

**E 78 GROSSETO - FANO
TRATTO SELCI - LAMA (E 45) - S.STEFANO DI GAIFA
Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest -
Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)**

PROGETTO DEFINITIVO

AN 245

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. David Crenca</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Frosinone n. A1782</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p>coopprogetti</p> <p>(Mandante)</p> <p>engeko</p> <p>(Mandante)</p> <p>AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

**OPERE D'ARTE MAGGIORI
Viadotto Romito**

Relazione di calcolo impalcato

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG	ANNO	T00VI02STRRE04B.			
D	D	22	CODICE ELAB. T00VI02STRRE04			B
D						
C						
B	Revisione a seguito istruttoria U.0030221 del 16.01.2023	Febbraio '23	Piacentini	Crenca	Guiducci	
A	Emissione	Ottobre '22	Piacentini	Crenca	Guiducci	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

INDICE

1. <u>PREMESSA</u>	4
2. <u>NORME, DECRETI E DOCUMENTI</u>	7
2.1 OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE	7
2.2 NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI	8
2.3 GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA.....	8
2.4 ULTERIORI PRESCRIZIONI E SPECIFICHE TECNICHE DI RFI E ITALFERR	8
3. <u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u>	9
3.1 CALCESTRUZZO.....	9
3.2 ACCIAIO	10
3.2.1 <i>Carpenteria metallica – CLASSE S355</i>	10
3.2.2 <i>Armature per c.a. - Acciaio B450 C</i>	10
3.2.3 <i>Bulloni</i>	11
3.2.4 <i>Pioli</i>	11
3.2.5 <i>Classe di esecuzione</i>	11
3.3 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA	11
4. <u>CODICI DI CALCOLO</u>	13
4.1 CSI BRIDGE	13
4.2 PONTI EC4.....	13
4.3 VALIDAZIONE CODICI DI CALCOLO.....	13
5. <u>CRITERI DI CALCOLO</u>	14
5.1 FASI DI CALCOLO	14
5.2 COMBINAZIONI DI CALCOLO.....	14
5.3 CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE DI CALCOLO.....	17
6. <u>MODALITÀ DI ANALISI</u>	19
6.1 MODELLO TRIDIMENSIONLE	19
6.2 SOLETTA COLLABORANTE PER ANALISI STRUTTURALE	20
7. <u>ANALISI DEI CARICHI</u>	20
7.1 CARICHI PERMANENTI (G1 E G2)	20
7.2 VALORI DEI COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE ACCIAIO-CALCESTRUZZO (ϵ_4)	20
7.3 RITIRO DIFFERENZIALE FRA TRAVE E SOLETTA (ϵ_2)	21

PROGETTAZIONE ATI:

7.4	VARIAZIONE TERMICA UNIFORME (ϵ_3).....	22
7.5	CEDIMENTI DIFFERENZIALI DEGLI APPOGGI (ϵ_5).....	22
7.6	CARICHI DA TRAFFICO (VERIFICHE DI RESISTENZA).....	22
7.7	CARICHI DA TRAFFICO (VERIFICHE DI FATICA)	23
7.8	FRENATURA (Q_3).....	23
7.9	AZIONE CENTRIFUGA (Q_4)	23
7.10	AZIONE DEL VENTO (Q_5)	23
8.	<u>CRITERI DI VERIFICA.....</u>	<u>25</u>
8.1	VERIFICHE SLU – RESISTENZA DELLE SEZIONI.....	25
8.2	VERIFICHE SLE – LIMITAZIONE DELLE TENSIONI.....	28
8.3	VERIFICHE SLE – WEB BREATHING	29
8.4	VERIFICHE SLU E SLE – VERIFICA CONNESSIONI TRAVE SOLETTA	29
8.5	VERIFICHE SLF – VERIFICHE A FATICA	30
8.5.1	<i>Coefficienti λ</i>	31
8.5.2	<i>Dettagli e Coefficienti di sicurezza</i>	36
8.6	VERIFICHE SLF – VERIFICHE A FATICA SOLETTA	38
9.	<u>TRAVI LONGITUDINALI</u>	<u>42</u>
9.1	PROPRIETÀ GEOMETRICO-STATICHE DELLE TRAVI LONGITUDINALI	42
9.2	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	42
9.2.1	<i>Sezione 1 X=0.00 (Appoggio su spalla)</i>	43
9.2.2	<i>Sezione 2 X=8.00 (Fine concio A)</i>	46
9.2.3	<i>Sezione 3 X=16.00 (Fine concio B)</i>	48
9.2.4	<i>Sezione 4 X=28.00 (Mezzeria)</i>	50
9.3	VERIFICHE STRUTTURALI	52
9.3.1	<i>Sezione 1 X=0.00 (Appoggio su spalla)</i>	53
9.3.2	<i>Sezione 2 X=8.00 (Fine concio A)</i>	72
9.3.3	<i>Sezione 3 X=16.00 (Fine concio B)</i>	89
9.3.4	<i>Sezione 4 X=28.00 (Mezzeria)</i>	106
9.3.5	<i>Quadro riassuntivo delle Verifiche Strutturali</i>	125
10.	<u>TRAVERSI.....</u>	<u>130</u>
11.	<u>CONNESSIONI.....</u>	<u>132</u>
12.	<u>SOLETTA</u>	<u>133</u>

PROGETTAZIONE ATI:

12.1	VERIFICHE SLU	133
12.1.1	<i>Analisi dei carichi</i>	133
12.1.2	<i>Sollecitazioni</i>	135
12.1.3	<i>Verifiche flessionali</i>	138
12.1.4	<i>Verifiche a taglio</i>	140
12.2	VERIFICHE SLE	141
12.2.1	<i>Verifica tensionale</i>	141
12.2.2	<i>Verifica a fessurazione</i>	145
12.1	VERIFICHE DEGLI SBALZI NELLA CONFIGURAZIONE ECCEZIONALE DI URTO DEI VEICOLI IN SVIO	147

PROGETTAZIONE ATI:

1. PREMESSA

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni

Nell'ambito del progetto definitivo dell'intervento "S.G.C. E78 Grosseto – Fano, Tratto Selci - Lama (E 45) - S. Stefano di Gaifa, Adeguamento a 2 corsie del tratto della variante di Urbania", ed in particolare del Lotto 4 Mercatello sul Metauro ovest – Mercatello sul Metauro est, è prevista la realizzazione del "Viadotto Romito". La presente relazione di calcolo riguarda gli elementi principali dell'impalcato del suddetto viadotto.

L'andamento planimetrico dell'opera è curvilineo, con raggio di circa 1280m. La sezione trasversale dell'opera è costituita da una sede carrabile di 10.50m, e da due cordoli esterni di larghezza di 0.75m ognuno.

Il viadotto è costituito da un'unica campata di luce pari a 56.00m. L'asse di progetto sovrappassa la strada Località Romito e l'avvallamento adiacente.

La viabilità in progetto al di sopra del viadotto è una strada di categoria C1 composta da due corsie di larghezza 3.75m e da banchine di larghezza pari a 1.50m, con andamento planimetrico in curva (raggio pari a m 1280 circa) nel tratto interessato dal manufatto.

La sezione trasversale dell'opera è costituita da una sede carrabile di 10.50m e da due cordoli esterni di larghezza pari a 0.75m. L'impalcato risulta quindi di larghezza complessiva pari a 12.00m.

L'impalcato è della tipologia mista "acciaio-calcestruzzo" costituito da 3 travi a "doppio T" in acciaio di altezza variabile poste ad interasse pari a 3.50m e soletta in calcestruzzo armato gettato in opera, di spessore pari a 0.25m.

Il sistema di vincolamento previsto per il cavalcavia è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Tali dispositivi, essendo caratterizzati da un ridotto valore della rigidità orizzontale, garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura; inoltre tali dispositivi sono dotati di una certa capacità dissipativa in funzione della miscela elastomerica utilizzata, indispensabile per minimizzare gli spostamenti della struttura isolata.

Le spalle dell'opera, realizzate in conglomerato cementizio armato, presentano un plinto di forma rettangolare attestato su una palificata di fondazione costituita da micropali Ø450 mm. Lo sviluppo dell'elevazione è costituito da un fusto, dal superiore paraghiaia e da idonei muri di risvolto e orecchie atti a gestire il retrostante corpo del rilevato.

Si riportano di seguito alcune immagini descrittive della spalla oggetto della presente relazione.

PROGETTAZIONE ATI:

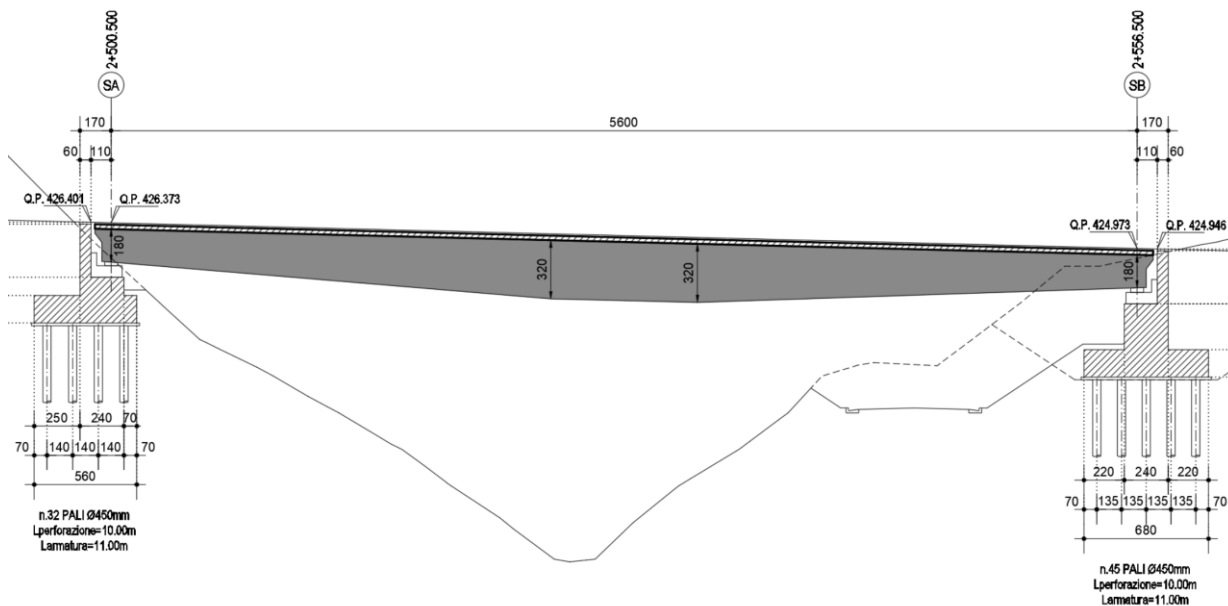


Figura 1-1 Sezione longitudinale lungo asse tracciamento

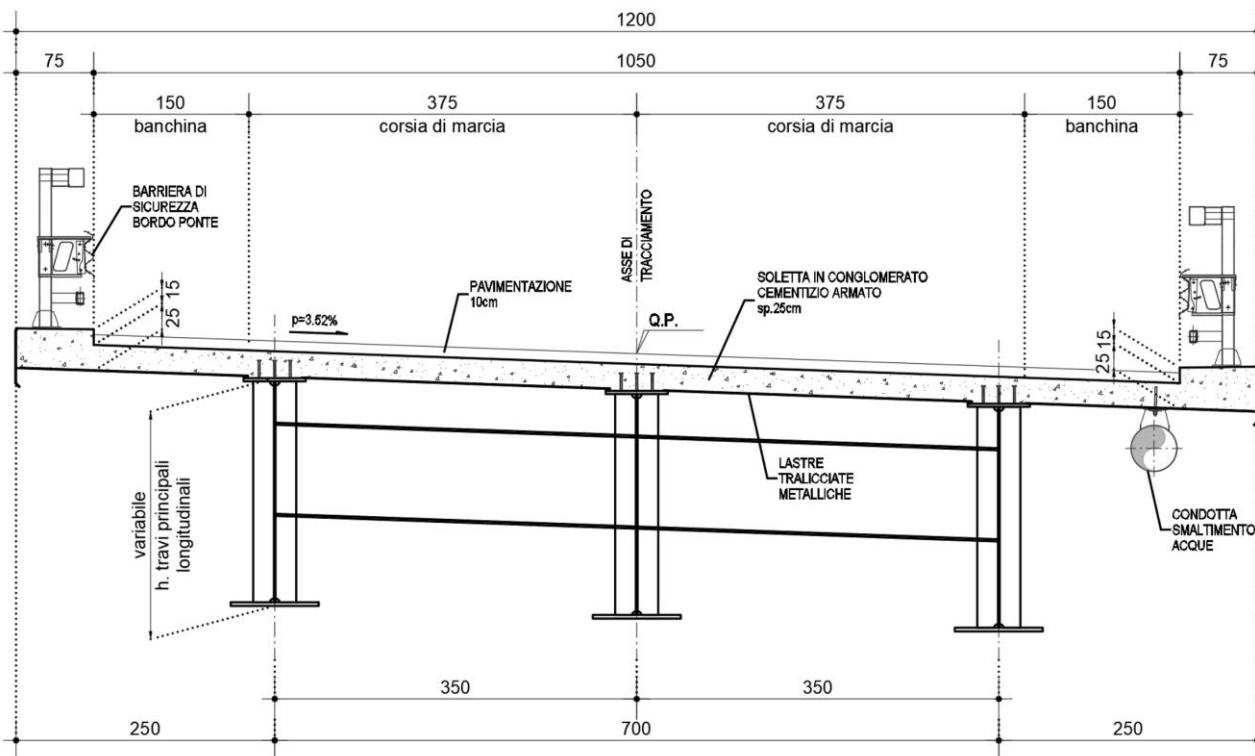


Figura 1-2 Sezione trasversale tipo impalcato (Cat. C1)

PROGETTAZIONE ATI:

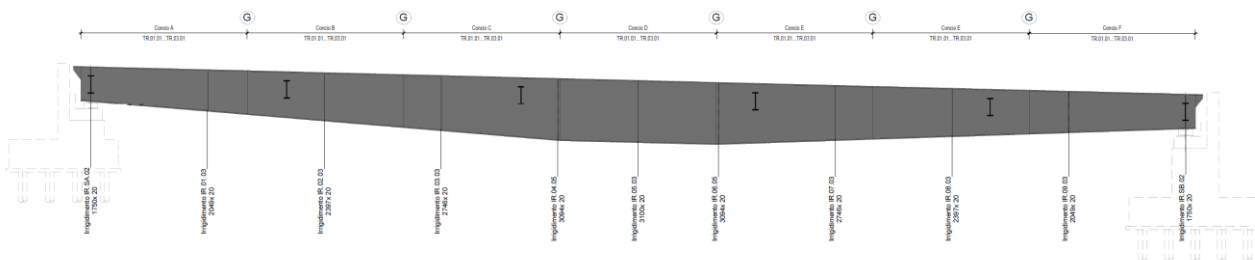


Figura 1-3 Impalcato metallico: Sezione longitudinale

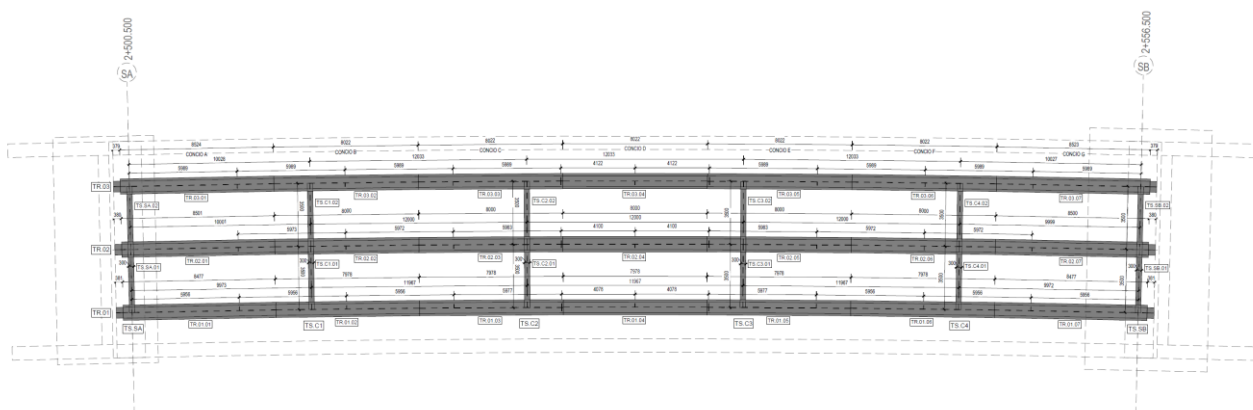


Figura 1-4 Impalcato metallico: Pianta

PROGETTAZIONE ATI:

2. NORME, DECRETI E DOCUMENTI

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente normativa italiana e da quella europea (Eurocodici). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi National Application Documents, verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente normativa nazionale.

2.1 OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE

- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004: “Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-4 (Eurocodice 1) – Luglio 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Agosto 2005: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1:2011 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206:2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 1337 Novembre 2001 – “Appoggi Strutturali”.

PROGETTAZIONE ATI:

2.2 NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI

- UNI EN 1991-2-1 (Eurocodice 1) – Marzo 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-2 (Eurocodice 3) – Gennaio 2007: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

2.3 GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA

- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1536:2010: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Pali trivellati”.

2.4 ULTERIORI PRESCRIZIONI E SPECIFICHE TECNICHE DI RFI E ITALFERR

- RFI DTC SI MA IFS 001 A: “Manuale di progettazione delle opere civili”;
- RFI DTC SI SP IFS 001 A: “Capitolato generale Tecnico di appalto delle Opere civili”.

PROGETTAZIONE ATI:

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi seguenti. Si riportano le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

3.1 CALCESTRUZZO

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari a 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copriferri minimi.

CAMPI DI IMPIEGO	Classe di esposizione ambientale	Copriferro minimo [mm]	Classe di resistenza adottata [MPa]
Magrone di riempimento o livellamento	XC0	-	C 12/15
Pali di Fondazione pile e spalle	XC2	60	C 25/30
Platee di Fondazione pile e spalle	XC2	40	C 25/30
Elevazione pile	XC4 XF2	50	C 32/40
Elevazione spalle	XC4 XD1 XF2	50	C 32/40
Baggioli e ritegni su pile	XC3	40	C 30/37
Baggioli e ritegni su spalle	XC3 XD1	50	C 30/37
Soletta impalcato	XC4	50	C 32/40
Cordoli laterali soletta impalcato	XC4 XD3 XF4	60	C 35/45

Tabella 3-1 – Classi di cls e copriferri minimi

PROGETTAZIONE ATI:

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C25/30	C30/37	C32/40	C35/45
Resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	N/mm ²	25,00	30,00	32,00	35,00
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	N/mm ²	14,17	17,00	18,13	19,83
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	N/mm ²	1,80	2,00	2,12	2,25
Tensione di aderenza cls-armatura	f_{bd}	N/mm ²	2,70	3,00	3,18	3,37
Tensione massima di compressione (comb. rara)	σ_c	N/mm ²	15,00	18,00	19,20	21,00
Tensione massima di compressione (comb. q.p.)	σ_c	N/mm ²	11,25	13,50	14,40	15,75
Modulo elastico medio istantaneo	E_m	N/mm ²	31476	32836	33346	34077

Tabella 3-2 - Grandezze meccaniche relative al cls

3.2 ACCIAIO

3.2.1 CARPENTERIA METALLICA – CLASSE S355

Si utilizzano per le strutture metalliche del viadotto i seguenti tipi di acciaio:

Elementi saldati di spessore fino a 40mm	S355J2W+N
Elementi saldati di spessore superiore a 40mm	S355K2W+N

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Resistenza di calcolo ($t \leq 40\text{mm}$)	f_y	= 355 N/mm ²
Resistenza di calcolo ($t > 40\text{mm}$)	f_y	= 335 N/mm ²
Modulo elastico	E_s	= 210000 N/mm ²

3.2.2 ARMATURE PER C.A. - ACCIAIO B450 C

Si utilizza per le armature degli elementi in c.a. la seguente tipologia di acciaio:

- B450 C Saldabile controllato in stabilimento

Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Proprietà		Requisito
Limite di snervamento	f_y	≥450 MPa
Limite di rottura	f_t	≥540 MPa
Allungamento totale al carico massimo	A_{gt}	≥7.5%

PROGETTAZIONE ATI:

Rapporto	f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto	$f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$

Tabella 3-3 - Grandezze meccaniche relative all'acciaio per cemento armato

3.2.3 BULLONI

Si utilizzano per le unioni delle strutture metalliche del viadotto i seguenti elementi:

Giunzioni a taglio: Viti Classe 8.8
 Dadi Classe 10
 Rosette Classe C50

Giunzioni ad attrito: Viti Classe 10.9
 Dadi Classe 10
 Rosette Classe C50

3.2.4 PIOLI

Si utilizzano per le connessioni a taglio tra la struttura metallica ed il cls i seguenti pioli:

Pioli tipo "NELSON" Acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)

$f_y > 350$ MPa

$f_u > 450$ MPa

Allungamento $< 15\%$

Strizione $> 50\%$

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dei pioli usate per le verifiche sono le seguenti:

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 350$ N/mm²
 Coefficiente parziale per verifiche sezionali $\gamma_M = 1.25$

3.2.5 CLASSE DI ESECUZIONE

La classe generale di esecuzione dell'opera è EXC3 secondo EN 1090-2.

3.3 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA

Relativamente ai coefficienti parziali dei materiali si fa riferimento, nell'ambito delle rispettive verifiche, a quanto contenuto in tabella.

PROGETTAZIONE ATI:

Coefficienti di sicurezza materiali

Carpenteria metallica

γ_{mo}	1.05 verifiche S.L.U. - resistenza
γ_{m1}	1.10 verifiche S.L.U. - buckling
γ_{m2}	1.25 verifiche S.L.U. - frattura in trazione
$\gamma_{m,ser}$	1.00 verifiche S.L.E. - limitazione delle tensioni
γ_{Ff}	1.00 verifiche S.L. fatica
γ_{Mf}	1.35 non fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.V
 EN 1993-1-1 6.1.(1) + N.A.D.
 EN 1993-2
 EN 1993-1-9 cap. 3.(8) - cap. 8.

Piolature

γ_v	1.25 verifiche S.L.U. - resistenza
k_s	0.60 verifiche S.L.E.
γ_{Mf}	1.15 fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.3.3
 EN 1994-2 cap. 6.6.3.1.(1)

Bullonature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
γ_{m3}	1.25 scorrimento S.L.U. (bull. Cat. C)
$\gamma_{m3,ser}$	1.10 scorrimento S.L.E. (bull. Cat. B)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.XII
 EN 1993-1-8 2.2.(2) + N.A.D.
 EN 1090-2

Saldature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
β_w	0.90 correlation factor (cord. Angolo)

riferimenti:

NTC 08 4.2.8.2.4
 EN 1993-1-8 4.5.3.2.(4) + N.A.D.
 EN 1090-2

Calcestruzzo

α_{cc}	0.85 carichi di lunga durata (quando rilevante)
γ_c	1.50 S.L.U.

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.1
 NTC 08 cap. 4.3.3
 EN 1992-1-1 2.4.2.4

Acciaio in barre

γ_s	1.15 resistenza S.L.U.
------------	------------------------

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.3
 NTC 08 cap. 4.3.3

PROGETTAZIONE ATI:

4. CODICI DI CALCOLO

4.1 CSI BRIDGE

Il codice di calcolo CSI Bridge v. 24.0.0, programma di modellazione strutturale agli elementi finiti, è stato utilizzato per la modellazione degli elementi dell'impalcato. I risultati delle sollecitazioni sono stati controllati manualmente a campione mediante metodi semplificati per verificare l'ordine di grandezza dei risultati.

4.2 PONTI EC4

Le verifiche sezionali dell'impalcato sono state eseguite utilizzando il programma Ponti EC4, software per il calcolo di sezioni miste acciaio-calcestruzzo per impalcati da ponte, sviluppato da Alhambra s.r.l. Il programma consente di eseguire tutte le verifiche connesse alla progettazione di una trave in sezione composta acciaio-calcestruzzo con riferimento alle metodologie indicate dagli Eurocodici.

4.3 VALIDAZIONE CODICI DI CALCOLO

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2008, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati.

L'analisi strutturale e le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo, cui criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione.

La correttezza dei risultati ottenuti per mezzo di altri strumenti di calcolo automatico viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative, come dettagliato meglio nel capitolo apposito della relazione di calcolo.

PROGETTAZIONE ATI:

5. CRITERI DI CALCOLO

5.1 FASI DI CALCOLO

Trattandosi, di un sistema misto acciaio-clt l'analisi delle azioni agenti e le verifiche vengono eseguite sulla base di una suddivisione in tre fasi del comportamento dell'impalcato, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e quindi ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni.

FASE 1: Considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre prefabbricate e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte. La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica.

FASE 2: Ai successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, barriere, ecc.) corrisponde invece una sezione resistente mista acciaio-calcestruzzo. Per tenere in considerazione i fenomeni "lenti" che accompagnano questa fase, che interagiscono con la viscosità del calcestruzzo, si adotta per il calcestruzzo un valore del modulo elastico effettivo corrispondente a quello ottenuto adottando un coefficiente di viscosità come suggerito dalla normativa, che si traduce, in fase di verifica, a considerare un valore del coefficiente di omogeneizzazione n pari a 18.

Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi "lenti" in quanto concomitanti con quelli viscosi, e vengono pertanto anch'essi valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione della fase 2. In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti ai cedimenti differenziali delle strutture di appoggio. Si è inoltre tenuto conto della fessurazione trascurando il contributo del calcestruzzo alla rigidità dell'elemento nelle zone adiacenti alla pila per una lunghezza pari al 15% della luce delle campate da ciascun lato dell'appoggio intermedio.

FASE 3: Corrisponde al transito dei carichi accidentali. Le sollecitazioni nella sezione resistente acciaio-calcestruzzo vengono calcolate considerando il rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali, che vale circa 6, per la classe di resistenza del calcestruzzo C35/45 adottata.

Particolare attenzione viene rivolta alla determinazione delle lunghezze delle stese di carico per ottenere in ciascuna sezione la condizione di massimo valore di taglio, di momento flettente o di momento torcente.

In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti alla variazione termica differenziale e dell'azione del vento.

I calcoli sono stati svolti su una delle due travi costituenti l'impalcato in quanto trattandosi di impalcato trasversalmente isostatico, è lecito determinare il carico gravante su ciascuna delle due travi, sulla base del posizionamento trasversale di quest'ultimo, semplicemente tramite considerazioni di equilibrio. Per questo motivo si è determinato il carico sulla singola trave, ipotizzando per quest'ultimo la posizione maggiormente sbilanciata e quindi più sfavorevole.

5.2 COMBINAZIONI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

PROGETTAZIONE ATI:

I carichi considerati nelle verifiche sono nominati, come suggerito dalla norma ed in quanto di pertinenza, con la nomenclatura di seguito riportata:

- g1 Peso proprio degli elementi strutturali
- g2 Peso proprio dei carichi permanenti portati (pavimentazioni, parapetti ecc...)
- g3 Altre azioni permanenti
- ε1 Distorsioni e presollecitazioni di progetto
- ε2 Ritiro e Viscosità
- ε3 Variazioni termiche
- ε4 Cedimenti vincolari
- q1 Carichi variabili da traffico
- q2 Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità
- q3 Azione longitudinale di frenamento o accelerazione
- q4 Azione centrifuga
- q5 Azioni di Neve e Vento
- q6 Azioni Sismiche
- q7 Resistenze passive dei vincoli
- q8 Urto di veicolo in svio

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008 e di seguito riportate:

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

$$\sum_{i=1}^3 \gamma_{gi} \cdot g_i + \sum_{i=1}^4 \gamma_{\epsilon i} \cdot \epsilon_i + \gamma_Q \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot q_i$$

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

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \epsilon_i + q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{0i} \cdot q_i$$

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

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \epsilon_i + \psi_{11} \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

PROGETTAZIONE ATI:

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

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + \sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi agli urti ed altre azioni eccezionali

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_{8/9} + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

Nelle quali:

Le azioni eccezionali connesse agli urti sono prese singolarmente per ogni combinazione.

L'azione sismica verticale non è significativa nel dimensionamento dell'impalcato in quanto non contemporanea al traffico.

I coefficienti di combinazione considerati nel calcolo sono di seguito riportati:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità. Variazioni termiche. Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}, \gamma_{\varepsilon 3}, \gamma_{\varepsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

Tabella 5-1 Tabella dei coefficienti parziali per i ponti

PROGETTAZIONE ATI:

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 5-2 Tabella dei coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

5.3 CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE DI CALCOLO

Le resistenze di calcolo adottate per le verifiche strutturali sono definite come segue:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

In cui:

- f_d : Resistenza di calcolo
- f_k : Resistenza caratteristica
- γ_m : coefficiente parziale del materiale

I coefficienti parziali dei materiali adottati, conformi con le NTC 08 sono riportati nella seguente tabella:

Carpenteria metallica	Resistenza delle sezioni	γ_{M0}	1.05
	Resistenza all'instabilità	γ_{M1}	1.10
	Resistenza alla rottura	γ_{M2}	1.25
	Resistenza dei pioli	γ_v	1.25
	Resistenza alla fatica	γ_f	1.35
	Resistenza a scorrimento SLE delle bullonature	γ_{M3}	1.10
Cemento armato	Resistenza	γ_c	1.5

PROGETTAZIONE ATI:

	conglomerato		
	Resistenza dell'armatura	γ_s	1.15

La resistenza del conglomerato è valutata prendendo in conto il coefficiente riduttivo della resistenza per fenomeni di lunga durata $\alpha_{cc}=0.85$.

PROGETTAZIONE ATI:

6. MODALITÀ DI ANALISI

6.1 MODELLO TRIDIMENSIONLE

L'analisi della struttura è stata condotta tramite una modellazione numerica agli elementi finiti implementata con l'ausilio del codice di calcolo CSI Bridge v. 24.0.0, riproducendo le reali caratteristiche tridimensionali della struttura.

L'analisi è stata condotta per fasi (cd. "Stage Constarction"), applicando i carichi alla modellazione numerica in coerenza con le fasi costruttive descritte al precedente punto 5.1.

Di seguito si riportano immagini dell'implementazione numerica

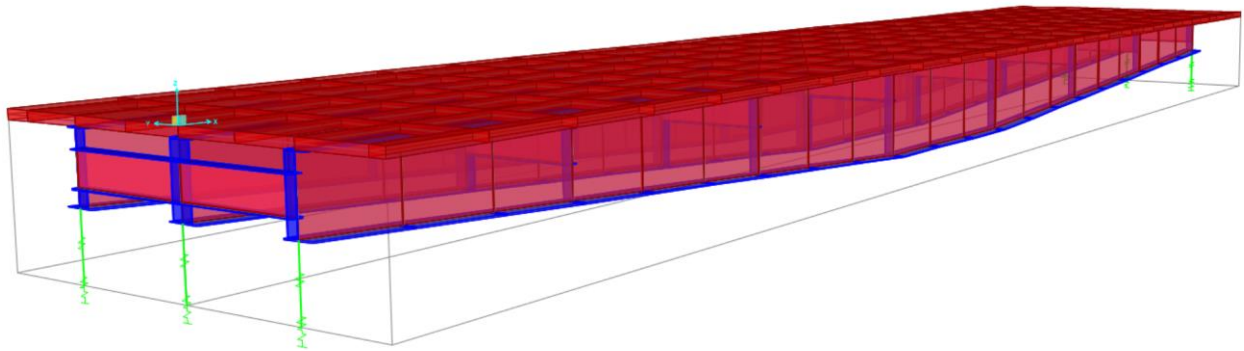


Figura 6-1 Modellazione numerica agli elementi finiti: vista completa

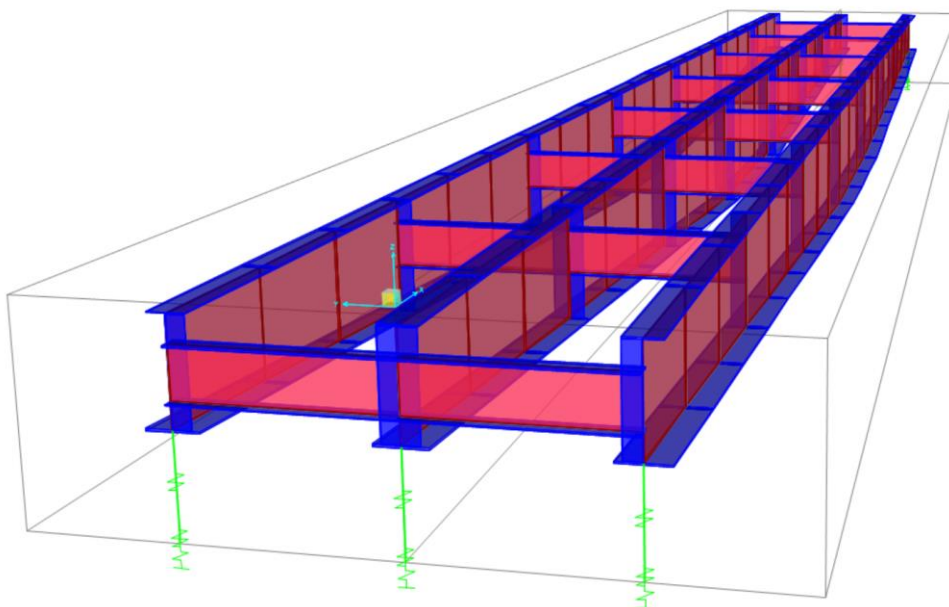
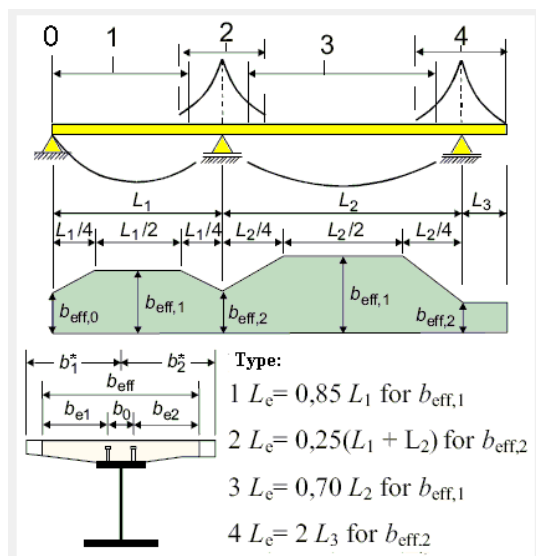


Figura 6-2 Modellazione numerica agli elementi finiti: vista dei soli elementi in carpenteria metallica

PROGETTAZIONE ATI:

6.2 SOLETTA COLLABORANTE PER ANALISI STRUTTURALE

La larghezza collaborante di soletta da considerare per l'analisi della trave è definita, secondo il punto 4.3.2.3 del D.M. 2008, in funzione dell'interasse delle travi e delle condizioni di vincolamento. Le larghezza collaborante per le diverse sezioni di verifica è calcolata come segue:



7. ANALISI DEI CARICHI

7.1 CARICHI PERMANENTI (G1 E G2)

I pesi propri strutturali sono stati determinati direttamente dal codice di calcolo. Risultata:

Pesi strutturali:

Struttura in acciaio: $(2.80 \times 12.00) = 33.6$ kN/m

Soletta in calcestruzzo: $(25.00 \times 12.00 \times 0.24) = 75.00$ kN/m

Per i carichi permanenti portati si è assunto quanto di seguito:

Permanenti portati:

Pavimentazione: $(3.00 \times 10.50) = 31.50$ kN/m

Cordoli: $2 \times (25.00 \times 0.75 \times 0.15) = 5.63$ kN/m

Barriere: $2 \times 1.50 = 3.00$ kN/m

7.2 VALORI DEI COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE ACCIAIO-CALCESTRUZZO (ϵ_4)

Si determinano i valori dei coefficienti di omogeneizzazione acciaio - calcestruzzo in accordo con le NTC come evidenziato nel seguito.

