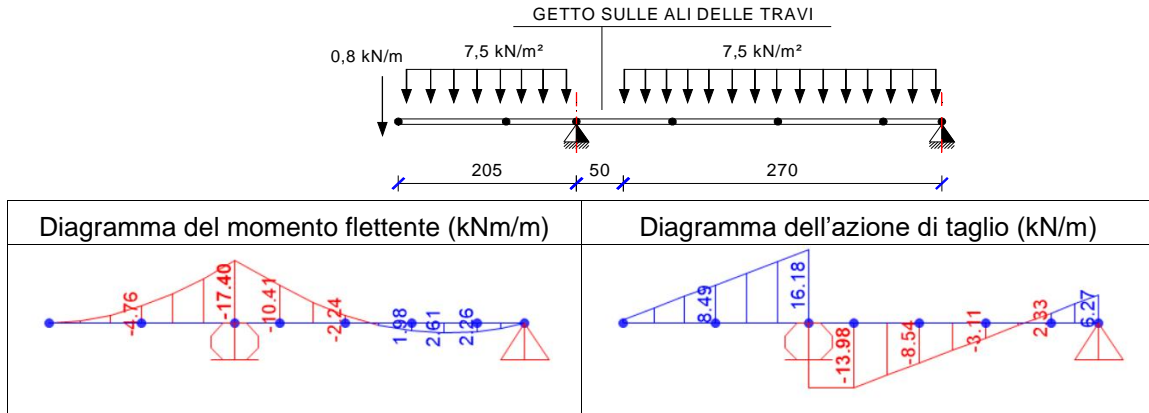
Schema di calcolo delle lastre predalles

- peso predalle (sp. 6 cm) = 1,50 kN/m²
- peso getto cls in opera (sp. 24 cm) 0,24 m x 25,00 kN/m³ = 6,00 kN/m²
- sovraccarico temporaneo per mezzi d'opera = 1,00 kN/m²
- peso veletta di bordo = 0,80 kN/m

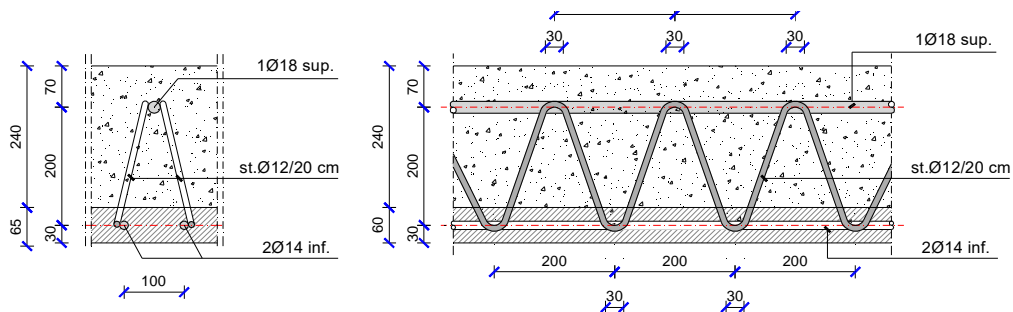
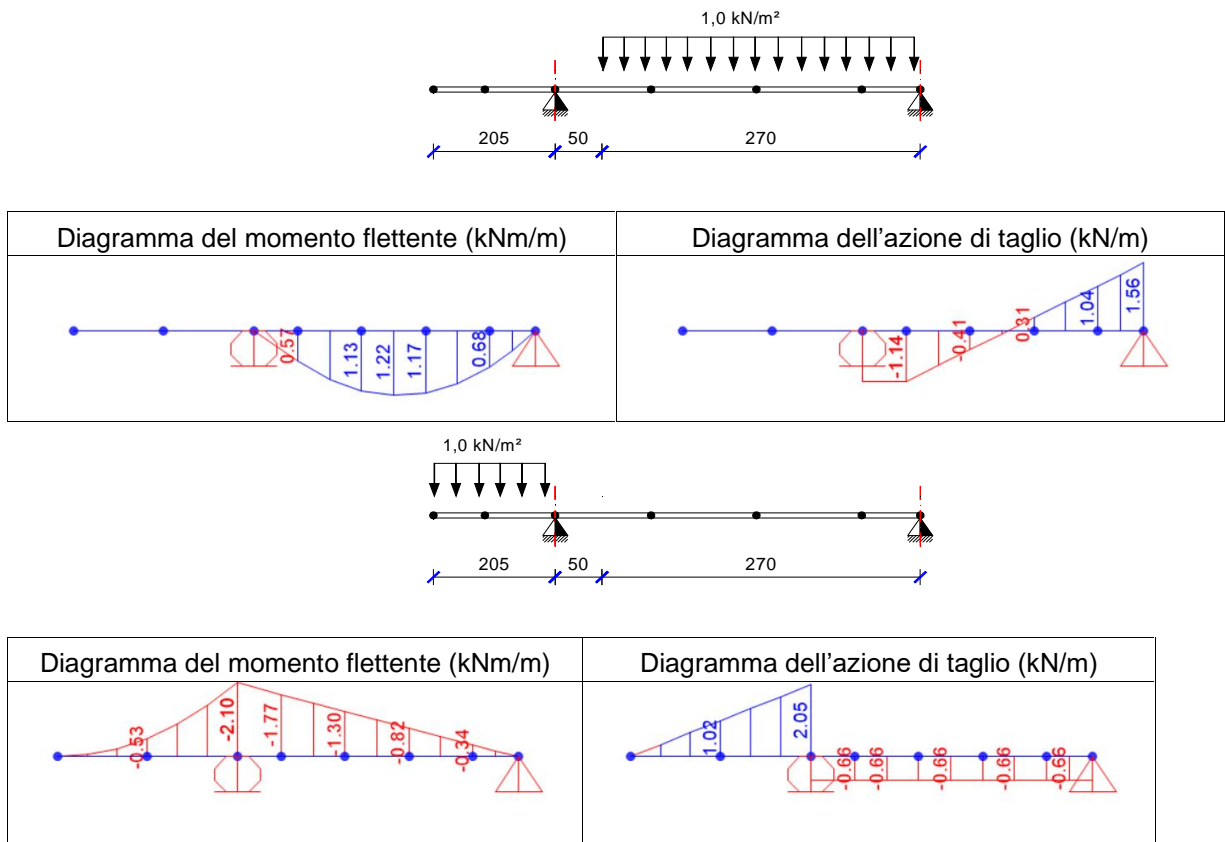
Lo schema statico delle predalles è di trave in continuità munita di sbalzo laterale.

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

5.1.2 VERIFICA A FLESSIONE DELLA SEZIONE SULLO SBALZO

Per ogni traliccio (passo 60 cm) $M_{Ed} = -0,60 \times [(1,50 \times 17,4) + (1,35 \times 2,1)] \cong -17,4 \text{ kNm}$

Armatura superiore traliccio 1 ϕ 18 Verifica di resistenza

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h_{\text{traliccio}}} = \frac{17,4 \text{ kNm}}{0,20 \text{ m}} \approx 87 \text{ kN}$$

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

$$\frac{N_{Rd}}{N_{Ed}} = \frac{99,4 \text{ kN}}{87 \text{ kN}} = 1,14 > 1,0$$

Armatura inferiore traliccio 2 ϕ 14 Verifica di stabilità

La verifica di stabilità del corrente compresso è eseguita con riferimento ad una lunghezza di inflessione equivalente al passo del traliccio aggiuntivo orizzontale di controvento pari a 10 cm.

lunghezza di libera inflessione del corr. compresso

$$l_0 = 100 \text{ mm}$$

raggio di inerzia del corrente compresso

$$i_{\phi 14} = \frac{14 \text{ mm}}{4} = 3,5 \text{ mm}$$

snellezza del corrente compresso

$$\lambda = \frac{100 \text{ mm}}{3,5 \text{ mm}} = 28,6$$

snellezza di proporzionalità

$$\lambda_p = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} = 67,9$$

snellezza adimensionalizzata

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_p} = 0,421$$

fattore di imperfezione $\alpha = 0,49$

$$\Phi = 0,643$$

coefficiente di rid. della resistenza per instabilità

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,886$$

$$N_{Rd} = \chi \frac{f_{yk}}{\gamma_s} 2A_{\phi 14} = 0,886 \frac{450 \text{ N/mm}^2}{1,15} \times 306 \text{ mm}^2 \cdot 10^{-3} = 106 \text{ kN} > N_{Ed}$$

5.1.3 VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE SULLO SBALZO

Per ogni traliccio (passo 60 cm) $V_{Ed} = 0,60 \times [(1,50 \times 16,2) + (1,35 \times 2,1)] \cong 16,3 \text{ kN}$

Azione di scorrimento su $\Delta l = 20 \text{ cm}$

$$S_{Ed} = \frac{16,3 \text{ kN}}{20} \times 20 = 16,3 \text{ kN} / 20 \text{ cm}$$

Staffe del traliccio

n. 4 staffe ϕ 12

Azione assiale sulle staffe

$$N_{Ed, st} = \frac{1}{2} \times \frac{S_{Ed}}{2 \text{ sen } \alpha} = \frac{16,3 \text{ kN}}{4 \cdot \text{sen} 19^{\circ} 3} = 12,3 \text{ kN}$$

Verifica di stabilità delle staffe

lung. 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 $\lambda = \frac{229 \text{ mm}}{3,0 \text{ mm}} = 76,3$

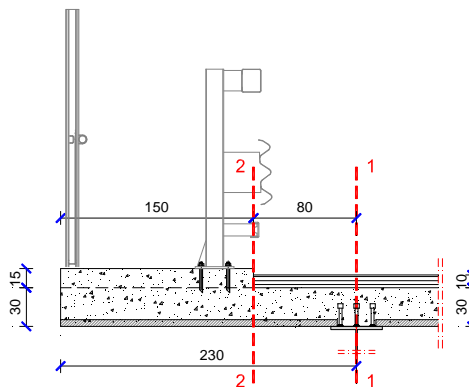
snellezza adimensionalizzata $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_p} = 1,124$

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

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

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

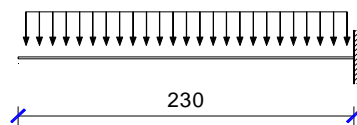
5.2 ANALISI DELLO SBALZO DI SOLETTA



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.

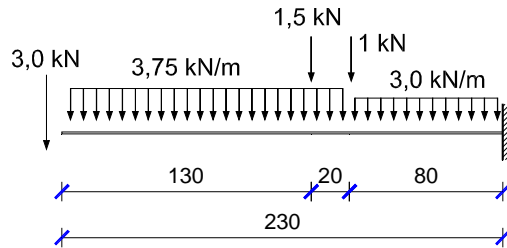
5.3 ANALISI DEI CARICHI E CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

5.3.1 PESO PROPRIO SOLETTA



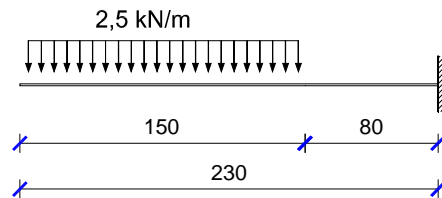
Descrizione del carico	Sez. 1-1			Sez. 2-2		
	T1-1 [kN]	d1 [m]	M1-1 [kNm]	T2-2 [kN]	d2 [m]	M2-2 [kNm]
a1) Peso soletta + predalle	17.3	1.15	-19.8	11.3	0.75	-8.4
a2) Veletta di bordo	0.8	2.30	-1.8	0.8	1.50	-1.2
a1) + a2)	18.1		-21.7	12.1		-9.6

5.3.2 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)	2.4	0.10	-0.2			
b2) Barriera anti-caduta	3.0	2.30	-6.9	3.0	1.50	-4.5
b3) Sicurvia	1.5	1.00	-1.5	1.5	0.20	-0.3
b4) Tubazioni	1.0	0.80	-0.8			
b5) Cordolo laterale	5.6	1.55	-8.7	5.6	0.75	-4.2
b1) + b2) + b3) + b4) + b5)	13.5		-18.16	10.1		-9.02

5.3.3 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	1.55	-5.8	3.8	0.75	-2.8

5.3.4 CARICHI MOBILI VARIABILI

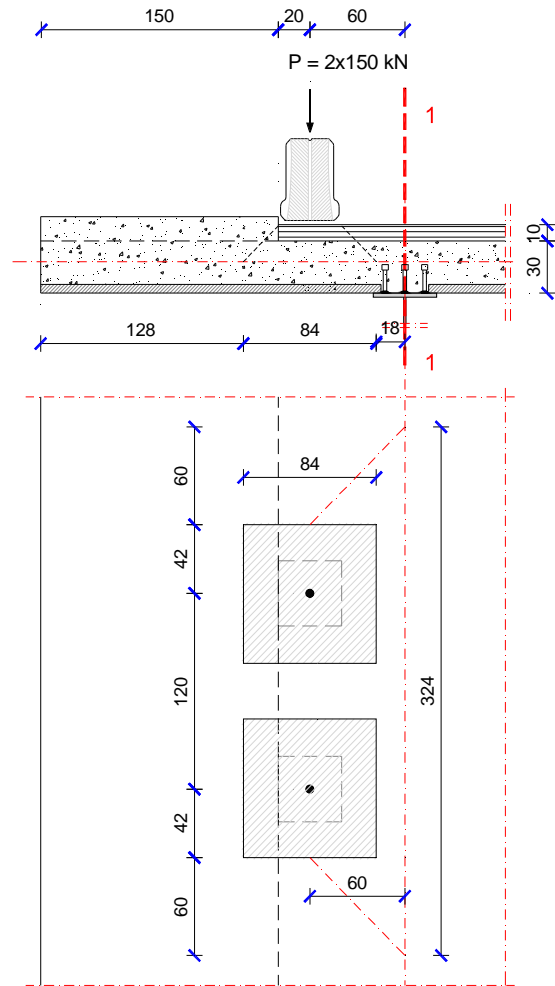
Ai fini delle analisi locali dello sbalzo di soletta si sono considerati i carichi previsti al §5.1.3.3.3 del D.M. 17.01.2018 e di seguito illustrati.

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 84 cm x 84 cm.

$$M_{1-1} = -2 \times 150 \text{ kN} \times \frac{0,60 \text{ m}}{3,24 \text{ m}} = -55,6 \text{ kNm/m}$$

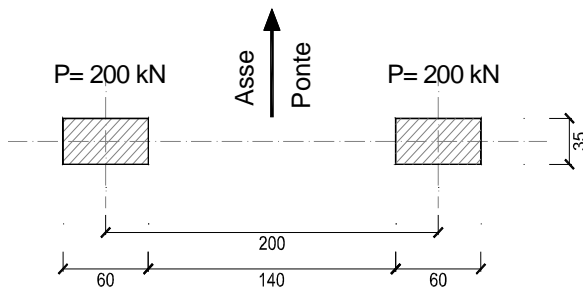
$$T_{1-1} = \frac{300 \text{ kN}}{3,24 \text{ m}} = 92,6 \text{ kN/m}$$



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

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

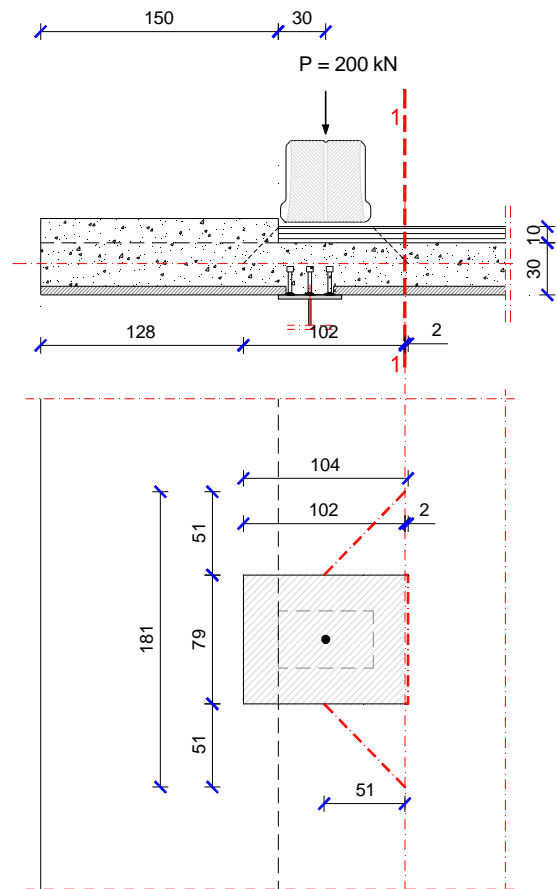
Lo schema di carico è costituito da un singolo asse applicato con due impronte da 200 kN/cad di forma rettangolare, da 35 cm di larghezza e 60 cm di lunghezza. Tale schema di carico va considerato autonomamente, agente in modo isolato e nella posizione più gravosa.



Effettuando la diffusione a 45° nello spessore del manto stradale e della soletta, le impronte di carico assumono dimensioni 79 cm x 104 cm, in corrispondenza del piano medio di soletta.

$$M_{1-1} = -\frac{200\text{ kN} \times 1,02\text{ m}}{1,04\text{ m}} \times \frac{0,51\text{ m}}{1,81\text{ m}} = -55,3\text{ kNm/m}$$

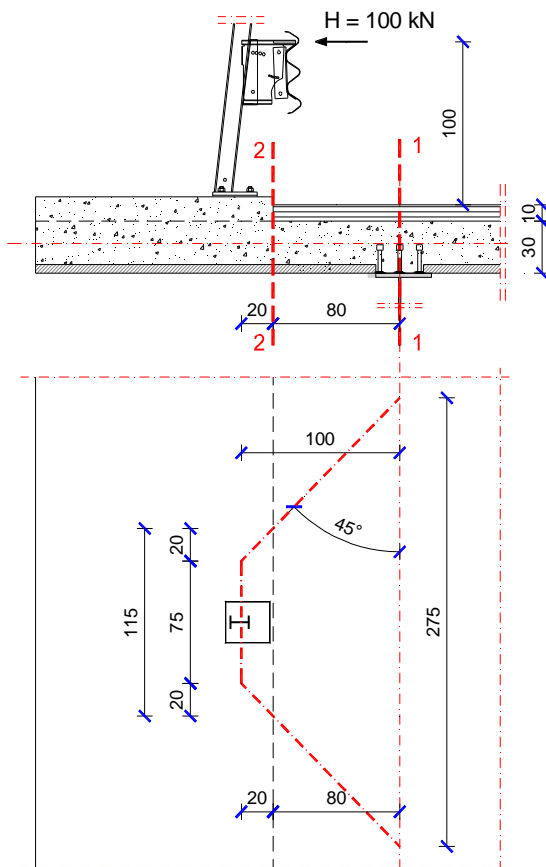
$$T_{1-1} = \frac{200\text{ kN}}{1,81\text{ m}} \times \frac{1,02\text{ m}}{1,04\text{ m}} = 108,4\text{ kN/m}$$



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

5.3.5 URTO DI VEICOLO IN SVIO

Sezione in campata



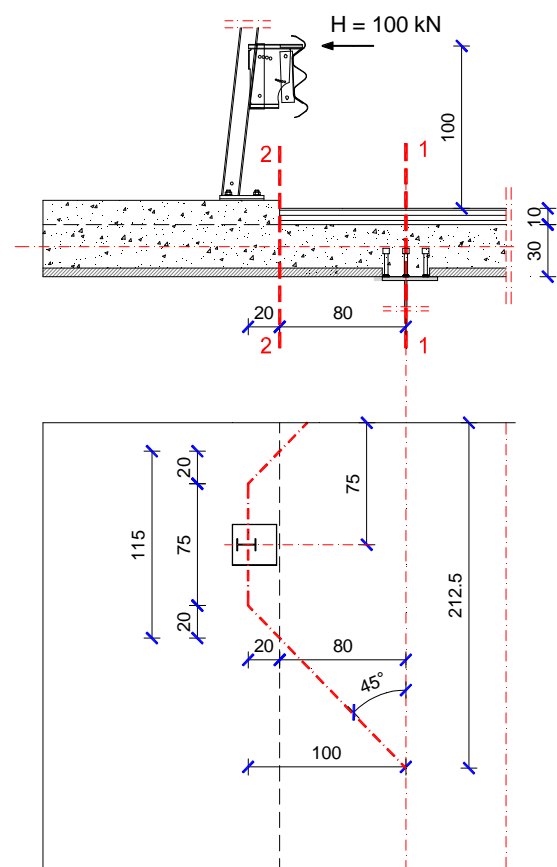
$$M_{1-1} = -100 \text{ kN} \times \frac{1,24 \text{ m}}{2,75 \text{ m}} = -45,1 \text{ kNm/m}$$

$$N_{1-1} = -36,4 \text{ kN/m}$$

$$M_{2-2} = -100 \text{ kN} \times \frac{1,24 \text{ m}}{1,15 \text{ m}} = -107,8 \text{ kNm/m}$$

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

Sezione in zona di bordo impalcato



$$M_{1-1} = -100 \text{ kN} \times \frac{1,24 \text{ m}}{2,125 \text{ m}} = -58,4 \text{ kNm/m}$$

$$N_{1-1} = -47,1 \text{ kN/m}$$

$$M_{2-2} = -100 \text{ kN} \times \frac{1,24 \text{ m}}{1,15 \text{ m}} = -107,8 \text{ kNm/m}$$

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

Sbalzo laterale: urto di veicolo sul sicurvia

5.4 VERIFICA DELLO SBALZO

5.4.1 VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE AGLI SLU

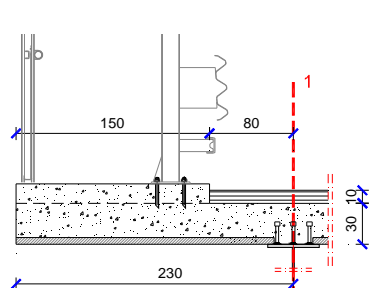
Sbalzo soletta d'impalcato: Sezione 1 - 1 in asse alla trave calcestruzzo C 32/40	m (kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	-21.7
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-18.2
c ₁) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	-55.6
c ₂) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	-55.3
d) Folla sul marciapiede	-5.8

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 _{Ed} (kN×m/m)
Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,35 c2) + 1,5 d)	-140.0

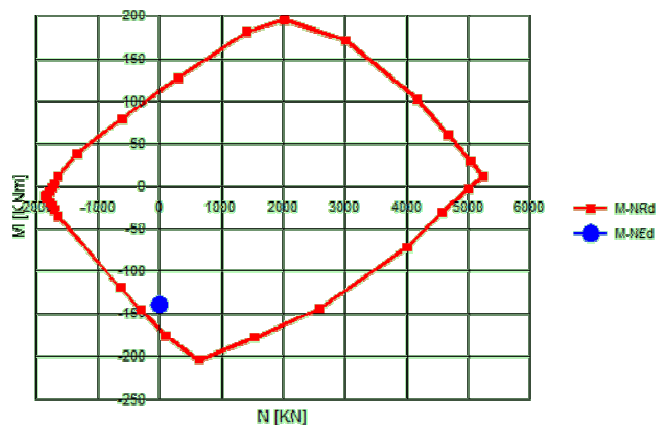
- Altezza della sezione resistente $H = 24 \text{ cm}$
- Larghezza della sezione resistente $b = 100 \text{ cm}$
- Armatura inferiore $1\phi 20/20$ – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore $1\phi 20/10$ –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

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



$$M_{Rd} = -174 \text{ kNm/m} > M_{Ed}$$

$$FS = 1,24 > 1,0$$



5.4.2 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.	18.1
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	13.5
c ₁) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	92.6
c ₂) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	108.4
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 ₂) + 1,5 d)	196.7

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

Essendo:

- Altezza della sezione resistente H = 24 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 $\alpha = 70,7^\circ$

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

$$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{333,7 \text{ kN}}{196,7 \text{ kN}} = 1,70 > 1,0$$

5.4.3 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	-21.7	0.0	-21.7
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	0.0	-18.2	0.0	-18.2
c) Carichi mobili variabili: schema di carico 1	0.0	-55.6	0.0	-55.6
d) Folla sui marciapiedi	0.0	-5.8	0.0	-5.8
e) Urto di veicolo in svio	-36.4	-45.1	-47.1	-58.4

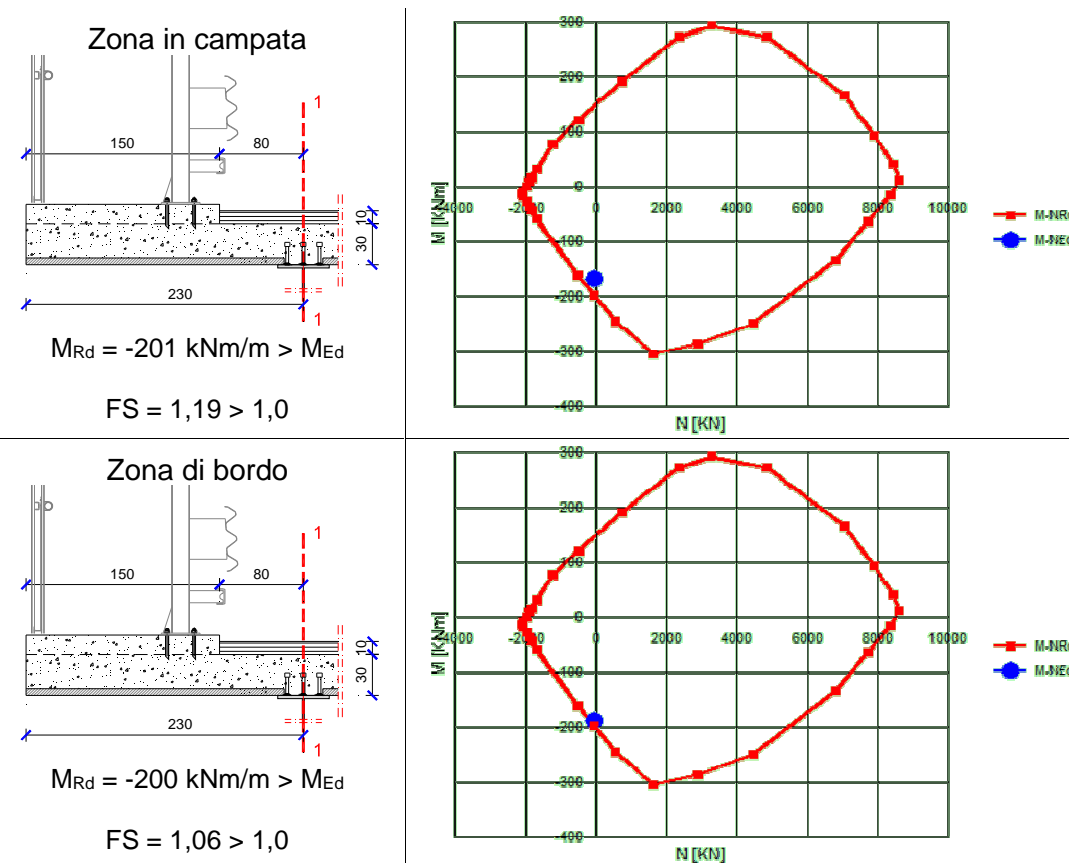
Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso

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)	-54.6	-169.0	-70.7	-188.9

- Altezza della sezione resistente $H = 24 \text{ cm}$
- Larghezza della sezione resistente $b = 100 \text{ cm}$
- Armatura inferiore $1\phi 20/20$ – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore $1\phi 20/10$ –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

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



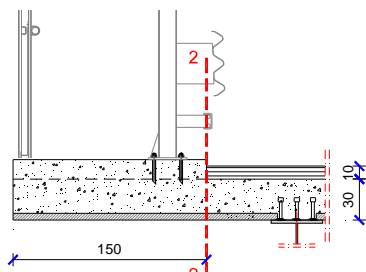
Sbalzo soletta d'impalcato: Sezione 2 - 2a filo cordolo calcestruzzo C 32/40	n (kN/m)	m (kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	0.0	-9.6
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	0.0	-9.0
c) Carichi mobili variabili: schema di carico 2	0.0	0.0
d) Folla sui marciapiedi	0.0	-2.8
e) Urto di veicolo in svio	-87.0	-107.8

Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso

Azioni assiale positive se di compressione

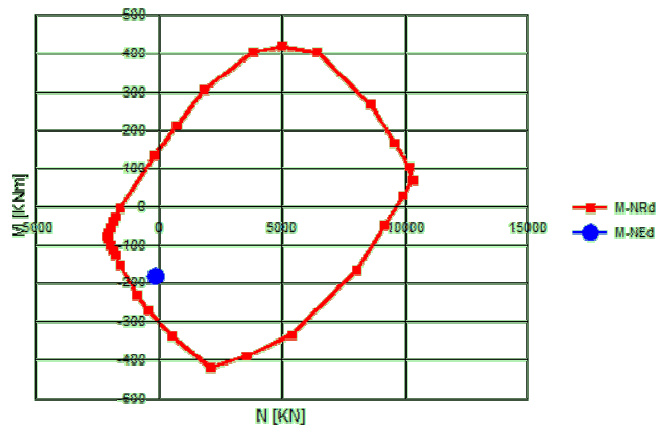
Comb. delle azioni di calcolo D.M. 14 Gennaio 2008 - S.L.U. Combinazione $E_d = G_1 + G_2 + A_d + \Sigma(\psi_{21} \times Q_{ki})$	n_{Ed} (kN/m)	m_{Ed} (kN×m/m)
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,0 c) + 1,0 d) + 1,5 e)	-130.5	-183.1

- Altezza della sezione resistente $H = 24+6$ cm
- Larghezza della sezione resistente $b = 100$ cm
- Armatura inferiore $1\phi 20/20$ – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 10 cm
- Armatura superiore $1\phi 20/10$ –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 23 cm



$$M_{Rd} = -293 \text{ kNm/m} > M_{Ed}$$

$$FS = 1,60 > 1,0$$



5.4.4 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.	-21.7
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-18.2
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	-55.6
d) Accidentali di servizio	-5.8

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 _{Ed} (kN×m/m)
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,0 c) + 1,0 d)	-101.3

- Altezza della sezione resistente $H = 24$ cm
- Larghezza della sezione resistente $b = 100$ cm
- Armatura inferiore $1\phi 20/20$ – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore $1\phi 20/10$ – acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

⇒ Tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c = 13,9 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 22,41 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Tensione nell'armatura tesa:

$$\sigma_s = -230,1 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

5.4.5 VERIFICHE A FESSURAZIONE AGLI SLE

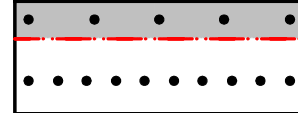
Sbalzo soletta d'impalcato: Sezione 1 - 1 in asse alla trave calcestruzzo C 32/40	m (kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	-21.7
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-18.2
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	-55.6

Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso

D.M. 14 Gennaio 2008 - Combinazione statica agli S.L.E. Comb. frequente: $E_d = G_1 + G_2 + \psi_{1i} \times Q_{k1} + \sum(\psi_{2i} \times Q_{ki})$	m _{Ed} (kN×m/m)
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 0,75 c)	-81.6

