

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

82T - VIADOTTO NAVILE-BATTIFERRO 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	V82	VA82N	DCK00	R	S T R	0565	0	SCALA -

	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'	2
1.1.	OGGETTO E SCOPO	2
1.2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
1.3.	PRINCIPI DI PROGETTAZIONE	7
1.3.1.	METODI DI CALCOLO	7
1.3.2.	UNITÀ DI MISURA	7
1.3.3.	STATI LIMITE E SITUAZIONI DI PROGETTO.....	7
1.4.	INQUADRAMENTO SISMICO	8
2	MATERIALI	9
2.1	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI DELLE STRUTTURE IN AMPLIAMENTO	9
3	ANALISI DEI CARICHI	12
3.1	PESO PROPRIO IMPALCATO (G_1) E CARICHI PERMANENTI (G_2)	12
3.2	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	14
3.3	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE	17
3.4	AZIONE CENTRIFUGA	18
3.5	AZIONE DEL VENTO.....	19
3.5.1	<i>Definizione</i>	19
3.5.2	<i>Analisi</i>	20
3.5.3	<i>Ponte scarico</i>	21
3.5.4	<i>Ponte carico</i>	22
3.6	VARIAZIONE TERMICA (ϵ_3)	23
3.7	RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO	24
4	COMBINAZIONE DEI CARICHI	26
4.1	GENERALITA'	26
4.2	STATO LIMITE ULTIMO.....	28
5	MODELLAZIONE FEM	29
5.1	FASI DI CALCOLO	29
5.2	MODELLI STRUTTURALI	29
6	SINTESI ANALISI RISULTATI	33
6.1	TRAVI LONGITUDINALI.....	33
6.2	APPOGGI.....	41
7	VERIFICA DELLE TRAVI PRINCIPALI DELL'AMPLIAMENTO	42
7.1	VERIFICHE SLU E SLE	43
8	APPOGGI	108
8.1	AZIONI SUGLI APPOGGI.....	108
8.2	VERIFICA DEGLI APPOGGI.....	112
9	VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI IN ESERCIZIO	113
10	VERIFICA TRAVERSI IMPALCATO	115

1 GENERALITA'

1.1. OGGETTO E SCOPO

La seguente relazione di calcolo è relativa all'analisi e al dimensionamento dell'impalcato in allargamento del ponte sui canali Battiferro e Navile previste nell'ambito del progetto esecutivo di potenziamento in sede del sistema autostradale/tangenziale nodo di Bologna.

La struttura in oggetto è originaria del 1964 ed è costituita da un impalcato a travi in c.a.p. in semplice appoggio su 3 campate con luce di calcolo è pari a 24,05 m e solette di continuità tra le campate sulle pile di luce pari a 2,10 m e tra l'impalcato e le spalle di luce pari a 1,50 m.

Nel 2004 vi è stato un primo ampliamento che ha portato all'allargamento della piattaforma attraverso una struttura mista acciaio-calcestruzzo posizionata di fianco di quelle in C.A.P. Tale allargamento è stato effettuato per ciascuna delle due carreggiate costituenti l'impalcato.

Parallelamente sono state ampliate le sottostrutture e sono state eseguite delle opere di consolidamento nei confronti delle opere esistenti.

L'attuale ampliamento prevede una larghezza trasversale della parte in allargamento è pari a 10,68 m, ed è realizzato tramite la disposizione di 5 travi in acciaio di altezza pari a 96 cm solidarizzate con una soletta di spessore 25 cm. Detto impalcato è quindi connesso all'impalcato esistente attraverso la soletta esistente di spessore 20 cm e quindi in corrispondenza dei traversi di spalla e pila dove viene prolungato il traverso dell'ultimo intervento di allargamento con il traverso in acciaio delle nuove travi in acciaio.

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 spalle di allargamento risultano definite da una ciabatta di fondazione di forma trapezoidale a raccordo con la fondazione di primo allargamento che, nella spalla lato Ancona caratterizzata dalla massima altezza, risulta pari a 11,10 x 6,00 m e spessore 1,30 m. Il paraghiaia, di spessore 40 cm, risulta di altezza 1,50 m. L'altezza massima dell'elevazione delle spalle risulta pari a 8,30 m.

Le fondazioni delle spalle sono caratterizzate da 11 pali di diametro 1000 mm e lunghi 22 m. Gli apparecchi d'appoggio sono in neoprene armato in numero di uno per trave.

Le pile di allargamento risultano definite da una ciabatta di fondazione di dimensioni 11,00 x 6,80 m e spessore 1,20 m e quindi da un zoccolo di sopralzo largo 2,00 m e alto 0,60 m. L'elevazione è caratterizzata da due fusti di diametro 1,20 m e altezza massima 5,20 m su cui poggia un pulvino di altezza 1,00 m e larghezza 2,60 m.

Le fondazioni delle pile sono caratterizzate da 12 pali di diametro 1000 mm e lunghi 22 m. Gli apparecchi d'appoggio sono in neoprene armato in numero di uno per trave.

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

La presente relazione riporta le analisi svolte per il dimensionamento e verifica dell'impalcato in allargamento. Di seguito si riportano le principali geometrie dell'opera. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

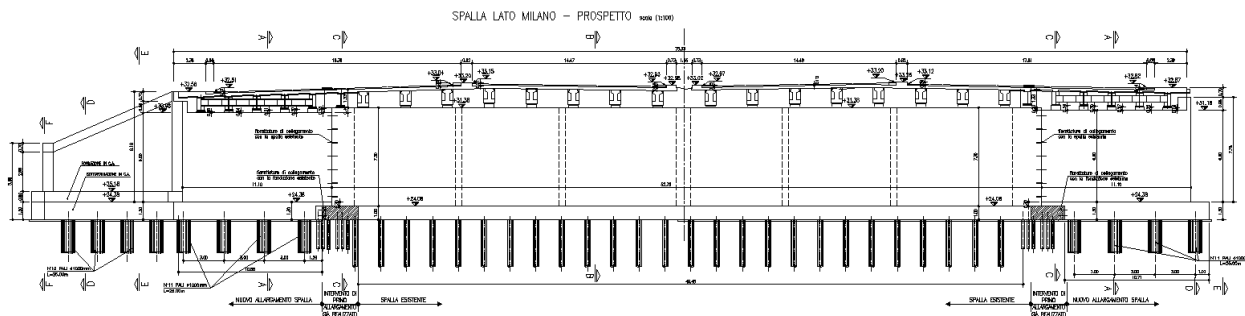


Figura 1-1: Sezione trasversale spalla lato Milano

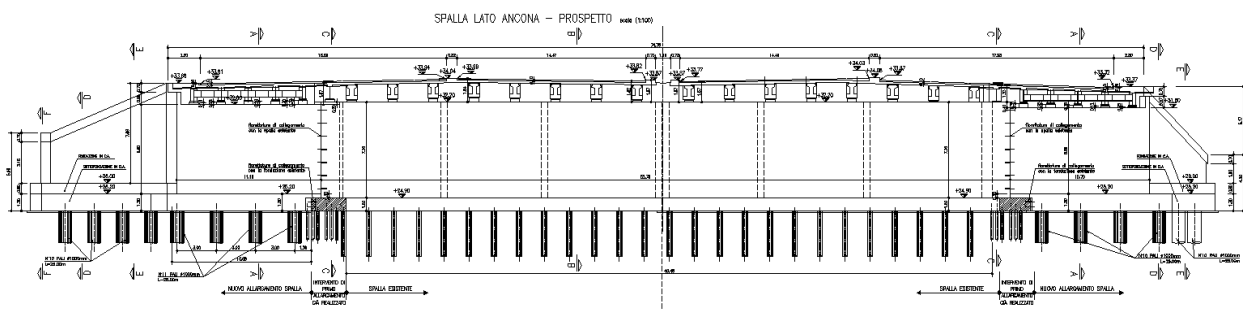


Figura 1-2: Sezione trasversale Spalla lato Ancona

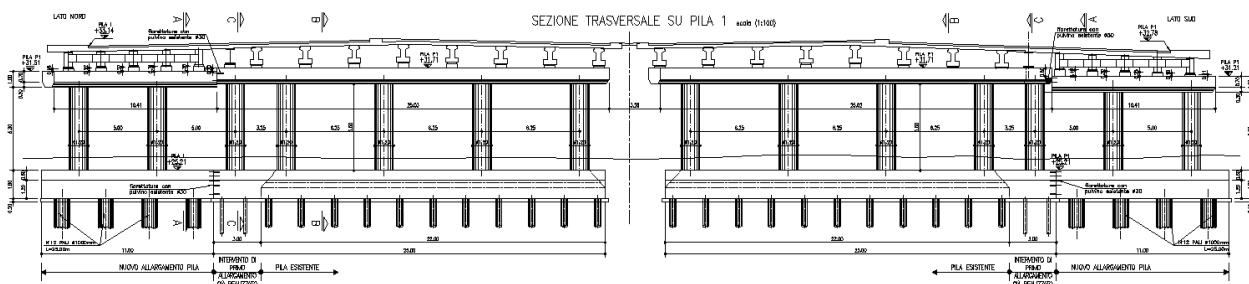


Figura 1-3: Sezione trasversale impalcato su pila

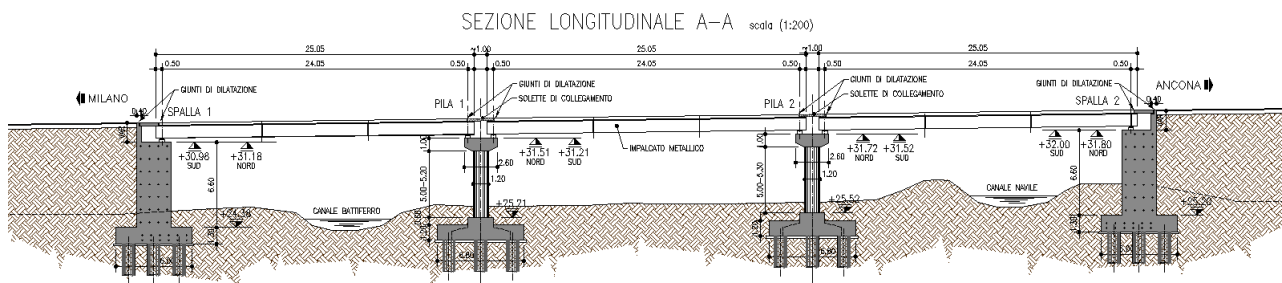


Figura 1-4: Sezione longitudinale impalcato

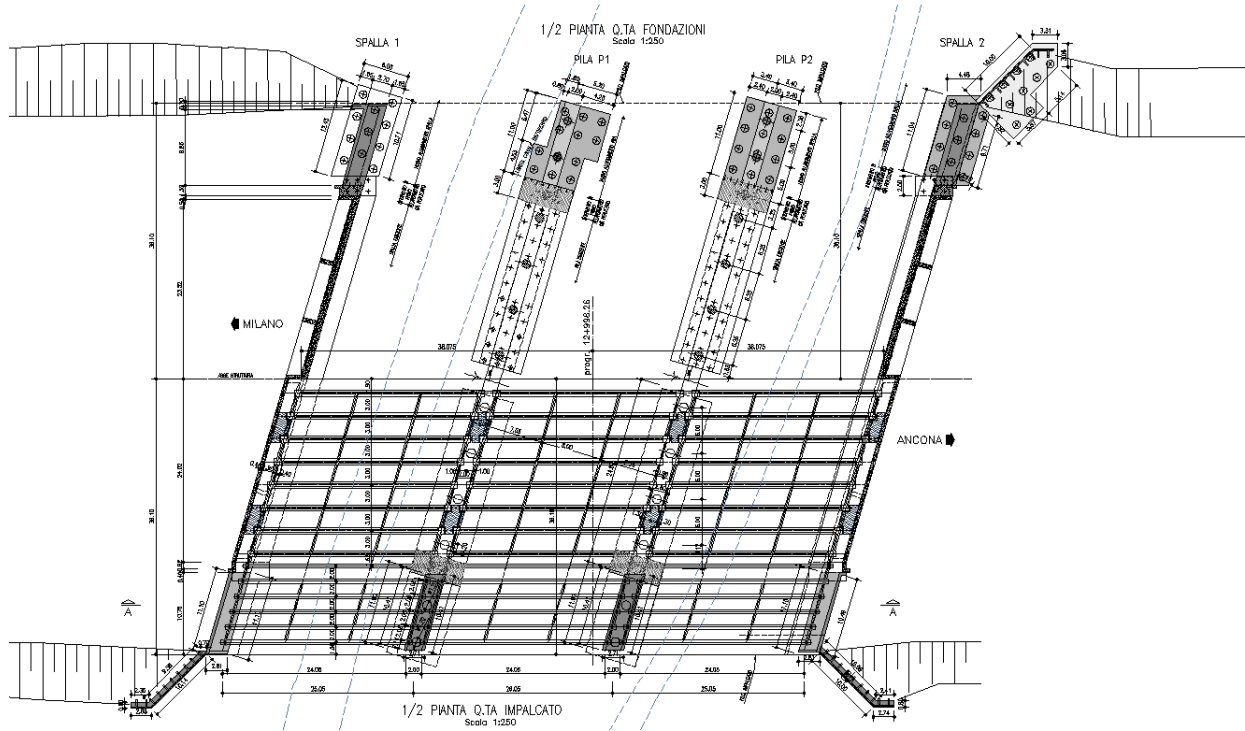


Figura 1-5: *Pianta impalcato*

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: Aggiornamento delle “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” - GU n°42 del 20/2/2018 (di seguito indicata con la sigla “NTC”)
- 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;
- 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*

Inoltre si è fatto riferimento a:

- Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n88/2019 – Ministero delle Infrastrutture – 17.04.2020

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. In allegato si riporta un estratto dei tabulati di input dati e i relativi dati di output per la condizione di massime sollecitazioni sulle nuove travi in acciaio e sulle travi esistenti secondo la configurazione di carico definite dalle attuali norme.

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

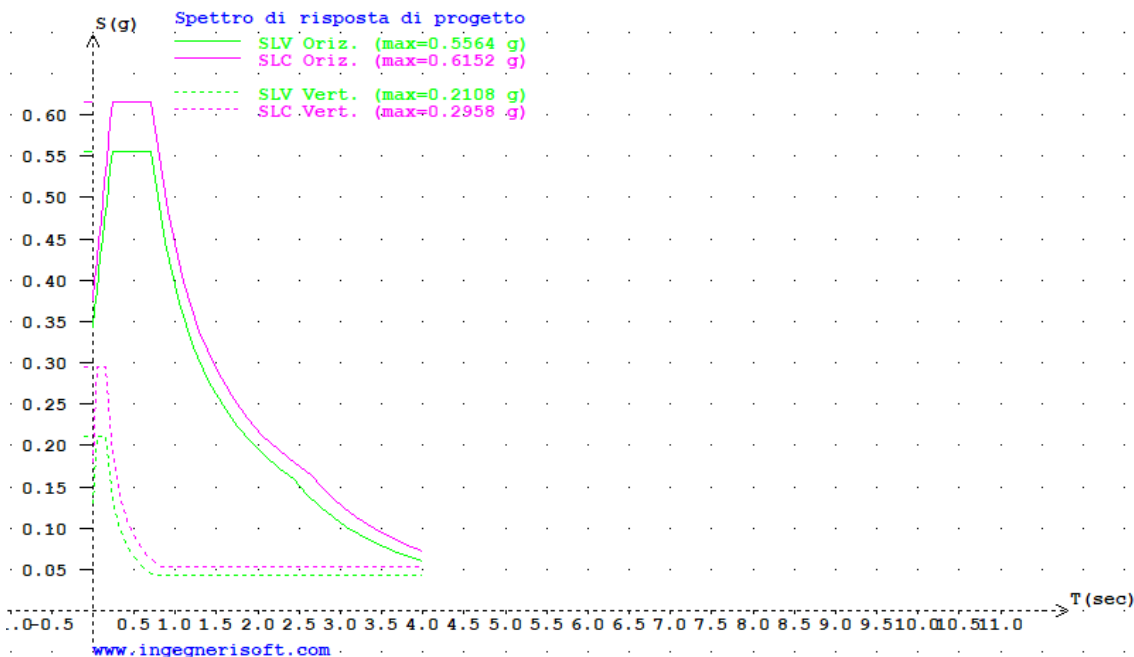
Poiché la costruzione in oggetto rientra nelle tipologie strutturali ordinarie, vengono prese in considerazione le seguenti situazioni di progetto pertinenti:

- 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:	50anni
Classe d'uso:	IV → Cu = 2.0
Vita di riferimento:	100anni
Accelerazione massima su suolo:	a _g = 0.210g
Categoria topografica:	T1
Tipo di suolo:	D (pk da 10+200 a 18+500) C (pk da 8+900 a 10+200 e da 18+500 a 22+300)
Coeff. di amplificazione topografica S _T :	1.00
Coeff. di amplificazione stratigrafica S _s :	1.635 (suolo tipo D) 1.394 (suolo tipo C)
Accelerazione massima al sito:	a _{max} = 0.5564g (suolo tipo D) a _{max} = 0.4747g (suolo tipo C)



Nel seguito la trattazione sismica non verrà sviluppata in quanto le sollecitazioni statiche sono risultate più vincolanti ai fini del dimensionamento dell'impalcato.

2 MATERIALI

2.1 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI DELLE STRUTTURE IN AMPLIAMENTO

I materiali per le strutture in cemento armato sono in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018 – 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	$\alpha = 1,00 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$
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

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	$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$

Acciaio per carpenteria

I materiali per le strutture in carpenteria metallica sono in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018 – D.M. 17/01/2018). 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. 14.01.2008 ai p.ti 4.2.1.3, 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 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le analisi dei carichi agenti sulle strutture in ampliamento del ponte in esame.

3.1 PESO PROPRIO IMPALCATO (G_1) E CARICHI PERMANENTI (G_2)

- Peso proprio travi

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 $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Acciaio da carpenteria $\gamma_{acc} = 78.5 \text{ kN/m}^3$

- Peso proprio solaio travi nuove

Il peso totale della soletta, pari a $25.0 \times 0.25 = 6.25 \text{ kN/m}^2$, viene schematizzato come di seguito:

- In FASE 1, come carico lineare agente sulle travi longitudinali. Dal momento che tutte le travi sono soggette alla stessa larghezza di soletta, incluse la trave di bordo, l'effetto di ripartizione è nullo. Per cui il carico agente su ogni singolo elemento beam è pari a $g_{1a} = 6.25 \times 1.95 = 12.19 \text{ kN/m}$.

FASE 1

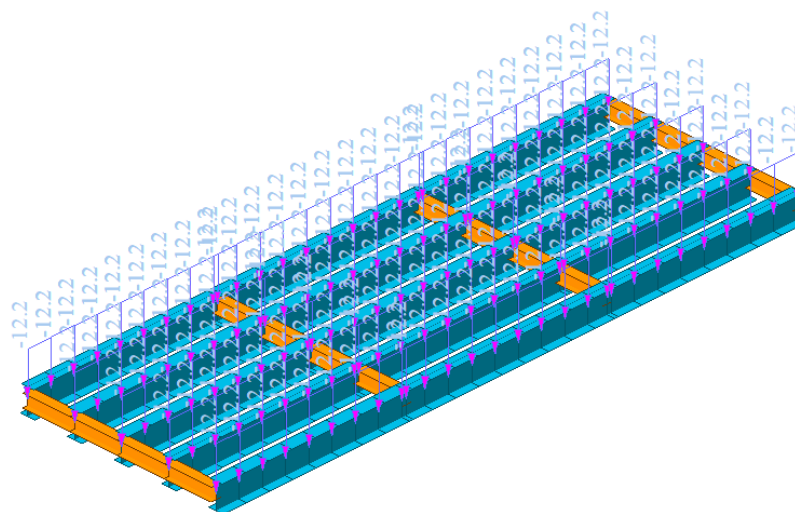


Figura 3-1: Carico soletta su travi in ampliamento

- In FASE 2, come carico lineare agente sulle aste di soletta. Quindi il carico agente su ogni asta di soletta è pari a $g_{1b} = 6.25 \times 0.962 = 6.01 \text{ kN/m}$.

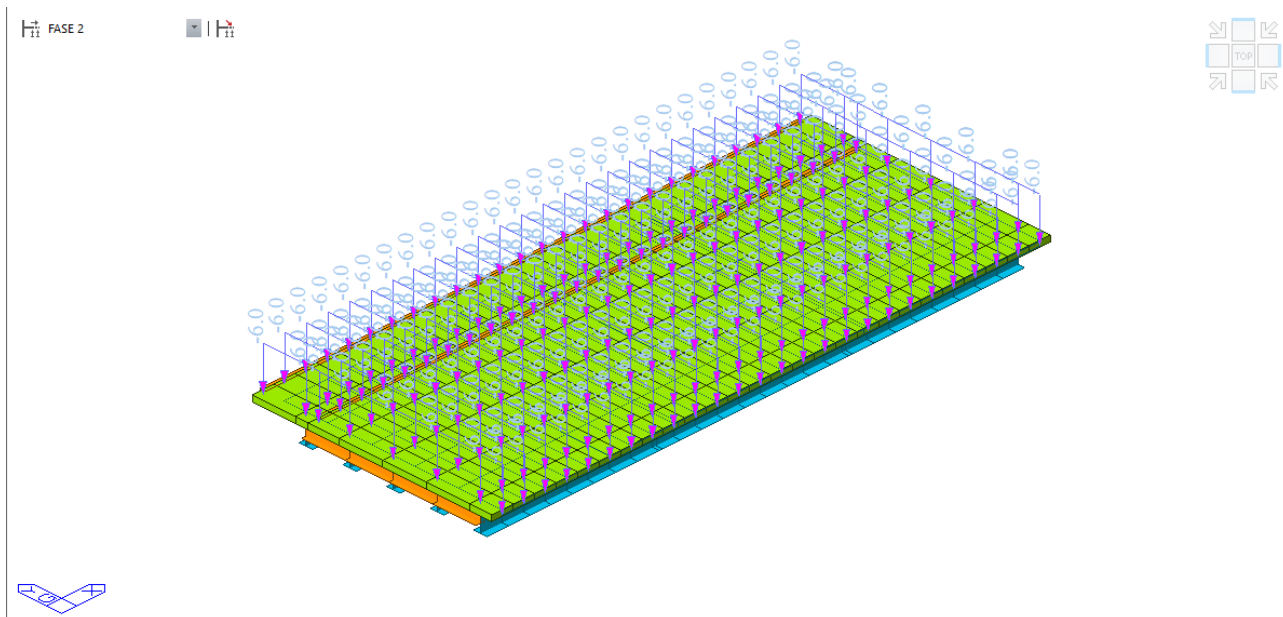
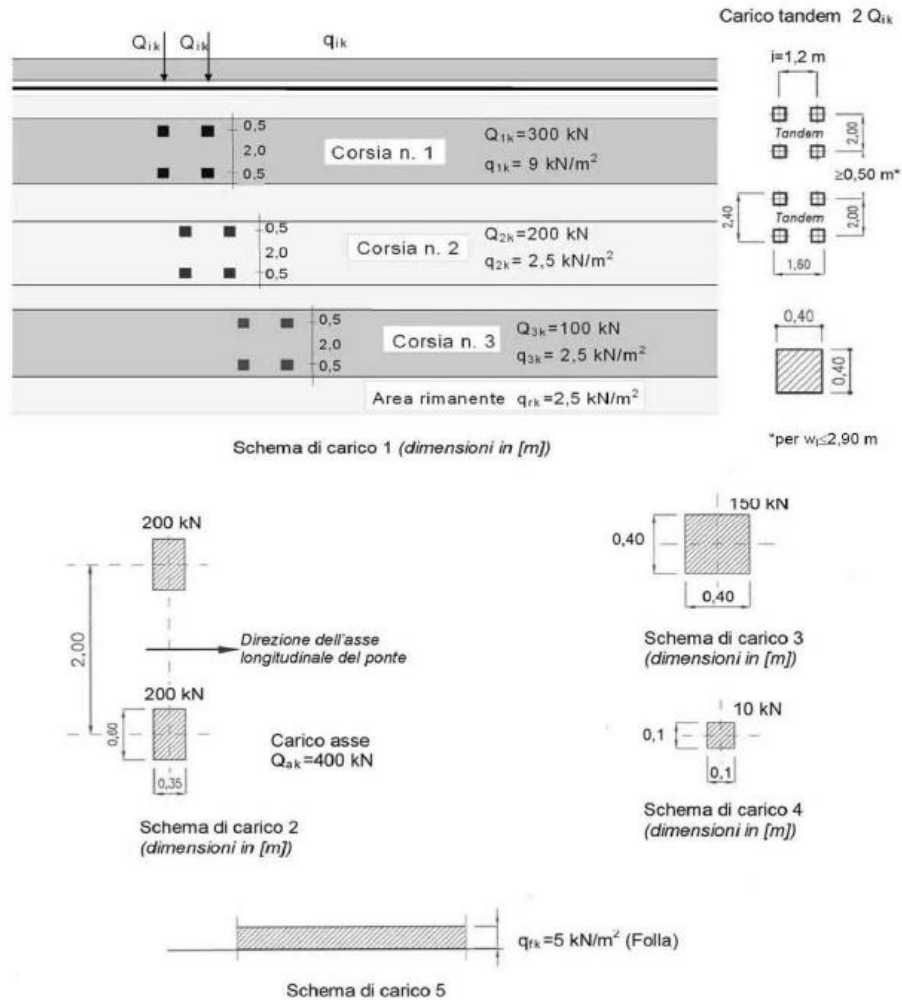


Figura 3-2: Carico soletta su aste di soletta

- Cordolo sinistro: 5.3 kN/m
- Peso pavimentazione bituminosa: $p = 3,00 \text{ kN/m}^2 \times 0.962 = 2.886 \text{ kN/m}$
- Sicurvia sinistro: 0.70 kN/m
- Barriere antirumore: 0.9 kN/m

3.2 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

I carichi mobili sono stati considerati in base alle indicazioni previste per i ponti stradali indicati al punto 5.1.3.3 delle NTC 2018. In particolare, si è considerato lo schema di carico 1 per le verifiche globali.



Data la larghezza della carreggiata si sono assegnate 3 corsie di carico di larghezza pari a 3.0 m secondo lo Schema di Carico 1, come mostrato in figura.