La soletta, realizzata in conglomerato cementizio di resistenza caratteristica C32/40, ha modulo elastico istantaneo pari a:

PROGETTAZIONE ATI:

$$E_{cls,0} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 33345 \text{ N/mm}^2$$

Il coefficiente di omogeneizzazione per azioni di breve durata risulta pertanto:

$$n = E_s / E_{cls,0} = 210000 / 33345 = 6.30 \quad \text{si assume } n = 6$$

Il coefficiente finale di viscosità per il conglomerato della soletta, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di circa 55% e avente dimensione fittizia $\alpha = 2A_c/u > 60$ (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta: $\phi(t_\infty, t_0) = 2$

in cui è stato assunto t_0 , tempo di applicazione dei carichi permanenti responsabili di effetti viscosi, superiore a 60 giorni. Noto il valore del coefficiente di viscosità si ricava il modulo elastico del conglomerato a tempo infinito:

$$E_{cls,\infty} = E_{cls,0} / [1 + \phi(t_\infty, t_0)] = 11359 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto il coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito risulta:

$$n = E_s / E_{cls,\infty} = 210000 / 11115 = 18.90 \quad \text{si assume } n = 18$$

In sintesi si ha:

$n = \infty$: reagente solo la trave in acciaio sotto l'azione dei pesi strutturali;

$n = 18$: reagenti trave e soletta collaborante sotto l'azione di carichi differiti (permanentemente portati, ritiro, cedimenti....);

$n = 6$: reagenti trave e soletta collaborante sotto l'azione di carichi istantanei (carichi accidentali, variazioni termiche, vento....).

7.3 RITIRO DIFFERENZIALE FRA TRAVE E SOLETTA (ϵ_2)

L'azione da ritiro è stata determinata secondo il punto 11.2.10.6 delle NTC 08. Si è considerato un calcestruzzo a ritiro compensato.

La dilatazione lineare specifica finale da ritiro per il conglomerato della soletta, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di circa 55% e avente dimensione fittizia $h_0 = 2A_c/u \cong 60$ (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

$$\epsilon_{sh} = 0.00012$$

in cui è stato assunto t_0 , età del conglomerato a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro, compreso tra 8 e 60 giorni.

Per le travi, essendo elementi composti acciaio-calcestruzzo, si sono valutati separatamente gli effetti primari del ritiro e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura). Gli effetti primari vengono valutati con la formula:

$$N_r = \epsilon_{sh} * E_s / n_{f2b} * b_{eff} * t_{cls}$$

$$M_r = N_r * e$$

PROGETTAZIONE ATI:

In particolare con “e” si è indicata l'eccentricità fra il baricentro della soletta e il baricentro della sezione composta omogeneizzata. In sede di verifica tensionale, nella soletta, alle tensioni indotte da N_r e M_r si aggiunge lo stato di coazione locale di trazione $\sigma_{sh} = \epsilon_{sh} * E_s / n_{f2b}$. Gli effetti del ritiro primario nelle verifiche sono calcolati automaticamente dal software PontiEC4 sezione per sezione, e sono ignorati nelle zone fessurate in accordo a EN1994-2, 5.4.2.2 (8); gli effetti secondari sono presi in conto dalla modellazione globale effettuata con Lusas di cui si riportano nel seguito dei paragrafi le sollecitazioni.

7.4 VARIAZIONE TERMICA UNIFORME (ϵ_3)

Nelle strutture miste, vista la differente inerzia termica dei materiali che costituiscono l'impalcato, si considera una variazione termica uniforme sulla soletta di $\pm 10^\circ\text{C}$, come da indicazioni in EC1 Parte 5 Cap 6.1 previsto dall'Approccio 2 per impalcati misti acciaio-calcestruzzo. Questa coazione è stata trattata in termini analoghi al ritiro: si sono cioè implementati gli effetti iperstatici nel modello Straus7, e gli effetti isostatici sono calcolati sezione per sezione in Ponti EC4 così come descritto per il ritiro.

La dilatazione termica differenziale considerata nei calcoli è la seguente:

$$\epsilon_{\Delta T} = \alpha * \Delta T = 1,2 \text{ E-}5 \times 10 = 1.2 \text{ E-}4$$

7.5 CEDIMENTI DIFFERENZIALI DEGLI APPOGGI (ϵ_5)

Non presi in considerazione, trattandosi di struttura isostatica.

7.6 CARICHI DA TRAFFICO (VERIFICHE DI RESISTENZA)

Si seguono le disposizioni contenute nel D.M. 2008, cap. 5.1.3.3.5, equivalenti a quelle contenute in EN 1991-2. Si fa riferimento a ponti di I categoria.

Nel caso in esame, la carreggiata, di larghezza utile pari a 8.50 m, è in grado di ospitare 2 corsie di carico intere di larghezza convenzionale pari a 3.0 m ciascuna più la restante parte rimanente.

Corsia di carico n.1 costituita da:

- Schema di carico n.1: n. 4 carichi concentrati da 150 kN disposti a interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale
- Carico uniformemente ripartito d'intensità 9.0 kN/m² su una larghezza di 3.00m

Corsia di carico n. 2 costituita da:

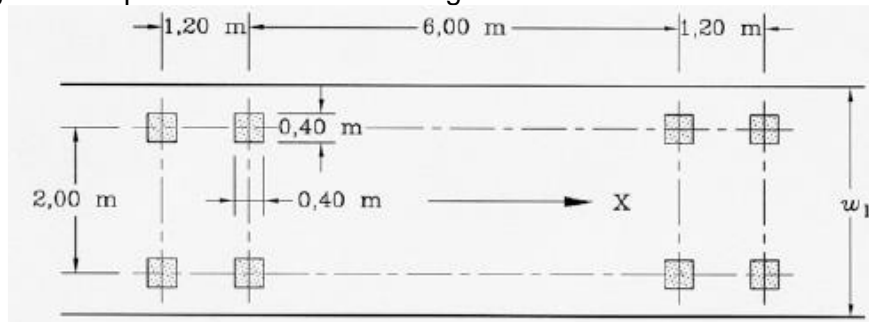
- Schema di carico n.1 ridotto: n. 4 carichi concentrati da 100 kN disposti a interasse 2.00 m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale
- Carico uniformemente ripartito d'intensità 2.5 kN/m² su una larghezza di 3.00 m.

Si valuta infine la porzione di carreggiata restante che viene caricata tramite la parte rimanente di carico, in grado di produrre la massima sollecitazione sulla trave analizzata.

PROGETTAZIONE ATI:

7.7 CARICHI DA TRAFFICO (VERIFICHE DI FATICA)

Le verifiche a fatica sono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti λ . Pertanto si considera il transito sulla corsia lenta del veicolo FLM3, formato da 4 assi da 120.0 kN ciascuno, ed avente la configurazione planimetrica indicata in figura.



L'impalcato oggetto di dimensionamento è a doppio senso con due corsie di marcia e pertanto si considera la presenza di una sola corsia lenta, posizionata nella sua collocazione reale di progetto. La presenza di una sola corsia lenta è tenuta in conto attraverso il coefficiente λ_4 assunto unitario nel caso in oggetto.

7.8 FRENATURA (Q₃)

Non presa in considerazione in quanto responsabile di sollecitazioni trascurabili sugli elementi d'impalcato.

7.9 AZIONE CENTRIFUGA (Q₄)

Non presa in considerazione in quanto responsabile di sollecitazioni trascurabili sugli elementi d'impalcato.

7.10 AZIONE DEL VENTO (Q₅)

Si considera cautelativamente una pressione cinetica $p_w = 2.50 \text{ kN/m}^2$ diretta ortogonalmente all'asse del ponte.

Sull'impalcato, oltre al carico trasversale uniformemente distribuito, viene associata anche una coppia torcente. La torsione viene applicata mediante due carichi verticali uniformemente distribuiti, uno per ogni trave, equivalenti al momento di trasporto della risultante della azione del vento sull'impalcato fino alla quota che rappresenta l'asse della trave mista acciaio-calcestruzzo.

L'azione orizzontale distribuita all'altezza dell'asse baricentrico risulta:

$$q_v = p_v * H = 2.50 * (3.20 + 0.25 + 0.10 + 3.00) = 16.38 \text{ kN/m}$$

dove:

$H = 3.20 + 0.25 + 0.10 + 3.00 = 6.55 \text{ m}$ altezza investita dal vento (ingombro impalcato e ingombro veicolo standard)

Il momento che ne consegue risulta:

PROGETTAZIONE ATI:

$$m_v = q_v * (H/2 - z_G) = 16.38 * (6.55/2 - 2.65) = 10.24 \text{ kNm/m.}$$

dove:

z_G è la quota del baricentro della sezione completa in acciaio calcestruzzo con coefficiente di omogeneizzazione
 $n=6$ (fenomeni veloci), misurate dall'intradosso della trave.

Il carico verticale generato dal vento sulla trave di bordo risulta pertanto:

$$q_{\text{vert}} = 10.24 / 7 = 1.47 \text{ kN/m}$$

Dove 7 indica l'interasse delle travi espresso in m.

PROGETTAZIONE ATI:

8. CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state svolte in accordo con le NTC-08 cap 4.2, 4.3 e relative istruzioni nonché con quanto contenuto nei seguenti Eurocodici:

EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2.

Nell'ambito dei vari stati limite considerati si effettuano, a livello sezionale, le seguenti verifiche:

- Verifiche di resistenza flessionale SLU della trave composta
 - Verifica Plastica (quando applicabile)
 - Verifica tensionale (quando non applicabile la verifica plastica)
- Verifica di resistenza al taglio SLU
 - Verifica Plastica
 - Shear Buckling
 - Controllo interazione Taglio-Flessione
- Verifiche di controllo tensionale SLE
- Verifica delle connessioni trave-soletta (piolature) SLU e SLE
- Stabilità dei pannelli d'anima in esercizio (web breathing)
- Verifiche di fatica

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico dal programma "Ponti EC4" per tutte le sezioni significative del ponte. Nel seguito vengono espone in dettaglio i criteri di verifica adottati.

8.1 VERIFICHE SLU – RESISTENZA DELLE SEZIONI

Le verifiche di resistenza delle sezioni allo S.L.U. viene effettuata attraverso i seguenti passaggi:

- Preclassificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sotto componenti

- Analisi plastica

Tracciamento dei domini di resistenza della sezione N/M_{rd} ed $N/M_{f,rd}$ (quest'ultimo è il dominio della sezione privata dell'anima).

PROGETTAZIONE ATI:

Per la valutazione di N_{pl} e M_{pl} si seguono i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 6.2.1.2. (4.3.2.1.2. delle NTC 2008).

Il calcolo di M_{pl} viene effettuato mediante semplici considerazioni di equilibrio delle forze plastiche sviluppate dai singoli elementi componenti la sezione, e della eventuale azione assiale concomitante, sotto opportune ipotesi, verificate a posteriori, riguardanti la posizione dell'asse neutro plastico.

In generale, quindi, indicato con:

- $N_{abf} = t_{inf} \times b_{inf} \times f_{yinf} / \gamma_{m0}$ azione assiale plastica sviluppabile dalla piattabanda inferiore;
- $N_{aweb} = t_{web} \times h_{web} \times f_{yweb} / \gamma_{m0}$ azione assiale plastica sviluppabile dalla anima;
- $N_{atf} = t_{sup} \times b_{sup} \times f_{ysup} / \gamma_{m0}$ azione assiale plastica sviluppabile dalla piattabanda superiore;
- $N_{c1} = 0.85 \times f_{ck} \times b_{eff} \times t_{c1} / \gamma_c$ azione assiale plastica sviluppabile dal layer di cls (di spessore pari a t_{c1}) compreso tra il layer superiore di armatura e l'estradosso della soletta (agente solo a compressione);
- $N_{c2} = 0.85 \times f_{ck} \times b_{eff} \times t_{c2} / \gamma_c$ azione assiale plastica sviluppabile dal layer di cls (di spessore pari a t_{c2}) compreso tra i due layers di armatura (agente solo a compressione);
- $N_{c3} = 0.85 \times f_{ck} \times b_{eff} \times t_{c3} / \gamma_c$ azione assiale plastica sviluppabile dal layer di cls (di spessore pari a t_{c3}) compreso tra la piattabanda superiore e il layer di armatura inferiore (agente solo a compressione);
- $N_{layer1} = A_{slinf} \times f_{yk} / \gamma_s$ azione assiale plastica sviluppabile dal layer inferiore di armatura (di area complessiva A_{slinf});
- $N_{layer2} = A_{slsup} \times f_{yk} / \gamma_s$ azione assiale plastica sviluppabile dal layer superiore di armatura (di area complessiva A_{slsup});
- N_e azione assiale esterna, agente in corrispondenza del baricentro geometrico della sezione;
- $f_{yinf}, f_{ysup}, f_{yweb}$ resistenze caratteristiche di snervamento dell'acciaio componente rispettivamente la piattabanda inferiore, la piattabanda superiore e l'anima;

La posizione dell'asse neutro plastico, per un dato segno dell'azione flettente, è immediatamente e univocamente determinabile dall'esame di relazioni simili alla seguente, esplicitata per il caso di momento flettente negativo (soletta compressa), e asse neutro plastico disposto nell'anima:

$$Z_{pl} = t_{inf} + (-N_e + N_{layer1} + N_{layer2} + N_{atf} - N_{abf} + N_{aweb}) / (2 t_{web} f_{yweb} \gamma_{m0})$$

Si evidenzia inoltre che:

- l'azione assiale plastica sviluppata dal calcestruzzo in compressione viene valutata sulla base di uno stress block equivalente, di altezza pari a quella effettiva, ma di intensità ridotta all'85% (cfr. EN 1994-2, cap. 6.2.1.2.(1), punto d),
- le armature in compressione vengono considerate, al fine di evitare possibili punti di discontinuità nella ricerca di a.n.p. per azione assiale variabile, rinunciando all'ipotesi semplificativa contemplata da EN 1994-2, cap. 6.2.1.2.(1), punto c
- per i medesimi motivi indicati al punto precedente, i layers di armatura vengono modellati con "strisce" di spessore equivalente.

Il tracciamento dei domini viene effettuato per punti, valutando di volta in volta la posizione dell'asse neutro plastico e il valore di M_{pl} sotto l'azione dell'azione assiale N incrementata da 0 (flessione semplice, positiva o negativa) fino a $\pm N_{pl}$ con incrementi pari a $N_{pl}/10$.

PROGETTAZIONE ATI:

- Verifica interazione azione assiale - flessione - taglio (tutte le classi)

Si adotta univocamente, per tutte le classi di sezione, l'approccio proposto da EN 1993-1-5, cap. 7.1, che consiste nella valutazione di un rapporto di sfruttamento modificato in funzione dei singoli rapporti di sfruttamento valutati per pressoflessione e taglio agenti separatamente. L'adozione di questa formulazione risulta a rigore solo leggermente più cautelativa di quella riservata alle sezioni di classe 1 e 2, per le quali l'interazione N-M-V si risolverebbe con la deduzione di un rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali valutato con riferimento ad un'anima opportunamente ridotta per tenere conto dell'influenza del taglio (cfr. EN 1994-2 cap. 6.2.2.4 (2)).

Un'ulteriore ipotesi cautelativa, riservata alla verifica di sezioni in classe 3 e 4, è l'utilizzo sistematico del rapporto di sfruttamento elastico η_1 in luogo di quello plastico $\bar{\eta}_1$, indipendentemente dall'andamento delle tensioni lungo l'anima (a rigore la EN 1993-1-5, cap. 7.1.(4) e (5) prevede tale accortezza solo qualora l'anima risulta interamente in compressione). Inoltre in EN 1993-1-5 7.1 (2) è indicato che la verifica deve essere effettuata a distanza maggiore di $h_w/2$ dalla sezione di appoggio.

Come già evidenziato relativamente al calcolo del contributo resistente a taglio delle flange, le resistenze plastiche della sezione completa e della sezione privata dell'anima sono rilevate direttamente dai rispettivi domini di interazione, per cui:

$$M_{pl,Rd} = M_{pl(N),Rd} \quad (\text{sezione intera})$$

$$M_{f,Rd} = M_{f(N),Rd} \quad (\text{sezione costituita dalle sole flange})$$

Si rileva che la disequaglianza associata alla formula di interazione presentata poco sopra, evidenzia implicitamente che la formula non è applicabile (non vi è interazione) qualora il momento di progetto sia minore di quello sopportabile dalle sole flange.

Per sezioni in classe 3 e 4, il momento di progetto M_{Ed} viene valutato sulla base degli stress cumulati nella fibra più sollecitata ($M_{Ed,eq} = \max | W_{xi} * \Sigma \sigma_{x,i} |$).

8.2 VERIFICHE SLE – LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

La verifica viene condotta puntualmente, sulla sezione omogenizzata, con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E. rara.

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{y,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{y,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{m,ser})^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

PROGETTAZIONE ATI:

$\gamma_{m,ser} = 1.0$ è il coefficiente da applicare al materiale in condizioni di esercizio secondo le EN 1993-2 e EN 1994-2.

I punti di verifica in cui sono valutate le tensioni sono sempre gli stessi della figura precedente.

8.3 VERIFICHE SLE – WEB BREATHING

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli pannelli e sotto pannelli. I criteri di verifica sono contenuti nelle istruzioni a NTC-08, cap. 4.2.4.1.3.4, che rimandano a EN 1993.2, cap. 7.4.

Tra i metodi proposti, si sceglie quello più rigoroso, comprendente la verifica diretta della stabilità dei sottopannelli. Tale metodo consistente nel confronto del quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente e rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello. Si applica pertanto la relazione (cfr.1993-2 cap. 7.4.(3)):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma}\sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1.1 \cdot \tau_{xy,Ed,ser}}{k_{\tau}\sigma_E}\right)^2} \leq 1.1$$

In cui:

σ_E è la tensione normale critica viene valutata a partire da quella Euleriana, tenendo conto della eventuale sovrapposizione dei fenomeni di instabilità di piastra e di colonna tramite il coefficiente ξ , seguendo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 - 4.5.4.(1).

k_{σ}, k_{τ} sono i coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e dello stato di sforzo del pannello.

La verifica viene effettuata in automatico dal programma Ponti EC4, sulla base delle combinazioni S.L.E. frequenti elaborate per tutte le sezioni di verifica.

8.4 VERIFICHE SLU E SLE – VERIFICA CONNESSIONI TRAVE SOLETTA

Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza. I dettagli adottati per la connessione trave-soletta sono conformi alle NTC-08 paragrafo 4.3.4.1.2 e C.4.3.4 delle relative istruzioni.

- Verifica tensionale elastica SLU e SLE

La verifica tensionale elastica viene condotta mediante la deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio sul singolo piolo secondo la condizione di carico analizzata (SLU o SLE). Lo scorrimento unitario è calcolato come segue:

$$V_{ED} = \frac{V \cdot S}{J}$$

In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche non fessurate.

Quindi si fa il confronto con la portanza del piolo valutata come:

PROGETTAZIONE ATI:

$$P_{RD}^1 = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v}$$

$$P_{RD}^2 = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}$$

$$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{per } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{per } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$$P_{RD} = \min(P_{RD}^1, P_{RD}^2)$$

La verifica sarà quindi condotta come segue:

$$V_{ED} \leq n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.U. (combinazione fondamentale)}$$

$$V_{ED} \leq K_s \cdot n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.E. (combinazione caratteristica)}$$

K_s è un coefficiente riduttivo per lo S.L.E. assunto pari a 0.6

n è il numero di pioli per unità di lunghezza considerata

- Verifica concentrazione scorrimenti per effetto del ritiro e della variazione termica nelle zone di estremità trave

L'ammontare delle azioni di scorrimento per ritiro e variazione termica nelle zone di coda viene calcolato a partire dall'azione assiale indotta dalle relative deformazioni impresse nella soletta (ritiro e ΔT), assumendo una distribuzione costante del flusso per una lunghezza di trave assunta pari alla larghezza di soletta efficace (b_{eff}).

$$V_{L,ED,max} = \frac{V_{L,ED}}{b_{eff}}$$

$$n_{pioli} = \frac{V_{L,ED,max}}{P_{RD}}$$

n_{pioli} è il numero di pioli da inserire per una lunghezza b_{eff} a partire dalla testata della trave.

8.5 VERIFICHE SLF – VERIFICHE A FATICA

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti λ , associato all'impiego del veicolo a fatica FLM3 (istruzioni NTC-08, cap. 4.2.4.1.4.6.3., ovvero EN 1993-2 cap. 9).

In sintesi, il metodo consente di valutare l'oscillazione di sforzo in un dato dettaglio strutturale sulla base del transito di uno specifico modello di carico (FLM3). L'azione oscillante del singolo automezzo, opportunamente calibrata mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, fornisce l'impatto del traffico reale sul dettaglio considerato.

PROGETTAZIONE ATI:

Si ha pertanto:

$\Delta\sigma_p = | \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min} |$ escursione tensionale, valutata in combinazione di progetto a fatica.

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p$ ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per $2 \cdot 10^6$ cicli

con:

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$ fattore equivalente di danno

Φ_2 fattore di amplificazione dinamica (impatto)

Verifica a fatica:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_d / \gamma_{Mf}$$

In ottemperanza alla norma e nell'ottica del concetto di vita illimitata si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

$\gamma_{Mf} = 1.35$ alta conseguenza a seguito della rottura del dettaglio

$\gamma_{Mf} = 1.15$ bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (dettagli secondari)

8.5.1 COEFFICIENTI λ

Il valore dei coefficienti $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 § 6.8.6.2 rispettivamente per i dettagli di carpenteria e per le piolature (in quest'ultimo caso i coefficienti λ verranno indicati con il pedice aggiuntivo "v"). Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di carico, si fa riferimento alla tabella seguente, tratta da NTC-08 § 5.1.4.3. La strada ospitata dalla struttura in esame viene assunta di categoria 2.

Tabella 5.1.X – *Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia lenta*

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	$2,0 \times 10^6$
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	$0,5 \times 10^6$
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	$0,125 \times 10^6$
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	$0,05 \times 10^6$

PROGETTAZIONE ATI:

- Coefficiente $\lambda_1 - \lambda_{v1}$

Il coefficiente λ_1 dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza.

Per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), viene dedotto dai grafici di seguito riportati, rispettivamente per la zona di centro campata e per la zona in prossimità degli appoggi interni, con riferimento alla luce L calcolata secondo lo schema di cui alla EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2).

λ_1 , 9.5.2 (2) EN 1993-2, 2006(E)

			Bending moment	Shear force
at midspan		$2.55 - 0.7 (L-10) / 70$	L = length of span under consideration	L = 0.4 * span under consideration
at support	L < 30 m	$2.00 - 0.3 (L-10) / 20$	L = the mean of two adjacent spans	L = length of span under consideration
	L ≥ 30 m	$1.70 + 0.5 (L-30) / 50$		

SEZIONE	Progr. Sezione [m]	Ubicazione	λ_1 (Momento)	λ_1 (Taglio)
1	0.00	Appoggio	1,960	1,960
2	28.00	Campata	2,090	2,426

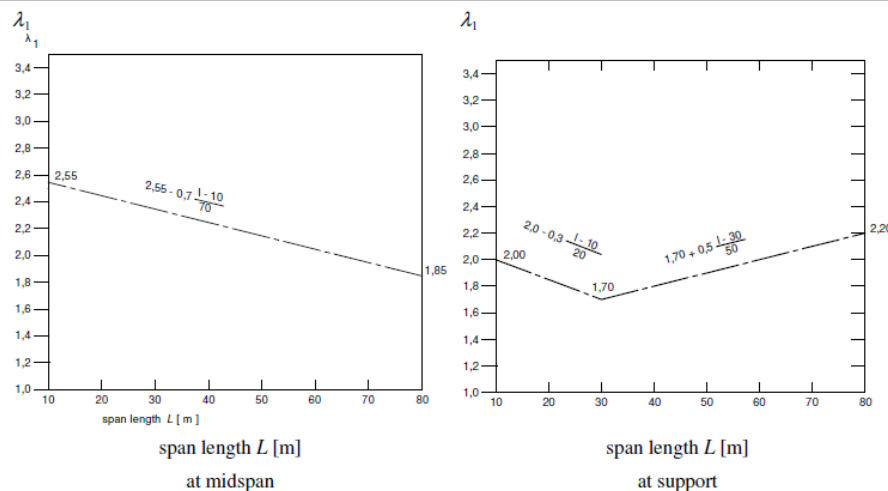


Figure 9.5: λ_1 for moments for road bridges

Per la verifica del sistema di connessione (pioli), con riferimento a EN 1994-2, cap. 6.8.6.2(4), si ha invece (valore valido per tutte le sezioni):

$$\lambda_1 = \lambda_{v1} = 1.55$$

- Coefficiente $\lambda_2 - \lambda_{v2}$

Il coefficiente λ_2 dipende dalla tipologia e dal volume di traffico.

Per la valutazione dei dettagli di carpenteria, si fa riferimento a EN 1993-2 § 9.5.2.(3). il coefficiente λ_2 viene determinato in funzione del flusso atteso di veicoli pesanti (NObs), e dal peso medio degli stessi Qm1, tramite la relazione (*):

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5}$$

Con:

PROGETTAZIONE ATI:

- $N_{obs} = 0.05 \cdot 10^6$ strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità (strada cat 4 - cfr. tab. prec.)
- $N_0 = 0.50 \cdot 10^6$ flusso di riferimento
- Q_{ml} peso medio dei veicoli, dedotto secondo la composizione di traffico dei veicoli frequenti per la tipologia di strada considerata, e valutato secondo la seguente relazione:

$$Q_{ml} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

Per i valori di Q_i e n_i si adotta la tabella 4.7 di EN 1991-2 cap. 4.6.5.(1), equivalente alla tabella contenuta in NTC-08 cap. 5, e di seguito riportata.

Classificazione del traffico

Con riferimento ai carichi mobili, il ponte è classificato di prima categoria.

Si considerano pertanto, ai fini delle verifiche per tutti gli S.L. (eccetto fatica) carichi di classe 1 secondo EN 1991-2 cap.4.

Le verifiche nei confronti dello S.L. di fatica vengono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti λ (EN 1993-2, cap. 9.5.2.).

Per la definizione dei parametri base, si fa riferimento cautelativamente ai seguenti criteri (EN 1991-2, EN 1993-2):

- categoria traffico: 3 (strade con bassa intensità di carico pesante) EN 1991-2 4.6.1.(3)
- N_{obs} : $1.25 \cdot 10^5$
- Composizione traffico: Medium Distance
- vita di progetto: $t_{id} = 100$ anni
- approccio: safe life (γ_M) 1.35

$$\lambda_2 = \frac{Q_{ml}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5} \quad Q_{ml} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

$$\lambda_{v2} = \frac{Q_{ml}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/8} \quad Q_{ml} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^8}{\sum n_i} \right)^{1/8}$$

Tabella 5.1.X – Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia lenta

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	$2,0 \times 10^6$
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	$0,5 \times 10^6$
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	$0,125 \times 10^6$
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	$0,05 \times 10^6$

PROGETTAZIONE ATI:

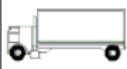




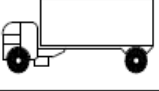
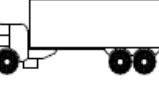
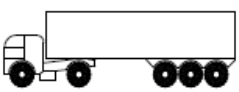
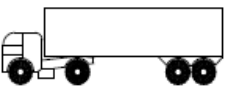
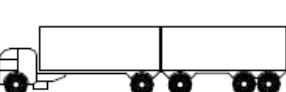
					
Q ₁ = 200 kN	Q ₂ = 310 kN	Q ₃ = 490 kN	Q ₄ = 390 kN	Q ₅ = 450 kN	
20%	5%	50%	15%	10%	Long distance
40%	10%	30%	15%	5%	Medium distance
80%	5%	5%	5%	5%	Local traffic

Tabella 5.1.VIII – Modello di carico a fatica n. 4 – veicoli equivalenti

Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	Composizione del traffico		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	50,0	30,0	5,0
	A B B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0
	A B C C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0

Per la verifica dei connettori, si adotta quanto previsto in EN 1994-2 6.8.6.2.(4), sostituendo l'esponente 1/5 con 1/8 nelle relazioni precedentemente esposte.

	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
Q _i [kN]	200,00	310,00	490,00	390,00	450,00
% traffico	40%	10%	30%	15%	5%

Q_{ml} 406,98 kN
 Q_{mlv} 430,10 kN
 λ₂ 0,643
 λ_{2v} 0,753

PROGETTAZIONE ATI:

- Coefficiente $\lambda_3 - \lambda_{v3}$

Il coefficiente λ_3 dipende dalla vita di progetto della struttura.

Per i dettagli di carpenteria, con riferimento a EN 1993-2 §9.5.2.(5), mediante la relazione:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}$$

dove t_{Ld} è vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Table 9.2: λ_3

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

Per la carpenteria, avendo assunto una vita di progetto della struttura pari a 100 anni, risulta:

$$\lambda_3 = 1.000$$

Per la verifica dei connettori, avendo assunto una vita di progetto della struttura pari a 100 anni, risulta:

$$\lambda_{v3} = 1.000$$

- Coefficiente $\lambda_4 - \lambda_{v4}$

Il coefficiente λ_4 dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave.

La formulazione, tratta da EN 1993-2 § 9.5.3.(6), prevede:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5}$$

e = eccentricità FLM3 rispetto all'asse dell'impalcato

b = interasse fra le travi principali

$$\eta_1 = \frac{1}{2} + e/b$$

$$\eta_2 = \frac{1}{2} - e/b$$

Nel caso in esame, in presenza di due corsie lente ($N_j=0$ per j diverso da 1,2; $Q_{mj}=0$ per j diverso da 1,2) si ha:

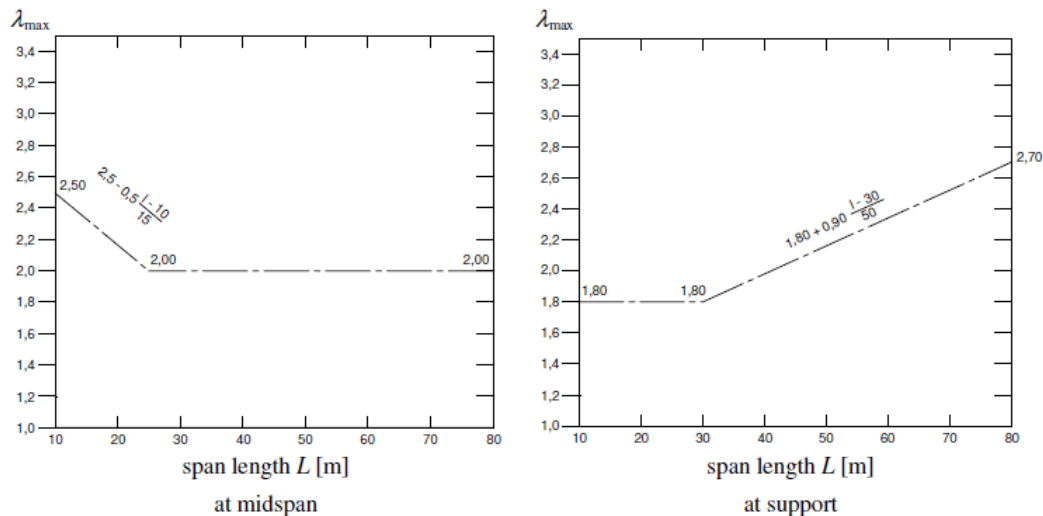
PROGETTAZIONE ATI:

$$\lambda_4 = 1.15$$

$$\lambda_{v4} = 1.09$$

- **Coefficiente λ - λ_v**

Il fattore equivalente di danno (per il momento flettente) è limitato superiormente dal fattore λ_{max} , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 §9.5.2.(7) in funzione della posizione della sezione verificata e della luce del ponte, con riferimento ai grafici estratti dalla norma, riportati di seguito.