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

Larghezza sezione, b :	100	cm	
Altezza sezione, h:	24	cm	
Azione flettente sollecitante, M_{ed} :	81.6	kNm	<i>da inserire sempre con segno positivo</i>
	Armature inf.		Armature sup.
Numero barre, n:	10		5
Diametro equivalente barre, ϕ :	20	mm	20
Area armatura, A_f / A_f' :	3142	mm ²	1571
Copriferro all'asse delle armature, d:	70	mm	40
coeff. "m" di omogeneizzazione delle barre:	15		
Tensione di compressione nel cls, σ_c :	11.16	N/mm ²	
Tensione di trazione nelle barre, σ_f :	-185.24	N/mm ²	
Posizione dell'asse neutro, x:	80.7	mm	
Inerzia flessionale della sezione, J:	59005.89	cm ⁴	



Classe di resistenza del cls:

C32/40

Rck	fck	fc,m	Ecls	fcd	fctm	fctd
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
40	33.2	41.2	33643	18.81	3.10	1.45

Modulo elastico dell'armatura, E_s :	210000	N/mm ²	
coeff. di omogeneizzazione acciaio/cls, a_e :	6.24		
Altezza ricoprimento effettiv, $h_{c,eff}$:	53.1	mm	
Area efficace del cls teso, $A_{c,eff}$:	53100	mm ²	
Rapporto geometrico delle barre, ρ_{eff} :	0.0592		
Fattore che dipende dalla durata del carico, k_t :	0.6		(carico di breve durata)
Fattore relativo alla qualità delle barre, k_1 :	0.8		(barre ad aderenza migliorata)
Fattore relativo al tipo di carico, k_2 :	0.5		(sezione soggetta a flessione)
Fattore k_3 :	3.4		
Fattore k_4 :	0.425		
Ricoprimento netto dell'armatura tesa, c:	60	mm	
Deformazione unitaria media delle barre, ϵ_{sm} :	6.77E-04	>	5.29E-04
Distanza massima tra le fessure, $\Delta_{s,max}$:	261	mm	
Valore di calcolo delle aperture delle fessure, w_d:	0.177	mm	

5.5 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

5.5.1 PESO PROPRIO SOLETTA

peso soletta, sp. 24+6 cm = 7,50 kN/m²

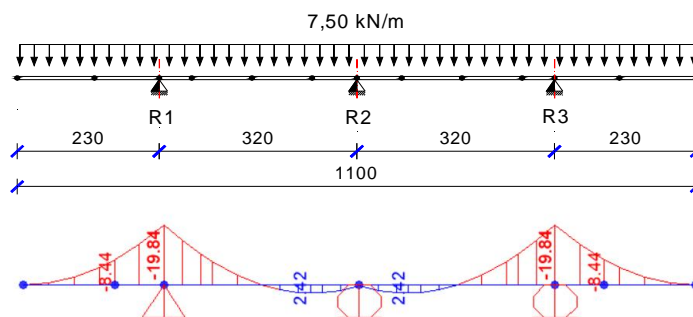


Diagramma del momento flettente per pesi propri (kNm/m)

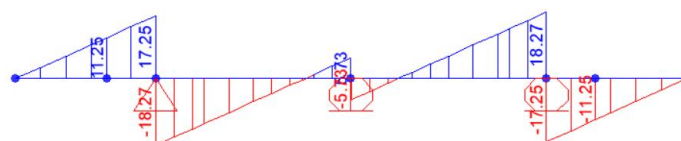


Diagramma del taglio per pesi propri (kN)

5.5.2 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): $0,15 \text{ m} \times 25,0 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- Barriere sicurvia: = 2 x 1,50 kN/m
- Reti di protezione e parapetti: = 2 x 3,00 kN/m
- Tubazioni e impianti di evacuazione: = 2 x 1,00 kN/m
- Pavimentazione, sp. 10 cm: = 3,00 kN/m²

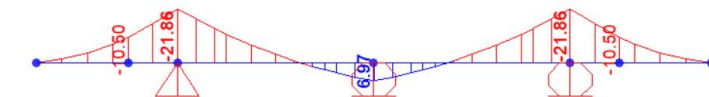
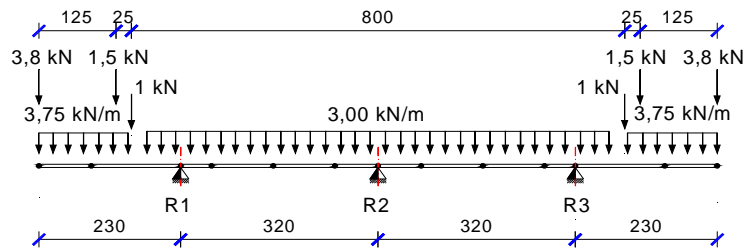


Diagramma del momento flettente per carichi permanenti (kNm)

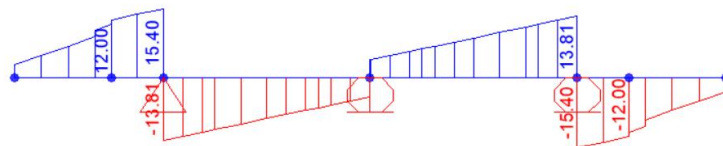


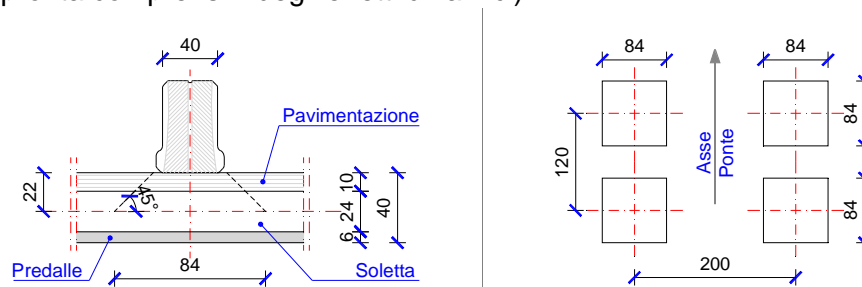
Diagramma del taglio per carichi permanenti (kN)

5.5.3 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.

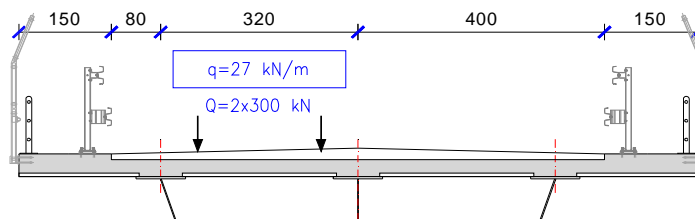
5.5.4 CARICHI MOBILI VARIABILI – SCHEMA DI CARICO N. 1

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).

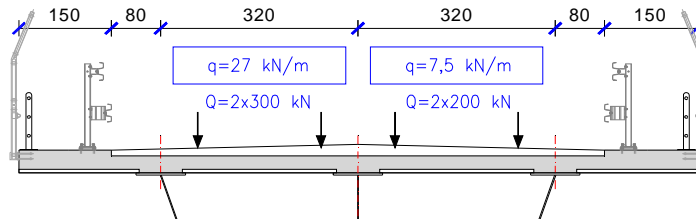


Effettuando una diffusione a 45° nello spessore della pavimentazione fino all'asse della soletta gettata in opera, le impronte di carico assumono dimensioni di 84 cm x 84 cm.

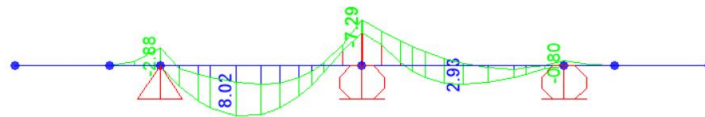
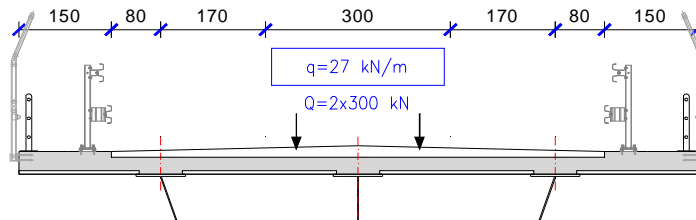
- Disposizione 1A



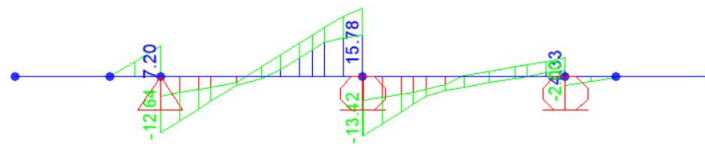
- Disposizione 1B



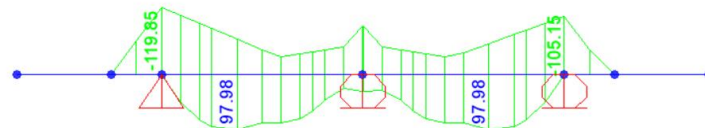
- **Disposizione 1C**



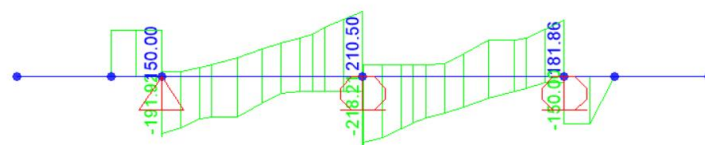
Inviluppo del diagramma del momento flettente per carichi distribuiti q_{ik} (kNm)



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



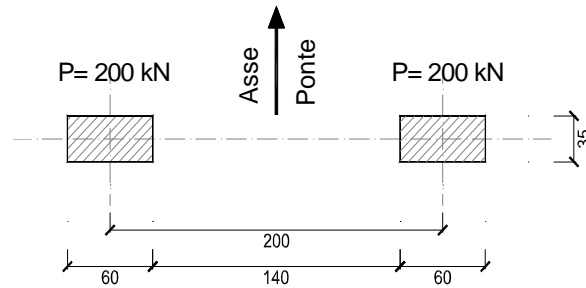
Inviluppo del diagramma del momento flettente per carichi tandem Q_{ik} (kNm)



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

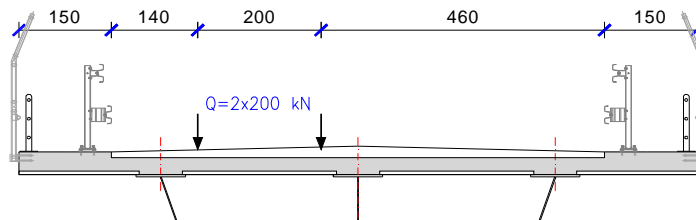
5.5.5 CARICHI MOBILI VARIABILI – SCHEMA DI CARICO N. 2

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.

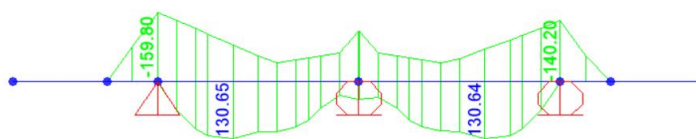
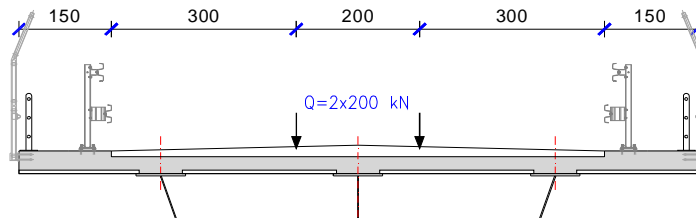


Effettuando la diffusione a 45° nello spessore del manto stradale e della soletta, le impronte di carico assumono dimensioni 79 cm x 104 cm, in corrispondenza del piano medio di soletta.

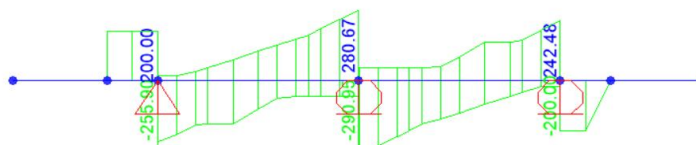
- **Disposizione 2A**



- **Disposizione 2B**



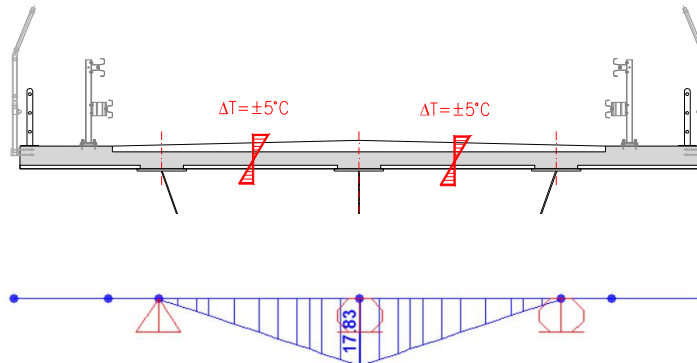
Inviluppo del diagramma del momento flettente per schema di carico 2 (kNm)



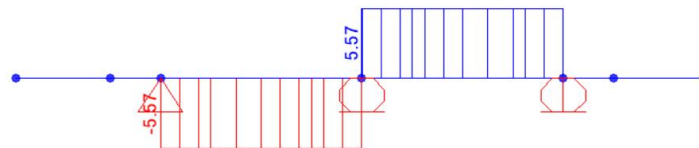
Inviluppo del diagramma del taglio per schema di carico 2 (kN)

5.5.6 VARIAZIONE TERMICA LINEARE IN SOLETTA

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



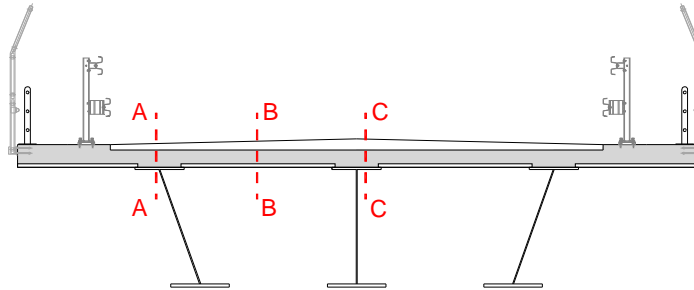
Inviluppo del diagramma del momento flettente per variazione termica in soletta (kNm)



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

5.6 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 m + 0,84 m + 2 x 0,60 m = 3,24 m
- Schema di carico n. 2: 0,79 m + 2 x 0,60 m = 1,99 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	-19.8	2.4	0.0	18.3	5.7
b)	Sovracc. Permanenti	-21.9	1.4	0.0	13.8	0.0
a)+b)		-41.7	3.8	0.0	32.1	5.7
c1)	Inv. Schema di carico 1 (Tandem)	-239.8	196.0	-173.4	383.8	421.0
	Inv. Schema di carico 1/ $b_{eff,1}$	-74.0	60.5	-53.5	118.5	129.9
c2)	Inv. carichi distribuiti q_{ik}	-2.9	8.0	-7.3	12.6	15.7
d)	Schema di carico 2 (Disp. A)	-159.0	130.7	-115.6	250.0	291.0
	Schema di carico 2 (Disp. A)/ $b_{eff,2}$	-79.9	65.7	-58.1	125.6	146.2
e)	Variazione termica lineare (+5°)	0.0	8.9	-17.8	5.6	5.6
Totale	ΣM	-121.6	76.7	-67.0		
Totale	ΣV				166.0	154.7

5.7 VERIFICHE

5.7.1 VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE AGLI SLU

	Sez. A-A	Sez. B-B
Verifica locale soletta	m	m
calcestruzzo C 32/40	(kN×m/m)	(kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	-19.8	2.4
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-21.9	1.4
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	-	68.5
d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	-79.9	-
e) Variazione termica lineare	0.0	8.9

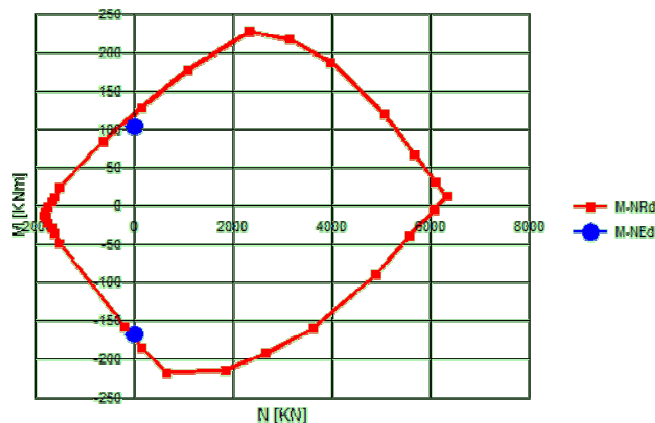
Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso

D.M. 14 Gennaio 2008 - Combinazione statica agli S.L.U.	m_{Ed}	m_{Ed}
Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	(kN×m/m)	(kN×m/m)
Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,35 c) + 0,72 e)	-	104.2
Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,35 d) + 0,72 e)	-167.4	-

- Altezza della sezione resistente H = 24 cm
- Larghezza della sezione resistente b = 100 cm
- Armatura inferiore 1φ20/20 – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore 1φ20/10 –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

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

Dominio N-M



$$M_{Rd}(\text{sez A-A e C-C}) = -173.7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}(\text{sez B-B}) = 121 \text{ kNm}$$

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.

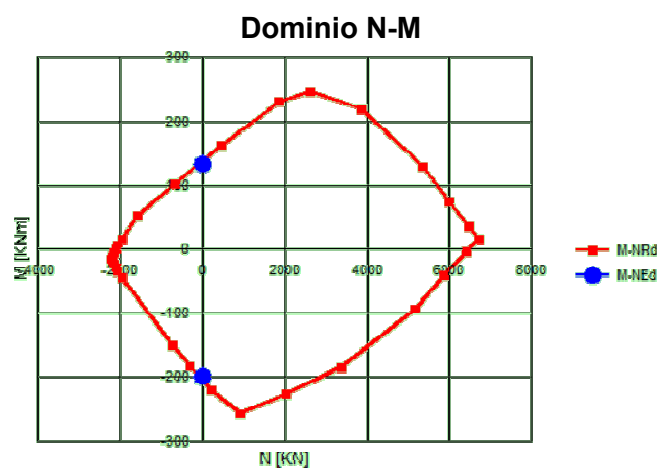
	Sez. A-A	Sez. B-B
Verifica locale soletta	m	m
calcestruzzo C 32/40	(kN×m/m)	(kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	-19.8	2.4
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-21.9	1.4
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	-	68.5
d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	-79.9	-
e) Variazione termica lineare	0.0	8.9

Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso

D.M. 14 Gennaio 2008 - Cobinazione statica agli S.L.U.	m_{Ed}	m_{Ed}
Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	(kN×m/m)	(kN×m/m)
Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,3 x 1,35 c) + 0,72 e)	-	132.0
Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,3 x 1,35 d) + 0,72 e)	-199.8	-

- Altezza della sezione resistente H = 24 cm
- Larghezza della sezione resistente b = 100 cm
- Armatura inferiore 1φ22/20 – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore 1φ22/10 –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

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



$$M_{Rd}(\text{sez A-A e C-C}) = -206.2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}(\text{sez B-B}) = 138 \text{ kNm}$$

5.7.2 VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO AGLI SLU

	Sez. A-A	Sez. C-C
Verifica locale soletta calcestruzzo C 32/40	v (kN/m)	v (kN/m)
a) P. p. soletta in c.a.	18.3	5.7
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	13.8	0.0
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	131.1	145.6
e) Variazione termica lineare	5.6	5.6

Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso

D.M. 14 Gennaio 2008 - Cobinazione statica agli S.L.U. Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	V_{Ed} (kN/m)	V_{Ed} (kN/m)
Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,35 c) + 0,72 e)	226.4	208.3

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

Essendo:

- Altezza della sezione resistente H = 24 cm
- Larghezza della sezione resistente B = 100 cm
- Calcestruzzo in classe di resistenza C32/40
- Barre di armatura B450C
- Diametro staffe ϕ 12
- Passo delle staffe 20 cm
- Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo $\theta = 45^\circ$
- Inclinazione delle staffe di armatura $\alpha = 70,7^\circ$

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

$$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{333,7 \text{ kN}}{226,4 \text{ kN}} = 1,47 > 1,0$$

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

	Sez. A-A	Sez. C-C
Verifica locale soletta zona di bordo	v	v
calcestruzzo C 32/40	(kN/m)	(kN/m)
a) P. p. soletta in c.a.	18.3	5.7
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	13.8	0.0
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	131.1	145.6
e) Variazione termica lineare	5.6	5.6

Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso

D.M. 14 Gennaio 2008 - Combinazione statica agli S.L.U.	V_{Ed}	V_{Ed}
Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	(kN/m)	(kN/m)
Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,3 x 1,35 c) + 0,72 e)	279.5	267.3

Risulta pertanto:

$$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{333,7 \text{ kN}}{279.5 \text{ kN}} = 1,19 > 1,0$$

5.7.3 VERIFICHE TENSIONALI AGLI SLE

	Sez. A-A	Sez. B-B
Verifica locale soletta	m	m
calcestruzzo C 32/40	(kN×m/m)	(kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	-19.8	2.4
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-21.9	1.4
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1		68.5
d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	-79.9	
e) Variazione termica lineare	0.0	8.9

Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso

D.M. 17 Gennaio 2018 - Cobinazione statica agli S.L.E.	m_{Ed}	m_{Ed}
Comb. caratteristica (rara): $E_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times Q_{ki})$	(kN×m/m)	(kN×m/m)
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,0 c) + 0,6 e)		77.6
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,0 d) + 0,6 e)	-121.6	

- Altezza della sezione resistente H = 24 + 6 cm
- Larghezza della sezione resistente b = 100 cm
- Armatura inferiore 1φ20/20 – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 10 cm
- Armatura superiore 1φ20/10 –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

Sez. A-A

⇒ Tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c = 16,6 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 22,41 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Tensione nell'armatura tesa:

$$\sigma_s = -172,6 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

Sez. B-B

⇒ Tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c = 11,3 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 22,41 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Tensione nell'armatura tesa:

$$\sigma_s = -286,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

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

	Sez. A-A	Sez. B-B
Verifica locale soletta zona di bordo	m	m
calcestruzzo C 32/40	(kN×m/m)	(kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	-19.8	2.4
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-21.9	1.4
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1		68.5
d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	-79.9	
e) Variazione termica lineare	0.0	8.9

Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso

D.M. 17 Gennaio 2018 - Combinazione statica agli S.L.E.	m_{Ed}	m_{Ed}
Comb. caratteristica (rara): $E_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times Q_{ki})$	(kN×m/m)	(kN×m/m)
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,3 x 1,0 c) + 0,6 e)		98.2
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,3 x 1,0 d) + 0,6 e)	-145.6	

Sez. A-A

⇒ Tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c = 18,3 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 22,41 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Tensione nell'armatura tesa:

$$\sigma_s = -276,2 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

Sez. B-B

⇒ Tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c = 13,1 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 22,41 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Tensione nell'armatura tesa:

$$\sigma_s = -306,8 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

5.7.4 VERIFICHE A FESSURAZIONE AGLI SLE

	Sez. A-A	Sez. B-B
Verifica locale soletta	m	m
calcestruzzo C 32/40	(kN×m/m)	(kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	-19.8	2.4
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-21.9	1.4
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1		68.5
d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	-79.9	

Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso

D.M. 17 Gennaio 2018 - 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)
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 0,75 c)		55.2
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 0,75 d)	-101.6	

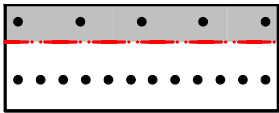
Sez. A-A

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

Larghezza sezione, b :	100 cm	
Altezza sezione, h:	24 cm	
Azione flettente sollecitante, M _{ed} :	101.6 kNm	<i>da inserire sempre con segno positivo</i>

	Armature inf.	Armature sup.
Numero barre, n:	12	5
Diametro equivalente barre, φ:	20 mm	20 mm
Area armatura, A _f / A _f ':	3770 mm ²	1571 mm ²
Copriferro all'asse delle armature, d:	70 mm	40 mm

coeff. "m" di omogeneizzazione delle barre: 15

Tensione di compressione nel cls, σ _c :	13.19 N/mm ²	
Tensione di trazione nelle barre, σ _f :	-194.16 N/mm ²	
Posizione dell'asse neutro, x:	85.8 mm	
Inerzia flessionale della sezione, J:	66089.29 cm ⁴	

Classe di resistenza del cls: C32/40

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

Modulo elastico dell'armatura, E _s :	210000 N/mm ²	
coeff. di omogeneizzazione acciaio/cls, α _e :	6.24	
Altezza ricoprimento effettiv, h _{c,eff} :	51.4 mm	
Area efficace del cls teso, A _{c,eff} :	51400 mm ²	
Rapporto geometrico delle barre, ρ _{eff} :	0.0733	

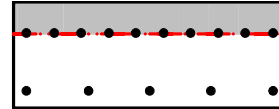
Fattore che dipende dalla durata del carico, k ₁ :	0.6	(carico di breve durata)
Fattore relativo alla qualità delle barre, k ₁ :	0.8	(barre ad aderenza migliorata)
Fattore relativo al tipo di carico, k ₂ :	0.5	(sezione soggetta a flessione)
Fattore k ₃ :	3.4	
Fattore k ₄ :	0.425	
Ricoprimento netto dell'armatura tesa, c:	60 mm	

Deformazione unitaria media delle barre, ε _{sm} :	7.49E-04	>	5.55E-04
Distanza massima tra le fessure, Δ _{s,max} :	250 mm		
Valore di calcolo delle aperture delle fessure, w_d:	0.187 mm		

Sez. B-B

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

Larghezza sezione, b :	100	cm	
Altezza sezione, h:	24	cm	
Azione flettente sollecitante, M_{ed} :	55.2	kNm	<i>da inserire sempre con segno positivo</i>
	Armature inf.		Armature sup.
Numero barre, n:	5		10
Diametro equivalente barre, ϕ :	20	mm	20
Area armatura, A_f / A_f' :	1571	mm ²	3142
Copriferro all'asse delle armature, d:	40	mm	70
coeff. "m" di omogeneizzazione delle barre:	15		
Tensione di compressione nel cls, σ_c :	8.04	N/mm ²	
Tensione di trazione nelle barre, σ_f :	-204.10	N/mm ²	
Posizione dell'asse neutro, x:	74.3	mm	
Inerzia flessionale della sezione, J:	50993.41	cm ⁴	



Classe di resistenza del cls:

C32/40

Rck N/mm ²	fck N/mm ²	fc _m N/mm ²	E _{cls} N/mm ²	f _{cd} N/mm ²	f _{ctm} N/mm ²	f _{ctd} N/mm ²
40	33.2	41.2	33643	18.81	3.10	1.45

Modulo elastico dell'armatura, Es:	210000	N/mm ²	
coeff. di omogeneizzazione acciai/cls, α_e :	6.24		
Altezza ricoprimento effettiv, $h_{c,eff}$:	55.2	mm	
Area efficace del cls teso, $A_{c,eff}$:	55200	mm ²	
Rapporto geometrico delle barre, ρ_{eff} :	0.0285		
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, ε_{sm} :	6.06E-04	>	5.83E-04
Distanza massima tra le fessure, $\Delta_{s,max}$:	221	mm	
Valore di calcolo delle aperture delle fessure, w_d:	0.134	mm	

	Sez. A-A	Sez. B-B
Verifica locale soletta zone di bordo	m	m
calcestruzzo C 32/40	(kN×m/m)	(kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	-19.8	2.4
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-21.9	1.4
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1		68.5
d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	-79.9	

Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso

D.M. 17 Gennaio 2018 - 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)
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,3 x 0,75 c)		70.6
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,3 x 0,75 d)	-119.6	

Sez. A-A

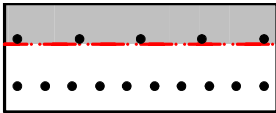
Verifica a fessurazione di solette in c.a. per ponti

Larghezza sezione, b : 100 cm
 Altezza sezione, h: 30 cm
 Azione flettente sollecitante, M_{ed}: 119.6 kNm *da inserire sempre con segno positivo*

	Armature inf.	Armature sup.
Numero barre, n:	10	5
Diametro equivalente barre, ϕ :	22 mm	22 mm
Area armatura, Af / Af':	3801 mm ²	1901 mm ²
Copriferro all'asse delle armature, d:	70 mm	100 mm

coeff. "m" di omogeneizzazione delle barre: 15

Tensione di compressione nel cls, σ_c : 10.64 N/mm²
 Tensione di trazione nelle barre, σ_f : -166.33 N/mm²
 Posizione dell'asse neutro, x: 112.6 mm
 Inerzia flessionale della sezione, J: 126622.7 cm⁴



Classe di resistenza del cls: C32/40

Rck	fck	fc _m	E _{cls}	f _{cd}	f _{ctm}	f _{ctd}
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
40	33.2	41.2	33643	18.81	3.10	1.45

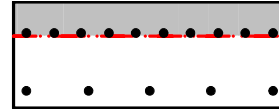
Modulo elastico dell'armatura, E_s: 210000 N/mm²
 coeff. di omogeneizzazione acciaio/cls, a_e: 6.24
 Altezza ricoprimento effettiv, h_{c,eff}: 62.5 mm
 Area efficace del cls teso, A_{c,eff}: 62500 mm²
 Rapporto geometrico delle barre, ρ_{eff} : 0.0608

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:	59 mm	
Deformazione unitaria media delle barre, ϵ_{sm} :	5.91E-04	> 4.75E-04
Distanza massima tra le fessure, Δ_s, max :	262 mm	
Valore di calcolo delle aperture delle fessure, w_d:	0.155 mm	

Sez. B-B

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

Larghezza sezione, b :	100	cm	
Altezza sezione, h:	24	cm	
Azione flettente sollecitante, M_{ed} :	70.3	kNm	<i>da inserire sempre con segno positivo</i>
	Armature inf.		Armature sup.
Numero barre, n:	5		10
Diametro equivalente barre, ϕ :	22	mm	22
Area armatura, A_f / A_f' :	1901	mm ²	3801
Copriferro all'asse delle armature, d:	40	mm	70
coeff. "m" di omogeneizzazione delle barre:	15		
Tensione di compressione nel cls, σ_c :	9.34	N/mm ²	
Tensione di trazione nelle barre, σ_f :	-219.62	N/mm ²	
Posizione dell'asse neutro, x:	77.9	mm	
Inerzia flessionale della sezione, J:	58624.8	cm ⁴	



Classe di resistenza del cls:

C32/40

Rck N/mm ²	fck N/mm ²	fc _m N/mm ²	E _{cls} N/mm ²	f _{cd} N/mm ²	f _{ctm} N/mm ²	f _{ctd} N/mm ²
40	33.2	41.2	33643	18.81	3.10	1.45

Modulo elastico dell'armatura, Es:	210000	N/mm ²	
coeff. di omogeneizzazione acciai/cls, α_e :	6.24		
Altezza ricoprimento effettiv, $h_{c,eff}$:	54	mm	
Area efficace del cls teso, $A_{c,eff}$:	54000	mm ²	
Rapporto geometrico delle barre, ρ_{eff} :	0.0352		
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:	29	mm	
Deformazione unitaria media delle barre, ε_{sm} :	7.39E-04	>	6.27E-04
Distanza massima tra le fessure, $\Delta_{s,max}$:	205	mm	
Valore di calcolo delle aperture delle fessure, w_d:	0.151	mm	

6. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE STRUTTURE DI IMPALCATO

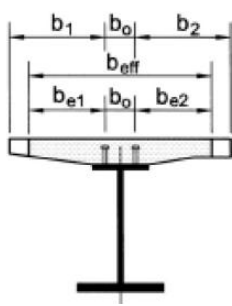
Travi e traversi in acciaio da carpenteria S355

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: $b_{eff} = b_o + b_{e1} + b_{e2}$



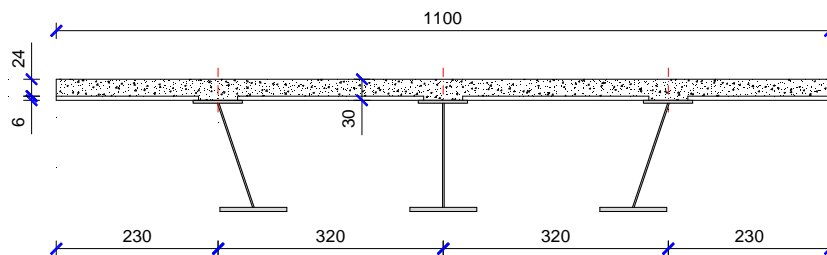
- b_o è la larghezza direttamente impegnata dai connettori (pioli);
- b_{e1} e b_{e2} sono le larghezze efficaci da ciascun lato della trave in acciaio, comunque inferiori o al limite uguali alla semi-larghezza trasversale b_i tra le travi e il filo esterno (veletta di bordo).