PostCS

Hi

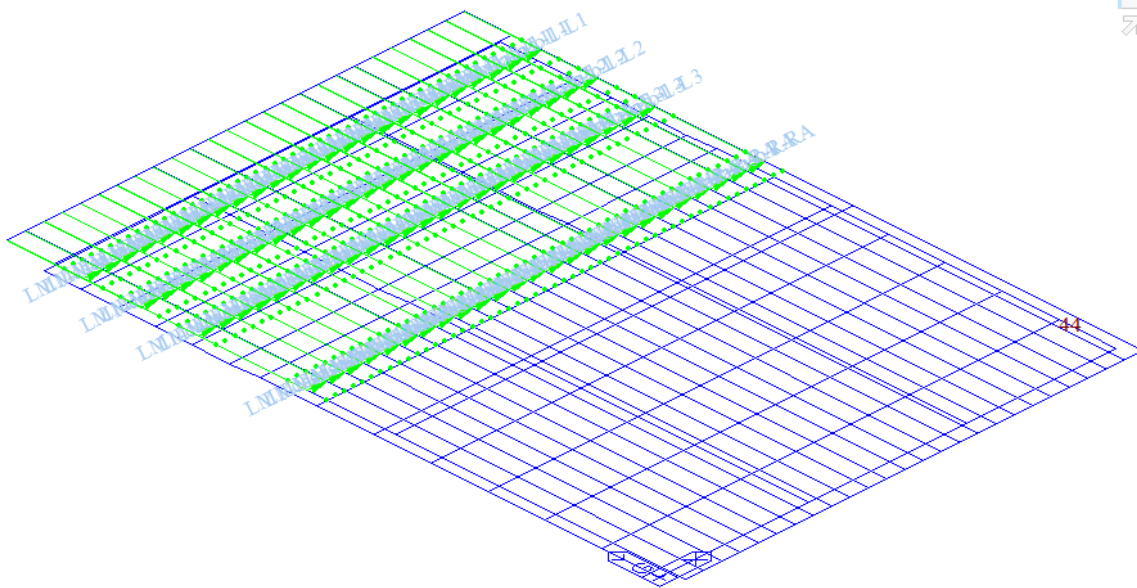


Figura 3-3: Scenario 1 – Massimizzazione sollecitazioni trave in ampliamento di bordo

Tale disposizioni prevedono l'accostamento delle 3 corsie convenzionali sul bordo della carreggiata oltre alle aree rimanenti, consentendo di massimizzare le sollecitazioni della trave principale posta sullo stesso bordo. Si è poi eseguita l'analisi di tipo "Moving Load" disponibile sul codice di calcolo Midas Civil in base alla quale il programma determina di volta in volta l'effetto più gravoso (sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari) che le varie configurazioni di carichi mobili provocano sui vari elementi finiti costituenti il modello di calcolo secondo la teoria delle linee di influenza.

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Pertanto, 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 5,00 m
- Larghezza zona rimanente parte tangenziale 8,75 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

3.3 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE

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
- $L = 25,05$ m

Quindi il valore dell'azione è pari a:

$$q_3 = 0,6 \times (2 \times 300) + 0,10 \times 9,00 \times 3,00 \times 25,05 = 427,64 \text{ kN}$$

Lo scarico alla spalla vale:

$$H_f = 427,64/2 = 213,82 \text{ kN}$$

3.4 AZIONE CENTRIFUGA

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

3.5 AZIONE DEL VENTO

3.5.1 Definizione

Per il calcolo delle azioni del vento, le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 2018) prendono in esame situazioni progettuali in cui possono nascere particolari fenomeni di interazione vento-struttura. Tra questi vengono segnalati gli effetti torsionali sugli impalcati da ponte, per i quali si rimanda ad analisi specifiche e metodologie di comprovata validità. Si è quindi deciso di considerare l'azione del vento così come viene valutata con le nuove "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" (CNR-DT 207/2008).

Il calcolo prevede l'individuazione di una pressione cinetica di picco del vento q_p funzione della Zona di riferimento, categoria di esposizione, classe di rugosità e tempo di ritorno dell'evento.

Questa pressione permette, quindi, la determinazione delle azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento, che possono essere espresse mediante una coppia di forze ortogonali f_x e f_y e un momento torcente m_z , per unità di lunghezza, applicati lungo l'asse Z di riferimento dell'impalcato. Essi sono forniti dalle relazioni:

$$f_x(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fx}$$

$$f_y(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fy}$$

$$m_z(z) = q_p(z) \cdot l^2 \cdot c_{mz}$$

dove:

c_{fx}, c_{fy}, c_{mz} coefficienti aerodinamici di forza e momento

l è la dimensione di riferimento associata ai coefficienti

I coefficienti aerodinamici per un impalcato isolato sono riportati in Tabella 5.1 in funzione del rapporto geometrico d/h_{tot} (vedi Figura 5.1)

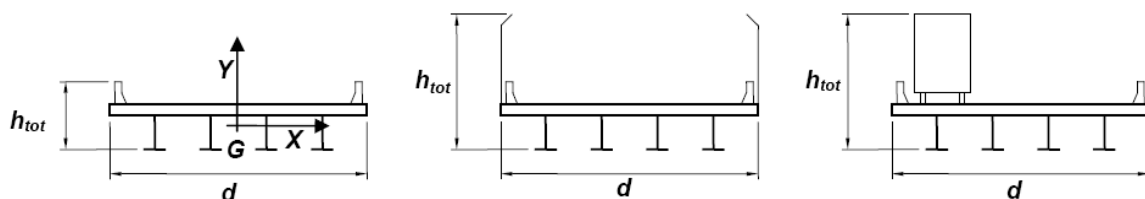


Figura 3-4 : Schema azioni vento ponte

Coefficiente aerodinamico	Indicazioni	Dimensione di riferimento
$c_{fX} = \begin{cases} 2,0 & 0,1 \leq d/h_{tot} < 0,2 \\ 1,65 \cdot \log_{10}(d/h_{tot}) + 3,15 & 0,2 \leq d/h_{tot} < 0,7 \\ -1,64 \cdot \log_{10}(d/h_{tot}) + 2,15 & 0,7 \leq d/h_{tot} < 2 \\ \frac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1,35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$	Struttura snella (CNR-DT207 - § G.10.3)	$l = h_{tot}$
$c_{fY} = \begin{cases} \pm \left(0,7 + 0,1 \cdot \frac{d}{h_{tot}} \right) & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \pm 1,2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$	(CNR-DT207 - § G.11.1)	$l = d$
$c_{mZ} = \pm 0,2$	(CNR-DT207 - § G.11.1)	$l = d$

Tabella 3.1: Coefficienti aerodinamici CNR-DT 207

3.5.2 Analisi

I parametri del sito dove sorge l'opera sono:

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s ²)	a_0 (m)	k_a
2	Emilia Romagna	25	750	0,015

Classe di rugosità	Esposizione sito	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
B	IV	0,22	0,30	8

Tabella 3.2: Valori di riferimento da DM 2018

Altezza sito	$a_s = 54,00$ m s.l.m.
Coefficiente di altitudine	$c_a = 1,00$
Velocità di riferimento	$v_b = v_{b,0} \cdot c_a = 25,0 \times 1,00 = 25,0$ m/s
Vita nominale della costruzione	$V_N = 50$ anni
Periodo di ritorno opera	$T_{R,0}^* = 100$ anni – opera di rilevante importanza
Periodo di ritorno azione del vento	$T_{R,0} = \max\{T_{R,0}^*, V_N\} = \max\{100, 50\} = 100$ anni

Coefficiente di ritorno $c_r = 0,65 \cdot \left\{ 1 - 0,138 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} = 1,00$

Velocità di riferimento di progetto $v_r = v_b \cdot c_r = 25,0 \times 1,00 = 25,00 \text{ m/s}$

Dati geometrici:

Altezza trave	$h_{trave} = 1,00 \text{ m}$
Spessore soletta	$s_{soletta} = 0,25 \text{ m}$
Spessore marciapiede	$s_{mar.} = 0,15 \text{ m}$
Spessore pavimentazione	$s_{pav.} = 0,11 \text{ m}$
Altezza barriera fonoassorbente	$h_{FOA} = 6,5 \text{ m}$
Altezza carico stradale	$h_{carico} = 3,00 \text{ m}$
Altezza suolo-centro impalcato	$z = 7,00 \text{ m}$
Larghezza impalcato	$d = 71,83 \text{ m}$

3.5.3 Ponte scarico

Nel caso di ponte scarico si ottengono i seguenti valori:

Altezza investita $h_{tot} = h_{trave} + h_{soletta} + h_{mar.} + h_{barriera} = 7,9 \text{ m}$

Quota di riferimento $z_r = z + \frac{h_{tot}}{2} = 10,95 \text{ m}$

Rapporto geometrico $d/h_{tot} = 9,09 \text{ m}$

Coefficiente di esposizione $c_e = k_r^2 \cdot \ln \left(\frac{z_r}{z_0} \right) \cdot c_t \cdot \left[\ln \left(\frac{z_r}{z_0} \right) \cdot c_t + 7 \right] = 1,85$

Pressione di picco $q_p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 25,00^2 \times 1,85 = 0,72 \text{ kN/m}^2$

Azione finale	Valore	unità
Forza trasversale – F _x	7,76	kN/m
Forza longitudinale – F _y	± 62,06	kN/m
Momento torcente – M _z	± 742,98	kNm/m

Tabella 3.3: Azioni aerodinamiche ponte scarico secondo CNR-DT 207

La reazione sulla spalla vale:

$$H_{\text{vento ponte scarico}} = 7,76 \times 25,05/2 = 97,19 \text{ kN}$$

3.5.4 Ponte carico

Nel caso di ponte carico si ottengono i seguenti valori:

Altezza investita $h_{\text{tot}} = h_{\text{trave}} + h_{\text{soletta}} + h_{\text{mar.}} + h_{\text{barriera}} = 7,9 \text{ m}$

Quota di riferimento $z_r = z + \frac{h_{\text{tot}}}{2} = 10,95 \text{ m}$

Rapporto geometrico $d/h_{\text{tot}} = 9,09 \text{ m}$

Coefficiente di esposizione $c_e = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z_r}{z_0}\right) \cdot c_t \cdot \left[\ln\left(\frac{z_r}{z_0}\right) \cdot c_t + 7 \right] = 1,85$

Pressione di picco $q_p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 25,00^2 \times 1,73 = 0,72 \text{ kN/m}^2$

Azione finale	Valore	unità
Forza trasversale – F _x	7,76	kN/m
Forza longitudinale – F _y	± 62,06	kN/m
Momento torcente – M _z	± 742,98	kNm/m

Tabella 3.4: Azioni aerodinamiche ponte carico secondo CNR-DT 207

La reazione sulla spalla vale:

$$H_{\text{vento ponte carico}} = 7,76 \times 25,05/2 = 97,19 \text{ kN}$$

3.6 VARIAZIONE TERMICA (ε_3)

In base alle NTC si tiene conto della variazione termica considerando un $\Delta T = \pm 25^\circ\text{C}$ uniforme.

Quindi la variazione di lunghezza dell'impalcato vale:

$$\Delta l = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1,20 \times 10^{-5} \times 25 \times 25.050 = 7,52 \text{ mm}$$

Per il calcolo delle escursione totale del giunto si considera la tipologia di appoggi in gomma con distribuzione delle dilatazione metà per parte e quindi si incrementa la variazione di temperatura del 50%.

$$\Delta l_{\text{giunto,tot}} = 1,5 \cdot (\Delta l / 2) = 1,5 \times (7,52 / 2) = 5,64 \text{ mm}$$

Per il giunto tra impalcato e spalla si adotta una tipologia con una escursione di $\Delta l_{\text{giunto}} = \pm 5,00 \text{ mm}$

3.7 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

L'analisi degli effetti del ritiro viene gestita dal programma di calcolo eseguendo un'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.

Figura 3-5 : Andamento del ritiro cls 35/45

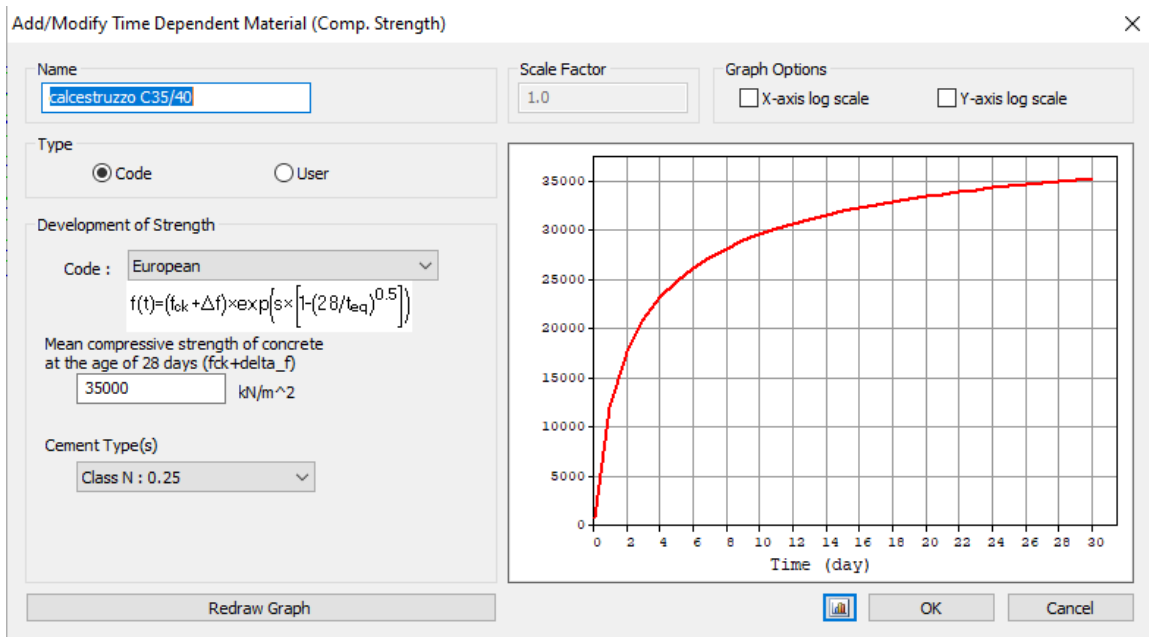


Figura 3-6 : Andamento della viscosità cls 35/45

4 COMBINAZIONE DEI CARICHI

4.1 GENERALITA'

Ai fini delle verifiche degli stati limite, il punto 2.5.3 del D.M. 2018 definisce le seguenti tipologie di combinazione delle azioni:

- Combinazione fondamentale (SLU), generalmente impiegata per gli stati limiti ultimi:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione caratteristica (SLE rara), generalmente impiegata per gli stati limiti di esercizio irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione frequente (SLE frequente), generalmente impiegata per gli stati limiti di esercizio reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione quasi permanente (SLE quasi permanente), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione sismica (SLV), impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione eccezionale (ECC), impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Nelle precedenti relazioni, si è utilizzato il significato dei seguenti simboli:

- G_1 valore caratteristico delle azioni permanenti;
- G_2 valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P valore caratteristico dell'azione di pre-tensione o pre-compressione;
- Q_{K1} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{K,i}$ valore caratteristico dell'azione variabile i ;
- γ_{G1} coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- γ_{G2} coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
- γ_P coefficiente parziale per le azioni di pre-tensione o pre-compressione;
- γ_{Q1} coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $\gamma_{Q,i}$ coefficiente parziale per l'azione variabile i ;
- $\psi_{i,i}$ coefficienti di combinazione per i vari stati limite, descritti nella seguente tabella;
- + combinato con.

Con riferimento ai carichi variabili da traffico, si utilizzano i coefficienti di combinazione di cui alla tabella 5.1.VI del D.M. 2018.

Azioni	Effetto del Carico	ψ_0 di combinazione	ψ_1 frequenti	ψ_2 quasi permanenti
Azioni da traffico	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi tandem)	0.75	0.75	0.0
	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi distribuiti)	0.4	0.4	0.0
	Gruppo 1 - Schema 2	0.0	0.75	0.0
	Gruppo 2a	0.0	0.0	0.0
	Gruppo 4 (folla)	0.0	0.75	0.0
Azioni del vento	$q_{5,v}$ - Ponte scarico esecuzione	0.8	0.0	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte scarico SLU e SLE	0.6	0.2	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte carico	0.6	0.0	0.0
Azioni termiche	T_k	0.6	0.6	0.5

Tabella 4.1: estratto della tabella 5.1.VI del D.M. 2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame - coefficienti di combinazione delle azioni variabili per ponti stradali e pedonali

4.2 STATO LIMITE ULTIMO

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si considerano i seguenti casi:

- **STR** Stato limite di resistenza degli elementi strutturali

Tipi di Carico	Effetto del Carico	Coefficiente γ_F	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Permanenti non Strutturali ⁽²⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Ritiro e Viscosità Variazioni termiche	Favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.20	1.20	1.20

⁽¹⁾ equilibrio che non coinvolga parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO;

⁽²⁾ nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (es.: carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 4.2: tabella 2.6.I del D.M. 2018 - coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU.

5 MODELLAZIONE FEM

Le analisi numeriche sono svolte mediante il codice di calcolo ad elementi finiti Midas Civil 2020, sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea).

5.1 FASI DI CALCOLO

Il programma di calcolo esegue un'analisi per fasi attivando progressivamente gli elementi strutturali che entrano in gioco e considerando gli effetti differiti nel tempo dovuti a ritiro e fluage del calcestruzzo dall'istante in cui esso viene gettato, coinvolgendo gli elementi strutturali che da quel momento saranno presenti nella struttura.

Si distinguono le seguenti fasi di riferimento:

fase 0: descrive la situazione esistente rappresentata dalle travi in cap e dalla trave in misto acciaio-calcestruzzo realizzata nel primo ampliamento.

fase 1: varo delle cinque travi longitudinali in misto acciaio-calcestruzzo, delle traverse metalliche e successivo getto della soletta; in questo modello la soletta non è ancora reagente. Durata della fase 2 giorni.

fase 2: viene attivata la sezione composta acciaio-calcestruzzo ed anno inizio gli effetti di ritiro e fluage del calcestruzzo su tutti gli elementi strutturali. Durata della fase 28 giorni.

fase 3: vengono applicati i carichi permanenti e variabili dopo 36500 giorni, cioè quando gli effetti differiti sono sostanzialmente terminati.

5.2 MODELLI STRUTTURALI

I modelli strutturali di calcolo sono rappresentati nelle figure seguenti e riflettono le fasi sopra descritte. Si specifica che, per simmetria, si è scelto di semplificare il modello considerando una sola campata e metà impalcato in direzione trasversale.

Le travi longitudinali, i correnti superiori e i correnti inferiori dei traversi sono stati modellati mediante elementi beam a due nodi i e j. Ciascuno caratterizzato da sei gradi di libertà (tre traslazionali e tre rotazionali).

I traversi sono connessi alle travi principali. Tuttavia i traversi metallici delle travi in ampliamento sono stati svincolati mediante dei *beam end relase*.

Anche le aste di soletta, opportunamente collegate alle travi longitudinali mediante link rigidi, sono rappresentate da elementi beam di sezione è rettangolare.

Lungo i cordoli e sulle estremità delle aste di soletta sono stati introdotti degli elementi Beam "fittizi" (caratterizzati da un materiale con peso nullo e modulo di elasticità trascurabile), il cui unico scopo è quello di permettere l'assegnazione dei carichi permanenti (quali barriere, cordoli, ecc.).

A livello geometrico, si considera come piano di riferimento quello degli appoggi 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

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.

Infine sono stati definiti dei vincoli di tipo fisso e multidirezionale, secondo lo schema statico di progetto .

Si specifica che è stato realizzato un modello globale dell'impalcato comprendente le strutture esistenti e quelle riguardanti l'ampliamento. In questa trattazione ci si focalizzerà sulle solo strutture del nuovo ampliamento.