8.5.2 DETTAGLI E COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Per la verifica a fatica dei **dettagli di carpenteria**, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle di EN 1993-1-9:

Piattabanda sup. - tensioni normali	categoria/dettaglio:	125/5	tab.8.1 EN 1993-1-9
Piattabanda inf. - tensioni normali	categoria/dettaglio:	125/5	tab.8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	100/6 (5)	tab.8.1 EN 1993-1-9
Saldatura terminale tra piattabanda inferiore trave e piastra a cuneo isolatore			
	categoria/dettaglio:	36/6(e)	tab.8.5 EN 1993-1-9
Giunz. di testa piattabande (1)	categoria/dettaglio:	90/7 (*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Giunz. di testa piattabande (2)	categoria/dettaglio:	112/1 (*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Giunz. di testa anime (1)	categoria/dettaglio:	90/7 (*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Giunz. di testa anime (2)	categoria/dettaglio:	112/1 (*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Saldatura comp. anima-piatt.	categoria/dettaglio:	125/1	tab.8.2 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - piattabande	categoria/dettaglio:	80/6(**)	tab.8.4 EN 1993-1-9

PROGETTAZIONE ATI:

Attacco irr. vert. - anima categoria/dettaglio: 80/7(**) tab.8.4 EN 1993-1-9

(1) per giunzioni fra piatti di spessore diverso

(2) per giunzioni fra piatti di spessore uguale

(*) si conteggia il size effect $k_s = (25/t)^{0.2}$

(**) $t < 50$ mm in tutti i casi

Per i **traversi** si considera:

Piattabanda sup. - tensioni normali categoria/dettaglio: 90/11 tab.8.1 EN 1993-1-9

Piattabanda inf. - tensioni normali categoria/dettaglio: 90/11 tab.8.1 EN 1993-1-9

Anima - tensioni tangenziali categoria/dettaglio: 100/6 (5) tab.8.1 EN 1993-1-9

Saldatura di attacco tra piattabande dei traversi ad anima travi 80/1 (a) tab. 8.5 EN 1993-1-9

Per la verifica a fatica delle **piolature** si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2. Vengono presi in esame i seguenti dettagli (EN 1993-1-9- cap. 8.):

Saldatura piolo - rottura piatt. categoria/dettaglio: 80/9 (*) tab.8.4 EN 1993-1-9

Saldatura piolo - rottura piolo categoria/dettaglio: 90/10 tab.8.5 EN 1993-1-9

Il ciclo di verifica segue quanto previsto in EN 1994-2 cap. 6.8.7.2.(2), comprendendo la verifica separata per rottura del piolo e per rottura della piattabanda.

Per le piattabande in tensione si tiene conto dell'interazione dei due fenomeni, sfruttando la relazione:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1$$

Per tutti i dettagli, nell'ambito dell'approccio "vita illimitata", si adotteranno i seguenti coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{Mf} = 1.35$ per tutti i dettagli di carpenteria

$\gamma_{Mf} = 1.15$ per la rottura del piolo

PROGETTAZIONE ATI:

8.6 VERIFICHE SLF – VERIFICHE A FATICA SOLETTA

La verifica a fatica della soletta viene eseguita come:

$$\gamma_{F,fat} \Delta \sigma_{S, equ} (N^*) \leq \frac{\Delta \sigma_{Rsk} (N^*)}{\gamma_{S, fat}} \quad \left| \begin{array}{l} \text{EN 1994-2 6.8.3 (2)} \\ \text{EN 1992-1-1 6.8.5} \end{array} \right.$$

$\gamma_{F, fat}$ coefficienti parziali di sicurezza per le azioni. Valore consigliato 1.00 (salvo diverse indicazioni negli annessi nazionali)

$\gamma_{S, fat}$ coefficiente di sicurezza parziale per il materiale, definito in EN 1992-1-1, 2.4.2.4 (1) e dal relativo prospetto 2.1.N che si riporta nel seguito.

prospetto 2.1N Coefficienti parziali dei materiali per gli stati limite ultimi			
Situazioni di progetto	γ_c per il calcestruzzo	γ_s per gli acciai da armatura ordinaria	γ_s per gli acciai da precompressione
Persistenti e transitorie	1,5	1,15	1,15
Eccezionali	1,2	1,0	1,0

For the calculation of damage equivalent stress ranges for steel verification, the axle loads of fatigue load model 3 shall be multiplied by the following factors:

1,75 for verification at intermediate supports in continuous bridges

1,40 for verification in other areas.

$\Delta \sigma_{Rsk} (N^*)$ è l'intervallo di tensioni ad N^* cicli, dedotto dalle curve appropriate S-N date in

EN1992-1-1 figura 6.30 e nel prospetto 6.3N, che si riporta nel seguito

prospetto 6.3N Parametri per le curve S-N relative agli acciai ordinari				
Tipo di armatura	N^*	esponente delle tensioni		$\Delta \sigma_{Rsk}$ (MPa) a N^* cicli
		k_1	k_2	
Barre diritte o piegate ¹⁾	10^6	5	9	162,5
Barre saldate e reti	10^7	3	5	58,5
Dispositivi di giunzione	10^7	3	5	35

Nota 1 I valori per $\Delta \sigma_{Rsk}$ sono quelli relativi alle barre diritte. Per barre piegate si raccomanda che i valori siano ottenuti adottando un fattore di riduzione $\zeta = 0,35 + 0,026 D / \phi$.
 dove:
 D è il diametro del mandrino;
 ϕ è il diametro della barra.

$$N^* = 10^6 \text{ cycles}; \quad \Delta \sigma_{Rsk} (N^*) = 162.5 \text{ MPa} \quad \left| \begin{array}{l} \text{EN 1992-1-1, 6.8.4.} \\ \text{Table 6.3N} \end{array} \right.$$

$\Delta \sigma_{S, equ} (N^*) = \lambda_s \phi \left| \sigma_{s, max, f} - \sigma_{s, min, f} \right|$ è l'intervallo di tensioni di danno equivalente nell'armatura

$\lambda_s = \lambda_{s,1} \lambda_{s,2} \lambda_{s,3} \lambda_{s,4}$ è il fattore equivalente di danno (cfr EN 1992-2, NN.2 per ponti stradali ed EN 1992-2, NN.3, per ponti ferroviari)

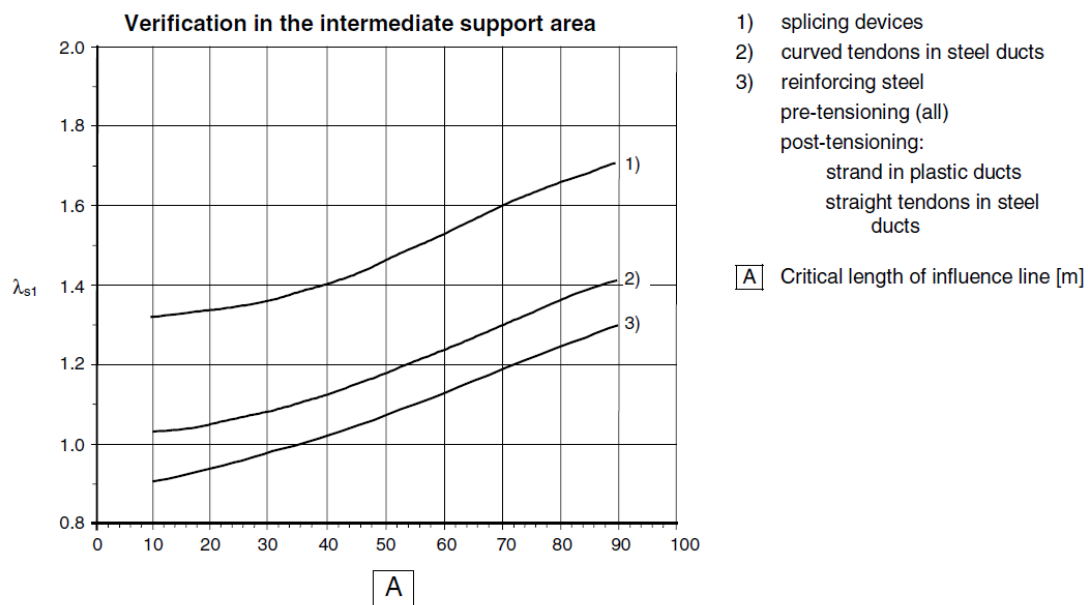
ϕ fattore di amplificazione dinamica (può essere assunto pari ad 1.00 per i ponti stradali e cfr EN1991-2, 6.4.5 per i ponti ferroviari)

PROGETTAZIONE ATI:

I coefficienti λ sono ricavati da EN 1992-2:2005 (E) :

- $\lambda_{s,1}$ is a factor accounting for element type (eg. continuous beam) and takes into account the damaging effect of traffic depending on the critical length of the influence line or area.
- $\lambda_{s,2}$ is a factor that takes into account the traffic volume.
- $\lambda_{s,3}$ is a factor that takes into account the design life of the bridge.
- $\lambda_{s,4}$ is a factor to be applied when the structural element is loaded by more than one lane.

(104) The $\lambda_{s,1}$ value given in Figures NN.1 and NN.2 takes account of the critical length of the influence line and the shape of S-N-curve



PROGETTAZIONE ATI:

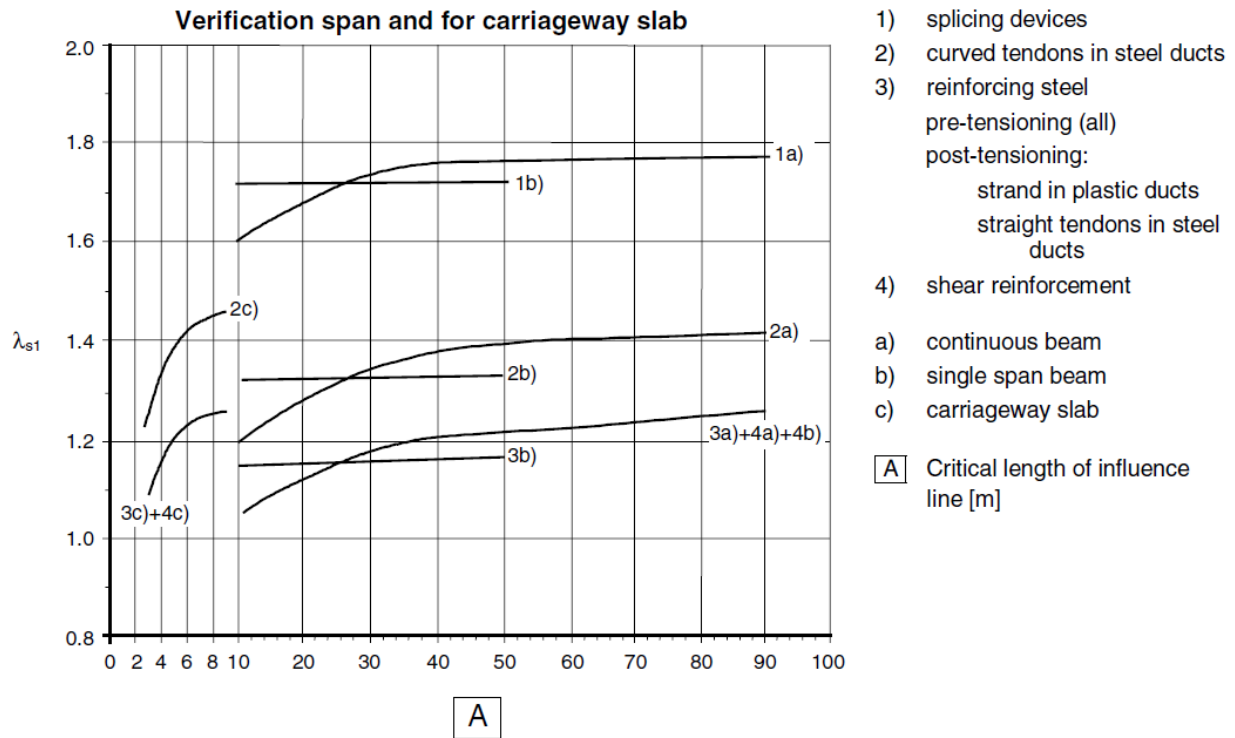


Figure NN.2 — $\lambda_{s,1}$ value for fatigue verification in span and for local elements

Il coefficiente $\lambda_{s,1}$ varia quindi localmente lungo lo sviluppo del ponte in base alla lunghezza critica di influenza. Per le sezioni soggette a momento negativo e quindi aventi massima escursione tensionale nelle barre di armatura si assume cautelativamente un valore di $\lambda_{s,1} = 1.4$ trattandosi di armatura lenta.

PROGETTAZIONE ATI:

(105) The $\lambda_{s,2}$ value denotes the influence of the annual traffic volume and traffic type. It can be calculated by Equation (NN.103)

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q} k_2 \sqrt{\frac{N_{obs}}{2,0}} \quad (NN.103)$$

where:

N_{obs} is the number of lorries per year according to EN 1991-2, Table 4.5

k_2 is the slope of the appropriate S-N-Line to be taken from Tables 6.3N and 6.4N of EN 1992-1-1

\bar{Q} is a factor for traffic type according to Table NN.1

Table NN.1 — Factors for traffic type

\bar{Q} -factor for	Traffic type (see EN 1991-2 Table 4.7)		
	Long distance	Medium distance	Local traffic
$k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_2 = 9$	1,0	0,94	0,82

Nel caso in oggetto (Medium distance) e risultando $k_2 = 9$, si ottiene $\lambda_{s,2} = 2.9$.

(106) The $\lambda_{s,3}$ value denotes the influence of the service life and can be calculated from Equation (NN.104)

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{Years}}{100}} \quad (NN.104)$$

where:

N_{Years} is the design life of the bridge

Nel caso in oggetto risulta $\lambda_{s,3} = 1.0$.

(107) The $\lambda_{s,4}$ value denotes the influence for multiple lanes and can be calculated from Equation (NN.105)

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} \quad (NN.105)$$

where:

$N_{obs,i}$ is the number of lorries expected on lane i per year

$N_{obs,1}$ is the number of lorries on the slow lane per year

Nel caso in oggetto risulta $\lambda_{s,4} = 1.0$.

Il coefficiente ϕ di amplificazione dinamica viene assunto unitario trattandosi di ponte stradale.

PROGETTAZIONE ATI:

9. TRAVI LONGITUDINALI

9.1 PROPRIETÀ GEOMETRICO-STATICHE DELLE TRAVI LONGITUDINALI

L'impalcato risulta suddiviso in 5 tipologie di conci che si differenziano per i differenti spessori delle lamiere componenti la sezione, selezionate in funzione del relativo impegno statico.

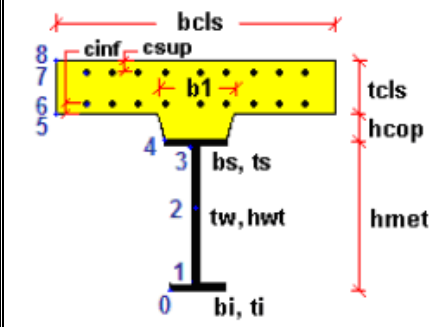
La tabella seguente restituisce la lunghezza dei vari conci, unitamente all'ubicazione lungo la campata.

	Conci A-G	Conci B-F	Conci C-E	Concio D
Piattabanda superiore	600x25	600x25	600x30	600x30
Anima	bw = 22	bw = 20	bw = 20	bw = 18
Piattabanda superiore	850x30	850x35	850x45	850x50
Pioli	4Ø22 /200'	3Ø22 /200'	2Ø22 /200'	2Ø22 /200'

L'altezza delle travi è variabile lungo lo sviluppo dell'opera.

Le proprietà geometrico-statiche delle sezioni di impalcato vengono valutate dal programma di verifica PontiEC4. Tutti i dati indicati sono espressi in mm e sono riferiti alla trave metallica singola, con relativa porzione di soletta collaborante.

Per i dati relativi a ciascuna riga, si rimanda alla legenda e alla figura sottostante:

	Legenda	
A	Area sezione	
Z _G	Distanza baricentro da intradosso	
J _y	Inerzia verticale	
J _z	Inerzia orizzontale	
W _{y,0}	Modulo resistenza lembo inf. piatt. inferiore	
W _{y,1}	Modulo resistenza lembo sup. piatt. inferiore	
W _{y,3}	Modulo resistenza lembo inf. piatt. superiore	
W _{y,4}	Modulo resistenza lembo sup. piatt. superiore	
W _{y,5}	Modulo resistenza lembo inferiore soletta in c.a.	
W _{y,6}	Modulo resistenza layer inferiore armatura	
W _{y,7}	Modulo resistenza layer superiore armatura	
W _{y,8}	Modulo resistenza lembo superiore soletta in c.a.	
S _{y,1}	Momento statico attacco anima/piatt. inferiore	
S _{y,2}	Momento statico rispetto baricentro	
S _{y,3}	Momento statico attacco anima/piatt. superiore	
S _{y,4}	Momento statico interfaccia trave/soletta	
e	Eccentricità tra baricentro globale e linea d'azione N	

9.2 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Le verifiche vengono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo quanto specificato nelle normative prese a riferimento.

Con riferimento all'intero impalcato vengono effettuate le seguenti verifiche di:

- verifiche di resistenza e stabilità delle travi;
- verifica delle tensioni nel calcestruzzo e nelle barre di armatura della soletta;

PROGETTAZIONE ATI:

- verifica a fatica dei dettagli strutturali;
- verifica della connessione trave-soletta;
- verifica di stabilità flessio-torsionale delle travi;
- verifiche di resistenza e stabilità dei traversi;
- verifica delle giunzioni bullonate;
- verifica delle giunzioni saldate;
- verifica di deformabilità;
- verifiche locali di dettagli costruttivi (irrigidenti trasversali, irrigidimenti di appoggio, etc..).

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza delle sezioni di impalcato in acciaio-calcestruzzo, la resistenza delle sezioni può essere valutata con il metodo elastico, plastico o elasto-plastico in funzione della classe della sezione stessa: se la sezione risulta appartenere alle classi 1 o 2 (“sezione compatta”) è possibile adottare uno qualsiasi dei metodi citati, mentre per le sezioni di classe 3 o 4 (“sezioni snelle”) risulta necessario riferirsi al metodo elastico o tutt'al più a quello elasto-plastico. Nel seguito, pertanto, si eseguirà innanzitutto la classificazione della sezione in esame in funzione del suo reale stato di sollecitazione e si provvederà a valutare la sua capacità resistente secondo il seguente criterio:

Classe 1 o 2: si adotterà il metodo plastico;

Classe 3 o 4: si adotterà il metodo elastico.

Si precisa inoltre che per le sezioni ricadenti in classe 4 verranno valutate le caratteristiche resistenti efficaci ricorrendo al “Hole-in-web method” come richiesto dalle norme EN 1993-1-1.

Di seguito si riportano le sollecitazioni di verifica per le sezioni analizzate e per le varie fasi di carico, ove le sollecitazioni sono state combinate e fattorizzate per le diverse fasi considerate:

- Fase 1 Peso proprio
- Fase 2a Permanenti
- Fase 2b Ritiro
- Fase 2c Coazioni e/o presollecitazioni
- Fase 3a Variazione termica
- Fase 3b Traffico

Sono state prese in considerazione due condizioni di sollecitazione di momento massimo e di momento minimo tale da massimizzare o minimizzare la trazione/compressione nella piattabanda superiore o inferiore.

9.2.1 SEZIONE 1 X=0.00 (APPOGGIO SU SPALLA)

Condizioni elementari:

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio		260,00	0,00
PP Soletta		700,00	0,00

PROGETTAZIONE ATI:

Strutturali	0,00	960,00	0,00
Perm. Portati		378,00	0,00
Ritiro iper		0,00	0,00
Traffico		1.445,00	0,00
ΔT Diff iper		0,00	0,00
Cedim.		0,00	0,00
Vento		15,00	0,00
Fatica+		300,00	0,00
Fatica-		0,00	0,00

Combinazioni SLU:

Massima compressione metallo (M-)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	1.296.000	0
Fase2a	0	510.300	0
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	1.964.250	0

Massima trazione metallo (M+)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	1.296.000	0
Fase2a	0	510.300	0
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	1.964.250	0

Combinazioni SLU Rare:

Massima compressione metallo (M-)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	960.000	0
Fase2a	0	378.000	0
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	1.454.000	0

Massima trazione metallo (M+)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	960.000	0
Fase2a	0	378.000	0
Fase2b	0	0	0

PROGETTAZIONE ATI:

Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	1.454.000	0

Combinazioni SLU Frequenti:

Massima compressione metallo (M-)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	960.000	0
Fase2a	0	378.000	0
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	1.083.750	0

Massima trazione metallo (M+)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	960.000	0
Fase2a	0	378.000	0
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	1.083.750	0

Combinazioni SL Fatica:

Massima compressione metallo (M-)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	960.000	0
Fase2a	0	378.000	0
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	300.000	0

Massima trazione metallo (M+)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	960.000	0
Fase2a	0	378.000	0
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	0	0

PROGETTAZIONE ATI:

9.2.2 SEZIONE 2 X=8.00 (FINE CONCIO A)

Condizioni elementari:

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio		185,00	1.780,00
PP Soletta		500,00	4.800,00
Strutturali	0,00	685,00	6.580,00
Perm. Portati		270,00	1.850,00
Ritiro iper		0,00	0,00
Traffico		1.150,00	9.960,00
ΔT Diff iper		0,00	0,00
Cedim.		0,00	0,00
Vento		11,00	98,00
Fatica+		260,00	1.960,00
Fatica-		0,00	0,00

Combinazioni SLU:

Massima compressione metallo (M-)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	924.750	-8.883.000
Fase2a	0	364.500	-2.497.500
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	1.562.400	-13.534.200

Massima trazione metallo (M+)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	924.750	-8.883.000
Fase2a	0	364.500	-2.497.500
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	1.562.400	-13.534.200

Combinazioni SLU Rare:

Massima compressione metallo (M-)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	685.000	-6.580.000
Fase2a	0	270.000	-1.850.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0

PROGETTAZIONE ATI:

Fase3b	0	1.156.600	-10.018.800
Massima trazione metallo (M+)			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	685.000	-6.580.000
Fase2a	0	270.000	-1.850.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	1.156.600	-10.018.800

Combinazioni SLU Frequenti:

Massima compressione metallo (M-)			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	685.000	-6.580.000
Fase2a	0	270.000	-1.850.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	862.500	-7.470.000
Massima trazione metallo (M+)			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	685.000	-6.580.000
Fase2a	0	270.000	-1.850.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	862.500	-7.470.000

Combinazioni SL Fatica:

Massima compressione metallo (M-)			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	685.000	-6.580.000
Fase2a	0	270.000	-1.850.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	260.000	-1.960.000
Massima trazione metallo (M+)			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	685.000	-6.580.000
Fase2a	0	270.000	-1.850.000
Fase2b	0	0	0

PROGETTAZIONE ATI:

Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	0	0

9.2.3 SEZIONE 3 X=16.00 (FINE CONCIO B)

Condizioni elementari:

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio		110,00	2.950,00
PP Soletta		300,00	8.000,00
Strutturali	0,00	410,00	10.950,00
Perm. Portati		165,00	3.080,00
Ritiro iper		0,00	0,00
Traffico		850,00	16.595,00
ΔT Diff iper		0,00	0,00
Cedim.		0,00	0,00
Vento		7,00	165,00
Fatica+		215,00	3.270,00
Fatica-		0,00	0,00

Combinazioni SLU:

Massima compressione metallo (M-)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	553.500	-14.782.500
Fase2a	0	222.750	-4.158.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	1.153.800	-22.551.750

Massima trazione metallo (M+)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	553.500	-14.782.500
Fase2a	0	222.750	-4.158.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	1.153.800	-22.551.750

PROGETTAZIONE ATI:

Combinazioni SLU Rare:

Massima compressione metallo (M-)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	410.000	-10.950.000
Fase2a	0	165.000	-3.080.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	854.200	-16.694.000

Massima trazione metallo (M+)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	410.000	-10.950.000
Fase2a	0	165.000	-3.080.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	854.200	-16.694.000

Combinazioni SLU Frequenti:

Massima compressione metallo (M-)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	410.000	-10.950.000
Fase2a	0	165.000	-3.080.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	637.500	-12.446.250

Massima trazione metallo (M+)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	410.000	-10.950.000
Fase2a	0	165.000	-3.080.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	637.500	-12.446.250

Combinazioni SL Fatica:

Massima compressione metallo (M-)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	410.000	-10.950.000
Fase2a	0	165.000	-3.080.000
Fase2b	0	0	0

PROGETTAZIONE ATI:

Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	215.000	-3.270.000
Massima trazione metallo (M+)			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	410.000	-10.950.000
Fase2a	0	165.000	-3.080.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	0	0

9.2.4 SEZIONE 4 X=28.00 (MEZZERIA)

Condizioni elementari:

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio		0,00	3.700,00
PP Soletta		0,00	9.800,00
Strutturali	0,00	0,00	13.500,00
Perm. Portati		0,00	3.773,00
Ritiro iper		0,00	0,00
Traffico		400,00	20.118,00
ΔT Diff iper		0,00	0,00
Cedim.		0,00	0,00
Vento		0,00	200,00
Fatica+		150,00	4.000,00
Fatica-		0,00	0,00

Combinazioni SLU:

Massima compressione metallo (M-)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	0	-18.225.000
Fase2a	0	0	-5.093.550
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	540.000	-27.339.300

Massima trazione metallo (M+)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	0	-18.225.000
Fase2a	0	0	-5.093.550

PROGETTAZIONE ATI:

Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	540.000	-27.339.300

Combinazioni SLU Rare:

Massima compressione metallo (M-)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	0	-13.500.000
Fase2a	0	0	-3.773.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	400.000	-20.238.000

Massima trazione metallo (M+)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	0	-13.500.000
Fase2a	0	0	-3.773.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	400.000	-20.238.000

Combinazioni SLU Frequenti:

Massima compressione metallo (M-)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	0	-13.500.000
Fase2a	0	0	-3.773.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	300.000	-15.088.500

Massima trazione metallo (M+)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	0	-13.500.000
Fase2a	0	0	-3.773.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	300.000	-15.088.500

PROGETTAZIONE ATI:

Combinazioni SL Fatica:

Massima compressione metallo (M-)

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	0	-13.500.000
Fase2a	0	0	-3.773.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	150.000	-4.000.000

Massima trazione metallo (M+)

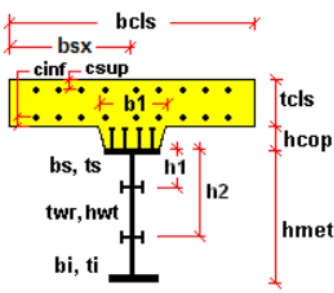
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Fase1	0	0	-13.500.000
Fase2a	0	0	-3.773.000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	0	0

9.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito sono riportate le classificazioni delle sezioni in accordo a quanto espresso in EN 1994-2_5.5.1, eseguite al termine della fase 3 in funzione delle sollecitazioni globali N_{Ed} ed M_{Ed} . Tendenzialmente le sezioni a momento positivo risultano avere l'asse neutro che ricade circa all'altezza dell'interfaccia tra piattabanda superiore e soletta, essendo che la soletta risulta non fessurata e quindi interamente reagente, per cui l'intera trave in acciaio risulta tesa (ad esclusione eventualmente della piattabanda superiore che comunque è piolata alla soletta e quindi stabile) e quindi non soggetta a fenomeni di instabilità locale; mentre al contrario le sezioni a momento negativo sono caratterizzate da un'asse neutro posizionato circa a metà altezza della trave in acciaio, per cui parte dell'anima e la piattabanda inferiore risultano compresse e quindi potenzialmente ricadenti in classe 4. Si riportano anche le verifiche a taglio SLU.

PROGETTAZIONE ATI:

9.3.1 SEZIONE 1 X=0.00 (APPOGGIO SU SPALLA)

Nome concio Sez 1 - Sp A		Sezioni (es. Sez1,Sez2,...) X (m) (es. X1,X2,...) fine concio 0													
Lamiere (Sez 1 - Sp A) bs (mm) 600 <input checked="" type="checkbox"/> Flangia sup. in cl. 1 ts (mm) 25 <input type="checkbox"/> Flangia sup.=40mm hmet (mm) 1800 twr (mm) 22 <input type="checkbox"/> Stiffeners long. alfa 0 <input type="checkbox"/> Inclined web bi (mm) 850 ti (mm) 30 <input type="checkbox"/> Flangia inf.=40mm Opzioni avanzate per le flange <input type="checkbox"/> Edita opzioni Flangia superiore <input type="checkbox"/> Edita opzioni Flangia inferiore															
Stiffeners verticali (Sez 1 - Sp A) Interasse fra gli stiffeners (mm) 6000 <input checked="" type="checkbox"/> Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2) <input checked="" type="checkbox"/> Edita opzioni <input type="button" value="Stiffeners verticali"/>		Cls soletta (Sez 1 - Sp A) bcls (mm) 4250 tcls (mm) 250 b1 (mm) 0 bsx (mm) 2500 hcop (mm) 0 <input type="checkbox"/> Valuta raccordo													
Fatica (Sez 1 - Sp A) Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) 2.090 Carpenteria (Taglio) λ_1 2.426 Armatura $\lambda_{s,1}$ 0.000 Fattore per azioni da traffico (Armature) 0.000 <input type="button" value="Dati per i dettagli di carpenteria (Sez 1 - Sp A)"/>		Amatura soletta (Sez 1 - Sp A) <table border="1"> <thead> <tr> <th>layer superiore</th> <th>diametro (mm)</th> <th>passo (mm)</th> <th>copriferro (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>layer superiore</td> <td>16</td> <td>200</td> <td>70</td> </tr> <tr> <td>layer inferiore</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table> <input type="button" value="Aggiungi alla lista >>"/> <input type="button" value="Clear fom"/>		layer superiore	diametro (mm)	passo (mm)	copriferro (mm)	layer superiore	16	200	70	layer inferiore	0	0	0
layer superiore	diametro (mm)	passo (mm)	copriferro (mm)												
layer superiore	16	200	70												
layer inferiore	0	0	0												
		Pioli (Sez 1 - Sp A) n (n°/m) 20 diametro (mm) 22 altezza (mm) 200 Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2 Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0 Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0.000E+000													

PROGETTAZIONE ATI:

Sezioni e combinazioni di progetto		Sollecitazioni				Effetti primari del ritiro e della variazione termica							
Sez 1 - Sp. A. fine concio	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T		ε	N	M	γψ		
Sez 2 - fine concio	SLU fond., Mmin	1	0.00E+000	1.30E+006	0.00E+000	0.00E+000	Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-9.39E+5	1.2		
Sez 3 - fine concio	SLU fond., Vmax	2a	0.00E+000	5.10E+005	0.00E+000	0.00E+000	Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.28E+6	0.72		
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin	2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
	SLS carat., Mmax	Rit. Iso	-1.78E+006	0.00E+000	-1.13E+006	0.00E+000	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b	
	SLS carat., Mmin	2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmax	3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmin	DT. Iso	-2.68E+006	0.00E+000	-9.24E+005	0.00E+000							
	SLS freq., Mmax	3b	0.00E+000	1.96E+006	0.00E+000	0.00E+000							
	SLS freq., Mmin	Totale	-4.46E+006	3.77E+006	-2.05E+006	0.00E+000							
	SLS freq., Vmax												
	SLS freq., Vmin												
	SLF acciaio, Mmax												
	SLF acciaio, Mmin												

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

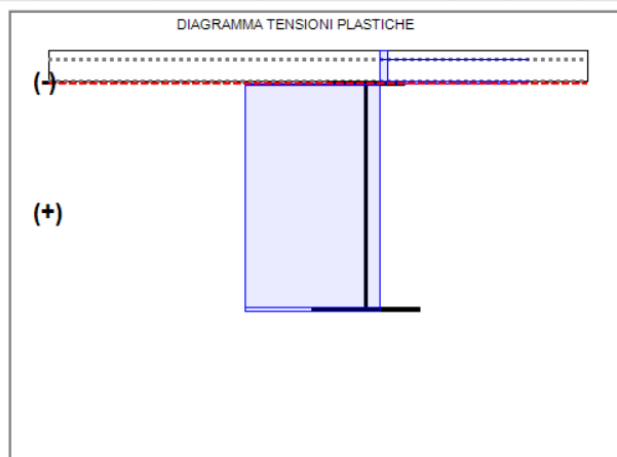
Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	79.32	1779	0	0	1
Piattabanda superiore	11.56				1
Piattabanda inferiore	13.8				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N	Flessione M	Interazione N-M
NEd -4.46E+6	MEd -2.05E+6	NEd -4.46E+6
NRd -4.93E+7	MRd -3E+7	MEd -2.05E+6
		MRd -3.09E+7
NEd/NRd 0.09	MEd/MRd 0.068	MEd/MR 0.066

=> Verifica plastica SODDISFATTA



Sezioni e combinazioni di progetto		Sollecitazioni				Effetti primari del ritiro e della variazione termica						
Sez 1 - Sp. A. fine concio	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T		ε	N	M	γψ	
Sez 2 - fine concio	SLU fond., Mmin	1	0.00E+000	1.30E+006	0.00E+000	0.00E+000	Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-9.39E+5	1.2	
Sez 3 - fine concio	SLU fond., Vmax	2a	0.00E+000	5.10E+005	0.00E+000	0.00E+000	Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.28E+6	0.72	
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin	2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Momenti aggiuntivi per shift asse neutro					
	SLS carat., Mmax	Rit. Iso	-1.78E+006	0.00E+000	-1.13E+006	0.00E+000	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
	SLS carat., Mmin	2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmax	3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmin	DT. Iso	-2.68E+006	0.00E+000	-9.24E+005	0.00E+000						
	SLS freq., Mmax	3b	0.00E+000	1.96E+006	0.00E+000	0.00E+000						
	SLS freq., Mmin	Totale	-4.46E+006	3.77E+006	-2.05E+006	0.00E+000						
	SLS freq., Vmax											
	SLS freq., Vmin											
	SLF acciaio, Mmax											
	SLF acciaio, Mmin											

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Tensioni su sezione lorda Tensioni su sezione efficace

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Ela1	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	-21.5	0.0	0.0	0.0	0.0	-13.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	-12.6	0.0	0.0	0.0	0.0	-10.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	0.0	0.0	0.0	-19.1	0.0	0.0	0.0	0.0	-12.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 4
σ 3	0.0	0.0	0.0	-18.8	0.0	0.0	0.0	0.0	-11.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-12.6	0.0	0.0	0.0	0.0	-10.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 2
σ 1	0.0	0.0	0.0	3.9	0.0	0.0	0.0	0.0	2.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 1
σ 0	0.0	0.0	0.0	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0.44
 Totale, intradosso = 0.62
 => Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0.6
 Totale, intradosso = 1.12
 => Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 NON SIGNIFICATIVA

PROGETTAZIONE ATI:

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp. A. fine col.	SLU fond., Mmax
Sez 2 - fine concio	SLU fond., Mmin
Sez 3 - fine concio	SLU fond., Vmax
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SLF acciaio, Mma
	SLF acciaio, Mmir