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 in continuità è assunta facendo riferimento a quanto indicato dalle norme tecniche di settore (DM 17.01.2018 e UNI EN 1994-2) e di seguito riportato.

Si riportano per le singole travi principali i valori delle larghezze collaboranti della soletta.



Calcolo delle larghezza collaboranti di soletta

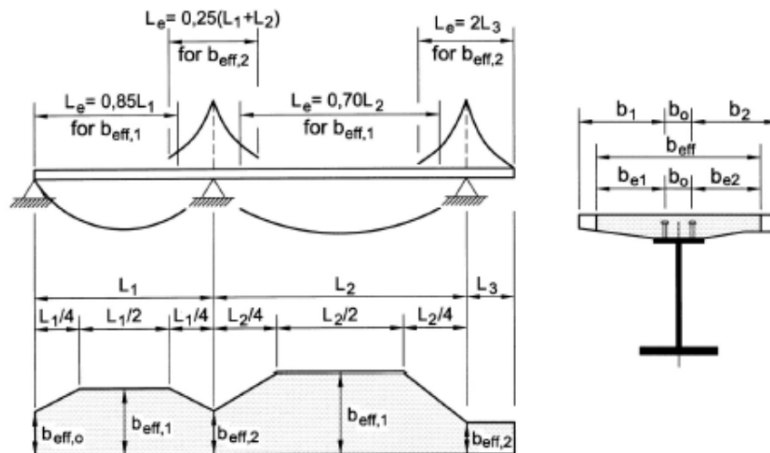


Figura 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} , e luci equivalenti, L_e , per le travi continue

Impalcato in continuità

- **L1 = 37.5 m** - Campata di bordo
- **L2 = 40.65 m** - Campata interna
- **L3 = 0 m** - Campata laterale a sbalzo

Campata di bordo - L1

- $b_0 = 0.5$ m - Distanza tra i pioli esterni
- $i = 3.2$ m - Interasse travi principali
- $e = 2.3$ m - Distanza tra l'asse trave e il bordo soletta

Sezione in campata

- $b_{1,1} = 1.35$ m - Larghezza di soletta collaborante in destra trave
- $b_{2,1} = 2.05$ m - Larghezza di soletta collaborante in sinistra trave
- $b_{eff,1} = 3.90$ m - Larghezza collaborante

Sezione all'appoggio di estremità

- $\beta_{b1} = 1$
- $\beta_{b2} = 0.94$
- $b_{eff,0} = 3.77$ m - Larghezza collaborante

Sezione all'appoggio intermedio

- $b_{1,2} = 1.35$ m - Larghezza di soletta collaborante in destra trave
- $b_{2,2} = 2.05$ m - Larghezza di soletta collaborante in sinistra trave
- $b_{eff,2} = 3.9$ m - Larghezza collaborante

Campata intermedia - L2

- $b_0 = 0.5$ m - Distanza tra i pioli esterni
- $i = 3.2$ m - Interasse travi principali
- $e = 2.3$ m - Distanza tra l'asse trave e il bordo soletta

Sezione in campata

- $b_{1,1} = 1.35$ m - Larghezza di soletta collaborante in destra trave
- $b_{2,1} = 2.05$ m - Larghezza di soletta collaborante in sinistra trave
- $b_{eff,1} = 3.9$ m - Larghezza collaborante

Sezione all'appoggio intermedio

- $b_{1,2} = 1.35$ m - Larghezza di soletta collaborante in destra trave
- $b_{2,2} = 2.05$ m - Larghezza di soletta collaborante in sinistra trave
- $b_{eff,2} = 3.9$ m - Larghezza collaborante

In via cautelativa si considera una larghezza di soletta collaborante pari a 3.2 m.

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 ²
- Modulo elastico tangenziale istantaneo	$G_{c0} =$	14018 N/mm ²
- Modulo elastico normale a tempo $t_{0,perm}$	$E_{c,perm} =$	11347 N/mm ²
- Modulo elastico tangenziale a tempo $t_{0,perm}$	$G_{c,perm} =$	4728 N/mm ²
- Modulo elastico normale a tempo $t_{0,rit}$	$E_{c,rit} =$	11894 N/mm ²
- Modulo elastico tangenziale a tempo $t_{0,rit}$	$G_{c,rit} =$	4956 N/mm ²

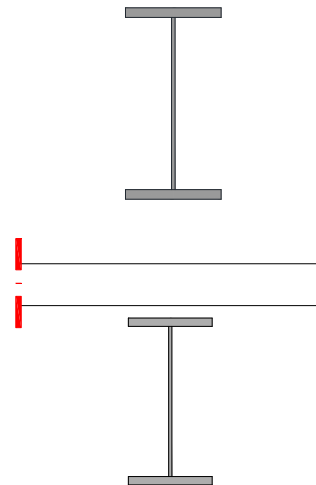
$$n = \frac{E_{acciaio}}{E_{c0}} = 6,2$$

$$n = \frac{E_{acciaio}}{E_{c,perm}} = 18,5$$

$$n = \frac{E_{acciaio}}{E_{c,ritiro}} = 17,7$$

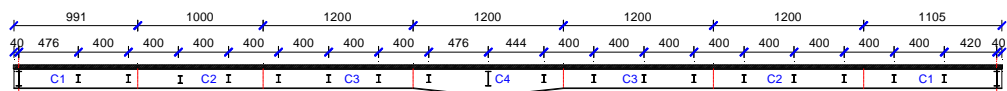
In sede di analisi e verifica delle travi d'impalcato si sono considerate le caratteristiche sezionali associate alle varie fasi di evoluzione della struttura, ovvero:

- 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.



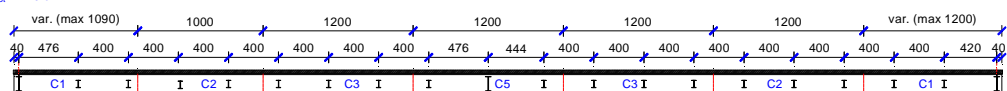
6.1.2 ABACO DI COMPOSIZIONE DEI CONCI METALLICI

TRAVE CENTRALE $H_{tot} = 210-350$ cm

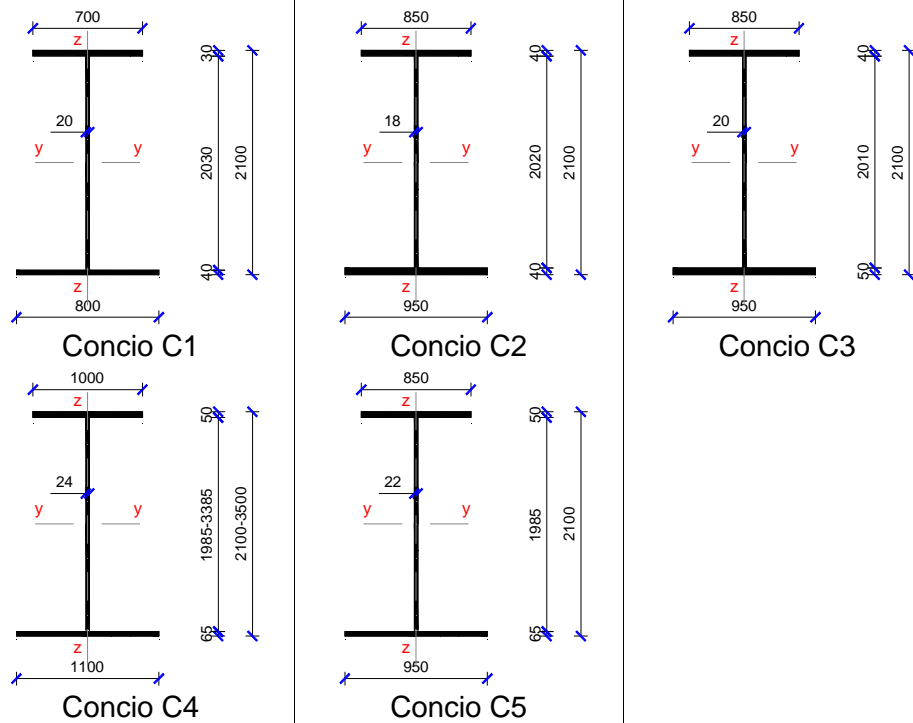


N. CONCIO	C1	C2	C3	C4	C3	C2	C1
PIATTAB. SUP. [mm]	700x30	850x40	850x40	1000x50	850x40	850x40	700x30
ANIMA [mm]	20	18	20	24	20	18	20
PIATTAB. INF. [mm]	800x40	950x40	950x50	1100x65	950x50	950x40	800x40

TRAVIDI BORDO $H_{tot} = 210$ cm

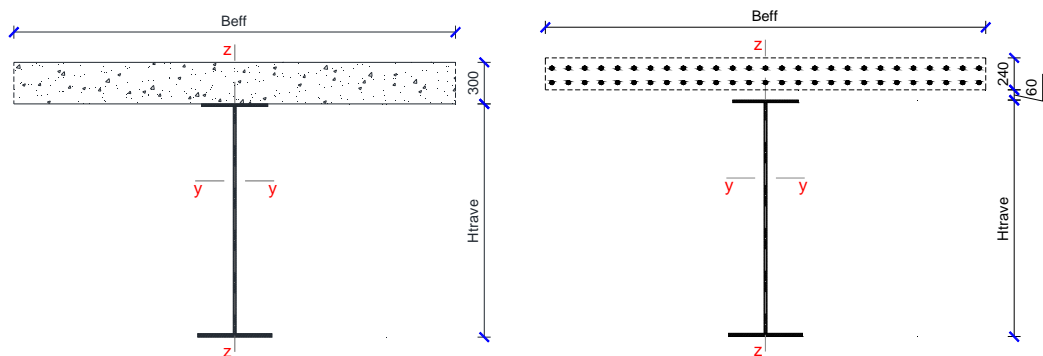


N. CONCIO	C1	C2	C3	C5	C3	C2	C1
PIATTAB. SUP. [mm]	700x30	850x40	850x40	850x50	850x40	850x40	700x30
ANIMA [mm]	20	18	20	22	20	18	20
PIATTAB. INF. [mm]	800x40	950x40	950x50	950x65	950x50	950x40	800x40



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-clt (Fasi II – III e IV). In particolare saranno riportati i valori di: area della sezione (**A**); posizione del baricentro rispetto la fibra inferiore (**g_z**); momento principale di inerzia rispetto l'asse orizzontale y-y (**I_{yy}**); modulo di resistenza a flessione rispettivamente per le fibre inferiori della trave metallica (**W_{y,feinf}**), per le fibre superiori della trave metallica (**W_{y,fesup}**), per le fibre di intradosso del getto di soletta in opera (**W_{y,so1}**), per le fibre di estradosso della soletta gettata in opera (**W_{y,so2}**); costante torsionale (**I_t**), per le armature longitudinali in soletta (**W_{y,arm1}** per lo strato inferiore e **W_{y,arm2}** per lo strato superiore).





Concio C1 ($B_{eff} = 320$ cm)

Fase	Area (cm ²)	g _z (cm)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{y,feinf} (cm ³)	W _{y,fesup} (cm ³)	W _{y,sol1} (cm ³)	W _{y,sol2} (cm ³)	I _t (cm ⁴)
I	936	93,2	6909585	74137	59157			2878
II	1455	140,2	12745658	90916	182582	3379592	2363763	80674
III	1480	141,6	12924043	91257	189011	3337941	2320039	84418
IV	2474	175,1	17132803	97826	491401	3067332	1648698	233573

Concio C2 ($B_{eff} = 320$ cm)

Fase	Area (cm ²)	g _z (cm)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{y,feinf} (cm ³)	W _{y,fesup} (cm ³)	W _{y,sol1} (cm ³)	W _{y,sol2} (cm ³)	I _t (cm ⁴)
I	1084	101,2	8860136	87551	81435			4233
II	1602	141,3	14274894	101044	207706	3844640	2676369	82028
III	1627	142,6	14449073	101356	214245	3783559	2618693	85773
IV	2622	173,8	18718562	107684	517494	3230201	1765735	234928

Concio C3 ($B_{eff} = 320$ cm)

Fase	Area (cm ²)	g _z (cm)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{y,feinf} (cm ³)	W _{y,fesup} (cm ³)	W _{y,sol1} (cm ³)	W _{y,sol2} (cm ³)	I _t (cm ⁴)
I	1217	93,9	9803496	104404	84440			6308
II	1736	133,1	16092703	120930	209200	3872287	2785838	84103
III	1761	134,4	16302525	121318	215580	3807142	2725790	87848
IV	2755	167,1	21595713	129248	503242	3141246	1848785	237003

Concio C4 – trave centrale: H = 2100 mm (armatura 1+1φ24/10, $B_{eff} = 320$ cm)

Fase	Area (cm ²)	g _z (cm)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{y,feinf} (cm ³)	W _{y,fesup} (cm ³)	W _{y,arm1} (cm ³)	W _{y,arm2} (cm ³)	I _t (cm ⁴)
I	1691	92,5	13959344	150912	118803			15151
II-IV	1981	112,1	18407244	164247	187965	170549	152215	15151

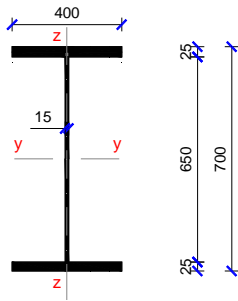
Concio C4 – trave centrale: H = 3500 mm (armatura 1+1φ24/10, $B_{eff} = 320$ cm)

Fase	Area (cm ²)	g _z (cm)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{y,feinf} (cm ³)	W _{y,fesup} (cm ³)	W _{y,arm1} (cm ³)	W _{y,arm2} (cm ³)	I _t (cm ⁴)
I	2027	157,3	43083293	273956	223629			15796
II-IV	2317	183,5	54184888	295410	325283	306862	285819	15796

Concio C5 – travi di bordo: H = 2100 mm (armatura 1+1φ24/10, $B_{eff} = 320$ cm)

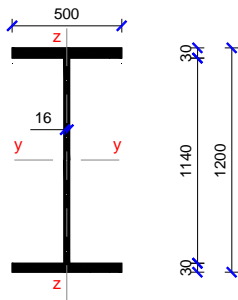
Fase	Area (cm ²)	g _z (cm)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{y,feinf} (cm ³)	W _{y,fesup} (cm ³)	W _{y,arm1} (cm ³)	W _{y,arm2} (cm ³)	I _t (cm ⁴)
I	1479	92,2	12052864	130725	102316			12943
II-IV	1786	114,2	19085882	167173	199160	180342	160613	12943

Traversi intermedi, H = 700 mm



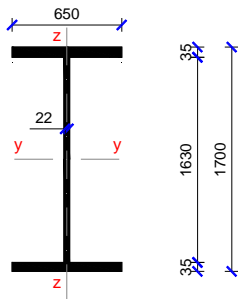
Area, $A =$	298 cm ²
Area anima, $A_w =$	97,5 cm ²
Momento di inerzia rispetto all'asse y, $I_{yy} =$	262245 cm ⁴
Modulo di resistenza alla fibra estrema, $W =$	7493 cm ³
Modulo di resistenza all'attacco d'anima, $W_w =$	8069 cm ³
Momento di inerzia rispetto all'asse z, $I_{zz} =$	26685 cm ⁴
Costante torsionale primaria, $I_t =$	490 cm ⁴

Traversi di spalla, H = 1200 mm



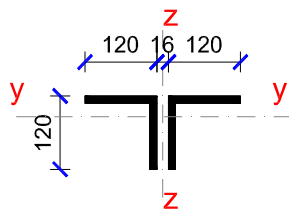
Area, $A =$	482,4 cm ²
Area anima, $A_w =$	182,4 cm ²
Momento di inerzia rispetto all'asse y, $I_{yy} =$	1224439 cm ⁴
Modulo di resistenza alla fibra estrema, $W =$	20407 cm ³
Modulo di resistenza all'attacco d'anima, $W_w =$	21481 cm ³
Momento di inerzia rispetto all'asse z, $I_{zz} =$	62539 cm ⁴
Costante torsionale primaria, $I_t =$	1056 cm ⁴

Traverso di pila, H = 1700 mm



Area, $A =$	813,6 cm ²
Area anima, $A_w =$	358,6 cm ²
Momento di inerzia rispetto all'asse y, $I_{yy} =$	3947841 cm ⁴
Modulo di resistenza alla fibra estrema, $W =$	46445 cm ³
Modulo di resistenza all'attacco d'anima, $W_w =$	48440 cm ³
Momento di inerzia rispetto all'asse z, $I_{zz} =$	160343 cm ⁴
Costante torsionale primaria, $I_t =$	2436 cm ⁴

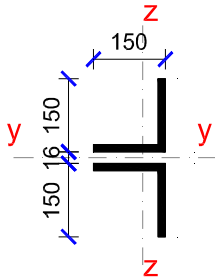
Diagonali di controvento superiori, 2L 120x120x13 mm



Area, $A =$	59,38 cm ²
Area anima, $A_w =$	27,82 cm ²
Momento di inerzia rispetto all'asse y, $I_{yy} =$	788 cm ⁴
Raggio minimo rispetto l'asse y, $i_y =$	3,64 cm
Momento di inerzia rispetto all'asse z, $I_{zz} =$	1853 cm ⁴
Raggio minimo rispetto l'asse z, $i_z =$	5,59 cm

Sezione moderatamente snella in classe 3

Diagonali di controvento inferiori, 2L 150x150x18 mm



	Area, $A =$	102,1 cm ²
	Area anima, $A_w =$	4,52 cm ²
	Momento di inerzia rispetto gli assi y , $I_{yy} =$	4822 cm ⁴
	Raggio minimo rispetto gli assi y , $i_y =$	6,87 cm
	Momento di inerzia rispetto all'asse inclinato, $I_w =$	435 cm ⁴
	Raggio minimo rispetto l'asse inclinato, $i_w =$	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.

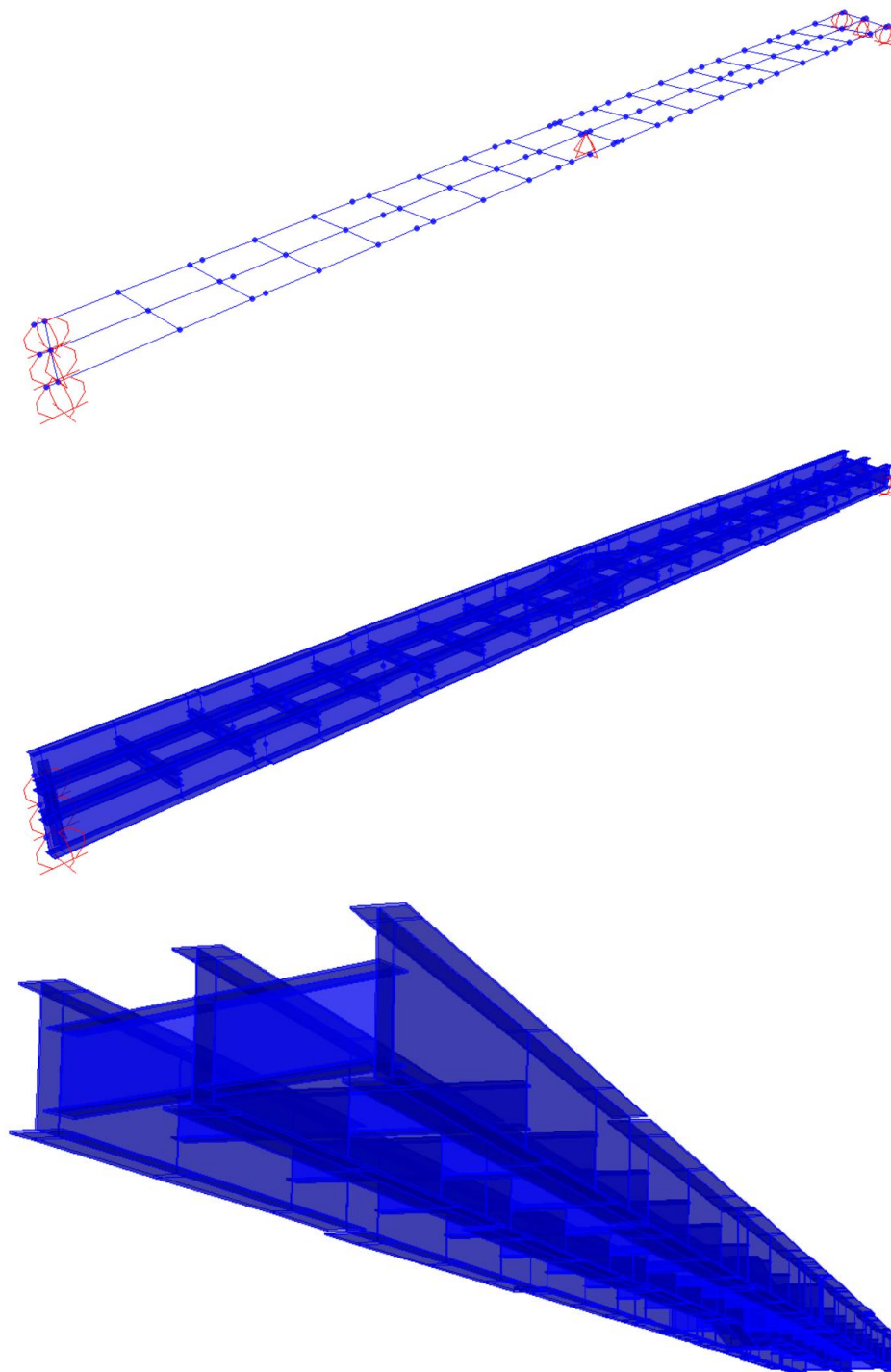
Gli elementi che concorrono a formare il graticcio d'impalcato sono le travi longitudinali principali e i diaframmi trasversali. Il contributo resistente della soletta, in senso longitudinale al viadotto, è stato considerato nella definizione delle caratteristiche sezionali omogeneizzando le fasce del getto in opera collaborante alle travi in acciaio (v. precedente capitolo).

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 rigidità orizzontale degli appoggi è stata inserita con pari valore di rigidità 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 $n = 18,5$.
- **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 $n = 17,7$.
- **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.

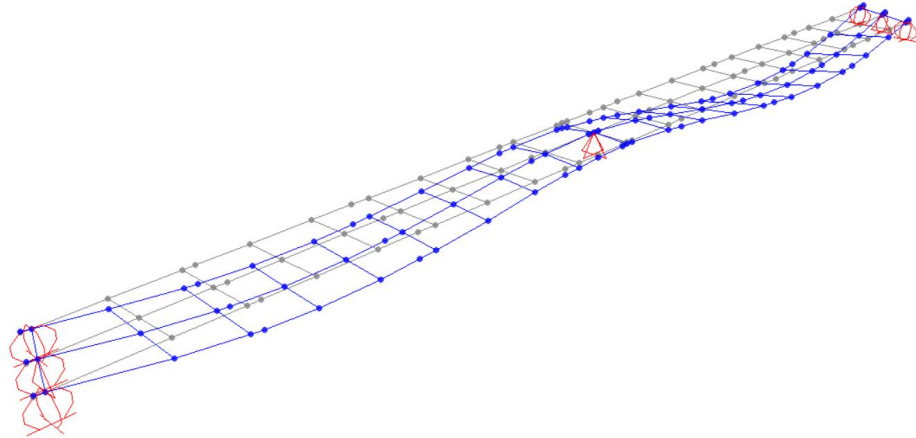


Viste tridimensionali della modellazione a elementi finiti

La modellazione consta di 92 punti nodali, 129 elementi trave a due nodi, $(3+1+3) \times 2$ elementi elastici (molle) che simulano gli apparecchi di appoggio isolatori, per un totale di 541 gradi di libertà

7.2 DIAGRAMMA DI SOLLECITAZIONE E CONFIGURAZIONI DEFORMATE

Peso proprio strutture di impalcato



Deformata sotto carico, $\delta_{zmax} = 53,3$ mm

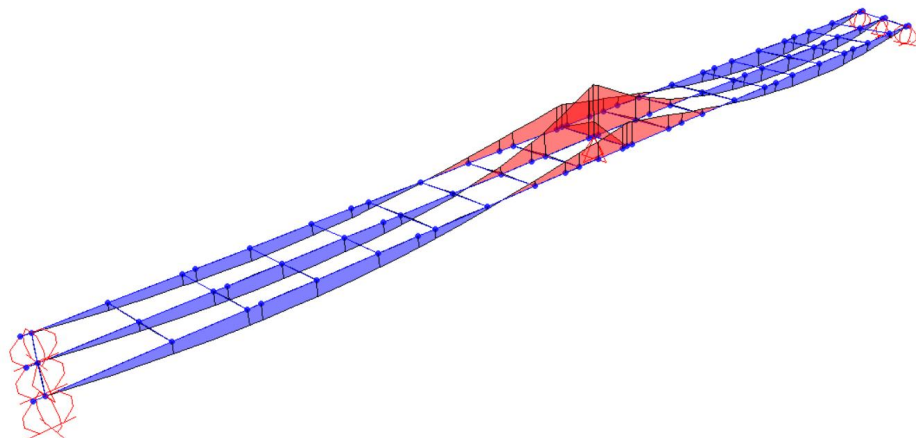


Diagramma del momento flettente M_y

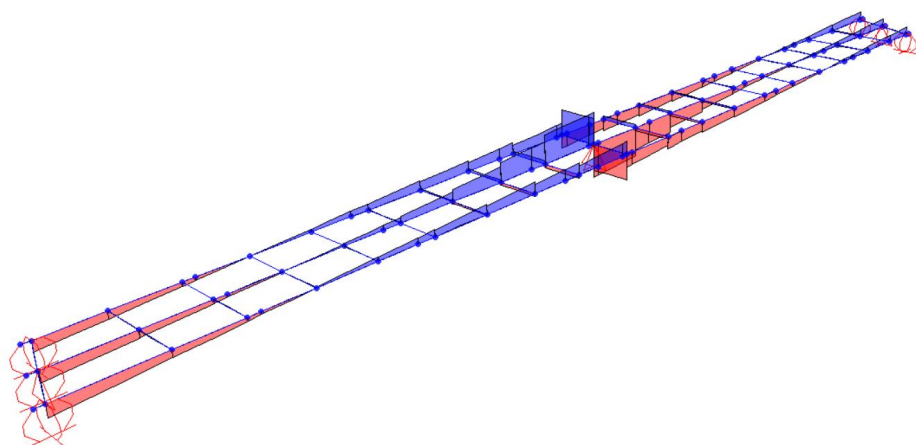
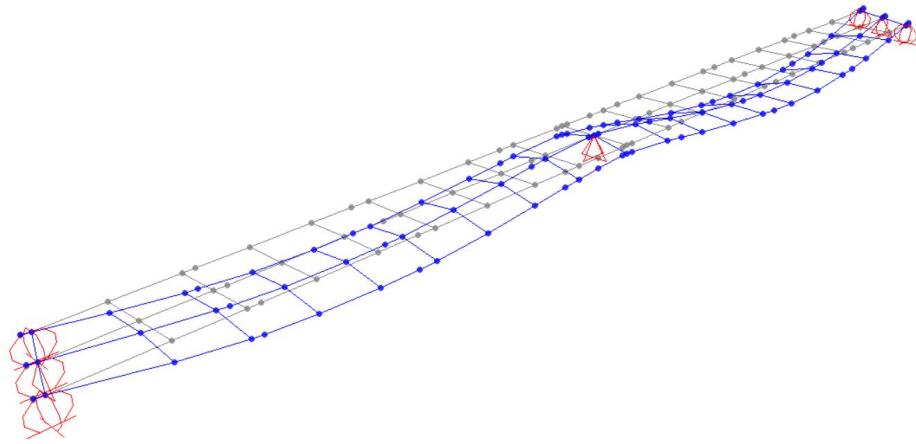


Diagramma dell'azione di taglio V_z

Sovraccarichi permanenti non strutturali



Deformata sotto carico, $\delta_{zmax} = 7,5$ mm

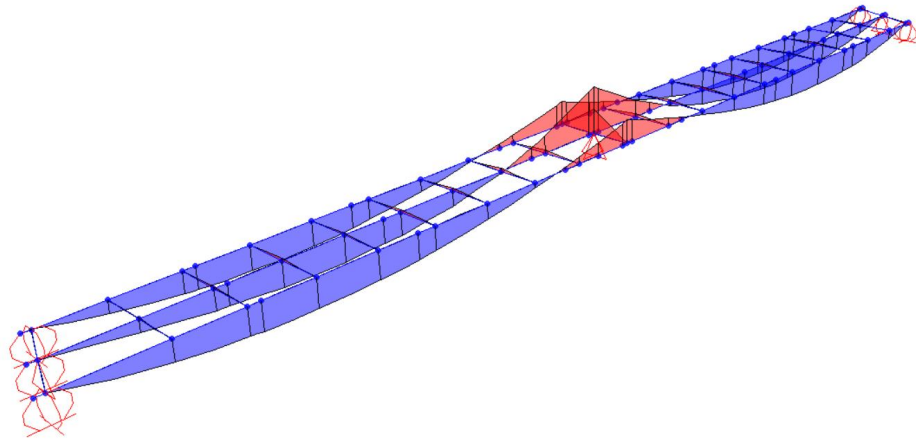


Diagramma del momento flettente M_y

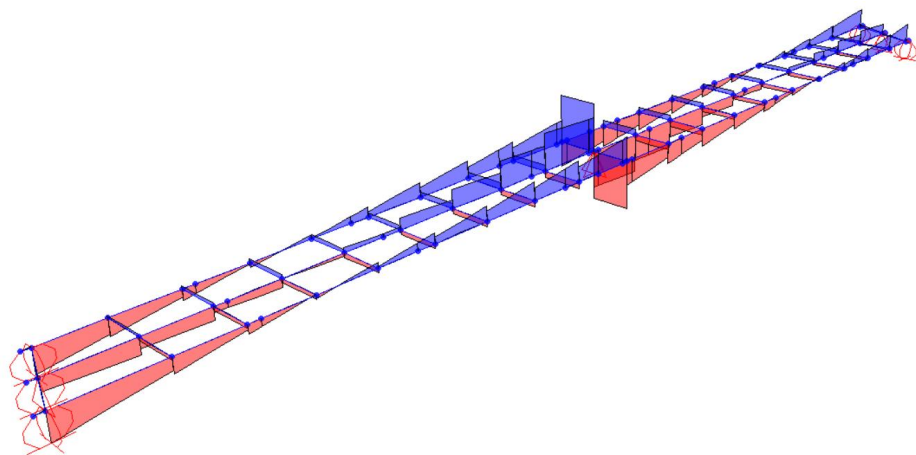
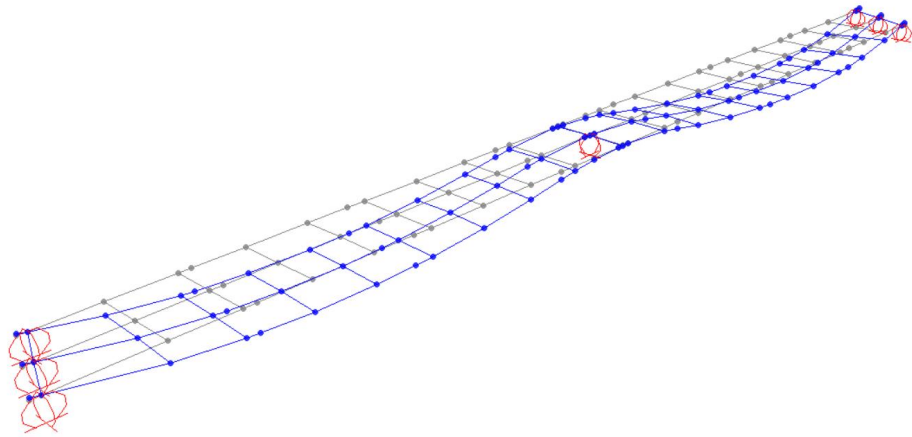


