

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

TANGENZIALE NORD E SUD

113T - VIADOTTO MASSARENTI AMPL. TANG.

AMPLIAMENTO NORD E SUD

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO
IMPALCATO

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A2	O16	ST113	DCK00	R	S T R	0971	2	SCALA VARIE

 <small>gruppo Atlantia</small>	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
							0	DICEMBRE 2017
							1	SETTEMBRE 2019
							2	SETTEMBRE 2020
REDATTO:		VERIFICATO:				3	-	
						4	-	

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

Sommario

1. GENERALITA'	3
1.1. OGGETTO E SCOPO	3
1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
1.3. PRINCIPI DI PROGETTAZIONE	6
1.3.1 <i>Metodi di Calcolo</i>	6
1.3.2 <i>Unità di Misura</i>	6
1.3.3 <i>Stati Limite e Situazioni di Progetto</i>	6
1.4. INQUADRAMENTO SISMICO	7
2. MATERIALI	8
2.1. CARATTERISTICHE DELLE STRUTTURE DELL'ALLARGAMENTO	8
2.1.1 <i>Calcestruzzo</i>	8
2.1.2 <i>Acciaio per armatura lenta</i>	9
2.1.3 <i>Acciaio per carpenteria</i>	9
3. METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA	11
3.1. PERCENTUALE MINIMA DI ARMATURA	11
3.2. COPRIFERRO	11
3.3. VERIFICA DI FESSURAZIONE	11
3.4. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	12
3.4.1 <i>Codice di calcolo</i>	12
3.4.2 <i>Caratteristiche del codice di calcolo</i>	12
3.4.3 <i>Grado di affidabilità del codice</i>	12
3.4.4 <i>Motivazione della scelta del codice</i>	12
3.4.5 <i>Validazione del codice di calcolo</i>	12
4. CARATTERISTICHE DELL'OPERA STRUTTURALE	14
4.1. VITA NOMINALE.....	14
4.2. CLASSE D'USO	14
4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	14
5. COMBINAZIONI DI CARICO	15
6. ANALISI DEI CARICHI	18
6.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE IMPALCATO	18
6.2. PESO PROPRIO IMPALCATO (G_1) E CARICHI PERMANENTI (G_2)	18
6.3. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	18
6.3.1. DEFINIZIONE DELLE CORSIE CONVENZIONALI	18
6.4. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q_3).....	20
6.5. AZIONE CENTRIFUGA (Q_4).....	20
6.6. AZIONE DEL VENTO (Q_5).....	20
6.7. VARIAZIONE TERMICA (ϵ_3)	22
6.8. RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO	24
6.9. AZIONE SISMICA	25
7. ANALISI IMPALCATO	27
7.1. CARATTERISTICHE INERZIALI	27
7.2. AZIONI SULLE TRAVI PRINCIPALI.....	30
7.3. VERIFICA DELLE TRAVI PRINCIPALI DELL'AMPLIAMENTO	32
7.3.1 <i>Verifiche deformabilità</i>	42
7.4. VERIFICA DEI TRAVERSI DI TESTATA	44

8. REAZIONI IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI	50
---	----

1. GENERALITA'

1.1. OGGETTO E SCOPO

La seguente relazione di calcolo è relativa all'analisi e al dimensionamento del viadotto su via Masserenti previsto nell'ambito del progetto esecutivo di potenziamento in sede del sistema autostradale/tangenziale nodo di Bologna.

Il sottovia esistente è costituito da un solettone alleggerito precompresso largo 23.25 m in semplice appoggio su tre campate da 32 m (interasse appoggi) e da due travi laterali, relative ad un primo ampliamento, realizzate in calcestruzzo precompresso con getto della soletta in opera di larghezza pari a 3.82 m.

La larghezza trasversale della parte in allargamento è pari a 8,68 m, ed è realizzato tramite la disposizione di 16 travi in struttura mista acciaio - calcestruzzo.

La soletta superiore viene quindi completamente solidarizzata in corrispondenza dell'attuale taglio di separazione della carreggiata autostradale dalla carreggiata della tangenziale. In tal modo si ottiene un unico impalcato di sostegno delle due carreggiate. La separazione tra le due carreggiate è definita da un cordolo largo 80 cm di compensazione delle pendenze trasversali.

Le 16 travi in acciaio dell'allargamento sono alte 950 mm a garantire un sottotrave compatibile con le attuali condizioni di franco di transito. Le travi sono poste ad interasse pari a 0,50 m. La soletta superiore di completamento risulta di spessore 20,0 cm.

Gli apparecchi d'appoggio sono in neoprene armato in numero di uno per trave.

La presente relazione riporta le analisi svolte per l'impalcato esistente e per le strutture in c.a.p. relative all'intervento di allargamento.

Di seguito si riportano le principali geometrie dell'opera. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

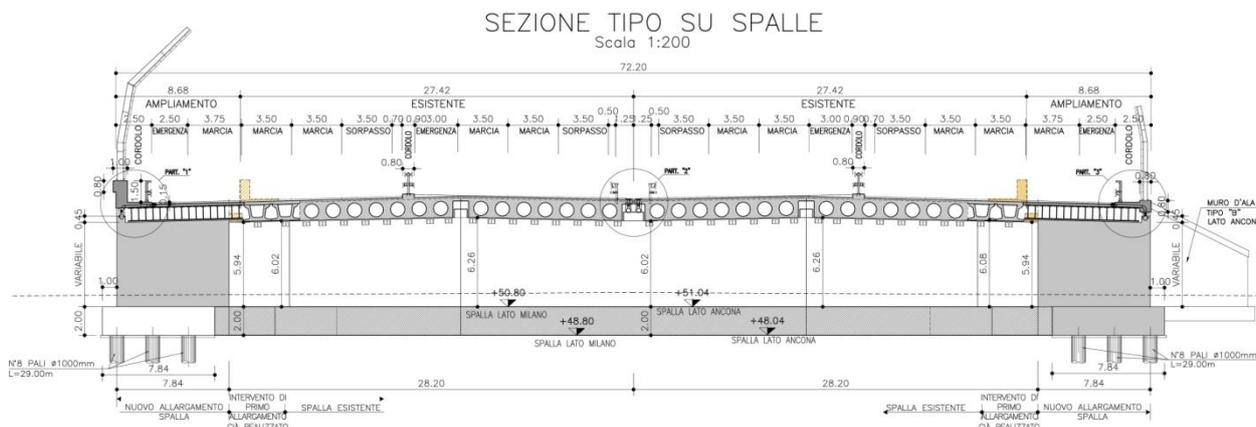


Figura 1.1: Sezione trasversale spalla

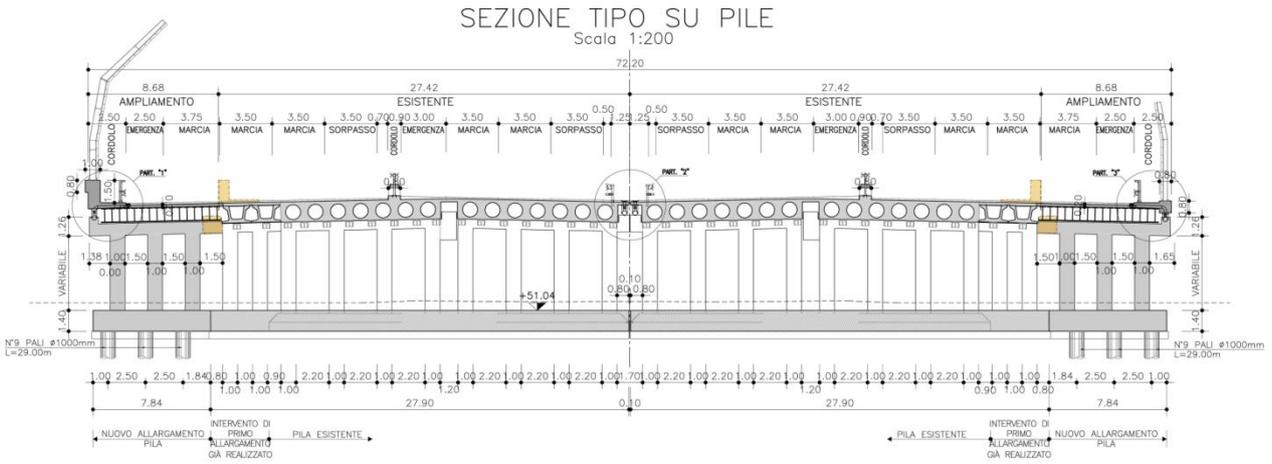


Figura 1.2: Sezione trasversale impalcato su pila

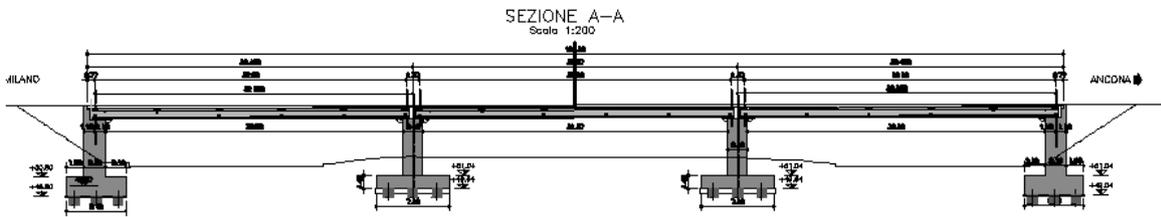


Figura 1.3: Sezione longitudinale impalcato

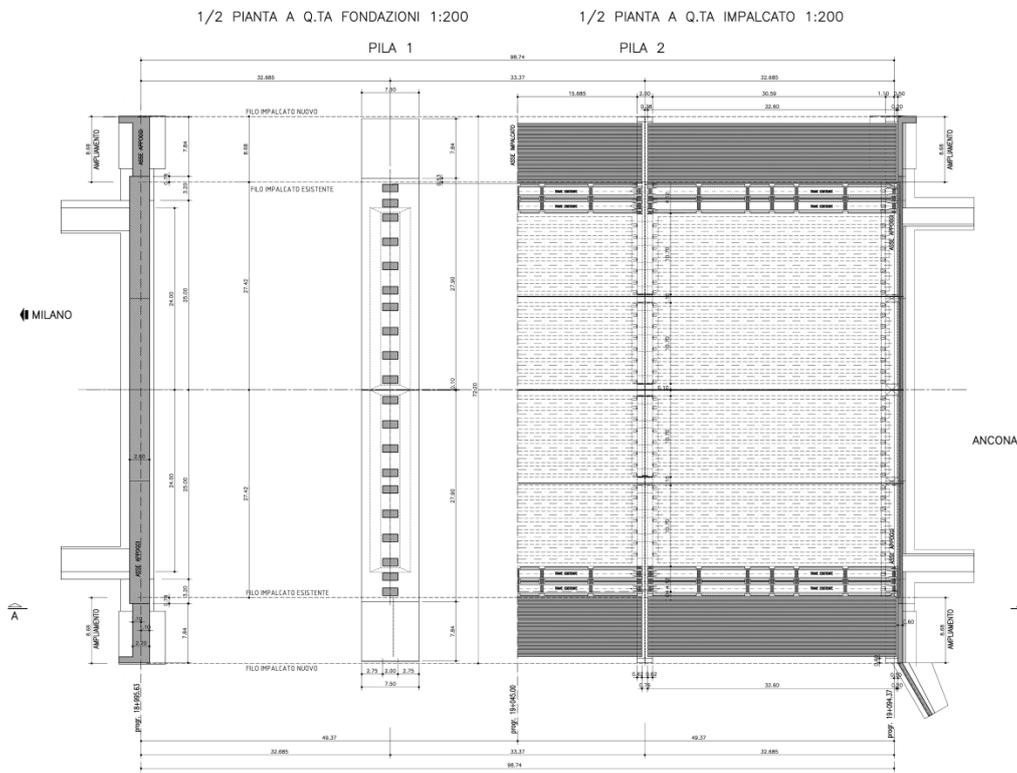


Figura 1.4: Pianta impalcato

1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche di seguito documentate sono state svolte nel rispetto della Normativa vigente di seguito richiamata:

- Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – “*Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica*”;
- Legge 2 Febbraio 1974 n.64: “*Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche*”;
- D.M. 17/01/2018 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 (GU n.35 del 11-2-2019 - Suppl. Ordinario n. 5).
- CNR DT 207/2008 “*Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*”.
- CNR UNI 10011/88: “*Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione*”.
- CNR 10016/85: “*Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni*”.
- CNR 10030/87: “*Anime irrigidite di travi a parete piena*”.
- CNR 10024/86: “*Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo*”.
- CNR 10012/85: “*Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni*”.

Per quanto non definito dalle sopra citate norme, nella stesura dei calcoli è stata consultata anche la seguente normativa internazionale:

- UNI ENV 1090-1:2001: *Esecuzione di strutture in acciaio – Parte 1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN 1991-2:2003 Eurocodice 1- *Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti*
- UNI ENV 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – *Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI ENV 1993-1-1:1994: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN 1993-1-5:2007: Eurocode 3 – *Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural element.*
- UNI ENV 1993-1-6:2002: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-6: Regole generali – Regole supplementari per le strutture a guscio.*
- UNI EN 1993-1-8:2005: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.*

- UNI EN 1993-1-11:2005: Eurocode 3 – *Design of steel structures – Part 1-11: Design of structures with tension components.*
- UNI ENV 1994-1-1:2004: Eurocode 4 – *Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.*
- UNI ENV 1994-2:2005: Eurocode 4 – *Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges*

1.3. PRINCIPI DI PROGETTAZIONE

1.3.1 METODI DI CALCOLO

Tutti i calcoli di verifica vengono svolti secondo i metodi comprovati derivanti dalla scienza e dalla tecnica delle costruzioni, ricavati dalla letteratura e dalla normativa vigente.

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Data la notevole mole di dati elaborati e di calcoli svolti per verificare tutti i componenti e tener conto delle possibili situazioni di progetto, vengono di seguito riportati solo i principali risultati ed una parte dei calcoli strutturali.

1.3.2 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito della relazione si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le masse ⇒ kg, t
- per i carichi ⇒ kN, kN/m, kN/m²
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ N/mm², MPa, daN/cm²

1.3.3 STATI LIMITE E SITUAZIONI DI PROGETTO

Stati Limite

Per la progettazione e verifica delle strutture in oggetto viene adottato il metodo degli Stati Limite; per le verifiche che seguono sono stati presi in considerazione, direttamente od indirettamente, le seguenti categorie di Stati Limite:

- Stati Limite Ultimi (SLU).
- Stati Limite di Servizio (SLS).

Per la progettazione e verifica della struttura in oggetto sono stati presi in considerazione, direttamente od indirettamente, i seguenti Stati Limite Ultimi significativi:

- Stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU).
- Stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione (STR).