FASE 1

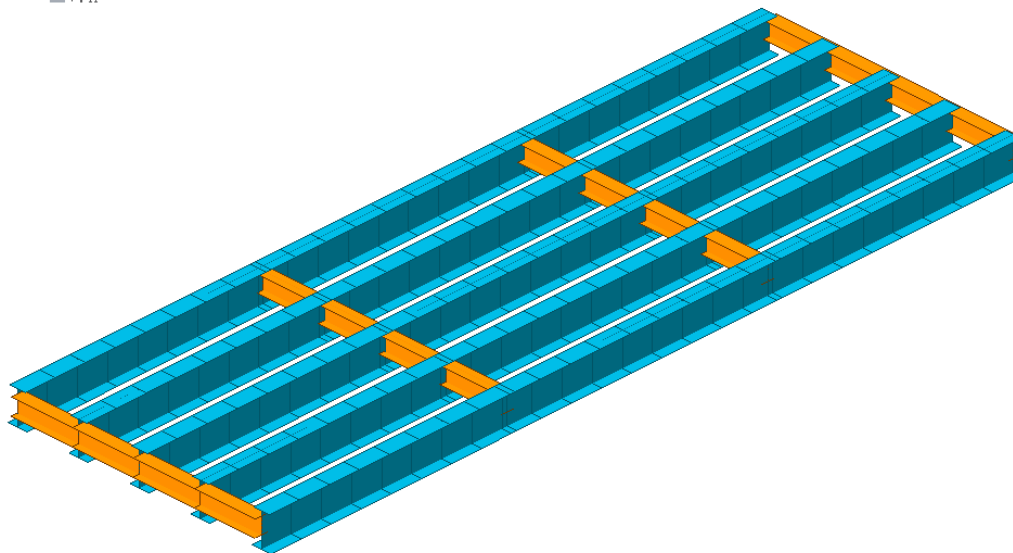


Figura 5-1: Modello 3D Impalcato – Fase 1

FASE 2

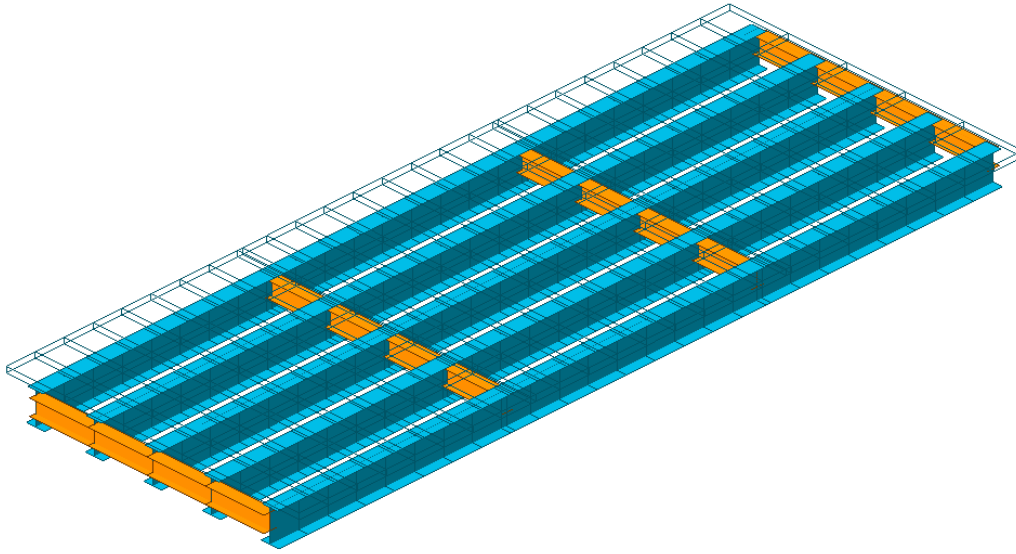


Figura 5-2: Modello 3D Impalcato – Fase 2

FASE 2

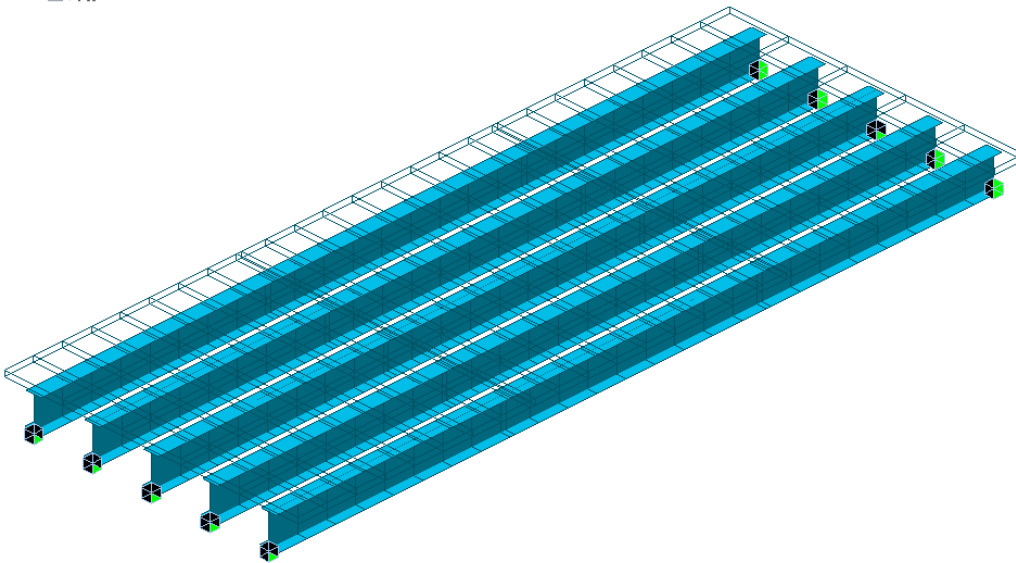


Figura 5-3: Sistema di vincolo

FASE 2

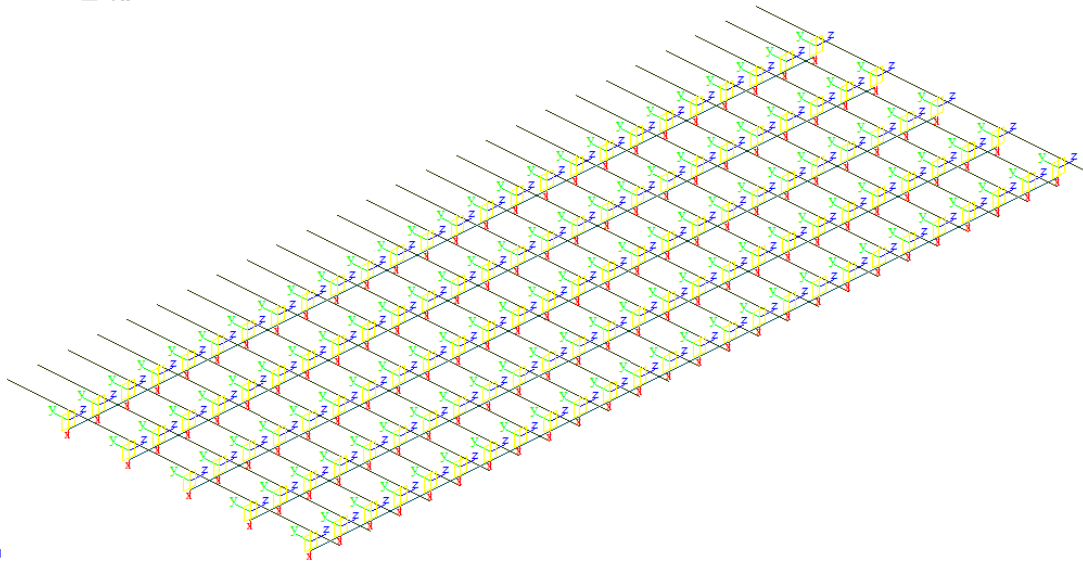


Figura 5-4: *Rigid link*

6 SINTESI ANALISI RISULTATI

6.1 TRAVI LONGITUDINALI

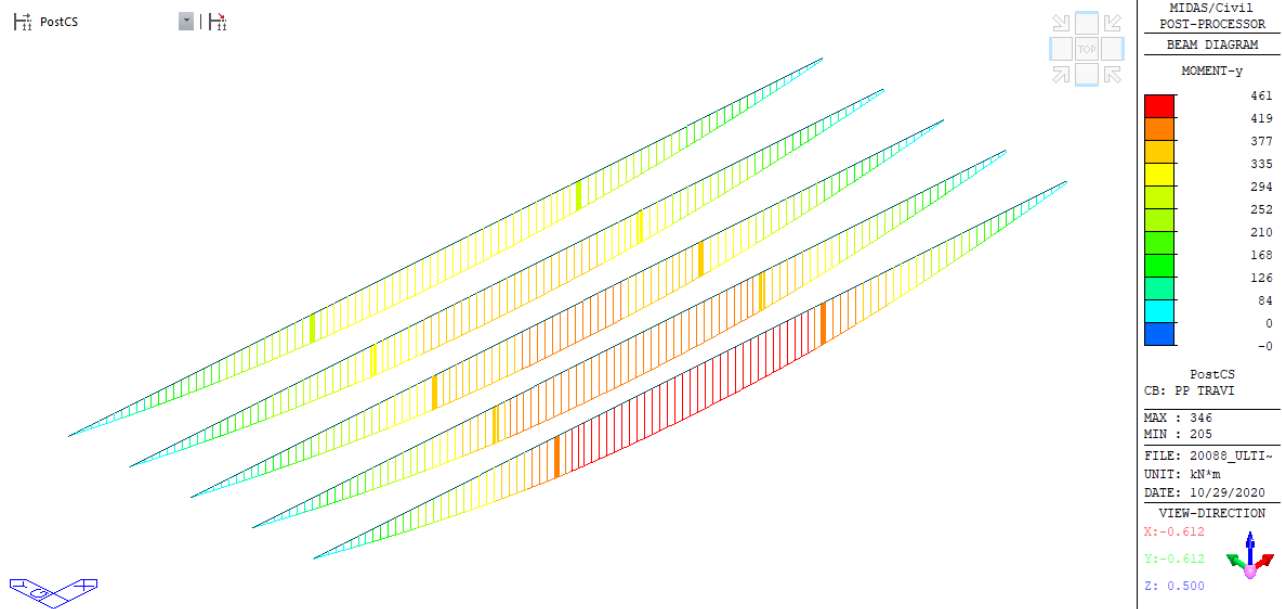


Figura 6-1: Direzione longitudinale – M_y – Peso Proprio Travi

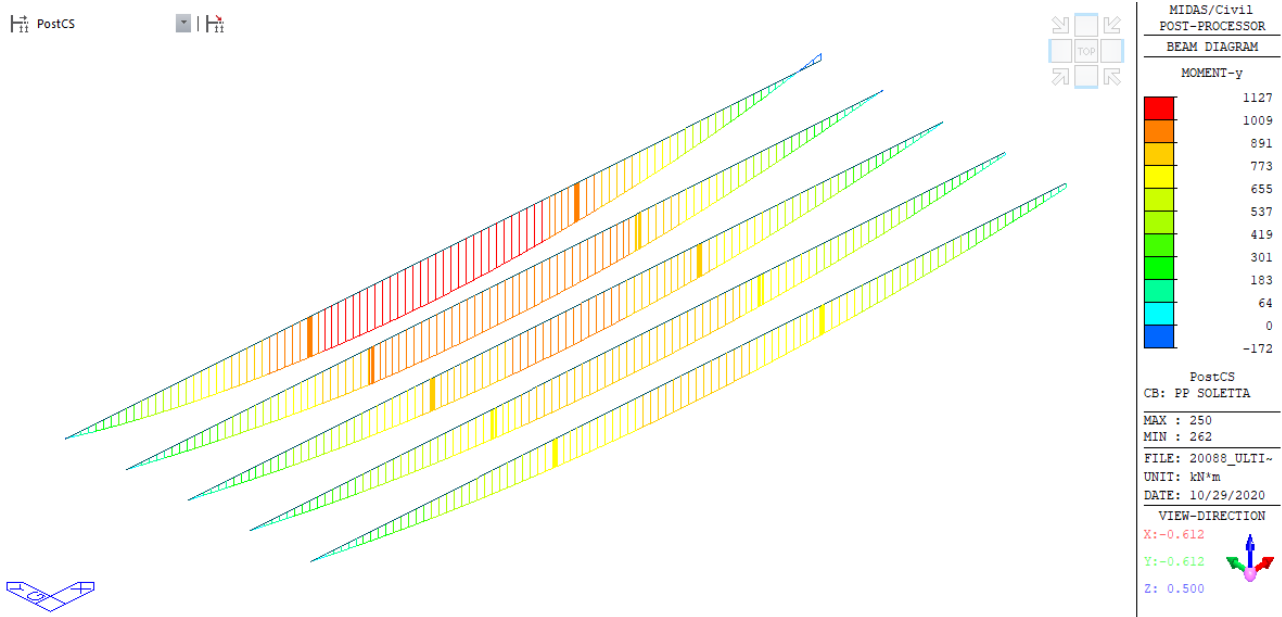


Figura 6-2: Direzione longitudinale – M_y – Peso Proprio Soletta

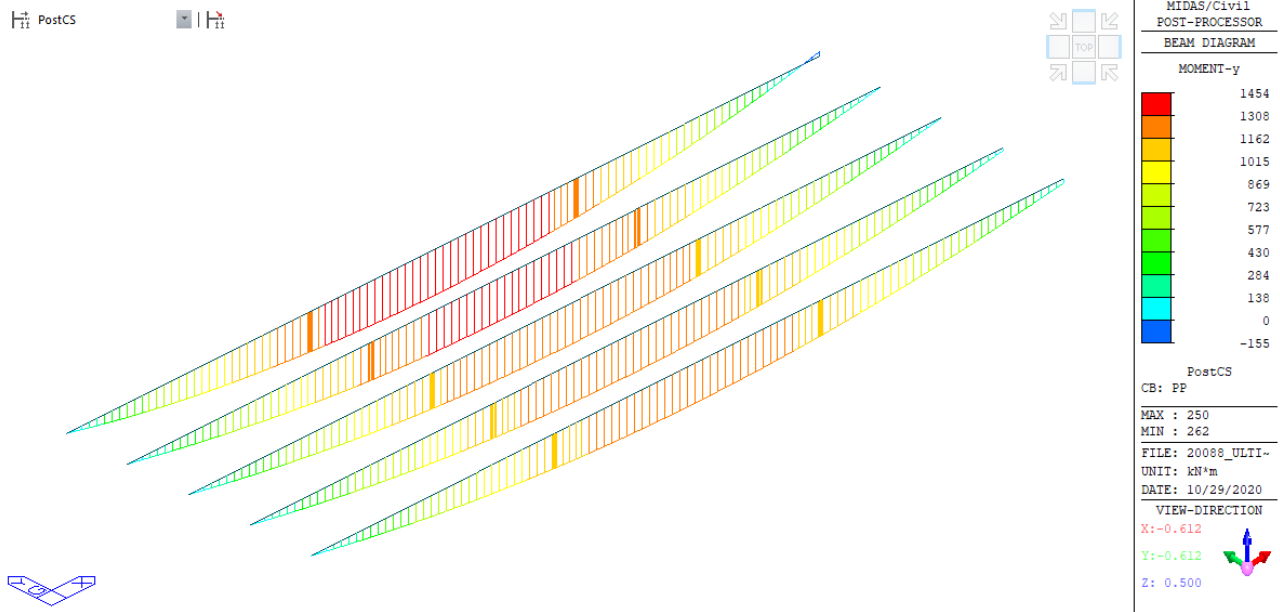


Figura 6-3: Direzione longitudinale – M_y – Peso Proprio Totale

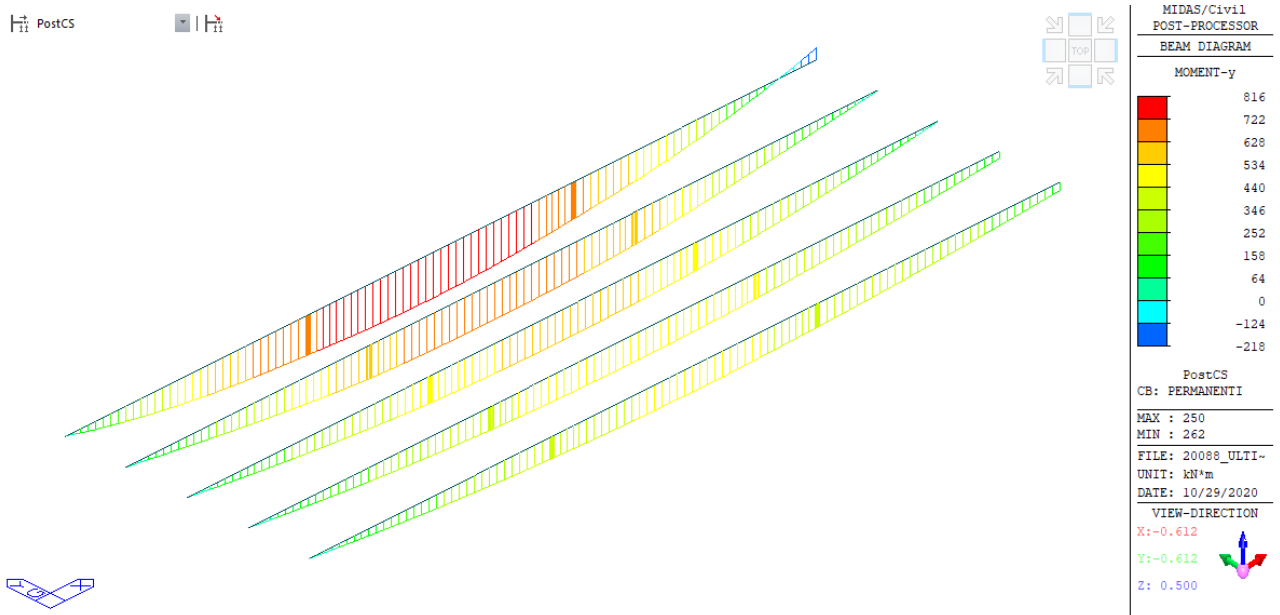


Figura 6-4: Direzione longitudinale – M_y – Permanenti

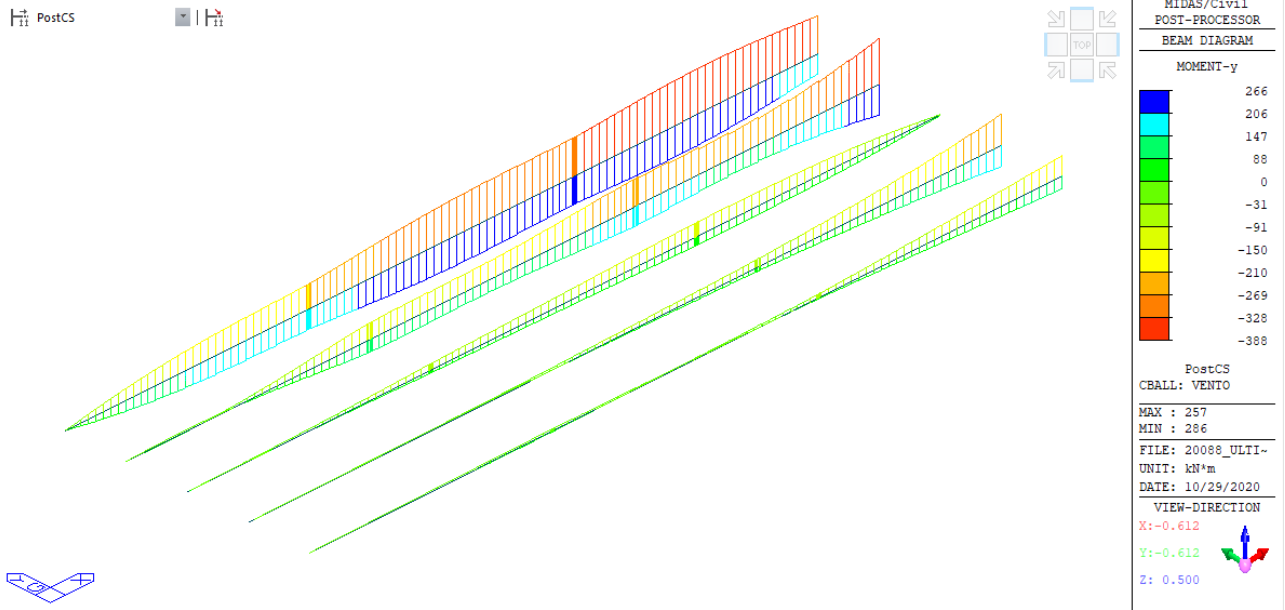


Figura 6-5: Direzione longitudinale – M_y – Vento

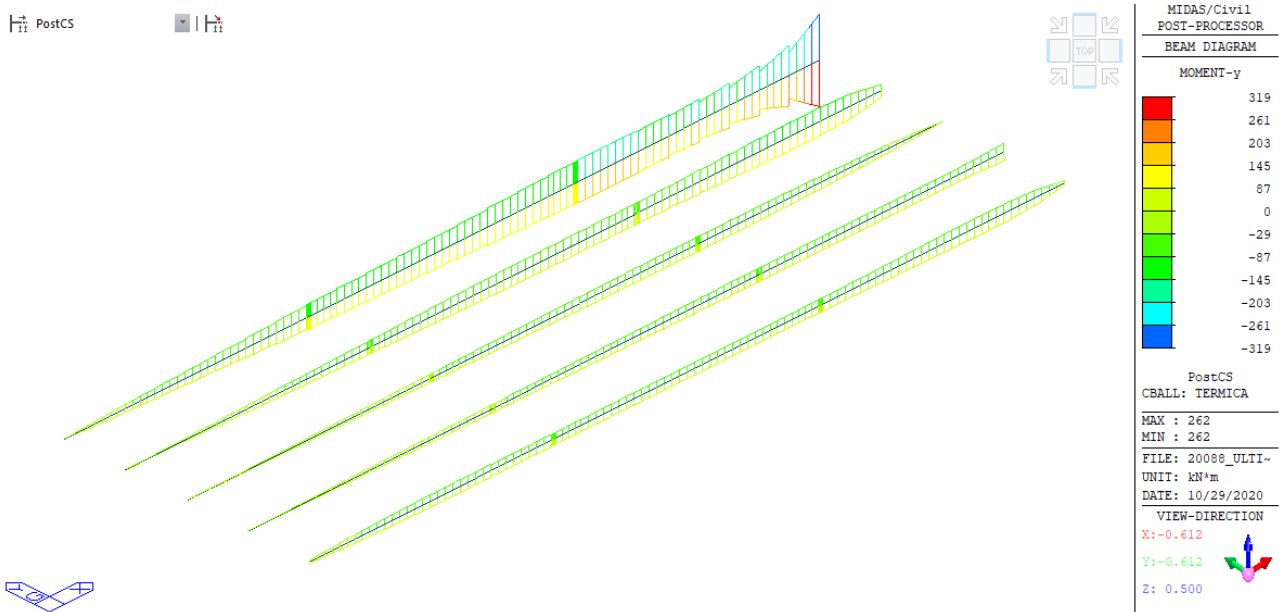


Figura 6-6: Direzione longitudinale – M_y – Temperatura

PostCS



MIDAS/Civil
 POST-PROCESSOR
 BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