Diagramma dell'azione di taglio V_z

Ritiro in soletta (effetti secondari)



Deformata sotto carico, $\delta_{zmax} = 22,6$ mm

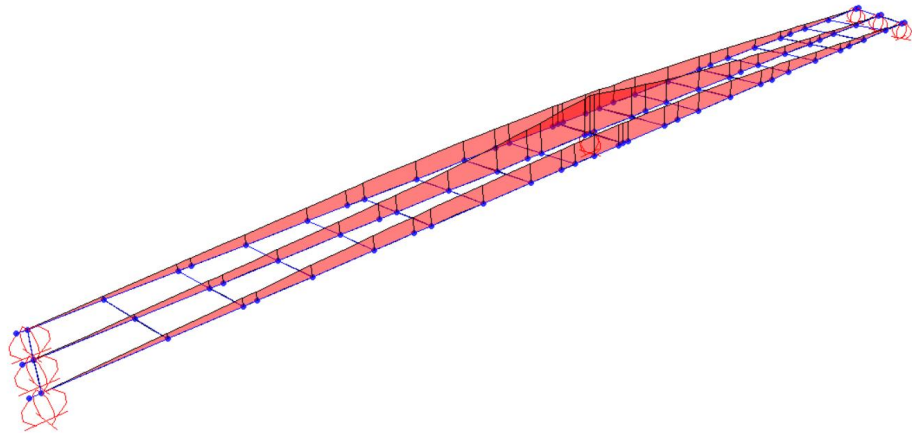


Diagramma del momento flettente M_y

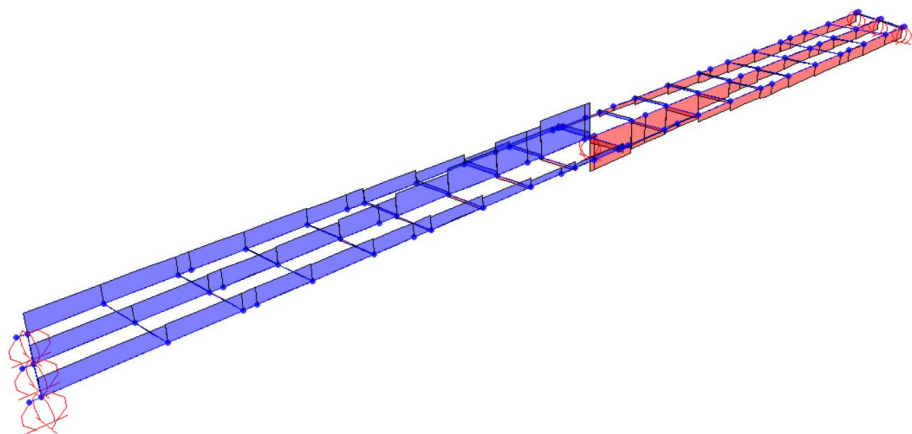
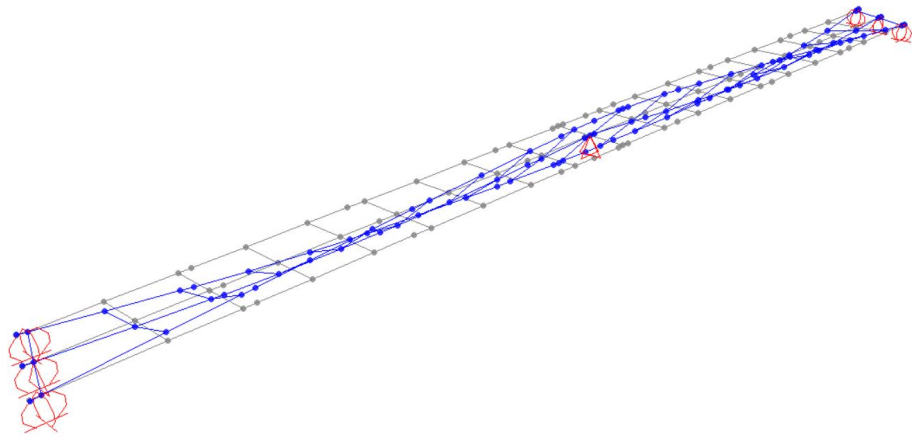


Diagramma dell'azione di taglio V_z

Carichi mobili – Involuppo



Deformata sotto carico, $\delta_{zmax} = 39,2$ mm

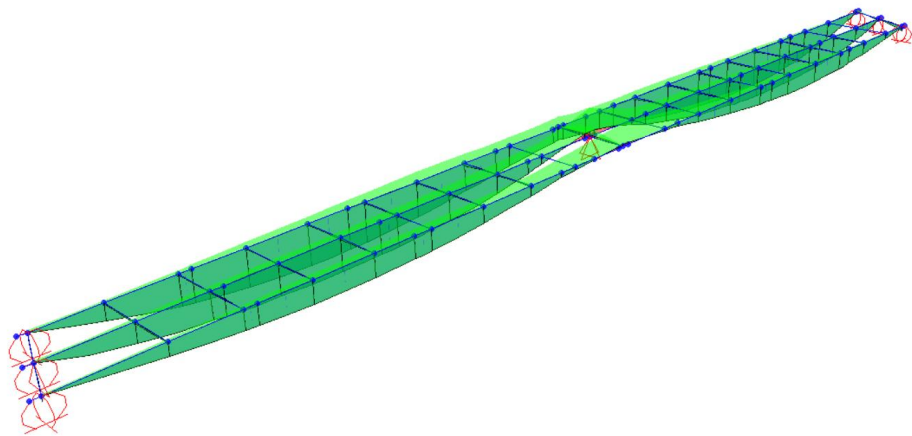


Diagramma del momento flettente M_y

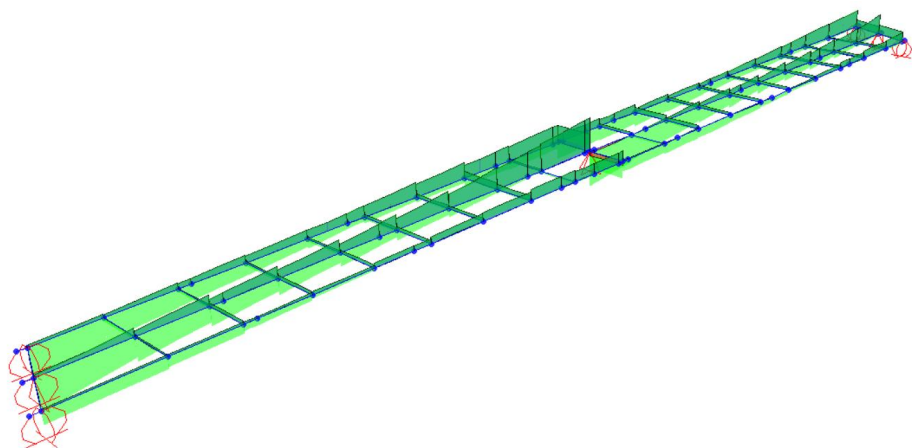
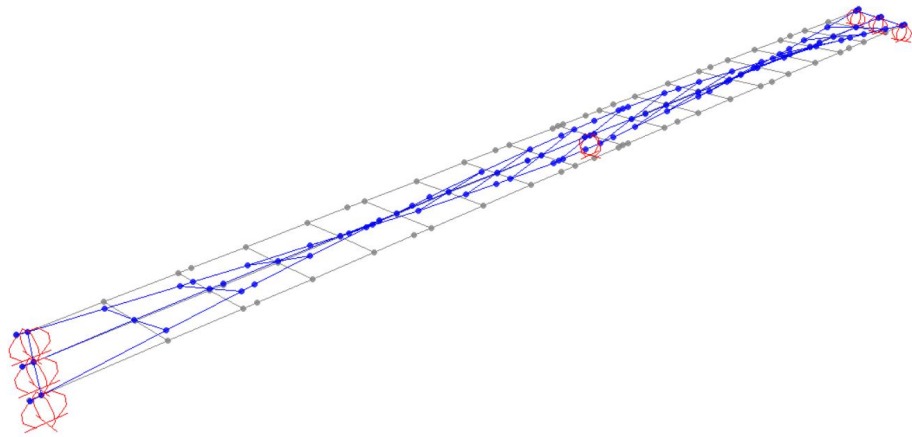


Diagramma dell'azione di taglio V_z

Vento trasversale sull’impalcato – componente del momento trasversale M_t



Deformata sotto carico, $\delta_{zmax} = 12,8$ mm

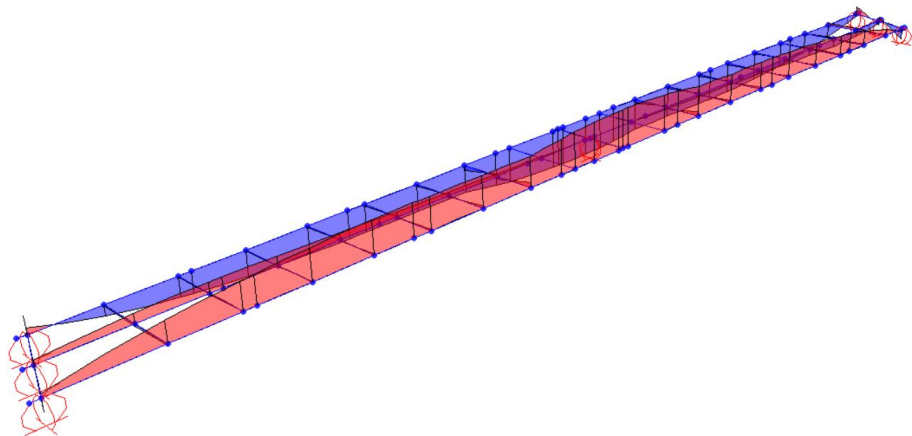


Diagramma del momento flettente M_y

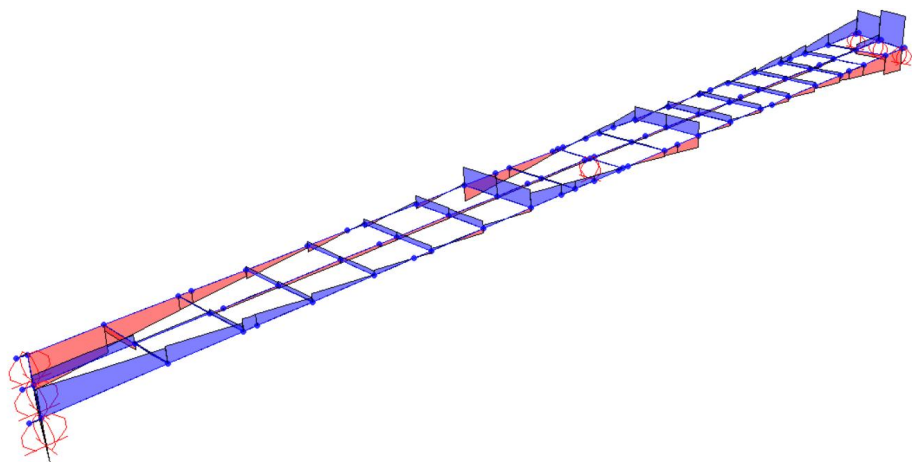
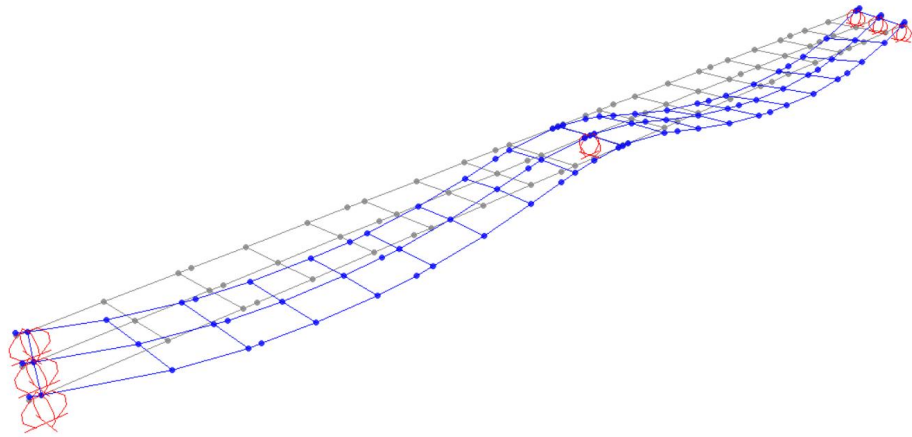


Diagramma dell’azione di taglio V_z

Variazione termica in soletta (effetti secondari)



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

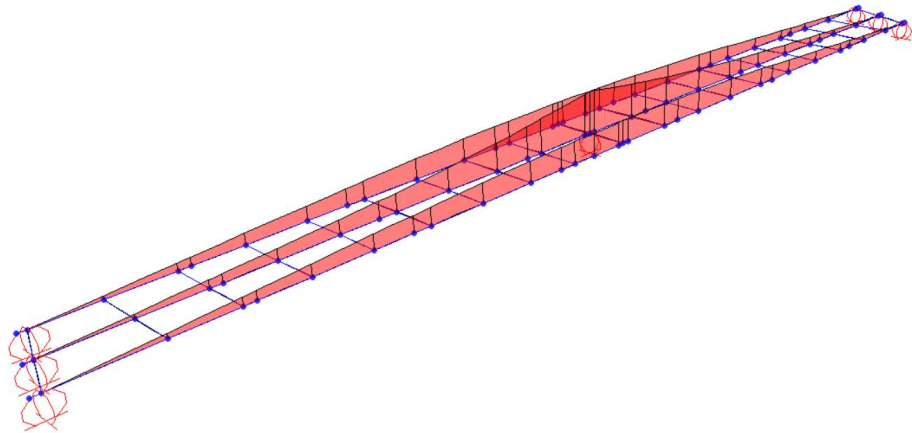


Diagramma del momento flettente M_y

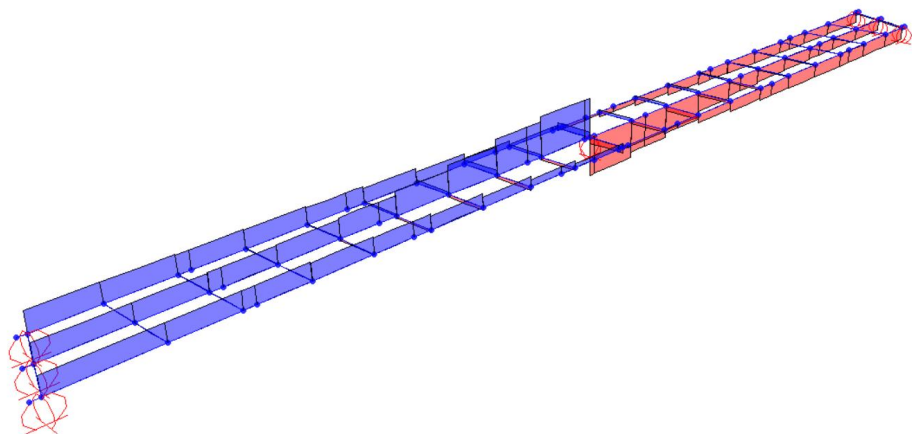


Diagramma dell'azione di taglio V_z

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

7.3.1 TRAVI PRINCIPALI LONGITUDINALI

Alla tabella seguente sono riportate le azioni interne negli elementi della trave centrale della modellazione FEM lungo lo sviluppo longitudinale del ponte.

Concio	Frame	Station	Peso Proprio impalcato			Permanenti			Ritiro effetti primari			Ritiro effetti secondari		
			N	Vz	My	N	Vz	My	N	Vz	My	N	Vz	My
	Text	m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m
C1-S1	1101	0	0	-673	-6		-143	10	4485	3740		235	-16	
C1-S1	1102	0	0	-422	2679		-121	787	4485	3740		236	-1134	
C1-S1	1103	0	0	-221	3998		-66	1339	4485	3740		242	-2077	
C2-S1	1104	0	0	-186	4151		-72	1390	4485	3698		242	-2259	
C2-S1	1105	0	0	-21	4509		1	1669	4485	3698		257	-3045	
C2-S1	1106	0	0	193	4219		75	1732	4485	3698		286	-4072	
C3-S1	1107	0	0	323	3509		51	1559	4485	4065		286	-4860	
C3-S1	1108	0	0	463	3066		156	1501	4485	4065		339	-5218	
C3-S1	1109	0	0	845	805		253	945	4485	4065		423	-6573	
C3-S1	1110	0	0	1381	-2984		381	2	4485	4065		536	-8266	
C4-S1	1111	0	0	1521	-6977		358	-1016	4485	3632		536	-9740	
C4-S1	1112	0	0	2076	-8924		521	-1456	4485	3632		618	-10408	
C4-S1	1113	0	0	2358	-18357		485	-3599	4485	6381		618	-13042	
C4-S1	1114	0	0	-2484	-19545		-514	-3841	4485	6381		-611	-13351	
C4-S1	1115	0	0	-2450	-18311		-518	-3582	4485	6381		-611	-13046	
C4-S1	1116	0	0	-1704	-9176		-378	-1473	4485	3632		-526	-10636	
C3-S2	1117	0	0	-1606	-6611		-391	-878	4485	4065		-526	-9820	
C3-S2	1118	0	0	-1138	-2830		-248	104	4485	4065		-410	-8531	
C3-S2	1119	0	0	-748	1315		-151	1164	4485	4065		-323	-6893	
C3-S2	1120	0	0	-463	3902		-70	1835	4485	4065		-269	-5602	
C2-S2	1121	0	0	-384	4558		-83	1954	4485	3698		-269	-5186	
C2-S2	1122	0	0	-241	5359		4	2183	4485	3698		-239	-4527	
C2-S2	1123	0	0	-43	5949		73	2235	4485	3698		-225	-3571	
C2-S2	1124	0	0	157	5745		138	2009	4485	3698		-219	-2672	
C1-S1	1125	0	0	230	5445		125	1806	4485	3740		-219	-2333	
C1-S1	1126	0	0	366	4744		190	1525	4485	3740		-217	-1797	
C1-S1	1127	0	0	597	2911		213	831	4485	3740		-217	-929	

Concio	Frame	Station	Involuppo Accidentali (max)			Involuppo Accidentali (min)			DT effetti primari			DT effetti secondari		
			N	Vz	My	N	Vz	My	N	Vz	My	N	Vz	My
	Text	m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m
C1-S1	1101	0	76	23		-891	-219		3702	1846		0	105	-7
C1-S1	1102	0	153	2836		-659	-452		3702	1846		0	105	-506
C1-S1	1103	0	199	4040		-561	-678		3702	1846		0	108	-928
C2-S1	1104	0	222	4268		-517	-716		3702	1894		0	108	-1009
C2-S1	1105	0	234	4703		-479	-881		3702	1894		0	115	-1360
C2-S1	1106	0	272	4932		-399	-1078		3702	1894		0	128	-1819
C3-S1	1107	0	404	4952		-258	-1227		3702	2144		0	128	-2171
C3-S1	1108	0	348	4771		-314	-1295		3702	2144		0	151	-2331
C3-S1	1109	0	481	4174		-255	-1571		3702	2144		0	189	-2936
C3-S1	1110	0	690	3064		-149	-1978		3702	2144		0	239	-3692
C4-S1	1111	0	832	1910		-54	-2454		3702	2997		0	239	-4351
C4-S1	1112	0	944	1227		-9	-2672		3702	2997		0	276	-4649
C4-S1	1113	0	1178	-867		89	-5112		3702	5267		0	276	-5825
C4-S1	1114	0	-74	-983		-1255	-5443		3702	5267		0	-273	-5964
C4-S1	1115	0	-74	-946		-1230	-4988		3702	5267		0	-273	-5827
C4-S1	1116	0	-8	837		-968	-2398		3702	2997		0	-235	-4751
C3-S2	1117	0	34	1739		-885	-1974		3702	2144		0	-235	-4386
C3-S2	1118	0	79	2882		-765	-1601		3702	2144		0	-183	-3811
C3-S2	1119	0	132	4274		-636	-1245		3702	2144		0	-144	-3079
C3-S2	1120	0	168	5144		-542	-1011		3702	2144		0	-120	-2502
C2-S2	1121	0	216	5435		-457	-940		3702	1894		0	-120	-2316
C2-S2	1122	0	198	5583		-462	-828		3702	1894		0	-107	-2022
C2-S2	1123	0	260	5624		-389	-662		3702	1894		0	-100	-1595
C2-S2	1124	0	351	5225		-351	-498		3702	1894		0	-98	-1194
C1-S1	1125	0	425	5003		-290	-434		3702	1846		0	-98	-1042
C1-S1	1126	0	458	4330		-305	-333		3702	1846		0	-97	-803
C1-S1	1127	0	616	2821		-219	-167		3702	1846		0	-97	-415



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto definitivo
Ponte “Strada Bossarino” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

Alla tabella seguente sono riportate le azioni interne negli elementi della trave lato monte della modellazione FEM lungo lo sviluppo longitudinale del ponte.

Concio	Frame	Station	Peso Proprio			Permanenti			Ritiro effetti primari			Ritiro effetti secondari			
			Text	N	Vz	My	N	Vz	My	N	Vz	My	N	Vz	My
			m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m
C1-S1	1001	0	0	-702	-6										
C1-S1	1002	0	0	-403	3206										
C1-S1	1003	0	0	-189	4403										
C2-S1	1004	0	0	-150	4531										
C2-S1	1005	0	0	30	4742										
C2-S1	1006	0	0	242	4202										
C3-S1	1007	0	0	387	3337										
C3-S1	1008	0	0	434	2810										
C3-S1	1009	0	0	587	620										
C3-S1	1010	0	0	663	-2182										
C6-S1	1011	0	0	819	-4221										
C6-S1	1012	0	0	677	-5294										
C6-S1	1013	0	0	797	-6653										
C6-S1	1014	0	0	954	-8769										
C6-S1	1015	0	0	-993	-9254										
C6-S1	1016	0	0	-960	-8766										
C6-S1	1017	0	0	-930	-5486										
C3-S1	1018	0	0	-829	-4122										
C3-S1	1019	0	0	-846	-2260										
C3-S1	1020	0	0	-697	673										
C3-S1	1021	0	0	-496	3010										
C2-S1	1022	0	0	-408	3710										
C2-S1	1023	0	0	-277	4552										
C2-S1	1024	0	0	-57	5240										
C2-S1	1025	0	0	164	5046										
C1-S1	1026	0	0	245	4729										
C1-S1	1027	0	0	375	3974										

Concio	Frame	Station	Inviluppo Accidentali (max)			Inviluppo Accidentali (min)			DT effetti primari			DT effetti secondari		
			N	Vz	My	N	Vz	My	N	Vz	My	N	Vz	My
			KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m
C1-S1	1001	0	58	15										
C1-S1	1002	0	57	1842										
C1-S1	1003	0	59	2820										
C2-S1	1004	0	59	2937										
C2-S1	1005	0	89	3425										
C2-S1	1006	0	153	3565										
C3-S1	1007	0	161	3357										
C3-S1	1008	0	221	3262										
C3-S1	1009	0	290	2548										
C3-S1	1010	0	375	1509										
C6-S1	1011	0	386	659										
C6-S1	1012	0	347	455										
C6-S1	1013	0	356	148										
C6-S1	1014	0	367	-297										
C6-S1	1015	0	39	-395										
C6-S1	1016	0	39	-415										
C6-S1	1017	0	20	257										
C3-S1	1018	0	20	534										
C3-S1	1019	0	-7	1272										
C3-S1	1020	0	-18	2430										
C3-S1	1021	0	-13	3298										
C2-S1	1022	0	-13	3481										
C2-S1	1023	0	29	3772										
C2-S1	1024	0	121	3800										
C2-S1	1025	0	211	3366										
C1-S1	1026	0	224	3037										
C1-S1	1027	0	297	2490										



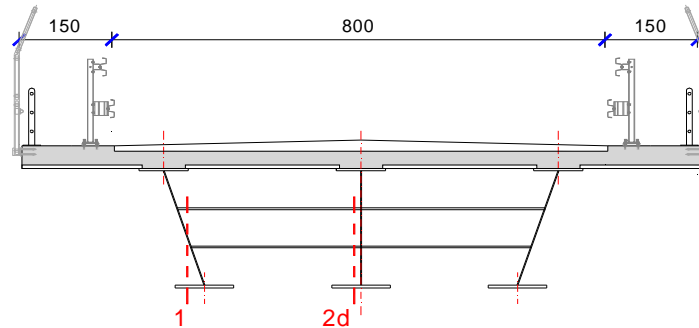
Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto definitivo
Ponte “Strada Bossarino” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

Alla tabella seguente sono riportate le azioni interne negli elementi della trave lato valle della modellazione FEM lungo lo sviluppo longitudinale del ponte.

Concio	Frame	Station	Peso Proprio impalcato			Permanenti			Ritiro effetti primari			Ritiro effetti secondari					
			N	Vz	My	N	Vz	My	N	Vz	My	N	Vz	My			
			KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m			
	Text	m															
C1-S1	1201	0	0	-633	-6			-279	-18	4798	3696			265	-20		
C1-S1	1202	0	0	-442	1987			-197	816	4798	3696			262	-1003		
C1-S1	1203	0	0	-229	3342			-122	1372	4798	3696			257	-2051		
C2-S1	1204	0	0	-190	3500			-100	1455	4798	3680			257	-2244		
C2-S1	1205	0	0	-9	3838			-52	1625	4798	3680			248	-3079		
C2-S1	1206	0	0	203	3455			13	1600	4798	3680			233	-4072		
C3-S1	1207	0	0	348	2697			93	1453	4798	4066			233	-4712		
C3-S1	1208	0	0	396	2219			74	1314	4798	4066			205	-5002		
C3-S1	1209	0	0	549	183			125	785	4798	4066			160	-5822		
C3-S1	1210	0	0	625	-2465			155	53	4798	4066			90	-6461		
C6-S1	1211	0	0	781	-4400			235	-484	4798	3305			90	-6710		
C6-S1	1212	0	0	640	-5425			184	-800	4798	3305			49	-6822		
C6-S1	1213	0	0	917	-8742			309	-1851	4798	3305			49	-7030		
C6-S1	1214	0	0	-1030	-9209			-357	-2009	4798	3305			-40	-7054		
C6-S1	1215	0	0	-997	-8702			-343	-1834	4798	3305			-40	-7034		
C6-S1	1216	0	0	-840	-6483			-272	-1091	4798	3305			-40	-6937		
C6-S1	1217	0	0	-968	-5276			-314	-709	4798	3305			-82	-6875		
C3-S1	1218	0	0	-867	-3854			-269	-257	4798	4066			-82	-6748		
C3-S1	1219	0	0	-885	-1898			-273	315	4798	4066			-128	-6546		
C3-S1	1220	0	0	-736	1188			-221	1173	4798	4066			-169	-6032		
C3-S1	1221	0	0	-535	3679			-162	1822	4798	4066			-195	-5356		
C2-S1	1222	0	0	-447	4440			-117	2038	4798	3680			-195	-5054		
C2-S1	1223	0	0	-317	5377			-101	2237	4798	3680			-209	-4576		
C2-S1	1224	0	0	-96	6223			-38	2408	4798	3680			-216	-3738		
C2-S1	1225	0	0	124	6186			26	2327	4798	3680			-217	-2875		
C1-S1	1226	0	0	205	5931			72	2252	4798	3696			-217	-2538		
C1-S1	1227	0	0	336	5272			96	1988	4798	3696			-216	-2006		

Concio	Frame	Station	Inviluppo Accidentali (max)			Inviluppo Accidentali (min)			DT effetti primari			DT effetti secondari					
			N	Vz	My	N	Vz	My	N	Vz	My	N	Vz	My			
			KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m			
	Text	m															
C1-S1	1201	0		64	43			-781	-306	3949	1733			0	118	-9	
C1-S1	1202	0		91	2482			-635	-283	3949	1733			0	117	-448	
C1-S1	1203	0		147	4544			-493	-545	3949	1733			0	115	-916	
C2-S1	1204	0		160	4846			-466	-600	3949	1791			0	115	-1002	
C2-S1	1205	0		202	5824			-376	-833	3949	1791			0	111	-1375	
C2-S1	1206	0		263	6411			-285	-1123	3949	1791			0	104	-1819	
C3-S1	1207	0		317	6457			-184	-1311	3949	2038			0	104	-2105	
C3-S1	1208	0		353	6378			-205	-1396	3949	2038			0	92	-2234	
C3-S1	1209	0		422	5804			-201	-1613	3949	2038			0	71	-2601	
C3-S1	1210	0		439	4765			-292	-1692	3949	2038			0	40	-2886	
C6-S1	1211	0		497	3988			-262	-1644	3949	2720			0	40	-2997	
C6-S1	1212	0		491	3590			-292	-1631	3949	2720			0	22	-3047	
C6-S1	1213	0		596	2701			-251	-2052	3949	2720			0	22	-3140	
C6-S1	1214	0		235	2597			-614	-2114	3949	2720			0	-18	-3151	
C6-S1	1215	0		238	2730			-600	-1945	3949	2720			0	-18	-3142	
C6-S1	1216	0		264	3292			-540	-1532	3949	2720			0	-18	-3098	
C6-S1	1217	0		240	3589			-548	-1349	3949	2720			0	-37	-3071	
C3-S1	1218	0		255	3991			-509	-1306	3949	2038			0	-37	-3014	
C3-S1	1219	0		149	4826			-524	-1350	3949	2038			0	-57	-2924	
C3-S1	1220	0		144	6116			-458	-1270	3949	2038			0	-75	-2694	
C3-S1	1221	0		163	7009			-370	-1123	3949	2038			0	-87	-2392	
C2-S1	1222	0		183	7245			-321	-1055	3949	1791			0	-87	-2257	
C2-S1	1223	0		197	7426			-285	-948	3949	1791			0	-94	-2044	
C2-S1	1224	0		286	7330			-232	-764	3949	1791			0	-96	-1670	
C2-S1	1225	0		390	6723			-202	-579	3949	1791			0	-97	-1284	
C1-S1	1226	0		443	6350			-175	-509	3949	1733			0	-97	-1134	
C1-S1	1227	0		500	5525			-167	-398	3949	1733			0	-97	-896	