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	1.30E+006	0.00E+000	0.00E+000
2a	0.00E+000	5.10E+005	0.00E+000	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	2.68E+006	0.00E+000	9.24E+005	0.00E+000
3b	0.00E+000	1.96E+006	0.00E+000	0.00E+000
Totale	2.68E+006	3.77E+006	9.24E+005	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-9.39E+5	0
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.28E+6	-0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	-6.06E+4	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 8.992E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.517E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.464E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 5.292E+4 \text{ N}$$

ch/w = 0.764 Appoggio: RIGIDO
 lambda_daw = 1.093 MEd,eq = 6.359E+6 Nm
 c = 1609.627 Mf,Rd = 8.134E+6 Nm
 tauocr = 171.49 N/mm² MEd/MfRd = 0.782

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.68 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.78 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.69 > 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$
79.318	> 50.085

=> Verifica NECESSARIA

a/hw = 3.438 |sl= 0E+00 mm⁴
 eta = 1.2 |Ktaul= 0
 Epsw = 0.814 |Ktau = 5.678

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp. A. fine col.	SLU fond., Mmax
Sez 2 - fine concio	SLU fond., Mmin
Sez 3 - fine concio	SLU fond., Vmax
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SLF acciaio, Mma
	SLF acciaio, Mmir

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	1.30E+006	0.00E+000	0.00E+000
2a	0.00E+000	5.10E+005	0.00E+000	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	2.68E+006	0.00E+000	9.24E+005	0.00E+000
3b	0.00E+000	1.96E+006	0.00E+000	0.00E+000
Totale	2.68E+006	3.77E+006	9.24E+005	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-9.39E+5	0
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.28E+6	-0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	-6.06E+4	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Anima compressa, depurata per instabilità locale e globale

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c = 1$$

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1, \quad 0 \leq \xi \leq 1 = 1$$

	A	zG	Jy
Edge sup	4.17E+3	251.1	1.248E+7
1	0E+00	0	0E+00
2	0E+00	0	0E+00
Edge inf	2.78E+3	93.2	3.699E+6
Tot	6.95E+3	188	5.78E+7

Depurazione complessiva da applicare alla sezione

Componente	A	zG	Jy
Anima	0E+00	0	0E+00
Piatt. sup.	0E+00	0	0E+00
Piatt. inf.	-3.71E+3	15	-2.783E+5

Caratteristiche geometriche efficaci

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A eff	7.518E+4	1.385E+5	1.385E+5	1.385E+5	2.565E+5	7.945E+4
zG eff	821.85	1327.81	1327.81	1327.81	1602.63	884.13
DeltaZG	-37.95	-34.26	-34.26	-34.26	-22.64	-38.78
Jy eff	3.817E+10	8.059E+10	8.059E+10	8.059E+10	1.039E+11	4.359E+10
Wy,0 eff	-4.644E+7	-6.069E+7	-6.069E+7	-6.069E+7	-6.485E+7	-4.93E+7
Wy,1 eff	-4.82E+7	-6.21E+7	-6.21E+7	-6.21E+7	-6.609E+7	-5.103E+7
Wy,3 eff	4.004E+7	1.802E+8	1.802E+8	1.802E+8	6.029E+8	4.893E+7
Wy,4 eff	3.902E+7	1.707E+8	1.707E+8	1.707E+8	5.266E+8	4.759E+7
Wy,5 eff	---	1.707E+8	1.707E+8	1.707E+8	5.266E+8	4.759E+7
Wy,6 eff	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
Wy,7 eff	---	1.236E+8	1.236E+8	1.236E+8	2.754E+8	3.978E+7
Wy,8 eff	---	1.116E+8	1.116E+8	1.116E+8	2.323E+8	3.739E+7
Sy,1 eff	1.758E+7	2.861E+7	2.861E+7	2.861E+7	3.459E+7	1.894E+7
Sy,2 eff	2.448E+7	4.713E+7	4.713E+7	4.713E+7	6.18E+7	2.696E+7
Sy,3 eff	1.448E+7	4.493E+7	4.493E+7	4.493E+7	6.147E+7	1.823E+7
Sy,4 eff	1.172E+291	3.804E+7	3.804E+7	3.804E+7	5.87E+7	4.682E+6
nE eff	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300

Caratt. Lorde
 Caratt. Efficaci

PROGETTAZIONE ATI:

Sollecitazioni					Effetti primari del ritiro e della variazione termica						
Fase	N	V	M	T	g	N	M	γψ			
1	0.00E+000	1.30E+006	0.00E+000	0.00E+000	Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-9.39E+5	0		
2a	0.00E+000	5.10E+005	0.00E+000	0.00E+000	Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.28E+6	-0.72		
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
Rit. Iso	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b	
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	-6.06E+4	0E+00
DT. Iso	2.68E+006	0.00E+000	9.24E+005	0.00E+000							
3b	0.00E+000	1.96E+006	0.00E+000	0.00E+000							
Totale	2.68E+006	3.77E+006	9.24E+005	0.00E+000							

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioni. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

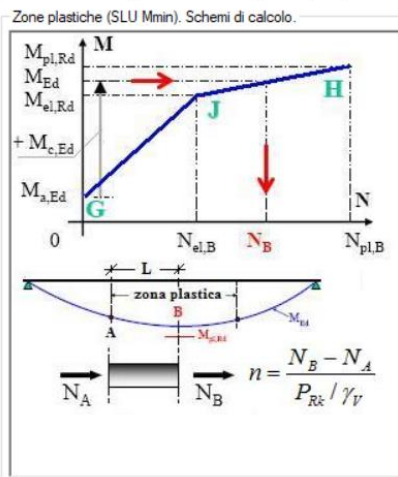
$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$$v_{L,Ed} = 1350 < 1.1 * n * P_{Rd} = 2409 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d = 22 mm n = 20 N/pioni/m E_{cm} = 34077 N/mm²
 h = 200 mm f_u = 450 N/mm² K_s = 0.6
 Alfa = 1 f_{ck} = 35 N/mm² Gammav = 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	5.103E+5	3.804E+7	8.059E+10	240.9
2b	0E+00	3.804E+7	8.059E+10	0
2c	0E+00	3.804E+7	8.059E+10	0
3a	0E+00	5.87E+7	1.039E+11	0
3b	1.964E+6	5.87E+7	1.039E+11	1109.4
Tot				1350.2



Sollecitazioni					Effetti primari del ritiro e della variazione termica						
Fase	N	V	M	T	g	N	M	γψ			
1	0.00E+000	9.60E+005	0.00E+000	0.00E+000	Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-9.39E+5	0		
2a	0.00E+000	3.78E+005	0.00E+000	0.00E+000	Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.28E+6	-0.5		
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
Rit. Iso	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b	
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	
DT. Iso	1.86E+006	0.00E+000	6.41E+005	0.00E+000							
3b	0.00E+000	1.08E+006	0.00E+000	0.00E+000							
Totale	1.86E+006	2.42E+006	6.41E+005	0.00E+000							

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioni. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Verifica dell'intera anima

Parametro	Valore
Anima	1745
Sigma _{sup}	0
Sigma _{inf}	0
Sigma _{Ed}	0
KSig	1E+50
SigcrOE	30.2
Tau _{Ed}	55.34
SigCr(P)	1E+300
SigCr(C)	2.5
Csi	1
SigCr	1E+300
KTau	5.68
KTauSl	0
Web Bre...	0.355
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli
 Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s = 0.355

PROGETTAZIONE ATI:

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp A_fine col	SLU fond., Mmax
Sez 2_fine concio	SLU fond., Mmin
Sez 3_fine concio	SLU fond., Vmax
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SLF acciaio, Mmax
	SLF acciaio, Mmin

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	9.60E+005	0.00E+000	0.00E+000
2a	0.00E+000	3.78E+005	0.00E+000	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit. Iso	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT. Iso	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3bMax	0.00E+000	3.00E+005	0.00E+000	0.00E+000
3bMin	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γ _v
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-9.39E+5	0
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.28E+6	0

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioni. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Acciaio strutturale

Detail	g ^F D ^{SigE}	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	0.00	92.59	0.000
Plattabanda inferiore	0.00	92.59	0.000
Anima	14.33	74.07	0.193
Giunzione plattabanda superiore	--	--	--
Giunzione plattabanda inferiore	--	--	--
Attacco anima-plattabanda superiore	0.00	92.59	0.000
Attacco anima-plattabanda inferiore	0.00	92.59	0.000
Attacco irigidente verticale - anima	0.00	59.26	0.000

γ_{FF} = 1 γ_{Mf} = 1.35
 λ = λ₁ λ₂ λ₃ λ₄ = 2.09 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.544<2 (Campata) (Momento)
 2.426 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.793 (Campata) (Taglio)
 Δσ_{Rs} = Δσ_{Rsk} * ks = 0 x 0.871 = 0 N/mm² (Giunzione flangia inf.)
 0 x 0.91 = 0 N/mm² (Giunzione flangia sup.)

Pioni

$$\gamma_{FF} \Delta \tau_E \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$$

$$27.9 < 90 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{FF} \Delta \sigma_E \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

$$0 < 59.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_E}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_E}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$$

$$0 + 0.31 = 0.31 < 1.3$$

VERIFICA SODDISFATTA

Δσ_c = 80 N/mm² Δσ_E = λ Δσ_p = 0 N/mm² Δσ_p = 0 N/mm²
 Δτ_c = 90 N/mm² Δτ_E = λ_v Δτ_p = 27.88 N/mm² Δτ_p = 21.9 N/mm²
 λ = λ₁ λ₂ λ₃ λ₄ = 2.09 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.544<2 (Campata)
 λ_v = λ_{v1} λ_{v2} λ_{v3} λ_{v4} = 1.55 x 0.753 x 1 x 1.09 = 1.273
 Pioni: γ_{FF} = 1 γ_{Mf,s} = 1
 Carpenteria: γ_{FF} = 1 γ_{Mf} = 1.35

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp A_fine col	SLU fond., Mmax
Sez 2_fine concio	SLU fond., Mmin
Sez 3_fine concio	SLU fond., Vmax
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SLF acciaio, Mmax
	SLF acciaio, Mmin

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	1.30E+006	0.00E+000	0.00E+000
2a	0.00E+000	5.10E+005	0.00E+000	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit. Iso	-1.78E+006	0.00E+000	-1.13E+006	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT. Iso	-2.68E+006	0.00E+000	-9.24E+005	0.00E+000
3b	0.00E+000	1.96E+006	0.00E+000	0.00E+000
Totale	-4.46E+006	3.77E+006	-2.05E+006	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γ _v
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-9.39E+5	1.2
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.28E+6	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari Stiffeners a T ed a L

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5.3 \frac{f_y}{E}$$

$$\sigma_{cr} \geq 6 f_y$$

	Stiffeners verticali
Check	0.898
Type	Vert. (R)
σ _{cr}	--
6 ^t y	--
IC _r	--
I _w	--
IT	5.333E+5
IP	5.347E+7
IT/IP	0.01
5.3f...	0.009

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_W^3 t_W^3 / a^2 \quad a / h_W < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_W^3 t_W^3 \quad a / h_W \geq \sqrt{2}$$

I_{st} = 1.257E+8 mm⁴ > I_{st} min = 1.394E+7 mm⁴

VERIFICA SODDISFATTA

a = 6000 mm h_w = 1745 mm a/h_w = 3.438
 t_w = 22 mm b_w = 557 mm
 A_{st} = 20253.7 mm² e₁ = 0 mm²

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima Spostamento massimo

$$\sigma_{max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$w \leq \frac{h_w}{300}$$

σ_{max} = 220.4 < 322.7 N/mm² w = 0.3 < 5.8 mm

VERIFICA SODDISFATTA

ΣN_{st,Ed} = N_{st,Ed} + ΔN_{st,Ed} = 3.7E+6 + 0E+00 = 3.7E+6 N
 N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 3.7E+6 = 3.7E+6 N
 σ_m = 0 N/mm² σ_{cr(C)}/σ_{cr(P)} = 0 > 0.5
 σ_{cr(P)} = 1E+300 N/mm² σ_{cr(C)} = 2.5 N/mm²
 N_{Ed} = 0E+00 N λ_w = 1.093 N_{cr,St} = 8.558E+7 N
 e₁ = 0 mm e_{max} = 211 mm w₀ = 5.82 mm

PROGETTAZIONE ATI:

Main properties

Main data

Steel section height	1800 mm
Top flange	600x25 mm
Bottom flange	850x30 mm
Web	22x1745 mm, Skew: 0
Slab	4250x250 mm
Haunch	0x0 mm (not considered in the geometric properties calculation)
Top reinforcing bars	diameter 16 mm, bar spacing 200 mm, dist. top slab face-bar centre 70 mm
Bottom reinforcing bars	diameter 0 mm, bar spacing 0 mm, dist. bottom slab face-bar centre 0 mm
Studs	diameter 22 mm, height 200 mm, number 20/m

Vertical stiffeners

Distance	6000 mm
Type	R Double sided
Plate 1	200x20 mm
Plate 2	---

Geometric properties of gross cross section

	Phase 1	Phase 2a	Phase 2b	Phase 2c	Phase 3	Cracked
A (mm ²)	7.889E+	1.422E+	1.422E+	1.422E+	2.602E+	8.316E+
z _G (mm)	783.90	1293.54	1293.54	1293.54	1579.99	845.35
J _y (mm ⁴)	4.047E+1	8.682E+1	8.682E+1	8.682E+1	1.131E+1	4.627E+1
W _{y,0} (mm ³)	-5.162E+	-6.711E+	-6.711E+	-6.711E+	-7.161E+	-5.473E+
W _{y,1} (mm ³)	-5.368E+	-6.871E+	-6.871E+	-6.871E+	-7.3E+	-5.674E+
W _{y,3} (mm ³)	4.083E+	1.803E+	1.803E+	1.803E+	5.802E+	4.977E+
W _{y,4} (mm ³)	3.983E+	1.714E+	1.714E+	1.714E+	5.143E+	4.846E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	1.714E+	1.714E+	1.714E+	5.143E+	4.846E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	1.265E+	1.265E+	1.265E+	2.829E+	4.078E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	1.148E+	1.148E+	1.148E+	2.407E+	3.841E+
S _{y,1} (mm ³)	1.961E+	3.26E+	3.26E+	3.26E+	3.991E+	2.117E+
S _{y,2} (mm ³)	2.586E+	5.017E+	5.017E+	5.017E+	6.633E+	2.849E+
S _{y,3} (mm ³)	1.505E+	4.762E+	4.762E+	4.762E+	6.592E+	1.898E+
S _{y,4} (mm ³)	0E+0	4.021E+	4.021E+	4.021E+	6.28E+	4.848E+
n _E	1E+30	1	1	1		1E+30

First classification

The first classification refers to the composite section in Phase 3

Plastic characteristics of the single components

Components	N _{pl} (N)	z _N (mm)	z _{max} (mm)	z _{min} (mm)
Concrete layer above top reinforcing bars	5.858E+	2015.2	205	1980.
Concrete layer between top and bottom reinforcing bars	1.513E+	1889.7	1979.	180
Concrete layer below top reinforcing bars	0E+0	180	180	180
Top reinforcing bars	1.672E+	198	1980.	1979.
Bottom reinforcing bars	0E+0	180	180	180
Concrete haunch slab	0E+0	180	180	180
Top flange of steel beam	5.071E+	1787.	180	177
Web of steel beam	1.298E+	902.	177	3
Bottom flange of steel beam	8.621E+	1	3	
Ultimate compression force for the full section	-4.933E+			
Ultimate tension force for the full section	2.834E+			
Ultimate compression force for the web less section	-3.635E+			
Ultimate tensile force for the web less section	1.536E+			

Flanges classification

	c/t	ε	Hogging bending moment (M+)	Sagging bending moment (M-)
Top flange	11.56	0.814	1	0
Bottom flange	13.8	0.814	4	1

Web classification

	c/t	ε	α	ψ	class

PROGETTAZIONE ATI:

Hogging bending moment (M+)	79.318	0.814	0.428	-1.14	3
Sagging bending moment (M-)	79.318	0.814	0	-0.126	1
Compression (N)	79.318	0.814	1	1	4

Interaction diagrams

Full composite section		
N (kN)	M (kNm)	z _{pl} (mm)
0E+00	1.948E+4	776.25
-4.933E+3	2.263E+4	1107.87
-9.866E+3	2.414E+4	1439.49
-1.48E+4	2.402E+4	1771.11
-1.973E+4	2.303E+4	1787.02
-2.467E+4	2.198E+4	1799.18
-2.96E+4	2.077E+4	1854.56
-3.453E+4	1.927E+4	1913.09
-3.947E+4	1.748E+4	1971.61
-4.44E+4	1.55E+4	1991.47
-4.933E+4	1.333E+4	2050
0E+00	-3E+4	1790.11
-4.933E+3	-3.101E+4	1777.95
-9.866E+3	-3.15E+4	1523.87
-1.48E+4	-3.041E+4	1192.25
-1.973E+4	-2.768E+4	860.63
-2.467E+4	-2.331E+4	529.01
-2.96E+4	-1.731E+4	197.39
-3.453E+4	-9.864E+3	25.75
-3.947E+4	-2.176E+3	17.17
-4.44E+4	5.555E+3	8.58
-4.933E+4	1.333E+4	0
0E+00	1.948E+4	776.25
2.834E+3	1.694E+4	585.72
5.669E+3	1.385E+4	395.18
8.503E+3	1.022E+4	204.65
1.134E+4	6.054E+3	29.59
1.417E+4	1.652E+3	24.66
1.701E+4	-2.763E+3	19.73
1.984E+4	-7.193E+3	14.79
2.268E+4	-1.164E+4	9.86
2.551E+4	-1.609E+4	4.93
2.834E+4	-2.056E+4	0
0E+00	-3E+4	1790.11
2.834E+3	-2.94E+4	1797.1
5.669E+3	-2.876E+4	1819.65
8.503E+3	-2.803E+4	1853.28
1.134E+4	-2.721E+4	1886.91
1.417E+4	-2.629E+4	1920.53
1.701E+4	-2.528E+4	1954.16
1.984E+4	-2.417E+4	1979.71
2.268E+4	-2.304E+4	1982.75
2.551E+4	-2.185E+4	2016.37
2.834E+4	-2.056E+4	2050

Web less composite section		
N (kN)	M (kNm)	z _{pl} (mm)
0E+00	1.23E+4	26.73
-3.635E+3	1.487E+4	1779.33
-7.271E+3	1.413E+4	1788.29
-1.091E+4	1.335E+4	1797.25
-1.454E+4	1.252E+4	1829.9
-1.818E+4	1.153E+4	1873.03
-2.181E+4	1.039E+4	1916.15
-2.545E+4	9.086E+3	1959.28
-2.908E+4	7.65E+3	1980.08
-3.272E+4	6.165E+3	2006.87
-3.635E+4	4.535E+3	2050
0E+00	-1.79E+4	1906.38
-3.635E+3	-1.9E+4	1863.26
-7.271E+3	-1.995E+4	1820.13
-1.091E+4	-2.077E+4	1795.22
-1.454E+4	-2.153E+4	1786.26
-1.818E+4	-2.227E+4	1777.3
-2.181E+4	-1.826E+4	25.3
-2.545E+4	-1.259E+4	18.97
-2.908E+4	-6.906E+3	12.65
-3.272E+4	-1.197E+3	6.32
-3.635E+4	4.535E+3	0
0E+00	1.23E+4	26.73
1.536E+3	9.911E+3	24.06
3.073E+3	7.518E+3	21.39
4.609E+3	5.121E+3	18.71
6.146E+3	2.72E+3	16.04
7.682E+3	3.154E+2	13.37
9.219E+3	-2.094E+3	10.69
1.076E+4	-4.507E+3	8.02
1.229E+4	-6.924E+3	5.35
1.383E+4	-9.346E+3	2.67
1.536E+4	-1.177E+4	0
0E+00	-1.79E+4	1906.38
1.536E+3	-1.738E+4	1924.61
3.073E+3	-1.684E+4	1942.84
4.609E+3	-1.626E+4	1961.07
6.146E+3	-1.567E+4	1979.3
7.682E+3	-1.505E+4	1979.95
9.219E+3	-1.444E+4	1980.42
1.076E+4	-1.381E+4	1995.32
1.229E+4	-1.316E+4	2013.54
1.383E+4	-1.248E+4	2031.77
1.536E+4	-1.177E+4	2050

U.L.S. composite section verification (Mmax comb.)

Forces and moments (Mmax comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	1.3E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	5.1E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	-1.78E+		-1.13E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	-2.68E+		-9.24E+	
3	0E+0	1.96E+	0E+0	0E+0

PROGETTAZIONE ATI:

Tot	-4.46E+	3.77E+	-2.05E+	0E+0
-----	---------	--------	---------	------

Bending resistance - Plastic analysis

Section classification (Mmax comb.)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Class
Web	79.3	1779.1			
Top flange	11.5				
Bottom flange	13.				
Section clas					
Plastic analysis: APPLICABLE					

Plastic section verification (Mmax comb.)

Axial force		Bending moment		N/M interaction	
N _{Ed} (N)	-4.462E+6	M _{Ed} (Nm)	-2.051E+6	N _{Ed} (N)	-4.462E+6
N _{Rd} (N)	-4.933E+7	M _{Rd} (Nm)	-3E+7	M _{Ed} (Nm)	-2.051E+6
				M _{Rd} (Nm)	-3.091E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.09	M _{Ed} /M _{Rd}	0.068	M _{Ed} /M _{Rd}	0.066
CHECK PASSED					

Axial force and bending moment stresses of gross cross section

Stresses of gross cross section (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncracked d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncracked d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncracked d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 tot	Ph. 3a Uncracked d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncracked d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 tot	η ₁
σ ₈				0.					0.					
σ ₇				-21.					-13.					
σ ₆				-12.					-10.					
σ ₅				0.					0.					
σ ₄				-19.					-12.					
σ ₃				-18.					-11.					
σ ₂				-12.					-10.					
σ ₁				3.					2.					
σ ₀				4.					2.					

Maximum utilization ratio: 0 NOT RELEVANT CHECK

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0.44 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0.62 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Cracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = 0.6 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = 1.12 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Cracked (m.)

Resistance to shear

Evaluation of necessity to Shear buckling check

$$h_w/t_w = 79.318 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 50.085 \quad \text{Shear Buckling check: REQUIRED}$$

Shear Buckling resistance: **V_{b,Rd} = 5.599E+6 N**

With:

a/h_w = 3.438, η = 1.2, K_τ = 5.678
 web contribution: V_{bw,Rd} = 5.464E+6 N, flanges contribution: V_{bf,Rd} = 1.346E+5 N
 χ_w = 0.764, λ_w = 1.093, τ_{cr} = 171.5, C = 1609.6
 M_{Ed} = -2.051E+6 Nm, M_{f,Rd} = -1.923E+7 Nm, M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.107

Plastic resistance: **V_{pl,Rd} = 8.992E+6 N**

Shear resistance: **V_{Rd} = min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 5.599E+6 N**

Utilization ratios:

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.673, \quad (=> \text{CHECK VERIFIED})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.69, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.066$$

PROGETTAZIONE ATI:

Interaction between shear force, bending moment and axial force

Evaluation of the interaction

$$\eta_3 > 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} < 1$$

INTERACTION NOT TO BE CHECKED

U.L.S. composite section verification (Mmin comb.)

Forces and moments (Mmin comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	1.3E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	5.1E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	2.68E+		9.24E+	
3	0E+0	1.96E+	0E+0	0E+0
Tot	2.68E+	3.77E+	9.24E+	0E+0

Bending resistance - Plastic analysis

Section classification (Mmin comb.)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Class
Web	79.3	596.2	0.3	-5.0	
Top flange	11.5				
Bottom flange	13.				
Section clas					
Plastic analysis: NOT APPLICABLE					

Plastic section verification (Mmin comb.)

Axial force		Bending moment		N/M interaction	
N _{Ed} (N)	2.678E+6	M _{Ed} (Nm)	9.238E+5	N _{Ed} (N)	2.678E+6
N _{Rd} (N)	2.834E+7	M _{Rd} (Nm)	1.948E+7	M _{Ed} (Nm)	9.238E+5
				M _{Rd} (Nm)	1.709E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.094	M _{Ed} /M _{Rd}	0.047	M _{Ed} /M _{Rd}	0.054
NOT RELEVANT CHECK					

Axial force and bending moment stresses of gross cross section

Stresses of gross cross section (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncracked d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncracked d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncracked d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 tot	Ph. 3a Uncracked d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncracked d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 tot	η ₁
σ ₈									-0.				-0.	0.00
σ ₇									13.				13.	0.03
σ ₆									10.				10.	0.02
σ ₅									-0.				-0.	0.02
σ ₄									12.				12.	0.03
σ ₃									11.				11.	0.03
σ ₂									10.				10.	0.0
σ ₁									-2.				-2.	0.00
σ ₀									-2.				-2.	0.00

Maximum utilization ratio:0.036 NOT RELEVANT CHECK

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Cracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -0.17 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -0.51 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

Axial force and bending moment - effective cross section calculation

Effective area for shear lag and/or buckling of flanges(Mmin comb.)

PROGETTAZIONE ATI:

Component	b (mm)	t (mm)	λ_p	ρ	$A_{c,eff} (mm^2)$	β^k	$A_{c,eff} * \beta^k (mm^2)$
Top left flange	30	2	-	-	-	-	750
Top right flange	30	2	-	-	-	-	750
Bottom left flange	42	3	0.93	0.85	10894.		10894.
Bottom right flange	42	3	0.93	0.85	10894.		10894.

Local buckling of web panels (Mmin comb.)

	Web
b (mm)	174
$\sigma_{cr0E} (N/mm^2)$	30.
$\sigma_{top} (N/mm^2)$	11.8
$\sigma_{bot} (N/mm^2)$	-2.6
ψ	-4.5
K_σ	95.6
λ_p	0.3
$b_c (mm)$	315.
$b_{c,top} (mm)$	189.5
$b_{c,top} (mm)$	126.3
ρ_{loc}	
$b_{ceff} (mm)$	315.
$b_{ceff,top} (mm)$	189.5
$b_{ceff,top} (mm)$	126.3
$\phi_{Hole} (mm)$	

Compressed web features, without ribs (Mmin comb.)

	$A (mm^2)$	$z_G (mm)$	$J_y (mm^4)$
$A_{c,Top Edge}$	4.17E+	251.	1.248E+
$A_{c,1}$	0E+0		0E+0
$A_{c,2}$	0E+0		0E+0
$A_{c,Bottom Edge}$	2.78E+	93.	3.699E+
$A_{c,tot}$	6.95E+	18	5.78E+
A_c	0E+0		

Compressed web features, reduced for local buckling (Mmin comb.)

	$A (mm^2)$	$z_G (mm)$	$J_y (mm^4)$
$A_{c,eff Top Edge}$	4.17E+	251.	1.248E+
$A_{c,eff 1}$	0E+0		0E+0
$A_{c,eff 2}$	0E+0		0E+0
$A_{c,eff Bottom Edge}$	2.78E+	93.	3.699E+
$A_{c,eff tot}$	6.95E+	18	5.78E+
$A_{c,eff,loc}$	0E+0		

Partial factor for global buckling (Mmin comb.)

	Plate	Column
$\sigma_{cr,p} (p)$	2889.5	$\sigma_{cr,c} (c)$
$\beta_{ac} (p)$		$\beta_{ac} (c)$ 11.90
λ_p	0.35	λ_c
ρ_p		ρ_c

Web reduced for local and global buckling (Mmin comb.)

	$A (mm^2)$	$z_G (mm)$	$J_y (mm^4)$
Top Edge	4.17E+	251.	1.248E+
1	0E+0		0E+0
2	0E+0		0E+0
Bottom Edge	2.78E+	93.	3.699E+
Total	6.95E+	18	5.78E+

Total reduction to apply to the section (Mmin comb.)

	$\Delta A (mm^2)$	$z_G (mm)$	$\Delta J_y (mm^4)$
Web	0E+0		0E+0
Top flange	0E+0		0E+0
Bottom flange	-3.71E+	1	-2.783E+

Geometric features of effective cross section (Mmin comb.)

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTO ROMITO – RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

	Phase 1	Phase 2a	Phase 2b	Phase 2c	Phase 3	Cracked
A (mm ²)	7.518E+	1.385E+	1.385E+	1.385E+	2.565E+	7.945E+
z _G (mm)	821.84	1327.80	1327.80	1327.80	1602.6	884.12
Δ z _{Geff} (mm)	-37.9	-34.2	-34.2	-34.2	-22.6	-38.7
J _{y,eff} (mm ⁴)	3.817E+1	8.059E+1	8.059E+1	8.059E+1	1.039E+1	4.359E+1
W _{y,0eff} (mm ³)	-4.644E+	-6.069E+	-6.069E+	-6.069E+	-6.485E+	-4.93E+
W _{y,1eff} (mm ³)	-4.82E+	-6.21E+	-6.21E+	-6.21E+	-6.609E+	-5.103E+
W _{y,3eff} (mm ³)	4.004E+	1.802E+	1.802E+	1.802E+	6.029E+	4.893E+
W _{y,4eff} (mm ³)	3.902E+	1.707E+	1.707E+	1.707E+	5.266E+	4.759E+
W _{y,5eff} (mm ³)	1E+30	1.707E+	1.707E+	1.707E+	5.266E+	4.759E+
W _{y,6eff} (mm ³)	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30
W _{y,7eff} (mm ³)	1E+30	1.236E+	1.236E+	1.236E+	2.754E+	3.978E+
W _{y,8eff} (mm ³)	1E+30	1.116E+	1.116E+	1.116E+	2.323E+	3.739E+
S _{y,1eff} (mm ³)	1.758E+	2.861E+	2.861E+	2.861E+	3.459E+	1.894E+
S _{y,2eff} (mm ³)	2.448E+	4.713E+	4.713E+	4.713E+	6.18E+	2.696E+
S _{y,3eff} (mm ³)	1.448E+	4.493E+	4.493E+	4.493E+	6.147E+	1.823E+
S _{y,4eff} (mm ³)	1.172E-29	3.804E+	3.804E+	3.804E+	5.87E+	4.682E+

The effective geometric characteristics have been calculated in 0 iterations, with the following percentage variations of the factor ψ

$(\psi_1 - \psi_0)/\psi_0 * 100$	
$(\psi_2 - \psi_1)/\psi_1 * 100$	
$(\psi_3 - \psi_2)/\psi_2 * 100$	
$(\psi_4 - \psi_3)/\psi_3 * 100$	
$(\psi_5 - \psi_4)/\psi_4 * 100$	

Additional bending moment for neutral axis shift(Mmin comb.)

	Phase 1	Phase 2a	Phase 2b	Phase 2c	Phase 3a	Phase 3b
ΔM _{Cracked} (kNm)	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
ΔM _{Uncracked} (kNm)	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	-6.061E+	0E+0

Stresses of effective cross section (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncracked d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncracked d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncracked d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 to	Ph. 3a Uncracked d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncracked d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 to	η ₁
σ ₈									-0.				-0.	0.00
σ ₇									13.				13.	0.03
σ ₆									10.				10.	0.02
σ ₅									-0.				-0.	0.02
σ ₄									12.				12.	0.03
σ ₃									11.				11.	0.03
σ ₂									10.				10.	0.03
σ ₁									-2.				-2.	0.00
σ ₀									-2.				-2.	0.00

Maximum utilization ratio:0.036 CHECK PASSED

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Cracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -0.16 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -0.51 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

Resistance to shear

Evaluation of necessity to Shear buckling check

$$h_w/t_w = 79.318 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 50.085 \quad \text{Shear Buckling check: REQUIRED}$$

Shear Buckling resistance: **V_{b,Rd} = 5.517E+6 N**

With:

$$a/h_w = 3.438, \quad \eta = 1.2, \quad K_\tau = 5.678$$

$$\text{web contribution: } V_{b,Rd} = 5.464E+6 \text{ N, flanges contribution: } V_{b,Rd} = 5.292E+4 \text{ N}$$

$$\chi_w = 0.764, \quad \lambda_w = 1.093, \quad \tau_{cr} = 171.5, \quad C = 1609.6$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,eq} = 6.359E+6 \text{ Nm, } M_{f,Rd} = 8.134E+6 \text{ Nm, } M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.782$$

PROGETTAZIONE ATI:

Plastic resistance: $V_{pl,Rd} = 8.992E+6 \text{ N}$

Shear resistance: $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 5.517E+6 \text{ N}$

Utilization ratios:

$$\eta_3 = V_{Ed} / V_{Rd} = 0.683, \quad (=> \text{CHECK VERIFIED})$$

$$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} = 0.69, \quad \eta_1 = \max(\eta_i) = 0.036$$

Interaction between shear force, bending moment and axial force

Evaluation of the interaction

$$\eta_3 > 0.5, \quad M_{Ed} / M_{f,Rd} < 1$$

INTERACTION NOT TO BE CHECKED

SLS stresses verification (Mmax comb.)

Forces and moments (Mmax comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	9.6E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	3.78E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	-1.49E+		-9.39E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	-2.23E+		-7.7E+	
3	0E+0	1.45E+	0E+0	0E+0
Tot	-3.72E+	2.79E+	-1.71E+	0E+0

Stresses of gross cross section (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncrack d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncrack d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncrack d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 to	Ph. 3a Uncrack d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncrack d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 to	σ_{id}	η_1
σ_8				0.					0.						
σ_7				-17.					-11.						
σ_6				-10.					-8.						
σ_5				0.					0.						
σ_4				-15.					-10.					0.	0.00
σ_3				-15.					-9.					87.	0.24
σ_2				-10.					-8.					137.	0.38
σ_1				3.										102.	0.28
σ_0				3.					2.						
τ_4		0.	0.					0.			1.	0.	0.		
τ_3	16.	9.						23.			38.	27.	50.		
τ_2	27.	9.	10.					38.			38.	40.	79.		
τ_1	21.	6.	7.					2.			23.	30.	59.		
τ_0															

Maximum utilization ratio: 0.386 CHECK PASSED

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0.36 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0.51 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Cracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = 0.5 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = 0.94 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Cracked (m.)

SLS stresses verification (Mmin comb.)