2025
1790
1556
1321
1087
852
618
383
149
0
-321
-555

PostCS
 MVAL: CASO 1-NO P-

MAX : 274
 MIN : 358

FILE: 20088 ULTI-
 UNIT: kN*m
 DATE: 10/29/2020

VIEW-DIRECTION
 X: -0.612
 Y: -0.612
 Z: 0.500

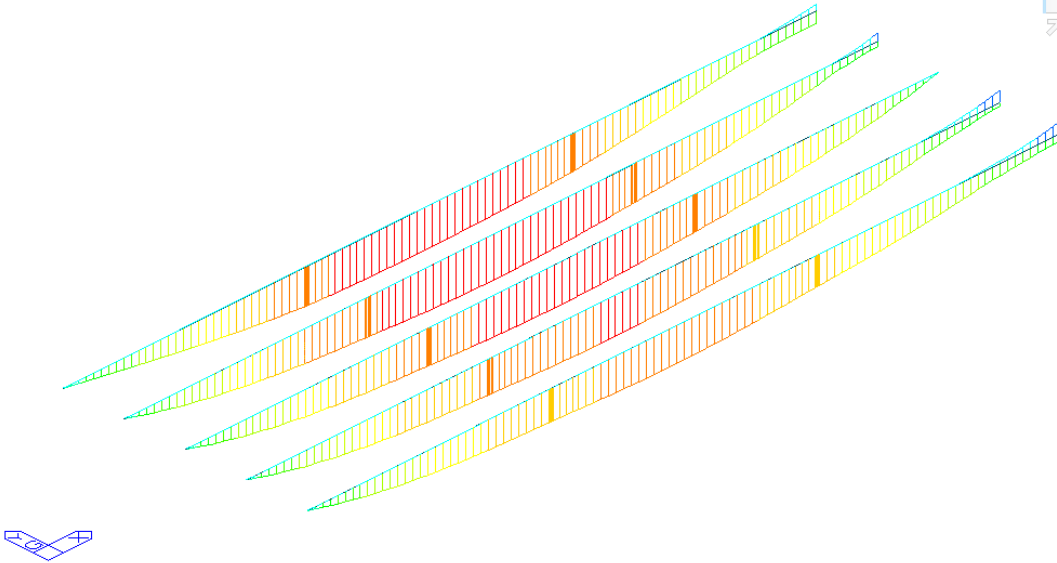


Figura 6-7: Direzione longitudinale – M_y – Traffico

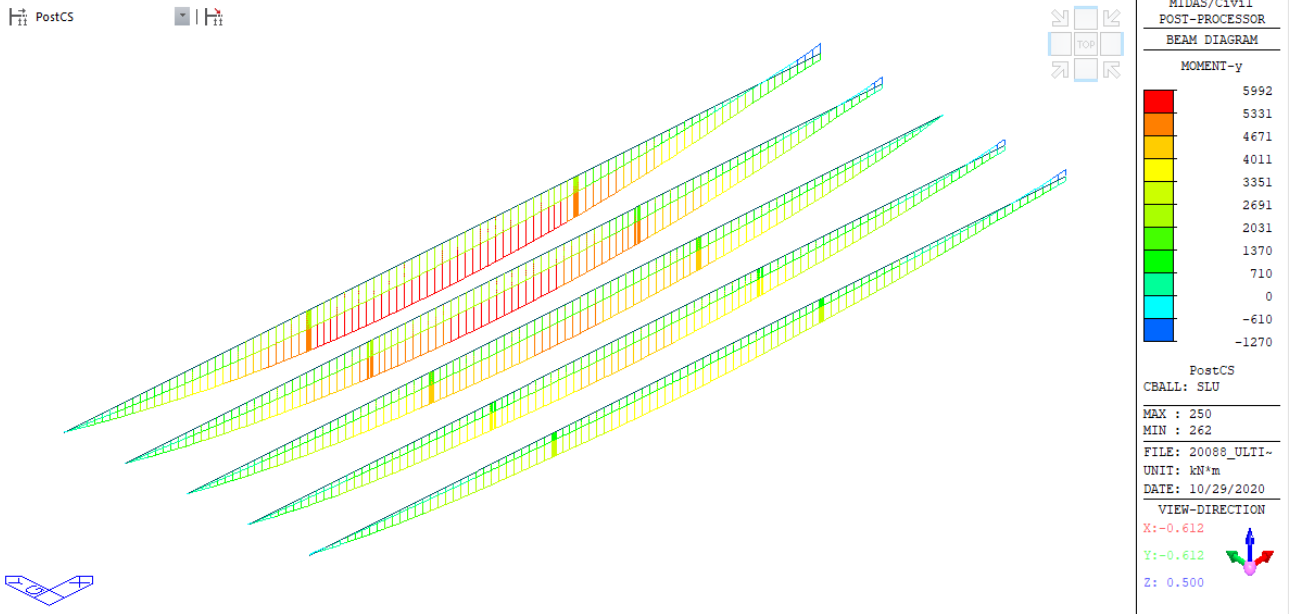


Figura 6-8: Direzione longitudinale – M_y – Combinazione SLU

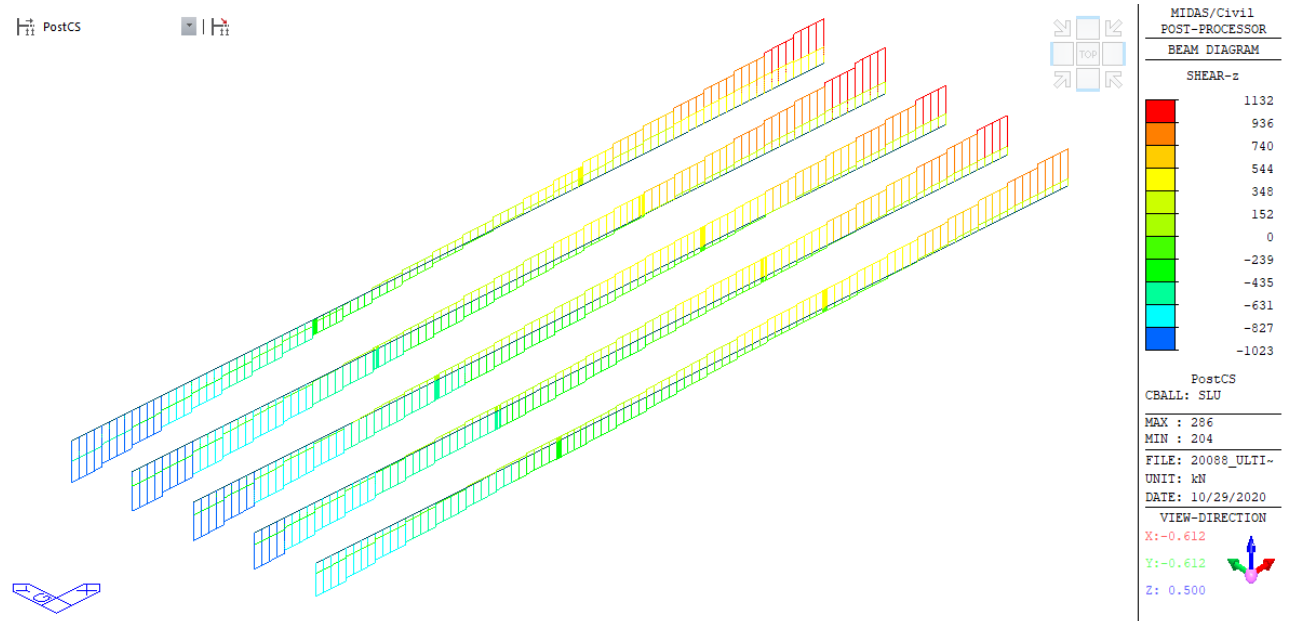


Figura 6-9: Direzione longitudinale – T_z – Combinazione SLU

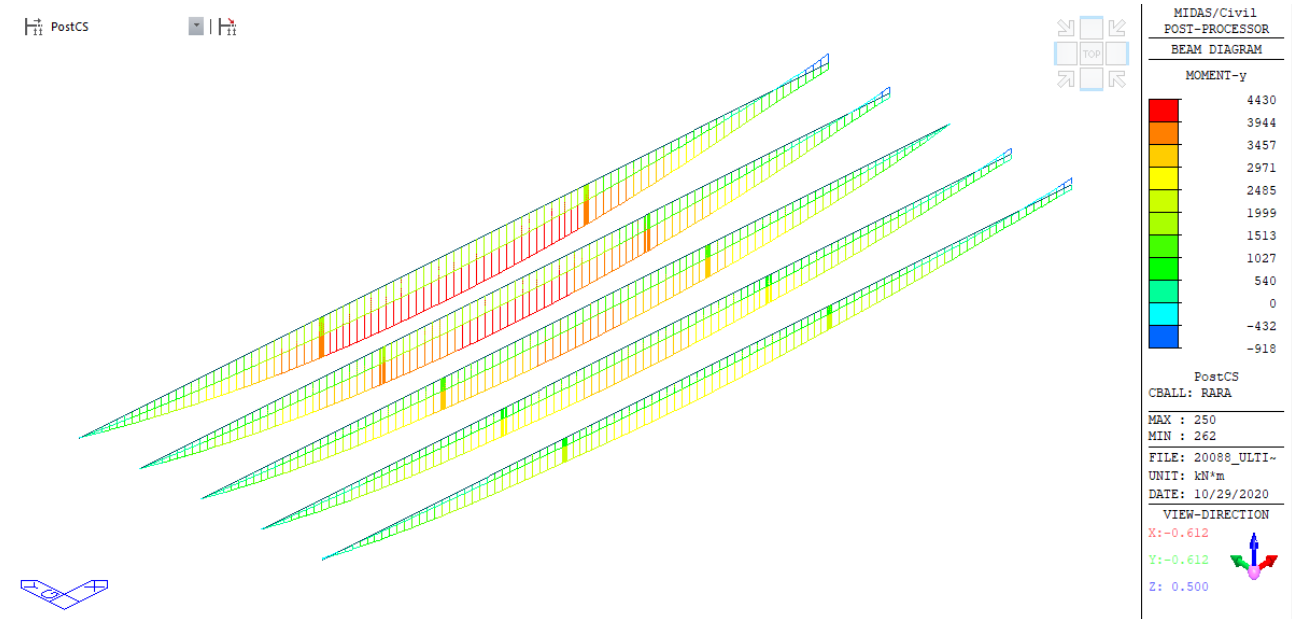


Figura 6-10: Direzione longitudinale – M_y – Combinazione SLE Rara

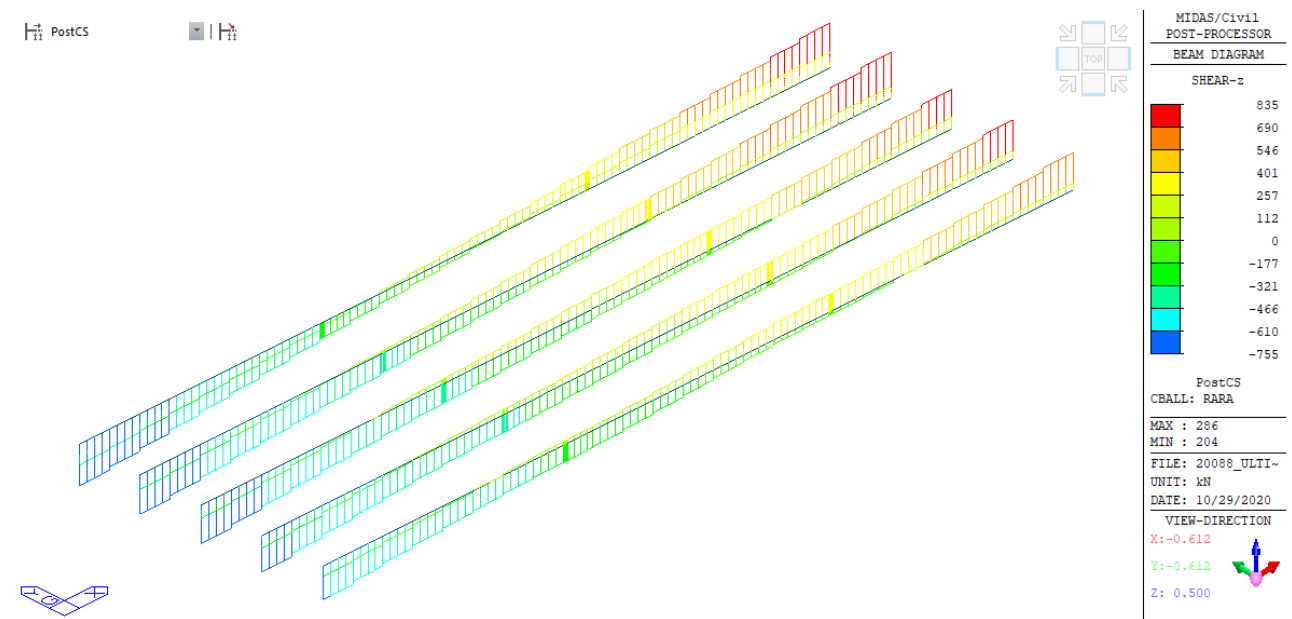


Figura 6-11: Direzione longitudinale – T_z – Combinazione SLE Rara

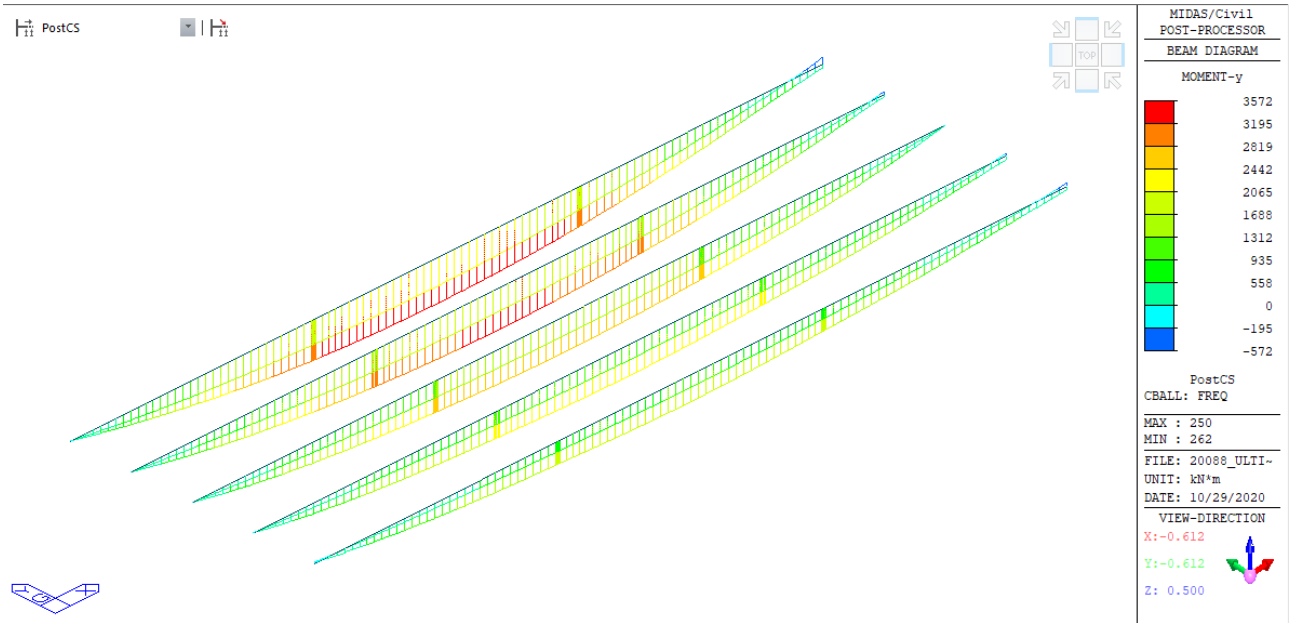


Figura 6-12: Direzione longitudinale – M_y – Combinazione SLE Frequente

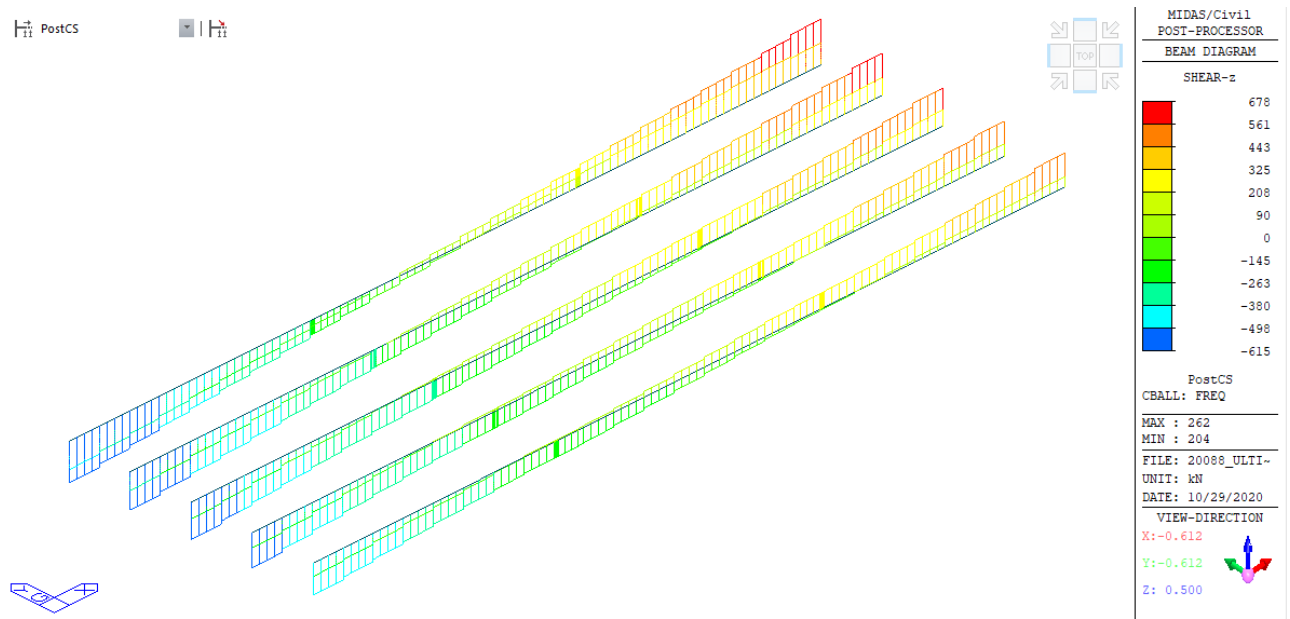


Figura 6-13: Direzione longitudinale – T_z – Combinazione SLE Frequente

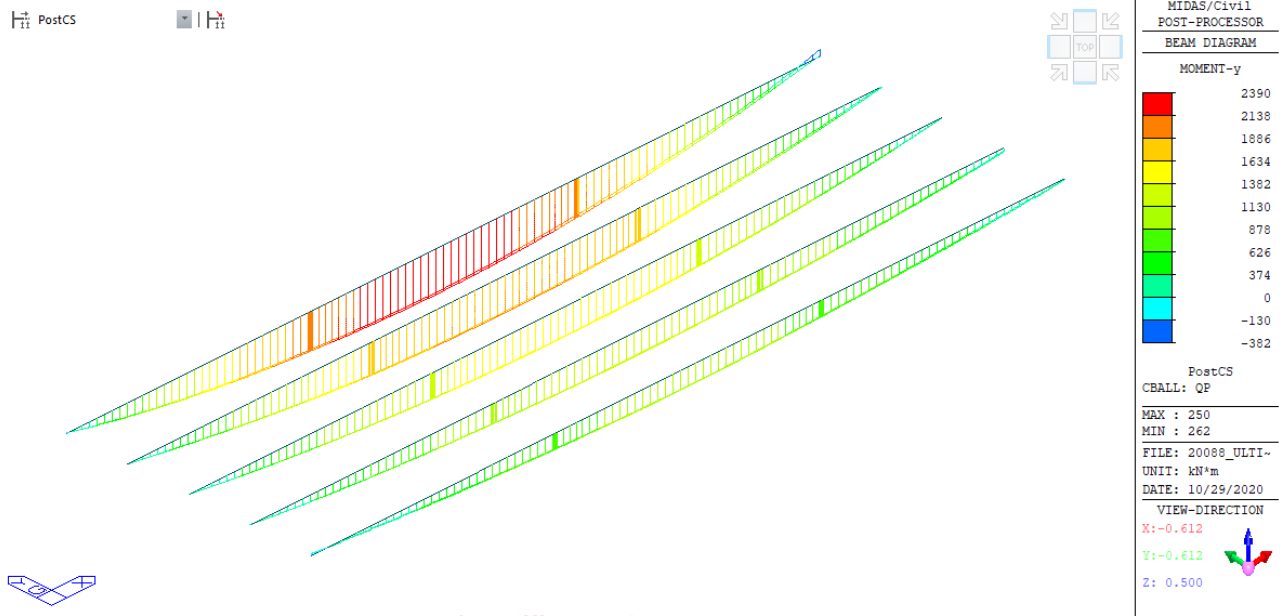


Figura 6-14: Direzione longitudinale – M_y – Combinazione SLE Quasi Permanente

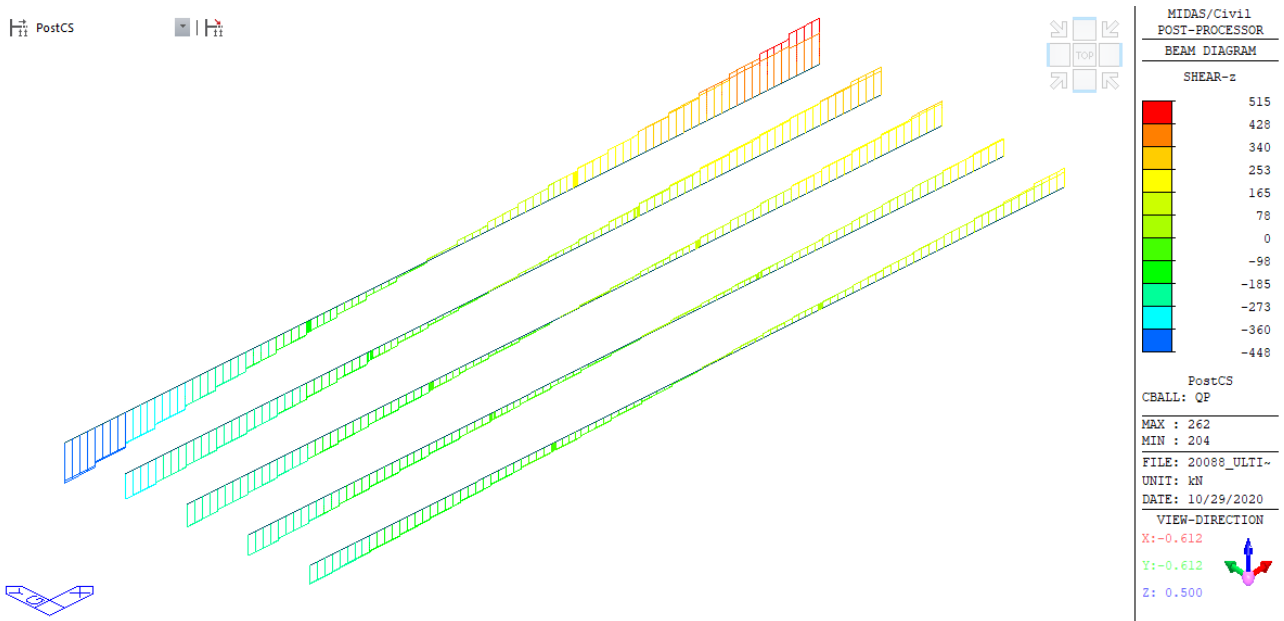


Figura 6-15: Direzione longitudinale – T_z – Combinazione SLE Quasi Permanente

6.2 APPOGGI

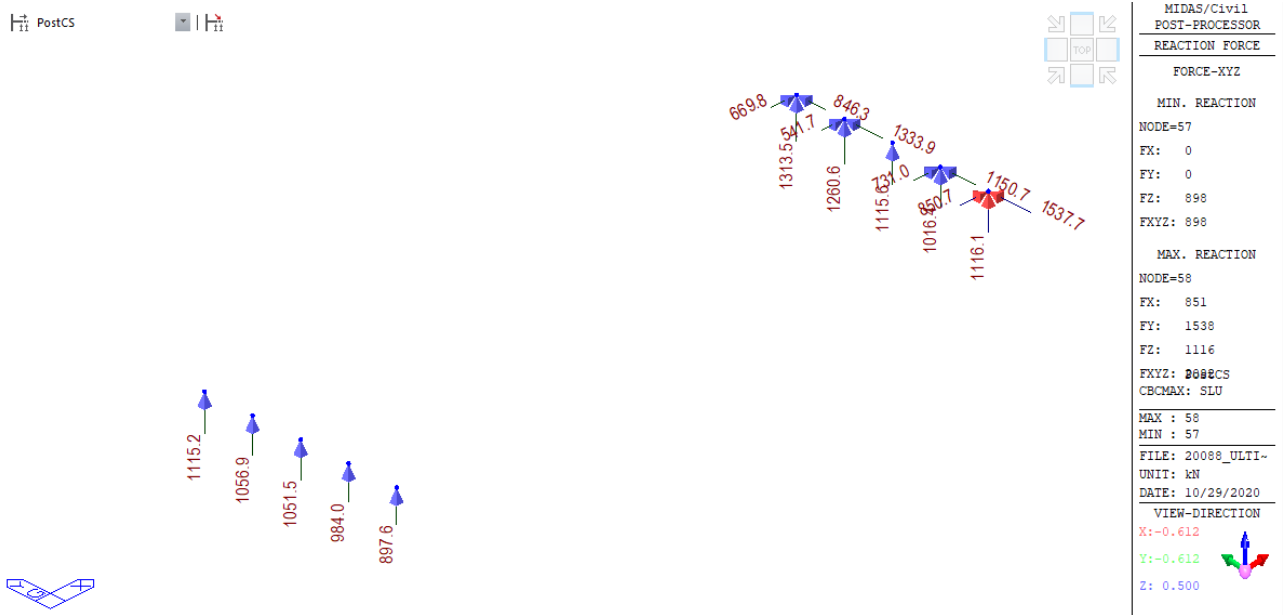


Figura 6-16: Comb.SLU – Azioni appoggi (MAX)

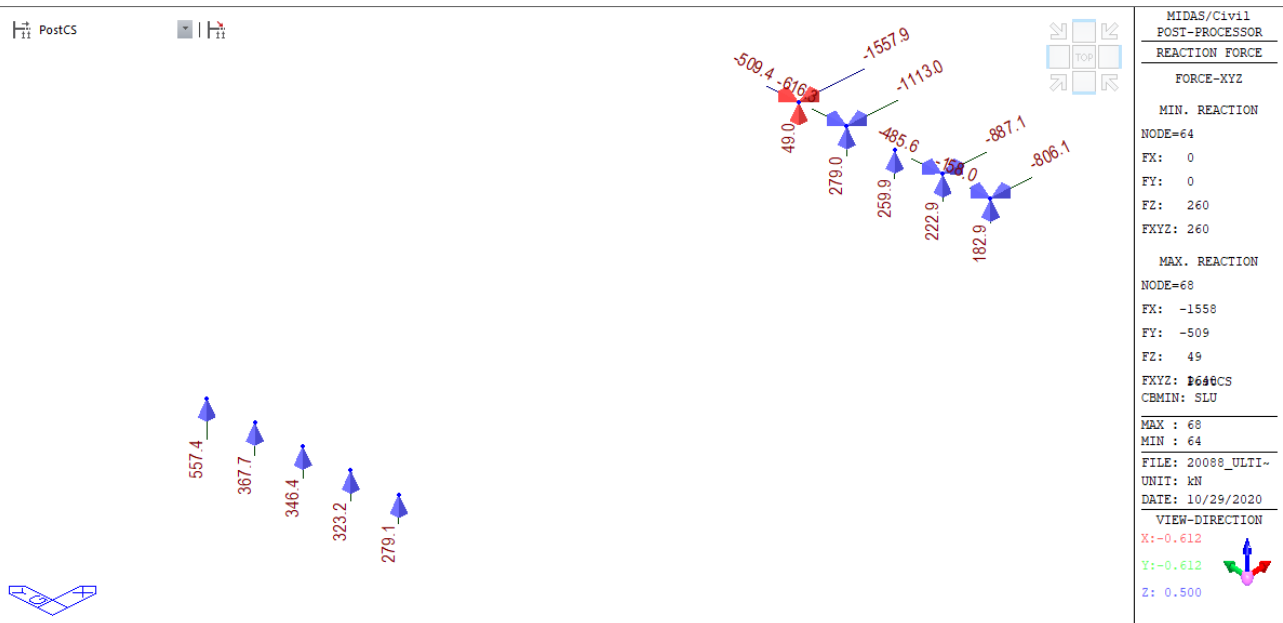


Figura 6-17: Comb.SLU – Azioni appoggi (MIN)

7 VERIFICA DELLE TRAVI PRINCIPALI DELL'AMPLIAMENTO

Le verifiche sono state condotte con il programma di calcolo agli elementi finiti Midas Civil, utilizzato per le analisi.

Per le travi principali, la combinazione di carico più gravosa risulta la **SLU-1**, in quanto le sollecitazioni da traffico sono fattorizzate col massimo valore pari a 1.35.

Nel seguito verranno riportate le verifiche delle travi TR1, TR2, TR3, TR4 e TR5.

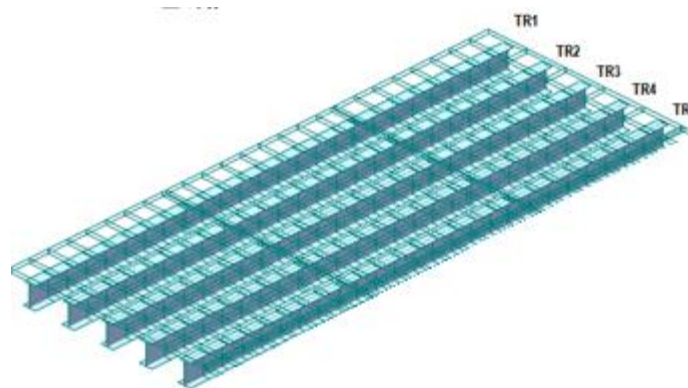


Figura 7-1: Numerazione travi principali

Sfruttando la simmetria, la verifica delle travi principali è stata condotta in corrispondenza dell'appoggio e della mezzeria di ciascuna trave.

La posizione di tali sezioni corrisponde alla posizione degli elementi delle trave esaminate nei quali sono stati riscontrati valori massimi e minimi delle sollecitazioni di calcolo.

Nella figura seguente è possibile individuare la posizione delle sezioni esaminate.

204	250	TR1
205	274	TR2
206	298	TR3
207	322	TR4
208	346	TR5

Figura 7-2: Individuazione sezioni tipologiche

7.1 VERIFICHE SLU E SLE

Si riporta di seguito per le sezioni, di cui sopra, il dettaglio delle verifiche a Stato Limite Ultimo (SLU) e Stato Limite di Esercizio (SLE) condotte mediante il post processore del programma di calcolo agli elementi finiti Midas Civil.

Per tutti i conci di trave è stata considerata, per la soletta, un'armatura longitudinale costituita da $\phi 12/20$.

Le verifiche condotte sono le seguenti:

- Verifica a flessione per momenti flettenti positivi e negativi
- Verifica di resistenza a taglio
- Verifica all'instabilità flesso-torsionale
- Verifica di resistenza a taglio in direzione longitudinale (verifica della piolatura)
- Verifica della piolatura in condizioni di esercizio

Element Number	204
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_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.15

1.2 Material Information

■ Structural steel

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

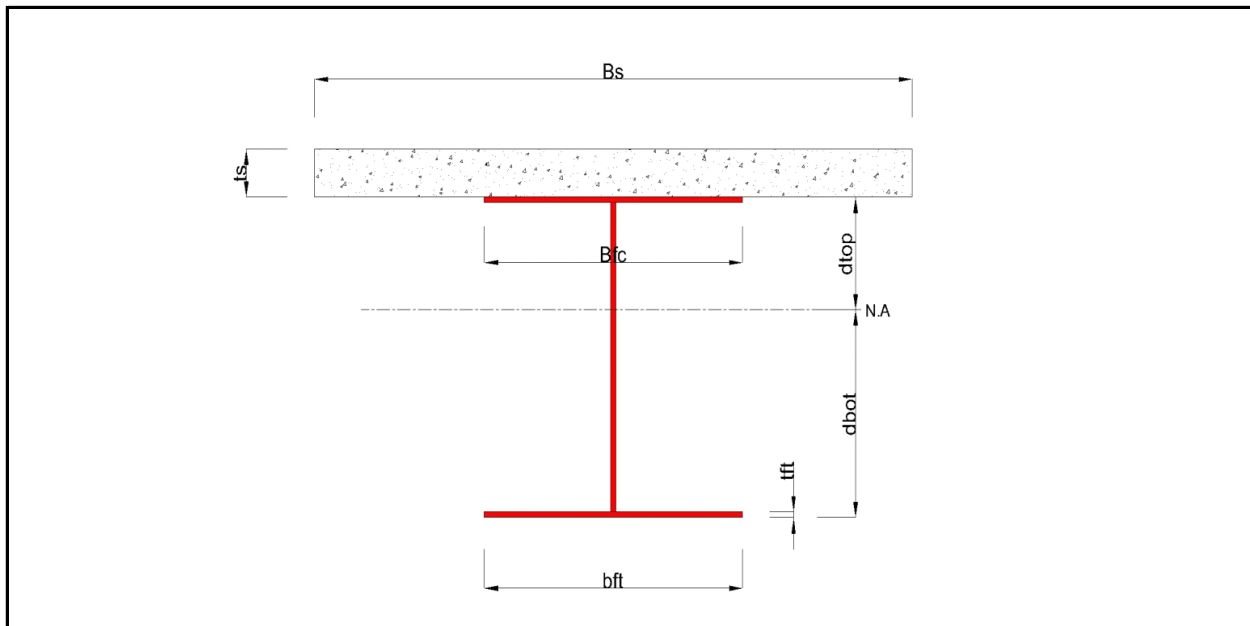
■ Concrete

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

■ Reinforcement

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

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	1950.000	mm	t_c	180.000	mm	H_h	70.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	--------	----

Girder

H_w	920.000	mm	B_1	500.000	mm	B_2	600.000	mm
t_w	16.000	mm	t_{f1}	40.000	mm	t_{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	58720.000	mm ²
$I_{y,a}$	11118938041.780	mm ⁴
$I_{z,a}$	1136980693.333	mm ⁴
$C_{y,a}$	300.000	mm
$C_{z,a}$	467.302	mm

After

$A_{,c}$	115677.311	mm ²
$I_{y,c}$	25145858700.443	mm ⁴
$I_{z,c}$	19185328687.901	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	808.374	mm

Crack

$A_{,c}$	60980.000	mm ²
$I_{y,c}$	12170020571.962	mm ⁴
$I_{z,c}$	1882801050.854	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	492.975	mm

2 Bending Resistance

2.1 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU

$N_{a,Ed}$	0.000	kN
$N_{c,Ed}$	-26.901	kN
$M_{a,Ed}$	0.000	kN · m
$M_{c,Ed}$	-58.980	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	-7.937	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	1.698	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	11.969	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	2.335	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	-14.774	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-3.149	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	9.113	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-2.512	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	467.025	mm	σ_1	1.822	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-452.975	mm	σ_2	-2.636	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 456.740 mm

N_{slab} = 0.000 kN

$N_{rebar,t}$ = 884.348 kN (Upper side of PNA)

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

$N_{g,top}$ = 9484.302 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 10368.650 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 8858.773 kN · m