Situazioni di Progetto

Poiché la costruzione in oggetto rientra nelle tipologie strutturali ordinarie, vengono prese in considerazione le seguenti situazioni di progetto pertinenti:

- Situazioni di Progetto Persistenti: sono le condizioni progettuali corrispondenti alle normali condizioni d'uso della struttura.

- Situazioni di Progetto Sismiche: sono le condizioni progettuali applicabili quando la struttura è soggetta all'evento sismico.
- Situazioni di Progetto Eccezionali: sono le condizioni progettuali applicabili quando la struttura è soggetta ad azioni eccezionali di progetto.

1.4. INQUADRAMENTO SISMICO

Si richiama di seguito l'inquadramento sismico del sito di intervento.

Vita nominale:	50 anni
Classe d'uso:	IV → $C_u = 2.0$
Vita di riferimento:	100 anni
Categoria topografica:	T1
Tipo di suolo:	C

2. MATERIALI

2.1. CARATTERISTICHE DELLE STRUTTURE DELL'ALLARGAMENTO

2.1.1 CALCESTRUZZO

I materiali per le strutture in cemento armato sono in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018 – D.M. 17/01/2018), UNI EN 206:2006 e UNI 11104:2004 “Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale”.

Il calcestruzzo ha le seguenti caratteristiche generali:

Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,2$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 1,00 \times 10^{-5} 1/^{\circ}\text{C}$
Peso specifico (compresa l'armatura)	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono elencate le caratteristiche specifiche del calcestruzzo per i diversi tipi di impiego.

Calcestruzzo per solette

Calcestruzzo a ritiro compensato con espansivo a base di ossido di calcio con ritiro ≤ 100 microm/m a 28 gg

Classe di resistenza	C35/45
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 37,35 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante	$E = 34.625 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XF4
Classe di consistenza	S4
Diametro massimo dell'aggregato	32 mm
Copriferro nominale	35 mm

Calcestruzzo per coppelle

Classe di resistenza	C35/45
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 37,35 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante	$E = 34.625 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XF4
Classe di consistenza	S4
Diametro massimo dell'aggregato	32 mm
Copriferro nominale	35 mm

2.1.2 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

L'acciaio ha le seguenti caratteristiche generali:

Modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 1,20 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$
Peso specifico	$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono elencate le caratteristiche dell'acciaio per armatura lenta sono:

Barre

Tipo di acciaio	B450C
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Rapporto tensioni caratteristiche	$1,15 \leq (f_t/f_y)_k < 1,35$
Rapporto tensioni di snervamento	$(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$
Allungamento a carico massimo	$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$

2.1.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA

I materiali per le strutture in carpenteria metallica sono in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018 – D.M. 14/01/2018). Si riportano per ogni tipologia le norme di riferimento europee.

La struttura metallica è quindi definita, con riferimento alle UNI EN 1090, come:

Categoria di conseguenza:	CC2
Categoria di servizio:	SC2
Categoria di produzione:	PC2
CLASSE DI ESECUZIONE:	EX C3

I profili metallici sia saldati sia laminati ed il piastrame sono realizzati con l'impiego di acciaio strutturale per carpenteria nelle qualità sotto indicate, in accordo con la norma UNI EN 10025.

Le giunzioni saranno effettuate con saldature o bullonature in conformità alle prescrizioni del paragrafo 11.3.4 delle NTC.

Le modalità di accettazione ed i controlli verranno effettuati in accordo alle prescrizioni del paragrafo 11.3.4 delle NTC.

Tensione caratteristica di rottura ($t < 40\text{mm}$), f_{tk}	510	MPa
Tensione caratteristica di snervamento ($t < 40\text{mm}$), f_{yk}	355	MPa
Resilienza, KV	$\geq 27 \text{ J}$	
Allungamento percentuale a rottura, ϵ_t	$\geq 20\%$	
Modulo elastico, E_s	210'000	MPa
Coefficiente di contrazione trasversale, ν	0.3	ν

Modulo di elasticità tagliante, G	80'769	MPa
Coefficiente di espansione termica lineare, α	1,20E-05	°C-1
Densità, ρ	7850	kg/m ³

Stato limite ultimo elastico (S.L.U.)

Coefficiente di sicurezza per la resistenza, γ_{M0}	1,05	
Resistenza di progetto per tensioni normali, f_d	338	MPa
Resistenza di progetto per tensioni tangenziali, $\tau_d = f_d/\sqrt{3}$	195,2	MPa
Resistenza all'instabilità delle membrature, γ_{M1}	1,1	
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese, γ_{M2}	1,25	

Unioni bullonate

Secondo NTC, UNI 3740 e 20898 parte I e II

Giunzioni a taglio:

Viti classi 10.9 (UNI5712)

Dadi classe 10 (UNI 5713)

Rosette in acciaio C50 EN10083 (HRC 32-40) (UNI5714)

Giunzioni ad attrito:

Viti classi 10.9 (UNI5712)

Dadi classe 10 (UNI 5713)

Rosette in acciaio C50 EN10083 (HRC 32-40) (UNI5714)

Prearico e coppia di serraggio: secondo UNI EN 1993-1-8 e UNI ENV 1090

I bulloni devono essere disposti in opera con una rosetta posta sotto il dado ed una sotto la testa della vite.

$\gamma_{M2} = 1,25$ coefficiente parziale di sicurezza relativo alla resistenza dei bulloni

Saldature

Tutte le saldature sono a piena penetrazione, eseguite come previsto dal D.M. 17.01.2018 ai p.ti 4.2.1.2, 4.2.8.2 ed 11.3.4.5. Secondo NTC e UNI ENV 1090 (cfr. [24]) – Calcolo secondo EC3

$\gamma_{M2} = 1,25$ coefficiente parziale di sicurezza relativo alla resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo

Connettori a piolo

I connettori a piolo, con testa a tipo Nelson, conforme a quanto prescritto al paragrafo 11.3.4.7 delle NTC.

Secondo UNI EN ISO 13918

Pioli tipo NELSON F=19 - H=0,170m

Acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)

$f_y > 350$ MPa

$f_u > 450$ MPa

3. METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA

La schematizzazione di calcolo delle strutture progettate, il calcolo dei parametri di sollecitazione e la valutazione delle tensioni e delle deformazioni, allo scopo di ottenere la garanzia di una sicurezza permanente e uniforme dell'opera, sono stati effettuati secondo i metodi della scienza delle costruzioni e della teoria dell'elasticità.

Si sono analizzate le combinazioni più sfavorevoli delle condizioni elementari di carico al fine di individuare i valori massimi e minimi delle sollecitazioni cercate.

Il calcolo è stato eseguito in conformità alla vigente normativa tecnica e più precisamente alle già citate "Norme tecniche per le costruzioni" – D.M. 17/01/2018, ricorrendo al metodo degli Stati Limite.

3.1. PERCENTUALE MINIMA DI ARMATURA

Per la percentuale minima di armatura si considerano le prescrizioni delle NTC 2018 tenendo conto del tipo di sollecitazione agente sull'elemento.

3.2. COPRIFERRO

La determinazione del copriferro minimo si evince dalla tabella C4.1.IV della Circolare applicativa 21 delle NTC 2018.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Soletta impalcato: XF4 C35/45 -> molto aggressivo e $C_{min} < C < C_0$ -> $c_{min} = 40 + 10 = 50$ mm

3.3. VERIFICA DI FESSURAZIONE

In accordo con le NTC 2018 si considerano le aperture di fessure riportate in tabella 3.1 per gruppo di elemento strutturale.

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tabella 3.1: Stato limite di fessurazione (NTC 2018 – tabella 4.1.IV)

3.4. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Le analisi sono state svolte ricorrendo ai seguenti codici di calcolo:

- MIDAS CIVIL 2020 ver. 3.2, MIDAS Information Technology Co. Ltd, SKn Technopark Tech-center, 190-1 Sangdaewon1-dong, Joongwon-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 462-721, Korea
- RC-SEC ver. 2012.8.0.386, GeoStru Software, via Lungomare – 89032 BIANCO (RC)
- Fogli di calcolo appositamente predisposti per specifiche verifiche con Office Excel 2007, Microsoft.

3.4.1 CODICE DI CALCOLO

Il calcolo delle strutture è stato effettuato utilizzando il programma ad elementi finiti Midas Civil 2020 vers 3.2 della Midas Information Technology, distribuito da Harpaceas – Milano.

Come consigliato nel Par. 10.2 di [1], si riportano alcune informazioni sul codice di calcolo usato per l'analisi degli elementi strutturali esaminati.

3.4.2 CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

Il codice esegue l'analisi di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà, utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono di tipo trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, e guscio, sia rettangolare sia triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, coppie e distorsioni termiche, sia sugli elementi guscio come carichi d'area. I vincoli esterni sono definiti da sei costanti di rigidezza elastica.

3.4.3 GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, che riporta, per una serie di strutture significative, i confronti tra le analisi effettuate con il codice e quelle effettuate con codici di confronto (SAP2000 prodotto da Computers and Structures, Inc., California). Al termine dell'elaborazione viene valutata la correttezza della soluzione, sulla base dell'uguaglianza numerica tra lavoro esterno ed energia di deformazione. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione dei dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi e dei carichi introdotti. E' possibile ottenere rappresentazioni grafiche di deformate, sollecitazioni e stati di tensione della struttura.

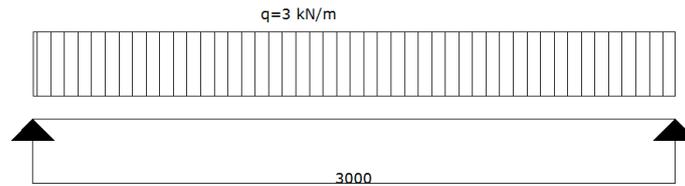
3.4.4 MOTIVAZIONE DELLA SCELTA DEL CODICE

Midas Civil permette l'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando schematizzazioni via via più dettagliate.

3.4.5 VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

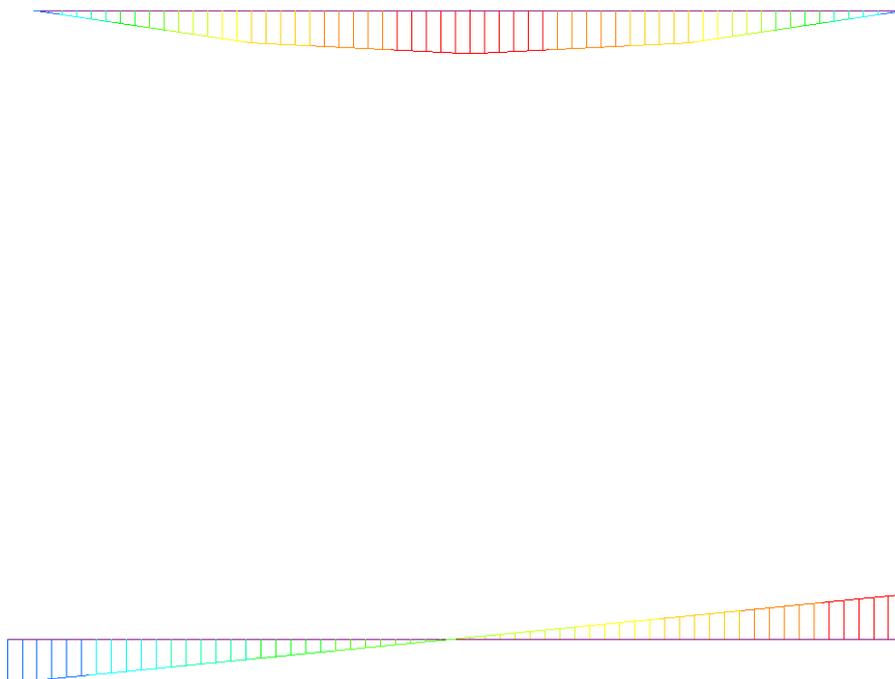
La validazione del codice di calcolo viene eseguito confrontando i risultati delle sollecitazioni ottenute tramite calcolo manuale di una trave semplicemente appoggiata e la risoluzione della stessa struttura con stesse caratteristiche geometriche e carichi da parte del programma di calcolo ad elementi finiti utilizzato per la modellazione strutturale.

SOLUZIONE MANUALE



- $L = 3 \text{ m}$
- $q = 3 \text{ kN/m}$
- $M = q \cdot L^2 / 8 = 3.375 \text{ kNm}$
- $V = q \cdot L / 2 = 4.5 \text{ kN}$

SOLUZIONE PROGRAMMA AD ELEMENTI FINITI



POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
3.375	
3.068	
2.761	
2.455	
2.148	
1.841	
1.534	
1.227	
0.920	
0.614	
0.307	
0.000	

ST: CARICO
 MAX : 1
 MIN : 1
 FILE: TRAVE SEM-
 UNIT: kN*m
 DATE: 11/24/2017
 VIEW-DIRECTION
 X: 0.000

POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
4.500	
3.682	
2.864	
2.045	
1.227	
0.409	
0.000	
-1.227	
-2.045	
-2.864	
-3.682	
-4.500	

ST: CARICO
 MAX : 1
 MIN : 1
 FILE: TRAVE SEM-
 UNIT: kN
 DATE: 11/24/2017
 VIEW-DIRECTION

I risultati sono coincidenti, il programma può di conseguenza considerarsi valido.

4. CARATTERISTICHE DELL'OPERA STRUTTURALE

Si riportano di seguito le caratteristiche dell'opera strutturale secondo quanto esposto nelle "Norme tecniche per le costruzioni" – D.M. 17/01/2018 (NTC 2018) e in accordo con la relativa "Direttiva di applicazione" della Provincia Autonoma di Trento (Maggio 2008).

4.1. VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONE	V_N (anni)
1 - Opere provvisorie	≤ 10
2 - Opere ordinarie	≥ 50
3 - Grandi opere	≥ 100

Tabella 4.1: Tipo e vita nominale V_N dell'opera (NTC 2018 – tabella 2.4.I)

Nel caso in studio è possibile fare riferimento al tipo 2 – Opere ordinarie - con vita nominale pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

4.2. CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso la classe d'uso dell'opera in oggetto è pari a IV (si veda § 2.4.2 NTC 2018).

4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella 4.2.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 4.2: Valori del coefficiente d'uso C_U dell'opera (NTC 2018 – tabella 2.4.II)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

5. COMBINAZIONI DI CARICO

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

La combinazione per le verifiche statiche allo stato limite ultimo è:

$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} \gamma_{gi} \cdot G_{ki} + \gamma_{q1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$$

dove:

- G_{ki} è il valore caratteristico delle azioni permanenti
- Q_{1k} è il valore caratteristico di una delle azioni variabili
- Q_{ik} è il valore caratteristico delle altre azioni variabili
- γ_g coefficiente parziale per la i-esima azione permanente
- γ_q coefficiente parziale per la i-esima azione variabile
- ψ_{0i} coefficiente di combinazione

Si riportano di seguito, in tabella 5.1, i valori dei coefficienti di combinazione per le azioni agenti sull'opera in esame.