Forces and moments (Mmin comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	9.6E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	3.78E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	0E+0		0E+0	

PROGETTAZIONE ATI:

2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	2.23E+		7.7E+	
3	0E+0	1.45E+	0E+0	0E+0
Tot	2.23E+	2.79E+	7.7E+	0E+0

Stresses of gross cross section (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncrack d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncrack d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncrack d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 to	Ph. 3a Uncrack d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncrack d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 to	σ_{id}	η_1
σ_8									-0.				-0.	0.	0.00
σ_7									11.				11.	11.	0.03
σ_6									8.				8.	8.	0.02
σ_5									-0.				-0.	0.	0.0
σ_4									10.				10.	10.	0.02
σ_3									9.				9.	111.	0.31
σ_2									8.				8.	132.	0.37
σ_1									-				-	88.	0.24
σ_0									-2.				-2.	2.	0.00
τ_4		0.	0.					0.			1.	0.	1.		
τ_3	16.	9.						23.			38.	27.	64.		
τ_2	27.	9.	10.					38.			38.	40.	76.		
τ_1	21.	6.	7.					2			23.	30.	50.		
τ_0															

Maximum utilization ratio:0.374 CHECK PASSED

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Cracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -0.14 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -0.42 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

SLS web breathing verification (Mmax comb.)

Forces and moments (Mmax comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	9.6E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	3.78E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	-1.49E+		-9.39E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	-1.86E+		-6.41E+	
3	0E+0	1.08E+	0E+0	0E+0
Tot	-3.35E+	2.42E+	-1.58E+	0E+0

Stresses of effective cross section (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncracke	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncracke	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncracke	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 to	Ph. 3a Uncracke	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncracke	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 to
σ_8													
σ_7													
σ_6													
σ_5													
σ_4													
σ_3													
σ_2													
σ_1													
σ_0													

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0 N/mm²

PROGETTAZIONE ATI:

- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0 N/mm²
 The section at the end of phase 2 is considered: Cracked (m.)
 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = 0 N/mm²
 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = 0 N/mm²
 The section at the end of phase 3 is considered: Cracked (m.)

Web assessment (Mmax comb.)

Web	
b (mm)	174
σ_{sup} (N/mm ²)	
σ_{inf} (N/mm ²)	
σ_{Ed} (N/mm ²)	
K	1E+5
σ_{cr0E} (N/mm ²)	30.
τ_{Ed} (N/mm ²)	54.6
$\sigma_{cr}(P)$ (N/mm ²)	1E+30
$\sigma_{cr}(C)$ (N/mm ²)	2.
σ_{cr} (N/mm ²)	1E+30
K	5.6
K _s	
Utilization ratio	0.3
Result	CHECK VERIFIE

SLS web breathing verification (Mmin comb.)

Forces and moments (Mmin comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	9.6E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	3.78E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.ls	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.ls	1.86E+		6.41E+	
3	0E+0	1.08E+	0E+0	0E+0
Total	1.86E+	2.42E+	6.41E+	0E+0

Stresses of effective cross section (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncracked	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncracked	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncracked	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 tot	Ph. 3a Uncracked	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncracked	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 tot
σ_8													
σ_7													
σ_6													
σ_5													
σ_4													
σ_3													
σ_2													
σ_1													
σ_0													

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0 N/mm²
 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0 N/mm²
 The section at the end of phase 2 is considered: Cracked (m.)
 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = 0 N/mm²
 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = 0 N/mm²
 The section at the end of phase 3 is considered: Cracked (m.)

Web assessment (Mmin comb.)

Web	
b (mm)	174
σ_{sup} (N/mm ²)	

PROGETTAZIONE ATI:

σ_{inf} (N/mm ²)	
σ_{Ed} (N/mm ²)	
K	1E+5
σ_{cr0E} (N/mm ²)	30.
τ_{Ed} (N/mm ²)	55.3
σ_{cr} (P) (N/mm ²)	1E+30
σ_{cr} (C) (N/mm ²)	2.
σ_{cr} (N/mm ²)	1E+30
K	5.6
K _τ	
Utilization ratio	0.35
Result	CHECK VERIFIED

Shear connectors assessment

Main data

Number of studs for unit length, n (m ⁻¹)	20
Stud diameter, d (mm)	22
Stud height, h (mm)	200
Ultimate resistance of studs α	1
Partial safety factor, γ_v	1.25
Ultimate resistance of studs f_u (N/mm ²)	450
Coefficient E_{cm} (N/mm ²)	34077
Characteristic cylinder compressive strength, f_{ck} (N/mm ²)	35

Resistance of headed stud connectors

Shank shear resistance, $P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 \gamma_v$, (N)	109478.22
Concrete crushing resistance, $P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} / \gamma_v$, (N)	122630.64
Design stud resistance $P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd1}, P_{Rd2})$, (N)	109478.22

Elastic assessment at ULS

Utilization ratio (Mmax comb.)

Design stud resistance for unit length, $v_{Rd} = n P_{Rd} K_s$ (N/mm)	2408.5
Amplification factor, K_s	1.10
Shear force per unit length at steel-concrete interface v_{Ed} (N/mm)	1326.6
Utilization ratio v_{Ed} / v_{Rd}	0.551
CHECK VERIFIED	

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmax comb.)

Phase	V_{Ed} (N)	$S_{y,d}$ (mm ³)	J_y (mm ⁴)	V_{Ed} (N/mm)
Phase 2a	5.103E+5	4.021E+7	8.682E+10	236.3
Phase 2b	0E+00	4.021E+7	8.682E+10	0
Phase 2c	0E+00	4.021E+7	8.682E+10	0
Phase 3a	0E+00	6.28E+7	1.131E+11	0
Phase 3b	1.964E+6	6.28E+7	1.131E+11	1090.3
Surf				1326.

Utilization ratio (Mmin comb.)

Design stud resistance for unit length, $v_{Rd} = n P_{Rd} K_s$ (N/mm)	2408.5
Amplification factor, K_s	1.10
Shear force per unit length at steel-concrete interface v_{Ed} (N/mm)	1350.2
Utilization ratio v_{Ed} / v_{Rd}	0.561
CHECK VERIFIED	

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmin comb.)

Phase	V_{Ed} (N)	$S_{y,eff}$ (mm ³)	$J_{y,eff}$ (mm ⁴)	V_{Ed} (N/mm)
Phase 2a	5.103E+5	3.804E+7	8.059E+10	240.9
Phase 2b	0E+00	3.804E+7	8.059E+10	0
Phase 2c	0E+00	3.804E+7	8.059E+10	0
Phase 3a	0E+00	5.87E+7	1.039E+11	0
Phase 3b	1.964E+6	5.87E+7	1.039E+11	1109.4
Surf				1350.

PROGETTAZIONE ATI:

Elastic assessment at ELS

Utilization ratio (Mmax comb.)

Design stud resistance for unit length, $v_{Rd} = n P_{Rd} \kappa_s$ (N/mm)	1313.7
Reduction factor, κ_s	0.6
Shear force per unit length at steel-concrete interface v_{Ed} (N/mm)	982.1
Utilization ratio v_{Ed}/v_{Rd}	0.748
CHECK VERIFIED	

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmax comb.)

Phase	V_{Ed} (N)	$S_{v,d}$ (mm ³)	J_v (mm ⁴)	V_{Ed} (N/mm)
Phase 2a	3.78E+5	4.021E+7	8.682E+10	175.1
Phase 2b	0E+00	4.021E+7	8.682E+10	0
Phase 2c	0E+00	4.021E+7	8.682E+10	0
Phase 3a	0E+00	6.28E+7	1.131E+11	0
Phase 3b	1.454E+6	6.28E+7	1.131E+11	807
Surf				982.

Utilization ratio (Mmin comb.)

Design stud resistance for unit length, $v_{Rd} = n P_{Rd} \kappa_s$ (N/mm)	1313.7
Reduction factor, κ_s	0.6
Shear force per unit length at steel-concrete interface v_{Ed} (N/mm)	982.1
Utilization ratio v_{Ed}/v_{Rd}	0.748
CHECK VERIFIED	

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmin comb.)

Phase	V_{Ed} (N)	$S_{v,d}$ (mm ³)	J_v (mm ⁴)	V_{Ed} (N/mm)
Phase 2a	3.78E+5	4.021E+7	8.682E+10	175.1
Phase 2b	0E+00	4.021E+7	8.682E+10	0
Phase 2c	0E+00	4.021E+7	8.682E+10	0
Phase 3a	0E+00	6.28E+7	1.131E+11	0
Phase 3b	1.454E+6	6.28E+7	1.131E+11	807
Surf				982.

Fatigue limit state verification

Forces and moments for steel details (Mmax comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	9.6E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	3.78E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.ls	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.ls	0E+0		0E+0	
3b ma	0E+0	3E+	0E+0	0E+0
3b ma	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0

Stresses of gross cross section for steel details (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a	Ph. 2a	Ph. 2b	Ph. 2b	Ph. 2c	Ph. 2c	Ph. 3a	Ph. 3a	Ph. 3b	Ph. 3b	Ph. 3c	Ph. 3c	Total	Total	Total	Total	$\Delta\sigma, \Delta\tau$
		Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	
		ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	
σ_8																		
σ_7																		132.
σ_6																		
σ_5																		
σ_4																		
σ_3																		
σ_2																		
σ_1																		
σ_0																		
τ_4		0.	0.							0.	0.			0.	0.	0.	0.	0.
τ_3	16.	9.								7.	5.			33.	33.	25.	25.	7.

PROGETTAZIONE ATI:

τ_2	27.	9.	10.							8.				45.	45.	37.	37.	
τ_1	21.	6.	7.							4.	6.			32.	32.	27.	27.	4.
τ_0																		

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 max = 0 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 max = 0 N/mm²
The section at the end of phase 3 max is considered: Cracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 min = 0 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 min = 0 N/mm²
The section at the end of phase 3 min is considered: Cracked (m.)

Forces and moments for steel details (Mmin comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	9.6E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	3.78E+	0E+0	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.ls	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.ls	0E+0		0E+0	
3b ma	0E+0	3E+	0E+0	0E+0
3b ma	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0

Stresses of gross cross section for steel details (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a	Ph. 2a	Ph. 2b	Ph. 2b	Ph. 2c	Ph. 2c	Ph. 3a	Ph. 3a	Ph. 3b	Ph. 3b	Ph. 3b	Ph. 3b	Total	Total	Total	Total	$\Delta\sigma, \Delta\tau$
		Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	
		ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	
σ_8																		
σ_7																		132.
σ_6																		
σ_5																		
σ_4																		
σ_3																		
σ_2																		
σ_1																		
σ_0																		
τ_4		0.	0.							0.	0.			0.	0.	0.	0.	0.
τ_3	16.	9.								7.	5.			33.	33.	25.	25.	7.
τ_2	27.	9.	10.											45.	45.	37.	37.	
τ_1	21.	6.	7.							4.	6.			32.	32.	27.	27.	4.
τ_0																		

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 max = 0 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 max = 0 N/mm²
The section at the end of phase 3 max is considered: Cracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 min = 0 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 min = 0 N/mm²
The section at the end of phase 3 min is considered: Cracked (m.)

Main data for partial factors and damage equivalent factors

Partial factor for steel:	γ_{Ft}	1
	γ_{Mf}	1.35
Bending damage equivalent factor for steel:	$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$	2.09 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.544 < 2 (Midspan)
Shear damage equivalent factor for steel:	$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$	2.426 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.793 (Midspan)
Data for calculation of λ_1	Section position:	(Midspan)
	L span for moment (m):	56
	L span for shear (m):	22.4
Data for calculation of λ_2	Q_0 (kN)	480
	N_0	500000

PROGETTAZIONE ATI:

	N _{obs}	125000
	Q _{ml} (kN)	430.1
	Traffic category (Table 4.5n - E 1991-2) :	Main roads with low flow rates of lorries
	Traffic distribution (Table 4.7 - E 1991-2) :	Medium distance (40% Q1, 10% Q2, 30% Q3, 15% Q4, 5% Q5)
Data for calculation of λ_3	Design life (years):	100
Data for calculation of γ_{Mf} for steel	Assessment method:	Safe life
	Consequence of failure:	High consequence

Fatigue assessment of structural steel

Utilization ratio (Mmax comb.)

	$\gamma_{Ft} \Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$	u.r.
Top flange	0	92.593	0
Bottom flange	0	92.593	0
Web	14.331	74.074	0.193
Top flange welding			
Bottom flange welding			
Web-top flange welding	0	92.593	0
Web-bottom flange welding	0	92.593	0
Vertical stiffeners - web welding	0	59.259	0
Vertical stiffeners - top flange welding	0	59.259	0
Vertical stiffeners - bottom flange welding	0	59.259	0
Longitudinal stiffener 1 - web welding			
Longitudinal stiffener 2 - web welding			

Utilization ratio (Mmin comb.)

	$\gamma_{Ft} \Delta\sigma_{E,2}$	$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$	u.r.
Top flange	0	92.593	0
Bottom flange	0	92.593	0
Web	14.331	74.074	0.193
Top flange welding			
Bottom flange welding			
Web-top flange welding	0	92.593	0
Web-bottom flange welding	0	92.593	0
Vertical stiffeners - web welding	0	59.259	0
Vertical stiffeners - top flange welding	0	59.259	0
Vertical stiffeners - bottom flange welding	0	59.259	0
Longitudinal stiffener 1 - web welding			
Longitudinal stiffener 2 - web welding			

Stiffeners checks

Torsional buckling of vertical stiffeners

	Vertical stiffeners
	CHECK PASSED
u.r.	0.89
Type	Vert. (F)
σ_{cr} (N/mm ²)	
$6 \cdot f_y$ (N/mm ²)	
l_{cr} (mm)	
I_w (mm ⁶)	
I_T (mm ⁴)	5.333E+
I_P (mm ⁴)	5.347E+
I_T / I_P	0.0
$5.3 f_y / E$	0.00
$c\theta$ (N)	
E (N/mm ²)	21000
f_y (N/mm ²)	35
G (N/mm ²)	8267
a (mm)	600

PROGETTAZIONE ATI:

Intermediate vertical stiffeners acting as rigid support for web panels

$$I_{st} = 1.257E+8 \text{ mm}^4 > I_{st, \min} = 0.75 h_w t_w^3 = 1.394E+7 \text{ mm}^4$$

CHECK PASSED

With:

$$t_w = 22 \text{ mm} \quad b_w = 557 \text{ mm} \quad A_{st} = 20253.7 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 0 \text{ mm}^2$$

$$a = 6000 \text{ mm} \quad h_w = 1745 \text{ mm} \quad a/h_w = 3.438$$

Maximum stress and the additional deflection in the vertical stiffeners (Mmax comb.)

$$w = 0.3 < 5.8 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\max} = 220.4 < 322.7 \text{ N/mm}^2$$

CHECK PASSED

With:

$$\Sigma N_{st, Ed} = N_{st, Ed} + \Delta N_{st, Ed} = 3.7E+6 + 0E+00 = 3.7E+6 \text{ N}$$

$$N_{st, Ed} = N_{st, ten} + N_{st, ex} = 0E+00 + 3.7E+6 = 3.7E+6 \text{ N}$$

$$\sigma_m = 0 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr(C)} / \sigma_{cr(P)} = 2.5/1E+300 = 0 \Rightarrow 0.5$$

$$N_{Ed} = 0E+00 \text{ N} \quad \lambda_w = 1.093$$

$$N_{cr, st} = 8.558E+7 \text{ N} \quad e_1 = 0 \text{ mm} \quad e_{\max} = 211 \text{ mm} \quad w_0 = 5.82 \text{ mm}$$

PROGETTAZIONE ATI:

9.3.2 SEZIONE 2 X=8.00 (FINE CONCIO A)

<p>Nome concio Sez 2</p> <p>Sezioni (es. Sez1,Sez2,...) X (m) (es. X1,X2,...) fine concio 8</p> <p>Lamiere (Sez 2) bs (mm) 600 <input checked="" type="checkbox"/> Flangia sup. in cl. 1 ts (mm) 25 <input type="checkbox"/> Flangia sup.=40mm hmet (mm) 2267 twr (mm) 20 <input type="checkbox"/> Stiffeners long. alfa 0 <input type="checkbox"/> Inclined web bi (mm) 850 ti (mm) 35 <input type="checkbox"/> Flangia inf.=40mm</p> <p>Opzioni avanzate per le flange <input type="checkbox"/> Edita opzioni Flangia superiore <input type="checkbox"/> Edita opzioni Flangia inferiore</p>		<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Sez 1 - Sp A <input checked="" type="checkbox"/> Sez 2 <input type="checkbox"/> Sez 3 <input type="checkbox"/> Sez 4 - Mezzeria 												
<p>Stiffeners verticali (Sez 2) Interasse fra gli stiffeners (mm) 6000 <input type="checkbox"/> Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2) <input checked="" type="checkbox"/> Edita opzioni <input type="button" value="Stiffeners verticali"/></p>	<p>Cls soletta (Sez 2) bcls (mm) 4250 tcls (mm) 250 b1 (mm) 0 bsx (mm) 2500 hcop (mm) 0 <input type="checkbox"/> Valuta raccordo</p>													
<p>Fatica (Sez 2) Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) 2.090 Carpenteria (Taglio) λ_1 2.426 Amatura $\lambda_{s,1}$ 0.000 Fattore per azioni da traffico (Amature) 0.000 <input type="button" value="Dati per i dettagli di carpenteria (Sez 2)"/></p>	<p>Amatura soletta (Sez 2) <table border="1"> <thead> <tr> <th>layer</th> <th>diametro (mm)</th> <th>passo (mm)</th> <th>copriferro (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>layer superiore</td> <td>16</td> <td>200</td> <td>70</td> </tr> <tr> <td>layer inferiore</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table> <input type="button" value="Aggiungi alla lista >>"/> <input type="button" value="Clear form"/></p>	layer	diametro (mm)	passo (mm)	copriferro (mm)	layer superiore	16	200	70	layer inferiore	0	0	0	
layer	diametro (mm)	passo (mm)	copriferro (mm)											
layer superiore	16	200	70											
layer inferiore	0	0	0											
	<p>Pioli (Sez 2) n (n°/m) 15 diametro (mm) 22 altezza (mm) 200</p> <p>Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2 Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0 Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0.000E+000</p>													

PROGETTAZIONE ATI:

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp A. fine cori
 Sez 2 - fine concio
 Sez 3 - fine concio
 Sez 4 - Mezzeria_fine

SLU fond., Mmax
 SLU fond., Mmin
 SLU fond., Vmax
 SLU fond., Vmin
 SLS carat., Mmax
 SLS carat., Mmin
 SLS carat., Vmax
 SLS carat., Vmin
 SLS freq., Mmin
 SLS freq., Vmax
 SLS freq., Vmin
 SLF acciaio, Mma
 SLF acciaio, Mmir

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	9.25E+005	-8.88E+006	0.00E+000
2a	0.00E+000	3.65E+005	-2.50E+006	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rtt.Iso	-1.78E+006	0.00E+000	-1.50E+006	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-2.68E+006	0.00E+000	-1.27E+006	0.00E+000
3b	0.00E+000	1.56E+006	-1.35E+007	0.00E+000
Totale	-4.46E+006	2.85E+006	-2.77E+007	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ϵ	N	M	$\gamma\psi$
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.25E+6	1.2
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.76E+6	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	110.35	2115	0.06	-1.22	1
Piattabanda superiore	11.6				1
Piattabanda inferiore	11.86				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N	Pressione M	Interazione N-M
NEd	-4.46E+6	MEd -2.77E+7
NRd	-5.27E+7	MRd -4.24E+7
		MRd -4.37E+7
NEd/NRd	0.085	MEd/MRd 0.653
		MEd/MR 0.633

=> Verifica plastica SODDISFATTA

Fase 1: Piatt. Sup. in Cl. 4, Anima in Cl. 4, Piatt. Inf. in Cl. 1

DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp A. fine cori
 Sez 2 - fine concio
 Sez 3 - fine concio
 Sez 4 - Mezzeria_fine

SLU fond., Mmax
 SLU fond., Mmin
 SLU fond., Vmax
 SLU fond., Vmin
 SLS carat., Mmax
 SLS carat., Mmin
 SLS carat., Vmax
 SLS carat., Vmin
 SLS freq., Mmin
 SLS freq., Vmax
 SLS freq., Vmin
 SLF acciaio, Mma
 SLF acciaio, Mmir

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	9.25E+005	-8.88E+006	0.00E+000
2a	0.00E+000	3.65E+005	-2.50E+006	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rtt.Iso	-1.78E+006	0.00E+000	-1.50E+006	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-2.68E+006	0.00E+000	-1.27E+006	0.00E+000
3b	0.00E+000	1.56E+006	-1.35E+007	0.00E+000
Totale	-4.46E+006	2.85E+006	-2.77E+007	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ϵ	N	M	$\gamma\psi$
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.25E+6	1.2
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.76E+6	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica

Tensioni su sezione lorda

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Eta1	id
$\sigma 8$	0.0	-0.9	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.4	0.2	0.0	-6.9	0.0	-7.1	0.36	$\sigma 8$
$\sigma 7$	0.0	-15.1	-44.5	-20.8	0.0	0.0	0.0	-35.8	-13.3	0.0	-36.5	-241.4	-85.7	0.22	$\sigma 7$
$\sigma 6$	0.0	0.0	0.0	-11.7	0.0	0.0	0.0	-11.7	-9.9	0.0	0.0	0.0	-21.6	0.06	$\sigma 6$
$\sigma 5$	0.0	-0.7	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	-4.0	0.0	-3.6	0.18	$\sigma 5$
$\sigma 4$	-16...	-12.0	-38.9	-19.0	0.0	0.0	0.0	-195.8	-12.2	0.0	-24.0	-210.9	-232.0	0.69	$\sigma 4$
$\sigma 3$	-16...	-11.6	-38.1	-18.7	0.0	0.0	0.0	-192.0	-12.0	0.0	-22.3	-206.7	-226.3	0.67	$\sigma 3$
$\sigma 2$	0.0	0.0	0.0	-11.7	0.0	0.0	0.0	-11.7	-9.9	0.0	0.0	0.0	-21.6	0.06	$\sigma 2$
$\sigma 1$	114.9	25.6	30.8	3.6	0.0	0.0	0.0	144.0	2.3	0.0	130.2	166.7	276.5	0.82	$\sigma 1$
$\sigma 0$	119.3	26.1	31.9	4.0	0.0	0.0	0.0	149.4	2.5	0.0	132.7	172.6	284.5	0.84	$\sigma 0$

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = -0.42
 Totale, intradosso = -0.04
 => Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = -7.08
 Totale, intradosso = -3.56
 => Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 NON SIGNIFICATIVA

PROGETTAZIONE ATI:

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp A_fine cor	SLU fond., Mmax
Sez 2_fine concio	SLU fond., Mmin
Sez 3_fine concio	SLU fond., Vmax
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SLF acciaio, Mma
	SLF acciaio, Mmir

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	9.25E+005	-8.88E+006	0.00E+000
2a	0.00E+000	3.65E+005	-2.50E+006	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	-1.78E+006	0.00E+000	-1.50E+006	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-2.68E+006	0.00E+000	-1.27E+006	0.00E+000
3b	0.00E+000	1.56E+006	-1.35E+007	0.00E+000
Totale	-4.46E+006	2.85E+006	-2.77E+007	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.25E+6	1.2
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.76E+6	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.034E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.567E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.567E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0E+00 \text{ N}$$

chiw = 0.555 Appoggio: NON RIGIDO
 lambdaaw = 1.495 MED = -2.768E+7 Nm
 c = 1602.61 Mf,Rd = -2.711E+7 Nm
 taucr = 91.76 N/mm² MED/MRd = 1.021

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.62 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 1.02 > 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.62 > 0.5$$

C'E' INTERAZIONE

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 = 0.657 \leq 1.0$$

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0.633$$

VERIFICA SODDISFATTA

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp A_fine cor	SLU fond., Mmax
Sez 2_fine concio	SLU fond., Mmin
Sez 3_fine concio	SLU fond., Vmax
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SLF acciaio, Mma
	SLF acciaio, Mmir

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	9.25E+005	-8.88E+006	0.00E+000
2a	0.00E+000	3.65E+005	-2.50E+006	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	-1.78E+006	0.00E+000	-1.50E+006	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-2.68E+006	0.00E+000	-1.27E+006	0.00E+000
3b	0.00E+000	1.56E+006	-1.35E+007	0.00E+000
Totale	-4.46E+006	2.85E+006	-2.77E+007	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.25E+6	1.2
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.76E+6	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Anima compressa, depurata per instabilità locale e globale

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	8.889E+4	1.522E+5	1.522E+5	1.522E+5	2.702E+5	9.316E+4
zG	951.64	1552.27	1552.27	1552.27	1919.1	1020.22
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	7.088E+10	1.483E+11	1.483E+11	1.483E+11	1.958E+11	8E+10
Wy,0	-7.449E+7	-9.554E+7	-9.554E+7	-9.554E+7	-1.02E+8	-7.841E+7
Wy,1	-7.733E+7	-9.774E+7	-9.774E+7	-9.774E+7	-1.039E+8	-8.12E+7
Wy,3	5.493E+7	2.15E+8	2.15E+8	2.15E+8	6.064E+8	6.548E+7
Wy,4	5.389E+7	2.075E+8	2.075E+8	2.075E+8	5.628E+8	6.416E+7
Wy,5	--	2.075E+8	2.075E+8	2.075E+8	5.628E+8	6.416E+7
Wy,6	--	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
Wy,7	--	1.658E+8	1.658E+8	1.658E+8	3.709E+8	5.607E+7
Wy,8	--	1.537E+8	1.537E+8	1.537E+8	3.275E+8	5.345E+7
Sy,1	2.779E+7	4.566E+7	4.566E+7	4.566E+7	5.657E+7	2.983E+7
Sy,2	3.619E+7	6.868E+7	6.868E+7	6.868E+7	9.207E+7	3.954E+7
Sy,3	1.954E+7	6.392E+7	6.392E+7	6.392E+7	9.103E+7	2.461E+7
Sy,4	0E+00	5.339E+7	5.339E+7	5.339E+7	8.6E+7	6.096E+6
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300

Depurazione complessiva da applicare alla sezione

Caratt. Lorde
 Caratt. Lorde
 Caratt. Efficaci

PROGETTAZIONE ATI:

Sezioni e combinazioni di progetto		Sollecitazioni				Effetti primari del ritiro e della variazione termica								
Sez 1 - Sp A fine cor	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T		ε	N	M	γψ			
Sez 2 - fine concio	SLU fond., Mmin	1	0.00E+000	9.25E+005	-8.88E+006	0.00E+000								
Sez 3 - fine concio	SLU fond., Vmax	2a	0.00E+000	3.65E+005	-2.50E+006	0.00E+000		Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.25E+6	0		
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin	2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000		Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.76E+6	-0.72		
	SLS carat., Mmax	2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000		Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
	SLS carat., Mmin	3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000			Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
	SLS carat., Vmax	DT.Iso	2.68E+006	0.00E+000	1.27E+006	0.00E+000		Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmin	3b	0.00E+000	1.56E+006	-1.35E+007	0.00E+000		Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS freq., Mmax	Totale	2.68E+006	2.85E+006	-2.36E+007	0.00E+000								
	SLS freq., Mmin													
	SLS freq., Vmax													
	SLS freq., Vmin													
	SLF acciaio, Mmax													
	SLF acciaio, Mmin													

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioni. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$V_{L,Ed} = 817 < 1.1 * n * P_{Rd} = 1806 \text{ N/mm}$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d = 22 mm n = 15 N/pioli/m Ecm = 34077 N/mm²
 h = 200 mm fu = 450 N/mm² Ks = 0.6
 Alfa = 1 fck = 35 N/mm² Gammav = 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	3.645E+5	5.339E+7	1.483E+11	131.2
2b	0E+00	5.339E+7	1.483E+11	0
2c	0E+00	5.339E+7	1.483E+11	0
3a	0E+00	8.6E+7	1.958E+11	0
3b	1.562E+6	8.6E+7	1.958E+11	686.2
Tot				817.5

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.

Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.
 Attenzione! Inserire la lunghezza plastica L!

Effetti primari di ritiro e variazione termica.

Sezioni e combinazioni di progetto		Sollecitazioni				Effetti primari del ritiro e della variazione termica								
Sez 1 - Sp A fine cor	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T		ε	N	M	γψ			
Sez 2 - fine concio	SLU fond., Mmin	1	0.00E+000	6.85E+005	-6.58E+006	0.00E+000								
Sez 3 - fine concio	SLU fond., Vmax	2a	0.00E+000	2.70E+005	-1.85E+006	0.00E+000		Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.25E+6	1		
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin	2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000		Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.76E+6	0.5		
	SLS carat., Mmax	Rit.Iso	-1.49E+006	0.00E+000	-1.25E+006	0.00E+000		Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
	SLS carat., Mmin	3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000			Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
	SLS carat., Vmax	DT.Iso	-1.86E+006	0.00E+000	-8.79E+005	0.00E+000		Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmin	3b	0.00E+000	8.63E+005	-7.47E+006	0.00E+000		Uncracked	0E+00	0E+00	-2.52E+3	0E+00	6.92E+2	0E+00
	SLS freq., Mmax	Totale	-3.35E+006	1.82E+006	-1.80E+007	0.00E+000								
	SLS freq., Mmin													
	SLS freq., Vmax													
	SLS freq., Vmin													
	SLF acciaio, Mmax													
	SLF acciaio, Mmin													

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2207
Sigma,sup	-164.62
Sigma,inf	180.49
Sigma,Ed	164.62
KSig	26.28
Sigcr0E	15.6
Tau,Ed	36.46
SigCr(P)	410.07
SigCr(C)	2.07
Csi	1
SigCr	410.07
KTau	5.88
KTausl	0
Web Bre...	0.593
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s = 0.593

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp A_fine coi
 Sez 2_fine concio
 Sez 3_fine concio
 Sez 4 - Mezzeria_fine

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	6.85E+005	-6.58E+006	0.00E+000
2a	0.00E+000	2.70E+005	-1.85E+006	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3bMax	0.00E+000	2.60E+005	-1.96E+006	0.00E+000
3bMin	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.25E+6	0
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.76E+6	0

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2

Acciaio strutturale

Detail	g*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Piattabanda superiore	5.38	92.59	0.058
Piattabanda inferiore	29.67	92.59	0.320
Anima	10.96	74.07	0.148
Giunzione piattabanda superiore	--	--	--
Giunzione piattabanda inferiore	--	--	--
Attacco anima-piattabanda superiore	4.99	92.59	0.054
Attacco anima-piattabanda inferiore	29.13	92.59	0.315
Attacco irigidente verticale - anima	29.13	59.26	0.492

γ_{FF} = 1 γ_{Mf} = 1.35
 λ = λ₁ λ₂ λ₃ λ₄ = 2.09 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.544 < 2 (Campata) (Momento)
 2.426 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.793 (Campata) (Taglio)

Δσ_{Rs} = Δσ_{Rsk} * ks = 0 x 0.871 = 0 N/mm² (Giunzione flangia inf.)
 0 x 0.91 = 0 N/mm² (Giunzione flangia sup.)