M_{Rd} = $M_{pl,Rd}$ = 8858.773 kN · m

M_{Rd} = 8858.773 kN · m > M_{Ed} = -58.980 kN · m ...OK

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU

N_{Ed} = -26.901 kN

$M_{a,Ed}$ = 0.000 kN · m

$M_{c,Ed}$ = -58.980 kN · m

$V_{Ed,a}$ = -273.451 kN

$V_{Ed,c}$ = -749.530 kN

V_{Ed} = -1022.981 kN

M_{Ed} = max($M_{Ed,t}$, $M_{Ed,b}$) = 58.980 kN · m

$M_{Ed,t}$ = 58.980 kN · m

$M_{Ed,b}$ = 58.980 kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	-7.937	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	1.698	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	11.969	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	2.335	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	-14.774	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-3.149	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	9.113	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-2.512	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	467.025	mm	σ_1	1.822	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-452.975	mm	σ_2	-2.636	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 456.740 mm

$N_{slab} = 0.000$ kN
 $N_{rebar,t} = 884.348$ kN (Upper side of PNA)
 $N_{rebar,b} = 0.000$ kN (Lower side of PNA)
 $N_{g,top} = 9484.302$ kN (Upper side of PNA)
 $N_{g,bot} = 10368.650$ kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 8858.773$ kN · m

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon) = 0.818$

$X_w = 0.83 / \lambda_w = 1.015 \quad 0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$

$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2783.086$ kN

$V_{Rd} = 2783.086$ kN

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -1022.981$ kN

$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.368 \leq 1.0$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd0} = 7508.676$ kN · m

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

Reduction factor for $N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} = 0.998$

$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 7495.098$ 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, $M_{f,Rd} = 7495.098$ kN · m

$M_{Ed} = 58.980$ 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

$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.368 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= -26.901 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= -58.980 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_1 &= -1022.981 \text{ kN} \\ V_2 &= -1017.111 \text{ kN} \\ M_1 &= -58.980 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_2 &= 458.376 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{pl,Rd} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 6595.589 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

$$\begin{aligned} L &= 0.962 \text{ m} \\ c &= C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000 \\ \mu &= V_2 / V_1 = 0.994 \\ \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 1.003 \\ m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.881 \\ m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.881 \\ m &= \text{Min}(m_1, m_2) = 1.881 \\ \alpha_{LT} &= 0.490 \\ \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{(f_y / E_m)} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A))} = 0.056 \\ \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.466 \\ X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$\begin{aligned} X_{LT,N} &= 1.000 \\ N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 20617.048 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.007962569$$

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU

$$\begin{aligned} N_{c,el} &= 0.000 \text{ kN} \\ N_{c,f} &= 0.000 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= -58.980 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{Ed} &= -749.530 \text{ kN} \\ M_{pl,Rd} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 6595.589 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_v = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

where, $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$ for $h_{sc}/d > 4$

Num. = 2

$d = 22.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 175.000 \text{ mm}$

Space = 100.000 mm

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / l) = 633.901 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 2189.564 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

8 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : Rara

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 82.109 \text{ kN}$$

where, $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$ for $h_{sc}/d > 4$

Num. = 2

$d = 22.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 175.000 \text{ mm}$

Space = 100.000 mm

$k_s = 0.750$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / l) = 466.873 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

Element Number	205
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_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.15

1.2 Material Information

■ Structural steel

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

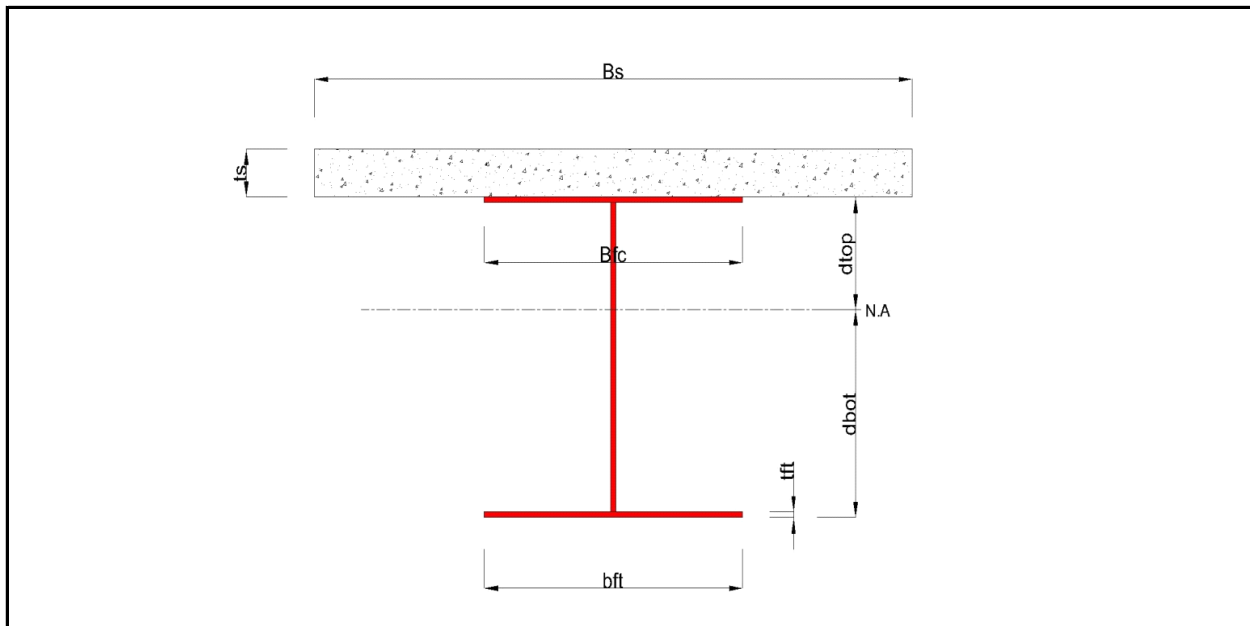
■ Concrete

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

■ Reinforcement

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

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	1950.000	mm	t_c	180.000	mm	H_h	70.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	--------	----

Girder

H_w	920.000	mm	B_1	500.000	mm	B_2	600.000	mm
t_w	16.000	mm	t_{f1}	40.000	mm	t_{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	58720.000	mm ²
$I_{y,a}$	11118938041.780	mm ⁴
$I_{z,a}$	1136980693.333	mm ⁴
$C_{y,a}$	300.000	mm
$C_{z,a}$	467.302	mm

After

$A_{,c}$	115677.311	mm ²
$I_{y,c}$	25145858700.443	mm ⁴
$I_{z,c}$	19185328687.901	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	808.374	mm

Crack

$A_{,c}$	60980.000	mm ²
$I_{y,c}$	12170020571.962	mm ⁴
$I_{z,c}$	1882801050.854	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	492.975	mm

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU

$N_{a,Ed}$	0.000	kN
$N_{c,Ed}$	15.526	kN
$M_{a,Ed}$	0.000	kN · m
$M_{c,Ed}$	20.126	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	0.303	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-0.009	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-0.342	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-0.029	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	1.168	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	0.792	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	0.394	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	0.771	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	151.626	mm	σ_1	0.013	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-768.374	mm	σ_2	0.749	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 961.870 mm

N_{slab} = 6961.500 kN

$N_{g,top}$ = 6445.726 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 13407.226 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

x_{pl} = 288.130 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

here, β = 1.000

M_{Rd} = 11443.686 kN · m > M_{Ed} = 20.126 kN · m ...OK

2 Bending Resistance

2.2 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU

$N_{a,Ed}$	0.000	kN
$N_{c,Ed}$	-41.302	kN
$M_{a,Ed}$	0.000	kN · m
$M_{c,Ed}$	-7.198	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	-3.950	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	-0.492	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	3.195	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	-0.263	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	-5.256	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-1.083	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	3.318	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-0.855	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	467.025	mm	σ_1	-0.401	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-452.975	mm	σ_2	-0.945	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 456.740 mm

$$\begin{aligned}
 N_{\text{slab}} &= 0.000 \text{ kN} \\
 N_{\text{rebar,t}} &= 884.348 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{\text{rebar,b}} &= 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA}) \\
 N_{\text{g,top}} &= 9484.302 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{\text{g,bot}} &= 10368.650 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{pl,Rd}} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{Rd}} &= M_{\text{pl,Rd}} = 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$M_{\text{Rd}} = 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{\text{Ed}} = -7.198 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU

$$\begin{aligned}
 N_{\text{Ed}} &= -41.302 \text{ kN} \\
 M_{\text{a,Ed}} &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{c,Ed}} &= -7.198 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 V_{\text{Ed,a}} &= -275.631 \text{ kN} \\
 V_{\text{Ed,c}} &= -698.030 \text{ kN} \\
 V_{\text{Ed}} &= -973.661 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{Ed}} &= \max(M_{\text{Ed,t}}, M_{\text{Ed,b}}) = 7.198 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{Ed,t}} &= 7.198 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{Ed,b}} &= 7.198 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-250.000	mm	z ₁	507.025	mm	σ ₁	-3.950	MPa
	y ₂	-8.000	mm	z ₂	507.025	mm	σ ₂	-0.492	MPa
Right	y ₁	250.000	mm	z ₁	507.025	mm	σ ₁	3.195	MPa
	y ₂	8.000	mm	z ₂	507.025	mm	σ ₂	-0.263	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-300.000	mm	z ₁	-492.975	mm	σ ₁	-5.256	MPa
	y ₂	-8.000	mm	z ₂	-492.975	mm	σ ₂	-1.083	MPa
Right	y ₁	300.000	mm	z ₁	-492.975	mm	σ ₁	3.318	MPa
	y ₂	8.000	mm	z ₂	-492.975	mm	σ ₂	-0.855	MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	z ₁	467.025	mm	σ ₁	-0.401	MPa
	y ₂	0.000	mm	z ₂	-452.975	mm	σ ₂	-0.945	MPa

■ Classification of sections

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

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$
Plastic NA = 456.740 mm

N_{slab} = 0.000 kN
 $N_{rebar,t}$ = 884.348 kN (Upper side of PNA)
 $N_{rebar,b}$ = 0.000 kN (Lower side of PNA)
 $N_{g,top}$ = 9484.302 kN (Upper side of PNA)
 $N_{g,bot}$ = 10368.650 kN (Lower side of PNA)
 $M_{pl,Rd}$ = 8858.773 kN · m

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon) = 0.818$

$X_w = 0.83 / \lambda_w = 1.015 \quad 0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$

$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2783.086 \text{ kN}$

$V_{Rd} = 2783.086 \text{ kN}$

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -973.661 \text{ kN}$

$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.350 \leq 1.0$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd0} = 7508.676 \text{ kN} \cdot \text{m}$

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

Reduction factor for $N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} = 0.997$

$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 7487.829 \text{ kN} \cdot \text{m}$

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

where, $M_{f,Rd} = 7487.829 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Ed} = 7.198 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (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

$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.350 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU

$N_{Ed} = -41.302 \text{ kN}$

$M_{Ed} = -7.198 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$V_1 = -973.661 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} V_2 &= -967.791 \text{ kN} \\ M_1 &= -7.198 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_2 &= 366.780 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{pl,Rd} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 6595.589 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

$$\begin{aligned} L &= 0.962 \text{ m} \\ c &= C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000 \\ \mu &= V_2 / V_1 = 0.994 \\ \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 1.003 \\ m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.881 \\ m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.881 \\ m &= \text{Min}(m_1, m_2) = 1.881 \\ \alpha_{LT} &= 0.490 \\ \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{f_y / E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A))} = 0.056 \\ \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.466 \\ X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$\begin{aligned} X_{LT,N} &= 1.000 \\ N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 20617.048 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.002815839$$

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU

$$\begin{aligned} N_{c,el} &= 0.000 \text{ kN} \\ N_{c,f} &= 0.000 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= -7.198 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{Ed} &= -698.030 \text{ kN} \\ M_{pl,Rd} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 6595.589 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\ \alpha &= 1 && \text{for } h_{sc}/d > 4 \\ \text{Num.} &= 2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= 22.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 175.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 100.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 590.346 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 2189.564 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

8 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : Rara

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,ser} &= k_s \cdot P_{Rd} = 82.109 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\ \alpha &= 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4 \\ \text{Num.} &= 2 \\ d &= 22.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 175.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 100.000 \text{ mm} \\ k_s &= 0.750 \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 437.239 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

Element Number	206
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_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.15

1.2 Material Information

■ Structural steel

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

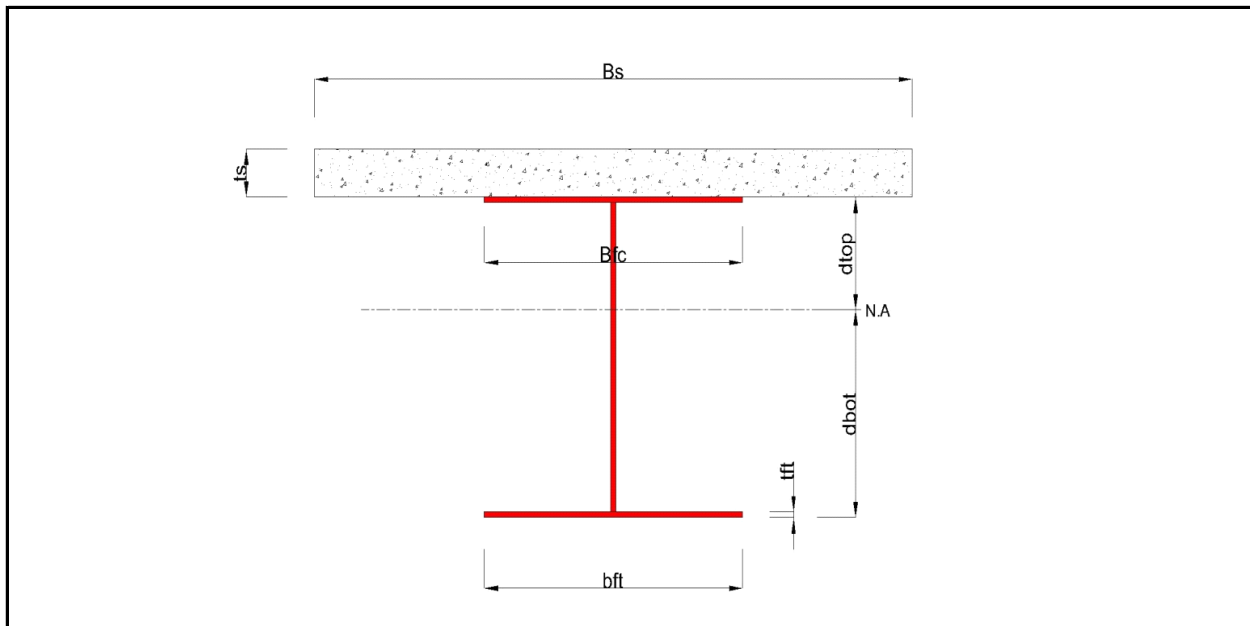
■ Concrete

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

■ Reinforcement

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

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	1950.000	mm	t_c	180.000	mm	H_h	70.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	--------	----

Girder

H_w	920.000	mm	B_1	500.000	mm	B_2	600.000	mm
t_w	16.000	mm	t_{f1}	40.000	mm	t_{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	58720.000	mm ²
$I_{y,a}$	11118938041.780	mm ⁴
$I_{z,a}$	1136980693.333	mm ⁴
$C_{y,a}$	300.000	mm
$C_{z,a}$	467.302	mm

After

$A_{,c}$	115677.311	mm ²
$I_{y,c}$	25145858700.443	mm ⁴
$I_{z,c}$	19185328687.901	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	808.374	mm

Crack

$A_{,c}$	60980.000	mm ²
$I_{y,c}$	12170020571.962	mm ⁴
$I_{z,c}$	1882801050.854	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	492.975	mm

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU

$N_{a,Ed}$	0.000	kN
$N_{c,Ed}$	28.498	kN
$M_{a,Ed}$	0.000	kN · m
$M_{c,Ed}$	3.806	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	0.914	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	0.240	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-0.479	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	0.195	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	1.205	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	0.391	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	-0.467	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	0.346	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	151.626	mm	σ_1	0.223	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-768.374	mm	σ_2	0.363	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 961.870 mm

N_{slab} = 6961.500 kN

$N_{g,top}$ = 6445.726 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 13407.226 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

x_{pl} = 288.130 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

here, β = 1.000

M_{Rd} = 11443.686 kN · m > M_{Ed} = 3.806 kN · m ...OK

2 Bending Resistance

2.2 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU

$N_{a,Ed}$	0.000	kN
$N_{c,Ed}$	-5.284	kN
$M_{a,Ed}$	0.000	kN · m
$M_{c,Ed}$	-20.137	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	-8.588	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	0.453	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	10.092	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	1.051	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	-12.111	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-1.201	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	10.306	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-0.603	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	467.025	mm	σ_1	0.686	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-452.975	mm	σ_2	-0.836	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	2
Section	2

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

Plastic NA = 456.740 mm

$$\begin{aligned}
 N_{\text{slab}} &= 0.000 \text{ kN} \\
 N_{\text{rebar,t}} &= 884.348 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{\text{rebar,b}} &= 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA}) \\
 N_{\text{g,top}} &= 9484.302 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{\text{g,bot}} &= 10368.650 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{pl,Rd}} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{Rd}} &= M_{\text{pl,Rd}} = 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$M_{\text{Rd}} = 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{\text{Ed}} = -20.137 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU

$$\begin{aligned}
 N_{\text{Ed}} &= -5.284 \text{ kN} \\
 M_{\text{a,Ed}} &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{c,Ed}} &= -20.137 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 V_{\text{Ed,a}} &= -275.631 \text{ kN} \\
 V_{\text{Ed,c}} &= -667.887 \text{ kN} \\
 V_{\text{Ed}} &= -943.518 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{Ed}} &= \max(M_{\text{Ed,t}}, M_{\text{Ed,b}}) = 20.137 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{Ed,t}} &= 20.137 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{Ed,b}} &= 20.137 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-250.000	mm	z ₁	507.025	mm	σ ₁	-8.588	MPa
	y ₂	-8.000	mm	z ₂	507.025	mm	σ ₂	0.453	MPa
Right	y ₁	250.000	mm	z ₁	507.025	mm	σ ₁	10.092	MPa
	y ₂	8.000	mm	z ₂	507.025	mm	σ ₂	1.051	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-300.000	mm	z ₁	-492.975	mm	σ ₁	-12.111	MPa
	y ₂	-8.000	mm	z ₂	-492.975	mm	σ ₂	-1.201	MPa
Right	y ₁	300.000	mm	z ₁	-492.975	mm	σ ₁	10.306	MPa
	y ₂	8.000	mm	z ₂	-492.975	mm	σ ₂	-0.603	MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	z ₁	467.025	mm	σ ₁	0.686	MPa
	y ₂	0.000	mm	z ₂	-452.975	mm	σ ₂	-0.836	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	2
Section	2

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$
Plastic NA = 456.740 mm

N_{slab} = 0.000 kN
 $N_{rebar,t}$ = 884.348 kN (Upper side of PNA)
 $N_{rebar,b}$ = 0.000 kN (Lower side of PNA)
 $N_{g,top}$ = 9484.302 kN (Upper side of PNA)
 $N_{g,bot}$ = 10368.650 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 8858.773 kN · m

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon) = 0.818$

$X_w = 0.83 / \lambda_w = 1.015 \quad 0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$

$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2783.086 \text{ kN}$

$V_{Rd} = 2783.086 \text{ kN}$

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -943.518 \text{ kN}$

$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.339 \leq 1.0$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd0} = 7508.676 \text{ kN} \cdot \text{m}$

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

Reduction factor for $N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} = 1.000$

$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 7506.009 \text{ kN} \cdot \text{m}$

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

where, $M_{f,Rd} = 7506.009 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Ed} = 20.137 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (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

$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.339 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU

$N_{Ed} = -5.284 \text{ kN}$

$M_{Ed} = -20.137 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$V_1 = -943.518 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} V_2 &= -937.648 \text{ kN} \\ M_1 &= -20.137 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_2 &= 319.021 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{pl,Rd} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 6595.589 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

$$\begin{aligned} L &= 0.962 \text{ m} \\ c &= C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000 \\ \mu &= V_2 / V_1 = 0.994 \\ \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 1.003 \\ m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.881 \\ m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.881 \\ m &= \text{Min}(m_1, m_2) = 1.881 \\ \alpha_{LT} &= 0.490 \\ \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{f_y / E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A))} = 0.056 \\ \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.466 \\ X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$\begin{aligned} X_{LT,N} &= 1.000 \\ N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 20617.048 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.002529357$$

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU

$$\begin{aligned} N_{c,el} &= 0.000 \text{ kN} \\ N_{c,f} &= 0.000 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= -20.137 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{Ed} &= -667.887 \text{ kN} \\ M_{pl,Rd} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 6595.589 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\ \alpha &= 1 && \text{for } h_{sc}/d > 4 \\ \text{Num.} &= 2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= 22.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 175.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 100.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 564.853 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 2189.564 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

8 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : Rara

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,ser} &= k_s \cdot P_{Rd} = 82.109 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\ \alpha &= 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4 \\ \text{Num.} &= 2 \\ d &= 22.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 175.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 100.000 \text{ mm} \\ k_s &= 0.750 \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 419.830 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

Element Number	207
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_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.15

1.2 Material Information

■ Structural steel

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

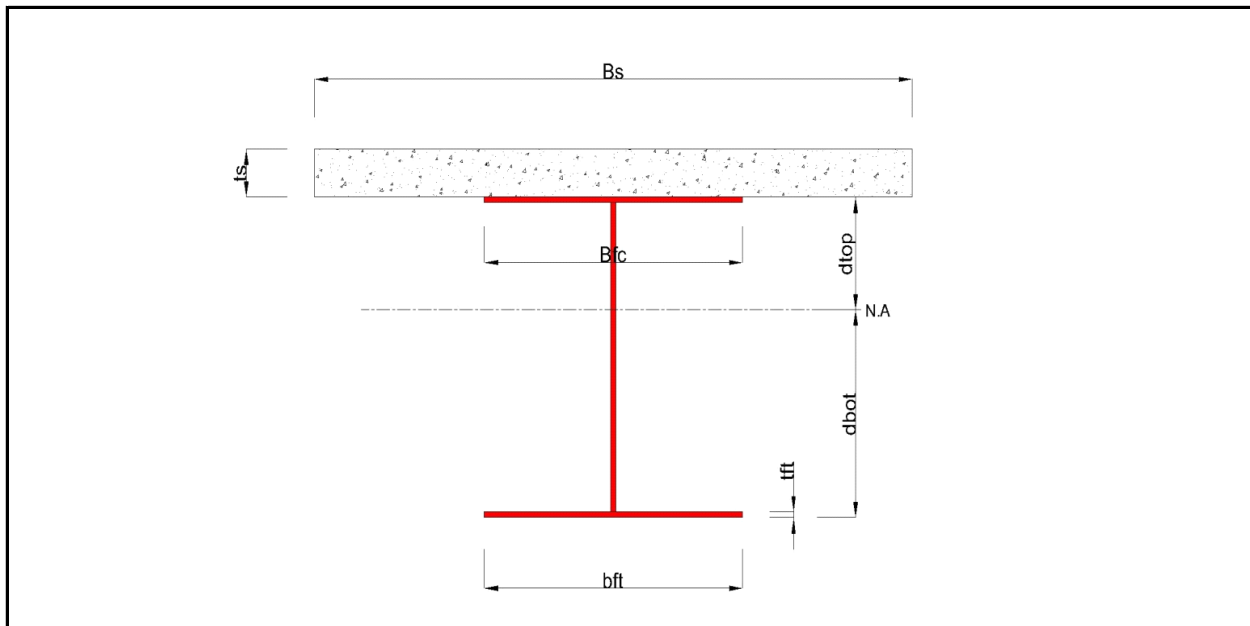
■ Concrete

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

■ Reinforcement

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

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	1950.000	mm	t_c	180.000	mm	H_h	70.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	--------	----

Girder

H_w	920.000	mm	B_1	500.000	mm	B_2	600.000	mm
t_w	16.000	mm	t_{f1}	40.000	mm	t_{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	58720.000	mm ²
$I_{y,a}$	11118938041.780	mm ⁴
$I_{z,a}$	1136980693.333	mm ⁴
$C_{y,a}$	300.000	mm
$C_{z,a}$	467.302	mm

After

$A_{,c}$	115677.311	mm ²
$I_{y,c}$	25145858700.443	mm ⁴
$I_{z,c}$	19185328687.901	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	808.374	mm

Crack

$A_{,c}$	60980.000	mm ²
$I_{y,c}$	12170020571.962	mm ⁴
$I_{z,c}$	1882801050.854	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	492.975	mm

2 Bending Resistance

2.1 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU

$N_{a,Ed}$	0.000	kN
$N_{c,Ed}$	28.701	kN
$M_{a,Ed}$	0.000	kN · m
$M_{c,Ed}$	-42.493	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	0.565	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	2.187	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	3.917	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	2.295	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	-3.262	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-1.304	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	0.761	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-1.197	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	467.025	mm	σ_1	2.101	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-452.975	mm	σ_2	-1.111	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 456.740 mm

$N_{slab} = 0.000$ kN

$N_{rebar,t} = 884.348$ kN (Upper side of PNA)

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

$N_{g,top} = 9484.302$ kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot} = 10368.650$ kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 8858.773$ kN · m

$M_{Rd} = M_{pl,Rd} = 8858.773$ kN · m

$M_{Rd} = 8858.773$ kN · m > $M_{Ed} = -42.493$ kN · m ...OK

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU

$N_{Ed} = 28.701$ kN

$M_{a,Ed} = 0.000$ kN · m

$M_{c,Ed} = -42.493$ kN · m

$V_{Ed,a} = -275.631$ kN

$V_{Ed,c} = -615.379$ kN

$V_{Ed} = -891.011$ kN

$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 42.493$ kN · m

$M_{Ed,t} = 42.493$ kN · m

$M_{Ed,b} = 42.493$ kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	0.565	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	2.187	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	3.917	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	2.295	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	-3.262	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-1.304	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	0.761	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-1.197	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	467.025	mm	σ_1	2.101	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-452.975	mm	σ_2	-1.111	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 456.740 mm

$N_{slab} = 0.000$ kN

$N_{rebar,t} = 884.348$ kN (Upper side of PNA)

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

$N_{g,top} = 9484.302$ kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot} = 10368.650$ kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 8858.773$ kN · m