AZIONI	GRUPPO DI AZIONI	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Azioni da traffico	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,00
	Schemi 1 e 5 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,00
Vento q_5	Ponte scarico	0,60	0,20	0,00
	Ponte carico	0,60	-	-
Temperatura	T_k	0,60	0,60	0,50

Tabella 5.1: Valore dei coefficienti di combinazione (NTC 2018 – tabella 5.1.VI)

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR), si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali, definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 di tabella 5.2.

		Coefficiente γ_F	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{g1}	0,90	1,0	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{g2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili	favorevoli	γ_{qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
<p>⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.</p> <p>⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti non portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.</p> <p>⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.</p> <p>⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali.</p>					

Tabella 5.2: Valore dei coefficienti parziali di sicurezza (NTC 2018 – tabella 5.1.V)

La combinazione per le verifiche statiche allo stato limite di esercizio sono:

Combinazione rara

$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$$

Combinazione frequente

$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \psi_{1i} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

Combinazione quasi permanente

$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

dove:

- G_{ki} è il valore caratteristico delle azioni permanenti
- Q_{1k} è il valore caratteristico di una delle azioni variabili
- Q_{ik} è il valore caratteristico delle altre azioni variabili
- ψ_{0i} coefficiente di combinazione per azioni rare
- ψ_{1i} coefficiente di combinazione per azioni frequenti
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione per azioni quasi permanenti

Si riportano di seguito, in tabella 5.3, i valori dei coefficienti di combinazione per le azioni agenti sull'opera in esame.

AZIONI	GRUPPO DI AZIONI	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Azioni da traffico	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,00
	Schemi 1 e 5 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,00
Vento q_5	Ponte scarico	0,60	0,20	0,00
	Ponte carico	0,60	-	-
Temperatura	T_k	0,60	0,60	0,50

Tabella 5.3: Valore dei coefficienti di combinazione (NTC 2018 – tabella 5.1.VI)

Carichi gravitazionali per valutazione delle masse in fase sismica

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Ai fini del calcolo della massa attivabile in condizione sismica si è adottato $\psi_{2j} = 0$.

In tabella 5.4 sono riassunte le combinazioni di carico utilizzate nell'analisi del ponte, in particolare sono riportati i coefficienti moltiplicativi finali ottenuti dal prodotto tra i coefficienti parziali di sicurezza e quelli di combinazione.

		COMBINAZIONI E COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI ($\psi_i \cdot \gamma_i$) - 1° carico fondamentale: carico viaggiante															
		G1	G2		E_1	E_2	E_3	Q_{ik}	q_{ik}	q_3	q_4	q_5	q_6	q_7	q_8	q_9	E
		peso proprio	permanenti strutturali	permanenti NON strutturali	precompress.	ritiro & viscosità	cedimenti vincolari	stese di carico		frenatura o accelerazione	centrifuga	vento	idrodinamiche	ΔT	svio	attrito vincioli	sisma
SLU	1	1.35 / 1.00	1.35 / 1.00	1.5 / 1.00	1.00	1.20 / 0.00	1.20 / 0.00	1.35 / 0.00	1.35 / 0.00	-	-	0.6*1.5 / 0.00	v. \$5.1.2.3	0.6*1.2 / 0.00	1.50 / 0.00	1.50 / 0.00	-
	2A	1.35 / 1.00	1.35 / 1.00	1.5 / 1.00	1.00	1.20 / 0.00	1.20 / 0.00	0.75*1.35 / 0.00	0.4*1.35 / 0.00	1.35	0.00	0.2*1.5 / 0.00	v. \$5.1.2.3	0.6*1.2 / 0.00	1.50 / 0.00	1.50 / 0.00	-
	2B	1.35 / 1.00	1.35 / 1.00	1.5 / 1.00	1.00	1.20 / 0.00	1.20 / 0.00	0.75*1.35 / 0.00	0.4*1.35 / 0.00	-	1.35	0.2*1.5 / 0.00	v. \$5.1.2.3	0.6*1.2 / 0.00	1.50 / 0.00	1.50 / 0.00	-
SLE	Frequente	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.75	0.40	-	-	0.20	v. \$5.1.2.3	0.50	-	-	-
	Q. Perm.	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-	-	-	-	0.00	v. \$5.1.2.3	0.50	-	-	-
	Rara	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-	-	0.60	v. \$5.1.2.3	0.60	1.0	-	-
SISMA		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	1.0

Tabella 5.4: Combinazioni di carico utilizzate

6. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le analisi dei carichi agenti sul ponte in esame.

6.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE IMPALCATO

L'impalcato ha le seguenti caratteristiche geometriche:

- Lunghezza totale impalcato	33,455 m
- Luce di calcolo	32,00 m
- Larghezza totale impalcato	36,10 m
- Larghezza carreggiata autostradale interna impalcato	13,5 m
- Larghezza carreggiata tangenziale esterna impalcato	17,45 m
- Larghezza cordolo centrale	0,90 m
- Larghezza cordolo sinistro	2,50 m

6.2. PESO PROPRIO IMPALCATO (G_1) E CARICHI PERMANENTI (G_2)

Il peso proprio della struttura viene assegnato automaticamente dal programma di calcolo in funzione dell'area degli elementi e dei rispettivi pesi specifici: calcestruzzo armato $\gamma_{cls} = 25 \text{ KN/m}^3$ e acciaio da carpenteria $\gamma_{acc} = 78.5 \text{ KN/m}^3$.

• cordolo centrale	5,40 kN/m
• cordolo sinistro	9,38 kN/m
• muretto di appoggio barriera antirumore	40,00 kN/m
• pavimentazione bituminosa	3,00 kN/m ²
• sicurvia destro	0,70 kN/m
• sicurvia centrale	1,40 kN/m
• sicurvia sinistro	0,70 kN/m
• barriera antirumore	13,50 kN/m

6.3. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Di seguito si riportano le sollecitazioni considerando le condizioni le azioni da traffico per ponte di 1^a categoria.

6.3.1. Definizione delle corsie convenzionali

L'impalcato ha le seguenti caratteristiche geometriche:

- Numero delle corsie parte autostradale	3
- Numero delle corsie parte tangenziale	3
- Larghezza corsia	3,00 m
- Larghezza zona rimanente parte autostradale	4,50 m

- Larghezza zona rimanente parte tangenziale 8,45 m

Quindi i treni di carico sono divisi in:

1^a colonna di carico

- Q_{ik} = mezzo convenzionale da 300 kN a due assi (4 carichi concentrati da 150 kN)
- q_{ik} = carico ripartito da 9,00 kN/m² disposto lungo l'asse di una corsia d'ingombro da 3,00m

2^a colonna di carico

- Q_{ik} = mezzo convenzionale da 200 kN a due assi (4 carichi concentrati da 100 kN)
- q_{ik} = carico ripartito da 2,50 kN/m² disposto lungo l'asse di una corsia d'ingombro da 3,00m

3^a colonna di carico

- Q_{ik} = mezzo convenzionale da 100 kN a due assi (4 carichi concentrati da 50 kN)
- q_{ik} = carico ripartito da 2,50 kN/m² disposto lungo l'asse di una corsia d'ingombro da 3,00m

parte rimanente

- q_{ik} = carico ripartito da 2,50 kN/m²

Per l'analisi longitudinale del ponte, data la larghezza della carreggiata autostradale (13.50 m) e di quella tangenziale (17.45 m) si sono assegnate 3 corsie di carico di larghezza pari a 3.0 m secondo lo Schema di Carico 1, considerando come configurazioni di carico tre disposizioni, consentendo di massimizzare le sollecitazioni della trave principale:

- disposizione con delle corsie in asse alle travi esistenti, in corrispondenza della barriera centrale (Distribuzione 1);
- disposizione con delle corsie in asse alle travi del primo ampliamento (Distribuzione 2);
- disposizione con delle corsie in asse alle travi in progetto, in corrispondenza della barriera sinistra (Distribuzione 3).

Per le verifiche a fatica si considera la verifica a danneggiamento dei pioli, si farà riferimento al modello di carico n°3, sempre transitante sulla corsia convenzionale n° 1, costituito da un veicolo di fatica simmetrico a 4 assi, ciascuno del peso di 120 kN.

Dovendo valutare una differenza tra massima e minima sollecitazione, è stato fatto transitare sull'impalcato il carico sopradescritto e sono state ottenute dal programma di calcolo le massime e le minime sollecitazioni per ciascun elemento considerato.

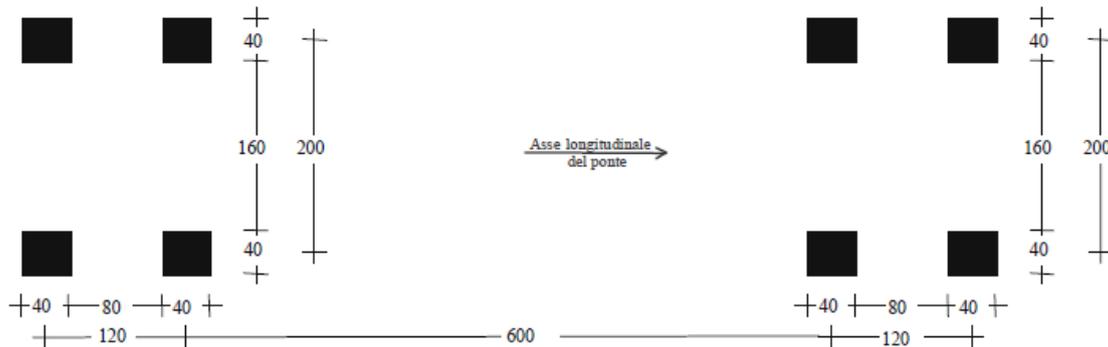


Figura 5.1.5 – Modello di carico a fatica n. 3

6.4. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q_3)

Per i ponti di 1^a categoria la forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n°1 è pari a:

$$q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

Il limite inferiore regolamentare per l'intensità delle forze di frenata è 180,0 kN, mentre quella superiore è di 900,0 kN.

Nel caso in esame si hanno i seguenti parametri:

- $Q_{1k} = 300$ kN
- $q_{1k} = 9,00$ kN/m²
- $w_1 = 3,00$ m
- $L = 33,455$ m

Quindi il valore dell'azione è pari a:

$$q_3 = 0,6 \times (2 \times 300) + 0,10 \times 9,00 \times 3,00 \times 33,455 = 450,33 \text{ kN}$$

6.5. AZIONE CENTRIFUGA (Q_4)

Il ponte è in rettilineo per cui sono assenti gli effetti di forza centrifuga.

6.6. AZIONE DEL VENTO (Q_5)

L'azione del vento sull'impalcato è assegnata sulla base delle indicazioni riportate al punto 3.3 delle NTC 2018 e al capitolo 8 dell'UNI EN 1991-1-4:2005 assumendo i seguenti parametri di base:

da tab 3.3.1 di [1];

- Zona 2: $v_{b,0} = 25$ m/s
- $A_s = 54$ m s.l.m.;
- $A_0 = 750$ m s.l.m.;
- $K_s = 0.015$

- $C_a = 1.00$
- $V_b = v_{b0} \times C_a = 25 \times 1 = 25 \text{ m/s}$
- $T_r = 100 \text{ anni} \rightarrow c_r = 0,65 \cdot \left\{ 1 - 0,138 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right] \right\} = 1.06$
- $V_r = V_b \times C_r = 25 \times 1.06 = 26.5 \text{ m/s}$
- Classe di rugosità del terreno: B;
- Categoria di esposizione IV;
- Altezza dal suolo $z = 11.4 \text{ m}$;
- Coefficiente di esposizione $C_e = 1.87$;
- Coefficiente dinamico $C_d = 1.00$;
- Coefficiente di forma o "force coefficient" $C_{f,x,0}$ (da fig. 8.3 di [9])

Altezza impalcato = $1.15 + 0.20 = 1.35 \text{ m}$

Larghezza impalcato $b = 36.10 \times 2 = 72.20 \text{ m}$

Altezza d a ponte carico:

Si considera un ingombro di 10.8 m della barriera.

$d = 1.15 + 0.15 + 1.50 + 10.8 = 13.6 \text{ m}$;

$b/d = 5.30$.

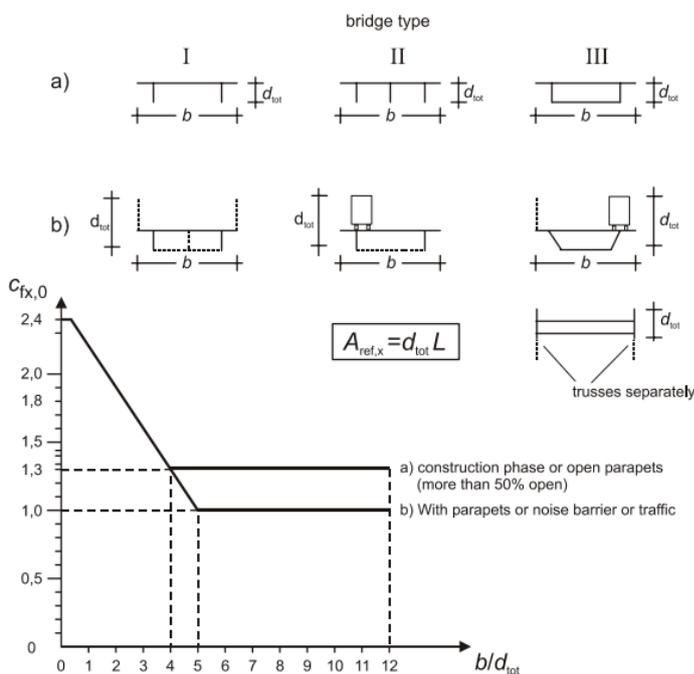


Figure 8.3 — Force coefficient for bridges, $c_{f,x,0}$

$C_{f,x,0} = 1.00$

$F_w = q_r \times C \times A_{ref}$ (eq. 8.2 in [9])

- $q_r = 0.5 \times \rho \times V_r^2 = 0.5 \times 1.25 \times 26.50^2 = 438.91 \text{ N/m}^2$ ($\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$)
- $C = 1.87 \times 1.00 = 1.87$
- Pressione vento: $q_r \times C = 438.91 \times 1.87 = 0.82 \text{ kN/ m}^2$

6.7. VARIAZIONE TERMICA (ϵ_3)

La valutazione delle azioni da variazioni termiche viene effettuata in base ai criteri contenuti nelle norme UNI EN 1991-1-5 e nell'Annesso Nazionale.