Diagrammi Mpl-N Plioli SLU, SLS SLE Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.25E+6	1.2
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.76E+6	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

VERIFICA SODDISFATTA (*) Verifiche non significative (Flangia compressa)

Δσ_c = 80 N/mm² Δσ_E = λ Δσ_p = 5.38 N/mm² Δσ_p = 3.48 N/mm²
 Δτ_c = 90 N/mm² Δτ_E = λ_v Δτ_p = 25.49 N/mm² Δτ_p = 20.03 N/mm²
 λ = λ₁ λ₂ λ₃ λ₄ = 2.09 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.544 < 2 (Campata)
 λ_v = λ_{v1} λ_{v2} λ_{v3} λ_{v4} = 1.55 x 0.753 x 1 x 1.09 = 1.273

Plioli: γ_{FF} = 1 γ_{Mfs} = 1
 Carpenteria: γ_{FF} = 1 γ_{Mf} = 1.35

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp A_fine coi
 Sez 2_fine concio
 Sez 3_fine concio
 Sez 4 - Mezzeria_fine

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	9.25E+005	-8.88E+006	0.00E+000
2a	0.00E+000	3.65E+005	-2.50E+006	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	-1.78E+006	0.00E+000	-1.50E+006	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-2.68E+006	0.00E+000	-1.27E+006	0.00E+000
3b	0.00E+000	1.56E+006	-1.35E+007	0.00E+000
Totale	-4.46E+006	2.85E+006	-2.77E+007	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.25E+6	1.2
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-1.76E+6	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari Stiffeners a T ed a L

$$\frac{I_{Tz}}{I_p} \geq 5.3 \frac{f_y}{E}$$

$$\sigma_{cr} \geq 6 f_y$$

	Stiffeners verticali
Check	0.898
Type	Vert. (R)
ocr	--
6fy	--
ICr	--
lw	--
IT	5.333E+5
IP	5.347E+7
IT/IP	0.01
5.3f...	0.009

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_w^3 t_w^3 / a^2 \quad a / h_w < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_w^3 t_w^3 \quad a / h_w \geq \sqrt{2}$$

lst = 1.238E+8 mm⁴ > lst min = 1.324E+7 mm⁴

VERIFICA SODDISFATTA

a = 6000 mm h_w = 2207 mm a/h_w = 2.719
 t_w = 20 mm b_w = 508.2 mm
 A_{st} = 18163.4 mm² e₁ = 0 mm²

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima Spostamento massimo

$$\sigma_{max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$w \leq \frac{h_w}{300}$$

σ_{max} = 1 < 322.7 N/mm² w = 0 < 7.4 mm

VERIFICA SODDISFATTA

ΣN_{st,Ed} = N_{st,Ed} + ΔN_{st,Ed} = 0E+00 + 8.379E+4 = 8.379E+4 N
 N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 N
 σ_m = 0.17 N/mm² α_{cr}(C)/α_{cr}(P) = 0 > 0.5
 α_{cr}(P) = 1E+300 N/mm² α_{cr}(C) = 2.07 N/mm²
 NE_d = 2.248E+6 N λ_w = 1.495 N_{cr,st} = 5.268E+7 N
 e₁ = 0 mm e_{max} = 210 mm w₀ = 7.36 mm

(lvstmin = 5.98E+5 mm⁴ u = 2.037)

PROGETTAZIONE ATI:

Main properties

Main data

Steel section height	2267 mm
Top flange	600x25 mm
Bottom flange	850x35 mm
Web	20x2207 mm, Skew: 0
Slab	4250x250 mm
Haunch	0x0 mm (not considered in the geometric properties calculation)
Top reinforcing bars	diameter 16 mm, bar spacing 200 mm, dist. top slab face-bar centre 70 mm
Bottom reinforcing bars	diameter 0 mm, bar spacing 0 mm, dist. bottom slab face-bar centre 0 mm
Studs	diameter 22 mm, height 200 mm, number 15/m

Vertical stiffeners

Distance	6000 mm
Type	R Double sided
Plate 1	200x20 mm
Plate 2	---

Geometric properties of gross cross section

	Phase 1	Phase 2a	Phase 2b	Phase 2c	Phase 3	Cracked
A (mm ²)	8.889E+	1.522E+	1.522E+	1.522E+	2.702E+	9.316E+
z _G (mm)	951.64	1552.27	1552.27	1552.27	1919.10	1020.22
J _y (mm ⁴)	7.088E+1	1.483E+1	1.483E+1	1.483E+1	1.958E+1	8E+1
W _{y,0} (mm ³)	-7.449E+	-9.554E+	-9.554E+	-9.554E+	-1.02E+	-7.841E+
W _{y,1} (mm ³)	-7.733E+	-9.774E+	-9.774E+	-9.774E+	-1.039E+	-8.12E+
W _{y,3} (mm ³)	5.493E+	2.15E+	2.15E+	2.15E+	6.064E+	6.548E+
W _{y,4} (mm ³)	5.389E+	2.075E+	2.075E+	2.075E+	5.628E+	6.416E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	2.075E+	2.075E+	2.075E+	5.628E+	6.416E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	1.658E+	1.658E+	1.658E+	3.709E+	5.607E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	1.537E+	1.537E+	1.537E+	3.275E+	5.345E+
S _{y,1} (mm ³)	2.779E+	4.566E+	4.566E+	4.566E+	5.657E+	2.983E+
S _{y,2} (mm ³)	3.619E+	6.868E+	6.868E+	6.868E+	9.207E+	3.954E+
S _{y,3} (mm ³)	1.954E+	6.392E+	6.392E+	6.392E+	9.103E+	2.461E+
S _{y,4} (mm ³)	0E+0	5.339E+	5.339E+	5.339E+	8.6E+	6.096E+
n _E	1E+30	1	1	1	1	1E+30

First classification

The first classification refers to the composite section in Phase 3

Plastic characteristics of the single components

Components	N _{pl} (N)	z _N (mm)	z _{max} (mm)	z _{min} (mm)
Concrete layer above top reinforcing bars	5.858E+	2482.2	251	2447.
Concrete layer between top and bottom reinforcing bars	1.513E+	2356.7	2446.	226
Concrete layer below top reinforcing bars	0E+0	226	226	226
Top reinforcing bars	1.672E+	244	2447.	2446.
Bottom reinforcing bars	0E+0	226	226	226
Concrete haunch slab	0E+0	226	226	226
Top flange of steel beam	5.071E+	2254.	226	224
Web of steel beam	1.492E+	1138.	224	3
Bottom flange of steel beam	1.006E+	17.	3	
Ultimate compression force for the full section	-5.271E+			
Ultimate tension force for the full section	3.173E+			
Ultimate compression force for the web less section	-3.779E+			
Ultimate tensile force for the web less section	1.68E+			

Flanges classification

	c/t	ε	Hogging bending moment (M+)	Sagging bending moment (M-)
Top flange	11.6	0.814	1	0
Bottom flange	11.857	0.814	4	1

Web classification

PROGETTAZIONE ATI:

	c/t	ε	α	ψ	class
Hogging bending moment (M+)	110.35	0.814	0.389	-1.24	3
Sagging bending moment (M-)	110.35	0.814	0	-0.171	1
Compression (N)	110.35	0.814	1	1	4

Interaction diagrams

Full composite section		
N (kN)	M (kNm)	z_{pl} (mm)
0E+00	2.695E+4	893.37
-5.271E+3	3.133E+4	1283.16
-1.054E+4	3.366E+4	1672.94
-1.581E+4	3.393E+4	2062.72
-2.109E+4	3.243E+4	2249.02
-2.636E+4	3.066E+4	2262.01
-3.163E+4	2.877E+4	2305.52
-3.69E+4	2.656E+4	2368.05
-4.217E+4	2.403E+4	2430.59
-4.744E+4	2.126E+4	2454.46
-5.271E+4	1.827E+4	2517
0E+00	-4.238E+4	2248.78
-5.271E+3	-4.386E+4	2055.54
-1.054E+4	-4.355E+4	1665.75
-1.581E+4	-4.119E+4	1275.97
-2.109E+4	-3.677E+4	886.19
-2.636E+4	-3.03E+4	496.41
-3.163E+4	-2.177E+4	106.63
-3.69E+4	-1.186E+4	27.51
-4.217E+4	-1.864E+3	18.34
-4.744E+4	8.18E+3	9.17
-5.271E+4	1.827E+4	0
0E+00	2.695E+4	893.37
3.173E+3	2.332E+4	658.79
6.345E+3	1.895E+4	424.2
9.518E+3	1.384E+4	189.61
1.269E+4	8.022E+3	33.12
1.586E+4	2.03E+3	27.6
1.904E+4	-3.979E+3	22.08
2.221E+4	-1.001E+4	16.56
2.538E+4	-1.605E+4	11.04
2.855E+4	-2.211E+4	5.52
3.173E+4	-2.819E+4	0
0E+00	-4.238E+4	2248.78
3.173E+3	-4.132E+4	2256.6
6.345E+3	-4.024E+4	2264.42
9.518E+3	-3.911E+4	2292.2
1.269E+4	-3.787E+4	2329.84
1.586E+4	-3.651E+4	2367.48
1.904E+4	-3.502E+4	2405.11
2.221E+4	-3.342E+4	2442.75
2.538E+4	-3.175E+4	2447.36
2.855E+4	-3.003E+4	2479.36
3.173E+4	-2.819E+4	2517

Web less composite section		
N (kN)	M (kNm)	z_{pl} (mm)
0E+00	1.546E+4	29.23
-3.779E+3	2.156E+4	2243.14
-7.558E+3	2.032E+4	2252.46
-1.134E+4	1.904E+4	2261.77
-1.512E+4	1.772E+4	2286.67
-1.889E+4	1.624E+4	2331.5
-2.267E+4	1.46E+4	2376.33
-2.645E+4	1.279E+4	2421.17
-3.023E+4	1.082E+4	2446.99
-3.401E+4	8.798E+3	2472.17
-3.779E+4	6.623E+3	2517
0E+00	-2.527E+4	2356.34
-3.779E+3	-2.684E+4	2311.5
-7.558E+3	-2.824E+4	2266.93
-1.134E+4	-2.954E+4	2257.62
-1.512E+4	-3.08E+4	2248.3
-1.889E+4	-2.933E+4	32.87
-2.267E+4	-2.219E+4	26.3
-2.645E+4	-1.502E+4	19.72
-3.023E+4	-7.832E+3	13.15
-3.401E+4	-6.17E+2	6.57
-3.779E+4	6.623E+3	0
0E+00	1.546E+4	29.23
1.68E+3	1.228E+4	26.31
3.36E+3	9.095E+3	23.39
5.04E+3	5.907E+3	20.46
6.721E+3	2.715E+3	17.54
8.401E+3	-4.828E+2	14.62
1.008E+4	-3.685E+3	11.69
1.176E+4	-6.892E+3	8.77
1.344E+4	-1.01E+4	5.85
1.512E+4	-1.332E+4	2.92
1.68E+4	-1.654E+4	0
0E+00	-2.527E+4	2356.34
1.68E+3	-2.452E+4	2376.27
3.36E+3	-2.374E+4	2396.2
5.04E+3	-2.292E+4	2416.13
6.721E+3	-2.207E+4	2436.07
8.401E+3	-2.119E+4	2446.74
1.008E+4	-2.03E+4	2447.24
1.176E+4	-1.941E+4	2457.2
1.344E+4	-1.849E+4	2477.13
1.512E+4	-1.753E+4	2497.07
1.68E+4	-1.654E+4	2517

U.L.S. composite section verification (Mmax comb.)

Forces and moments (Mmax comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	9.25E+	-8.88E+	0E+0
2	0E+0	3.64E+	-2.5E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	-1.78E+		-1.5E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	-2.68E+		-1.27E+	

PROGETTAZIONE ATI:

3	0E+0	1.56E+	-1.35E+	0E+0
Totale	-4.46E+	2.85E+	-2.77E+	0E+0

Bending resistance - Plastic analysis

Section classification (Mmax comb.)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Class
Web	110.3	2115.3	0.0	-1.2	
Top flange	11.				
Bottom flange	11.8				
Section clas					
Plastic analysis: APPLICABLE					

Plastic section verification (Mmax comb.)

Axial force		Bending moment		N/M interaction	
N _{Ed} (N)	-4.462E+6	M _{Ed} (Nm)	-2.768E+7	N _{Ed} (N)	-4.462E+6
N _{Rd} (N)	-5.271E+7	M _{Rd} (Nm)	-4.238E+7	M _{Ed} (Nm)	-2.768E+7
				M _{Rd} (Nm)	-4.373E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.085	M _{Ed} /M _{Rd}	0.653	M _{Ed} /M _{Rd}	0.633
CHECK PASSED					

Axial force and bending moment stresses of gross cross section

Stresses of gross cross section (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncracked d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncracked d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncracked d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 to	Ph. 3a Uncracked d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncracked d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 to	η ₁
σ ₈		-0.		0.				-0.	0.		-6.		-7.	0.35
σ ₇		-15.	-44.	-20.				-35.	-13.		-36.	-241.	-85.	0.21
σ ₆				-11.				-11.	-9.				-21.	0.05
σ ₅		-0.		0.					0.				-3.	0.17
σ ₄	-164.	-1.	-38.	-1.				-195.	-12.		-2.	-210.	-23.	0.68
σ ₃	-161.	-11.	-38.	-18.				-19.	-1.		-22.	-206.	-226.	0.66
σ ₂				-11.				-11.	-9.				-21.	0.06
σ ₁	114.	25.	30.	3.				14.	2.		130.	166.	276.	0.81
σ ₀	119.	26.	31.					149.	2.		132.	172.	284.	0.84

Maximum utilization ratio: 0.842 NOT RELEVANT CHECK

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.42 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.04 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -7.08 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -3.56 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

Resistance to shear

Evaluation of necessity to Shear buckling check

$$h_w/t_w = 110.35 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 50.972 \quad \text{Shear Buckling check: REQUIRED}$$

Shear Buckling resistance: **V_{b,Rd} = 4.567E+6 N**

With:

$$a/h_w = 2.719, \quad \eta = 1.2, \quad K_\tau = 5.881$$

$$\text{web contribution: } V_{bw,Rd} = 4.567E+6 \text{ N, flanges contribution: } V_{bf,Rd} = 0E+00 \text{ N}$$

$$\chi_w = 0.555, \quad \lambda_w = 1.495, \quad \tau_{cr} = 91.8, \quad C = 1602.6$$

$$M_{Ed} = -2.768E+7 \text{ Nm, } M_{f,Rd} = -2.711E+7 \text{ Nm, } M_{Ed}/M_{f,Rd} = 1.021$$

Plastic resistance: **V_{pl,Rd} = 1.034E+7 N**

Shear resistance: **V_{Rd} = min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 4.567E+6 N**

Utilization ratios:

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.624, \quad (=> \text{CHECK VERIFIED})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.624, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.633$$

PROGETTAZIONE ATI:

Interaction between shear force, bending moment and axial force

Evaluation of the interaction

$$\eta_3 > 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1$$

INTERACTION TO BE CHECKED

$$\eta_1 + (1 - M_{f,Rd}/M_{Rd})(2\eta_3 - 1)^2 = 0.657 \quad \text{CHECK VERIFIED}$$

U.L.S. composite section verification (Mmin comb.)

Forces and moments (Mmin comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	9.25E+	-8.88E+	0E+0
2	0E+0	3.64E+	-2.5E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	2.68E+		1.27E+	
3	0E+0	1.56E+	-1.35E+	0E+0
Totale	2.68E+	2.85E+	-2.36E+	0E+0

Bending resistance - Plastic analysis

Section classification (Mmin comb.)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Class
Web	110.3	2255.3	-0.0	-1.4	
Top flange	11.				
Bottom flange	11.8				
Section clas					
Plastic analysis: APPLICABLE					

Plastic section verification (Mmin comb.)

Axial force		Bending moment		N/M interaction	
N _{Ed} (N)	2.678E+6	M _{Ed} (Nm)	-2.365E+7	N _{Ed} (N)	2.678E+6
N _{Rd} (N)	3.173E+7	M _{Rd} (Nm)	-4.238E+7	M _{Ed} (Nm)	-2.365E+7
				M _{Rd} (Nm)	-4.149E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.084	M _{Ed} /M _{Rd}	0.558	M _{Ed} /M _{Rd}	0.57
CHECK PASSED					

Axial force and bending moment stresses of gross cross section

Stresses of gross cross section (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncracked d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncracked d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncracked d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 to	Ph. 3a Uncracked d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncracked d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 to	η ₁
σ ₈		-0.						-0.	-0.		-6.		-	0.40
σ ₇		-15.	-44.					-15.	13.		-36.	-241.	-38.	0.09
σ ₆									9.				9.	0.02
σ ₅		-0.						-0.	-0.				-5.	0.26
σ ₄	-164.	-1.	-38.					-176.	12.		-2.	-210.	-188.	0.55
σ ₃	-161.	-11.	-38.					-173.	1.		-22.	-206.	-183.	0.54
σ ₂									9.				9.	0.02
σ ₁	114.	25.	30.					140.	-2.		130.	166.	268.	0.79
σ ₀	119.	26.	31.					145.	-2.		132.	172.	275.	0.81

Maximum utilization ratio: 0.815 NOT RELEVANT CHECK

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.9 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.67 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -8.02 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -5.17 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

PROGETTAZIONE ATI:

Resistance to shear

Evaluation of necessity to Shear buckling check

$$h_w/t_w = 110.35 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 50.972 \quad \text{Shear Buckling check: REQUIRED}$$

Shear Buckling resistance: $V_{b,Rd} = 4.574E+6 \text{ N}$

With:

$a/h_w = 2.719, \eta = 1.2, K_\tau = 5.881$
 web contribution: $V_{bw,Rd} = 4.567E+6 \text{ N}$, flanges contribution: $V_{bf,Rd} = 7.108E+3 \text{ N}$
 $\chi_w = 0.555, \lambda_w = 1.495, \tau_{cr} = 91.8, C = 1602.6$
 $M_{Ed} = -2.365E+7 \text{ Nm}, M_{f,Rd} = -2.406E+7 \text{ Nm}, M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.983$

Plastic resistance: $V_{pl,Rd} = 1.034E+7 \text{ N}$

Shear resistance: $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 4.574E+6 \text{ N}$

Utilization ratios:

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.623, (\Rightarrow \text{CHECK VERIFIED})$$

$$\eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.57$$

Interaction between shear force, bending moment and axial force

Evaluation of the interaction

$$\eta_3 > 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} < 1$$

INTERACTION NOT TO BE CHECKED

SLS stresses verification (Mmax comb.)

Forces and moments (Mmax comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	6.85E+	-6.58E+	0E+0
2	0E+0	2.7E+	-1.85E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	-1.49E+		-1.25E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	-2.23E+		-1.06E+	
3	0E+0	1.16E+	-1E+	0E+0
Total	-3.72E+	2.11E+	-2.08E+	0E+0

Stresses of gross cross section (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncrack d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncrack d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncrack d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 to	Ph. 3a Uncrack d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncrack d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 to	σ_{id}	η_1
σ_8		-0.		0.				-0.	0.		-5.		-5.	5.	0.24
σ_7		-11.	-3.	-17.				-28.	-11.		-2.	-178.	-66.	66.	0.18
σ_6				-9.				-9.	-8.				-1.	1.	0.0
σ_5		-0.		0.					0.				-2.	2.	0.1
σ_4	-122.	-8.	-28.	-15.				-146.	-10.		-17.	-156.	-174.	174.	0.49
σ_3	-119.	-8.	-28.	-15.				-14.	-1.		-16.	-15.	-170.	185.	0.52
σ_2				-9.				-9.	-8.				-1.	9.	0.25
σ_1	85.	18.	22.					10.	1.		96.	123.	205.	213.	0.60
σ_0	88.	19.	23.	3.				11.	2.		98.	127.	211.	211.	0.59
τ_4		0.						0.			0.	0.			
τ_3	9.	5.	4.					15.			26.	17.	42.		
τ_2	17.	6.	6.					23.			27.	28.	50.		
τ_1	13.	4.						17.			16.	21.	34.		
τ_0															

Maximum utilization ratio: 0.602 CHECK PASSED

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.26 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0.03 N/mm²
 The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)

PROGETTAZIONE ATI:

- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -5.18 N/mm²
4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -2.53 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

SLS stresses verification (Mmin comb.)

Forces and moments (Mmin comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	6.85E+	-6.58E+	0E+0
2	0E+0	2.7E+	-1.85E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	2.23E+		1.06E+	
3	0E+0	1.16E+	-1E+	0E+0
Tot	2.23E+	2.11E+	-1.74E+	0E+0

Stresses of gross cross section (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncrack d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncrack d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncrack d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 tot	Ph. 3a Uncrack d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncrack d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 tot	σ_{id}	η_1
σ_8		-0.						-0.	-0.		-5.		-		0.28
σ_7		-11.	-3.					-11.	11.		-2.	-178.	-27.	27.	0.07
σ_6									8.				8.	8.	0.02
σ_5		-0.						-0.	-0.				-3.	3.	0.18
σ_4	-122.	-8.	-28.					-13.	10.		-17.	-156.	-138.	138.	0.39
σ_3	-119.	-8.	-28.					-128.	1.		-16.	-15.	-134.	153.	0.43
σ_2									8.				8.	88.	0.2
σ_1	85.	18.	22.					10.	-1.		96.	123.	198.	207.	0.58
σ_0	88.	19.	23.					107.	-2.		98.	127.	203.	203.	0.57
τ_4		0.						0.			0.	0.			
τ_3	9.	5.	4.					15.			26.	17.	42.		
τ_2	17.	6.	6.					23.			27.	28.	50.		
τ_1	13.	4.						17.			16.	21.	34.		
τ_0															

Maximum utilization ratio:0.584 CHECK PASSED

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.67 N/mm²
2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.5 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -5.95 N/mm²
4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -3.87 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

SLS web breathing verification (Mmax comb.)

Forces and moments (Mmax comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	6.85E+	-6.58E+	0E+0
2	0E+0	2.7E+	-1.85E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	-1.49E+		-1.25E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	-1.86E+		-8.79E+	
3	0E+0	8.62E+	-7.47E+	0E+0
Tot	-3.35E+	1.82E+	-1.8E+	0E+0

Stresses of effective cross section (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncracke	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncracke	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncracke	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 tot	Ph. 3a Uncracke	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncracke	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 tot
σ_8		-0.		0.				-0.	0.		-3.		-3.
σ_7		-11.	-33.	-17.				-28.	-9.		-20.	-135.	-5.

PROGETTAZIONE ATI:

σ_6				-9.			-9.	-6.					-16.
σ_5		-0.		0.				0.		-2.			-1.
σ_4	-124.	-8.	-29.	-15.			-149.	-8.		-13.	-118.		-170.
σ_3	-121.	-8.	-28.	-15.			-146.	-8.		-12.	-115.		-166.
σ_2				-9.			-9.	-6.					-16.
σ_1	85.	18.	22.				10	1.		71.	91.		180.
σ_0	88.	19.	23.	3.			11	1.		73.	95.		185.

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.27 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = 0.02 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -3.92 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -1.85 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

Web assessment (Mmax comb.)

Web	
b (mm)	220
σ_{sup} (N/mm ²)	-164.6
σ_{inf} (N/mm ²)	180.4
σ_{Ed} (N/mm ²)	164.6
K	26.2
σ_{cr0E} (N/mm ²)	15.
τ_{Ed} (N/mm ²)	36.4
$\sigma_{cr}(P)$ (N/mm ²)	410.0
$\sigma_{cr}(C)$ (N/mm ²)	2.0
σ_{cr} (N/mm ²)	410.0
K	5.8
K _s	
Utilization ratio	0.59
Result	CHECK VERIFIE

SLS web breathing verification (Mmin comb.)

Forces and moments (Mmin comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	6.85E+	-6.58E+	0E+0
2	0E+0	2.7E+	-1.85E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.ls	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.ls	1.86E+		8.79E+	
3	0E+0	8.62E+	-7.47E+	0E+0
Total	1.86E+	1.82E+	-1.5E+	0E+0

Stresses of effective cross section (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncracked	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncracked	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncracked	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 tot	Ph. 3a Uncracked	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncracked	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 tot
σ_8		-0.						-0.			-3.		-4.
σ_7		-11.	-3					-11.			-20.	-133.	-31.
σ_6													
σ_5		-0.						-0.			-2.		-2.
σ_4	-122.	-8.	-28.					-13			-13.	-116.	-144.
σ_3	-119.	-8.	-28.					-128.			-12.	-114.	-140.
σ_2													
σ_1	85.	18.	22.					10			71.	9	175.
σ_0	88.	19.	23.					107.			73.	95.	180.

NOTE:

PROGETTAZIONE ATI:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.67 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.5 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -4.47 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -2.71 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

Web assessment (Mmin comb.)

Web	
b (mm)	220
σ_{sup} (N/mm ²)	-140.
σ_{inf} (N/mm ²)	175.
σ_{Ed} (N/mm ²)	140.
K	30.2
σ_{cr0E} (N/mm ²)	15.
τ_{Ed} (N/mm ²)	36.4
σ_{cr} (P) (N/mm ²)	472.4
σ_{cr} (C) (N/mm ²)	2.0
σ_{cr} (N/mm ²)	472.4
K	5.8
K _τ	
Utilization ratio	0.52
Resu	CHECK VERIFIE

Shear connectors assessment

Main data

Number of studs for unit length, n (m ⁻¹)	15
Stud diameter, d (mm)	22
Stud height, h (mm)	200
Ultimate resistance of studs α	1
Partial safety factor, γ_v	1.25
Ultimate resistance of studs f_u (N/mm ²)	450
Coefficient E_{cm} (N/mm ²)	34077
Characteristic cylinder compressive strength, f_{ck} (N/mm ²)	35

Resistance of headed stud connectors

Shank shear resistance, $P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 \gamma_v$, (N)	109478.22
Concrete crushing resistance, $P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} / \gamma_v$, (N)	122630.64
Design stud resistance $P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd1}, P_{Rd2})$, (N)	109478.22

Elastic assessment at ULS

Utilization ratio (Mmax comb.)

Design stud resistance for unit length, $v_{Rd} = n P_{Rd} K_s$ (N/mm)	1806.4
Amplification factor, κ_s	1.10
Shear force per unit length at steel-concrete interface v_{Ed} (N/mm)	817.5
Utilization ratio v_{Ed} / v_{Rd}	0.453
CHECK VERIFIED	

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmax comb.)

Phase	V_{Ed} (N)	$S_{v,d}$ (mm ³)	J_v (mm ⁴)	V_{Ed} (N/mm)
Phase 2a	3.645E+5	5.339E+7	1.483E+11	131.2
Phase 2b	0E+00	5.339E+7	1.483E+11	0
Phase 2c	0E+00	5.339E+7	1.483E+11	0
Phase 3a	0E+00	8.6E+7	1.958E+11	0
Phase 3b	1.562E+6	8.6E+7	1.958E+11	686.2
			Surf	817.

Utilization ratio (Mmin comb.)

Design stud resistance for unit length, $v_{Rd} = n P_{Rd} K_s$ (N/mm)	1806.4
Amplification factor, κ_s	1.10
Shear force per unit length at steel-concrete interface v_{Ed} (N/mm)	817.5

PROGETTAZIONE ATI:

Utilization ratio V_{Ed}/V_{Rd}	0.453
CHECK VERIFIED	

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmin comb.)

Phase	$V_{Ed} (N)$	$S_{y,d} (mm^3)$	$J_y (mm^4)$	$V_{Ed} (N/mm)$
Phase 2a	3.645E+5	5.339E+7	1.483E+11	131.2
Phase 2b	0E+00	5.339E+7	1.483E+11	0
Phase 2c	0E+00	5.339E+7	1.483E+11	0
Phase 3a	0E+00	8.6E+7	1.958E+11	0
Phase 3b	1.562E+6	8.6E+7	1.958E+11	686.2
Surf				817.

Elastic assessment at ELS

Utilization ratio (Mmax comb.)

Design stud resistance for unit length, $v_{Rd} = n P_{Rd} \kappa_s (N/mm)$	985.3
Reduction factor, κ_s	0.6
Shear force per unit length at steel-concrete interface $v_{Ed} (N/mm)$	605.2
Utilization ratio v_{Ed}/v_{Rd}	0.614
CHECK VERIFIED	

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmax comb.)

Phase	$V_{Ed} (N)$	$S_{y,d} (mm^3)$	$J_y (mm^4)$	$V_{Ed} (N/mm)$
Phase 2a	2.7E+5	5.339E+7	1.483E+11	97.2
Phase 2b	0E+00	5.339E+7	1.483E+11	0
Phase 2c	0E+00	5.339E+7	1.483E+11	0
Phase 3a	0E+00	8.6E+7	1.958E+11	0
Phase 3b	1.157E+6	8.6E+7	1.958E+11	508
Surf				605.

Utilization ratio (Mmin comb.)

Design stud resistance for unit length, $v_{Rd} = n P_{Rd} \kappa_s (N/mm)$	985.3
Reduction factor, κ_s	0.6
Shear force per unit length at steel-concrete interface $v_{Ed} (N/mm)$	605.2
Utilization ratio v_{Ed}/v_{Rd}	0.614
CHECK VERIFIED	

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmin comb.)

Phase	$V_{Ed} (N)$	$S_{y,d} (mm^3)$	$J_y (mm^4)$	$V_{Ed} (N/mm)$
Phase 2a	2.7E+5	5.339E+7	1.483E+11	97.2
Phase 2b	0E+00	5.339E+7	1.483E+11	0
Phase 2c	0E+00	5.339E+7	1.483E+11	0
Phase 3a	0E+00	8.6E+7	1.958E+11	0
Phase 3b	1.157E+6	8.6E+7	1.958E+11	508
Surf				605.

Fatigue limit state verification

Forces and moments for steel details (Mmax comb.)

Phase	$N (N)$	$V (N)$	$M (Nm)$	$T (Nm)$
	0E+0	6.85E+	-6.58E+	0E+0
2	0E+0	2.7E+	-1.85E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.ls	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.ls	0E+0		0E+0	
3b ma	0E+0	2.6E+	-1.96E+	0E+0
3b ma	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0

Stresses of gross cross section for steel details (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a	Ph. 2a	Ph. 2b	Ph. 2b	Ph. 2c	Ph. 2c	Ph. 3a	Ph. 3a	Ph. 3b	Ph. 3b	Ph. 3b	Ph. 3b	Total	Total	Total	Total	$\Delta\sigma, \Delta\tau$
		Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Cracked	Cracked	Cracked	Cracked	
σ_s		ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	
		-0.												-1.		-0.		

PROGETTAZIONE ATI:

σ_7		-11.	-3							-5.	-3			-16.	-6	-11.	-3	5.
σ_6																		
σ_5		-0.								-0.				-1.		-0.		0.
σ_4	-122.	-8.	-28.							-3.	-30.			-134.	-181.	-13	-150.	3.
σ_3	-119.	-8.	-28.							-3.	-29.			-131.	-17	-128.	-14	3.
σ_2																		
σ_1	85.	18.	22.							18.	24.			122.	13	10	107.	18.
σ_0	88.	19.	23.							19.	2			126.	136.	107.	111.	19.
τ_4		0.								0.				0.	0.	0.	0.	0.
τ_3	9.	5.	4.											21.	21.	15.	15.	
τ_2	17.	6.	6.							6.	6.			29.	29.	23.	23.	6.
τ_1	13.	4.								3.	4.			21.	21.	17.	17.	3.
τ_0																		

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 max = -1.67 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 max = -1.08 N/mm²
The section at the end of phase 3 max is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 min = -0.67 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 min = -0.5 N/mm²
The section at the end of phase 3 min is considered: Uncracked (m.)

Forces and moments for steel details (Mmin comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	6.85E+	-6.58E+	0E+0
2	0E+0	2.7E+	-1.85E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.ls	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.ls	0E+0		0E+0	
3b ma	0E+0	2.6E+	-1.96E+	0E+0
3b ma	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0

Stresses of gross cross section for steel details (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a	Ph. 2a	Ph. 2b	Ph. 2b	Ph. 2c	Ph. 2c	Ph. 3a	Ph. 3a	Ph. 3b	Ph. 3b	Ph. 3c	Ph. 3c	Total	Total	Total	Total	$\Delta\sigma, \Delta\tau$	
		Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	UnCrack	Total	Total	UnCrack	Total	
		ed		ed		ed		ed		ed	Max	ed	Min	ed	Max	Max	ed	Min	
σ_8		-0.												-1.			-0.		
σ_7		-11.	-3							-5.	-3			-16.	-6	-11.	-3	5.	
σ_6																			
σ_5		-0.								-0.				-1.		-0.		0.	
σ_4	-122.	-8.	-28.							-3.	-30.			-134.	-181.	-13	-150.	3.	
σ_3	-119.	-8.	-28.							-3.	-29.			-131.	-17	-128.	-14	3.	
σ_2																			
σ_1	85.	18.	22.							18.	24.			122.	13	10	107.	18.	
σ_0	88.	19.	23.							19.	2			126.	136.	107.	111.	19.	
τ_4		0.								0.				0.	0.	0.	0.	0.	
τ_3	9.	5.	4.											21.	21.	15.	15.		
τ_2	17.	6.	6.							6.	6.			29.	29.	23.	23.	6.	
τ_1	13.	4.								3.	4.			21.	21.	17.	17.	3.	
τ_0																			

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 max = -1.67 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 max = -1.08 N/mm²
The section at the end of phase 3 max is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 min = -0.67 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 min = -0.5 N/mm²
The section at the end of phase 3 min is considered: Uncracked (m.)

Main data for partial factors and damage equivalent factors

PROGETTAZIONE ATI:

Partial factor for steel:	γ_{Ft}	1
	γ_{Mf}	1.35
Bending damage equivalent factor for steel:	$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$	$2.09 \times 0.643 \times 1 \times 1.15 = 1.544 < 2$ (Midspan)
Shear damage equivalent factor for steel:	$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$	$2.426 \times 0.643 \times 1 \times 1.15 = 1.793$ (Midspan)
Data for calculation of λ_1	Section position:	(Midspan)
	L span for moment (m):	56
	L span for shear (m):	22.4
Data for calculation of λ_2	Q_0 (kN)	480
	N_0	500000
	N_{obs}	125000
	Q_{ml} (kN)	430.1
	Traffic category (Table 4.5n - E1991-2) :	Main roads with low flow rates of lorries
	Traffic distribution (Table 4.7 - E1991-2) :	Medium distance (40% Q1, 10% Q2, 30% Q3, 15% Q4, 5% Q5)
Data for calculation of λ_3	Design life (years):	100
Data for calculation of γ_{Mf} for steel	Assessment method:	Safe life
	Consequence of failure:	High consequence

Fatigue assessment of structural steel

Utilization ratio (Mmax comb.)

	$\gamma_{Ft} \Delta \sigma_{E,2}$	$\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}$	u.r.
Top flange	5.38	92.593	0.058
Bottom flange	29.669	92.593	0.32
Web	10.959	74.074	0.148
Top flange welding			
Bottom flange welding			
Web-top flange welding	4.992	92.593	0.054
Web-bottom flange welding	29.128	92.593	0.315
Vertical stiffeners - web welding	29.128	59.259	0.492
Vertical stiffeners - top flange welding	4.992	59.259	0.084
Vertical stiffeners - bottom flange welding	29.128	59.259	0.492
Longitudinal stiffener 1 - web welding			
Longitudinal stiffener 2 - web welding			

Utilization ratio (Mmin comb.)