7.3.2 TRAVERSI INTERMEDI DI ACCOPPIAMENTO



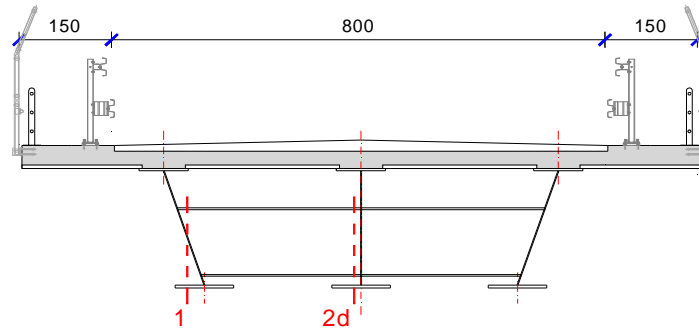
Sezione 1 – 1

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		3	216
Sovraccarichi permanenti		28	87
Ritiro in soletta (effetti secondari)		45	69
Carichi mobili accidentali		387	225
Vento trasversale	372	117	61
Var. termica in soletta (effetti secondari)		30	21

Sezione 2d – 2d

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-640	232
Sovraccarichi permanenti		-248	87
Ritiro in soletta (effetti secondari)		-121	42
Carichi mobili accidentali		-249	17
Vento trasversale	372	-58	61
Var. termica in soletta (effetti secondari)		-69	31

7.3.3 TRAVERSI DI TESTATA AGLI APPOGGI DI SPALLA



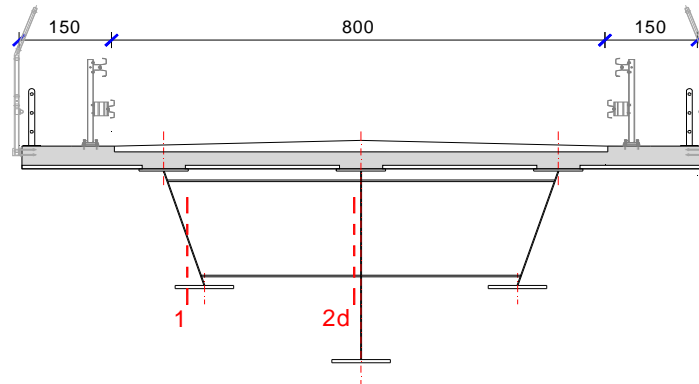
Sezione 1 – 1

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-7	16
Sovraccarichi permanenti		-41	26
Ritiro in soletta (effetti secondari)		-56	27
Carichi mobili accidentali		-902	400
Vento trasversale	512	-326	144
Var. termica in soletta (effetti secondari)		-26	12

Sezione 2d – 2d

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		0	11
Sovraccarichi permanenti		-62	24
Ritiro in soletta (effetti secondari)		0	0
Carichi mobili accidentali		-44	400
Vento trasversale	436	-220	110
Var. termica in soletta (effetti secondari)		-20	10

7.3.4 TRAVERSO DI APPOGGIO SU PILA



Sezione 1 – 1

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato			1815
Sovraccarichi permanenti			671
Ritiro in soletta (effetti secondari)			90
Carichi mobili accidentali			610
Vento trasversale	140		
Var. termica in soletta (effetti secondari)			40

Sezione 2d – 2d

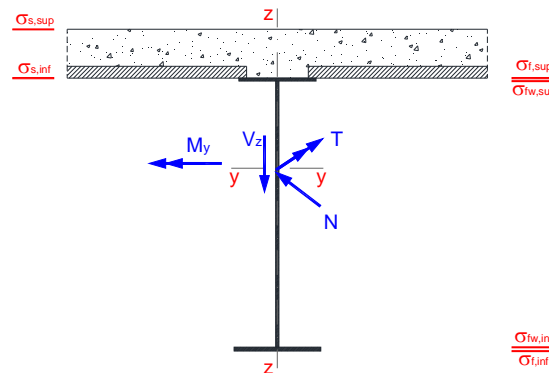
Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-5262	1851
Sovraccarichi permanenti		-1927	671
Ritiro in soletta (effetti secondari)		-256	90
Carichi mobili accidentali		-1746	610
Vento trasversale	140		
Var. termica in soletta (effetti secondari)		-115	40

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 AGLI SLU DELLE TRAVI PRINCIPALI

Si riportano in forma sintetica 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. Le tensioni calcolate e sintetizzate nella tabella seguente sono derivate dalla seguente combinazione di calcolo:

- **Combinazione SLU n. 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), variazione termica di contrazione (negativa) in soletta (effetti primari);
- **Combinazione SLU n. 2:** sono stati considerati, con i coefficienti correlati di combinazione, le condizioni di carico per pesi propri, sovraccarichi permanenti, ritiro in soletta (effetti primari e secondari), carichi variabili da traffico (nella configurazione più penalizzante), variazione termica di contrazione (negativa) in soletta (effetti primari e secondari).

Le azioni dovute al vento trasversale, componente torsionale, sono state trascurate in quanto poco rilevanti in termini di sforzi negli elementi metallici (circa pari a 3,0 N/mmq).

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 | $f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$ |



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto definitivo
Ponte “Strada Bossarino” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

La tabella di verifica riporta il quadro tensionale nei piatti principali di composizione delle travi longitudinali, il controllo della riclassificazione delle sezioni in funzioni dello stato di sforzo calcolato e, per le sezioni snelle in **classe 4**, la porzione di anima da decurtare per la verifica della sezione efficace.

8.1.1 TRAVE CENTRALE

Concio	σ_{inf}	$\sigma_{w,inf}$	$\sigma_{s,sup}$	σ_{sup}	$\sigma_{sol,inf}$	$\sigma_{sol,sup}$	ψ	Classe sezione	$k\sigma$	λ	ρ	b_{eff} mm	$be1$ mm	$be2$ mm	bt mm	V_{Ed} kN	FS
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²											
C1-S1	-16.8	-15.0	75.7	77.0	7.8	9.1	-0.198	4	9.438	1.4292	0.624	1058	423	635	335	-1021	16.8%
C1-S1	-121.9	-116.6	149.4	153.3	9.6	12.3	-0.781	4	18.686	1.0157	0.866	987	395	592	890	-545	9.0%
C1-S1	-175.5	-168.5	186.7	192.0	10.5	14.0	-0.902	4	21.446	0.9481	0.926	989	395	593	963	-128	2.1%
C2-S1	-160.4	-154.3	155.4	161.5	9.9	13.2	-0.993	4	23.693	0.9973	0.892	904	362	542	1006	-60	1.2%
C2-S1	-178.5	-171.8	164.6	171.2	10.4	13.9	-1.044	4	24.962	0.9712	0.916	905	362	543	1032	289	5.9%
C2-S1	-181.6	-175.0	161.6	168.3	10.7	14.5	-1.083	4	25.938	0.9532	0.933	905	362	543	1050	740	15.1%
C3-S1	-144.0	-136.9	147.9	153.6	10.8	14.3	-0.926	4	22.017	0.9265	0.946	988	395	593	966	1059	17.5%
C3-S1	-136.8	-130.1	140.5	145.9	10.7	14.2	-0.926	4	22.016	0.9265	0.946	988	395	593	966	1330	22.0%
C3-S1	-98.6	-93.8	101.3	105.2	10.5	14.0	-0.926	4	22.009	0.9267	0.946	988	395	593	966	2169	35.9%
C3-S1	-31.6	-30.0	35.0	36.3	10.0	13.2	-0.858	4	20.408	0.9623	0.912	987	395	592	928	3367	55.7%
C4-S1	77.6	74.9	-8.0	-10.1	Soletta fessurata		-0.107	4	8.597	1.2202	0.713	1278	767	511	192	3714	42.9%
C4-S1	105.3	100.8	-37.8	-41.3	Soletta fessurata		-0.375	4	11.539	1.0532	0.819	1183	710	473	541	4858	56.1%
C4-S1	122.5	118.9	-65.4	-68.1	Soletta fessurata		-0.550	4	14.224	1.6177	0.567	1238	743	495	1201	5501	44.1%
C4-S1	130.4	126.5	-74.2	-77.1	Soletta fessurata		-0.586	4	14.860	1.5827	0.579	1235	741	494	1251	-4225	33.9%
C4-S1	122.5	118.9	-65.3	-68.0	Soletta fessurata		-0.549	4	14.215	1.6182	0.566	1238	743	495	1200	-4184	33.5%
C4-S1	111.0	106.1	-43.4	-47.1	Soletta fessurata		-0.409	4	12.012	1.0323	0.835	1177	706	471	576	-2877	33.2%
C3-S2	35.2	33.6	-29.1	-30.4	9.4	12.3	-0.865	4	20.579	0.9583	0.916	987	395	593	933	-2708	44.8%
C3-S2	-33.8	-32.1	37.8	39.2	10.0	13.2	-0.849	4	20.195	0.9674	0.907	986	395	592	923	-1802	29.8%
C3-S2	-110.0	-104.6	111.2	115.5	10.7	14.2	-0.941	4	22.390	0.9188	0.954	988	395	593	974	-1058	17.5%
C3-S2	-156.8	-149.2	156.8	162.9	11.1	14.8	-0.951	4	22.646	0.9135	0.960	988	395	593	980	-504	8.3%
C2-S2	-200.6	-193.4	170.5	177.7	11.2	15.4	-1.135	3	27.247	0.9300	0.957	905	362	543	1074	-352	7.2%
C2-S2	-215.8	-208.0	184.7	192.5	11.2	15.4	-1.126	3	27.030	0.9337	0.953	905	362	543	1070	-54	1.1%
C2-S2	-222.6	-214.5	193.9	202.0	11.1	15.1	-1.106	4	26.525	0.9426	0.944	905	362	543	1061	403	8.2%
C2-S2	-207.7	-200.0	187.6	195.2	10.6	14.4	-1.066	4	25.537	0.9606	0.926	905	362	543	1042	892	18.2%
C1-S1	-223.9	-215.2	225.2	231.7	11.2	15.1	-0.956	4	22.751	0.9205	0.954	990	396	594	992	1071	17.6%
C1-S1	-195.0	-187.3	205.3	211.1	10.7	14.2	-0.912	4	21.682	0.9429	0.931	989	396	593	968	1398	23.0%
C1-S1	-125.8	-120.4	154.7	158.7	9.5	12.2	-0.778	4	18.627	1.0173	0.865	987	395	592	888	1957	32.2%



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto definitivo
Ponte “Strada Bossarino” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

Concio	σ_{inf}	$\sigma_{w,inf}$	$\sigma_{s,up}$	$\sigma_{s,up}$	$\sigma_{arm,inf}$	$\sigma_{arm,sup}$	ψ	Classe sezione	$k\alpha$	λ	ρ	b_{eff}	b_{e1}	b_{e2}	b_t	V_{Ed}	FS
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²											
C1-S1	6.8	6.3	-17.1	-17.6			-2.727	3	83.046	0.4818	1.000	545	327	218	1485	-1658	27.3%
C1-S1	-15.7	-15.1	14.3	14.8			-1.060	3	25.369	0.8717	1.007	992	397	595	1044	-1298	21.4%
C1-S1	-32.4	-31.0	40.0	41.4			-0.776	4	18.590	1.0183	0.864	987	395	592	887	-946	15.6%
C1-S1	-32.4	-31.0	40.0	41.4			-0.776	4	18.590	1.0183	0.864	987	395	592	887	-973	16.0%
C1-S1	-40.7	-38.9	55.1	57.0			-0.705	4	17.111	1.0614	0.830	988	395	593	840	-701	11.5%
C1-S1	-46.2	-44.0	66.5	68.6			-0.662	4	16.258	1.0889	0.810	989	396	594	809	-460	7.6%
C1-S1	-46.2	-44.0	66.5	68.6			-0.662	4	16.258	1.0889	0.810	989	396	594	809	-490	8.1%
C1-S1	-46.2	-44.0	67.8	70.0			-0.649	4	16.019	1.0970	0.804	990	396	594	799	-440	7.2%
C1-S1	-46.1	-43.9	68.9	71.2			-0.637	4	15.789	1.1050	0.799	990	396	594	790	-394	6.5%
C2-S1	-37.4	-35.8	45.0	46.6			-0.795	4	18.999	1.1137	0.800	900	360	540	895	-394	8.0%
C2-S1	-35.8	-34.2	47.2	48.8			-0.726	4	17.524	1.1596	0.769	901	360	540	849	-191	3.9%
C2-S1	-32.7	-31.2	47.5	49.1			-0.656	4	16.138	1.2084	0.739	902	361	541	800	1	0.0%
C2-S1	-32.7	-31.2	47.5	49.1			-0.656	4	16.138	1.2084	0.739	902	361	541	800	-18	0.4%
C2-S1	-22.9	-21.6	43.5	44.8			-0.497	4	13.350	1.3286	0.675	910	364	546	671	231	4.7%
C2-S1	-10.7	-9.8	36.7	37.7			-0.267	4	10.181	1.5214	0.592	945	378	567	425	459	9.4%
C2-S1	-10.7	-9.8	36.7	37.7			-0.267	4	10.181	1.5214	0.592	945	378	567	425	472	9.6%
C2-S1	2.6	3.1	28.6	29.1			0.107	4	7.088	1.8234	0.497	1004	410	594	0	643	13.1%
C2-S1	17.0	17.0	19.2	19.2			0.887	4	4.234	2.3591	0.385	779	379	400	0	802	16.3%
C3-S1	14.1	14.2	17.0	17.1			0.834	4	4.352	2.0838	0.431	867	416	451	0	802	13.3%
C3-S1	19.9	19.7	12.5	12.3			0.632	4	4.876	1.9687	0.456	917	497	420	0	871	14.4%
C3-S1	25.9	25.5	7.6	7.2			0.299	4	6.078	1.7633	0.509	1023	588	435	0	938	15.5%
C3-S1	25.9	25.5	7.6	7.2			0.299	4	6.078	1.7634	0.509	1023	588	435	0	1041	17.2%
C3-S1	53.1	51.5	-14.4	-16.1			-0.280	4	10.339	1.3520	0.658	1033	620	413	440	1256	20.8%
C3-S1	82.6	79.6	-39.4	-42.3			-0.494	4	13.311	1.1915	0.742	998	599	399	665	1463	24.2%
C3-S1	82.6	79.6	-39.4	-42.3			-0.494	4	13.311	1.1915	0.742	998	599	399	665	1731	28.6%
C3-S1	124.9	120.0	-75.5	-80.4			-0.629	4	15.640	1.0993	0.802	989	594	396	776	1945	32.2%
C3-S1	169.5	162.6	-114.6	-121.5			-0.705	4	17.103	1.0512	0.837	987	592	395	831	2151	35.6%
C3-S1	169.5	162.6	-114.6	-121.5			-0.705	4	17.103	1.0512	0.837	987	592	395	831	2722	45.0%
C3-S1	213.2	204.3	-152.8	-161.7			-0.748	4	17.988	1.0250	0.858	986	592	394	860	2863	47.4%
C3-S1	257.9	246.9	-192.4	-203.3			-0.779	4	18.644	1.0068	0.873	986	592	394	880	3004	49.7%
C4-S1	172.2	160.5	-195.0	-206.8	-144.4	-161.3	-1.215	3	29.344	0.6605	1.000	896	538	358	1089	3004	34.7%
C4-S1	186.5	173.8	-209.9	-222.6	-150.1	-167.7	-1.208	3	29.154	0.6626	1.000	899	539	360	1086	3073	35.5%
C4-S1	200.9	187.3	-225.1	-238.7	-155.9	-174.2	-1.202	3	28.995	0.6644	1.000	901	541	361	1084	3141	36.3%
C4-S1	200.9	187.3	-225.1	-238.7	-155.9	-174.2	-1.202	3	28.995	0.6644	1.000	901	541	361	1084	4009	46.3%
C4-S1	192.9	182.2	-257.0	-267.7	-154.4	-167.5	-1.411	3	34.753	0.6069	1.000	823	494	329	1162	4258	49.2%
C4-S1	185.8	177.1	-275.4	-284.1	-151.4	-161.4	-1.555	3	39.048	0.5725	1.000	777	466	311	1208	4468	51.6%
C4-S1	192.7	184.8	-223.2	-231.1	-131.1	-140.5	-1.208	4	29.151	1.1300	0.808	1238	743	495	1852	4468	35.8%
C4-S1	197.6	189.5	-228.4	-236.5	-133.1	-142.6	-1.205	4	29.080	1.1314	0.807	1238	743	495	1850	4488	36.0%
C4-S1	202.5	194.3	-233.6	-241.9	-135.1	-144.8	-1.203	4	29.012	1.1327	0.806	1238	743	495	1848	4508	36.1%
C4-S1	202.5	194.3	-233.6	-241.9	-135.1	-144.8	-1.203	4	29.012	1.1327	0.806	1238	743	495	1848	-4640	37.2%
C4-S1	197.2	189.1	-228.0	-236.1	-132.8	-142.4	-1.206	4	29.091	1.1312	0.807	1238	743	495	1850	-4605	36.9%
C4-S1	191.9	184.0	-222.5	-230.3	-130.6	-139.9	-1.209	4	29.173	1.1296	0.808	1238	743	495	1852	-4567	36.6%
C4-S1	191.9	184.0	-222.5	-230.3	-148.6	-157.9	-1.209	4	29.173	1.1296	0.808	1238	743	495	1852	-4567	36.6%
C4-S1	188.6	179.9	-178.8	-187.6	-134.6	-145.9	-0.994	4	23.733	1.2524	0.728	1236	742	494	1688	-4273	34.2%
C4-S1	170.2	161.0	-116.8	-125.9	-106.8	-119.9	-0.725	4	17.516	1.4578	0.627	1230	738	492	1423	-3998	32.0%
C4-S1	203.3	189.5	-227.9	-241.7	-177.3	-195.7	-1.203	3	29.015	0.6642	1.000	901	541	360	1084	-3046	35.2%
C4-S1	183.3	170.8	-207.1	-219.6	-168.9	-186.2	-1.213	3	29.276	0.6612	1.000	897	538	359	1088	-2931	33.9%
C4-S1	164.9	153.7	-187.8	-199.1	-161.7	-178.1	-1.222	3	29.532	0.6584	1.000	893	536	357	1092	-2822	32.6%
C3-S2	247.5	237.0	-185.2	-195.7			-0.781	4	18.698	1.0054	0.874	986	592	394	882	-2822	46.7%
C3-S2	206.2	197.6	-148.2	-156.8			-0.750	4	18.026	1.0239	0.859	986	592	394	861	-2671	44.2%
C3-S2	165.8	159.0	-112.2	-119.0			-0.706	4	17.124	1.0505	0.838	987	592	395	832	-2528	41.8%
C3-S2	165.8	159.0	-112.2	-119.0			-0.706	4	17.124	1.0505	0.838	987	592	395	832	-1884	31.2%
C3-S2	118.8	114.2	-70.3	-74.9			-0.616	4	15.387	1.1083	0.796	990	594	396	766	-1630	27.0%
C3-S2	74.0	71.5	-31.2	-33.8			-0.437	4	12.422	1.2335	0.718	1005	603	402	611	-1383	22.9%
C3-S2	74.0	71.5	-31.2	-33.8			-0.437	4	12.422	1.2335	0.718	1005	603	402	611	-1091	18.0%
C3-S2	42.4	41.3	-3.6	-4.8			-0.088	4	8.440	1.4965	0.597	1102	661	441	163	-837	13.8%
C3-S2	13.0	13.2	21.0	21.2			0.628	4	4.886	1.9668	0.457	918	420	498	0	-589	9.7%
C3-S2	13.0	13.2	21.0	21.2			0.628	4	4.886	1.9668	0.457	918	420	498	0	-490	8.1%
C3-S2	4.8	5.4	28.0	28.6			0.192	4	6.604	1.6916	0.530	1065	443	622	0	-388	6.4%
C3-S2	-3.1	-2.2	34.5	35.4			-0.063	4	8.246	1.5139	0.590	1116	446	669	119	-288	4.8%
C2-S2	-3.6	-2.8	37.4	38.1			-0.076	4	8.343	1.6807	0.538	1010	404	606	142	-288	5.9%
C2-S2	-17.8	-16.5	47.1	48.4			-0.350	4	11.216	1.4495	0.621	928	371	557	524	-138	2.8%
C2-S2	-31.0	-29.4	55.9	57.6			-0.525	4	13.811	1.3062	0.686	908	363	545	696	1	0.0%
C2-S2	-31.0	-29.4	55.9	57.6			-0.525	4	13.811	1.3062	0.686	908	363	545	696	10	0.2%
C2-S2	-45.7	-43.5	65.2	67.4			-0.667	4	16.362	1.2001	0.744	902	361	541	808	257	5.2%
C2-S2	-57.9	-55.4	71.7	74.3			-0.772	4	18.489	1.1290	0.790	900	360	540	880	468	9.5%
C2-S2	-57.9	-55.4	71.7	74.3			-0.772	4	18.489	1.1290	0.790	900	360	540	880	473	9.6%
C2-S2	-63.9	-61.2	73.6	76.3			-0.831	4	19.798	1.0910	0.816	900	360	540	917	678	13.8%
C2-S2	-67.4	-64.7	72.7	75.4			-0.890	4	21.161	1.0553	0.843	901	361	541	951	878	17.9%
C2-S2	-67.4	-64.7	72.7	75.4			-0.890	4	21.161	1.0553	0.843	901	361	541	951	887	18.0%
C2-S2	-66.8	-64.2	70.9	73.6			-0.905	4	21.512	1.0466	0.850	902	361	541	960	966	19.7%
C2-S2	-65.9	-63.3	68.7	71.3			-0.921	4	21.900	1.0373	0.858	902	361	541	968	1048	21.3%
C1-S1	-79.2	-75.7	100.8	104.3			-0.750	4	18.038	1.0338	0.852	988	395	593	870	1048	17.2%
C1-S1	-76.3	-73.0	94.7	98.0			-0.771	4	18.478	1.0214	0.862	987	395	592	884	1172	19.3%
C1-S1	-72.4	-69.3	87.1	90.2			-0.796	4	19.023	1.0067	0.874	987	395	592	900</		



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto definitivo
Ponte “Strada Bossarino” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

Concio	σ_{inf}	$\sigma_{w,inf}$	$\sigma_{w,sup}$	σ_{sup}	$\sigma_{sol,inf}$	$\sigma_{sol,sup}$	V _{Ed} kN	FS
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²		
C1-S1	-15.6	-13.6	84.8	86.3	7.9	9.1	-1021	0.164
C1-S1	-121.2	-115.8	158.7	162.7	9.6	12.3	-545	0.061
C1-S1	-169.2	-162.2	197.1	202.4	10.6	13.9	-128	0.014
C2-S1	-156.1	-149.8	165.0	171.2	10.0	13.1	-60	0.007
C2-S1	-172.5	-165.7	174.6	181.3	10.4	13.8	289	0.034
C2-S1	-175.6	-168.9	172.1	178.8	10.7	14.4	740	0.086
C3-S1	-143.8	-136.4	158.5	164.3	10.8	14.2	1059	0.111
C3-S1	-137.5	-130.5	151.1	156.7	10.8	14.2	1330	0.140
C3-S1	-103.2	-98.0	112.2	116.4	10.6	13.9	2169	0.227
C3-S1	-42.8	-40.7	45.9	47.6	10.1	13.1	3367	0.350
C4-S1	98.5	95.2	-5.1	-7.7	Soletta fessurata		3714	0.504
C4-S1	125.1	120.0	-35.7	-39.6	Soletta fessurata		4858	0.537
C4-S1	154.0	150.1	-55.3	-58.3	Soletta fessurata		5501	0.533
C4-S1	162.7	158.4	-63.9	-67.2	Soletta fessurata		-4225	0.402
C4-S1	154.1	150.2	-55.2	-58.2	Soletta fessurata		-4184	0.406
C4-S1	131.2	125.8	-41.3	-45.5	Soletta fessurata		-2877	0.312
C3-S2	16.4	15.6	-17.1	-17.7	9.4	12.1	-2708	0.279
C3-S2	-45.4	-43.1	48.9	50.7	10.1	13.1	-1802	0.188
C3-S2	-114.0	-108.3	122.3	126.9	10.8	14.2	-1058	0.110
C3-S2	-155.9	-148.1	167.9	174.1	11.2	14.8	-504	0.052
C2-S2	-192.8	-185.5	181.5	188.7	11.3	15.2	-352	0.040
C2-S2	-206.0	-198.2	195.6	203.4	11.3	15.3	-54	0.006
C2-S2	-211.6	-203.5	204.5	212.6	11.2	15.0	403	0.046
C2-S2	-198.2	-190.5	197.7	205.4	10.7	14.3	892	0.104
C1-S1	-212.1	-203.5	235.9	242.4	11.3	15.0	1071	0.112
C1-S1	-186.7	-178.9	215.6	221.4	10.8	14.1	1398	0.148
C1-S1	-124.6	-119.0	164.0	168.2	9.6	12.2	1957	0.218



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto definitivo
Ponte “Strada Bossarino” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

Concio	σ_{inf}	$\sigma_{w,inf}$	$\sigma_{w,sup}$	σ_{sup}	$\sigma_{sm,inf}$	$\sigma_{sm,sup}$	V_{Ed}	FS
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²		
C1-S1	8.5	7.9	-25.4	-26.0			-1658	0.209
C1-S1	-12.7	-12.4	5.8	6.2			-1298	0.163
C1-S1	-28.7	-27.5	31.1	32.3			-946	0.129
C1-S1	-28.7	-27.5	31.1	32.3			-973	0.133
C1-S1	-36.0	-34.4	46.0	47.6			-701	0.098
C1-S1	-40.4	-38.5	57.0	58.9			-460	0.066
C1-S1	-40.4	-38.5	57.0	58.9			-490	0.070
C1-S1	-40.2	-38.3	58.3	60.2			-440	0.063
C1-S1	-39.9	-38.0	59.4	61.4			-394	0.057
C2-S1	-32.0	-30.7	36.1	37.4			-394	0.062
C2-S1	-29.7	-28.4	38.0	39.3			-191	0.031
C2-S1	-25.6	-24.4	38.2	39.5			1	0.000
C2-S1	-25.6	-24.4	38.2	39.5			-18	0.003
C2-S1	-14.2	-13.3	34.2	35.1			231	0.042
C2-S1	0.1	0.6	27.9	28.4			459	0.095
C2-S1	0.1	0.6	27.9	28.4			472	0.098
C2-S1	15.2	15.4	22.8	22.9			643	0.182
C2-S1	32.4	32.1	13.4	13.0			802	0.293
C3-S1	26.3	25.9	11.3	10.9			802	0.237
C3-S1	32.7	32.1	5.8	5.1			871	0.243
C3-S1	39.1	38.2	0.1	-0.9			938	0.235
C3-S1	39.1	38.2	0.1	-0.9			1041	0.261
C3-S1	67.9	65.7	-23.5	-25.7			1256	0.218
C3-S1	98.6	95.0	-48.7	-52.3			1463	0.225
C3-S1	98.6	95.0	-48.7	-52.3			1731	0.267
C3-S1	142.7	137.1	-85.0	-90.6			1945	0.282
C3-S1	188.8	181.2	-124.4	-132.0			2151	0.303
C3-S1	188.8	181.2	-124.4	-132.0			2722	0.384
C3-S1	234.1	224.4	-162.7	-172.4			2863	0.397
C3-S1	280.4	268.6	-202.4	-214.2			3004	0.412
C4-S1	181.6	168.8	-217.9	-230.7	-143.2	-160	3004	0.323
C4-S1	195.9	182.2	-232.9	-246.6	-148.7	-166	3073	0.330
C4-S1	210.4	195.8	-248.1	-262.8	-154.2	-172	3141	0.338
C4-S1	210.4	195.8	-248.1	-262.8	-154.2	-172	4009	0.431
C4-S1	199.4	188.0	-279.6	-291.0	-151.8	-165	4258	0.458
C4-S1	190.4	181.1	-297.4	-306.6	-148.1	-158	4468	0.480
C4-S1	206.0	197.6	-241.8	-250.3	-128.5	-138	4468	0.309
C4-S1	211.2	202.5	-247.1	-255.7	-130.4	-140	4488	0.310
C4-S1	216.3	207.4	-252.3	-261.2	-132.4	-142	4508	0.312
C4-S1	216.3	207.4	-252.3	-261.2	-132.4	-142	-4640	0.321
C4-S1	210.8	202.1	-246.7	-255.3	-130.2	-140	-4605	0.318
C4-S1	205.2	196.8	-241.1	-249.5	-127.9	-137	-4567	0.315
C4-S1	205.2	196.8	-241.1	-249.5	-146.6	-156	-4567	0.315
C4-S1	204.8	195.3	-195.3	-204.9	-133.1	-144	-4273	0.312
C4-S1	184.7	174.7	-129.8	-139.9	-105.8	-119	-3998	0.322
C4-S1	213.0	198.2	-251.2	-266.0	-175.6	-194	-3046	0.328
C4-S1	193.0	179.5	-230.3	-243.8	-167.5	-185	-2931	0.315
C4-S1	174.6	162.2	-210.9	-223.3	-160.7	-177	-2822	0.303
C3-S2	269.6	258.2	-195.4	-206.8			-2822	0.387
C3-S2	227.3	217.9	-158.1	-167.5			-2671	0.370
C3-S2	185.4	177.9	-122.1	-129.6			-2528	0.356
C3-S2	185.4	177.9	-122.1	-129.6			-1884	0.265
C3-S2	136.9	131.6	-79.9	-85.2			-1630	0.238
C3-S2	90.7	87.5	-40.6	-43.8			-1383	0.219
C3-S2	90.7	87.5	-40.6	-43.8			-1091	0.173
C3-S2	57.9	56.1	-12.4	-14.1			-837	0.169
C3-S2	26.3	26.1	15.4	15.2			-589	0.164
C3-S2	26.3	26.1	15.4	15.2			-490	0.137
C3-S2	16.9	17.1	22.4	22.6			-388	0.093
C3-S2	8.3	8.8	27.7	28.2			-288	0.060
C2-S2	10.4	10.8	30.1	30.5			-288	0.071
C2-S2	-5.6	-4.8	37.7	38.5			-138	0.027
C2-S2	-20.5	-19.2	46.1	47.4			1	0.000
C2-S2	-20.5	-19.2	46.1	47.4			10	0.002
C2-S2	-36.7	-35.0	55.5	57.3			257	0.043
C2-S2	-50.3	-48.1	62.2	64.4			468	0.075
C2-S2	-50.3	-48.1	62.2	64.4			473	0.076
C2-S2	-57.2	-54.9	64.3	66.6			678	0.106
C2-S2	-61.7	-59.3	63.5	65.9			878	0.135
C2-S2	-61.7	-59.3	63.5	65.9			887	0.136
C2-S2	-61.4	-59.0	61.8	64.2			966	0.148
C2-S2	-60.7	-58.4	59.7	62.0			1048	0.159
C1-S1	-73.3	-70.1	91.3	94.5			1048	0.144
C1-S1	-71.1	-68.0	85.2	88.2			1172	0.160
C1-S1	-67.7	-64.8	77.8	80.6			1287	0.175
C1-S1	-67.7	-64.8	77.8	80.6			1309	0.178
C1-S1	-56.1	-53.8	60.1	62.4			1517	0.203
C1-S1	-41.6	-40.0	38.8	40.3			1724	0.226
C1-S1	-41.6	-40.0	38.8	40.3			1771	0.232
C1-S1	-19.2	-18.6	9.2	9.8			2019	0.245
C1-S1	5.8	5.2	-24.9	-25.5			2219	0.280

Le sezioni della trave centrale appaiono verificate nei confronti della resistenza flessionale e di taglio.