Variazioni termiche uniformi Δt_N

Di seguito si riporta il grafico che mette in relazione le temperature minime e massime dell'aria con quelle del ponte. La nostra struttura ricade nella tipologia n° 2: impalcati composti per valgono le relazioni:

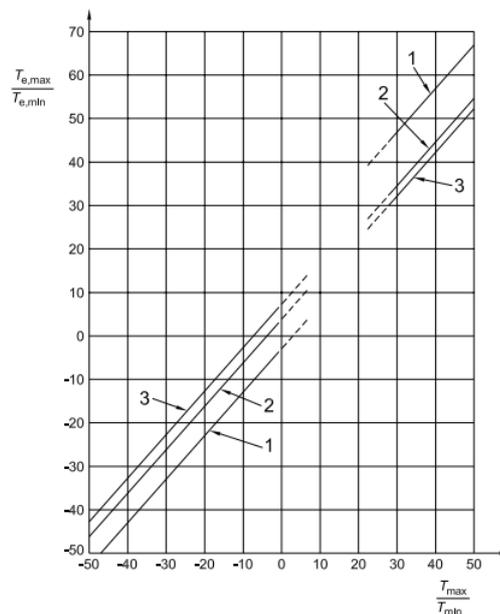
$$T_{e,max} = T_{max} + 4$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 4$$

figura 6.1 Correlazione tra temperatura dell'aria all'ombra minima/massima (T_{min}/T_{max}) e componente di temperatura uniforme del ponte minima/massima ($T_{e,min}/T_{e,max}$)

Legenda

- 1 Tipo 1
- 2 Tipo 2
- 3 Tipo 3



Nota 1 I valori in figura 6.1 sono basati su un'escursione di temperatura giornaliera di 10 °C. Una tale escursione può essere considerata appropriata per la maggior parte degli Stati Membri.

Nota 2 Per travi di acciaio reticolari e a parete piena il valore massimo dato per il tipo 1 può essere ridotto di 3 °C.

Per la valutazione delle massime e minime temperature dell'aria si fa riferimento al par. 3.5.2 delle NTC 2018 [1]; il sito ricade in zona I dove Tmax e Tmin valgono:

$$T_{max} = 42 - 6 \times as/1000$$

$$T_{min} = -15 - 4 \times as/1000$$

Assumendo una altitudine di riferimento pari a: $as = 9.5 \text{ m s.l.m.}$ risulta:

- $T_{max} = 42 - 6 \times 30/1000 = 41.8 \text{ } ^\circ\text{C} \approx 42 \text{ } ^\circ\text{C}$
- $T_{min} = -15 - 4 \times 30/1000 = -15 \text{ } ^\circ\text{C}$
- $T_0 = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$ temperatura media al fissaggio dei vincoli, assunta sulla base dei grafici sopra riportati relativi alla Tipologia strutturale: 2.

Assumendo tali valori si ottengono le seguenti temperature

- $T_{e,max} = T_{max} + 4 = 46 \text{ } ^\circ\text{C}$ temperatura massima dell'impalcato;
- $T_{e,min} = T_{min} + 4 = -11 \text{ } ^\circ\text{C}$ temperatura minima dell'impalcato.

La variazione termica totale sul ponte risulta pertanto: $\Delta T_n = T_{e,max} - T_{e,min} = 57 \text{ } ^\circ\text{C}$ con le seguenti componenti:

- $\Delta T_{n,con} = T_{e,min} - T_0 = -11 - 15 = -26 \text{ } ^\circ\text{C}$ massima contrazione caratteristica;
- $\Delta T_{n,exp} = T_{e,max} - T_0 = 46 - 15 = 31 \text{ } ^\circ\text{C}$ massima espansione caratteristica;

Tali valori saranno assunti per la progettazione delle strutture.

Variazioni termiche lineari ΔtM

Per quanto riguarda le variazioni termiche differenziali soletta-travi, si è fatto riferimento all'approccio 2, procedura normale, considerando le seguenti differenze di temperatura all'interno della sezione:

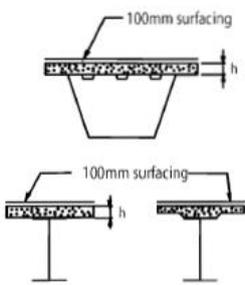
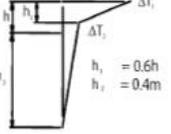
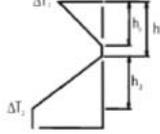
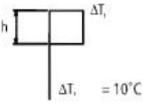
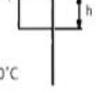
Type of Construction	Temperature Difference (ΔT)																									
	(a) Heating	(b) Cooling																								
 <p>2 Concrete deck on steel box, truss or plate girders</p>	<p>Normal Procedure</p>  <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> </tr> <tr> <th>m</th> <th>$^\circ\text{C}$</th> <th>$^\circ\text{C}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.2</td> <td>13</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>0.3</td> <td>16</td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	m	$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$	0.2	13	4	0.3	16	4	<p>Normal Procedure</p>  <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> </tr> <tr> <th>m</th> <th>$^\circ\text{C}$</th> <th>$^\circ\text{C}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.2</td> <td>-3.5</td> <td>-8</td> </tr> <tr> <td>0.3</td> <td>-5.0</td> <td>-8</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	m	$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$	0.2	-3.5	-8	0.3	-5.0	-8
	h	ΔT_1	ΔT_2																							
m	$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$																								
0.2	13	4																								
0.3	16	4																								
h	ΔT_1	ΔT_2																								
m	$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$																								
0.2	-3.5	-8																								
0.3	-5.0	-8																								
<p>Simplified Procedure</p>  <p>$\Delta T = 10 \text{ } ^\circ\text{C}$</p>	<p>Simplified Procedure</p>  <p>$\Delta T = -10 \text{ } ^\circ\text{C}$ $h_1 = 0.6h$ $h_2 = 0.4m$</p>																									

Figure 6.2b: Temperature differences for bridge decks - Type 2: Composite Decks

*Note: The temperature difference ΔT incorporates ΔT_{th} and ΔT_{te} (see 4.3) together with a small part of component ΔT_{t0} ; this latter part has been included in the uniform bridge temperature component (see 6.1.3).

- Estradosso caldo:

$$\Delta T_1 = 16^\circ; h_1 = 0.6 h = 0.6 \times 0.2 = 0.12 \text{ m}$$

$$\Delta T_2 = 4^\circ; h_2 = 0.4 \text{ m}$$

- Estradosso freddo:

$$\Delta T_1 = -5^\circ; h_1 = 0.6 h = 0.6 \times 0.2 = 0.12 \text{ m}$$

$$\Delta T_2 = -8^\circ; h_2 = 0.4 \text{ m}$$

Combinazione degli effetti uniformi e lineari

Sempre in accordo al par 6.1.5 della EN 1991-1-5:2003 "Eurocodice 1: azioni sulle strutture. Parte 1-5: azioni generali – azioni termiche", si tiene conto della simultaneità della variazione uniforme di temperatura (ΔT_N) e del gradiente (ΔT_M) con la seguente loro combinazione:

$$\Delta T_M + 0.35 \cdot \Delta T_N$$

$$0.75 \cdot \Delta T_M + \Delta T_N$$

L'analisi verrà condotta sulla base dei singoli step di carico ($\Delta T_{n,con}$, $\Delta T_{n,exp}$, ΔT_{M+} , ΔT_{M-}), combinandoli tra di loro secondo la regola sopra esposta ed infine involupando le sollecitazioni: quest'ultimo step rappresenterà l'involuppo (max e min) delle azioni termiche sulla struttura da utilizzare nelle combinazioni slu, slv e sle previste da norma.

6.8. RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO

La deformazione da ritiro vale: $\epsilon_{cs}(t, t_0) = \epsilon_{cs0} \beta_s(t, t_0)$

ϵ_{cs0} coefficiente nominale di ritiro

$\beta_s(t, t_0)$ coeff. di ritiro nel tempo

$t_0 = 1$ g

$t = 36500$ g

Ne risulta un valore pari a : $\epsilon_{cs}(t, t_0) = 0.00037$

L'analisi degli effetti del ritiro viene gestita dal programma di calcolo eseguendo una analisi nel tempo.

Gli effetti della viscosità sono stati valutati sulla base dell'evoluzione nel tempo del coefficiente di viscosità $\phi(t, t_0)$:

$t_0 = 28$ g per carichi permanenti; $t_0 = 1$ g per il ritiro; $t = 36500$ g

Il coeff. di viscosità $\phi(t, t_0)$ assume nel nostro caso i valori riportati nelle tabelle.

European	
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at the age of 28 days (f _{cd}) :	35000 kN/m ²
Relative Humidity of ambient environment (40 - 99) :	70 %
Notional size of member : h = 2 * A _c / u (A _c : Section Area, u : Perimeter in contact with atmosphere)	0.2 m
Type of cement	<input type="radio"/> Class S <input checked="" type="radio"/> Class N <input type="radio"/> Class R
Type of code	<input type="radio"/> EN 1992-1 (General Structure) <input checked="" type="radio"/> EN 1992-2 (Concrete Bridge) <input type="checkbox"/> Use of silica-fume
Age of concrete at the beginning of shrinkage :	1 day

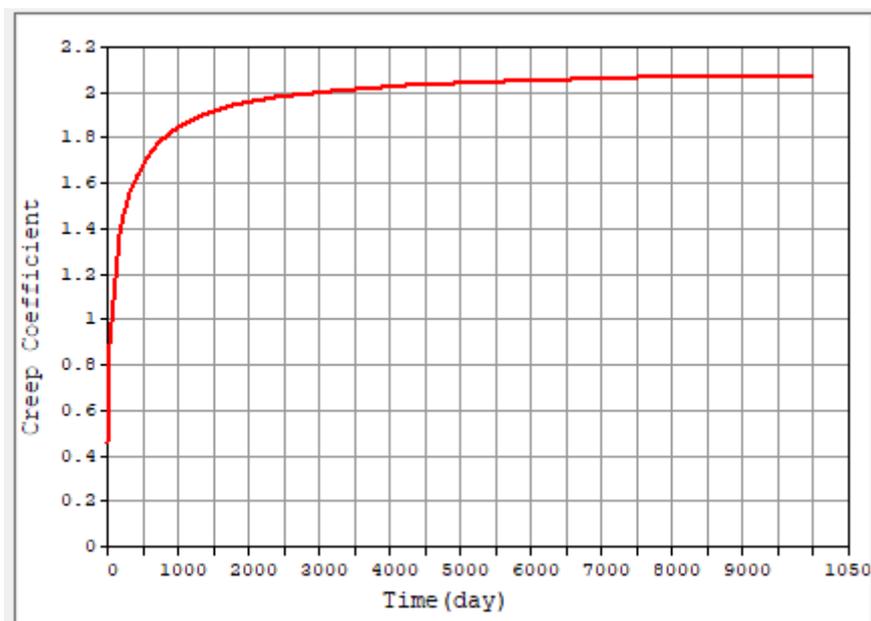


Figura 6.1 : Andamento del coefficiente di viscosità

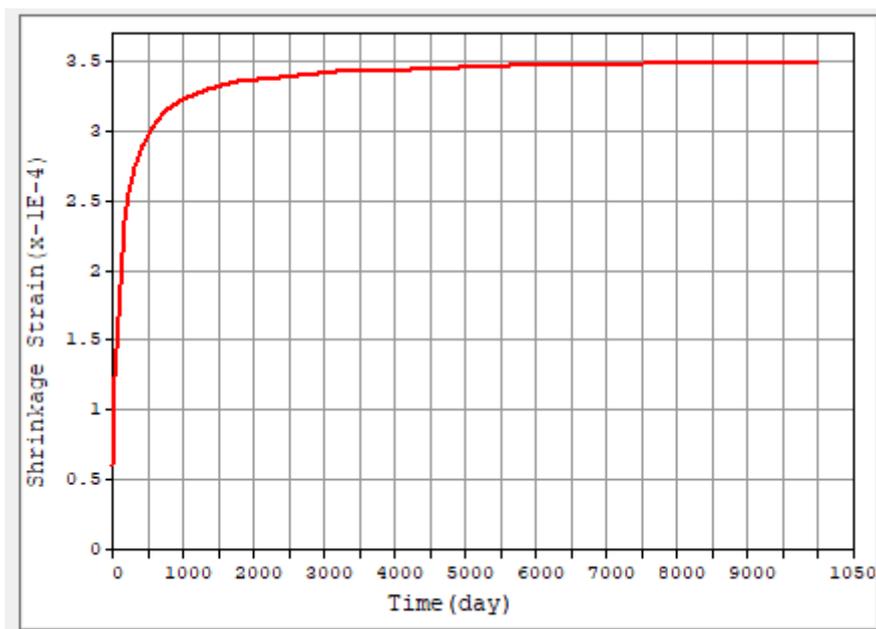


Figura 6.2 : Andamento del coefficiente di ritiro

6.9. AZIONE SISMICA

Ai fini sismici l'opera è caratterizzata dai parametri sotto elencati.

- Vita nominale: $V_N = 50$ anni;
- Classe d'uso: classe IV, $C_U=2$;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100$ anni;

- La probabilità di superamento dell'azione sismica viene definita in funzione del periodo di ritorno T_R di seguito definito.
- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1;
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_S = 1.39$ (SLV) – 1.31(SLC);
- Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1$

Ne derivano i seguenti parametri sismici:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.073	2.473	0.275
SLD	101	0.090	2.466	0.285
SLV	949	0.213	2.428	0.315
SLC	1950	0.265	2.449	0.323

7. ANALISI IMPALCATO

L'impalcato del viadotto è stato analizzato attraverso un modello FEM con l'ausilio del programma di calcolo MIDAS CIVIL 2018. Si riporta di seguito l'analisi dell'impalcato.

Per valutare in dettaglio il comportamento d'insieme dell'impalcato ovvero le sollecitazioni nei vari elementi strutturali, si procede con una modellazione FEM secondo le geometrie di progetto adottando elementi monodimensionali tipo "beam".

Ai fini della sola applicazione dei carichi, oltre agli elementi portanti principali (travi e traversi) si implementa la soletta discretizzandola con una serie di strisce trasversali di larghezza 1.00 m.

A livello geometrico, si considera come piano di riferimento quello di estradosso soletta associando pertanto opportuni "offset" sezionali per modellare le corrette posizioni dei baricentri dei vari elementi. Convenzionalmente si adotta il seguente sistema di riferimento

- asse X = asse orizzontale longitudinale
- asse Y = asse orizzontale trasversale
- asse Z = asse verticale

I carichi sono modellati come:

- forze/coppie nodali
- forze/coppie per unità di lunghezza
- gradienti termici uniformi e lineari

Per quanto riguarda i carichi da traffico, il software impiegato consente di simulare l'effetto di un carico viaggiante (*vehicle*) lungo apposite corsie (*lane*), massimizzando gli effetti in tutti gli elementi modellati.

La precompressione è stata inserita all'interno delle travi esistenti considerando le perdite differite nel tempo (relative a ritiro, viscosità, rientro ancoraggi e rilassamento) pari a 30% del tiro iniziale.