	$\gamma_{Ft} \Delta \sigma_{E,2}$	$\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}$	u.r.
Top flange	5.38	92.593	0.058
Bottom flange	29.669	92.593	0.32
Web	10.959	74.074	0.148
Top flange welding			
Bottom flange welding			
Web-top flange welding	4.992	92.593	0.054
Web-bottom flange welding	29.128	92.593	0.315
Vertical stiffeners - web welding	29.128	59.259	0.492
Vertical stiffeners - top flange welding	4.992	59.259	0.084
Vertical stiffeners - bottom flange welding	29.128	59.259	0.492
Longitudinal stiffener 1 - web welding			
Longitudinal stiffener 2 - web welding			

Stiffeners checks

Torsional buckling of vertical stiffeners

	Vertical stiffeners
	CHECK PASSED
u.r.	0.89
Type	Vert. (F)
σ_{cr} (N/mm ²)	
$6 * f_y$ (N/mm ²)	
I_{cr} (mm ⁴)	
I_w (mm ⁶)	

PROGETTAZIONE ATI:

I_T (mm ⁴)	5.333E+
I_P (mm ⁴)	5.347E+
I_T/I_P	0.0
$5.3 f_v/E$	0.00
$c\theta$ (N)	
E (N/mm ²)	21000
f_v (N/mm ²)	35
G (N/mm ²)	8267
a (mm)	600

Intermediate vertical stiffeners acting as rigid support for web panels

$$I_{st} = 1.238E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 0.75 h_w t_w^3 = 1.324E+7 \text{ mm}^4$$

CHECK PASSED

With:

$$t_w = 20 \text{ mm} \quad b_w = 508.2 \text{ mm} \quad A_{st} = 18163.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 0 \text{ mm}^2$$

$$a = 6000 \text{ mm} \quad h_w = 2207 \text{ mm} \quad a/h_w = 2.719$$

Maximum stress and the additional deflection in the vertical stiffeners (Mmax comb.)

$$w = 0 < 7.4 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 1 < 322.7 \text{ N/mm}^2$$

CHECK PASSED

With:

$$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 0E+00 + 8.379E+4 = 8.379E+4 \text{ N}$$

$$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 \text{ N}$$

$$\sigma_m = 0.17 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr(C)}/\sigma_{cr(P)} = 2.07/1E+300 = 0 \Rightarrow 0.5$$

$$N_{Ed} = 2.248E+6 \text{ N} \quad \lambda_{pw} = 1.495$$

$$N_{cr,st} = 5.268E+7 \text{ N} \quad e_1 = 0 \text{ mm} \quad e_{\text{max}} = 210 \text{ mm} \quad w_0 = 7.36 \text{ mm}$$

$$(I_{vst \text{ min}} = 5.98E+5(\text{mm}^4) \quad u = 2.037)$$

PROGETTAZIONE ATI:

9.3.3 SEZIONE 3 X=16.00 (FINE CONCIO B)

<p>Nome concio Sez 3</p> <p>Sezioni (es. Sez1,Sez2,...) X (m) (es. X1,X2,...) fine concio 16</p>		<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Sez 1 - Sp A <input type="checkbox"/> Sez 2 <input checked="" type="checkbox"/> Sez 3 <input type="checkbox"/> Sez 4 - Mezzeria 											
<p>Lamiere (Sez 3)</p> <p>bs (mm) 600 <input checked="" type="checkbox"/> Flangia sup. in cl. 1</p> <p>ts (mm) 30 <input type="checkbox"/> Flangia sup.=40mm</p> <p>hmet (mm) 2733</p> <p>twr (mm) 20 <input type="checkbox"/> Stiffeners long.</p> <p>alfa 0 <input type="checkbox"/> Inclined web</p> <p>bi (mm) 850</p> <p>ti (mm) 45 <input type="checkbox"/> Flangia inf.=40mm</p> <p>Opzioni avanzate per le flange</p> <p><input type="checkbox"/> Edita opzioni Flangia superiore</p> <p><input type="checkbox"/> Edita opzioni Flangia inferiore</p>		<p>Cl. soletta (Sez 3)</p> <p>bcls (mm) 4250 tcls (mm) 250</p> <p>b1 (mm) 0 bsx (mm) 2500</p> <p>hcop (mm) 0 <input type="checkbox"/> Valuta raccordo</p>											
<p>Stiffeners verticali (Sez 3)</p> <p>Interasse fra gli stiffeners (mm) 6000</p> <p><input type="checkbox"/> Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Edita opzioni Stiffeners verticali</p>	<p>Amatura soletta (Sez 3)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>diametro (mm)</th> <th>passo (mm)</th> <th>copriferro (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>layer superiore</td> <td>16</td> <td>200</td> <td>70</td> </tr> <tr> <td>layer inferiore</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table> <p>Aggiungi alla lista >></p> <p>Clear fom</p>		diametro (mm)	passo (mm)	copriferro (mm)	layer superiore	16	200	70	layer inferiore	0	0	0
	diametro (mm)	passo (mm)	copriferro (mm)										
layer superiore	16	200	70										
layer inferiore	0	0	0										
<p>Fatica (Sez 3)</p> <p>Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) 2.090</p> <p>Carpenteria (Taglio) λ_1 2.426</p> <p>Amatura $\lambda_{s,1}$ 0.000</p> <p>Fattore per azioni da traffico (Armature) 0.000</p> <p>Dati per i dettagli di carpenteria (Sez 3)</p>	<p>Pioli (Sez 3)</p> <p>n (n°/m) 10 diametro (mm) 22 altezza (mm) 200</p> <p>Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2</p> <p>Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0</p> <p>Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0.000E+000</p>												

PROGETTAZIONE ATI:

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp A_fine cor
 Sez 2_fine concio
 Sez 3_fine concio
 Sez 4 - Mezzera_fine

SLU fond., Mmax
 SLU fond., Mmin
 SLU fond., Vmax
 SLU fond., Vmin
 SLS carat., Mmax
 SLS carat., Mmin
 SLS carat., Vmax
 SLS carat., Vmin
 SLS freq., Mmax
 SLS freq., Mmin
 SLS freq., Vmax
 SLS freq., Vmin
 SLF acciaio, Mma
 SLF acciaio, Mmir

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	5.54E+005	-1.48E+007	0.00E+000
2a	0.00E+000	2.23E+005	-4.16E+006	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	-1.78E+006	0.00E+000	-1.96E+006	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-2.68E+006	0.00E+000	-1.75E+006	0.00E+000
3b	0.00E+000	1.15E+006	-2.26E+007	0.00E+000
Totale	-4.46E+006	1.93E+006	-4.52E+007	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ϵ	N	M	$\gamma\psi$
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.63E+6	1.2
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.43E+6	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	132.9	2267	0.16	-1.16	1
Piattabanda superiore	9.67				1
Piattabanda inferiore	9.22				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N	Flessione M	Interazione N-M
NEd	-4.46E+6	MEd -4.52E+7
NRd	-5.89E+7	MRd -6.02E+7
		MRd -6.12E+7
NEd/NRd	0.076	MEd/MRd 0.751
		MEd/MR 0.738

=> Verifica plastica SODDISFATTA

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 3, Anima in Cl. 4, Piatt. Inf. in Cl. 1

DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp A_fine cor
 Sez 2_fine concio
 Sez 3_fine concio
 Sez 4 - Mezzera_fine

SLU fond., Mmax
 SLU fond., Mmin
 SLU fond., Vmax
 SLU fond., Vmin
 SLS carat., Mmax
 SLS carat., Mmin
 SLS carat., Vmax
 SLS carat., Vmin
 SLS freq., Mmax
 SLS freq., Mmin
 SLS freq., Vmax
 SLS freq., Vmin
 SLF acciaio, Mma
 SLF acciaio, Mmir

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	5.54E+005	-1.48E+007	0.00E+000
2a	0.00E+000	2.23E+005	-4.16E+006	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	-1.78E+006	0.00E+000	-1.96E+006	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-2.68E+006	0.00E+000	-1.75E+006	0.00E+000
3b	0.00E+000	1.15E+006	-2.26E+007	0.00E+000
Totale	-4.46E+006	1.93E+006	-4.52E+007	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ϵ	N	M	$\gamma\psi$
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.63E+6	1.2
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.43E+6	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Tensioni su sezione lorda Tensioni su sezione efficace

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Eta1	id
$\sigma 8$	0.0	-1.1	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	-0.6	0.3	0.0	-8.8	0.0	-9.0	0.45	$\sigma 8$
$\sigma 7$	0.0	-19.3	-51.2	-19.4	0.0	0.0	0.0	-38.7	-12.9	0.0	-47.8	-277.7	-99.5	0.25	$\sigma 7$
$\sigma 6$	0.0	0.0	0.0	-10.3	0.0	0.0	0.0	-10.3	-9.2	0.0	0.0	0.0	-19.5	0.05	$\sigma 6$
$\sigma 5$	0.0	-0.9	0.0	0.7	0.0	0.0	0.0	-0.2	0.5	0.0	-5.9	0.0	-5.6	0.28	$\sigma 5$
$\sigma 4$	-18...	-16.3	-45.8	-18.0	0.0	0.0	0.0	-222.1	-12.0	0.0	-35.6	-248.7	-269.7	0.80	$\sigma 4$
$\sigma 3$	-18...	-15.8	-45.0	-17.8	0.0	0.0	0.0	-217.8	-11.8	0.0	-33.6	-243.8	-263.3	0.78	$\sigma 3$
$\sigma 2$	0.0	0.0	0.0	-10.3	0.0	0.0	0.0	-10.3	-9.2	0.0	0.0	0.0	-19.5	0.06	$\sigma 2$
$\sigma 1$	125.7	28.7	34.0	3.2	0.0	0.0	0.0	157.6	2.1	0.0	146.1	184.5	305.8	0.96	$\sigma 1$
$\sigma 0$	130.9	29.5	35.4	3.6	0.0	0.0	0.0	163.9	2.3	0.0	149.2	191.7	315.4	0.99	$\sigma 0$

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):
 Totale, estradosso = -0.57
 Totale, intradosso = -0.23
 => Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):
 Totale, estradosso = -9.02
 Totale, intradosso = -5.64
 => Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 NON SIGNIFICATIVA

PROGETTAZIONE ATI:

Sezioni e combinazioni di progetto

Sollecitazioni

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.63E+6	1.2
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.43E+6	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.245E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.66E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.66E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0E+00 \text{ N}$$

chiw=0.47 Appoggio: NON RIGIDO
 lambda_w=1.764 MED=-4.52E+7 Nm
 c=1610.355 Mf,Rd=-3.844E+7 Nm
 taucr=65.89 N/mm² MED/MfRd=1.176

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.41 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 1.18 > 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.41 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	$\frac{31}{\eta} \epsilon_w \sqrt{K_z}$
132.9	> 52.018

=> Verifica NECESSARIA

a/hw=2.257 Isl=0E+00 mm⁴
 eta=1.2 Ktausi=0
 Epsw=0.814 Ktau=6.125

Sezioni e combinazioni di progetto

Sollecitazioni

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.63E+6	1.2
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.43E+6	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Anima compressa, depurata per instabilità locale e globale

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	1.094E+5	1.727E+5	1.727E+5	1.727E+5	2.908E+5	1.137E+5
zG	1122.63	1760.02	1760.02	1760.02	2205.82	1189.91
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	1.268E+11	2.484E+11	2.484E+11	2.484E+11	3.335E+11	1.4E+11
Wy.0	-1.129E+8	-1.411E+8	-1.411E+8	-1.411E+8	-1.512E+8	-1.176E+8
Wy.1	-1.176E+8	-1.448E+8	-1.448E+8	-1.448E+8	-1.544E+8	-1.222E+8
Wy.3	8.022E+7	2.634E+8	2.634E+8	2.634E+8	6.708E+8	9.249E+7
Wy.4	7.872E+7	2.553E+8	2.553E+8	2.553E+8	6.327E+8	9.07E+7
Wy.5	--	2.553E+8	2.553E+8	2.553E+8	6.327E+8	9.07E+7
Wy.6	--	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
Wy.7	--	2.154E+8	2.154E+8	2.154E+8	4.716E+8	8.122E+7
Wy.8	--	2.031E+8	2.031E+8	2.031E+8	4.291E+8	7.805E+7
Sy.1	4.208E+7	6.646E+7	6.646E+7	6.646E+7	8.351E+7	4.465E+7
Sy.2	5.369E+7	9.587E+7	9.587E+7	9.587E+7	1.302E+8	5.776E+7
Sy.3	2.872E+7	8.698E+7	8.698E+7	8.698E+7	1.277E+8	3.487E+7
Sy.4	1.118E+8	6.974E+7	6.974E+7	6.974E+7	1.185E+8	7.362E+6
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300

Depurazione complessiva da applicare alla sezione

Caratt. Lorde
 Caratt. Efficaci

Sezioni e combinazioni di progetto		Sollecitazioni				Effetti primari del ritiro e della variazione termica					
Sez 1 - Sp A_fine cor	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T		ε	N	M	γψ
Sez 2_fine concio	SLU fond., Mmin	1	0.00E+000	5.54E+005	-1.48E+007	0.00E+000					
Sez 3_fine concio	SLU fond., Vmax	2a	0.00E+000	2.23E+005	-4.16E+006	0.00E+000	Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.63E+6	0
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin	2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.43E+6	-0.72
	SLS carat., Mmax	Rit.iso	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000					
	SLS carat., Mmin	2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000					
	SLS carat., Vmax	3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000					
	SLS carat., Vmin	DT.iso	2.68E+006	0.00E+000	1.75E+006	0.00E+000					
	SLS freq., Mmax	3b	0.00E+000	1.15E+006	-2.26E+007	0.00E+000					
	SLS freq., Mmin	Totale	2.68E+006	1.93E+006	-3.97E+007	0.00E+000					
	SLS freq., Vmax										
	SLS freq., Vmin										
	SLS acciaio, Mmax										
	SLS acciaio, Mmin										

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

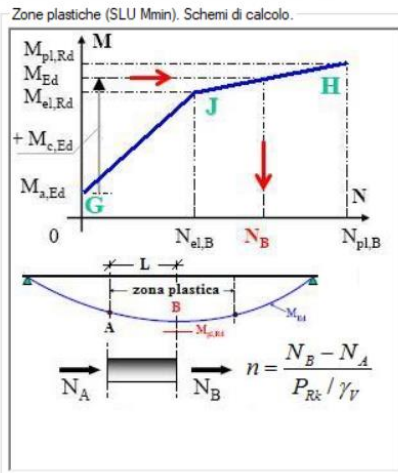
$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$v_{L,Ed} = 473 < 1.1 * n * P_{Rd} = 1204 \text{ N/mm}$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d = 22 mm n = 10 N/pioli/m Ecm = 34077 N/mm²
 h = 200 mm fu = 450 N/mm² Ks = 0.6
 Alfa = 1 fck = 35 N/mm² Gammav = 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	2.228E+5	6.974E+7	2.484E+11	62.5
2b	0E+00	6.974E+7	2.484E+11	0
2c	0E+00	6.974E+7	2.484E+11	0
3a	0E+00	1.185E+8	3.335E+11	0
3b	1.154E+6	1.185E+8	3.335E+11	410
Tot				472.5



Sezioni e combinazioni di progetto		Sollecitazioni				Effetti primari del ritiro e della variazione termica					
Sez 1 - Sp A_fine cor	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T		ε	N	M	γψ
Sez 2_fine concio	SLU fond., Mmin	1	0.00E+000	4.10E+005	-1.10E+007	0.00E+000					
Sez 3_fine concio	SLU fond., Vmax	2a	0.00E+000	1.65E+005	-3.08E+006	0.00E+000	Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.63E+6	1
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin	2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.43E+6	0.5
	SLS carat., Mmax	Rit.iso	-1.49E+006	0.00E+000	-1.63E+006	0.00E+000					
	SLS carat., Mmin	2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000					
	SLS carat., Vmax	3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000					
	SLS carat., Vmin	DT.iso	-1.86E+006	0.00E+000	-1.21E+006	0.00E+000					
	SLS freq., Mmax	3b	0.00E+000	6.38E+005	-1.24E+007	0.00E+000					
	SLS freq., Mmin	Totale	-3.35E+006	1.21E+006	-2.93E+007	0.00E+000					
	SLS freq., Vmax										
	SLS freq., Vmin										
	SLS acciaio, Mmax										
	SLS acciaio, Mmin										

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2658
Sigma_sup	-202.38
Sigma_inf	198.6
Sigma.Ed	202.38
KSig	23.4
SigCrOE	10.76
Tau,Ed	20.35
SigCr(P)	251.72
SigCr(C)	2.07
Csi	1
SigCr	251.72
KTau	6.12
KTausl	0
Web Bre...	0.873
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1.1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s = 0.873

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp A_fine cor	SLU fond., Mmax
Sez 2 fine concio	SLU fond., Mmin
Sez 3 fine concio	SLU fond., Vmax
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SLF acciaio, Mmax
	SLF acciaio, Mmin

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	4.10E+005	-1.10E+007	0.00E+000
2a	0.00E+000	1.65E+005	-3.08E+006	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3bMax	0.00E+000	2.15E+005	-3.27E+006	0.00E+000
3bMin	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	g	N	M	γψ
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.63E+6	0
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.43E+6	0

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Acciaio strutturale

Detail	gF ² DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	7.98	92.59	0.086
Plattabanda inferiore	33.40	92.59	0.361
Anima	7.52	74.07	0.102
Giunzione plattabanda superiore	--	--	--
Giunzione plattabanda inferiore	--	--	--
Attacco anima-plattabanda superiore	7.53	92.59	0.081
Attacco anima-plattabanda inferiore	32.72	92.59	0.353
Attacco ingidente verticale - anima	32.72	59.26	0.552

γ_{FF} = 1 γ_{Mf} = 1.35
 λ = λ₁ λ₂ λ₃ λ₄ = 2.09 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.544 < 2 (Campata) (Momento)
 2.426 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.793 (Campata) (Taglio)
 Δσ_{Rs} = Δσ_{Rsk} * ks = 0 x 0.871 = 0 N/mm² (Giunzione flangia inf.)
 0 x 0.91 = 0 N/mm² (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta \tau_E \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	25.6 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta \sigma_E \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	8 < 59.3 N/mm ² (*)
$\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_E}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_E}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0.13 + 0.28 = 0.42 < 1.3 (*)

VERIFICA SODDISFATTA (*) Verifiche non significative (Flangia compressa)

Δσ_c = 80 N/mm² Δσ_E = λ Δσ_p = 7.98 N/mm² Δσ_p = 5.17 N/mm²
 Δτ_c = 90 N/mm² Δτ_E = λ_v Δτ_p = 25.58 N/mm² Δτ_p = 20.1 N/mm²
 λ = λ₁ λ₂ λ₃ λ₄ = 2.09 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.544 < 2 (Campata)
 λ_v = λ_{v1} λ_{v2} λ_{v3} λ_{v4} = 1.55 x 0.753 x 1 x 1.09 = 1.273
 Pioli: γ_{FF} = 1 γ_{Mfs} = 1
 Carpenteria: γ_{FF} = 1 γ_{Mf} = 1.35

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp A_fine cor	SLU fond., Mmax
Sez 2 fine concio	SLU fond., Mmin
Sez 3 fine concio	SLU fond., Vmax
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SLF acciaio, Mmax
	SLF acciaio, Mmin

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	5.54E+005	-1.48E+007	0.00E+000
2a	0.00E+000	2.23E+005	-4.16E+006	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	-1.78E+006	0.00E+000	-1.96E+006	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-2.68E+006	0.00E+000	-1.75E+006	0.00E+000
3b	0.00E+000	1.15E+006	-2.26E+007	0.00E+000
Totale	-4.46E+006	1.93E+006	-4.52E+007	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	g	N	M	γψ
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.63E+6	1.2
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.43E+6	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari Stiffeners a T ed a L

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5.3 \frac{f_y}{E}$$

$$\sigma_{cr} \geq 6 f_y$$

	Stiffeners verticali
Check	0.898
Type	Vert. (R)
ocr	--
6ty	--
ICr	--
Iw	--
IT	5.333E+5
IP	5.347E+7
IT/IP	0.01
5.3f...	0.009

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_{ff}^3 t_{ff}^3 / a^2 \quad a / h_{ff} < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_{ff}^3 t_{ff}^3 \quad a / h_{ff} \geq \sqrt{2}$$

I_{st} = 1.238E+8 mm⁴ > I_{st} min = 1.595E+7 mm⁴

VERIFICA SODDISFATTA

a = 6000 mm h_w = 2658 mm a/h_w = 2.257
 t_w = 20 mm b_w = 508.2 mm
 A_{st} = 18163.4 mm² e₁ = 0 mm²

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima Spostamento massimo

$$\sigma_{max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$w \leq \frac{h_w}{300}$$

σ_{max} = 2.2 < 322.7 N/mm² w = 0 < 8.9 mm

VERIFICA SODDISFATTA

Σ N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + ΔN_{st,Ed} = 0E+00 + 1.453E+5 = 1.453E+5 N
 N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 N
 σ_m = 0.203 N/mm² ocr(C)/ocr(P) = 0 > 0.5
 ocr(P) = 1E+300 N/mm² ocr(C) = 2.07 N/mm²
 N_{Ed} = 3.238E+6 N λ_w = 1.764 N_{cr,St} = 3.632E+7 N
 e₁ = 0 mm e_{max} = 210 mm w₀ = 8.86 mm
 (I_{st} min = 1.333E+6 mm⁴ u = 1.691)

PROGETTAZIONE ATI:

Main properties

Main data

Steel section height	2733 mm
Top flange	600x30 mm
Bottom flange	850x45 mm
Web	20x2658 mm, Skew: 0
Slab	4250x250 mm
Haunch	0x0 mm (not considered in the geometric properties calculation)
Top reinforcing bars	diameter 16 mm, bar spacing 200 mm, dist. top slab face-bar centre 70 mm
Bottom reinforcing bars	diameter 0 mm, bar spacing 0 mm, dist. bottom slab face-bar centre 0 mm
Studs	diameter 22 mm, height 200 mm, number 10/m

Vertical stiffeners

Distance	6000 mm
Type	R Double sided
Plate 1	200x20 mm
Plate 2	---

Geometric properties of gross cross section

	Phase 1	Phase 2a	Phase 2b	Phase 2c	Phase 3	Cracked
A (mm ²)	1.094E+	1.727E+	1.727E+	1.727E+	2.908E+	1.137E+
z _G (mm)	1122.62	1760.02	1760.02	1760.02	2205.81	1189.91
J _y (mm ⁴)	1.268E+1	2.484E+1	2.484E+1	2.484E+1	3.335E+1	1.4E+1
W _{y,0} (mm ³)	-1.129E+	-1.411E+	-1.411E+	-1.411E+	-1.512E+	-1.176E+
W _{y,1} (mm ³)	-1.176E+	-1.448E+	-1.448E+	-1.448E+	-1.544E+	-1.222E+
W _{y,3} (mm ³)	8.022E+	2.634E+	2.634E+	2.634E+	6.708E+	9.249E+
W _{y,4} (mm ³)	7.872E+	2.553E+	2.553E+	2.553E+	6.327E+	9.07E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	2.553E+	2.553E+	2.553E+	6.327E+	9.07E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	2.154E+	2.154E+	2.154E+	4.716E+	8.122E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	2.031E+	2.031E+	2.031E+	4.291E+	7.805E+
S _{y,1} (mm ³)	4.208E+	6.646E+	6.646E+	6.646E+	8.351E+	4.465E+
S _{y,2} (mm ³)	5.369E+	9.587E+	9.587E+	9.587E+	1.302E+	5.776E+
S _{y,3} (mm ³)	2.872E+	8.698E+	8.698E+	8.698E+	1.277E+	3.487E+
S _{y,4} (mm ³)	1.118E-	6.974E+	6.974E+	6.974E+	1.185E+	7.362E+
n _E	1E+30	1	1	1	1	1E+30

First classification

The first classification refers to the composite section in Phase 3

Plastic characteristics of the single components

Components	N _{pl} (N)	z _N (mm)	z _{max} (mm)	z _{min} (mm)
Concrete layer above top reinforcing bars	5.858E+	2948.2	298	2913.
Concrete layer between top and bottom reinforcing bars	1.513E+	2822.7	2912.	273
Concrete layer below top reinforcing bars	0E+0	273	273	273
Top reinforcing bars	1.672E+	291	2913.	2912.
Bottom reinforcing bars	0E+0	273	273	273
Concrete haunch slab	0E+0	273	273	273
Top flange of steel beam	6.086E+	271	273	270
Web of steel beam	1.797E+	137	270	4
Bottom flange of steel beam	1.22E+	22.	4	
Ultimate compression force for the full section	-5.892E+			
Ultimate tension force for the full section	3.793E+			
Ultimate compression force for the web less section	-4.095E+			
Ultimate tensile force for the web less section	1.996E+			

Flanges classification

	c/t	ε	Hogging bending moment (M+)	Sagging bending moment (M-)
Top flange	9.667	0.814	1	0
Bottom flange	9.222	0.838	3	1

Web classification

	c/t	ε	α	ψ	class

PROGETTAZIONE ATI:

Hogging bending moment (M+)	132.9	0.814	0.376	-1.322	3
Sagging bending moment (M-)	132.9	0.814	0.04	-0.23	1
Compression (N)	132.9	0.814	1	1	4

Interaction diagrams

Full composite section		
N (kN)	M (kNm)	z _{pl} (mm)
0E+00	3.846E+4	1045.25
-5.892E+3	4.401E+4	1480.94
-1.178E+4	4.7E+4	1916.64
-1.768E+4	4.742E+4	2352.33
-2.357E+4	4.532E+4	2705.83
-2.946E+4	4.233E+4	2720.36
-3.535E+4	3.925E+4	2742.05
-4.125E+4	3.589E+4	2811.95
-4.714E+4	3.211E+4	2881.86
-5.303E+4	2.799E+4	2913.49
-5.892E+4	2.361E+4	2983
0E+00	-6.021E+4	2597.19
-5.892E+3	-6.124E+4	2161.5
-1.178E+4	-5.969E+4	1725.8
-1.768E+4	-5.558E+4	1290.11
-2.357E+4	-4.89E+4	854.41
-2.946E+4	-3.965E+4	418.72
-3.535E+4	-2.786E+4	43.45
-4.125E+4	-1.509E+4	32.59
-4.714E+4	-2.255E+3	21.73
-5.303E+4	1.065E+4	10.86
-5.892E+4	2.361E+4	0
0E+00	3.846E+4	1045.25
3.793E+3	3.352E+4	764.75
7.587E+3	2.752E+4	484.25
1.138E+4	2.046E+4	203.75
1.517E+4	1.243E+4	41.96
1.897E+4	4.211E+3	34.97
2.276E+4	-4.037E+3	27.98
2.655E+4	-1.231E+4	20.98
3.035E+4	-2.061E+4	13.99
3.414E+4	-2.894E+4	6.99
3.793E+4	-3.73E+4	0
0E+00	-6.021E+4	2597.19
3.793E+3	-5.84E+4	2708.82
7.587E+3	-5.647E+4	2718.17
1.138E+4	-5.451E+4	2727.52
1.517E+4	-5.25E+4	2751.64
1.897E+4	-5.034E+4	2796.65
2.276E+4	-4.802E+4	2841.65
2.655E+4	-4.552E+4	2886.65
3.035E+4	-4.287E+4	2912.98
3.414E+4	-4.016E+4	2938
3.793E+4	-3.73E+4	2983

Web less composite section		
N (kN)	M (kNm)	z _{pl} (mm)
0E+00	2.132E+4	36.8
-4.095E+3	3.018E+4	44.35
-8.19E+3	2.906E+4	2712.23
-1.228E+4	2.697E+4	2722.32
-1.638E+4	2.483E+4	2732.41
-2.047E+4	2.259E+4	2778.76
-2.457E+4	2.014E+4	2827.34
-2.866E+4	1.75E+4	2875.92
-3.276E+4	1.466E+4	2912.8
-3.685E+4	1.174E+4	2934.42
-4.095E+4	8.662E+3	2983
0E+00	-3.598E+4	2784.85
-4.095E+3	-3.825E+4	2736.27
-8.19E+3	-4.039E+4	2723.59
-1.228E+4	-4.249E+4	2713.49
-1.638E+4	-4.455E+4	2703.4
-2.047E+4	-3.612E+4	37.75
-2.457E+4	-2.722E+4	30.2
-2.866E+4	-1.83E+4	22.65
-3.276E+4	-9.342E+3	15.1
-3.685E+4	-3.557E+2	7.55
-4.095E+4	8.662E+3	0
0E+00	2.132E+4	36.8
1.996E+3	1.699E+4	33.12
3.992E+3	1.264E+4	29.44
5.988E+3	8.297E+3	25.76
7.984E+3	3.941E+3	22.08
9.981E+3	-4.214E+2	18.4
1.198E+4	-4.791E+3	14.72
1.397E+4	-9.169E+3	11.04
1.597E+4	-1.355E+4	7.36
1.797E+4	-1.795E+4	3.68
1.996E+4	-2.234E+4	0
0E+00	-3.598E+4	2784.85
1.996E+3	-3.48E+4	2808.53
3.992E+3	-3.357E+4	2832.21
5.988E+3	-3.23E+4	2855.9
7.984E+3	-3.097E+4	2879.58
9.981E+3	-2.961E+4	2903.26
1.198E+4	-2.82E+4	2912.86
1.397E+4	-2.679E+4	2913.46
1.597E+4	-2.535E+4	2935.64
1.797E+4	-2.387E+4	2959.32
1.996E+4	-2.234E+4	2983

U.L.S. composite section verification (Mmax comb.)

Forces and moments (Mmax comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	5.54E+	-1.48E+	0E+0
2	0E+0	2.23E+	-4.16E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.ls	-1.78E+		-1.96E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.ls	-2.68E+		-1.75E+	
3	0E+0	1.15E+	-2.26E+	0E+0

PROGETTAZIONE ATI:

Tot	-4.46E+	1.93E+	-4.52E+	0E+0
-----	---------	--------	---------	------

Bending resistance - Plastic analysis

Section classification (Mmax comb.)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Class
Web	132.	2267.2	0.1	-1.1	
Top flange	9.6				
Bottom flange	9.2				
Section clas					
Plastic analysis: APPLICABLE					

Plastic section verification (Mmax comb.)

Axial force		Bending moment		N/M interaction	
N _{Ed} (N)	-4.462E+6	M _{Ed} (Nm)	-4.52E+7	N _{Ed} (N)	-4.462E+6
N _{Rd} (N)	-5.892E+7	M _{Rd} (Nm)	-6.021E+7	M _{Ed} (Nm)	-4.52E+7
				M _{Rd} (Nm)	-6.122E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.076	M _{Ed} /M _{Rd}	0.751	M _{Ed} /M _{Rd}	0.738
CHECK PASSED					

Axial force and bending moment stresses of gross cross section

Stresses of gross cross section (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncrack d	Ph. 2a Cracke d	Ph. 2b Uncrack d	Ph. 2b Cracke d	Ph. 2c Uncrack d	Ph. 2c Cracke d	Ph. 2 to	Ph. 3a Uncrack d	Ph. 3a Cracke d	Ph. 3b Uncrack d	Ph. 3b Cracke d	Ph. 3 to	η ₁
σ ₈		-1.		0.				-0.	0.		-8.		-	0.45
σ ₇		-19.	-51.	-19.				-38.	-12.		-47.	-277.	-99.	0.25
σ ₆				-10.				-10.	-9.				-19.	0.0
σ ₅		-0.		0.				-0.	0.		-5.		-5.	0.28
σ ₄	-187.	-16.	-45.	-1.				-222.	-1.		-35.	-248.	-269.	0.79
σ ₃	-184.	-15.	-4.	-17.				-217.	-11.		-33.	-243.	-263.	0.77
σ ₂				-10.				-10.	-9.				-19.	0.05
σ ₁	125.	28.	3.	3.				157.	2.		146.	184.	305.	0.95
σ ₀	130.	29.	35.	3.				163.	2.		149.	191.	315.	0.98

Maximum utilization ratio: 0.989 NOT RELEVANT CHECK

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.57 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.23 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -9.02 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -5.64 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

Resistance to shear

Evaluation of necessity to Shear buckling check

$$h_w/t_w = 132.9 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 52.018 \quad \text{Shear Buckling check: REQUIRED}$$

Shear Buckling resistance: **V_{b,Rd} = 4.66E+6 N**

With:

$$a/h_w = 2.257, \quad \eta = 1.2, \quad K_\tau = 6.125$$

$$\text{web contribution: } V_{bw,Rd} = 4.66E+6 \text{ N, flanges contribution: } V_{bf,Rd} = 0E+00 \text{ N}$$

$$\chi_w = 0.47, \quad \lambda_w = 1.764, \quad \tau_{cr} = 65.9, \quad C = 1610.4$$

$$M_{Ed} = -4.52E+7 \text{ Nm, } M_{f,Rd} = -3.844E+7 \text{ Nm, } M_{Ed}/M_{f,Rd} = 1.176$$

Plastic resistance: **V_{pl,Rd} = 1.245E+7 N**

Shear resistance: **V_{Rd} = min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 4.66E+6 N**

Utilization ratios:

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.414, \quad (=> \text{CHECK VERIFIED})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.414, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.738$$

PROGETTAZIONE ATI:

Interaction between shear force, bending moment and axial force

Evaluation of the interaction

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1$$

INTERACTION NOT TO BE CHECKED

U.L.S. composite section verification (Mmin comb.)

Forces and moments (Mmin comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	5.54E+	-1.48E+	0E+0
2	0E+0	2.23E+	-4.16E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	2.68E+		1.75E+	
3	0E+0	1.15E+	-2.26E+	0E+0
Tot	2.68E+	1.93E+	-3.97E+	0E+0

Bending resistance - Plastic analysis

Section classification (Mmin comb.)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Class
Web	132.	2706.0		-1.3	
Top flange	9.6				
Bottom flange	9.2				
Section clas					
Plastic analysis: APPLICABLE					

Plastic section verification (Mmin comb.)

Axial force		Bending moment		N/M interaction	
N _{Ed} (N)	2.678E+6	M _{Ed} (Nm)	-3.975E+7	N _{Ed} (N)	2.678E+6
N _{Rd} (N)	3.793E+7	M _{Rd} (Nm)	-6.021E+7	M _{Ed} (Nm)	-3.975E+7
				M _{Rd} (Nm)	-5.896E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.071	M _{Ed} /M _{Rd}	0.66	M _{Ed} /M _{Rd}	0.674
CHECK PASSED					

Axial force and bending moment stresses of gross cross section

Stresses of gross cross section (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncrack d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncrack d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncrack d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 to	Ph. 3a Uncrack d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncrack d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 to	η ₁
σ ₈		-1.						-1.	-0.		-8.		-10.	0.51
σ ₇		-19.	-51.					-19.	12.		-47.	-277.	-54.	0.13
σ ₆									9.				9.	0.02
σ ₅		-0.						-0.	-0.		-5.		-7.	0.37
σ ₄	-187.	-16.	-45.					-204.	1		-35.	-248.	-227.	0.67
σ ₃	-184.	-15.	-4					-200.	11.		-33.	-243.	-221.	0.65
σ ₂									9.				9.	0.02
σ ₁	125.	28.	3					154.	-2.		146.	184.	298.	0.93
σ ₀	130.	29.	35.					160.	-2.		149.	191.	307.	0.96

Maximum utilization ratio:0.963 NOT RELEVANT CHECK

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -1.14 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.9 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -10.2 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -7.37 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

Resistance to shear

Evaluation of necessity to Shear buckling check

PROGETTAZIONE ATI:

$$h_w/t_w=132.9 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5}=52.018 \quad \text{Shear Buckling check: REQUIRED}$$

Shear Buckling resistance: $V_{b,Rd}=4.66E+6 \text{ N}$

With:

$a/h_w=2.257, \eta=1.2, K_\tau=6.125$
 web contribution: $V_{bw,Rd}=4.66E+6 \text{ N}$, flanges contribution: $V_{bf,Rd}=0E+00 \text{ N}$
 $\chi_w=0.47, \lambda_w=1.764, \tau_{cr}=65.9, C=1610.4$
 $M_{Ed}=-3.975E+7 \text{ Nm}, M_{f,Rd}=-3.438E+7 \text{ Nm}, M_{Ed}/M_{f,Rd}=1.156$

Plastic resistance: $V_{pl,Rd}=1.245E+7 \text{ N}$

Shear resistance: $V_{Rd}=\min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd})=4.66E+6 \text{ N}$

Utilization ratios:

$$\eta_3=V_{Ed}/V_{Rd}=0.414, (\Rightarrow \text{CHECK VERIFIED})$$

$$\eta_3=V_{Ed}/V_{bw,Rd}=0.414, \eta_1=M_{Ed}/M_{Rd}=0.674$$

Interaction between shear force, bending moment and axial force

Evaluation of the interaction

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1$$

INTERACTION NOT TO BE CHECKED

SLS stresses verification (Mmax comb.)