Alle pagine successive si illustrano in modo sintetico le verifiche delle sezioni delle travi di bordo lato valle e lato monte. Per sinteticità si omettono le tensioni nelle solette in quanto meno sollecitate rispetto alle sezioni della trave centrale.

8.1.2 TRAVE DI BORDO LATO MONTE

Conclo	σ_{int} N/mm ²	$\sigma_{w,int}$ N/mm ²	$\sigma_{w,sup}$ N/mm ²	σ_{sup} N/mm ²	ψ	Classe sezione	$k\sigma$	λ	ρ	b_{eff} mm	$be1$ mm	$be2$ mm	bt mm	V_{Ed} kN	FS
C1-S1	-19.7	-17.5	89.5	91.1	-0.196	4	9.418	1.4307	0.624	1059	423	635	333	-1329	21.9%
C1-S1	-124.6	-118.8	175.6	180.0	-0.676	4	16.538	1.0797	0.817	989	396	593	819	-724	11.9%
C1-S1	-167.4	-160.1	208.3	213.7	-0.769	4	18.425	1.0229	0.860	987	395	592	882	-331	5.4%
C2-S1	-150.2	-143.9	172.7	178.9	-0.834	4	19.853	1.0895	0.817	901	360	540	918	-245	5.0%
C2-S1	-161.2	-154.6	177.9	184.5	-0.869	4	20.667	1.0678	0.834	901	360	541	939	101	2.1%
C2-S1	-153.5	-147.3	169.1	175.4	-0.871	4	20.705	1.0668	0.834	901	360	541	940	566	11.5%
C3-S1	-114.0	-107.5	151.5	156.7	-0.710	4	17.201	1.0482	0.839	987	395	592	834	893	14.8%
C3-S1	-104.3	-98.3	142.1	146.9	-0.692	4	16.842	1.0593	0.831	987	395	592	822	1005	16.6%
C3-S1	-61.7	-57.7	102.8	106.0	-0.561	4	14.414	1.1451	0.771	993	397	596	722	1382	22.9%
C3-S1	-5.2	-3.8	51.9	53.0	-0.073	4	8.319	1.5073	0.593	1110	444	666	136	1663	27.5%
C5-S1	64.6	63.9	42.6	42.0	0.666	4	4.778	1.7856	0.497	986	531	455	0	2007	27.6%
C5-S1	80.8	79.0	24.9	23.5	0.315	4	6.007	1.5925	0.556	1104	633	471	0	1689	23.2%
C5-S1	101.6	98.4	2.4	-0.1	0.024	4	7.635	1.4125	0.625	1240	741	498	0	1943	26.7%
C5-S1	133.9	128.7	-32.7	-36.8	-0.254	4	10.042	1.2316	0.712	1127	676	451	402	2276	31.3%
C5-S1	141.4	135.6	-40.8	-45.2	-0.301	4	10.586	1.1996	0.730	1115	669	446	459	-1795	24.7%
C5-S1	135.0	129.6	-33.5	-37.6	-0.259	4	10.090	1.2287	0.714	1126	676	450	408	-1729	23.8%
C5-S1	85.9	83.8	20.0	18.4	0.238	4	6.364	1.5471	0.572	1135	658	477	0	-1672	23.0%
C3-S1	37.5	36.9	15.6	15.1	0.421	4	5.574	1.8414	0.488	980	552	428	0	-1469	24.3%
C3-S1	-0.8	0.4	49.7	50.6	0.008	4	7.750	1.5616	0.573	1151	461	690	0	-1552	25.7%
C3-S1	-61.2	-57.2	103.4	106.6	-0.553	4	14.278	1.1505	0.767	993	397	596	716	-1289	21.3%
C3-S1	-108.2	-102.1	145.8	150.8	-0.700	4	17.003	1.0543	0.835	987	395	592	828	-919	15.2%
C2-S1	-144.3	-138.4	160.8	166.7	-0.861	4	20.471	1.0729	0.830	901	360	540	934	-732	14.9%
C2-S1	-163.6	-157.0	176.1	182.7	-0.892	4	21.193	1.0545	0.844	901	361	541	952	-470	9.6%
C2-S1	-176.5	-169.4	188.0	195.1	-0.901	4	21.413	1.0491	0.848	902	361	541	957	53	1.1%
C2-S1	-165.9	-159.1	183.0	189.7	-0.870	4	20.680	1.0675	0.834	901	360	541	940	579	11.8%
C1-S1	-178.3	-170.6	217.0	222.7	-0.786	4	18.803	1.0125	0.869	987	395	592	894	774	12.7%
C1-S1	-151.7	-145.0	196.3	201.4	-0.739	4	17.790	1.0410	0.846	988	395	593	862	1098	18.1%



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto definitivo
Ponte “Strada Bossarino” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

Concio	σ_{inf} N/mm ²	$\sigma_{w,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{w,sup}$ N/mm ²	σ_{sup} N/mm ²	ψ	Classe sezione	$k\alpha$	λ	ρ	b_{eff} mm	b_{e1} mm	b_{e2} mm	b_t mm	V_{Ed} kN	FS
C1-S1	8.6	7.9	-27.0	-27.6	-3.406	3	116.069	0.4075	1.000	461	276	184	1569	-1203	19.8%
C1-S1	-23.2	-22.5	14.2	15.0	-1.580	3	39.817	0.6958	1.276	1004	402	602	1243	-841	13.8%
C1-S1	-42.2	-40.6	43.8	45.4	-0.927	4	22.042	0.9352	0.939	989	396	594	976	-490	7.9%
C1-S1	-42.2	-40.6	43.8	45.4	-0.927	4	22.043	0.9352	0.939	989	396	594	976	-490	8.1%
C1-S1	-49.2	-47.1	57.9	60.0	-0.814	4	19.403	0.9968	0.882	987	395	592	911	-241	4.0%
C1-S1	-50.4	-48.2	66.5	68.8	-0.724	4	17.484	1.0500	0.839	988	395	593	852	8	0.1%
C1-S1	-50.4	-48.2	66.5	68.8	-0.724	4	17.484	1.0500	0.839	988	395	593	852	14	0.2%
C1-S1	-50.3	-48.0	67.6	69.9	-0.709	4	17.193	1.0589	0.832	988	395	593	842	61	1.0%
C1-S1	-49.9	-47.6	68.6	70.9	-0.695	4	16.897	1.0681	0.825	988	395	593	832	107	1.8%
C2-S1	-40.4	-38.8	42.6	44.2	-0.910	4	21.636	1.0436	0.853	902	361	541	962	107	2.2%
C2-S1	-36.7	-35.1	43.4	45.0	-0.809	4	19.304	1.1049	0.806	900	360	540	903	312	6.3%
C2-S1	-29.7	-28.3	41.5	42.9	-0.683	4	16.664	1.1892	0.751	901	360	541	820	516	10.5%
C2-S1	-29.7	-28.3	41.5	42.9	-0.683	4	16.664	1.1892	0.751	901	360	541	820	527	10.7%
C2-S1	-18.1	-17.0	35.9	36.9	-0.475	4	13.001	1.3463	0.666	912	365	547	650	779	15.9%
C2-S1	-1.5	-0.9	26.1	26.7	-0.036	4	8.048	1.7112	0.529	1031	412	619	70	1030	21.0%
C2-S1	-1.5	-0.9	26.1	26.7	-0.036	4	8.048	1.7112	0.529	1031	412	619	70	1030	21.0%
C2-S1	11.4	11.5	17.6	17.7	0.656	4	4.806	2.2143	0.411	829	382	448	0	1203	24.5%
C2-S1	26.7	26.3	7.1	6.7	0.269	4	6.215	1.9472	0.466	942	543	398	0	1362	27.7%
C3-S1	22.4	22.0	5.1	4.7	0.232	4	6.395	1.7192	0.522	1048	609	440	0	1362	22.5%
C3-S1	28.8	28.1	-0.1	-0.8	-0.005	4	7.841	1.5525	0.576	1152	691	461	10	1437	23.8%
C3-S1	35.7	34.7	-5.8	-6.8	-0.167	4	9.133	1.4385	0.620	1068	641	427	288	1512	25.0%
C3-S1	35.7	34.7	-5.8	-6.8	-0.167	4	9.133	1.4385	0.620	1068	641	427	288	1436	23.7%
C3-S1	58.5	56.4	-25.0	-27.1	-0.444	4	12.530	1.2281	0.721	1004	602	401	618	1676	27.7%
C3-S1	85.8	82.5	-48.6	-51.9	-0.589	4	14.904	1.1261	0.783	991	595	396	745	1916	31.7%
C3-S1	85.8	82.5	-48.6	-51.9	-0.589	4	14.904	1.1261	0.783	991	595	396	745	1729	28.6%
C3-S1	113.7	109.1	-73.0	-77.5	-0.669	4	16.389	1.0739	0.820	988	593	395	805	1970	32.6%
C3-S1	145.9	139.8	-101.6	-107.6	-0.726	4	17.538	1.0381	0.847	986	592	395	846	2210	36.6%
C3-S1	145.9	139.8	-101.6	-107.6	-0.726	4	17.538	1.0381	0.847	986	592	395	846	1887	31.2%
C3-S1	167.3	160.3	-119.8	-126.8	-0.748	4	17.977	1.0253	0.857	986	592	394	860	2053	33.9%
C3-S1	190.8	182.8	-140.1	-148.2	-0.767	4	18.381	1.0140	0.867	986	592	394	872	2218	36.7%
C5-S1	142.5	132.1	-183.8	-194.2	-1.391	3	34.189	0.6675	1.000	800	498	332	1155	2218	30.5%
C5-S1	151.3	140.3	-193.0	-204.0	-1.375	3	33.727	0.6721	1.000	836	501	334	1149	2300	31.6%
C5-S1	160.6	149.0	-202.6	-214.2	-1.360	3	33.298	0.6764	1.281	1078	647	431	1144	2382	32.8%
C5-S1	160.6	149.0	-202.6	-214.2	-1.360	3	33.298	0.6764	1.281	1078	647	431	1144	1948	26.8%
C5-S1	171.8	159.5	-214.2	-226.6	-1.343	3	32.838	0.6811	1.272	1077	646	431	1138	2070	28.5%
C5-S1	183.8	170.7	-226.8	-239.9	-1.328	3	32.414	0.6855	1.263	1077	646	431	1132	2191	30.1%
C5-S1	183.8	170.7	-226.8	-239.9	-1.328	3	32.414	0.6855	1.263	1077	646	431	1132	2191	30.1%
C5-S1	200.8	186.5	-244.4	-258.6	-1.310	3	31.919	0.6908	1.253	1076	646	431	1126	2350	32.3%
C5-S1	219.0	203.6	-263.5	-278.9	-1.295	3	31.486	0.6956	1.244	1076	646	430	1120	2509	34.5%
C5-S1	219.0	203.6	-263.5	-278.9	-1.295	3	31.486	0.6956	1.244	1076	646	430	1120	2509	34.5%
C5-S1	222.9	207.2	-267.6	-283.3	-1.292	3	31.403	0.6965	1.242	1076	646	430	1119	2541	35.0%
C5-S1	226.9	210.9	-271.8	-287.8	-1.289	3	31.323	0.6974	1.240	1076	646	430	1118	2574	35.4%
C5-S1	226.9	210.9	-271.8	-287.8	-1.289	3	31.323	0.6974	1.240	1076	646	430	1118	-1511	20.8%
C5-S1	223.0	207.3	-267.7	-283.4	-1.291	3	31.396	0.6966	1.242	1076	646	430	1119	-1475	20.3%
C5-S1	219.2	203.8	-263.7	-279.1	-1.294	3	31.471	0.6957	1.243	1076	646	430	1120	-1440	19.8%
C5-S1	219.2	203.8	-263.7	-279.1	-1.294	3	31.471	0.6957	1.243	1076	646	430	1120	-1440	19.8%
C5-S1	191.2	177.6	-234.0	-247.6	-1.318	3	32.124	0.6886	1.257	1077	646	431	1129	-1163	16.0%
C5-S1	166.8	154.8	-208.3	-220.3	-1.345	3	32.894	0.6805	1.273	1077	646	431	1139	-892	12.3%
C5-S1	166.8	154.8	-208.3	-220.3	-1.345	3	32.894	0.6805	1.273	1077	646	431	1139	-1370	18.8%
C5-S1	155.4	144.2	-196.3	-207.5	-1.362	3	33.355	0.6758	1.282	1078	647	431	1145	-1263	17.4%
C5-S1	144.6	134.1	-185.0	-195.5	-1.379	3	33.858	0.6708	1.000	834	501	334	1151	-1156	15.9%
C3-S1	193.7	185.6	-140.2	-148.4	-0.756	4	18.150	1.0204	0.861	986	592	394	865	-1156	19.1%
C3-S1	173.2	166.0	-122.2	-129.4	-0.736	4	17.741	1.0321	0.852	986	592	395	852	-1002	16.6%
C3-S1	154.3	148.0	-105.8	-112.1	-0.715	4	17.300	1.0452	0.842	987	592	395	838	-847	14.0%
C3-S1	154.3	148.0	-105.8	-112.1	-0.715	4	17.300	1.0452	0.842	987	592	395	838	-1110	18.4%
C3-S1	120.6	115.9	-75.9	-80.7	-0.656	4	16.136	1.0822	0.814	988	593	395	796	-857	14.2%
C3-S1	91.3	87.9	-50.4	-53.8	-0.573	4	14.629	1.1366	0.776	992	595	397	732	-604	10.0%
C3-S1	91.3	87.9	-50.4	-53.8	-0.573	4	14.629	1.1366	0.776	992	595	397	732	-720	11.9%
C3-S1	62.1	60.0	-25.4	-27.5	-0.423	4	12.218	1.2437	0.712	1006	604	403	597	-467	7.7%
C3-S1	37.3	36.3	-4.6	-5.6	-0.127	4	8.769	1.4680	0.608	1084	650	434	227	-214	3.5%
C3-S1	37.3	36.3	-4.6	-5.6	-0.127	4	8.769	1.4681	0.608	1084	650	434	227	-238	3.9%
C3-S1	28.0	27.4	2.9	2.3	0.108	4	7.083	1.6334	0.548	1102	651	450	0	-140	2.3%
C3-S1	19.5	19.3	9.8	9.6	0.511	4	5.253	1.8967	0.474	952	528	424	0	-42	0.7%
C2-S1	23.2	23.0	12.1	11.8	0.524	4	5.210	2.1267	0.427	863	478	386	0	-42	0.9%
C2-S1	9.1	9.4	22.0	22.2	0.427	4	5.551	2.0603	0.441	891	390	501	0	106	2.2%
C2-S1	-3.1	-2.5	30.3	30.9	-0.081	4	8.383	1.6766	0.539	1008	403	605	151	248	5.1%
C2-S1	-3.1	-2.5	30.3	30.9	-0.081	4	8.383	1.6766	0.539	1008	403	605	151	274	5.6%
C2-S1	-21.0	-19.8	41.4	42.6	-0.479	4	13.070	1.3427	0.668	912	365	547	654	511	10.4%
C2-S1	-34.0	-32.4	48.3	49.9	-0.671	4	16.428	1.1977	0.746	902	361	541	811	740	15.1%
C2-S1	-34.0	-32.4	48.3	49.9	-0.671	4	16.428	1.1977	0.746	902	361	541	811	770	15.7%
C2-S1	-43.4	-41.6	51.6	53.4	-0.806	4	19.233	1.1069	0.805	900	360	540	901	997	20.3%
C2-S1	-47.8	-45.9	50.6	52.5	-0.906	4	21.547	1.0458	0.851	902	361	541	960	1224	24.9%
C2-S1	-47.8	-45.9	50.6	52.5	-0.906	4	21.546	1.0458	0.851	902	361	541	960	1179	24.0%
C2-S1	-48.7	-46.8	49.3	51.2	-0.948	4	22.568	1.0219	0.871	903	361	542	983	1288	25.8%
C2-S1	-48.8	-46.9	47.3	49.2	-0.990	4	23.628	0.9987	0.891	904	362	542	1005	1357	27.6%
C1-S1	-59.4	-56.8	74.7	77.3	-0.761	4	18.252	1.0277	0.856	987	395	592	877	1357	22.3%
C1-S1	-57.5	-55.1	68.4	70.8	-0.805	4	19.217	1.0016	0.878	987	395	592	906	1496	24.6%
C1-S1	-53.5	-51.3	60.0	62.2	-0.854	4	20.317	0.9741	0.902	988	395	593	935	1635	26.9%
C1-S1	-53.5	-51.3	60.0	62.2	-0.854	4	20.317	0.9741	0.902	988	395	593	935	1576	25.9%
C1-S1	-43.7	-42.0	42.5	44.2	-0.989	4	23.593	0.9039	0.971	991	396	595	1009	1803	29.6%
C1-S1	-28.1	-27.2	19.5	20.4	-1.396	3	34.327	0.7494	1.177	998	399	599	1		

Concio	σ_{inf} N/mm ²	$\sigma_{w,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{w,sup}$ N/mm ²	σ_{sup} N/mm ²	V _{Ed} kN	FS
C1-S1	-14.2	-12.4	78.2	79.5	-1329	0.21
C1-S1	-117.8	-112.4	161.6	165.7	-724	0.08
C1-S1	-155.6	-148.9	193.7	198.7	-331	0.04
C2-S1	-140.8	-135.0	160.2	166.0	-245	0.03
C2-S1	-150.1	-143.9	165.2	171.4	101	0.01
C2-S1	-142.7	-136.9	156.3	162.1	566	0.07
C3-S1	-107.9	-101.9	139.0	143.8	893	0.10
C3-S1	-99.0	-93.4	129.7	134.1	1005	0.11
C3-S1	-58.8	-55.2	90.8	93.7	1382	0.16
C3-S1	-0.8	0.3	41.6	42.5	1663	0.32
C5-S1	57.4	56.9	41.6	41.2	2007	0.43
C5-S1	73.7	72.1	25.0	23.8	1689	0.33
C5-S1	92.8	90.0	3.3	1.1	1943	0.29
C5-S1	123.5	118.6	-30.4	-34.1	2276	0.29
C5-S1	130.6	125.2	-38.0	-42.2	-1795	0.22
C5-S1	124.7	119.7	-30.9	-34.7	-1729	0.22
C5-S1	78.5	76.7	21.2	19.8	-1672	0.32
C3-S1	44.1	43.2	6.4	5.7	-1469	0.35
C3-S1	4.4	5.3	39.4	40.0	-1552	0.35
C3-S1	-58.4	-54.8	91.4	94.3	-1289	0.15
C3-S1	-102.6	-96.9	133.4	137.9	-919	0.10
C2-S1	-134.3	-128.8	148.0	153.5	-732	0.09
C2-S1	-151.6	-145.5	163.2	169.3	-470	0.06
C2-S1	-163.4	-156.8	175.2	181.7	53	0.01
C2-S1	-154.7	-148.4	170.2	176.5	579	0.07
C1-S1	-165.2	-158.1	202.3	207.6	774	0.08
C1-S1	-141.8	-135.6	182.0	186.7	1098	0.12

Concio	σ_{inf} N/mm ²	$\sigma_{w,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{w,sup}$ N/mm ²	σ_{sup} N/mm ²	V_{Ed} kN	FS
C1-S1	8.6	7.9	-27.0	-27.6	-1203	0.152
C1-S1	-22.4	-21.6	14.5	15.2	-841	0.096
C1-S1	-42.5	-40.8	43.6	45.3	-480	0.062
C1-S1	-42.5	-40.9	43.6	45.3	-490	0.064
C1-S1	-49.7	-47.6	57.6	59.6	-241	0.033
C1-S1	-50.9	-48.6	66.1	68.4	8	0.001
C1-S1	-50.9	-48.6	66.1	68.4	14	0.002
C1-S1	-50.7	-48.4	67.2	69.5	61	0.008
C1-S1	-50.3	-48.0	68.1	70.4	107	0.015
C2-S1	-40.9	-39.3	42.3	43.9	107	0.016
C2-S1	-37.2	-35.6	43.0	44.6	312	0.049
C2-S1	-30.0	-28.6	41.1	42.4	516	0.085
C2-S1	-30.0	-28.6	41.1	42.4	527	0.087
C2-S1	-17.7	-16.7	35.6	36.6	779	0.142
C2-S1	0.5	1.0	28.8	29.4	1030	0.266
C2-S1	0.5	1.0	28.8	29.4	1030	0.266
C2-S1	14.7	14.8	21.2	21.3	1203	0.413
C2-S1	31.0	30.6	9.0	8.6	1362	0.412
C3-S1	25.2	24.7	6.9	6.5	1362	0.333
C3-S1	31.6	30.9	1.1	0.4	1437	0.317
C3-S1	38.7	37.6	-5.2	-6.3	1512	0.286
C3-S1	38.7	37.6	-5.2	-6.3	1436	0.271
C3-S1	61.6	59.5	-24.6	-26.7	1676	0.265
C3-S1	89.2	85.8	-48.1	-51.4	1916	0.283
C3-S1	89.1	85.8	-48.1	-51.4	1729	0.255
C3-S1	117.3	112.6	-72.4	-77.0	1970	0.281
C3-S1	149.7	143.6	-100.9	-107.0	2210	0.309
C3-S1	149.7	143.6	-100.9	-107.0	1887	0.264
C3-S1	171.4	164.3	-119.1	-126.2	2053	0.285
C3-S1	195.1	186.9	-139.4	-147.5	2218	0.306
C5-S1	142.5	132.1	-183.8	-194.2	2218	0.260
C5-S1	151.3	140.3	-193.0	-204.0	2300	0.270
C5-S1	154.8	143.4	-202.9	-214.3	2382	0.250
C5-S1	154.8	143.4	-202.9	-214.3	1948	0.204
C5-S1	165.9	153.7	-214.5	-226.7	2070	0.218
C5-S1	177.8	164.9	-227.0	-239.9	2191	0.231
C5-S1	177.8	164.9	-227.0	-239.9	2191	0.231
C5-S1	194.3	180.2	-244.8	-258.8	2350	0.248
C5-S1	212.3	197.0	-263.9	-279.1	2509	0.266
C5-S1	212.3	197.0	-263.9	-279.1	2509	0.266
C5-S1	216.1	200.6	-268.1	-283.5	2541	0.270
C5-S1	220.0	204.2	-272.3	-288.0	2574	0.273
C5-S1	220.0	204.2	-272.3	-288.0	-1511	0.160
C5-S1	216.2	200.7	-268.1	-283.6	-1475	0.157
C5-S1	212.5	197.2	-264.1	-279.3	-1440	0.153
C5-S1	212.5	197.2	-264.1	-279.3	-1440	0.153
C5-S1	184.9	171.5	-234.3	-247.7	-1163	0.123
C5-S1	161.1	149.3	-208.6	-220.4	-892	0.094
C5-S1	161.1	149.3	-208.6	-220.4	-1370	0.144
C5-S1	149.7	138.7	-196.5	-207.6	-1263	0.132
C5-S1	144.6	134.1	-185.0	-195.5	-1156	0.136
C3-S1	198.1	189.9	-139.5	-147.7	-1156	0.160
C3-S1	177.5	170.2	-121.4	-128.7	-1002	0.140
C3-S1	158.5	152.1	-105.0	-111.5	-847	0.119
C3-S1	158.5	152.1	-105.0	-111.5	-1110	0.156
C3-S1	124.6	119.7	-75.3	-80.2	-857	0.123
C3-S1	95.1	91.5	-49.8	-53.3	-604	0.090
C3-S1	95.1	91.5	-49.8	-53.3	-720	0.107
C3-S1	65.7	63.5	-24.9	-27.1	-467	0.075
C3-S1	40.6	39.5	-3.9	-4.9	-214	0.042
C3-S1	40.6	39.5	-3.9	-4.9	-238	0.047
C3-S1	31.1	30.5	4.6	3.9	-140	0.033
C3-S1	22.5	22.3	12.5	12.2	-42	0.011
C2-S1	27.8	27.5	14.7	14.5	-42	0.014
C2-S1	12.3	12.5	25.9	26.1	106	0.034
C2-S1	-1.0	-0.3	32.4	33.1	248	0.061
C2-S1	-1.0	-0.3	32.4	33.1	274	0.067
C2-S1	-20.6	-19.4	41.0	42.2	511	0.093
C2-S1	-34.3	-32.7	47.8	49.4	740	0.123
C2-S1	-34.3	-32.7	47.8	49.4	770	0.128
C2-S1	-44.0	-42.1	51.1	53.0	997	0.157
C2-S1	-48.4	-46.5	50.3	52.3	1224	0.187
C2-S1	-48.4	-46.5	50.3	52.3	1179	0.180
C2-S1	-49.2	-47.3	49.0	50.9	1268	0.191
C2-S1	-49.3	-47.4	47.1	49.0	1357	0.202
C1-S1	-60.0	-57.4	74.3	76.9	1357	0.186
C1-S1	-58.1	-55.6	68.0	70.5	1496	0.202
C1-S1	-54.0	-51.8	59.7	62.0	1635	0.218
C1-S1	-54.0	-51.8	59.7	62.0	1576	0.210
C1-S1	-43.8	-42.2	42.4	44.1	1803	0.231
C1-S1	-27.4	-26.5	19.7	20.6	2030	0.238

Le sezioni della trave di monte appaiono verificate nei confronti della resistenza flessionale e di taglio.



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto definitivo
Ponte “Strada Bossarino” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

8.1.3 TRAVE DI BORDO LATO VALLE

Concio	σ_{int} N/mm ²	$\sigma_{w,int}$ N/mm ²	$\sigma_{w,sup}$ N/mm ²	σ_{sup} N/mm ²	ψ	Classe sezione	$k\sigma$	λ	ρ	b_{eff} mm	$be1$ mm	$be2$ mm	bt mm	V_{Ed} kN	FS
C1-S1	-16.8	-15.0	77.2	78.6	-0.194	4	9.398	1.4322	0.623	1059	424	636	528	-1188	19.5%
C1-S1	-100.0	-95.5	131.9	135.3	-0.724	4	17.487	1.0499	0.839	988	395	593	1275	-770	12.7%
C1-S1	-161.8	-155.4	169.8	174.6	-0.915	4	21.762	0.9412	0.933	989	396	593	1443	-292	4.8%
C2-S1	-149.8	-144.1	144.2	149.9	-0.999	4	23.855	0.9939	0.895	904	362	542	1499	-190	3.9%
C2-S1	-169.6	-163.4	152.4	158.7	-1.072	4	25.675	0.9580	0.928	905	362	543	1550	182	3.7%
C2-S1	-170.7	-164.5	147.2	153.4	-1.117	3	26.810	0.9375	0.949	905	362	543	1580	649	13.2%
C3-S1	-132.4	-125.9	133.2	138.4	-0.946	4	22.501	0.9165	0.957	988	395	593	1467	1037	17.2%
C3-S1	-123.7	-117.6	124.8	129.7	-0.942	4	22.424	0.9180	0.955	988	395	593	1465	1121	18.5%
C3-S1	-84.9	-80.7	89.2	92.5	-0.905	4	21.521	0.9371	0.936	987	395	592	1436	1498	24.8%
C3-S1	-31.0	-29.2	41.9	43.3	-0.697	4	16.947	1.0560	0.833	987	395	592	1251	1669	27.6%
C5-S1	16.2	17.3	51.1	51.9	0.339	4	5.903	1.6065	0.551	1094	470	625	0	2078	28.6%
C5-S1	34.5	34.5	34.6	34.6	0.996	4	4.008	1.9495	0.455	903	451	452	0	1804	24.8%
C5-S1	89.9	86.5	-16.8	-19.4	-0.195	4	9.405	1.2727	0.690	1147	688	459	533	2506	34.5%
C5-S1	97.6	93.7	-24.0	-27.0	-0.256	4	10.066	1.2302	0.713	1127	676	451	650	-1609	22.1%
C5-S1	89.0	85.6	-16.1	-18.7	-0.188	4	9.339	1.2772	0.688	1150	690	460	520	-1539	21.2%
C5-S1	51.8	50.7	18.4	17.6	0.362	4	5.806	1.6198	0.547	1086	617	468	0	-1186	16.3%
C5-S1	31.9	32.1	37.0	37.1	0.868	4	4.276	1.8875	0.470	933	452	482	0	-1455	20.0%
C3-S1	-1.2	-0.8	17.2	17.5	-0.047	4	8.125	1.5251	0.586	1125	450	675	200	-1231	20.4%
C3-S1	-42.2	-39.9	52.3	54.2	-0.762	4	18.275	1.0169	0.864	986	394	592	1313	-1403	23.2%
C3-S1	-105.9	-100.7	107.6	111.7	-0.936	4	22.275	0.9211	0.952	988	395	593	1460	-1130	18.7%
C3-S1	-155.3	-147.9	151.6	157.6	-0.975	4	23.247	0.9017	0.972	989	396	594	1489	-745	12.3%
C2-S1	-202.6	-195.4	167.0	174.2	-1.170	3	28.162	0.9148	0.973	906	362	543	1613	-531	10.8%
C2-S1	-222.2	-214.4	183.5	191.4	-1.168	3	28.112	0.9156	0.972	906	362	543	1612	-314	6.4%
C2-S1	-236.6	-228.2	197.8	206.3	-1.153	3	27.727	0.9219	0.965	905	362	543	1603	199	4.0%
C2-S1	-227.3	-219.1	195.7	203.9	-1.120	3	26.870	0.9365	0.950	905	362	543	1582	733	14.9%
C1-S1	-247.9	-238.6	236.8	243.8	-1.008	3	24.100	0.8944	0.981	992	397	595	1513	982	16.2%
C1-S1	-220.4	-211.9	218.8	225.1	-0.969	4	23.080	0.9139	0.960	990	396	594	1484	1273	20.9%



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto definitivo
Ponte “Strada Bossarino” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