Infine i vincoli delle travi sono di tipo rigido, secondo lo schema statico di progetto ovvero:

- appoggio fisso.

7.1. CARATTERISTICHE INERZIALI

L'impalcato in allargamento è definito da sedici in struttura mista acciaio – cls su cui poggia una soletta in c.a. di spessore 0,20 m.

Le valutazioni delle caratteristiche inerziali di calcolo sono state eseguite con il programma calcolo Midas Civil, specifico per l'analisi di ponti.

Di seguito sono riportate le tabelle riepilogative delle caratteristiche dei singoli elementi di travi e traversi di modello. Nelle tabelle sono considerate due fasi:

- Solo struttura metallica - Before Composite
- Struttura composta a tempo $t=0$ - After Composite

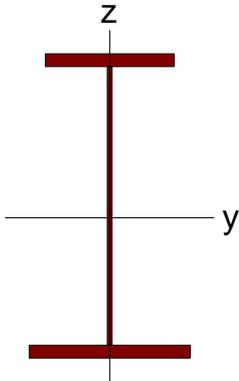
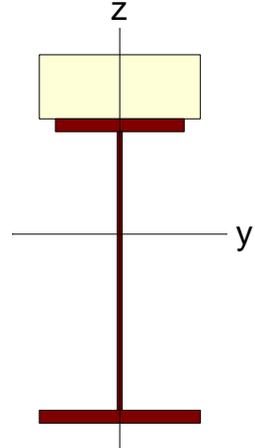
Before Composite					After Composite				
									
A (mm ²)	Asy (mm ²)	Asz (mm ²)	z (+) (mm)	z (-) (mm)	A (mm ²)	Asy (mm ²)	Asz (mm ²)	z (+) (mm)	z (-) (mm)
49050.000	28811.847	13669.128	512.105	437.895	65277.143	43641.996	15885.533	359.943	590.057
Ixx (mm ⁴)	Iyy (mm ⁴)	Izz (mm ⁴)	y (+) (mm)	y (-) (mm)	Ixx (mm ⁴)	Iyy (mm ⁴)	Izz (mm ⁴)	y (+) (mm)	y (-) (mm)
20223750.000	8213297659.276	630244687.500	250.000	250.000	137419781.746	12835868690.973	968310163.690	250.000	250.000
-	-	-	-	-	Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc
-	-	-	-	-	6.163	5.688	0.000	0.300	0.200

Tabella 7.1: Caratteristiche trave in struttura mista acciaio – cls

Tabella 2 6 : Traverso testata

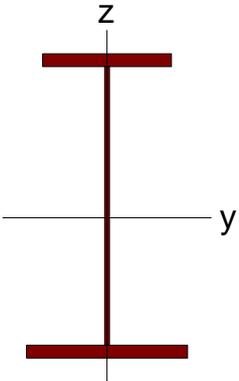
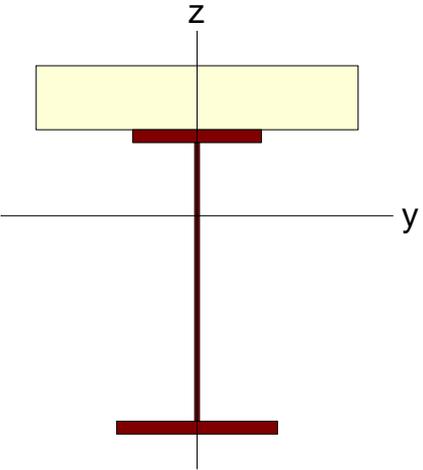
Before Composite					After Composite				
									
A (mm ²)	As _y (mm ²)	As _z (mm ²)	z (+) (mm)	z (-) (mm)	A (mm ²)	As _y (mm ²)	As _z (mm ²)	z (+) (mm)	z (-) (mm)
49050.000	28811.847	13669.128	512.105	437.895	81504.286	51786.776	16550.354	268.370	681.630
I _{xx} (mm ⁴)	I _{yy} (mm ⁴)	I _{zz} (mm ⁴)	y (+) (mm)	y (-) (mm)	I _{xx} (mm ⁴)	I _{yy} (mm ⁴)	I _{zz} (mm ⁴)	y (+) (mm)	y (-) (mm)
20223750.000	8213297659.276	630244687.500	250.000	250.000	254615813.492	15639311170.972	3334768497.024	250.000	250.000
-	-	-	-	-	Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc
-	-	-	-	-	6.163	5.688	3.079	0.300	0.200

Tabella 7.3: Caratteristiche traverso di appoggio struttura mista acciaio - cls

7.2. AZIONI SULLE TRAVI PRINCIPALI

Nelle figure successive si riporta la mappatura delle deformazioni e delle sollecitazioni nei punti significativi delle travi principali del viadotto.

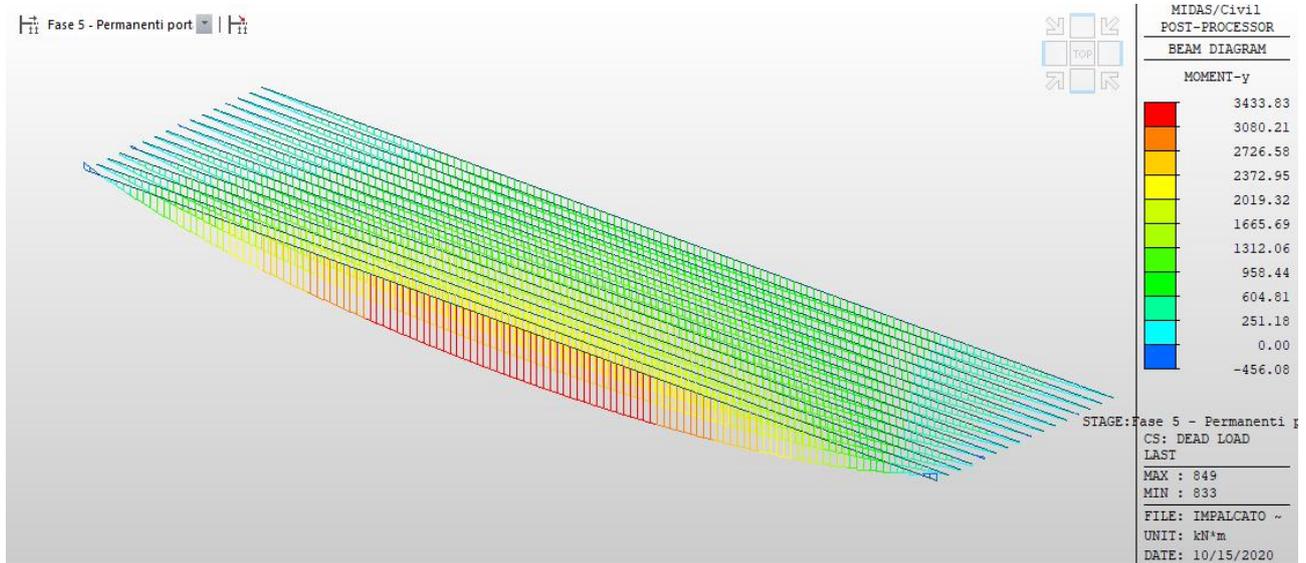


Figura 7.1 : Momento flettente peso proprio e permanenti portati

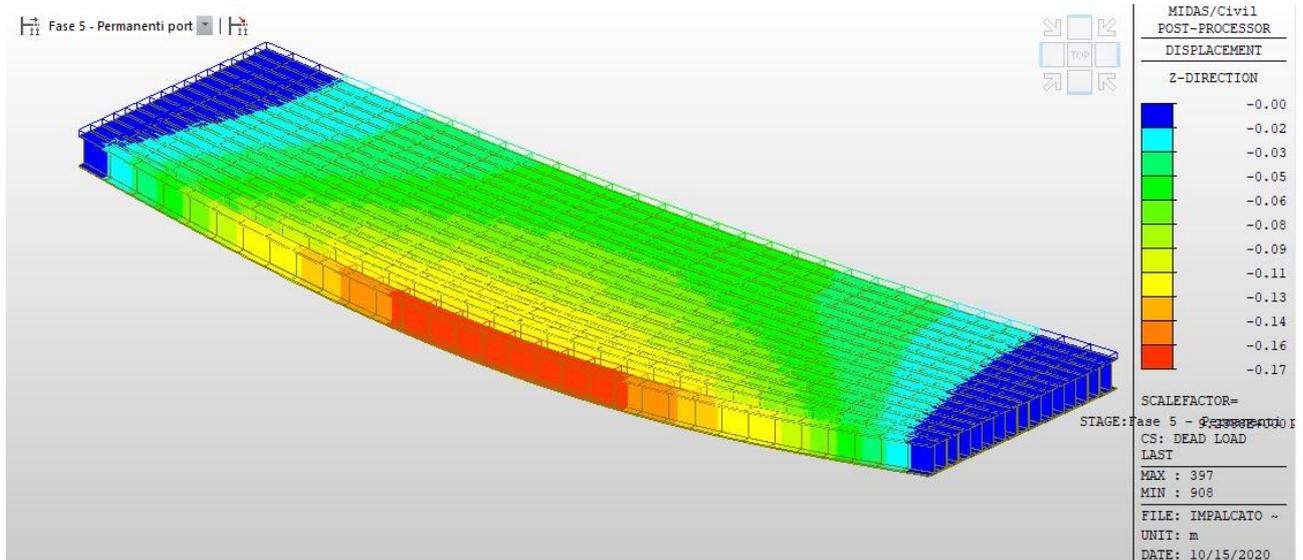


Figura 7.2 : Deformata peso proprio e permanenti portati

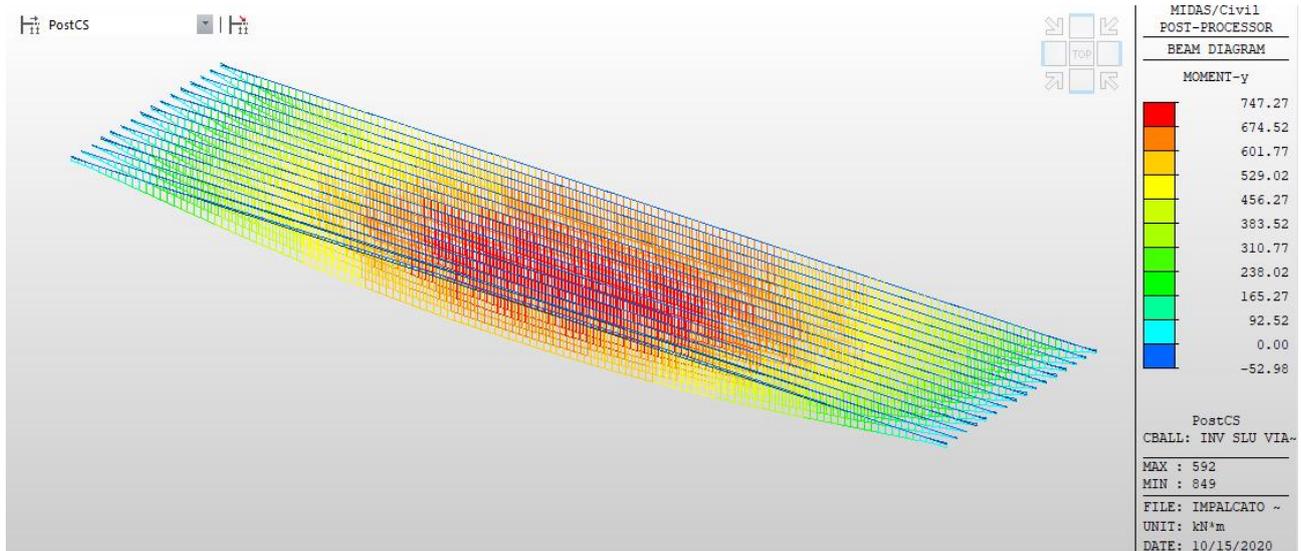


Figura 7.3 : Momento flettente per azione dei carichi mobili SLU

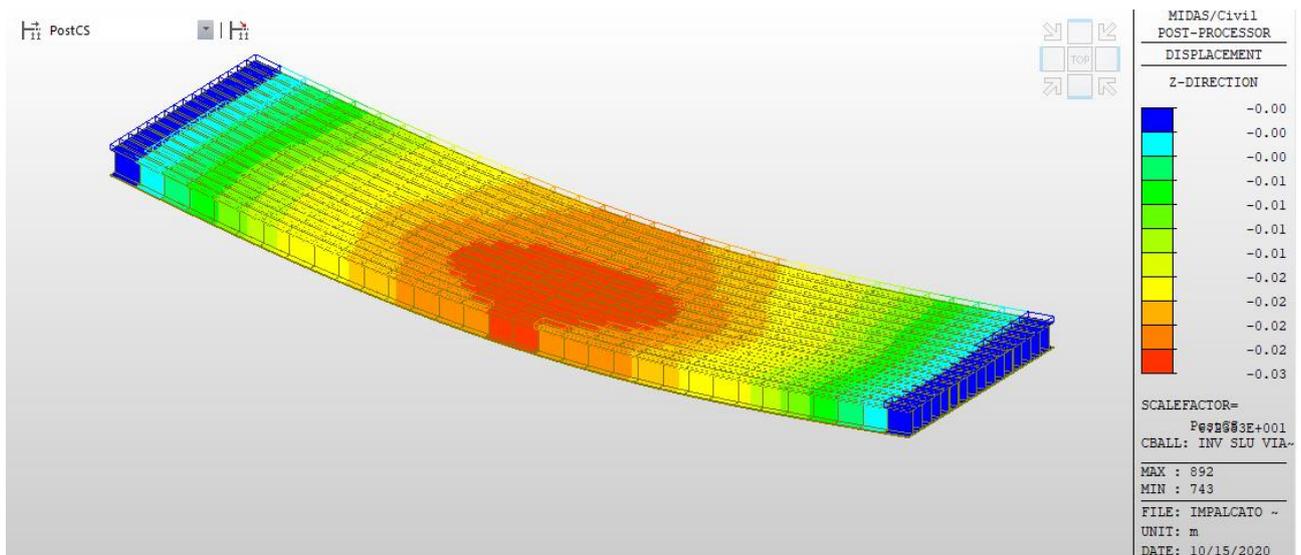
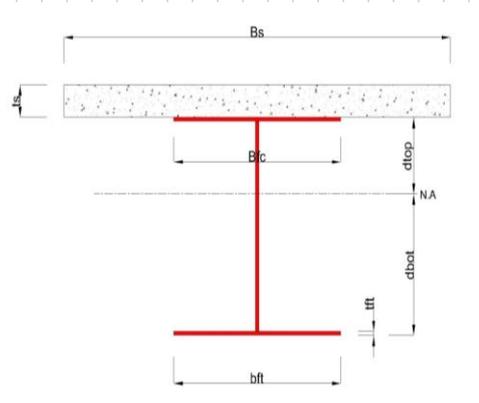


Figura 7.4 : Deformata per azione dei carichi mobili SLU

7.3. VERIFICA DELLE TRAVI PRINCIPALI DELL'AMPLIAMENTO

Si riporta di seguito la verifica dell'elemento di mezzeria e in appoggio della trave di bordo nella condizione di massime sollecitazioni SLU.