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon) = 0.818$

$X_w = 0.83 / \lambda_w = 1.015 \quad 0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$

$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2783.086$ kN

$V_{Rd} = 2783.086$ kN

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -891.011$ kN

$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.320 \leq 1.0$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd} = 7508.676$ kN · m

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

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

where, $M_{f,Rd} = 7508.676$ kN · m

$M_{Ed} = 42.493$ 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

$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.320 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 28.701 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= -42.493 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_1 &= -891.011 \text{ kN} \\ V_2 &= -885.140 \text{ kN} \\ M_1 &= -42.493 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_2 &= 267.496 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{pl,Rd} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 6595.589 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

$$\begin{aligned} L &= 0.962 \text{ m} \\ c &= C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000 \\ \mu &= V_2 / V_1 = 0.993 \\ \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 1.003 \\ m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.881 \\ m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.881 \\ m &= \text{Min}(m_1, m_2) = 1.881 \\ \alpha_{LT} &= 0.490 \\ \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{f_y / E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A = 0.056 \\ \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.466 \\ X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$\begin{aligned} X_{LT,N} &= 1.000 \\ N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 20617.048 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.006188883$$

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU

$$\begin{aligned} N_{c,el} &= 0.000 \text{ kN} \\ N_{c,f} &= 0.000 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= -42.493 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{Ed} &= -615.379 \text{ kN} \\ M_{pl,Rd} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 6595.589 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\ \alpha &= 1 && \text{for } h_{sc}/d > 4 \\ \text{Num.} &= 2 \\ d &= 22.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 175.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 100.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 520.446 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 2189.564 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

8 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : Rara

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,ser} &= k_s \cdot P_{Rd} = 82.109 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\ \alpha &= 1 && \text{for } h_{sc}/d > 4 \\ \text{Num.} &= 2 \\ d &= 22.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 175.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 100.000 \text{ mm} \\ k_s &= 0.750 \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 388.539 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

Element Number	208
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_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.15

1.2 Material Information

■ Structural steel

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

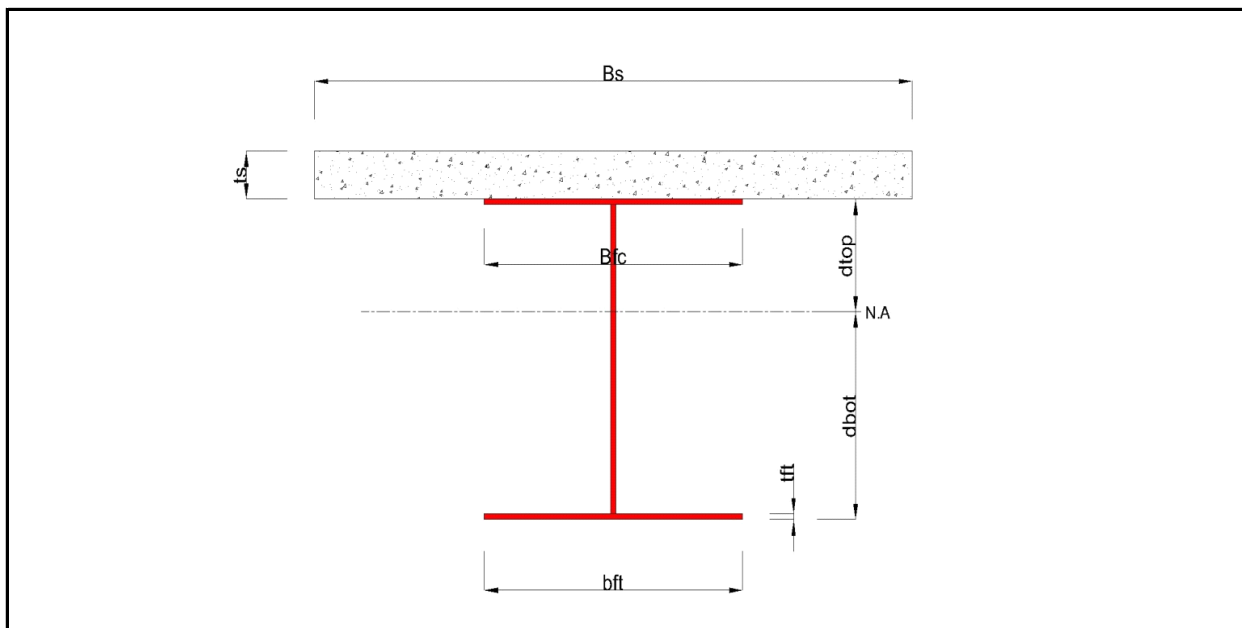
■ Concrete

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

■ Reinforcement

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

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	1950.000	mm	t_c	180.000	mm	H_h	70.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	--------	----

Girder

H_w	920.000	mm	B_1	500.000	mm	B_2	600.000	mm
t_w	16.000	mm	t_{f1}	40.000	mm	t_{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	58720.000	mm ²
$I_{y,a}$	11118938041.780	mm ⁴
$I_{z,a}$	1136980693.333	mm ⁴
$C_{y,a}$	300.000	mm
$C_{z,a}$	467.302	mm

After

$A_{,c}$	115677.311	mm ²
$I_{y,c}$	25145858700.443	mm ⁴
$I_{z,c}$	19185328687.901	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	808.374	mm

Crack

$A_{,c}$	60980.000	mm ²
$I_{y,c}$	12170020571.962	mm ⁴
$I_{z,c}$	1882801050.854	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	492.975	mm

2 Bending Resistance

2.1 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU

$N_{a,Ed}$	0.000	kN
$N_{c,Ed}$	240.993	kN
$M_{a,Ed}$	0.000	kN · m
$M_{c,Ed}$	-139.117	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	23.879	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	10.200	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	-4.383	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	9.296	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	15.274	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-1.231	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	-18.640	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-2.135	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	467.025	mm	σ_1	9.291	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-452.975	mm	σ_2	-1.226	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	3
Section	3

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

$k = 47.410$: the lowest factor such that a stress limit is reached.

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

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k \cdot M_{c,Ed} = 6595.589 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 6595.589 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 6595.589 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -139.117 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU

$$N_{Ed} = 240.993 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = -139.117 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = -275.612 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = -540.404 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -816.016 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 139.117 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 139.117 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 139.117 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	23.879	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	10.200	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	-4.383	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	9.296	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	15.274	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-1.231	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	-18.640	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	-2.135	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	467.025	mm	σ_1	9.291	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-452.975	mm	σ_2	-1.226	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	3
Section	3

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

$$\text{Plastic NA} = 456.740 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} N_{\text{slab}} &= 0.000 \text{ kN} \\ N_{\text{rebar,t}} &= 884.348 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\ N_{\text{rebar,b}} &= 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA}) \\ N_{\text{g,top}} &= 9484.302 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\ N_{\text{g,bot}} &= 10368.650 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA}) \end{aligned}$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ Calculation. $V_{\text{bw,Rd}}$

Web

■ Contribution from the web

$$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon) = 0.818$$

$$X_w = 0.83 / \lambda_w = 1.015 \quad 0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$$

$$V_{\text{bw,Rd}} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2783.086 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Rd}} = 2783.086 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Edi}} = V_{\text{Ed}} / \text{Num. of Web} = -816.016 \text{ kN}$$

$$\eta'_3 = V_{\text{Edi}} / V_{\text{bw,Rd}} = 0.293 \leq 1.0$$

■ Contribution from the flange

$$M_{\text{f,Rd}} = 7508.676 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

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

$$\text{where, } M_{\text{f,Rd}} = 7508.676 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed}} = 139.117 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i)W)$$

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

■ Check Shear Resistance

$$V_{\text{Edi}} / (V_{\text{bw,Rd}} + V_{\text{bf,Rd}}) = 0.293 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU

$$N_{\text{Ed}} = 240.993 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Ed}} = -139.117 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_1 = -816.016 \text{ kN}$$

$$V_2 = -810.146 \text{ kN}$$

$$M_1 = -139.117 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 122.936 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{el,Rd}} = 6595.589 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- $M_{\text{b,Rd}}$ Buckling resistance moment

$$\begin{aligned}
 L &= 0.962 \text{ m} \\
 c &= C_d / l = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\
 \gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000 \\
 \mu &= V_2 / V_1 = 0.993 \\
 \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 1.004 \\
 m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.882 \\
 m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.882 \\
 m &= \text{Min}(m_1, m_2) = 1.882 \\
 \alpha_{LT} &= 0.490 \\
 \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{f_y / E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc}) / (3 \cdot A)} = 0.056 \\
 \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.466 \\
 X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{Rd} &= 6595.589 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 6595.589 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$\begin{aligned}
 X_{LT,N} &= 1.000 \\
 N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 20617.048 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.032781422$$

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU

$$\begin{aligned}
 N_{c,el} &= 0.000 \text{ kN} \\
 N_{c,f} &= 0.000 \text{ kN} \\
 M_{Ed} &= -139.117 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 V_{Ed} &= -540.404 \text{ kN} \\
 M_{pl,Rd} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{el,Rd} &= 6595.589 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned}
 P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\
 P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\
 P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\
 \alpha &= 1 && \text{for } h_{sc}/d > 4 \\
 \text{Num.} &= 2 \\
 d &= 22.000 \text{ mm} \\
 h_{sc} &= 175.000 \text{ mm} \\
 \text{Space} &= 100.000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned}
 V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 457.037 \text{ kN/m} \\
 V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 2189.564 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

8 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : Rara

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 82.109 \text{ kN}$$

where, $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$ for $h_{sc}/d > 4$

Num. = 2

$d = 22.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 175.000 \text{ mm}$

Space = 100.000 mm

$k_s = 0.750$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / l) = 344.185 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

Element Number	250
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_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.15

1.2 Material Information

■ Structural steel

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

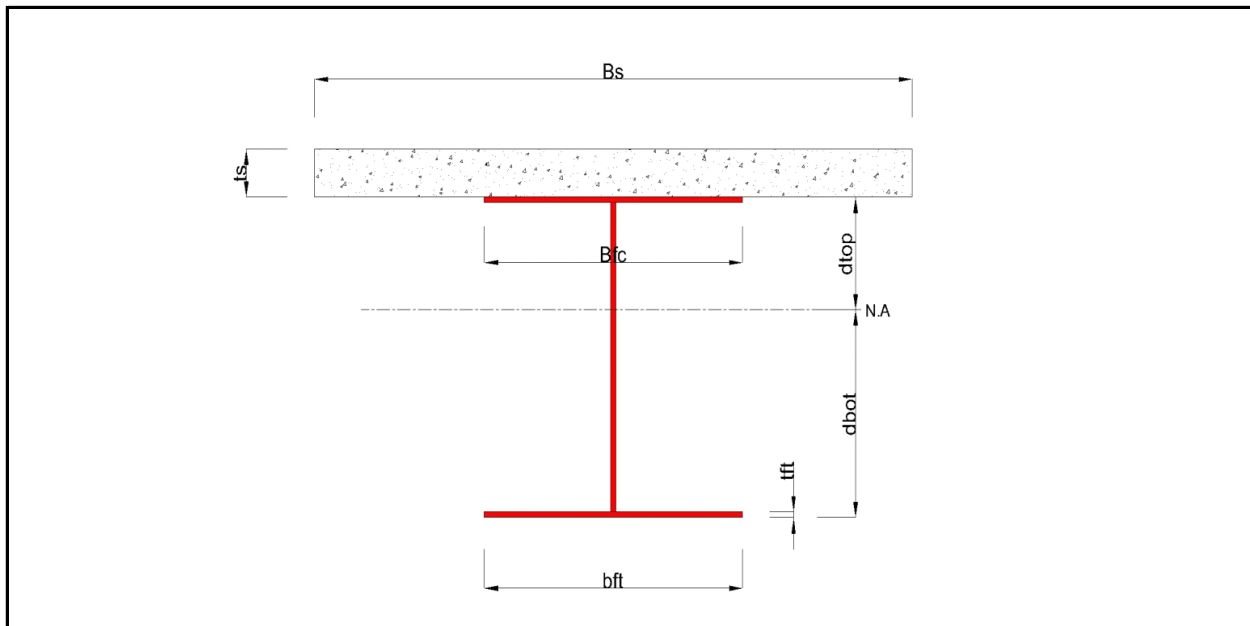
■ Concrete

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

■ Reinforcement

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

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	1950.000	mm	t_c	180.000	mm	H_h	70.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	--------	----

Girder

H_w	920.000	mm	B_1	500.000	mm	B_2	600.000	mm
t_w	16.000	mm	t_{f1}	40.000	mm	t_{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	58720.000	mm ²
$I_{y,a}$	11118938041.780	mm ⁴
$I_{z,a}$	1136980693.333	mm ⁴
$C_{y,a}$	300.000	mm
$C_{z,a}$	467.302	mm

After

$A_{,c}$	115677.311	mm ²
$I_{y,c}$	25145858700.443	mm ⁴
$I_{z,c}$	19185328687.901	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	808.374	mm

Crack

$A_{,c}$	60980.000	mm ²
$I_{y,c}$	12170020571.962	mm ⁴
$I_{z,c}$	1882801050.854	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	492.975	mm

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU

$N_{a,Ed}$	0.000	kN
$N_{c,Ed}$	73.631	kN
$M_{a,Ed}$	1645.542	kN · m
$M_{c,Ed}$	4346.009	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-109.843	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-111.272	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-112.795	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-111.366	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	211.278	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	209.555	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	207.737	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	209.460	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	151.626	mm	σ_1	-98.486	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-768.374	mm	σ_2	196.674	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 961.870 mm

N_{slab} = 6961.500 kN

$N_{g,top}$ = 6445.726 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 13407.226 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

x_{pl} = 288.130 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

here, β = 1.000

M_{Rd} = 11443.686 kN · m > M_{Ed} = 5991.551 kN · m ...OK

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU

N_{Ed} = 73.631 kN

$M_{a,Ed}$ = 1645.542 kN · m

$M_{c,Ed}$ = 4346.009 kN · m

$V_{Ed,a}$ = -10.851 kN

$V_{Ed,c}$ = 184.878 kN

V_{Ed} = 174.027 kN

M_{Ed} = $\max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b})$ = 14691.173 kN · m

$M_{Ed,t}$ = 14691.173 kN · m

$M_{Ed,b}$ = 6497.295 kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-109.843	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-111.272	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-112.795	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-111.366	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	211.278	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	209.555	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	207.737	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	209.460	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	151.626	mm	σ_1	-98.486	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-768.374	mm	σ_2	196.674	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 961.870 mm

$N_{slab} = 6961.500 \text{ kN}$
 $N_{rebar,t} = 0.000 \text{ kN}$ (Upper side of PNA)
 $N_{rebar,b} = 0.000 \text{ kN}$ (Lower side of PNA)
 $N_{g,top} = 6445.726 \text{ kN}$ (Upper side of PNA)
 $N_{g,bot} = 13407.226 \text{ kN}$ (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m}$

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon) = 0.818$

$X_w = 0.83 / \lambda_w = 1.015 \quad 0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$

$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2783.086 \text{ kN}$

$V_{Rd} = 2783.086 \text{ kN}$

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 174.027 \text{ kN}$

$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.063 \leq 1.0$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd} = 9108.438 \text{ kN} \cdot \text{m}$

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

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

where, $M_{f,Rd} = 9108.438 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Ed} = 14691.173 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (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

$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.063 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 73.631 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 5991.551 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_1 &= 174.027 \text{ kN} \\ V_2 &= 179.897 \text{ kN} \\ M_1 &= 5991.551 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_2 &= 5965.057 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{pl,Rd} &= 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 8205.945 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

$$\begin{aligned} L &= 0.962 \text{ m} \\ c &= C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000 \\ \mu &= V_2 / V_1 = 0.967 \\ \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.004 \\ m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.000 \\ m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.000 \\ m &= \text{Min}(m_1, m_2) = 1.000 \\ \alpha_{LT} &= 0.490 \\ \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{f_y / E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A))} = 0.089 \\ \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.477 \\ X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$\begin{aligned} X_{LT,N} &= 1.000 \\ N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 39109.948 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.525450975$$

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

$$\begin{aligned} \text{Load combination name :} & \text{ SLU} \\ N_{c,el} &= 6520.942 \text{ kN} \\ N_{c,f} &= 6961.500 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 5991.551 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{Ed} &= 184.878 \text{ kN} \\ M_{pl,Rd} &= 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 8205.945 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\ \alpha &= 1 && \text{for } h_{sc}/d > 4 \\ \text{Num.} &= 2 \\ d &= 22.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 175.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 200.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 156.357 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 1094.782 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

8 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : Rara

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,ser} &= k_s \cdot P_{Rd} = 82.109 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\ \alpha &= 1 && \text{for } h_{sc}/d > 4 \\ \text{Num.} &= 2 \\ d &= 22.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 175.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 200.000 \text{ mm} \\ k_s &= 0.750 \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 114.612 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 821.087 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

Element Number	274
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_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.15

1.2 Material Information

■ Structural steel

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

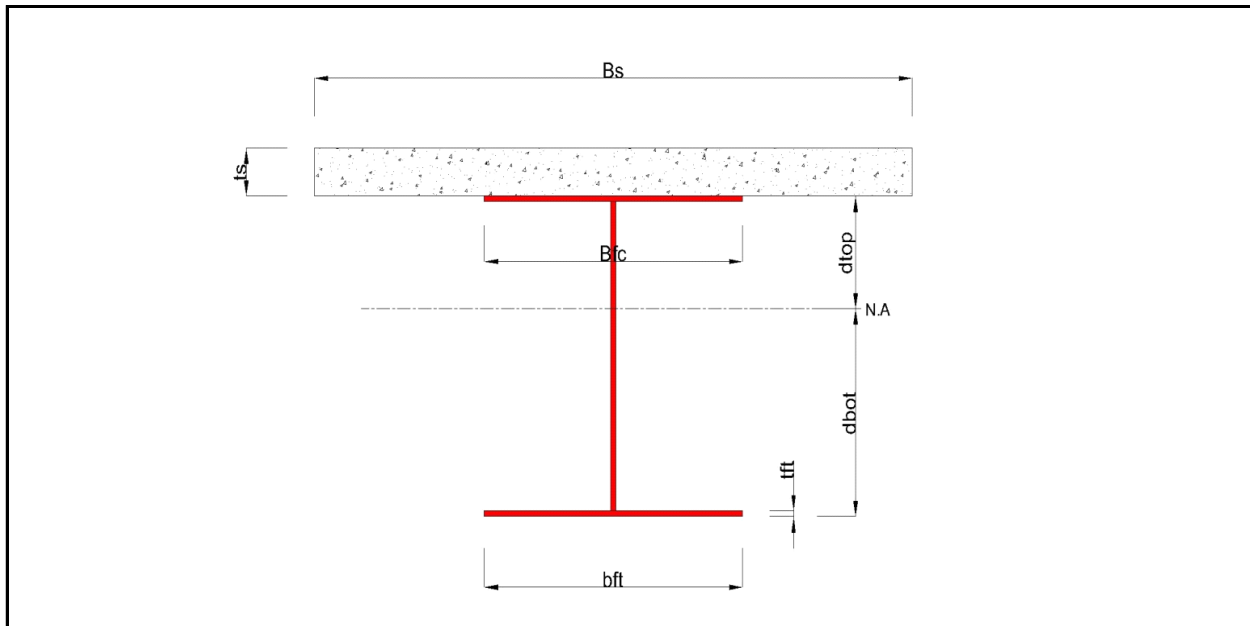
■ Concrete

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

■ Reinforcement

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

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	1950.000	mm	t_c	180.000	mm	H_h	70.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	--------	----

Girder

H_w	920.000	mm	B_1	500.000	mm	B_2	600.000	mm
t_w	16.000	mm	t_{f1}	40.000	mm	t_{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	58720.000	mm ²
$I_{y,a}$	11118938041.780	mm ⁴
$I_{z,a}$	1136980693.333	mm ⁴
$C_{y,a}$	300.000	mm
$C_{z,a}$	467.302	mm

After

$A_{,c}$	115677.311	mm ²
$I_{y,c}$	25145858700.443	mm ⁴
$I_{z,c}$	19185328687.901	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	808.374	mm

Crack

$A_{,c}$	60980.000	mm ²
$I_{y,c}$	12170020571.962	mm ⁴
$I_{z,c}$	1882801050.854	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	492.975	mm

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU

$N_{a,Ed}$	0.000	kN
$N_{c,Ed}$	138.007	kN
$M_{a,Ed}$	1662.681	kN · m
$M_{c,Ed}$	3786.388	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-106.608	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-107.296	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-108.030	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-107.342	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	193.647	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	192.817	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	191.941	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	192.771	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	151.626	mm	σ_1	-95.314	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-768.374	mm	σ_2	180.789	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 961.870 mm

N_{slab} = 6961.500 kN

$N_{g,top}$ = 6445.726 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 13407.226 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

x_{pl} = 288.130 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

here, β = 1.000

M_{Rd} = 11443.686 kN · m > M_{Ed} = 5449.069 kN · m ...OK

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU

N_{Ed} = 138.007 kN

$M_{a,Ed}$ = 1662.681 kN · m

$M_{c,Ed}$ = 3786.388 kN · m

$V_{Ed,a}$ = -10.851 kN

$V_{Ed,c}$ = 286.123 kN

V_{Ed} = 275.272 kN

M_{Ed} = $\max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b})$ = 14239.300 kN · m

$M_{Ed,t}$ = 14239.300 kN · m

$M_{Ed,b}$ = 5960.080 kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-106.608	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-107.296	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-108.030	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-107.342	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	193.647	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	192.817	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	191.941	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	192.771	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	151.626	mm	σ_1	-95.314	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-768.374	mm	σ_2	180.789	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 961.870 mm

$N_{slab} = 6961.500 \text{ kN}$
 $N_{rebar,t} = 0.000 \text{ kN}$ (Upper side of PNA)
 $N_{rebar,b} = 0.000 \text{ kN}$ (Lower side of PNA)
 $N_{g,top} = 6445.726 \text{ kN}$ (Upper side of PNA)
 $N_{g,bot} = 13407.226 \text{ kN}$ (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m}$

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon) = 0.818$

$X_w = 0.83 / \lambda_w = 1.015 \quad 0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$

$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2783.086 \text{ kN}$

$V_{Rd} = 2783.086 \text{ kN}$

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 275.272 \text{ kN}$

$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.099 \leq 1.0$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd} = 9108.438 \text{ kN} \cdot \text{m}$

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

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

where, $M_{f,Rd} = 9108.438 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Ed} = 14239.300 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (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

$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.099 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 138.007 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 5449.069 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_1 &= 275.272 \text{ kN} \\ V_2 &= 281.143 \text{ kN} \\ M_1 &= 5449.069 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_2 &= 5443.962 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{pl,Rd} &= 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 8205.945 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

$$\begin{aligned} L &= 0.962 \text{ m} \\ c &= C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000 \\ \mu &= V_2 / V_1 = 0.979 \\ \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.001 \\ m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.000 \\ m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.000 \\ m &= \text{Min}(m_1, m_2) = 1.000 \\ \alpha_{LT} &= 0.490 \\ \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{f_y / E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A = 0.089 \\ \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.477 \\ X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$\begin{aligned} X_{LT,N} &= 1.000 \\ N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 39109.948 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.479692488$$

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

$$\begin{aligned} \text{Load combination name :} & \text{ SLU} \\ N_{c,el} &= 6520.942 \text{ kN} \\ N_{c,f} &= 6961.500 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 5449.069 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{Ed} &= 286.123 \text{ kN} \\ M_{pl,Rd} &= 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 8205.945 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\ \alpha &= 1 && \text{for } h_{sc}/d > 4 \\ \text{Num.} &= 2 \\ d &= 22.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 175.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 200.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 241.983 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 1094.782 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

8 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : Rara

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,ser} &= k_s \cdot P_{Rd} = 82.109 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\ \alpha &= 1 && \text{for } h_{sc}/d > 4 \\ \text{Num.} &= 2 \\ d &= 22.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 175.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 200.000 \text{ mm} \\ k_s &= 0.750 \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 177.830 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 821.087 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

Element Number	298
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_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.15

1.2 Material Information

■ Structural steel

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

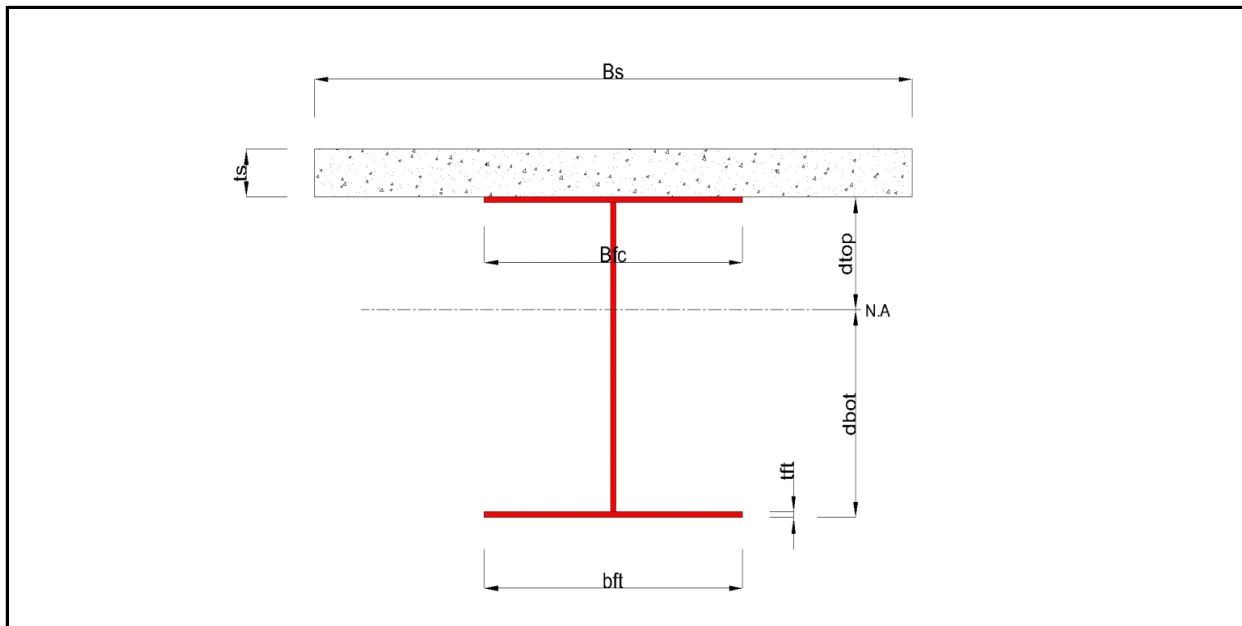
■ Concrete

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

■ Reinforcement

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

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	1950.000	mm	t_c	180.000	mm	H_h	70.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	--------	----