Concio	σ_{inf} N/mm ²	$\sigma_{w,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{w,sup}$ N/mm ²	σ_{sup} N/mm ²	ψ	Classe sezione	$k\alpha$	λ	ρ	b_{eff} mm	b_{e1} mm	b_{e2} mm	b_t mm	V_{Ed} kN	FS
C1-S1	10.6	9.9	-27.5	-28.2	-2.776	3	85.256	0.4755	1.000	538	323	215	1492	-1678	27.6%
C1-S1	-8.8	-8.7	-3.2	-3.1	2.746	4	2.160	2.9874	0.299	608	539	68	0	-1385	22.8%
C1-S1	-20.8	-20.0	16.0	16.7	-1.252	3	30.317	0.7974	1.103	994	398	597	1128	-1108	18.2%
C1-S1	-20.8	-20.0	16.0	16.7	-1.252	3	30.315	0.7974	1.103	994	398	597	1128	-1099	18.1%
C1-S1	-28.6	-27.4	31.8	33.0	-0.862	4	20.500	0.9697	0.906	988	395	593	940	-779	12.8%
C1-S1	-30.7	-29.3	42.1	43.6	-0.696	4	16.921	1.0673	0.826	988	395	593	833	-474	7.8%
C1-S1	-30.7	-29.3	42.1	43.6	-0.696	4	16.921	1.0674	0.826	988	395	593	833	-502	8.3%
C1-S1	-30.7	-29.3	43.5	45.0	-0.672	4	16.458	1.0823	0.815	989	396	593	816	-442	7.3%
C1-S1	-30.5	-29.0	44.8	46.2	-0.649	4	16.005	1.0975	0.804	990	396	594	799	-380	6.2%
C2-S1	-23.9	-23.0	25.2	26.2	-0.910	4	21.642	1.0435	0.853	902	361	541	963	-380	7.7%
C2-S1	-20.7	-19.8	27.0	27.9	-0.733	4	17.667	1.1549	0.772	900	360	540	854	-120	2.4%
C2-S1	-14.2	-13.4	26.0	26.8	-0.515	4	13.651	1.3139	0.682	909	364	545	687	131	2.7%
C2-S1	-14.2	-13.4	26.0	26.8	-0.515	4	13.650	1.3139	0.682	909	364	545	687	61	1.3%
C2-S1	-3.1	-2.6	21.5	21.9	-0.120	4	8.706	1.6452	0.549	991	396	594	217	392	8.0%
C2-S1	13.0	13.0	12.8	12.8	0.981	4	4.038	2.4159	0.376	760	382	378	0	704	14.3%
C2-S1	13.0	13.0	12.8	12.8	0.981	4	4.038	2.4158	0.376	760	382	378	0	578	11.8%
C2-S1	25.6	25.2	5.0	4.6	0.198	4	6.568	1.8941	0.479	967	564	403	0	805	16.4%
C2-S1	40.4	39.6	-4.8	-5.7	-0.121	4	8.711	1.6447	0.549	990	594	396	217	1032	21.0%
C3-S1	33.9	32.9	-6.3	-7.3	-0.191	4	9.373	1.4200	0.628	1059	635	424	323	1032	17.1%
C3-S1	40.2	39.0	-11.2	-12.5	-0.288	4	10.435	1.3458	0.661	1031	619	412	450	1135	18.8%
C3-S1	46.9	45.4	-16.6	-18.1	-0.365	4	11.408	1.2871	0.689	1015	609	406	537	1225	20.3%
C3-S1	46.9	45.4	-16.6	-18.1	-0.365	4	11.408	1.2871	0.689	1015	609	406	537	1054	17.4%
C3-S1	68.3	65.8	-34.6	-37.1	-0.526	4	13.825	1.1692	0.756	995	597	398	693	1351	22.3%
C3-S1	94.0	90.3	-56.9	-60.6	-0.630	4	15.648	1.0990	0.802	989	593	396	777	1631	27.0%
C3-S1	94.0	90.3	-56.9	-60.6	-0.630	4	15.648	1.0990	0.802	989	593	396	777	1371	22.7%
C3-S1	118.4	113.6	-79.5	-84.3	-0.700	4	17.007	1.0542	0.835	987	592	395	828	1655	27.4%
C3-S1	147.5	141.3	-106.5	-112.7	-0.754	4	18.105	1.0217	0.860	986	592	394	864	1932	32.0%
C3-S1	147.5	141.3	-106.5	-112.7	-0.754	4	18.105	1.0217	0.860	986	592	394	864	1438	23.8%
C3-S1	163.7	156.7	-122.8	-129.7	-0.783	4	18.735	1.0044	0.875	986	592	394	883	1623	26.9%
C3-S1	182.3	174.4	-141.1	-149.0	-0.809	4	19.304	0.9895	0.888	986	592	394	899	1809	29.9%
C5-S1	135.8	125.8	-179.3	-189.4	-1.426	3	35.187	0.6580	1.000	818	491	327	1167	1809	24.9%
C5-S1	142.9	132.4	-187.1	-197.6	-1.413	3	34.818	0.6614	1.000	823	494	329	1162	1898	26.1%
C5-S1	150.4	139.3	-195.2	-206.2	-1.401	3	34.469	0.6648	1.000	827	496	331	1158	1989	27.3%
C5-S1	150.4	139.3	-195.2	-206.2	-1.401	3	34.469	0.6648	1.000	827	496	331	1158	1528	21.0%
C5-S1	172.6	160.1	-219.2	-231.7	-1.369	3	33.567	0.6737	1.287	1078	647	431	1147	1839	25.3%
C5-S1	199.7	185.4	-248.3	-262.6	-1.340	3	32.731	0.6822	1.270	1077	646	431	1137	2143	29.5%
C5-S1	199.7	185.4	-248.3	-262.6	-1.340	3	32.731	0.6822	1.270	1077	646	431	1137	2143	29.5%
C5-S1	203.2	188.6	-252.1	-266.6	-1.336	3	32.640	0.6832	1.268	1077	646	431	1135	2179	30.0%
C5-S1	206.7	191.9	-255.8	-270.6	-1.333	3	32.551	0.6841	1.266	1077	646	431	1134	2214	30.4%
C5-S1	206.7	191.9	-255.8	-270.6	-1.333	3	32.551	0.6841	1.266	1077	646	431	1134	-1921	26.4%
C5-S1	202.5	188.0	-251.4	-265.9	-1.338	3	32.676	0.6828	1.268	1077	646	431	1136	-1878	25.8%
C5-S1	198.3	184.1	-247.1	-261.3	-1.342	3	32.804	0.6814	1.271	1077	646	431	1137	-1837	25.3%
C5-S1	198.3	184.1	-247.1	-261.3	-1.342	3	32.804	0.6814	1.271	1077	646	431	1137	-1837	25.3%
C5-S1	180.2	167.2	-227.8	-240.9	-1.363	3	33.384	0.6755	1.283	1078	647	431	1145	-1635	22.5%
C5-S1	164.3	152.4	-210.7	-222.7	-1.383	3	33.966	0.6697	1.000	833	500	333	1152	-1437	19.8%
C5-S1	164.3	152.4	-210.7	-222.7	-1.383	3	33.966	0.6697	1.000	833	500	333	1152	-1437	19.8%
C5-S1	155.0	143.7	-200.7	-212.1	-1.397	3	34.365	0.6658	1.000	828	497	331	1157	-1314	18.1%
C5-S1	146.3	135.5	-191.4	-202.1	-1.412	3	34.788	0.6617	1.000	823	494	329	1162	-1193	16.4%
C5-S1	146.3	135.5	-191.4	-202.1	-1.412	3	34.788	0.6617	1.000	823	494	329	1162	-1658	22.8%
C5-S1	135.5	125.5	-179.7	-189.8	-1.432	3	35.382	0.6562	1.000	816	490	326	1169	-1530	21.0%
C5-S1	125.8	116.4	-169.1	-178.5	-1.452	3	35.967	0.6508	1.000	809	486	324	1176	-1403	19.3%
C3-S1	169.4	162.1	-130.7	-138.0	-0.806	4	19.235	0.9912	0.886	986	592	394	897	-1403	23.2%
C3-S1	151.1	144.7	-112.4	-118.8	-0.777	4	18.597	1.0081	0.872	986	592	394	879	-1218	20.1%
C3-S1	134.5	128.9	-95.8	-101.4	-0.743	4	17.877	1.0282	0.855	986	592	395	857	-1036	17.1%
C3-S1	134.5	128.9	-95.8	-101.4	-0.743	4	17.877	1.0282	0.855	986	592	395	857	-1424	23.6%
C3-S1	102.9	98.8	-65.5	-69.6	-0.662	4	16.269	1.0778	0.817	988	593	395	801	-1102	18.2%
C3-S1	75.7	72.9	-39.4	-42.2	-0.541	4	14.071	1.1590	0.762	994	597	398	705	-818	13.5%
C3-S1	75.7	72.9	-39.4	-42.2	-0.541	4	14.071	1.1590	0.762	994	597	398	705	-1031	17.1%
C3-S1	47.7	46.2	-13.8	-15.3	-0.298	4	10.557	1.3380	0.664	1029	617	411	462	-706	11.7%
C3-S1	24.1	23.7	7.6	7.2	0.321	4	5.979	1.7779	0.505	1014	581	434	0	-431	7.1%
C3-S1	24.1	23.7	7.6	7.2	0.321	4	5.979	1.7779	0.505	1014	581	434	0	-537	8.9%
C3-S1	14.9	14.9	15.5	15.5	0.964	4	4.072	2.1543	0.417	839	416	423	0	-409	6.8%
C3-S1	6.4	6.8	22.7	23.1	0.300	4	6.073	1.7640	0.509	1022	435	587	0	-285	4.7%
C2-S1	7.6	8.0	25.5	25.8	0.313	4	6.014	1.9795	0.459	927	395	531	0	-285	5.8%
C2-S1	-6.8	-6.0	36.0	36.9	-0.167	4	9.131	1.6065	0.562	973	389	584	289	-122	2.5%
C2-S1	-19.4	-18.2	45.0	46.3	-0.404	4	11.948	1.4044	0.640	920	368	552	581	36	0.7%
C2-S1	-19.4	-18.2	45.0	46.3	-0.404	4	11.948	1.4044	0.640	920	368	552	581	-27	0.5%
C2-S1	-38.2	-36.3	57.3	59.1	-0.634	4	15.731	1.2239	0.730	903	361	542	784	273	5.5%
C2-S1	-51.9	-49.7	65.4	67.7	-0.759	4	18.226	1.1371	0.784	900	360	540	872	538	11.0%
C2-S1	-51.9	-49.7	65.4	67.7	-0.759	4	18.226	1.1371	0.784	900	360	540	872	440	9.0%
C2-S1	-62.2	-59.7	69.8	72.4	-0.854	4	20.323	1.0768	0.827	901	360	540	931	717	14.6%
C2-S1	-67.5	-64.9	70.1	72.8	-0.925	4	21.998	1.0350	0.860	902	361	541	971	985	20.1%
C2-S1	-67.5	-64.9	70.1	72.8	-0.925	4	21.998	1.0350	0.860	902	361	541	971	875	17.8%
C2-S1	-68.8	-66.1	69.3	71.9	-0.954	4	22.708	1.0187	0.873	903	361	542	986	982	20.0%
C2-S1	-69.2	-66.6	67.8	70.5	-0.982	4	23.410	1.0033	0.886	904	361	542	1001	1090	22.2%
C1-S1	-83.5	-79.8	102.6	106.2	-0.778	4	18.623	1.0174	0.865	987	395	592	888	1090	17.9%
C1-S1	-82.3	-78.8	97.4	100.9	-0.809	4	19.297	0.9995	0.880	987	395	592	908	1256	20.7%
C1-S1	-78.9	-75.7	90.1	93.4	-0.840	4	19.987	0.9821	0.895	988	395	593	927	1420	23.4%
C1-S1	-78.9	-75.7	90.1	93.4	-0.840	4	19.987	0.9821	0.895	988	395	593	927	1313	21.6%
C1-S1	-70.3	-67.5	74.4	77.2	-0.907	4	21.566	0.9454	0.929	989	395	593	966	1592	26.2%
C1-S1	-55.9	-53.8	53.1	55.3	-1.012	3	24.207	0.8924	0.983	992	397	595	10		

Concio	σ_{inf} N/mm ²	$\sigma_{w,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{w,sup}$ N/mm ²	σ_{sup} N/mm ²	V _{Ed} kN	FS
C1-S1	-14.0	-12.2	78.0	79.3	-1188	0.19
C1-S1	-97.0	-92.5	132.3	135.6	-770	0.09
C1-S1	-150.1	-143.9	170.9	175.5	-292	0.03
C2-S1	-140.0	-134.5	145.1	150.6	-190	0.02
C2-S1	-156.2	-150.2	153.5	159.5	182	0.02
C2-S1	-155.9	-150.0	148.3	154.2	649	0.07
C3-S1	-123.9	-117.6	134.1	139.1	1037	0.11
C3-S1	-115.8	-109.9	125.7	130.4	1121	0.12
C3-S1	-80.1	-75.9	89.6	92.9	1498	0.16
C3-S1	-30.3	-28.6	41.9	43.3	1669	0.19
C5-S1	24.2	25.1	53.1	53.8	2078	0.44
C5-S1	45.2	45.0	36.6	36.4	1804	0.47
C5-S1	94.6	91.1	-15.7	-18.4	2506	0.35
C5-S1	101.1	97.2	-23.2	-26.3	-1609	0.21
C5-S1	93.8	90.3	-14.9	-17.6	-1539	0.21
C5-S1	61.4	60.1	20.3	19.3	-1186	0.25
C5-S1	42.1	42.0	38.9	38.8	-1455	0.36
C3-S1	-0.2	0.2	17.0	17.3	-1231	0.24
C3-S1	-40.8	-38.5	52.4	54.2	-1403	0.16
C3-S1	-99.3	-94.3	108.2	112.3	-1130	0.12
C3-S1	-144.4	-137.2	152.8	158.5	-745	0.08
C2-S1	-183.1	-176.3	168.4	175.2	-531	0.06
C2-S1	-200.9	-193.4	185.0	192.5	-314	0.04
C2-S1	-214.7	-206.6	199.3	207.3	199	0.02
C2-S1	-207.4	-199.5	197.2	205.0	733	0.08
C1-S1	-224.5	-215.5	238.5	245.2	982	0.10
C1-S1	-201.5	-193.4	220.3	226.4	1273	0.13



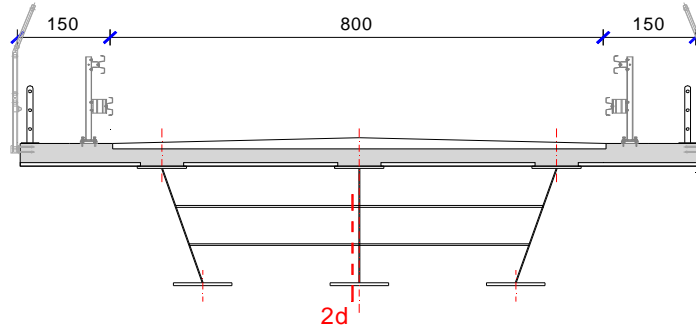
Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto definitivo
Ponte “Strada Bossarino” – Relazione Tecnica e di Calcolo Impalcato

Concio	σ_{inf} N/mm ²	$\sigma_{w,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{w,sup}$ N/mm ²	σ_{sup} N/mm ²	V _{Ed} kN	FS
C1-S1	-14.5	-14.8	-27.9	-28.1	-1678	0.212
C1-S1	-12.1	-12.0	-7.4	-7.3	-1385	0.584
C1-S1	-24.7	-24.1	5.8	6.4	-1108	0.134
C1-S1	-24.7	-24.1	5.8	6.4	-1099	0.133
C1-S1	-35.7	-34.6	23.5	24.6	-779	0.104
C1-S1	-41.3	-39.8	35.7	37.2	-474	0.067
C1-S1	-41.3	-39.8	35.7	37.2	-502	0.071
C1-S1	-24.5	-23.4	29.9	31.0	-442	0.063
C1-S1	-7.4	-6.8	24.0	24.6	-380	0.054
C2-S1	-3.6	-3.4	6.9	7.1	-380	0.058
C2-S1	13.0	12.9	3.5	3.3	-120	0.019
C2-S1	34.2	33.5	-2.3	-3.0	131	0.023
C2-S1	34.2	33.5	-2.3	-3.0	61	0.011
C2-S1	50.2	49.2	-4.7	-5.8	392	0.092
C2-S1	74.0	72.4	-10.9	-12.5	704	0.263
C2-S1	74.0	72.4	-10.9	-12.5	578	0.216
C2-S1	82.2	80.2	-19.1	-21.0	805	0.237
C2-S1	92.3	90.0	-28.7	-31.1	1032	0.243
C3-S1	72.6	70.1	-30.7	-33.3	1032	0.191
C3-S1	85.4	82.3	-39.4	-42.5	1135	0.196
C3-S1	98.7	95.1	-48.4	-52.0	1225	0.202
C3-S1	98.7	95.1	-48.4	-52.0	1054	0.174
C3-S1	112.8	108.5	-63.9	-68.2	1351	0.205
C3-S1	132.1	126.9	-83.4	-88.6	1631	0.237
C3-S1	132.1	126.9	-83.4	-88.6	1371	0.199
C3-S1	152.5	146.3	-104.2	-110.5	1655	0.234
C3-S1	177.8	170.3	-129.4	-136.9	1932	0.268
C3-S1	177.8	170.3	-129.4	-136.9	1438	0.199
C3-S1	191.7	183.5	-144.8	-153.0	1623	0.223
C3-S1	208.1	199.0	-162.2	-171.2	1809	0.246
C5-S1	164.1	152.4	-202.5	-214.2	1809	0.212
C5-S1	169.1	157.0	-208.6	-220.6	1898	0.223
C5-S1	174.4	162.0	-215.0	-227.5	1989	0.233
C5-S1	174.4	162.0	-215.0	-227.5	1528	0.179
C5-S1	186.1	172.6	-237.5	-251.0	1839	0.192
C5-S1	210.3	195.1	-264.8	-280.0	2143	0.225
C5-S1	210.3	195.1	-264.8	-280.0	2143	0.225
C5-S1	213.1	197.8	-268.1	-283.5	2179	0.229
C5-S1	216.0	200.5	-271.5	-287.1	2214	0.233
C5-S1	216.0	200.5	-271.5	-287.1	-1921	0.202
C5-S1	211.8	196.5	-266.9	-282.2	-1878	0.198
C5-S1	207.6	192.6	-262.4	-277.4	-1837	0.193
C5-S1	207.6	192.6	-262.4	-277.4	-1837	0.193
C5-S1	189.1	175.3	-242.6	-256.4	-1635	0.171
C5-S1	180.6	167.7	-224.5	-237.5	-1437	0.169
C5-S1	180.6	167.7	-224.5	-237.5	-1437	0.169
C5-S1	171.9	159.5	-214.9	-227.3	-1314	0.154
C5-S1	163.6	151.8	-206.0	-217.8	-1193	0.140
C5-S1	163.6	151.8	-206.0	-217.8	-1658	0.195
C5-S1	153.4	142.2	-194.7	-205.8	-1530	0.179
C5-S1	144.2	133.7	-184.5	-195.0	-1403	0.165
C3-S1	181.3	173.3	-144.6	-152.5	-1403	0.191
C3-S1	164.5	157.4	-127.0	-134.1	-1218	0.167
C3-S1	149.4	143.1	-111.0	-117.4	-1036	0.144
C3-S1	149.4	143.1	-111.0	-117.4	-1424	0.198
C3-S1	121.1	116.2	-82.1	-87.1	-1102	0.158
C3-S1	97.6	93.8	-57.4	-61.2	-818	0.123
C3-S1	97.6	93.8	-57.4	-61.2	-1031	0.155
C3-S1	75.9	73.2	-33.6	-36.2	-706	0.121
C3-S1	60.9	59.1	-12.1	-13.9	-431	0.109
C3-S1	60.9	59.1	-12.1	-13.9	-537	0.135
C3-S1	55.2	53.8	-3.4	-4.8	-409	0.125
C3-S1	45.6	44.5	2.6	1.6	-285	0.071
C2-S1	58.0	57.0	5.3	4.3	-285	0.088
C2-S1	42.3	41.7	11.6	11.0	-122	0.028
C2-S1	29.3	29.0	17.6	17.4	36	0.007
C2-S1	29.3	29.0	17.6	17.4	-27	0.005
C2-S1	12.7	12.9	26.9	27.2	273	0.046
C2-S1	2.8	3.4	32.5	33.1	538	0.086
C2-S1	2.8	3.4	32.5	33.1	440	0.071
C2-S1	-3.2	-2.5	34.6	35.3	717	0.111
C2-S1	-3.9	-3.2	32.6	33.3	985	0.150
C2-S1	-3.9	-3.2	32.6	33.3	875	0.133
C2-S1	-2.8	-2.1	30.7	31.3	982	0.148
C2-S1	-0.9	-0.4	28.1	28.7	1090	0.163
C1-S1	-7.6	-6.3	57.6	58.9	1090	0.149
C1-S1	-2.7	-1.6	50.6	51.6	1256	0.170
C1-S1	4.4	5.2	41.5	42.2	1420	0.190
C1-S1	4.4	5.2	41.5	42.2	1313	0.176
C1-S1	18.5	18.6	23.0	23.1	1592	0.209
C1-S1	37.8	37.1	-0.9	-1.7	1866	0.237
C1-S1	37.8	37.1	-0.9	-1.7	1776	0.226
C1-S1	66.2	64.1	-40.1	-42.2	2152	0.244
C1-S1	115.5	111.5	-87.8	-91.8	2470	0.312

Le sezioni della trave di valle appaiono verificate nei confronti della resistenza flessionale e di taglio.

8.2 TRAVERSI DI ACCOPPIAMENTO: VERIFICHE DI RESISTENZA

8.2.1 TRAVERSI INTERMEDI: SEZIONE 1 – 1



Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio: $h_{tr} = 700 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda inferiore: $b_{pb, inf.} = 400 \text{ mm}$
- spessore piattabanda inferiore: $s_{pb, inf.} = 25 \text{ mm}$
- altezza anima: $h_w = 650 \text{ mm}$
- spessore anima: $s_w = 15 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda superiore: $b_{pb, sup.} = 400 \text{ mm}$
- spessore piattabanda superiore: $s_{pb, sup.} = 25 \text{ mm}$

Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale

	Area cm ²	H cm	y _{g,inf} cm	C _t cm ⁴	I _{yy} cm ⁴	I _{zz} cm ⁴	W _{fe,inf} cm ³	W _{fe,sup} cm ³	
Fase I n=	0.00	297.5	70.0	35.0	490	262245	26685	7493	7493

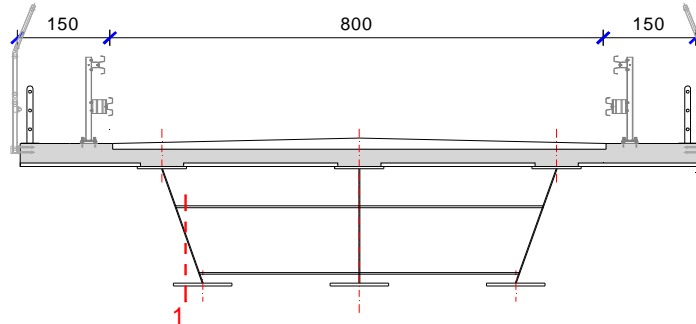
Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$ N/mm ²
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN		
Pp acc + soletta	0	-640	232	0	-864	313	115.3	-115.3
Permanenti	0	-248	87	0	-372	131	49.6	-49.6
Ritiro effetti secondari	0	-121	42	0	-145	50	19.4	-19.4
Carichi mobili	0	-249	17	0	-336	23	44.9	-44.9
Vento trasv.	372	-58	61	335	-52	55	18.2	4.3
ΔT effetti sec.	0	-69	31	0	-62	28	8.3	-8.3
							255.7	-233.2

Classificazione della sezione

Tensione di snervamento dell'acciaio, f_{yk} :	355	N/mm ²		Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	338.1 N/mm ²
Rapporto geometrico del pannello:	c/t =	43.3		Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	338.1 N/mm ²
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{f,w,inf}$ =	238.3	}	$\psi =$	-0.91
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{f,w,sup}$ =	-215.7			
Snellezza di riferimento:		92.1	> c/t	Sezione moderatamente snella	3
Tensione tangenziale media, τ_m =	58.66	N/mm ²		Tensione tangenziale baricentrica, τ_{max} =	60.59 N/mm ²
Tensione tangenziale all'attacco sup., τ_s =	51.47	N/mm ²		Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	249.66 N/mm ²
Tensione tangenziale all'attacco inf., τ_i =	49.07	N/mm ²		Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	269.47 N/mm ²

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

8.2.2 TRAVERSI DI SPALLA



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: $s_w = 16 \text{ mm}$
- 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 cm ²	H cm	yg,inf cm	Ct cm ⁴	Iyy cm ⁴	Izz cm ⁴	Wfe,inf cm ³	Wfe,sup cm ³
Fase I n= 0.00	482.4	120.0	60.0	1056	1224439	62539	20407	20407

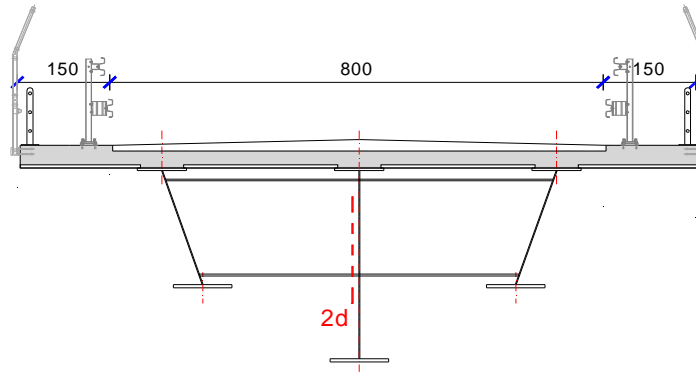
Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$ N/mm ²
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN		
Pp acc + soletta	0	-7	16	0	-9	22	0.5	-0.5
Permanenti	0	-41	26	0	-62	39	3.0	-3.0
Ritiro effetti secondari	0	-56	27	0	-67	32	3.3	-3.3
Carichi mobili	0	-902	400	0	-1218	540	59.7	-59.7
Vento trasv.	512	-326	144	461	-293	130	23.9	-4.8
ΔT effetti sec.	0	-20	12	0	-18	11	0.9	-0.9
							91.3	-72.1

Classificazione della sezione

Tensione di snervamento dell'acciaio, f_{yk} :	355	N/mm ²	Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	338.1	N/mm ²
Rapporto geometrico del pannello:	c/t = 71.3		Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	338.1	N/mm ²
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{tw,inf}$ = 87.2	N/mm ²	}	$\psi = -0.78$	
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{tw,sup}$ = -68.1	N/mm ²			
Snellezza di riferimento:	82.9	> c/t	Sezione moderatamente snella 3		
Tensione tangenziale media, τ_m =	41.81	N/mm ²	Tensione tangenziale baricentrica, τ_{max} =	44.28	N/mm ²
Tensione tangenziale all'attacco sup., τ_s =	34.64	N/mm ²	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	93.84	N/mm ²
Tensione tangenziale all'attacco inf., τ_i =	34.16	N/mm ²	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	108.75	N/mm ²

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

8.2.3 TRAVERSO DI PILA



Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio: $h_{tr} = 1700 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda inferiore: $b_{pb, inf.} = 650 \text{ mm}$
- spessore piattabanda inferiore: $s_{pb, inf.} = 35 \text{ mm}$
- altezza anima: $h_w = 1630 \text{ mm}$
- spessore anima: $s_w = 22 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda superiore: $b_{pb, sup.} = 650 \text{ mm}$
- spessore piattabanda superiore: $s_{pb, sup.} = 35 \text{ mm}$

Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale

	Area cm ²	H cm	yg,inf cm	Ct cm ⁴	I _{yy} cm ⁴	I _{zz} cm ⁴	W _{fe,inf} cm ³	W _{fe,sup} cm ³
Fase I n= 0.00	813.6	170.0	85.0	2436	3947841	160343	46445	46445

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$ N/mm ²
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN		
Pp acc + soletta	0	-5265	1851	0	-7108	2499	153.0	-153.0
Permanenti	0	-1927	671	0	-2891	1007	62.2	-62.2
Ritiro effetti secondari	0	-256	90	0	-307	108	6.6	-6.6
Carichi mobili	0	-1746	610	0	-2357	824	50.8	-50.8
Vento trasv.	140	0	0	126	0	0	1.5	1.5
ΔT effetti sec.	0	-115	40	0	-104	36	2.2	-2.2
							276.4	-273.3

Classificazione della sezione

Tensione di snervamento dell'acciaio, f_{yk} :	355	N/mm ²		Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	338.1	N/mm ²
Rapporto geometrico del pannello:	$c/t =$	74.1		Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	338.1	N/mm ²
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{fw,inf} =$	265.1	N/mm ²	}	$\psi =$	-0.99
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{fw,sup} =$	-262.0	N/mm ²			
Snellezza di riferimento:		99.4	> c/t	Sezione moderatamente snella	3	
Tensione tangenziale media, τ_m =		123.73	N/mm ²	Tensione tangenziale baricentrica, τ_{max} =	134.08	N/mm ²
Tensione tangenziale all'attacco sup., τ_s =		97.54	N/mm ²	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	321.31	N/mm ²
Tensione tangenziale all'attacco inf., τ_i =		96.75	N/mm ²	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	323.24	N/mm ²

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

8.3 VERIFICA DELLE CONNESSIONI TRAVI – SOLETTA

8.3.1 VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE 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 centrale

Verifica dei pioli di connessione sulla sezione integra

	Area cm ²	yg,inf cm	Iyy cm ⁴	Spb,sup cm ³
Fase II n= 18.81	1344	134.2	12094945	38298
Fase III n= 17.94	1364	135.5	12267786	39599
Fase IV -V n= 6.24	2167	169.8	16629609	71631

Azione di scorrimento, SEd = $\left\{ \begin{array}{l} \text{kN} \\ 67.9 \\ 91.0 \\ 557.3 \end{array} \right.$

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 = 35.81 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/mm²

Modulo elastico cls, E = 33643 N/mm²

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/mm²

PRd,s = 109.5 kN

FS = 3.06 OK

8.3.1 VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE IN ASSE PILA

Si prevede di attrezzare le piattabande superiori del profilo in composizione saldata (larghezza ala pari a 1000 mm) mediante file di pioli Nelson $\phi 22$ con interasse trasversale 250 mm e passo longitudinale di 250 mm, per un totale di 4 pioli ogni fila. Al metro lineare si dispone di 16 pioli.