Verifica in mezzeria

Element Number	849		
Position Information	I		
1 Design Condition			
1.1 Design Parameters			
■ Partial factors			
γ_c for concrete	1.50	γ_v for headed stud	1.25
γ_s for reinforcing steel	1.15	γ_{FI} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.00	γ_{MF} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{MF,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00
1.2 Material Information			
■ Structural steel			
f_{sk} =	355.000 MPa	E_s =	210000.000 MPa
■ Concrete			
f_{ck} =	35.000 MPa	E_{cm} =	34000.000 MPa
■ Reinforcement			
f_{yk} =	450.000 MPa	E_r =	210000.000 MPa
1.3 Sectional Information			
			
■ Section Dimensions			
Slab			
B_c	500.000 mm	t_c	200.000 mm
H_h	0.000 mm		
Girder			
H_w	870.000 mm	B_1	400.000 mm
t_w	15.000 mm	t_{f1}	40.000 mm
B_2	500.000 mm	t_{f2}	40.000 mm
■ Section Stiffness			
Before		After	
$A_{,a}$	49050.000 mm ²	$A_{,c}$	65277.143 mm ²
$I_{y,a}$	8213297659.276 mm ⁴	$I_{y,c}$	12835868690.973 mm ⁴
$I_{z,a}$	630244687.500 mm ⁴	$I_{z,c}$	968310163.690 mm ⁴
$C_{y,a}$	250.000 mm	$C_{y,c}$	250.000 mm
$C_{z,a}$	437.895 mm	$C_{z,c}$	590.057 mm
Crack			
$A_{,c}$	49728.000 mm ²	$I_{y,c}$	8467188208.815 mm ⁴
$I_{z,c}$	648598297.169 mm ⁴	$C_{y,c}$	249.727 mm
$C_{z,c}$	446.241 mm		

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : slu 1-2

$N_{a,Ed}$	-20.069	kN
$N_{c,Ed}$	374.158	kN
$M_{a,Ed}$	1913.536	kN · m
$M_{c,Ed}$	3068.141	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-200.000	mm	z_1	359.943	mm	σ_1	-195.854	MPa
	y_2	-7.500	mm	z_2	359.943	mm	σ_2	-199.868	MPa
Right	y_1	200.000	mm	z_1	359.943	mm	σ_1	-204.195	MPa
	y_2	7.500	mm	z_2	359.943	mm	σ_2	-200.181	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	-590.057	mm	σ_1	253.597	MPa
	y_2	-7.500	mm	z_2	-590.057	mm	σ_2	248.541	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	-590.057	mm	σ_1	243.171	MPa
	y_2	7.500	mm	z_2	-590.057	mm	σ_2	248.228	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	319.943	mm	σ_1	-181.144	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-550.057	mm	σ_2	229.504	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 527.895 mm

N_{slab} = 1983.333 kN

$N_{g,top}$ = 7714.708 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 9698.042 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 7948.041 kN · m

x_{pl} = 622.105 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 7948.041 kN · m

here, β = 1.000

- Elastic resistance moment, $M_{el,Rd}$

x_{pl}/h = 0.541 > 0.4

k = 1.077 : the lowest factor such that a stress limit is reached.

(Calculate minimum value between Steel Girder and Concrete Slab.)

$M_{el,Rd}$ = $M_{a,Ed} + k \cdot M_{c,Ed}$ = 3303.686 kN · m

M_{Rd} = $M_{el,Rd}$ = 3303.686 kN · m

M_{Rd} = 7948.041 kN · m > M_{Ed} = 4981.676 kN · m ...OK

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : slu 1-2

$N_{Ed} = 374.158$ kN

$M_{a,Ed} = 1913.536$ kN · m

$M_{c,Ed} = 3068.141$ kN · m

$V_{Ed,a} = 0.000$ kN

$V_{Ed,c} = 27.699$ kN

$V_{Ed} = 27.699$ kN

$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 7322.849$ kN · m

$M_{Ed,t} = 7322.849$ kN · m

$M_{Ed,b} = 5287.462$ kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-200.000	mm	z_1	359.943	mm	σ_1	-195.854	MPa
	y_2	-7.500	mm	z_2	359.943	mm	σ_2	-199.868	MPa
Right	y_1	200.000	mm	z_1	359.943	mm	σ_1	-204.195	MPa
	y_2	7.500	mm	z_2	359.943	mm	σ_2	-200.181	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	-590.057	mm	σ_1	253.597	MPa
	y_2	-7.500	mm	z_2	-590.057	mm	σ_2	248.541	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	-590.057	mm	σ_1	243.171	MPa
	y_2	7.500	mm	z_2	-590.057	mm	σ_2	248.228	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	319.943	mm	σ_1	-181.144	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-550.057	mm	σ_2	229.504	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 527.895 mm

$N_{slab} = 1983.333$ kN

$N_{rebar,t} = 0.000$ kN (Upper side of PNA)

$N_{rebar,b} = 0.000$ kN (Lower side of PNA)

$N_{g,top} = 7714.708$ kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot} = 9698.042$ kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 7948.041$ kN · m

■ Calculation, $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon) = 0.825$

$X_w = 0.83 / \lambda_w = 1.006$ $0.83/\eta \leq X_w < 1.08$

$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2446.072$ kN

$V_{Rd} = 2446.072$ kN

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 27.699$ kN

$\eta_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.011 \leq 1.0$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd} = 6709.708$ kN · m

$M_{f,Rd}$ is calculated as $M_{pl,Rd}$ but neglecting the web contribution.

$V_{bf,Rd} = \frac{b_t \cdot t_t^2 \cdot f_{yt}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0.000$ kN

where, $M_{f,Rd} = 6709.708$ kN · m

$M_{Ed} = 7322.849$ kN · m (Taken as the greatest value of $(\sum G_i)W$)

$c = a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_t \cdot t_t^2 \cdot f_{yt}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 0.000$

■ Check Shear Resistance

$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.011 < 1.0$... OK

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

6 Resistance to Longitudinal Shear			
- Design load			
Load combination name : sl_u 1-2			
$N_{c,el}$	=	1916.624 kN	
$N_{c,f}$	=	1983.333 kN	
M_{Ed}	=	4981.676 kN · m	
V_{Ed}	=	27.699 kN	
$M_{pl,Rd}$	=	7948.041 kN · m	
$M_{el,Rd}$	=	3303.686 kN · m	
- Shear resistance of a single connector			
$P_{Rd,1}$	=	$0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V$	= 90.478 kN
$P_{Rd,2}$	=	$0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V$	= 101.233 kN
P_{Rd}	=	$\text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2})$	= 90.478 kN
where, f_u = 450.000 MPa			
α	=	1	for $h_{sc}/d > 4$
Num.	=	2	
d	=	20.000 mm	
h_{sc}	=	125.000 mm	
Space	=	300.000 mm	
- Longitudinal shear force acting on length $L_{A,B}$			
$V_{L,Ed}$	=	$\frac{(N_{c,f} - N_{c,el}) \cdot (M_{Ed} - M_{el,Rd})}{M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}}$	= 24.102 kN $M_{Ed} > 0$
- Verification			
$v_{L,Ed}$	=	$V_{L,Ed} / L_v$	= 48.204 kN/m
where, L_v	=	500.000 mm	
$v_{L,Rd}$	=	$P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space}$	= 603.186 kN/m
$v_{L,Ed}$	<	$v_{L,Rd}$... OK
7 Resistance to Fatigue			
- Design load			
Load combination name : Danneggiamento			
F_z	=	4.003 kN	
- Shear stress range for the connector			
$\Delta\tau$	=	F_{sc} / A_{sc}	= 11.891 MPa
where, F_{sc}	=	$v_{L,Ed} \cdot \text{space of stud} / \text{number of stud}$	= 3.736 kN
A_{sc}	=	314.159 mm ²	
- Damage equivalent factor			
λ_v	=	$\lambda_{v,1} \cdot \lambda_{v,2} \cdot \lambda_{v,3} \cdot \lambda_{v,4}$	= 2.046
where, $\lambda_{v,1}$	=	1.550	
$\lambda_{v,2}$	=	1.320	
$\lambda_{v,3}$	=	1.000	
$\lambda_{v,4}$	=	1.000	
- Equivalent constant amplitude range of shear stress related to 2 million cycles			
$\Delta\tau_{E,2}$	=	$\lambda_v \cdot \Delta\tau$	= 24.329 MPa
- Verification			
$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s})$	=	0.270	< 1

8 Stress Limitation				
- In the structural steel				
Characteristic load combination name : Rara 2				
$\sigma_{Ed,ser}$	=	-206.196 MPa	(Bottom-left fiber in the flange)	
$T_{Ed,ser}$	=	1.565 MPa	(Neutral axis in the web)	
$\sigma_{Ed,ser}$	<	$f_y / \gamma_{M,ser}$		
-206.196 MPa	<	355.000 MPa		... OK
$T_{Ed,ser}$	<	$f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})$		
1.565 MPa	<	204.959 MPa		... OK
$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3T_{Ed,ser}^2)}$	<	$f_y / \gamma_{M,ser}$		
206.213 MPa	<	355.000 MPa		... OK
- In the concrete of the slab				
Characteristic load combination name : Rara 2				
σ_c	\leq	$k_1 f_{ck}$		
6.073 MPa	<	21.000 MPa		... OK
- In the reinforcement				
Load combination name : Frequente 2				
σ_s	\leq	$k_3 f_{yk}$		
-101.220 MPa				
Rebar is under compression. No need to check.				

9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)				
- Shear resistance of a single connector				
Load combination name : Frequente 2				
$P_{Rd,1}$	=	$0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V$	=	90.478 kN
$P_{Rd,2}$	=	$0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V$	=	101.233 kN
P_{Rd}	=	$\text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2})$	=	90.478 kN
$P_{Rd,ser}$	=	$k_s \cdot P_{Rd}$	=	67.858 kN
where, f_u = 450.000 MPa				
α	=	1	for $h_{sc}/d > 4$	
Num.	=	2		
d	=	20.000 mm		
h_{sc}	=	125.000 mm		
Space	=	300.000 mm		
k_s	=	0.750		
- Longitudinal shear force acting on length $L_{A,B}$				
$V_{L,Ed}$	=	$\frac{(N_{c,f} - N_{c,el}) \cdot (M_{Ed} - M_{el,Rd})}{M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}}$	=	5.401 kN
				$M_{Ed} > 0$
- Verification				
$v_{L,Ed}$	=	$V_{L,Ed} / L_v$	=	10.802 kN/m
where, L_v	=	500.000 mm		
$v_{L,Rd}$	=	$P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space}$	=	452.389 kN/m
$v_{L,Ed}$	<	$v_{L,Rd}$... OK

Verifiche su appoggio

Element Number	833
Position Information	I

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

γ_C for concrete	1.50	γ_V for headed stud	1.25
γ_S for reinforcing steel	1.15	γ_{FR} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.00	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$f_{sk} = 355.000 \text{ MPa}$ $E_s = 210000.000 \text{ MPa}$

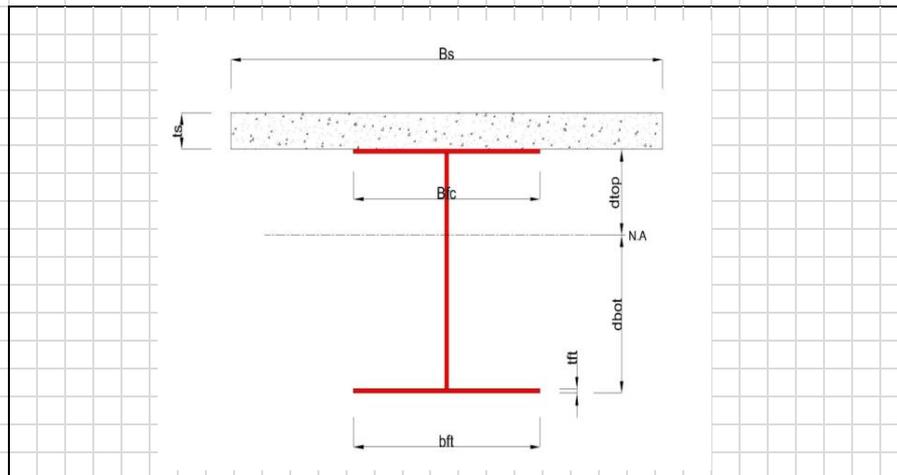
■ Concrete

$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa}$ $E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$

■ Reinforcement

$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa}$ $E_r = 210000.000 \text{ MPa}$

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	500.000	mm	t_c	200.000	mm	H_n	0.000	mm
-------	---------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

H_w	870.000	mm	B_1	400.000	mm	B_2	500.000	mm
t_w	15.000	mm	t_{f1}	40.000	mm	t_{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

A_a	49050.000	mm ²
$I_{y,a}$	8213297659.276	mm ⁴
$I_{z,a}$	630244687.500	mm ⁴
$C_{y,a}$	250.000	mm
$C_{z,a}$	437.895	mm

After

A_c	65277.143	mm ²
$I_{y,c}$	12835868690.973	mm ⁴
$I_{z,c}$	968310163.690	mm ⁴
$C_{y,c}$	250.000	mm
$C_{z,c}$	590.057	mm

Crack

A_c	49728.000	mm ²
$I_{y,c}$	8467188208.815	mm ⁴
$I_{z,c}$	648598297.169	mm ⁴
$C_{y,c}$	249.727	mm
$C_{z,c}$	446.241	mm