Girder

H_w	920.000	mm	B_1	500.000	mm	B_2	600.000	mm
t_w	16.000	mm	t_{f1}	40.000	mm	t_{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	58720.000	mm ²
$I_{y,a}$	11118938041.780	mm ⁴
$I_{z,a}$	1136980693.333	mm ⁴
$C_{y,a}$	300.000	mm
$C_{z,a}$	467.302	mm

After

$A_{,c}$	115677.311	mm ²
$I_{y,c}$	25145858700.443	mm ⁴
$I_{z,c}$	19185328687.901	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	808.374	mm

Crack

$A_{,c}$	60980.000	mm ²
$I_{y,c}$	12170020571.962	mm ⁴
$I_{z,c}$	1882801050.854	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	492.975	mm

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU

$N_{a,Ed}$	0.000	kN
$N_{c,Ed}$	222.467	kN
$M_{a,Ed}$	1662.681	kN · m
$M_{c,Ed}$	3041.797	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-98.852	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-100.849	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-102.977	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-100.981	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	172.063	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	169.653	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	167.112	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	169.521	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	151.626	mm	σ_1	-90.094	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-768.374	mm	σ_2	158.767	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 961.870 mm

N_{slab} = 6961.500 kN

$N_{g,top}$ = 6445.726 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 13407.226 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

x_{pl} = 288.130 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

here, β = 1.000

M_{Rd} = 11443.686 kN · m > M_{Ed} = 4704.478 kN · m ...OK

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU

N_{Ed} = 222.467 kN

$M_{a,Ed}$ = 1662.681 kN · m

$M_{c,Ed}$ = 3041.797 kN · m

$V_{Ed,a}$ = -10.851 kN

$V_{Ed,c}$ = 305.353 kN

V_{Ed} = 294.502 kN

M_{Ed} = $\max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b})$ = 13494.708 kN · m

$M_{Ed,t}$ = 13494.708 kN · m

$M_{Ed,b}$ = 5215.489 kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-98.852	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-100.849	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-102.977	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-100.981	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	172.063	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	169.653	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	167.112	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	169.521	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	151.626	mm	σ_1	-90.094	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-768.374	mm	σ_2	158.767	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 961.870 mm

$N_{slab} = 6961.500 \text{ kN}$
 $N_{rebar,t} = 0.000 \text{ kN}$ (Upper side of PNA)
 $N_{rebar,b} = 0.000 \text{ kN}$ (Lower side of PNA)
 $N_{g,top} = 6445.726 \text{ kN}$ (Upper side of PNA)
 $N_{g,bot} = 13407.226 \text{ kN}$ (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m}$

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon) = 0.818$

$X_w = 0.83 / \lambda_w = 1.015 \quad 0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$

$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2783.086 \text{ kN}$

$V_{Rd} = 2783.086 \text{ kN}$

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 294.502 \text{ kN}$

$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.106 \leq 1.0$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd} = 9108.438 \text{ kN} \cdot \text{m}$

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

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

where, $M_{f,Rd} = 9108.438 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Ed} = 13494.708 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (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

$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.106 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 222.467 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 4704.478 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_1 &= 294.502 \text{ kN} \\ V_2 &= 300.373 \text{ kN} \\ M_1 &= 4710.567 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_2 &= 4704.478 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{pl,Rd} &= 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 8205.945 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

$$\begin{aligned} L &= 0.962 \text{ m} \\ c &= C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma &= c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000 \\ \mu &= V_2 / V_1 = 0.980 \\ \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.001 \\ m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.000 \\ m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.000 \\ m &= \text{Min}(m_1, m_2) = 1.000 \\ \alpha_{LT} &= 0.490 \\ \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{f_y / E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A = 0.089 \\ \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.477 \\ X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$\begin{aligned} X_{LT,N} &= 1.000 \\ N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 39109.948 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.416786342$$

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

$$\begin{aligned} \text{Load combination name :} & \text{ SLU} \\ N_{c,el} &= 6520.942 \text{ kN} \\ N_{c,f} &= 6961.500 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 4704.478 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{Ed} &= 305.353 \text{ kN} \\ M_{pl,Rd} &= 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 8205.945 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\ \alpha &= 1 && \text{for } h_{sc}/d > 4 \\ \text{Num.} &= 2 \\ d &= 22.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 175.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 200.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 258.247 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 1094.782 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

8 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : Rara

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,ser} &= k_s \cdot P_{Rd} = 82.109 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{where, } f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\ \alpha &= 1 && \text{for } h_{sc}/d > 4 \\ \text{Num.} &= 2 \\ d &= 22.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 175.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 200.000 \text{ mm} \\ k_s &= 0.750 \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 190.211 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 821.087 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

Element Number	322
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_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.15

1.2 Material Information

■ Structural steel

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

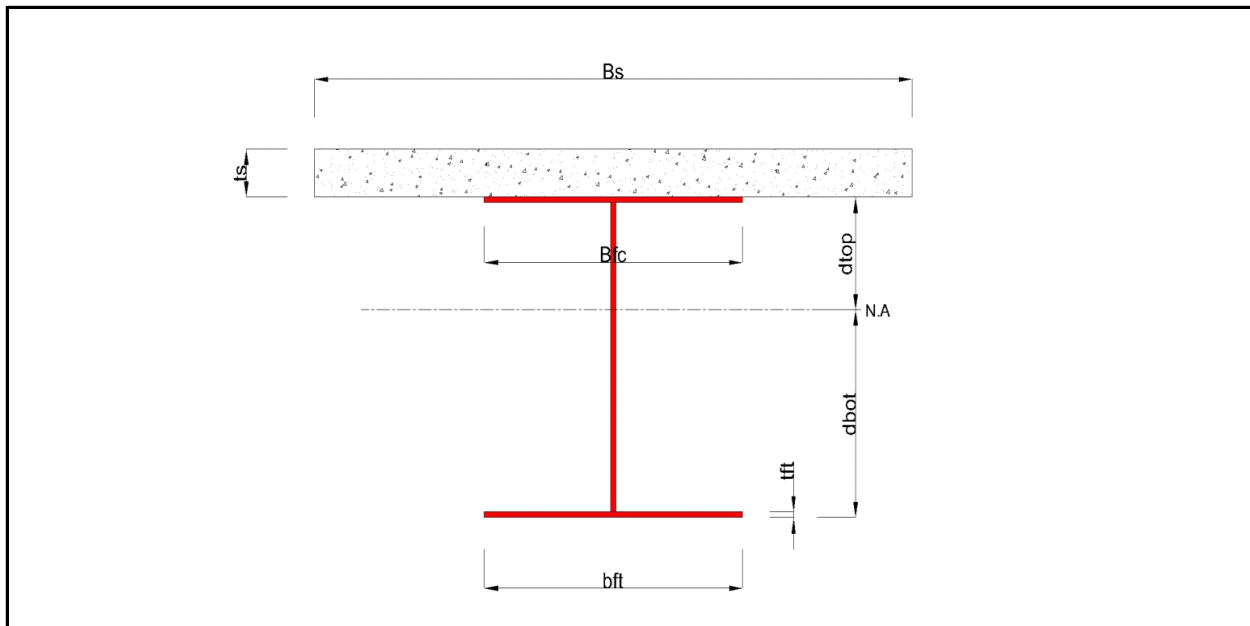
■ Concrete

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

■ Reinforcement

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

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	1950.000	mm	t_c	180.000	mm	H_h	70.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	--------	----

Girder

H_w	920.000	mm	B_1	500.000	mm	B_2	600.000	mm
t_w	16.000	mm	t_{f1}	40.000	mm	t_{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	58720.000	mm ²
$I_{y,a}$	11118938041.780	mm ⁴
$I_{z,a}$	1136980693.333	mm ⁴
$C_{y,a}$	300.000	mm
$C_{z,a}$	467.302	mm

After

$A_{,c}$	115677.311	mm ²
$I_{y,c}$	25145858700.443	mm ⁴
$I_{z,c}$	19185328687.901	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	808.374	mm

Crack

$A_{,c}$	60980.000	mm ²
$I_{y,c}$	12170020571.962	mm ⁴
$I_{z,c}$	1882801050.854	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	492.975	mm

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU

$N_{a,Ed}$	0.000	kN
$N_{c,Ed}$	669.226	kN
$M_{a,Ed}$	1662.681	kN · m
$M_{c,Ed}$	2422.479	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-91.000	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-92.290	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-93.666	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-92.376	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	155.140	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	153.583	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	151.941	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	153.497	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	151.626	mm	σ_1	-82.498	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-768.374	mm	σ_2	143.705	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 961.870 mm

N_{slab} = 6961.500 kN

$N_{g,top}$ = 6445.726 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 13407.226 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

x_{pl} = 288.130 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

here, β = 1.000

M_{Rd} = 11443.686 kN · m > M_{Ed} = 4085.160 kN · m ...OK

2 Bending Resistance

2.2 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU

$N_{a,Ed}$	0.000	kN
$N_{c,Ed}$	220.798	kN
$M_{a,Ed}$	1662.681	kN · m
$M_{c,Ed}$	-95.450	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	-93.796	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	-72.756	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	-50.324	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	-71.364	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	43.550	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	68.937	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	95.716	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	70.328	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	467.025	mm	σ_1	-66.392	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-452.975	mm	σ_2	63.965	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	2
Bottom flange	1
Section	2

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

Plastic NA = 456.740 mm

$$\begin{aligned}
 N_{\text{slab}} &= 0.000 \text{ kN} \\
 N_{\text{rebar,t}} &= 884.348 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{\text{rebar,b}} &= 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA}) \\
 N_{\text{g,top}} &= 9484.302 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{\text{g,bot}} &= 10368.650 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA}) \\
 \\
 M_{\text{pl,Rd}} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{Rd}} &= M_{\text{pl,Rd}} = 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \\
 M_{\text{Rd}} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{\text{Ed}} = 1567.231 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots\text{OK}
 \end{aligned}$$

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU

$$\begin{aligned}
 N_{\text{Ed}} &= 669.226 \text{ kN} \\
 M_{\text{a,Ed}} &= 1662.681 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{c,Ed}} &= 2422.479 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 V_{\text{Ed,a}} &= -10.851 \text{ kN} \\
 V_{\text{Ed,c}} &= 288.826 \text{ kN} \\
 V_{\text{Ed}} &= 277.975 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{Ed}} &= \max(M_{\text{Ed,t}}, M_{\text{Ed,b}}) = 12875.390 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{Ed,t}} &= 12875.390 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{Ed,b}} &= 4596.171 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-250.000	mm	z ₁	191.626	mm	σ ₁	-91.000	MPa
	y ₂	-8.000	mm	z ₂	191.626	mm	σ ₂	-92.290	MPa
Right	y ₁	250.000	mm	z ₁	191.626	mm	σ ₁	-93.666	MPa
	y ₂	8.000	mm	z ₂	191.626	mm	σ ₂	-92.376	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-300.000	mm	z ₁	-808.374	mm	σ ₁	155.140	MPa
	y ₂	-8.000	mm	z ₂	-808.374	mm	σ ₂	153.583	MPa
Right	y ₁	300.000	mm	z ₁	-808.374	mm	σ ₁	151.941	MPa
	y ₂	8.000	mm	z ₂	-808.374	mm	σ ₂	153.497	MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	z ₁	151.626	mm	σ ₁	-82.498	MPa
	y ₂	0.000	mm	z ₂	-768.374	mm	σ ₂	143.705	MPa

■ Classification of sections

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

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$
Plastic NA = 961.870 mm

N_{slab} = 6961.500 kN
 $N_{rebar,t}$ = 0.000 kN (Upper side of PNA)
 $N_{rebar,b}$ = 0.000 kN (Lower side of PNA)
 $N_{g,top}$ = 6445.726 kN (Upper side of PNA)
 $N_{g,bot}$ = 13407.226 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon) = 0.818$$

$$X_w = 0.83 / \lambda_w = 1.015 \quad 0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2783.086 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 2783.086 \text{ kN}$$

$$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 277.975 \text{ kN}$$

$$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.100 \leq 1.0$$

■ Contribution from the flange

$$M_{f,Rd} = 9108.438 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

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

$$\text{where, } M_{f,Rd} = 9108.438 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 12875.390 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i)W)$$

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

■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.100 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU

N_{Ed} = 669.226 kN
 M_{Ed} = 4085.160 kN · m
 V_1 = 277.975 kN
 V_2 = 283.846 kN
 M_1 = 4086.975 kN · m
 M_2 = 4085.160 kN · m
 $M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

$$M_{el,Rd} = 8205.945 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

$$L = 0.962 \text{ m}$$

$$c = C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000$$

$$\mu = V_2 / V_1 = 0.979$$

$$\Phi = 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.000$$

$$m_1 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.000$$

$$m_2 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.000$$

$$m = \text{Min}(m_1, m_2) = 1.000$$

$$\alpha_{LT} = 0.490$$

$$\lambda_{LT} = 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{f_y / E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc}) / (3 \cdot A)} = 0.089$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.477$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1$$

$$M_{Rd} = 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \cdot M_{Rd} = 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$X_{LT,N} = 1.000$$

$$N_{b,Rd} = X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 39109.948 \text{ kN}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.374090757$$

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU

$$N_{c,el} = 6520.942 \text{ kN}$$

$$N_{c,f} = 6961.500 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 4085.160 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} = 288.826 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 8205.945 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Shear resistance of a single connector

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

where, $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1$$

for $h_{sc} / d > 4$

$$\text{Num.} = 2$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 175.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) &= & 244.269 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num./Space} &= & 1094.782 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} && \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

8 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : Rara

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V &= & 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V &= & 122.492 \text{ kN} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) &= & 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,ser} &= k_s \cdot P_{Rd} &= & 82.109 \text{ kN} \end{aligned}$$

where, $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$ for $h_{sc}/d > 4$

Num. = 2

$d = 22.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 175.000 \text{ mm}$

Space = 200.000 mm

$k_s = 0.750$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) &= & 179.719 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd,ser} \cdot \text{Num./Space} &= & 821.087 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} && \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

Element Number	346
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_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.15

1.2 Material Information

■ Structural steel

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

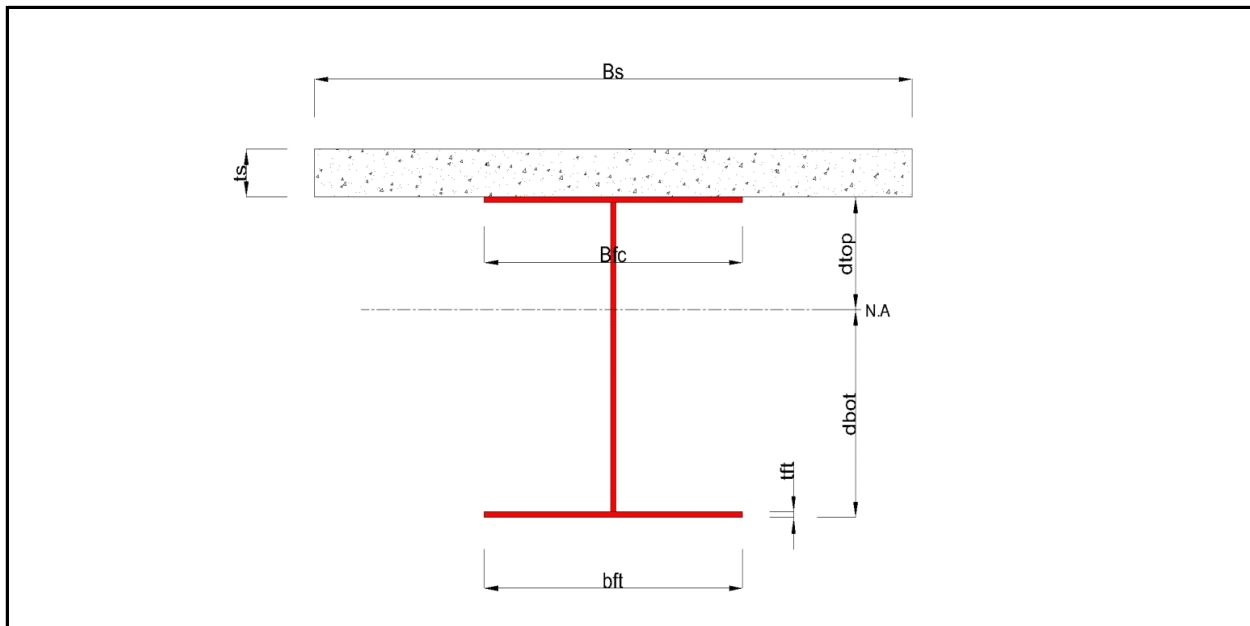
■ Concrete

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

■ Reinforcement

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

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	1950.000	mm	t_c	180.000	mm	H_h	70.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	--------	----

Girder

H_w	920.000	mm	B_1	500.000	mm	B_2	600.000	mm
t_w	16.000	mm	t_{f1}	40.000	mm	t_{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	58720.000	mm ²
$I_{y,a}$	11118938041.780	mm ⁴
$I_{z,a}$	1136980693.333	mm ⁴
$C_{y,a}$	300.000	mm
$C_{z,a}$	467.302	mm

After

$A_{,c}$	115677.311	mm ²
$I_{y,c}$	25145858700.443	mm ⁴
$I_{z,c}$	19185328687.901	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	808.374	mm

Crack

$A_{,c}$	60980.000	mm ²
$I_{y,c}$	12170020571.962	mm ⁴
$I_{z,c}$	1882801050.854	mm ⁴
$C_{y,c}$	300.000	mm
$C_{z,c}$	492.975	mm

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU

$N_{a,Ed}$	0.000	kN
$N_{c,Ed}$	1299.531	kN
$M_{a,Ed}$	1662.530	kN · m
$M_{c,Ed}$	1886.325	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-80.953	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-82.732	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	191.626	mm	σ_1	-84.629	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	191.626	mm	σ_2	-82.850	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	143.952	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	141.806	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-808.374	mm	σ_1	139.541	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-808.374	mm	σ_2	141.688	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	151.626	mm	σ_1	-73.810	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-768.374	mm	σ_2	132.765	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 961.870 mm

N_{slab} = 6961.500 kN

$N_{g,top}$ = 6445.726 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 13407.226 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

x_{pl} = 288.130 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

here, β = 1.000

M_{Rd} = 11443.686 kN · m > M_{Ed} = 3548.855 kN · m ...OK

2 Bending Resistance

2.2 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU

$N_{a,Ed}$	0.000	kN
$N_{c,Ed}$	732.728	kN
$M_{a,Ed}$	1662.530	kN · m
$M_{c,Ed}$	-419.430	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	-57.326	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	-50.389	MPa
Right	y_1	250.000	mm	z_1	507.025	mm	σ_1	-42.994	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	507.025	mm	σ_2	-49.931	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	56.299	MPa
	y_2	-8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	64.669	MPa
Right	y_1	300.000	mm	z_1	-492.975	mm	σ_1	73.497	MPa
	y_2	8.000	mm	z_2	-492.975	mm	σ_2	65.127	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	467.025	mm	σ_1	-45.558	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-452.975	mm	σ_2	60.296	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	2
Bottom flange	1
Section	2

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

Plastic NA = 456.740 mm

$$\begin{aligned}
 N_{\text{slab}} &= 0.000 \text{ kN} \\
 N_{\text{rebar,t}} &= 884.348 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{\text{rebar,b}} &= 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA}) \\
 N_{\text{g,top}} &= 9484.302 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA}) \\
 N_{\text{g,bot}} &= 10368.650 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA}) \\
 \\
 M_{\text{pl,Rd}} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{Rd}} &= M_{\text{pl,Rd}} = 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \\
 M_{\text{Rd}} &= 8858.773 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{\text{Ed}} = 1243.100 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots\text{OK}
 \end{aligned}$$

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU

$$\begin{aligned}
 N_{\text{Ed}} &= 1299.531 \text{ kN} \\
 M_{\text{a,Ed}} &= 1662.530 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{c,Ed}} &= 1886.325 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 V_{\text{Ed,a}} &= -10.852 \text{ kN} \\
 V_{\text{Ed,c}} &= 259.537 \text{ kN} \\
 V_{\text{Ed}} &= 248.685 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{Ed}} &= \max(M_{\text{Ed,t}}, M_{\text{Ed,b}}) = 12338.290 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{Ed,t}} &= 12338.290 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{\text{Ed,b}} &= 4059.820 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-250.000	mm	z ₁	191.626	mm	σ ₁	-80.953	MPa
	y ₂	-8.000	mm	z ₂	191.626	mm	σ ₂	-82.732	MPa
Right	y ₁	250.000	mm	z ₁	191.626	mm	σ ₁	-84.629	MPa
	y ₂	8.000	mm	z ₂	191.626	mm	σ ₂	-82.850	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-300.000	mm	z ₁	-808.374	mm	σ ₁	143.952	MPa
	y ₂	-8.000	mm	z ₂	-808.374	mm	σ ₂	141.806	MPa
Right	y ₁	300.000	mm	z ₁	-808.374	mm	σ ₁	139.541	MPa
	y ₂	8.000	mm	z ₂	-808.374	mm	σ ₂	141.688	MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	z ₁	151.626	mm	σ ₁	-73.810	MPa
	y ₂	0.000	mm	z ₂	-768.374	mm	σ ₂	132.765	MPa

■ Classification of sections

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

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$
Plastic NA = 961.870 mm

N_{slab} = 6961.500 kN
 $N_{rebar,t}$ = 0.000 kN (Upper side of PNA)
 $N_{rebar,b}$ = 0.000 kN (Lower side of PNA)
 $N_{g,top}$ = 6445.726 kN (Upper side of PNA)
 $N_{g,bot}$ = 13407.226 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\lambda_w = h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon) = 0.818$

$X_w = 0.83 / \lambda_w = 1.015 \quad 0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$

$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2783.086 \text{ kN}$

$V_{Rd} = 2783.086 \text{ kN}$

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 248.685 \text{ kN}$

$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.089 \leq 1.0$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd} = 9108.438 \text{ kN} \cdot \text{m}$

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

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

where, $M_{f,Rd} = 9108.438 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Ed} = 12338.290 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (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

$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.089 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU

N_{Ed} = 1299.531 kN
 M_{Ed} = 3548.855 kN · m
 V_1 = 248.685 kN
 V_2 = 254.556 kN
 M_1 = 3548.855 kN · m
 M_2 = 3543.000 kN · m
 $M_{pl,Rd}$ = 11443.686 kN · m

$$M_{el,Rd} = 8205.945 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

$$L = 0.962 \text{ m}$$

$$c = C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = c \cdot L^4 / (E \cdot I) = 0.000$$

$$\mu = V_2 / V_1 = 0.977$$

$$\Phi = 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.002$$

$$m_1 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.000$$

$$m_2 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.000$$

$$m = \text{Min}(m_1, m_2) = 1.000$$

$$\alpha_{LT} = 0.490$$

$$\lambda_{LT} = 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{f_y / E_m} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc}) / (3 \cdot A)} = 0.089$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.477$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1$$

$$M_{Rd} = 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \cdot M_{Rd} = 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$X_{LT,N} = 1.000$$

$$N_{b,Rd} = X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 39109.948 \text{ kN}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.343342321$$

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU

$$N_{c,el} = 6520.942 \text{ kN}$$

$$N_{c,f} = 6961.500 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 3548.855 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} = 259.537 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = 11443.686 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 8205.945 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Shear resistance of a single connector

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

where, $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1$$

for $h_{sc} / d > 4$

$$\text{Num.} = 2$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 175.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / l) &= & 219.499 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num./Space} &= & 1094.782 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} && \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

8 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : Rara

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V &= & 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V &= & 122.492 \text{ kN} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) &= & 109.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,ser} &= k_s \cdot P_{Rd} &= & 82.109 \text{ kN} \end{aligned}$$

where, $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$ for $h_{sc}/d > 4$

Num. = 2

$d = 22.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 175.000 \text{ mm}$

Space = 200.000 mm

$k_s = 0.750$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / l) &= & 161.779 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd,ser} \cdot \text{Num./Space} &= & 821.087 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} && \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

8 APPOGGI

8.1 AZIONI SUGLI APPOGGI

Si riportano le reazioni sugli appoggi in prossimità dei ritegni e quelle sugli appoggi non in prossimità dei ritegni. Le forze sono riportate in kN e gli spostamenti in mm.