Trave centrale

Verifica dei pioli di connessione sulla sezione integra

	Area cm ²	yg,inf cm	lyy cm ⁴	Spb,sup cm ³
Fase II n= 18.81	2228	176.1	51105034	38270
Fase III n= 17.94	2228	176.1	51105034	38270
Fase IV -V n= 6.24	2228	176.1	51105034	38270

Azione di scorrimento, SEd = $\left\{ \begin{array}{l} \text{kN} \\ 57.7 \\ 55.5 \\ 133.7 \end{array} \right.$

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 = 15.43 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/mm²

Modulo elastico cls, E = 33643 N/mm²

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/mm²

PRd,s = 109.5 kN

FS = 7.09	OK
------------------	-----------

8.4 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 monte – L = 41,70 m

• Peso proprio	$\delta z = 53,3 \text{ mm}$	(L/782)
• Sovraccarichi permanenti	$\delta z = 7,5 \text{ mm}$	(L/5560)
• Carichi accidentali	$\delta z = 39,2 \text{ mm}$	(L/1064)
Si prevede una contromonta pari a $(a + b + 0,5 c) = 80 \text{ mm}$		(L/520)

8.5 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 miscela normale del tipo FIP SI-N 550/77, o similari ed equivalenti, per gli appoggi di spalla e del tipo FIP SI-N 1000/84 per la pila centrale, aventi le seguenti principali caratteristiche di riferimento:

SI-N 550/77

- max. portata verticale allo SLU: $V_{SLU} = 9.820 \text{ kN}$
- max. portata verticale in caso di sisma: $V_{sisma} = 4.380 \text{ kN}$
- rigidità orizzontale: $k_h = 2,47 \text{ kN/mm}$
- massimo spostamento per deformazione orizzontale $\delta_{h, max} = 150 \text{ mm}$
- massima portata orizzontale: $H_{max} = 371 \text{ kN}$
- smorzamento viscoso della gomma: $\xi = 15 \%$

SI-N 1000/84

- max. portata verticale allo SLU: $V_{SLU} = 22.590 \text{ kN}$
- max. portata verticale in caso di sisma: $V_{sisma} = 18.230 \text{ kN}$
- rigidità orizzontale: $k_h = 7,48 \text{ kN/mm}$
- massimo spostamento per deformazione orizzontale $\delta_{h, max} = 150 \text{ mm}$
- massima portata orizzontale: $H_{max} = 1122 \text{ kN}$
- 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 1673 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° 7 appoggi simulati mediante molle multi-direzionali con rigidità orizzontale (trasversale e longitudinale) pari a $k_h = 2.470$ e 7.480 kN/m . Il modello strutturale di calcolo consta di: 925 punti nodali; 129 elementi di tipo trave (frames) che riproducono il graticcio d'impalcato (travi e traversi); 14 elementi (springs) – una per ciascuna direzione orizzontale – atti a riprodurre le caratteristiche di vincolo previste.

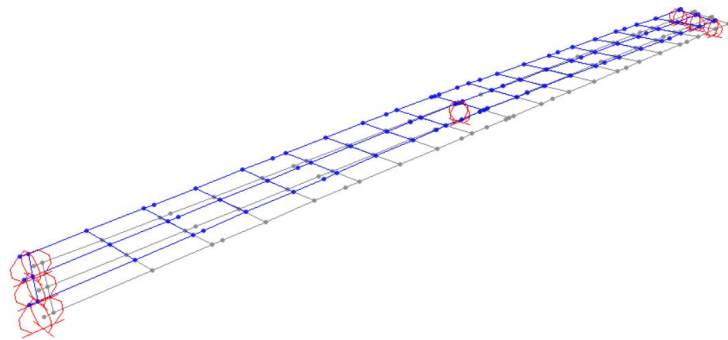
8.5.1 CARATTERISTICHE DINAMICHE MODALI

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.

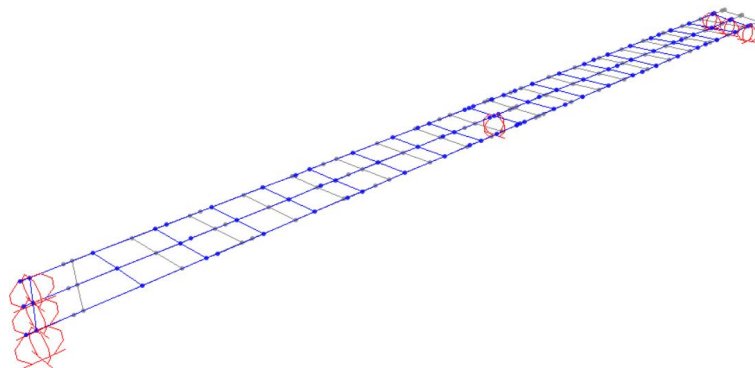
Sono stati considerati un numero di modi propri della struttura tali da mobilitare più dell'85% delle masse partecipanti dell'impalcato; il problema di autovalori è stato risolto limitatamente ai primi 20 modi di vibrare della struttura.

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.

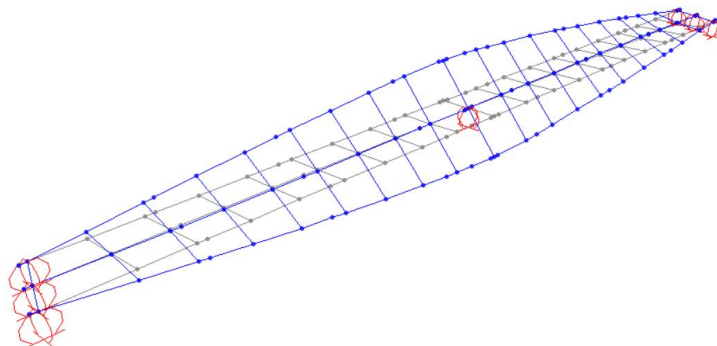
Di seguito si illustrano alcune deformate modali che corrispondono a moti globali dell'impalcato.



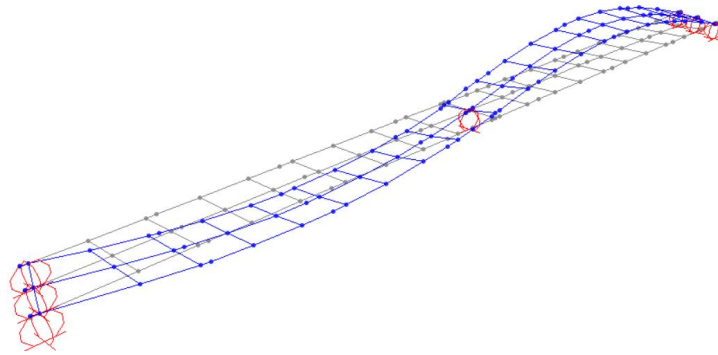
1° modo di vibrare (trasversale) – $f = 0,544$ Hz



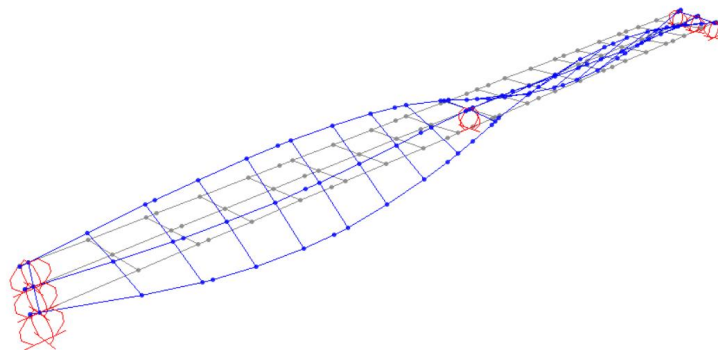
2° modo di vibrare (longitudinale) – $f = 0,581$ Hz



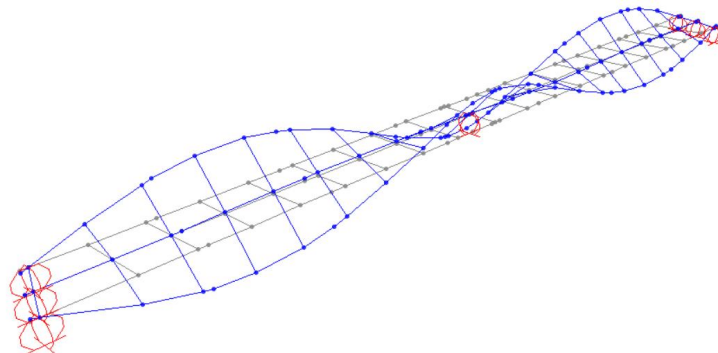
4° modo di vibrare (verticale torsionale) – $f = 1,282$ Hz



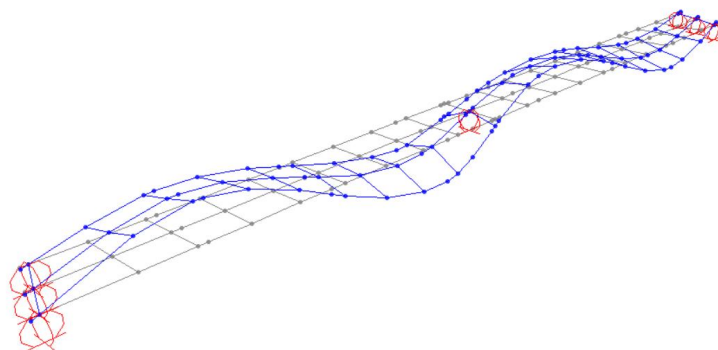
6° modo di vibrare – $f = 2,936$ Hz



7° modo di vibrare – $f = 3,449$ Hz



10° modo di vibrare – $f = 5,907$ Hz



13° modo di vibrare – $f = 10,064$ Hz

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

MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS

Individual mode	Cumulative mode
-----------------	-----------------

N.	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	1.837	0.544	3.420	11.694	0.00	98.58	0.00	0.00	98.58	0.00
2	1.722	0.581	3.650	13.319	100.00	0.00	0.00	100.00	98.58	0.00
3	1.102	0.907	5.700	32.486	0.00	0.00	0.00	100.00	98.58	0.00
4	0.780	1.282	8.054	64.865	0.00	0.00	0.00	100.00	98.58	0.00
5	0.589	1.698	10.670	113.850	0.00	1.42	0.00	100.00	100.00	0.00
6	0.341	2.936	18.446	340.250	0.00	0.00	5.60	100.00	100.00	5.60
7	0.290	3.449	21.668	469.520	0.00	0.00	8.64	100.00	100.00	14.24
8	0.254	3.935	24.722	611.180	0.00	0.00	67.65	100.00	100.00	81.89
9	0.227	4.400	27.645	764.270	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	81.89
10	0.169	5.907	37.117	1377.700	0.00	0.00	0.01	100.00	100.00	81.90
11	0.165	6.068	38.129	1453.800	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	81.90
12	0.114	8.794	55.252	3052.800	0.00	0.00	5.46	100.00	100.00	87.36
13	0.099	10.064	63.232	3998.300	0.00	0.00	0.56	100.00	100.00	87.92
14	0.098	10.243	64.360	4142.100	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	87.92
15	0.097	10.292	64.667	4181.900	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	87.92
16	0.094	10.609	66.659	4443.400	0.00	0.00	0.28	100.00	100.00	88.20
17	0.077	12.948	81.356	6618.800	0.00	0.00	0.01	100.00	100.00	88.21
18	0.075	13.414	84.284	7103.800	0.00	0.00	0.07	100.00	100.00	88.28
19	0.071	14.011	88.034	7749.900	0.00	0.00	2.09	100.00	100.00	90.37
20	0.070	14.289	89.778	8060.100	0.00	0.00	1.96	100.00	100.00	92.34

8.5.2 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 η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento.

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

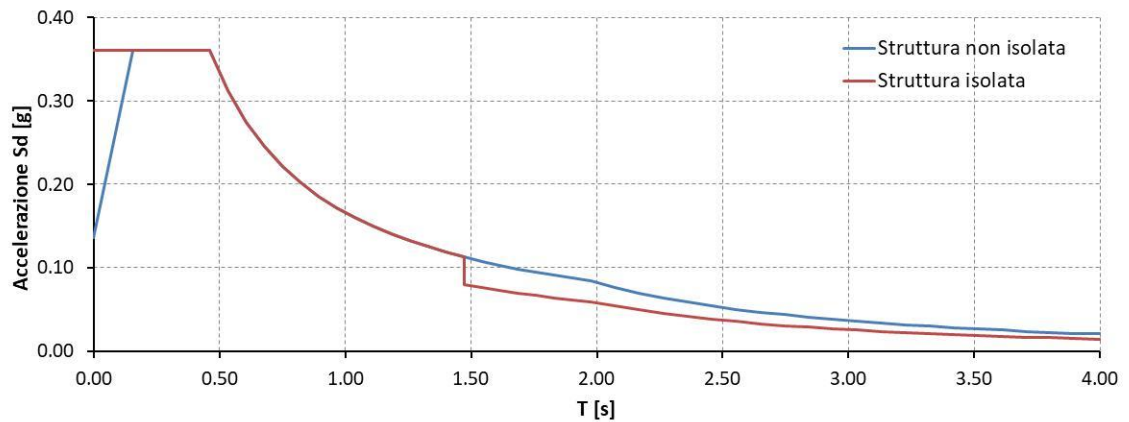
$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{esi}}} = \sqrt{\frac{10}{20}} = 0,707$$

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

- in direzione trasversale:	$T_{is,T} = 1,837 \text{ s}$	}	$T_{is} = 1,837 \text{ s}$
- in direzione longitudinale:	$T_{is,L} = 1,722 \text{ s}$		

Pertanto a partire dal valore $T = T_{is} \times 0,8 = 1,837 \times 0,8 = 1,47 \text{ s}$ 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 e pila).

Spettro di progetto

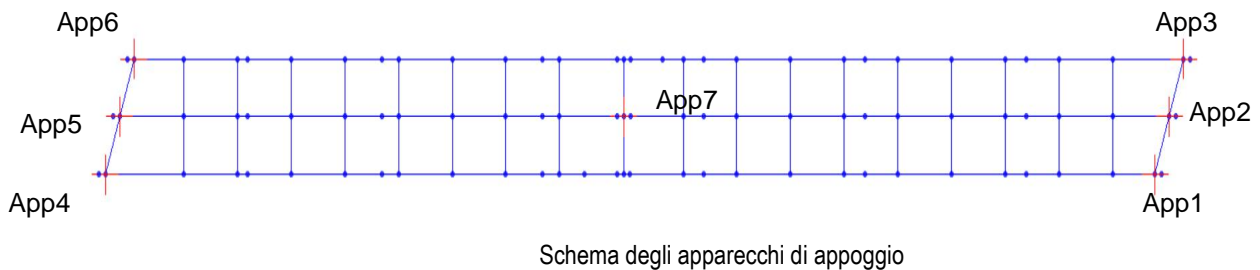


Per la componente verticale del moto, lo spettro di riferimento per la definizione dell'azione sismica è il medesimo spettro elastico con fattore di struttura di valore unitario, come già definito precedentemente nella presente relazione e a cui si rimanda (v. §4.10.2).

9. APPOGGI E GIUNTI

9.1 APPOGGI ISOLATORI ELASTOMERICI

Si prevede di impostare l'impalcato del ponte sulle sottostrutture (spalle di estremità e pila intermedia) previa installazione di n° 7 appoggi isolatori elastomerici antisismici del 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 quadrata 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.

Appoggio lato Spalla A n°1	H _L (kN)	H _T (kN)	V _Z (kN)
a) P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			750
b) Carichi permanenti portati			340
d ₁) Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			-482
d ₂) Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			342
e) Frenamento	65	0	
g) Vento a ponte carico	0	151	-250
h) Variazione termica +60°C	75	5	-100
i) Sisma SLV - SRSS	125	100	90
l) Sisma SLC - SRSS	144	115	104
Combinazione di calcolo - Statica SLU $\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times \gamma_{Qi} \times Q_{ki})$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d ₂) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	155	140	1'669
E _{d2} 1,0 a) + 1,0 b) + 1,35 d ₁) + 0,90 g)	0	136	214
Combinazione di calcolo - Statica SLE $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times Q_{ki})$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 d ₂) + 1,00 e) - 0,60 g) + 0,60 h)	110	-88	1'522
E _{d2} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d ₁) + 0,60 g)	0	91	458
Combinazione di calcolo - Sismica $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₂) + 0,50 h) + 1,00 i)	163	103	1'198
E _{d2} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₁) - 0,50 h) - 1,00 i)	-163	-103	954
E _{d3} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₂) + 0,50 h) + 1,00 l)	181	118	1'212
E _{d4} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₁) - 0,50 h) - 1,00 l)	-181	-118	940

Appoggio lato Spalla A n°2	H _L (kN)	H _T (kN)	V _Z (kN)
a) P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			815
b) Carichi permanenti portati			145
d ₁) Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			-36
d ₂) Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			899
e) Frenamento	65	0	
g) Vento a ponte carico	0	151	60
h) Variazione termica +60°C	75	0	-95
i) Sisma SLV - SRSS	125	100	60
l) Sisma SLC - SRSS	144	115	69
Combinazione di calcolo - Statica SLU $\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times \gamma_{Qi} \times Q_{ki})$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d ₂) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	155	136	2'500
E _{d2} 1,0 a) + 1,0 b) + 1,35 d ₁) + 0,90 g)	0	136	965
Combinazione di calcolo - Statica SLE $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times Q_{ki})$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 d ₂) + 1,00 e) - 0,60 g) - 0,60 h)	20	-91	1'766
E _{d2} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d ₁) + 0,60 g)	0	91	960
Combinazione di calcolo - Sismica $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₂) + 0,50 h) + 1,00 i)	163	100	1'152
E _{d2} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₁) - 0,50 h) - 1,00 i)	-163	-100	940
E _{d3} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₂) + 0,50 h) + 1,00 l)	181	115	1'161
E _{d4} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₁) - 0,50 h) - 1,00 l)	-181	-115	931

Appoggio lato Spalla A n°3	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
a) P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			810
b) Carichi permanenti portati			380
d ₁) Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			-240
d ₂) Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			985
e) Frenamento	65	0	
g) Vento a ponte carico	0	151	190
h) Variazione termica +60°C	75	5	105
i) Sisma SLV - SRSS	125	100	55
l) Sisma SLC - SRSS	144	115	63
Combinazione di calcolo - Statica SLU $\gamma_{g1} \times G_1 + \gamma_{g2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times \gamma_{Qi} \times Q_{ki})$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d ₂) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	155	140	3'259
E _{d2} 1,0 a) + 1,0 b) + 1,35 d ₁) + 0,90 g)	0	136	1'037
Combinazione di calcolo - Statica SLE $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times Q_{ki})$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 d ₂) + 1,00 e) + 0,60 g) + 0,60 h)	110	94	2'352
E _{d2} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d ₁) + 0,60 g)	0	91	1'064
Combinazione di calcolo - Sismica $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₂) + 0,50 h) + 1,00 i)	163	103	1'495
E _{d2} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₁) - 0,50 h) - 1,00 i)	-163	-103	1'035
E _{d3} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₂) + 0,50 h) + 1,00 l)	181	118	1'503
E _{d4} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₁) - 0,50 h) - 1,00 l)	-181	-118	1'026

Appoggio lato Spalla B n°4	H _L (kN)	H _T (kN)	V _Z (kN)
a) P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			715
b) Carichi permanenti portati			350
d ₁) Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			-307
d ₂) Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			318
e) Frenamento	65	0	
g) Vento a ponte carico	0	156	185
h) Variazione termica +60°C	70	5	115
i) Sisma SLV - SRSS	125	100	70
l) Sisma SLC - SRSS	144	115	81
Combinazione di calcolo - Statica SLU $\gamma_{g1} \times G_1 + \gamma_{g2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times \gamma_{Qi} \times Q_{ki})$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d ₂) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	151	145	2'190
E _{d2} 1,0 a) + 1,0 b) + 1,35 d ₁) + 0,90 g)	0	140	817
Combinazione di calcolo - Statica SLE $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times Q_{ki})$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 d ₂) + 1,00 e) + 0,60 g) + 0,60 h)	107	97	1'563
E _{d2} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d ₁) + 0,60 g)	0	94	869
Combinazione di calcolo - Sismica $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₂) + 0,50 h) + 1,00 i)	160	103	1'256
E _{d2} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₁) - 0,50 h) - 1,00 i)	-160	-103	876
E _{d3} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₂) + 0,50 h) + 1,00 l)	179	118	1'267
E _{d4} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₁) - 0,50 h) - 1,00 l)	-179	-118	866

Appoggio lato Spalla B n°5	H _L (kN)	H _T (kN)	V _Z (kN)
a) P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			600
b) Carichi permanenti portati			110
d ₁) Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			-240
d ₂) Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			925
e) Frenamento	65	0	
g) Vento a ponte carico	0	151	60
h) Variazione termica +60°C	70	0	110
i) Sisma SLV - SRSS	125	100	80
l) Sisma SLC - SRSS	144	115	92
Combinazione di calcolo - Statica SLU $\gamma_{g1} \times G_1 + \gamma_{g2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times \gamma_{Qi} \times Q_{ki})$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d ₂) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	151	136	2'377
E _{d2} 1,0 a) + 1,0 b) + 1,35 d ₁) + 0,90 g)	0	136	440
Combinazione di calcolo - Statica SLE $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times Q_{ki})$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 d ₂) + 1,00 e) - 0,60 g) - 0,60 h)	23	-91	1'665
E _{d2} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d ₁) + 0,60 g)	0	91	506
Combinazione di calcolo - Sismica $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₂) + 0,50 h) + 1,00 i)	160	100	1'030
E _{d2} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₁) - 0,50 h) - 1,00 i)	-160	-100	527
E _{d3} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₂) + 0,50 h) + 1,00 l)	179	115	1'042
E _{d4} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₁) - 0,50 h) - 1,00 l)	-179	-115	515

Appoggio lato Spalla B n°6	H _L (kN)	H _T (kN)	V _Z (kN)
a) P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			650
b) Carichi permanenti portati			310
d ₁) Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			-240
d ₂) Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			1'030
e) Frenamento	65	0	
g) Vento a ponte carico	0	156	245
h) Variazione termica +60°C	70	5	110
i) Sisma SLV - SRSS	125	100	115
l) Sisma SLC - SRSS	144	115	132
Combinazione di calcolo - Statica SLU $\gamma_{g1} \times G_1 + \gamma_{g2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times \gamma_{Qi} \times Q_{ki})$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d ₂) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	151	145	3'053
E _{d2} 1,0 a) + 1,0 b) + 1,35 d ₁) + 0,90 g)	0	140	857
Combinazione di calcolo - Statica SLE $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times Q_{ki})$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 d ₂) + 1,00 e) + 0,60 g) + 0,60 h)	107	97	2'203
E _{d2} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d ₁) + 0,60 g)	0	94	867
Combinazione di calcolo - Sismica $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₂) + 0,50 h) + 1,00 i)	160	103	1'336
E _{d2} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₁) - 0,50 h) - 1,00 i)	-160	-103	742
E _{d3} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₂) + 0,50 h) + 1,00 l)	179	118	1'353
E _{d4} 1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d ₁) - 0,50 h) - 1,00 l)	-179	-118	725

Appoggio su pila n°7	H _L (kN)	H _T (kN)	V _Z (kN)
a) P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			8'330
b) Carichi permanenti portati			2'330
c) Ritiro in soletta			1'410
d ₁) Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			580
d ₂) Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			2'850
e) Frenamento	195	0	
g) Vento a ponte carico	0	156	245
h) Variazione termica +60°C	70	5	110
i) Sisma SLV - SRSS	377	455	645
l) Sisma SLC - SRSS	434	523	742
Combinazione di calcolo - Statica SLU $\gamma_{g1} \times G_1 + \gamma_{g2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times \gamma_{Qi} \times Q_{ki})$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,35 a) + 1,50 b) + 1,2 c) + 1,35 d ₂) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	326	145	20'600
E _{d2} 1,0 a) + 1,0 b) + 1,0 d ₁) - 0,90 g)	0	140	11'020
Combinazione di calcolo - Statica SLE $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times Q_{ki})$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 c) + 1,00 d ₂) + 1,00 e) + 0,60 g) + 0,60 h)	237	97	15'133
E _{d2} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d ₁) + 0,60 g)	0	94	11'387
Combinazione di calcolo - Sismica $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$	H_L (kN)	H_T (kN)	V_Z (kN)
E _{d1} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 c) + 0,20 d ₂) + 0,50 h) + 1,00 i)	412	458	13'340
E _{d2} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 c) + 0,20 d ₁) - 0,50 h) - 1,00 i)	-412	-458	11'486
E _{d3} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 c) + 0,20 d ₂) + 0,50 h) + 1,00 l)	469	526	13'437
E _{d4} 1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 c) + 0,20 d ₁) - 0,50 h) - 1,00 l)	-469	-526	11'389

9.1.2 CARATTERISTICHE E PRESTAZIONI DELL’APPOGGIO SU PILA

Si prevede di utilizzare appoggi isolatori elastomerici tipo FIP SI-N 1000/84, 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: $V_{SLU} = 22.590 \text{ kN}$
- max. portata verticale in caso di sisma: $V_{sisma} = 18.230 \text{ kN}$
- rigidezza orizzontale: $k_h = 7,48 \text{ kN/mm}$
- massimo spostamento per deformazione orizzontale $\delta_{h, \max} = 150 \text{ mm}$
- massima portata orizzontale: $H_{\max} = 1122 \text{ kN}$
- smorzamento viscoso della gomma: $\xi = 15 \%$

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

Combinazioni di calcolo SLU

$$V_{z \text{ Ed,Max}} = 20.600 \text{ kN} < V_{\max, \text{ appoggio SLU}}$$

$$H_{Ed} = \sqrt{H_L^2 + H_T^2} = \sqrt{326^2 + 145^2} \cong 357 \text{ kN} < H_{\max, \text{ appoggio}} = 1122 \text{ kN}$$

$$\delta_{H,Ed} = \frac{H_{Ed}}{K_{hE}} = \frac{357 \text{ kN}}{7,48 \text{ kN/mm}} = 47,7 \text{ mm} < \delta_{h, \max, \text{ appoggi}}$$

Combinazione sismica SLV

$$V_{z \text{ Ed,Max}} = 13.340 \text{ kN} < V_{\max, \text{ appoggio, sisma}}$$

$$H_{Ed} = \sqrt{H_L^2 + H_T^2} = \sqrt{412^2 + 458^2} \cong 616 \text{ kN} < H_{\max, \text{ appoggio}} = 1122 \text{ kN}$$

$$\delta_{H,Ed} = \frac{H_{Ed}}{K_{hE}} = \frac{616 \text{ kN}}{7,48 \text{ kN/mm}} = 82,4 \text{ mm} < \delta_{h, \max, \text{ appoggi}}$$

Combinazione sismica SLC

$$V_{z \text{ Ed,Max}} = 13.437 \text{ kN} < V_{\max, \text{ appoggio, sisma}}$$

$$H_{Ed} = \sqrt{H_L^2 + H_T^2} = \sqrt{469^2 + 526^2} \cong 705 \text{ kN} < H_{\max, \text{ appoggio}} = 1122 \text{ kN}$$

$$\delta_{H,Ed} = \frac{H_{Ed}}{K_{hE}} = \frac{705 \text{ kN}}{7,48 \text{ kN/mm}} = 94,3 \text{ mm} < \delta_{h, \max, \text{ appoggi}}$$

Tutti gli appoggi risultano sempre in compressione.

9.1.3 CARATTERISTICHE E PRESTAZIONI DEGLI APPOGGI SU SPALLA

Si prevede di utilizzare appoggi isolatori elastomerici tipo FIP SI-N 550/77, 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: | $V_{SLU} = 9.820 \text{ kN}$ |
| • max. portata verticale in caso di sisma: | $V_{sisma} = 4.380 \text{ kN}$ |
| • rigidezza orizzontale: | $k_h = 2,47 \text{ kN/mm}$ |
| • massimo spostamento per deformazione orizzontale | $\delta_{h, \max} = 150 \text{ mm}$ |
| • massima portata orizzontale: | $H_{\max} = 371 \text{ kN}$ |
| • smorzamento viscoso della gomma: | $\xi = 15 \%$ |

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

Combinazioni di calcolo SLU

$$V_{z \text{ Ed,Max}} = 3.259 \text{ kN} < V_{\max, \text{ appoggio SLU}}$$

$$H_{Ed} = \sqrt{H_L^2 + H_T^2} = \sqrt{151^2 + 145^2} \cong 209 \text{ kN} < H_{\max, \text{ appoggio}} = 371 \text{ kN}$$

$$\delta_{H,Ed} = \frac{H_{Ed}}{K_{hE}} = \frac{209 \text{ kN}}{2,47 \text{ kN/mm}} = 84,6 \text{ mm} < \delta_{h, \max, \text{ appoggi}}$$

Combinazione sismica SLV

$$V_{z \text{ Ed,Max}} = 1.495 \text{ kN} < V_{\max, \text{ appoggio, sisma}}$$

$$H_{Ed} = \sqrt{H_L^2 + H_T^2} = \sqrt{163^2 + 103^2} \cong 193 \text{ kN} < H_{\max, \text{ appoggio}} = 371 \text{ kN}$$

$$\delta_{H,Ed} = \frac{H_{Ed}}{K_{hE}} = \frac{193 \text{ kN}}{2,47 \text{ kN/mm}} = 78,1 \text{ mm} < \delta_{h, \max, \text{ appoggi}}$$

Combinazione sismica SLC

$$V_{z \text{ Ed,Max}} = 1.503 \text{ kN} < V_{\max, \text{ appoggio, sisma}}$$

$$H_{Ed} = \sqrt{H_L^2 + H_T^2} = \sqrt{181^2 + 118^2} \cong 216 \text{ kN} < H_{\max, \text{ appoggio}} = 371 \text{ kN}$$

$$\delta_{H,Ed} = \frac{H_{Ed}}{K_{hE}} = \frac{216 \text{ kN}}{2,47 \text{ kN/mm}} = 87,4 \text{ mm} < \delta_{h, \max, \text{ appoggi}}$$

Tutti gli appoggi risultano sempre in compressione.

9.2 GIUNTI DI DILATAZIONE

Combinazione caratteristica SLE

Azione orizzontale long. sugli appoggi

$$H_{L,Ed} = 110 \text{ kN}$$

Escursione longitudinale

$$\delta_L = \frac{110 \text{ kN}}{2,47 \text{ kN/mm}} = 44,5 \text{ mm}$$

Azione orizzontale trasversale sugli appoggi

$$H_{T,Ed} = 97 \text{ kN}$$

Escursione trasversale

$$\delta_T = \frac{97 \text{ kN}}{2,47 \text{ kN/mm}} = 39,3 \text{ mm}$$

Combinazione sismica SLV

Azione orizzontale long. sugli appoggi

$$H_{L,Ed} = 163 \text{ kN}$$

Escursione longitudinale

$$\delta_L = \frac{163 \text{ kN}}{2,47 \text{ kN/mm}} = 66,0 \text{ mm}$$

Azione orizzontale trasversale sugli appoggi

$$H_{T,Ed} = 103 \text{ kN}$$

Escursione trasversale

$$\delta_T = \frac{103 \text{ kN}}{2,47 \text{ kN/mm}} = 41,7 \text{ mm}$$

Combinazione sismica SLC

Azione orizzontale long. sugli appoggi

$$H_{L,Ed} = 181 \text{ kN}$$

Escursione longitudinale

$$\delta_L = \frac{181 \text{ kN}}{2,47 \text{ kN/mm}} = 73,3 \text{ mm}$$

Azione orizzontale trasversale sugli appoggi

$$H_{T,Ed} = 118 \text{ kN}$$

Escursione trasversale

$$\delta_T = \frac{118 \text{ kN}}{2,47 \text{ kN/mm}} = 47,8 \text{ mm}$$

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: $\pm 80 \text{ mm}$;
- ⇒ Escursione trasversale: $\pm 80 \text{ mm}$.

10. GIUDIZIO MOTIVATO SUI RISULTATI

A validazione di quanto ottenuto dalla modellazione di calcolo a elementi finiti, si riporta il calcolo manuale delle frequenze proprio di vibrare per l'impalcato in progetto.

Richiamando i dati principali quali: massa totale 1673 kN e rigidezza totale degli appoggi isolatori (data dalla somma di tutti i dispositivi previsti in sede di progetto) e pari a 22,3 kN/mm, si determina il seguente periodo fondamentale di vibrare:

$$T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{1673}{22300}} = 1,72 s$$

Le frequenze calcolate con l'ausilio del software sono pari a 1,837 s e 1,722 s.

Appare una buona corrispondenza tra i valori determinati manualmente con quelli calcolati automaticamente dal software.

Si ritiene pertanto validata la modellazione automatica sviluppata.