2 Bending Resistance										
2.1 Negative Moment										
■ Design load										
Load combination name : slu 1-2										
$N_{a,Ed}$		-20.069	kN							
$N_{c,Ed}$		-262.852	kN							
$M_{a,Ed}$		-34.935	kN · m							
$M_{c,Ed}$		-431.311	kN · m							
- Stress										
Top Flange										
Left	y_1	-199.727	mm	z_1	503.759	mm	σ_1	-9.669	MPa	
	y_2	-7.227	mm	z_2	503.759	mm	σ_2	20.993	MPa	
Right	y_1	200.273	mm	z_1	503.759	mm	σ_1	54.045	MPa	
	y_2	7.773	mm	z_2	503.759	mm	σ_2	23.382	MPa	
Bottom Flange										
Left	y_1	-249.727	mm	z_1	-446.241	mm	σ_1	-70.067	MPa	
	y_2	-7.227	mm	z_2	-446.241	mm	σ_2	-31.440	MPa	
Right	y_1	250.273	mm	z_1	-446.241	mm	σ_1	9.577	MPa	
	y_2	7.773	mm	z_2	-446.241	mm	σ_2	-29.050	MPa	
Web										
Right	y_1	0.273	mm	z_1	463.759	mm	σ_1	19.980	MPa	
	y_2	0.273	mm	z_2	-406.241	mm	σ_2	-28.037	MPa	
■ Classification of sections										
Part	Class									
Top flange	1									
Web	1									
Bottom flange	1									
Section	1									
- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$										
Plastic NA	=	366.578	mm							
N_{slab}	=	0.000	kN							
$N_{rebar,t}$	=	265.304	kN	(Upper side of PNA)						
$N_{rebar,b}$	=	0.000	kN	(Lower side of PNA)						
$N_{g,top}$	=	8573.723	kN	(Upper side of PNA)						
$N_{g,bot}$	=	8839.027	kN	(Lower side of PNA)						
$M_{pl,Rd}$	=	6912.475	kN · m							
M_{Rd}	=	$M_{pl,Rd}$	=	6912.475	kN · m					
M_{Rd}	=	6912.475	kN · m	>	M_{Ed}	=	-466.246	kN · m	...OK	

3 Resistance to Vertical Shear						
■ Design load						
Load combination name : sl_u 1-2						
N_{Ed}	=	-262.852	kN			
$M_{a,Ed}$	=	-34.935	kN · m			
$M_{c,Ed}$	=	-431.311	kN · m			
$V_{Ed,a}$	=	-243.559	kN			
$V_{Ed,c}$	=	-630.655	kN			
V_{Ed}	=	-874.214	kN			
M_{Ed}	=	$\max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b})$	=	467.922	kN · m	
$M_{Ed,t}$	=	467.922	kN · m			
$M_{Ed,b}$	=	466.652	kN · m			
- Stress						
Top Flange						
Left	y_1	-199.727	mm	z_1	503.759	mm
	y_2	-7.227	mm	z_2	503.759	mm
Right	y_1	200.273	mm	z_1	503.759	mm
	y_2	7.773	mm	z_2	503.759	mm
				σ_1	-9.669	MPa
				σ_2	20.993	MPa
Bottom Flange						
Left	y_1	-249.727	mm	z_1	-446.241	mm
	y_2	-7.227	mm	z_2	-446.241	mm
Right	y_1	250.273	mm	z_1	-446.241	mm
	y_2	7.773	mm	z_2	-446.241	mm
				σ_1	-70.067	MPa
				σ_2	-31.440	MPa
Web						
Right	y_1	0.273	mm	z_1	463.759	mm
	y_2	0.273	mm	z_2	-406.241	mm
				σ_1	19.980	MPa
				σ_2	-28.037	MPa
■ Classification of sections						
Part	Class					
Top flange	1					
Web	1					
Bottom flange	1					
Section	1					
■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$						
Plastic NA	=	366.578	mm			
N_{slab}	=	0.000	kN			
$N_{rebar,t}$	=	265.304	kN	(Upper side of PNA)		
$N_{rebar,b}$	=	0.000	kN	(Lower side of PNA)		
$N_{g,top}$	=	8573.723	kN	(Upper side of PNA)		
$N_{g,bot}$	=	8839.027	kN	(Lower side of PNA)		
$M_{pl,Rd}$	=	6912.475	kN · m			
■ Calculation. $V_{bw,Rd}$						
Web						
■ Contribution from the web						
λ_w	=	$h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon)$	=	0.825		
X_w	=	$0.83 / \lambda_w$	=	1.006	$0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$	
$V_{bw,Rd}$	=	$\frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$	=	2446.072	kN	
V_{Rd}	=	2446.072	kN			
V_{Edi}	=	$V_{Ed} / \text{Num. of Web}$	=	-874.214	kN	
η'_{3}	=	$V_{Edi} / V_{bw,Rd}$	=	0.357	≤ 1.0	
■ Contribution from the flange						
$M_{t,Rd0}$	=	5463.279	kN · m			
$M_{t,Rd0}$ is calculated as $M_{pl,Rd}$ but neglecting the web contribution.						
Reduction factor for N_{Ed}	=	$1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{t1} + A_{t2}) \cdot f_{yt} / \gamma_{M0}}$	=	0.979		
$M_{t,Rd}$	=	Reduction factor for $N_{Ed} \cdot M_{t,Rd0}$	=	5350.913	kN · m	
$V_{bf,Rd}$	=	$\frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{t,Rd}} \right)^2 \right)$	=	0.000	kN	
where, $M_{t,Rd}$	=	5350.913	kN · m			
M_{Ed}	=	467.922	kN · m	(Taken as the greatest value of $(\sum \sigma_i)W$)		
c	=	$a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right)$	=	0.000		
■ Check Shear Resistance						
$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd})$	=	0.357	<	1.0	... OK	
■ Interaction M-V						
For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.						

6 Resistance to Longitudinal Shear			
- Design load			
Load combination name : sl_u 1-2			
$N_{c,el}$	=	0.000	kN
$N_{c,f}$	=	0.000	kN
M_{Ed}	=	-466.246	kN * m
V_{Ed}	=	-630.655	kN
$M_{pl,Rd}$	=	6912.475	kN * m
$M_{el,Rd}$	=	4917.573	kN * m
- Shear resistance of a single connector			
$P_{Rd,1}$	=	$0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V$	= 90.478 kN
$P_{Rd,2}$	=	$0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V$	= 101.233 kN
P_{Rd}	=	$\text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2})$	= 90.478 kN
where, f_u = 450.000 MPa			
α	=	1	for $h_{sc}/d > 4$
Num.	=	2	
d	=	20.000	mm
h_{sc}	=	125.000	mm
Space	=	300.000	mm
- Verification			
$V_{L,Ed}$	=	$V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I)$	= 365.873 kN/m
$V_{L,Rd}$	=	$P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space}$	= 603.186 kN/m
$V_{L,Ed}$	<	$V_{L,Rd}$... OK

7 Resistance to Fatigue			
- Design load			
Load combination name : Danneggiamento			
F_z	=	4.950	kN
- Shear stress range for the connector			
$\Delta\tau$	=	F_{sc} / A_{sc}	= 152.237 MPa
where, $F_{sc} = V_{L,Ed} \cdot \text{space of stud} / \text{number of stud} = 47.827$ kN			
A_{sc}	=	314.159	mm ²
- Damage equivalent factor			
λ_v	=	$\lambda_{v,1} \cdot \lambda_{v,2} \cdot \lambda_{v,3} \cdot \lambda_{v,4}$	= 2.046
where, $\lambda_{v,1} = 1.550$			
	$\lambda_{v,2} = 1.320$		
	$\lambda_{v,3} = 1.000$		
	$\lambda_{v,4} = 1.000$		
- Equivalent constant amplitude range of shear stress related to 2 million cycles			
$\Delta\tau_{E,2}$	=	$\lambda_v \cdot \Delta\tau$	= 311.476 MPa
- Verification			
$\gamma_{F1} \cdot \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{M,s})$	=	3.461	> 1

8 Stress Limitation					
- In the structural steel					
Characteristic load combination name : Rara 2					
$\sigma_{Ed,ser}$	=	21.467 MPa	(Bottom-left fiber in the flange)		
$T_{Ed,ser}$	=	46.681 MPa	(Neutral axis in the web)		
$\sigma_{Ed,ser}$	<	$f_y / \gamma_{M,ser}$			
21.467 MPa	<	355.000 MPa		...	OK
$T_{Ed,ser}$	<	$f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})$			
46.681 MPa	<	204.959 MPa		...	OK
$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser})^2 + 3(T_{Ed,ser})^2}$	<	$f_y / \gamma_{M,ser}$			
83.656 MPa	<	355.000 MPa		...	OK
- In the concrete of the slab					
Characteristic load combination name : Rara 1					
$\sigma_c \leq k_1 f_{ck}$					
0.000 MPa	<	21.000 MPa		...	OK
- In the reinforcement					
Load combination name : Frequente 2					
$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$					
90.609 MPa	<	360.000 MPa		...	OK
9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)					
- Shear resistance of a single connector					
Load combination name : Frequente 2					
$P_{Rd,1}$	=	$0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V$	=	90.478 kN	
$P_{Rd,2}$	=	$0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V$	=	101.233 kN	
P_{Rd}	=	$\text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2})$	=	90.478 kN	
$P_{Rd,ser}$	=	$k_s \cdot P_{Rd}$	=	67.858 kN	
where, $f_u = 450.000$ MPa					
$\alpha = 1$					for $h_{sc}/d > 4$
Num.	=	2			
d	=	20.000 mm			
h_{sc}	=	125.000 mm			
Space	=	300.000 mm			
k_s	=	0.750			
- Verification					
$V_{L,Ed}$	=	$V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I)$	=	334.265 kN/m	
$V_{L,Rd}$	=	$P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space}$	=	452.389 kN/m	
$V_{L,Ed}$	<	$V_{L,Rd}$...	OK

Si riportano in seguito le tabelle riassuntive delle precedenti verifiche ed i relativi fattori di sfruttamento.

Elem	Top Class	Bot Class	Web Class	Sect. Class	Ma,Ed (kN*m)	Mc,Ed (kN*m)	Mpl,Rd (kN*m)	Mel,Rd (kN*m)	M_Rd (kN*m)	M_Ed/M_Rd
833	1	1	1	1	-34.9	-431.3	6912.5	4917.6	6912.5	6.7
849	1	1	1	1	1913.5	3068.1	7948.0	3303.7	7948.0	62.7

Elem	Top Class	Bot Class	Web Class	Sect. Class	N_Ed (kN)	M_Ed (kN*m)	V_Ed (kN)	Vpl,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	V_Ed/V_Rd
833	1	1	1	1	-262.9	467.9	-874.2	3209.7	2446.1	35.7
849	1	1	1	1	374.2	7322.8	27.7	3209.7	2446.1	1.1

Elem	V_L,Ed (kN)	v_L,Ed (kN/m)	P_Rd (kN)	v_L,Rd (kN/m)	v_L,Ed/ v_L,Rd
833	-630.7	365.9	90.5	603.2	60.7
849	24.1	48.2	90.5	603.2	8.0

7.3.1 VERIFICHE DEFORMABILITÀ

In corrispondenza della mezzeria della prima campata di estremità si hanno i massimi spostamenti verticali dovuti ai carichi viaggianti, come mostrato in figura.

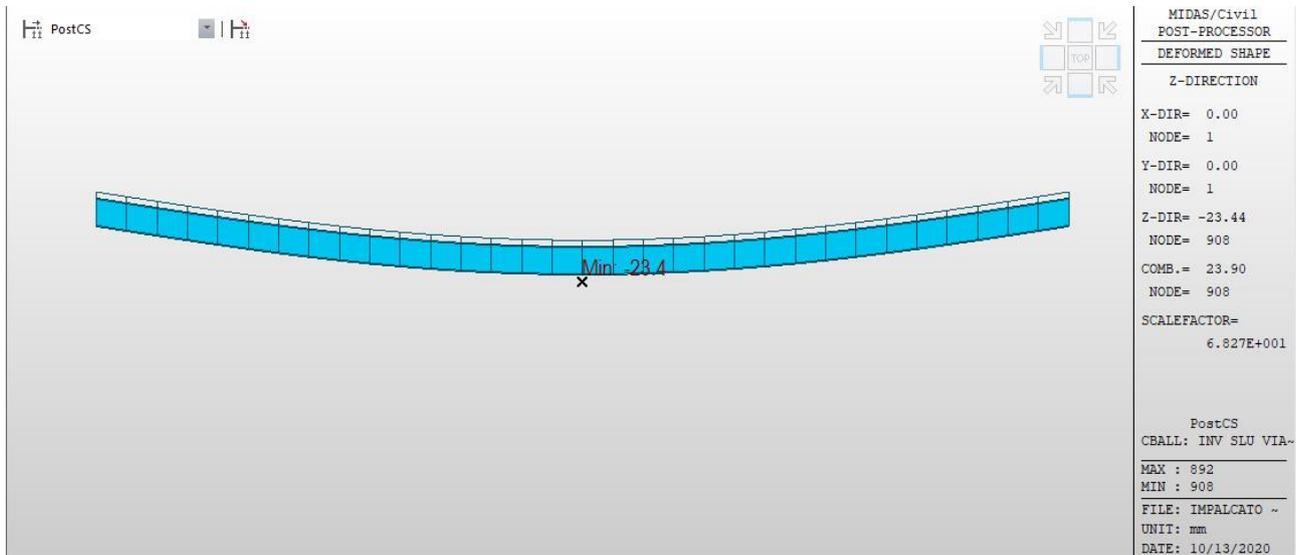


Figura 7-5 Deformazione caratteristica massima in presenza del carico viaggiante

Carichi mobili $f(Q) = -23.90 \text{ mm} = 1/1340 L < 1/500 L$

Le deformazioni dovute ai carichi da traffico sono inferiori al limite imposto da normativa, la verifica risulta soddisfatta.

Si riporta l'attenzione alle elevate deformazioni legate al peso proprio della struttura e quella complessiva di peso proprio e permanenti portati. Tali deformazioni dovranno essere compensate da opportune premonte, da valutarsi in fase esecutiva, in corrispondenza dei giunti saldati delle travi.