APPOGGI IN PROSSIMITA' DEI RITEGNI

SLU

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.35	0	0	397
Permanenti	1.35	0	0	167
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	1.35	0	0	539
Traffico psi	0.00	0	0	0
Vento	0.90	27	237	0
Frenatura	0.00	0	0	0
Temperatura	0.72	186.93	0	0
Tot.		214	237	1103

SLU 2a

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.35	0	0	397
Permanenti	1.35	0	0	167
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	0.00	0	0	0
Traffico psi	1.35	0	0	348
Vento	0.30	9	79	0
Frenatura	1.35	72	0	0
Temperatura	0.72	187	0	0
Tot.		268	79	912

Rara

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.00	0	0	294
Permanenti	1.00	0	0	124
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	1.00	0	0	399
Traffico psi	0.00	0	0	0
Vento	0.60	18	158	0
Frenatura	0.00	0	0	0
Temperatura	0.60	0	0	0
Tot.		18	158	817

Frequente

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.00	0	0	294
Permanenti	1.00	0	0	124
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	0.00	0	0	0
Traffico psi	1.00	0	0	258
Vento	0.00	0	0	0
Frenatura	0.00	0	0	0
Temperatura	0.50	0	0	0
Tot.		0	0	676

Quasi Permanente

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.00	0	0	294
Permanenti	1.00	0	0	124
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	0.00	0	0	0
Traffico psi	0.00	0	0	0
Vento	0.00	0	0	0
Frenatura	0.00	0	0	0
Temperatura	0.50	0	0	0
Tot.		0	0	418

APPOGGI NON IN PROSSIMITA' DEI RITEGNI

SLU

Load case		Fx	Fy	Fz	Dx mm	Dy mm
Dead load	1.35	0	0	397		
Permanenti	1.35	0	0	167		
Precompressione	1.00	0	0	0		
Traffico no psi	1.35	0	0	539		
Traffico psi	0.00	0	0	0		
Vento	0.90	0	0	0		
Frenatura	0.00	0	0	0		
Temperatura	0.72	0	0	0		
Tot.		0	0	1103	20.8	10.59

SLU 2a

Load case		Fx	Fy	Fz	Dx	Dy
Dead load	1.35	0	0	397		
Permanenti	1.35	0	0	167		
Precompressione	1.00	0	0	0		
Traffico no psi	0.00	0	0	0		
Traffico psi	1.35	0	0	348		
Vento	0.30	0	0	0		
Frenatura	1.35	0	0	0		
Temperatura	0.72	0	0	0		
Tot.		0	0	912	19.36	8.88

Rara

Load case		Fx	Fy	Fz	Dx	Dy
Dead load	1.00	0	0	294		
Permanenti	1.00	0	0	124		
Precompressione	1.00	0	0	0		
Traffico no psi	1.00	0	0	399		
Traffico psi	0.00	0	0	0		
Vento	0.60	0	0	0		
Frenatura	0.00	0	0	0		
Temperatura	0.60	0	0	0		
Tot.		0	0	817	25.48	11.63

Frequente

Load case		Fx	Fy	Fz	Dx	Dy
Dead load	1.00	0	0	294		
Permanenti	1.00	0	0	124		
Precompressione	1.00	0	0	0		
Traffico no psi	0.00	0	0	0		
Traffico psi	1.00	0	0	258		
Vento	0.00	0	0	0		
Frenatura	0.00	0	0	0		
Temperatura	0.50	0	0	0		
Tot.		0	0	676	24.59	9.82

Quasi Permanente

Load case		Fx	Fy	Fz	Dx	Dy
Dead load	1.00	0	0	294		
Permanenti	1.00	0	0	124		
Precompressione	1.00	0	0	0		
Traffico no psi	0.00	0	0	0		
Traffico psi	0.00	0	0	0		
Vento	0.00	0	0	0		
Frenatura	0.00	0	0	0		
Temperatura	0.50	0	0	0		
Tot.		0	0	418	24.55	8.53

8.2 VERIFICA DEGLI APPOGGI

Si dispongono apparecchi di appoggio in neoprene armato, tipo FIP, aventi dimensioni $300 \times 400 \times 63$. Assumendo un massimo spostamento orizzontale in direzione longitudinale pari a 26 mm, risulta un carico resistente verticale pari a 5690 kN.

Avendo valutato una massima reazione verticale pari a 1103 kN, l'appoggio scelto risulta verificato.

9 VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI IN ESERCIZIO

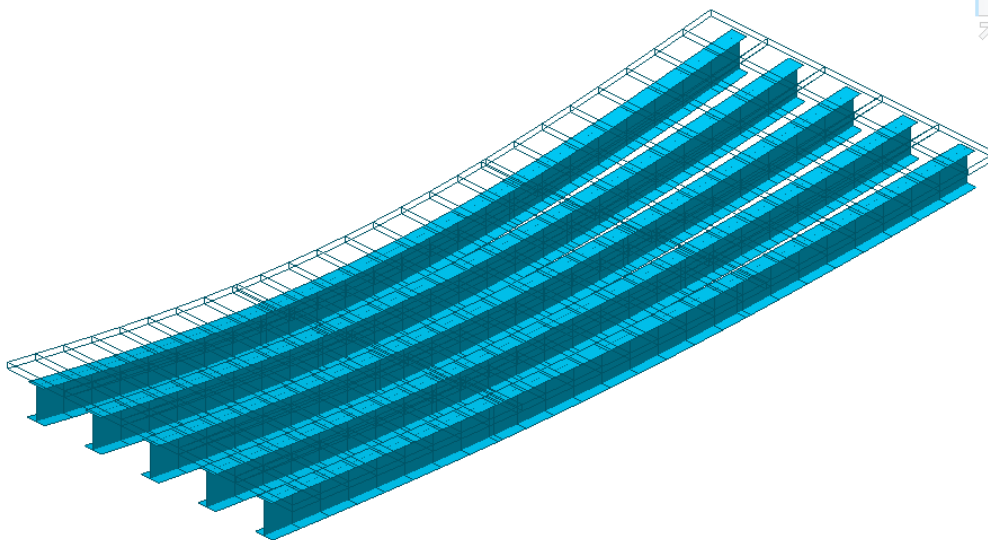
Si riportano di seguito i valori di deformazione cui è soggetto l'impalcato sotto l'azione dei pesi propri, permanenti e dei soli carichi viaggianti di progetto.

Questi ultimi carichi si considerano, in questa sede, non moltiplicati per i coefficienti psi di esercizio.

Peso proprio acciaio+soletta:

FASE 2

1/1

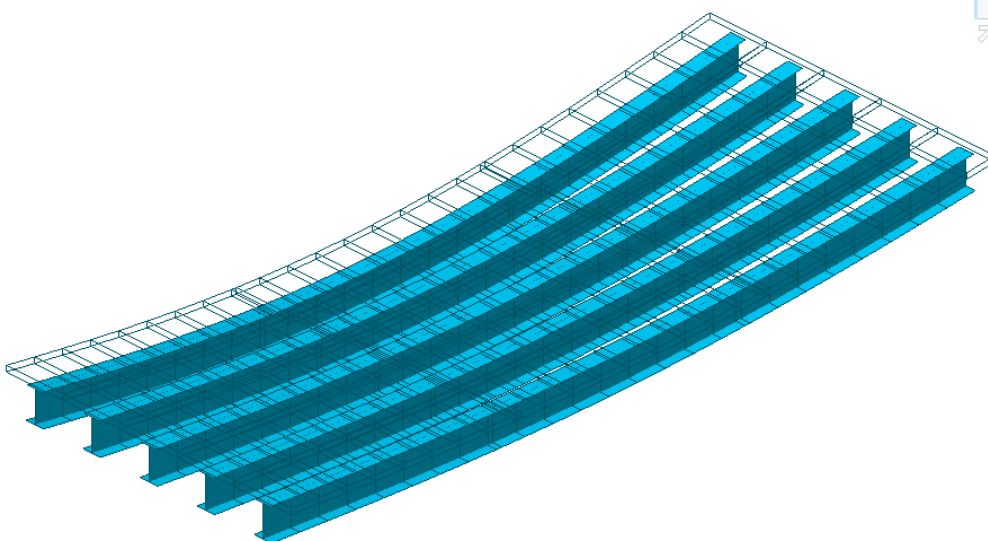


MIDAS/Civil POST-PROCESSOR DEFORMED SHAPE	
2-DIRECTION	
X-DIR=	0.00
NODE=	1
Y-DIR=	0.00
NODE=	1
Z-DIR=	-38.49
NODE=	1109
COMB.=	38.65
NODE=	1109
SCALEFACTOR=	3.125E+001
STAGE:FASE 2	
CS: DEAD LOAD	
LAST	
MAX :	998
MIN :	1109
FILE:	20088_REVI-
UNIT:	mm
DATE:	10/26/2020
VIEW-DIRECTION	
X:-0.612	
Y:-0.612	
Z: 0.500	

Permanenti:

FASE 3

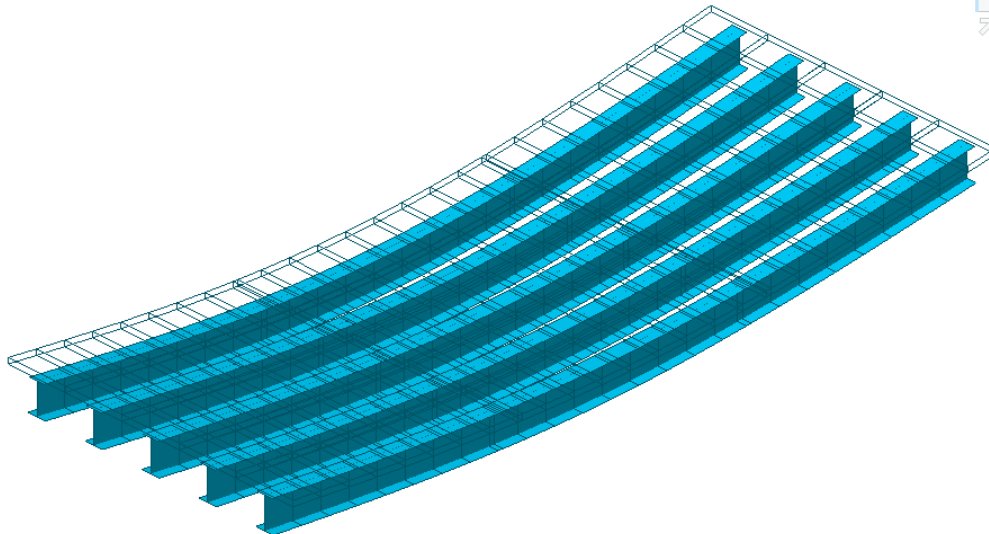
1/1



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR DEFORMED SHAPE	
2-DIRECTION	
X-DIR=	0.00
NODE=	1
Y-DIR=	0.00
NODE=	1
Z-DIR=	-11.26
NODE=	1109
COMB.=	11.33
NODE=	1109
SCALEFACTOR=	1.068E+002
STAGE:FASE 3	
CS: DEAD LOAD	
LAST	
MAX :	998
MIN :	1109
FILE:	20088_REVI-
UNIT:	mm
DATE:	10/26/2020
VIEW-DIRECTION	
X:-0.612	
Y:-0.612	
Z: 0.500	

Carichi viaggianti:

PostCS



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
DEFORMED SHAPE	
Z-DIRECTION	
X-DIR=	0.00
NODE=	1
Y-DIR=	0.00
NODE=	1
Z-DIR=	-21.15
NODE=	1109
COMB.=	21.31
NODE=	1109
SCALEFACTOR=	5.684E+001
PostCS	
CBALL:	LMI-NO PSI
MAX :	1005
MIN :	1109
FILE:	20088_REVI-
UNIT:	mm
DATE:	10/26/2020
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.612
Y:	-0.612
Z:	0.500

È necessario verificare che la freccia degli elementi strutturali sia inferiore ai valori prescritti da Normativa:

- L/150 nel caso di carichi permanenti
- L/500 nel caso di carichi variabili

Si fa riferimento alla *Combinazione di Carico Rara*. È stata verificata la sezione di mezzera, poiché risulta massima l'inflessione provocata sia da peso proprio e permanenti che quella provocata dai carichi viaggianti.

La massima inflessione dovuta ai pesi propri e permanenti risulta pari a **49.75 mm**:

- PP: 38.49 mm
- Permanenti: 11.26 mm

Mentre la massima inflessione dovuta ai carichi viaggianti è pari a **21.15 mm**.

La verifica a deformazione viene svolta prendendo come distanza di riferimento la distanza tra gli appoggi dell'impalcato (25.05 m).

Sotto l'azione dei soli permanenti si verifica in mezzera un'inflessione pari a:

$$\frac{L}{\delta} = \frac{25050 \text{ mm}}{49.75 \text{ mm}} \sim \frac{L}{504} < \frac{L}{150}$$

Sotto l'azione dei soli variabili si verifica in mezzera un'inflessione pari a:

$$\frac{L}{\delta} = \frac{25050 \text{ mm}}{21.15 \text{ mm}} \sim \frac{L}{1184} < \frac{L}{500}$$

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Per le tre travi dell'ampliamento è prevista una contro-monta massima di 55 mm.

10 VERIFICA TRAVERSI IMPALCATO

I casi di carico e le combinazioni di carico considerate sono le medesime già descritte per l'analisi delle travi principali a sezione mista. Anche in questo caso le verifiche sono state condotte mediante l'utilizzo del post-processore del programma di calcolo agli elementi finiti.

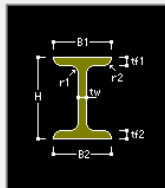
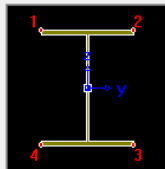
La sezione dei traversi presenta la seguente geometria:

Section Data

DB/User

Section ID: I-Section

Name: User DB AISC10(US)

Sect. Name:

Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

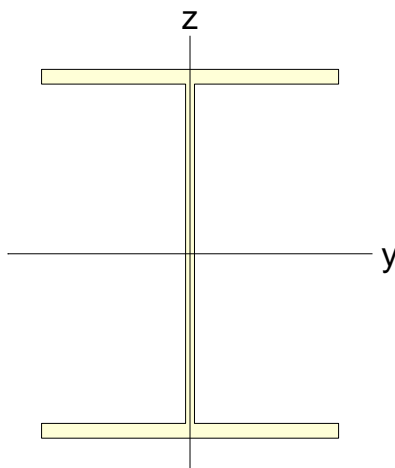
H	500	mm
B1	400	mm
tw	12	mm
tf1	20	mm
B2	400	mm
tf2	20	mm
r1	0	mm
r2	0	mm

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

Offset: Center-Center

Le caratteristiche meccaniche di tali profili sono di sotto riportate:



$A \text{ (mm}^2\text{)}$	$A_{sy} \text{ (mm}^2\text{)}$	$A_{sz} \text{ (mm}^2\text{)}$	$z \text{ (+) (mm)}$	$z \text{ (-) (mm)}$
21520	13333	6000	250	250
$I_{xx} \text{ (mm}^4\text{)}$	$I_{yy} \text{ (mm}^4\text{)}$	$I_{zz} \text{ (mm}^4\text{)}$	$y \text{ (+) (mm)}$	$y \text{ (-) (mm)}$
2409813	1019469333	213399573	200	200

PostCS

||

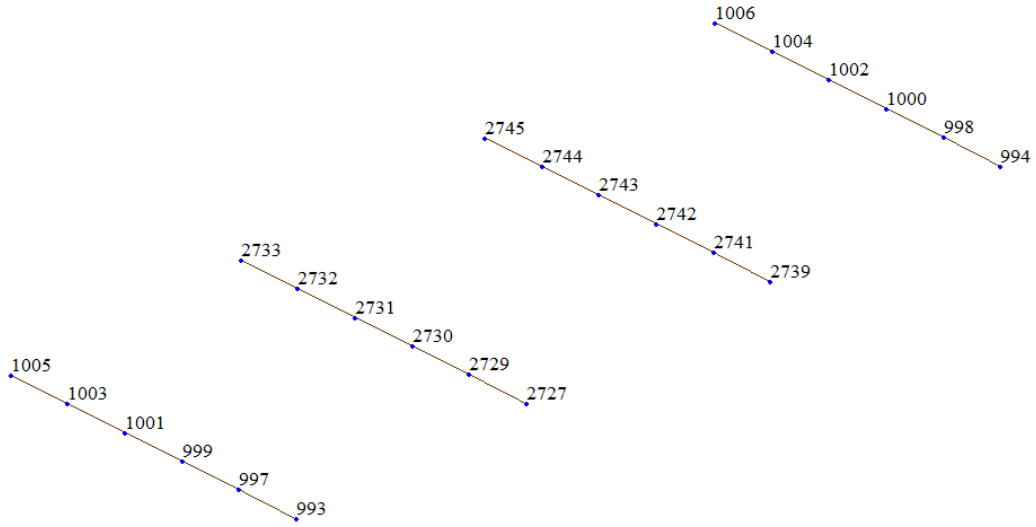


Figura 10-1: Numerazione nodi costituenti i traversi

PostCS

||

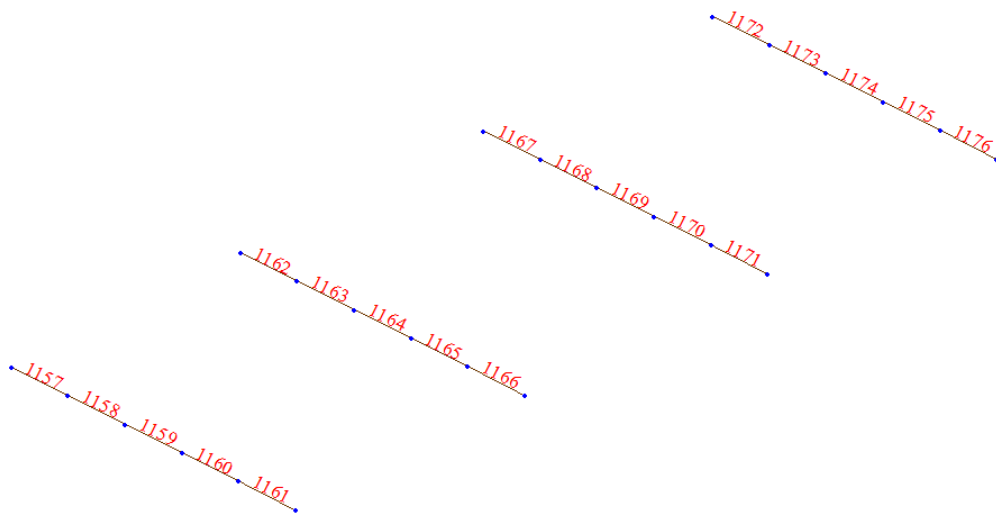


Figura 10-2: Numerazione elementi costituenti i traversi

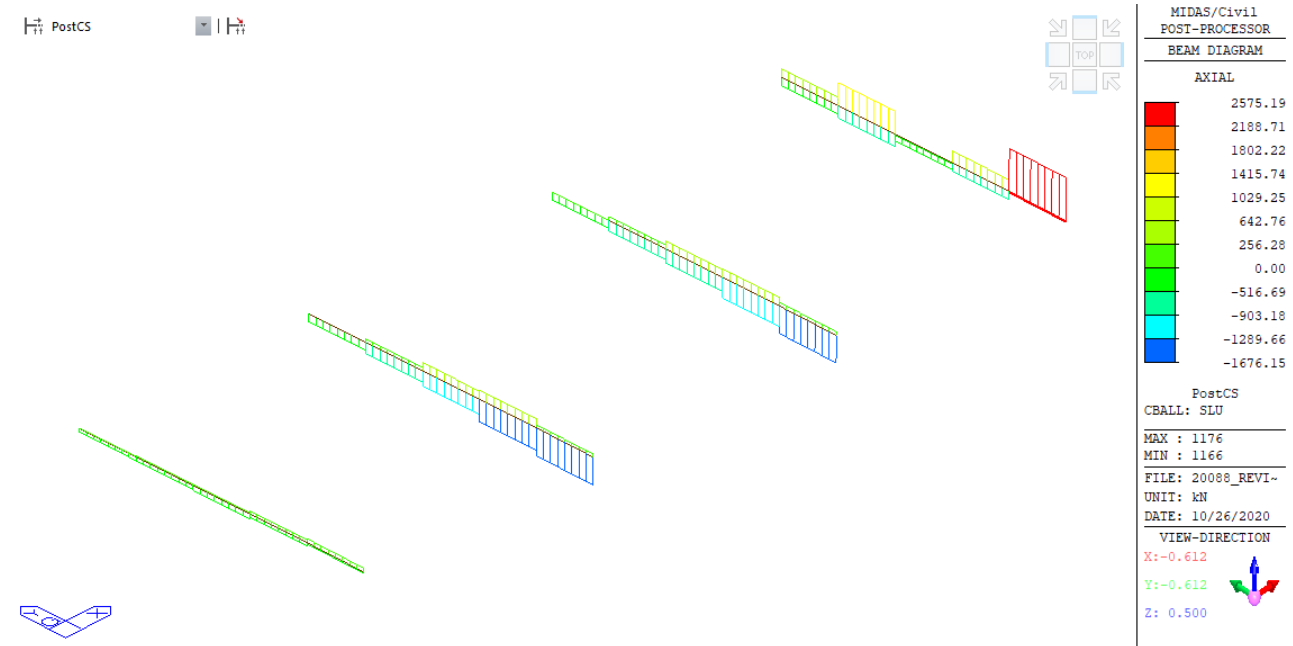


Figura 10-3: Diagramma sforzo normale sui traversi in combinazione SLU

Si riporta di seguito la verifica la di dettaglio dell'elemento, 1176, maggiormente sollecitato.

=====
[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of tension outstand flanges.
-. Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of tension outstand flanges.
-. Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of tension outstand flanges.
-. Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).
=====

(). Determine classification of tension web(Internal element(s)).
-. Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] APPLIED FACTORS.
=====

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).
[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]
-. C_{my,0} = 1.000
-. C_{mz,0} = 1.005
-. C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000
-. C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000
-. C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

(). Partial Factors (Gamma_{Mi}).
[Eurocode3:05 6.1]
-. Gamma_{M0} = 1.00
-. Gamma_{M1} = 1.10
-. Gamma_{M2} = 1.25

=====
[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.
=====

(). Check slenderness ratio of axial tension member (l/i).
-. l/i = 19.6 < 300.0 ---> O.K.

(). Calculate parameters for combined resistance.
-. Lambda_{d1} = Pi * SQRT(Es/fy) = 76.409
-. Lambda_{bz} = (KLz/iz) / Lambda_{d1} = 0.256

(). Calculate axial tensile resistance (N_{t,Rd}).
[Eurocode3:05 6.2.3]
-. N_{t,Rd} = fy * Area / Gamma_{M0} = 7639.60 kN.

(). Check ratio of axial resistance (N_{Ed}/N_{t,Rd}).
N_{Ed} 2562.81
-. ----- = ----- = 0.335 < 1.000 ---> O.K.
N_{t,Rd} 7639.60

=====
[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.
=====

(). Calculate shear area.
[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]
-. eta = 1.2 (Fy < 460 MPa.)
-. A_{vy} = 2*B*tf = 0.0160 m².
-. A_{vz} = eta*hw*tw = 0.0066 m².

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (V_{pl,Rdz}).
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]
-. V_{pl,Rdz} = [A_{vz}*fy/SQRT(3)] / Gamma_{M0} = 1357.65 kN.

(). Shear Buckling Check.
[Eurocode3:05 6.2.6]
-. HTR < 72*e/Eta ---> No need to check!

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edz}/V_{pl,Rdz}).
(LCB = 12-, POS = J)
-. Applied shear force : V_{Edz} = 2.18 kN.
V_{Edz} 2.18
-. ----- = ----- = 0.002 < 1.000 ---> O.K.
V_{pl,Rdz} 1357.65

=====
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.
=====

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

```

-. Wply = 0.0045 m^3.
-. Mc_Rdy = Wply * fy / Gamma_M0 = 1588.55 kN-m.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).
M_Edy 1.06
-. ---- = ----- =6.692e-004 < 1.000 ---> O.K.
Mc_Rdy 1588.55

```

=====
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.
=====

```

( ). Calculate plastic resistance moment about minor axis.
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
-. Wplz = 0.0016 m^3.
-. Mc_Rdz = Wplz * fy / Gamma_M0 = 573.88 kN-m.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).
M_Edz 0.00
-. ---- = ----- = 0.000 < 1.000 ---> O.K.
Mc_Rdz 573.88

```

=====
[[[*]]] CHECK LATERAL-TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE.
=====

```

( ). Calculate lateral-torsional buckling resistance (Mb_Rd).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.3.2 ]
-. Por = 0.300
-. Gs = Es / [ 2*(1+Por) ] =80769230.769 KPa.
-. Ncr = Pi^2*Es*Izz / Lu^2 = 116317.05 kN.
-. psi = 0.000
-. C1 = 1.132
-. Mcr = C1 * Ncr * SQRT [ (Cwp/Izz) + (Gs*Ixx)/Ncr ] = 32051.92 kN-m.

-. Lambda_LT_bar = SQRT [ Wply*fy / Mcr ] = 0.223
-. Lambda_LT_bar0 = 0.200

-. Lambda_LT_bar = 0.223 > Lambda_LT_bar0 = 0.200
-. M_Ed/Mcr = 3.317e-005 < Lambda_LT_bar0^2 = 0.040
If Lambda_LT_bar < Lambda_LT_bar0 or M_Ed/Mcr < Lambda_LT_bar0^2,
No allowance for lateral-torsional buckling necessary.

```

=====
[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.
=====

```

( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]
-. In case of V_Edz / Vpl_Rdz < 0.5
-. My_Rd = Mc_Rdy = 1588.55 kN-m.

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]
-. In case of V_Edy / Vpl_Rdy < 0.5
-. Mz_Rd = Mc_Rdz = 573.88 kN-m.

( ). Check general interaction ratio.
[ Eurocode3:05 6.2.1 (6.2) ] - Class1 or Class2
N_Ed M_Edy M_Edz
-. Rmax1 = ----- + ----- + -----
N_Rd My_Rd Mz_Rd
= 0.336 < 1.000 ---> O.K.

( ). Check interaction ratio of bending and axial force member.
[ Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41) ] - Class1 or Class2
-. n = N_Ed / Npl_Rd = 0.335
-. a = MIN[ (Area-2b*tf)/Area, 0.5 ] = 0.257
-. Alpha = 2.000
-. Beta = MAX[ 5*n, 1.0 ] = 1.677

-. N_Ed > 0.25*Npl_Rd = 1909.90 kN.
-. N_Ed > 0.5*hw*tw*fy/Gamma_M0 = 979.80 kN.
Therefore, Allowance for the effect of axial force.
-. Mny_Rd = MIN[ Mply_Rd*(1-n)/(1-0.5*a), Mply_Rd ] = 1210.96 kN-m.
-. Rmaxy = M_Edy / Mny_Rd =8.779e-004 < 1.000 ---> O.K.

-. N_Ed < hw*tw*fy/Gamma_M0 = 3266.00 kN.
Therefore, No allowance for the effect of axial force.
-. Mnz_Rd = Mplz_Rd = 573.88 kN-m.
-. Rmaxz = M_Edz / Mnz_Rd = 0.000 < 1.000 ---> O.K.

-. Rmax2 = MAX[ Rmaxy, Rmaxz ] =8.779e-004 < 1.000 ---> O.K.

-. Rmax = MAX[ Rmax1, Rmax2 ] = 0.336 < 1.000 ---> O.K.

```

=====
[[[*]]] CHECK DEFLECTION.
=====

```

( ). Compute Maximum Deflection.
-. LCB = 12+
-. DAF = 1.000 (Deflection Amplification Factor).
-. Position = 0.000m From i-end(Node 998).
-. Def = 0.000 * DAF = 0.000m (Global Z)
-. Def_Lim = 0.008m
Def < Def_Lim ---> O.K !

```