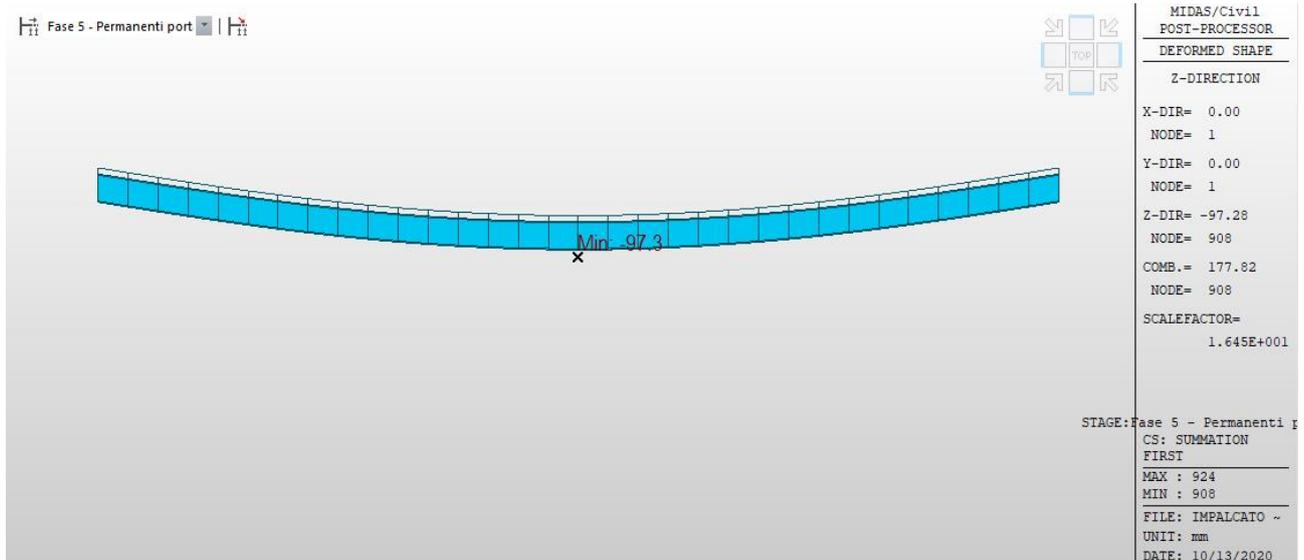


Figura 7-6 Deformazione caratteristica massima in presenza del peso proprio della trave e soletta collaborante

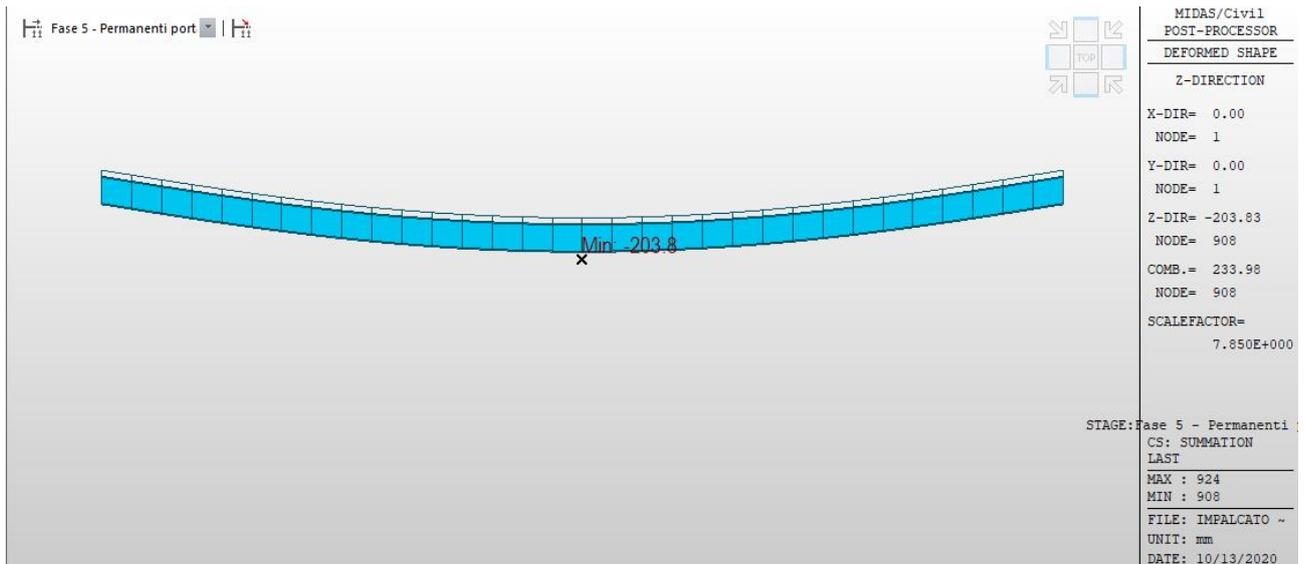


Figura 7-7 Deformazione caratteristica massima peso proprio e permanenti portati

7.4 VERIFICA DEI TRAVERSI DI TESTATA

Si riporta di seguito la verifica dell'elemento più sollecitato nella condizione di massime azioni SLU.

Element Number	2914
Position Information	J

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

γ_C for concrete	1.50	γ_V for headed stud	1.25
γ_S for reinforcing steel	1.15	γ_{F1} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.00	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$f_{sk} = 355.000 \text{ MPa}$ $E_s = 210000.000 \text{ MPa}$

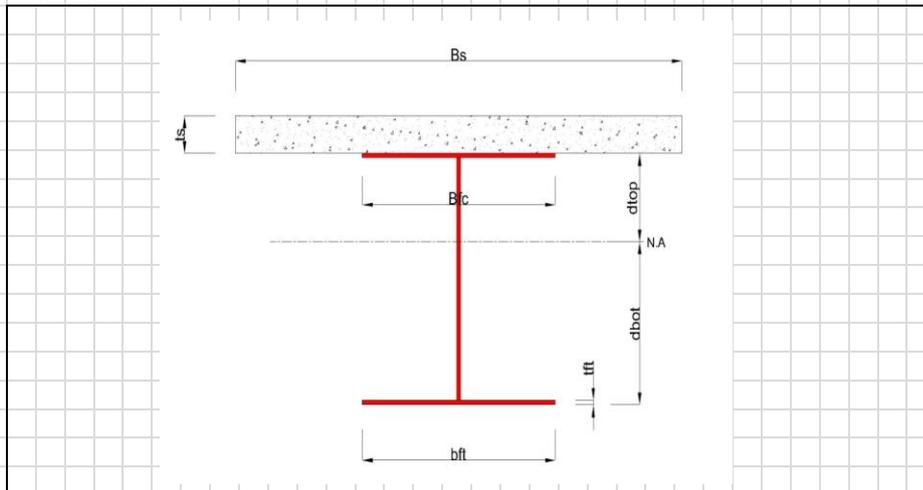
■ Concrete

$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa}$ $E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$

■ Reinforcement

$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa}$ $E_r = 210000.000 \text{ MPa}$

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	1000.000	mm	t_c	200.000	mm	H_h	0.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

H_w	870.000	mm	B_1	400.000	mm	B_2	500.000	mm
t_w	15.000	mm	t_{f1}	40.000	mm	t_{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	49050.000	mm ²
$I_{y,a}$	8213297659.276	mm ⁴
$I_{z,a}$	630244687.500	mm ⁴
$C_{y,a}$	250.000	mm
$C_{z,a}$	437.895	mm

After

$A_{,c}$	81504.286	mm ²
$I_{y,c}$	15639311170.972	mm ⁴
$I_{z,c}$	3334768497.024	mm ⁴
$C_{y,c}$	250.000	mm
$C_{z,c}$	681.630	mm

Crack

$A_{,c}$	50180.000	mm ²
$I_{y,c}$	8632690456.785	mm ⁴
$I_{z,c}$	726067178.935	mm ⁴
$C_{y,c}$	248.424	mm
$C_{z,c}$	451.679	mm

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : slu 1-2

$N_{a,Ed}$	-0.051	kN
$N_{c,Ed}$	-172.132	kN
$M_{a,Ed}$	69.021	kN · m
$M_{c,Ed}$	160.002	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-200.000	mm	z_1	268.370	mm	σ_1	3.359	MPa
	y_2	-7.500	mm	z_2	268.370	mm	σ_2	-8.693	MPa
Right	y_1	200.000	mm	z_1	268.370	mm	σ_1	-21.683	MPa
	y_2	7.500	mm	z_2	268.370	mm	σ_2	-9.632	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	-681.630	mm	σ_1	24.192	MPa
	y_2	-7.500	mm	z_2	-681.630	mm	σ_2	9.010	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	-681.630	mm	σ_1	-7.111	MPa
	y_2	7.500	mm	z_2	-681.630	mm	σ_2	8.071	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	228.370	mm	σ_1	-8.417	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-641.630	mm	σ_2	7.795	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 714.124 mm

N_{slab} = 3966.667 kN

$N_{g,top}$ = 6723.042 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 10689.708 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 8798.872 kN · m

X_{pl} = 435.876 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 8798.872 kN · m

here, β = 1.000

M_{Rd} = 8798.872 kN · m > M_{Ed} = 229.023 kN · m ...OK

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : slu 1-2

$N_{Ed} = -310.470$ kN

$M_{a,Ed} = 69.021$ kN · m

$M_{c,Ed} = 62.784$ kN · m

$V_{Ed,a} = -136.833$ kN

$V_{Ed,c} = -176.988$ kN

$V_{Ed} = -313.821$ kN

$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 313.572$ kN · m

$M_{Ed,t} = 313.572$ kN · m

$M_{Ed,b} = 147.215$ kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-200.000	mm	z_1	268.370	mm	σ_1	-3.639	MPa
	y_2	-7.500	mm	z_2	268.370	mm	σ_2	-8.983	MPa
Right	y_1	200.000	mm	z_1	268.370	mm	σ_1	-14.743	MPa
	y_2	7.500	mm	z_2	268.370	mm	σ_2	-9.399	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	-681.630	mm	σ_1	9.546	MPa
	y_2	-7.500	mm	z_2	-681.630	mm	σ_2	2.814	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	-681.630	mm	σ_1	-4.334	MPa
	y_2	7.500	mm	z_2	-681.630	mm	σ_2	2.398	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	228.370	mm	σ_1	-8.694	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-641.630	mm	σ_2	2.109	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 714.124 mm

$N_{s,lab} = 3966.667$ kN

$N_{rebar,t} = 0.000$ kN (Upper side of PNA)

$N_{rebar,b} = 0.000$ kN (Lower side of PNA)

$N_{g,top} = 6723.042$ kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot} = 10689.708$ kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 8798.872$ kN · m

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon) = 0.825$

$X_w = 0.83 / \lambda_w = 1.006$ $0.83/\eta \leq X_w < 1.08$

$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2446.072$ kN

$V_{Rd} = 2446.072$ kN

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -313.821$ kN

$\eta_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.128 \leq 1.0$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd0} = 6976.515$ kN · m

$M_{f,Rd0}$ is calculated as $M_{pl,Rd}$ but neglecting the web contribution.

Reduction factor for $N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{v1} + A_{v2}) \cdot f_{yt} / \gamma_{M0}} = 0.976$

$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 6807.032$ kN · m

$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0.000$ kN

where, $M_{f,Rd} = 6807.032$ kN · m

$M_{Ed} = 313.572$ kN · m (Taken as the greatest value of $(\sum \sigma_i)W$)

$c = a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_t \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 0.000$

■ Check Shear Resistance

$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.128 < 1.0$... OK

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

6 Resistance to Longitudinal Shear			
- Design load			
Load combination name :		slu 1-2	
$N_{c,el}$	=	3670.304	kN
$N_{c,f}$	=	3966.667	kN
M_{Ed}	=	131.805	kN * m
V_{Ed}	=	-176.988	kN
$M_{pl,Rd}$	=	8798.872	kN * m
$M_{el,Rd}$	=	4812.221	kN * m
- Shear resistance of a single connector			
$P_{Rd,1}$	=	$0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V$	= 9047.787 kN
$P_{Rd,2}$	=	$0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V$	= 3340.684 kN
P_{Rd}	=	$\text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2})$	= 3340.684 kN
where, f_u = 450.000 MPa			
α	=	$0.2 \cdot (h_{sc}/d + 1)$	= 0.330
Num.	=	2	
d	=	200.000	mm
h_{sc}	=	130.000	mm
Space	=	300.000	mm
- Verification			
$V_{L,Ed}$	=	$V_{Ed} \cdot (A \cdot z / l)$	= 134.990 kN/m
$V_{L,Rd}$	=	$P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space}$	= 22271.227 kN/m
$V_{L,Ed}$	<	$V_{L,Rd}$... OK
7 Resistance to Fatigue			
- Design load			
Load combination name :		Danneggiamento	
F_z	=	-117.644	kN
- Shear stress range for the connector			
$\Delta\tau$	=	F_{sc} / A_{sc}	= 0.060 MPa
where, F_{sc}	=	$V_{L,Ed} \cdot \text{space of stud} / \text{number of stud}$	= 1.892 kN
A_{sc}	=	31415.927	mm ²
- Damage equivalent factor			
λ_v	=	$\lambda_{v,1} \cdot \lambda_{v,2} \cdot \lambda_{v,3} \cdot \lambda_{v,4}$	= 2.046
where, $\lambda_{v,1}$	=	1.550	
$\lambda_{v,2}$	=	1.320	
$\lambda_{v,3}$	=	1.000	
$\lambda_{v,4}$	=	1.000	
- Equivalent constant amplitude range of shear stress related to 2 million cycles			
$\Delta\tau_{E,2}$	=	$\lambda_v \cdot \Delta\tau$	= 0.123 MPa
- Verification			
$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s})$	=	0.001	< 1

8 Stress Limitation				
- In the structural steel				
Characteristic load combination name : Rara 2				
$\sigma_{Ed,ser}$	=	49.457 MPa	(Top-right fiber in the flange)	
$T_{Ed,ser}$	=	17.707 MPa	(Neutral axis in the web)	
$\sigma_{Ed,ser}$	<	$f_y / \gamma_{M,ser}$		
49.457 MPa	<	355.000 MPa		... OK
$T_{Ed,ser}$	<	$f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})$		
17.707 MPa	<	204.959 MPa		... OK
$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3T_{Ed,ser}^2)}$	<	$f_y / \gamma_{M,ser}$		
58.194 MPa	<	355.000 MPa		... OK
- In the concrete of the slab				
Quasi-permanent load combination name : Q. Perm. 1				
$\sigma_c \leq k_2 f_{ck}$				
-5.525 MPa	<	15.750 MPa		... OK
- In the reinforcement				
Load combination name : Rara 2				
$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$				
-36.708 MPa				
Rebar is under compression. No need to check.				
9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)				
- Shear resistance of a single connector				
Load combination name : Rara 2				
$P_{Rd,1}$	=	$0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V$	=	9047.787 kN
$P_{Rd,2}$	=	$0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V$	=	3340.684 kN
P_{Rd}	=	$\text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2})$	=	3340.684 kN
$P_{Rd,ser}$	=	$k_s \cdot P_{Rd}$	=	2505.513 kN
where, f_u = 450.000 MPa				
α	=	$0.2 \cdot (h_{sc}/d + 1)$	=	0.330
Num.	=	2		
d	=	200.000 mm		
h_{sc}	=	130.000 mm		
Space	=	300.000 mm		
k_s	=	0.750		
- Verification				
$V_{L,Ed}$	=	$V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I)$	=	98.937 kN/m
$V_{L,Rd}$	=	$P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.}/\text{Space}$	=	16703.420 kN/m
$V_{L,Ed}$	<	$V_{L,Rd}$... OK

8. REAZIONI IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI

Si riportano le sollecitazioni massime e minime in corrispondenza degli appoggi. Gli appoggi dovranno essere in grado di resistere alle sollecitazioni di progetto agli SLU/SLV.

FX: Forza longitudinale

FY: Forza trasversale

FZ: Forza verticale

	FX	FY	FZ
SLU (max)	89.0	18.8	1460.5
SLU (min)	-109.6	-1.7	194.2
SLV (max)	821.8	317.8	1848.1
SLV (min)	-5622.7	-319.2	8.9

Tabella 8.1: Reazioni massime e minime sugli appoggi