Forces and moments (Mmax comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	4.1E+	-1.1E+	0E+0
2	0E+0	1.65E+	-3.08E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	-1.49E+		-1.63E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	-2.23E+		-1.46E+	
3	0E+0	8.54E+	-1.67E+	0E+0
Tot	-3.72E+	1.43E+	-3.38E+	0E+0

Stresses of gross cross section (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncrack d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncrack d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncrack d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 to	Ph. 3a Uncrack d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncrack d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 to	σ_{id}	η_1
σ_8		-0.		0.				-0.	0.		-6.		-6.	6.	0.31
σ_7		-14.	-37.	-16.				-30.	-10.		-35.	-205.	-76.	76.	0.21
σ_6				-8.				-8.	-7.				-16.	16.	0.04
σ_5		-0.		0.				-0.	0.		-4.		-4.	4.	0.19
σ_4	-139.	-12.	-3.	-1.				-166.	-1.		-26.	-184.	-202.	202.	0.57
σ_3	-136.	-11.	-33.	-14.				-16.	-9.		-24.	-180.	-197.	20.	0.56
σ_2				-8.				-8.	-7.				-16.	5.	0.14
σ_1	93.	21.	25.	2.				11.	1.		108.	136.	226.	229.	0.68
σ_0	9.	21.	26.					121.			110.	141.	234.	234.	0.69
τ_4		0.						0.			0.	0.	0.		
τ_3	4.	2.	2.					7.			16.	10.	23.		
τ_2	8.	3.	3.					11.			16.	17.	28.		
τ_1	6.	2.	2.								10.	13.	19.		
τ_0															

Maximum utilization ratio:0.699 CHECK PASSED

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.37 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.1 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -6.6 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -4.06 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

PROGETTAZIONE ATI:

SLS stresses verification (Mmin comb.)

Forces and moments (Mmin comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	4.1E+	-1.1E+	0E+0
2	0E+0	1.65E+	-3.08E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	2.23E+		1.46E+	
3	0E+0	8.54E+	-1.67E+	0E+0
Totale	2.23E+	1.43E+	-2.93E+	0E+0

Stresses of gross cross section (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncrack d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncrack d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncrack d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 tot	Ph. 3a Uncrack d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncrack d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 tot	σ_{id}	η_1
σ_8		-0.						-0.	-0.		-6.		-7.	7.	0.36
σ_7		-14.	-37.					-14.	10.		-35.	-205.	-38.	38.	0.10
σ_6									7.				7.	7.	0.02
σ_5		-0.						-0.	-0.		-4.		-5.	5.	0.26
σ_4	-139.	-12.	-3.					-151.	1.		-26.	-184.	-167.	167.	0.47
σ_3	-136.	-11.	-33.					-148.	9.		-24.	-180.	-163.	168.	0.47
σ_2									7.				7.	5.	0.14
σ_1	93.	21.	25.					114.	-1.		108.	136.	220.	223.	0.66
σ_0	9.	21.	26.					118.	-		110.	141.	227.	227.	0.67
τ_4		0.						0.			0.	0.	0.		
τ_3	4.	2.	2.					7.			16.	10.	23.		
τ_2	8.	3.	3.					11.			16.	17.	28.		
τ_1	6.	2.	2.								10.	13.	19.		
τ_0															

Maximum utilization ratio:0.678 CHECK PASSED

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.84 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.67 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -7.58 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -5.51 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

SLS web breathing verification (Mmax comb.)

Forces and moments (Mmax comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	4.1E+	-1.1E+	0E+0
2	0E+0	1.65E+	-3.08E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	-1.49E+		-1.63E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	-1.86E+		-1.21E+	
3	0E+0	6.38E+	-1.24E+	0E+0
Totale	-3.35E+	1.21E+	-2.93E+	0E+0

Stresses of effective cross section (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncracke	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncracke	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncracke	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 tot	Ph. 3a Uncracke	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncracke	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 tot
σ_8		-0.		0.				-0.	0.		-4.		-
σ_7		-14.	-40.	-16.				-31.	-9.		-26.	-165.	-66.
σ_6				-8.				-8.	-6.				-15.
σ_5		-0.		0.				-0.	0.		-3.		-3.

PROGETTAZIONE ATI:

σ_4	-152.	-12.	-36.	-15.			-180.	-8.		-19.	-148.	-208.
σ_3	-150.	-11.	-36.	-15.			-177.	-8.		-18.	-145.	-204.
σ_2				-8.			-8.	-6.				-15.
σ_1	92.	21.	25.	2.			116.	1.		80.	101.	198.
σ_0	96.	21.	26.	2.			121.	1.		82.	105.	205.

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.41 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.15 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -5.05 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -3.07 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

Web assessment (Mmax comb.)

Web	
b (mm)	265
σ_{sup} (N/mm ²)	-202.3
σ_{inf} (N/mm ²)	198.
σ_{Ed} (N/mm ²)	202.3
K	23.
σ_{cr0E} (N/mm ²)	10.7
τ_{Ed} (N/mm ²)	20.3
$\sigma_{cr}(P)$ (N/mm ²)	251.7
$\sigma_{cr}(C)$ (N/mm ²)	2.0
σ_{cr} (N/mm ²)	251.7
K _T	6.1
K _T	
Utilization ratio	0.87
Result	CHECK VERIFIE

SLS web breathing verification (Mmin comb.)

Forces and moments (Mmin comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	4.1E+	-1.1E+	0E+0
2	0E+0	1.65E+	-3.08E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	1.86E+		1.21E+	
3	0E+0	6.38E+	-1.24E+	0E+0
Total	1.86E+	1.21E+	-2.53E+	0E+0

Stresses of effective cross section (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncracked	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncracked	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncracked	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 tot	Ph. 3a Uncracked	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncracked	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 tot
σ_8		-0.						-0.	-0.		-4.		-5.
σ_7		-14.	-39.					-14.	9.		-26.	-161.	-31.
σ_6									6.				6.
σ_5		-0.						-0.	-0.		-3.		-4.
σ_4	-148.	-12.	-35.					-160.	8.		-19.	-144.	-171.
σ_3	-145.	-11.	-35.					-157.	8.		-18.	-142.	-167.
σ_2									6.				6.
σ_1	93.	21.	25.					114.	-1.		80.	101.	193.
σ_0	97.	21.	26.					118.	-1.		82.	105.	199.

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.85 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.68 N/mm²

PROGETTAZIONE ATI:

- The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -5.88 N/mm²
 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -4.31 N/mm²
 The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

Web assessment (Mmin comb.)

Web	
b (mm)	265
σ_{sup} (N/mm ²)	-166.3
σ_{inf} (N/mm ²)	193.5
σ_{Ed} (N/mm ²)	166.3
K	2
σ_{cr0E} (N/mm ²)	10.7
τ_{Ed} (N/mm ²)	20.3
σ_{cr} (P) (N/mm ²)	301.1
σ_{cr} (C) (N/mm ²)	2.0
σ_{cr} (N/mm ²)	301.1
K	6.1
K _τ	
Utilization ratio	0.64
Result	CHECK VERIFIED

Shear connectors assessment

Main data

Number of studs for unit length, n (m ⁻¹)	10
Stud diameter, d (mm)	22
Stud height, h (mm)	200
Ultimate resistance of studs α	1
Partial safety factor, γ_v	1.25
Ultimate resistance of studs f_u (N/mm ²)	450
Coefficient E_{cm} (N/mm ²)	34077
Characteristic cylinder compressive strength, f_{ck} (N/mm ²)	35

Resistance of headed stud connectors

Shank shear resistance, $P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 \gamma_v$ (N)	109478.22
Concrete crushing resistance, $P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} / \gamma_v$ (N)	122630.64
Design stud resistance $P_{Rd} = \min(P_{Rd1}, P_{Rd2})$ (N)	109478.22

Elastic assessment at ULS

Utilization ratio (Mmax comb.)

Design stud resistance for unit length, $V_{Rd} = n P_{Rd} K_s$ (N/mm)	1204.3
Amplification factor, K_s	1.10
Shear force per unit length at steel-concrete interface V_{Ed} (N/mm)	472.5
Utilization ratio V_{Ed} / V_{Rd}	0.392
CHECK VERIFIED	

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmax comb.)

Phase	V_{Ed} (N)	$S_{y,d}$ (mm ³)	J_y (mm ⁴)	V_{Ed} (N/mm)
Phase 2a	2.228E+5	6.974E+7	2.484E+11	62.5
Phase 2b	0E+00	6.974E+7	2.484E+11	0
Phase 2c	0E+00	6.974E+7	2.484E+11	0
Phase 3a	0E+00	1.185E+8	3.335E+11	0
Phase 3b	1.154E+6	1.185E+8	3.335E+11	410
			Surf	472.

Utilization ratio (Mmin comb.)

Design stud resistance for unit length, $V_{Rd} = n P_{Rd} K_s$ (N/mm)	1204.3
Amplification factor, K_s	1.10
Shear force per unit length at steel-concrete interface V_{Ed} (N/mm)	472.5
Utilization ratio V_{Ed} / V_{Rd}	0.392
CHECK VERIFIED	

PROGETTAZIONE ATI:

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmin comb.)

Phase	$V_{Ed} (N)$	$S_{y,d} (mm^3)$	$J_y (mm^4)$	$V_{Ed} (N/mm)$
Phase 2a	2.228E+5	6.974E+7	2.484E+11	62.5
Phase 2b	0E+00	6.974E+7	2.484E+11	0
Phase 2c	0E+00	6.974E+7	2.484E+11	0
Phase 3a	0E+00	1.185E+8	3.335E+11	0
Phase 3b	1.154E+6	1.185E+8	3.335E+11	410
			Sur	472.

Elastic assessment at ELS

Utilization ratio (Mmax comb.)

Design stud resistance for unit length, $V_{Rd} = n P_{Rd} K_s (N/mm)$	656.9
Reduction factor, κ_s	0.6
Shear force per unit length at steel-concrete interface $V_{Ed} (N/mm)$	349.9
Utilization ratio V_{Ed}/V_{Rd}	0.533
CHECK VERIFIED	

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmax comb.)

Phase	$V_{Ed} (N)$	$S_{y,d} (mm^3)$	$J_y (mm^4)$	$V_{Ed} (N/mm)$
Phase 2a	1.65E+5	6.974E+7	2.484E+11	46.3
Phase 2b	0E+00	6.974E+7	2.484E+11	0
Phase 2c	0E+00	6.974E+7	2.484E+11	0
Phase 3a	0E+00	1.185E+8	3.335E+11	0
Phase 3b	8.542E+5	1.185E+8	3.335E+11	303.5
			Sur	349.

Utilization ratio (Mmin comb.)

Design stud resistance for unit length, $V_{Rd} = n P_{Rd} K_s (N/mm)$	656.9
Reduction factor, κ_s	0.6
Shear force per unit length at steel-concrete interface $V_{Ed} (N/mm)$	349.9
Utilization ratio V_{Ed}/V_{Rd}	0.533
CHECK VERIFIED	

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmin comb.)

Phase	$V_{Ed} (N)$	$S_{y,d} (mm^3)$	$J_y (mm^4)$	$V_{Ed} (N/mm)$
Phase 2a	1.65E+5	6.974E+7	2.484E+11	46.3
Phase 2b	0E+00	6.974E+7	2.484E+11	0
Phase 2c	0E+00	6.974E+7	2.484E+11	0
Phase 3a	0E+00	1.185E+8	3.335E+11	0
Phase 3b	8.542E+5	1.185E+8	3.335E+11	303.5
			Sur	349.

Fatigue limit state verification

Forces and moments for steel details (Mmax comb.)

Phase	$N (N)$	$V (N)$	$M (Nm)$	$T (Nm)$
	0E+0	4.1E+	-1.1E+	0E+0
2	0E+0	1.65E+	-3.08E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.ls	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.ls	0E+0		0E+0	
3b ma	0E+0	2.15E+	-3.27E+	0E+0
3b ma	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0

Stresses of gross cross section for steel details (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a	Ph. 2a	Ph. 2b	Ph. 2b	Ph. 2c	Ph. 2c	Ph. 3a	Ph. 3a	Ph. 3b	Ph. 3b	Ph. 3b	Ph. 3b	Ph. 3b	Total	Total	Total	Total	$\Delta\sigma, \Delta\tau$
		Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Uncrad	Cracke	Cracke	Cracke	Cracke	
		ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed Ma	ed Mir	ed Min	ed Max	ed Max	ed Mir	ed Min	ed Min	ed Min	
σ_8		-0.								-1.				-2.		-0.			1.
σ_7		-14.	-37.							-6.	-40.			-21.	-78.	-14.	-37.		6.
σ_6																			

PROGETTAZIONE ATI:

Bending damage equivalent factor for steel:	$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$	$2.09 \times 0.643 \times 1 \times 1.15 = 1.544 < 2$ (Midspan)
Shear damage equivalent factor for steel:	$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$	$2.426 \times 0.643 \times 1 \times 1.15 = 1.793$ (Midspan)
Data for calculation of λ_1	Section position:	(Midspan)
	L span for moment (m):	56
	L span for shear (m):	22.4
Data for calculation of λ_2	Q_0 (kN)	480
	N_0	500000
	N_{obs}	125000
	Q_{ml} (kN)	430.1
	Traffic category (Table 4.5n - E 1991-2) :	Main roads with low flow rates of lorries
	Traffic distribution (Table 4.7 - E 1991-2) :	Medium distance (40% Q1, 10% Q2, 30% Q3, 15% Q4, 5% Q5)
Data for calculation of λ_3	Design life (years):	100
Data for calculation of γ_{Mf} for steel	Assessment method:	Safe life
	Consequence of failure:	High consequence

Fatigue assessment of structural steel

Utilization ratio (Mmax comb.)

	$\gamma_{Ft} \Delta \sigma_{E,2}$	$\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}$	u.r.
Top flange	7.98	92.593	0.086
Bottom flange	33.4	92.593	0.361
Web	7.523	74.074	0.102
Top flange welding			
Bottom flange welding			
Web-top flange welding	7.528	92.593	0.081
Web-bottom flange welding	32.719	92.593	0.353
Vertical stiffeners - web welding	32.719	59.259	0.552
Vertical stiffeners - top flange welding	7.528	59.259	0.127
Vertical stiffeners - bottom flange welding	32.719	59.259	0.552
Longitudinal stiffener 1 - web welding			
Longitudinal stiffener 2 - web welding			

Utilization ratio (Mmin comb.)

	$\gamma_{Ft} \Delta \sigma_{E,2}$	$\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}$	u.r.
Top flange	7.98	92.593	0.086
Bottom flange	33.4	92.593	0.361
Web	7.523	74.074	0.102
Top flange welding			
Bottom flange welding			
Web-top flange welding	7.528	92.593	0.081
Web-bottom flange welding	32.719	92.593	0.353
Vertical stiffeners - web welding	32.719	59.259	0.552
Vertical stiffeners - top flange welding	7.528	59.259	0.127
Vertical stiffeners - bottom flange welding	32.719	59.259	0.552
Longitudinal stiffener 1 - web welding			
Longitudinal stiffener 2 - web welding			

Stiffeners checks

Torsional buckling of vertical stiffeners

	Vertical stiffeners
	CHECK PASSED
u.r.	0.89
Type	Vert. (F)
σ_{cr} (N/mm ²)	
6^*f_v (N/mm ²)	
I_{cr} (mm ⁴)	
I_w (mm ⁶)	
I_T (mm ⁴)	5.333E+
I_P (mm ⁴)	5.347E+

PROGETTAZIONE ATI:

I_T/I_P	0.0
$5.3 f_y/E$	0.00
$c\theta$ (N)	
E (N/mm ²)	21000
f_y (N/mm ²)	35
G (N/mm ²)	8267
a (mm)	600

Intermediate vertical stiffeners acting as rigid support for web panels

$$I_{st} = 1.238E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \min} = 0.75 h_w t_w^3 = 1.595E+7 \text{ mm}^4$$

CHECK PASSED

With:

$$t_w = 20 \text{ mm} \quad b_w = 508.2 \text{ mm} \quad A_{st} = 18163.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 0 \text{ mm}^2$$

$$a = 6000 \text{ mm} \quad h_w = 2658 \text{ mm} \quad a/h_w = 2.257$$

Maximum stress and the additional deflection in the vertical stiffeners (Mmax comb.)

$$w = 0 < 8.9 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\max} = 2.2 < 322.7 \text{ N/mm}^2$$

CHECK PASSED

With:

$$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 0E+00 + 1.453E+5 = 1.453E+5 \text{ N}$$

$$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 \text{ N}$$

$$\sigma_m = 0.203 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr(C)}/\sigma_{cr(P)} = 2.07/1E+300 = 0 \Rightarrow 0.5$$

$$N_{Ed} = 3.238E+6 \text{ N} \quad \lambda_w = 1.764$$

$$N_{cr,st} = 3.632E+7 \text{ N} \quad e_1 = 0 \text{ mm} \quad e_{\max} = 210 \text{ mm} \quad w_0 = 8.86 \text{ mm}$$

$$(I_{vst \min} = 1.333E+6(\text{mm}^4) \quad u = 1.691)$$

PROGETTAZIONE ATI:

9.3.4 SEZIONE 4 X=28.00 (MEZZERIA)

Nome concio Sez 4 - Mezzeria				Sez 1 - Sp A Sez 2 Sez 3 Sez 4 - Mezzeria													
Sezioni (es. Sez1,Sez2,...) X (m) (es. X1,X2,...) fine concio 28																	
Lamiere (Sez 4 - Mezzeria) bs (mm) 600 <input checked="" type="checkbox"/> Flangia sup. in cl. 1 ts (mm) 30 <input checked="" type="checkbox"/> Flangia sup. =40mm hmet (mm) 3200 twr (mm) 18 <input type="checkbox"/> Stiffeners long. alfa 0 <input type="checkbox"/> Inclined web bi (mm) 850 ti (mm) 50 <input type="checkbox"/> Flangia inf. =40mm Opzioni avanzate per le flange <input type="checkbox"/> Edita opzioni Flangia superiore <input type="checkbox"/> Edita opzioni Flangia inferiore		Cls soletta (Sez 4 - Mezzeria) bcls (mm) 4250 tcls (mm) 250 b1 (mm) 0 bsx (mm) 2500 hcop (mm) 0 <input type="checkbox"/> Valuta raccordo															
Stiffeners verticali (Sez 4 - Mezzeria) Interasse fra gli stiffeners (mm) 6000 <input type="checkbox"/> Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2) <input checked="" type="checkbox"/> Edita opzioni Stiffeners verticali		Amatura soletta (Sez 4 - Mezzeria) <table border="1"> <thead> <tr> <th>layer superiore</th> <th>diametro (mm)</th> <th>passo (mm)</th> <th>coprifero (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>16</td> <td>200</td> <td>70</td> <td></td> </tr> <tr> <td>layer inferiore</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>		layer superiore	diametro (mm)	passo (mm)	coprifero (mm)	16	200	70		layer inferiore	0	0	0	<input type="button" value="Aggiungi alla lista >>"/> <input type="button" value="Clear form"/>	
layer superiore	diametro (mm)	passo (mm)	coprifero (mm)														
16	200	70															
layer inferiore	0	0	0														
Fatica (Sez 4 - Mezzeria) Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) 2.090 Carpenteria (Taglio) λ_1 2.426 Amatura $\lambda_{s,1}$ 0.000 Fattore per azioni da traffico (Armature) 0.000 <input type="button" value="Dati per i dettagli di carpenteria (Sez 4 - Mezzeria)"/>		Pioli (Sez 4 - Mezzeria) n (n°/m) 10 diametro (mm) 22 altezza (mm) 200 Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2 Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0 Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0.000E+000															

PROGETTAZIONE ATI:

Sezioni e combinazioni di progetto		Sollecitazioni				Effetti primari del ritiro e della variazione termica							
Sez 1 - Sp A_fine cor	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T		ε	N	M	γψ		
Sez 2_fine concio	SLU fond., Mmin	1	0.00E+000	0.00E+000	-1.82E+007	0.00E+000	Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.97E+6	1.2		
Sez 3_fine concio	SLU fond., Vmax	2a	0.00E+000	0.00E+000	-5.09E+006	0.00E+000	Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.98E+6	0.72		
Sez 4 - Mezzera_fine	SLU fond., Vmin	2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
	SLS carat., Mmax	Rit.Iso	-1.78E+006	0.00E+000	-2.37E+006	0.00E+000		Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
	SLS carat., Mmin	2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmax	3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Uncracked	0E+00	0E+00	-9.23E+3	0E+00	6.61E+1	0E+00
	SLS carat., Vmin	DT.Iso	-2.68E+006	0.00E+000	-2.15E+006	0.00E+000							
	SLS freq., Mmax	3b	0.00E+000	5.40E+005	-2.73E+007	0.00E+000							
	SLS freq., Mmin	Totale	-4.46E+006	5.40E+005	-5.52E+007	0.00E+000							
	SLS freq., Vmax												
	SLS freq., Vmin												
	SLS acciaio, Mma												
	SLS acciaio, Mmir												

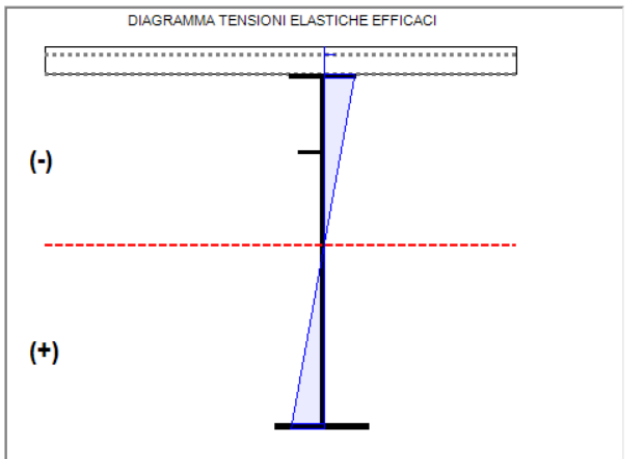
Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	173.33	2491	0.22	-1.09	4
Plattabanda superiore	9.7				1
Plattabanda inferiore	8.32				1
Classe della sezione					4

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

	Azione assiale N	Flessione M	Interazione N-M		
NEd	-4.46E+6	MEd	-5.52E+7	NEd	-4.46E+6
NRd	-6.13E+7	MRd	-7.54E+7	MEd	-5.52E+7
			MRd		-7.6E+7
NEd/NRd	0.073	MEd/MRd	0.732	MEd/MR	0.726



Fase 1: Platt. Sup. in Cl. 3, Anima in Cl. 4, Platt. Inf. in Cl. 1

Sezioni e combinazioni di progetto		Sollecitazioni				Effetti primari del ritiro e della variazione termica							
Sez 1 - Sp A_fine cor	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T		ε	N	M	γψ		
Sez 2_fine concio	SLU fond., Mmin	1	0.00E+000	0.00E+000	-1.82E+007	0.00E+000	Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.97E+6	1.2		
Sez 3_fine concio	SLU fond., Vmax	2a	0.00E+000	0.00E+000	-5.09E+006	0.00E+000	Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.98E+6	0.72		
Sez 4 - Mezzera_fine	SLU fond., Vmin	2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
	SLS carat., Mmax	Rit.Iso	-1.78E+006	0.00E+000	-2.37E+006	0.00E+000		Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
	SLS carat., Mmin	2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmax	3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Uncracked	0E+00	0E+00	-9.23E+3	0E+00	6.61E+1	0E+00
	SLS carat., Vmin	DT.Iso	-2.68E+006	0.00E+000	-2.15E+006	0.00E+000							
	SLS freq., Mmax	3b	0.00E+000	5.40E+005	-2.73E+007	0.00E+000							
	SLS freq., Mmin	Totale	-4.46E+006	5.40E+005	-5.52E+007	0.00E+000							
	SLS freq., Vmax												
	SLS freq., Vmin												
	SLS acciaio, Mma												
	SLS acciaio, Mmir												

Tensioni su sezione lorda Tensioni su sezione efficace

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Eta1	id
σ 8	0.0	-1.2	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	-0.6	0.3	0.0	-8.7	0.0	-9.0	0.45	σ 8
σ 7	0.0	-19.8	-52.2	-19.3	0.0	0.0	0.0	-39.1	-12.8	0.0	-48.4	-280.3	-100.4	0.26	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	-10.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-9.0	0.0	0.0	0.0	-19.1	0.05	σ 6
σ 5	0.0	-1.0	0.0	0.7	0.0	0.0	0.0	-0.3	0.5	0.0	-6.4	0.0	-6.1	0.31	σ 5
σ 4	-19...	-17.2	-47.6	-18.1	0.0	0.0	0.0	-230.9	-12.0	0.0	-38.3	-255.7	-281.2	0.83	σ 4
σ 3	-19...	-16.8	-46.9	-17.9	0.0	0.0	0.0	-227.3	-11.9	0.0	-36.6	-251.6	-275.7	0.82	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-10.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-9.0	0.0	0.0	0.0	-19.1	0.06	σ 2
σ 1	121.4	27.7	32.7	2.9	0.0	0.0	0.0	152.1	1.9	0.0	139.9	175.6	293.9	0.92	σ 1
σ 0	126.4	28.5	34.0	3.3	0.0	0.0	0.0	158.2	2.2	0.0	142.7	182.5	303.1	0.95	σ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = -0.57
 Totale, intradosso = -0.28
 => Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = -8.98
 Totale, intradosso = -6.15
 => Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m)

=> Ver. el. in Fase 3 SODDISFATTA
 eta1= 0.95

PROGETTAZIONE ATI:

Sezioni e combinazioni di progetto		Sollecitazioni				Effetti primari del ritiro e della variazione termica							
Sez 1 - Sp A_fine cor	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T		ε	N	M	γψ		
Sez 2_fine concio	SLU fond., Mmin	1	0.00E+000	0.00E+000	-1.82E+007	0.00E+000	Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.97E+6	0		
Sez 3_fine concio	SLU fond., Vmax	2a	0.00E+000	0.00E+000	-5.09E+006	0.00E+000	Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.98E+6	-0.72		
Sez 4 - Mezzera_fine	SLU fond., Vmin	2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
	SLS carat., Mmax	Rit.Iso	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000		Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
	SLS carat., Mmin	2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmax	3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmin	DT.Iso	2.68E+006	0.00E+000	2.15E+006	0.00E+000							
	SLS freq., Mmax	3b	0.00E+000	5.40E+005	-2.73E+007	0.00E+000							
	SLS freq., Mmin	Totale	2.68E+006	5.40E+005	-4.85E+007	0.00E+000							
	SLS freq., Vmax												
	SLS freq., Vmin												
	SLF acciaio, Mmax												
	SLF acciaio, Mmin												

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.315E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_v \sqrt{K_c}$
173.333	> 62.71

=> **Verifica NECESSARIA**

a/hw = 1.923 lsl = 4.511E+7 mm⁴
eta = 1.2 Ktausl = 4.808
Epsw = 0.814 Ktau = 8.902

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.551E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.551E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0E+00 \text{ N}$$

chiw = 0.435 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw = 1.909 MEd = -4.851E+7 Nm
c = 1609.866 Mf,Rd = -4.406E+7 Nm
taucr = 56.29 N/mm² MEd/MfRd = 1.101

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.12 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 1.1 > 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.12 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Sezioni e combinazioni di progetto		Sollecitazioni				Effetti primari del ritiro e della variazione termica							
Sez 1 - Sp A_fine cor	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T		ε	N	M	γψ		
Sez 2_fine concio	SLU fond., Mmin	1	0.00E+000	0.00E+000	-1.82E+007	0.00E+000	Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.97E+6	0		
Sez 3_fine concio	SLU fond., Vmax	2a	0.00E+000	0.00E+000	-5.09E+006	0.00E+000	Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.98E+6	-0.72		
Sez 4 - Mezzera_fine	SLU fond., Vmin	2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
	SLS carat., Mmax	2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000		Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
	SLS carat., Mmin	3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmax	DT.Iso	2.68E+006	0.00E+000	2.15E+006	0.00E+000	Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmin	3b	0.00E+000	5.40E+005	-2.73E+007	0.00E+000							
	SLS freq., Mmax	Totale	2.68E+006	5.40E+005	-4.85E+007	0.00E+000							
	SLS freq., Mmin												
	SLS freq., Vmax												
	SLS freq., Vmin												
	SLF acciaio, Mmax												
	SLF acciaio, Mmin												

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Anima compressa, depurata per instabilità locale e globale

Depurazione complessiva da applicare alla sezione

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	1.167E+5	1.8E+5	1.8E+5	1.8E+5	2.98E+5	1.209E+5
zG	1275.59	1997.77	1997.77	1997.77	2523.53	1349.94
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	1.839E+11	3.572E+11	3.572E+11	3.572E+11	4.834E+11	2.022E+11
Wy,0	-1.442E+8	-1.788E+8	-1.788E+8	-1.788E+8	-1.916E+8	-1.498E+8
Wy,1	-1.501E+8	-1.834E+8	-1.834E+8	-1.834E+8	-1.954E+8	-1.555E+8
Wy,3	9.71E+7	3.047E+8	3.047E+8	3.047E+8	7.478E+8	1.111E+8
Wy,4	9.558E+7	2.971E+8	2.971E+8	2.971E+8	7.146E+8	1.093E+8
Wy,5	--	2.971E+8	2.971E+8	2.971E+8	7.146E+8	1.093E+8
Wy,6	--	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
Wy,7	--	2.584E+8	2.584E+8	2.584E+8	5.644E+8	9.96E+7
Wy,8	--	2.46E+8	2.46E+8	2.46E+8	5.218E+8	9.628E+7
Sy,1	5.315E+7	8.384E+7	8.384E+7	8.384E+7	1.062E+8	5.631E+7
Sy,2	6.667E+7	1.18E+8	1.18E+8	1.18E+8	1.613E+8	7.152E+7
Sy,3	3.437E+7	1.056E+8	1.056E+8	1.056E+8	1.575E+8	4.17E+7
Sy,4	1.49E+8	8.425E+7	8.425E+7	8.425E+7	1.456E+8	8.674E+6
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300

Caratt. Lorde
 Caratt. Efficaci

PROGETTAZIONE ATI:

Sezioni e combinazioni di progetto		Sollecitazioni				Effetti primari del ritiro e della variazione termica								
Sez 1 - Sp A_fine cor	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T		ε	N	M	γψ			
Sez 2_fine concio	SLU fond., Mmin	1	0.00E+000	0.00E+000	-1.82E+007	0.00E+000								
Sez 3_fine concio	SLU fond., Vmax	2a	0.00E+000	0.00E+000	-5.09E+006	0.00E+000		Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.97E+6	1.2		
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin	2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000		Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.98E+6	0.72		
	SLS carat., Mmax	Rit.Iso	-1.78E+006	0.00E+000	-2.37E+006	0.00E+000		Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
	SLS carat., Mmin	2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000			Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
	SLS carat., Vmax	3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000		Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmin	DT.Iso	-2.68E+006	0.00E+000	-2.15E+006	0.00E+000		Uncracked	0E+00	0E+00	-9.23E+3	0E+00	6.61E+1	0E+00
	SLS freq., Mmax	3b	0.00E+000	5.40E+005	-2.73E+007	0.00E+000								
	SLS freq., Mmin	Totale	-4.46E+006	5.40E+005	-5.52E+007	0.00E+000								
	SLS freq., Vmax													
	SLS freq., Vmin													
	SLF acciaio, Mma													
	SLF acciaio, Mmin													

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Piloni SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

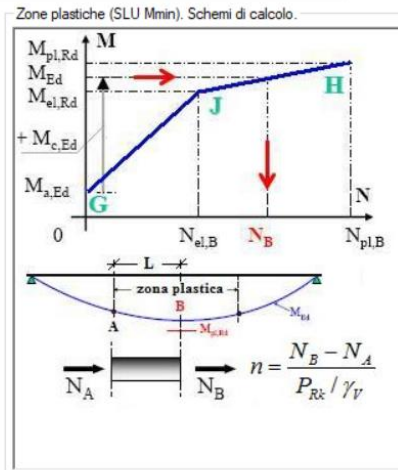
$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$v_{L,Ed} = 163 < 1.1 \cdot n \cdot P_{Rd} = 1204 \text{ N/mm}$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n= 10 N/piloni/m Ecm= 34077 N/mm²
 h= 200 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 35 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	8.458E+7	3.567E+11	0
2b	0E+00	8.458E+7	3.567E+11	0
2c	0E+00	8.458E+7	3.567E+11	0
3a	0E+00	1.456E+8	4.834E+11	0
3b	5.4E+5	1.456E+8	4.834E+11	162.6
Tot				162.6



Sezioni e combinazioni di progetto		Sollecitazioni				Effetti primari del ritiro e della variazione termica								
Sez 1 - Sp A_fine cor	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T		ε	N	M	γψ			
Sez 2_fine concio	SLU fond., Mmin	1	0.00E+000	0.00E+000	-1.35E+007	0.00E+000								
Sez 3_fine concio	SLU fond., Vmax	2a	0.00E+000	0.00E+000	-3.77E+006	0.00E+000		Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.97E+6	1		
Sez 4 - Mezzeria_fine	SLU fond., Vmin	2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000		Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.98E+6	0.5		
	SLS carat., Mmax	Rit.Iso	-1.49E+006	0.00E+000	-1.97E+006	0.00E+000		Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
	SLS carat., Mmin	2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000			Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
	SLS carat., Vmax	3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000		Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmin	DT.Iso	-1.86E+006	0.00E+000	-1.49E+006	0.00E+000		Uncracked	0E+00	0E+00	-9.29E+3	0E+00	2.8E+2	0E+00
	SLS freq., Mmax	3b	0.00E+000	3.00E+005	-1.51E+007	0.00E+000								
	SLS freq., Mmin	Totale	-3.35E+006	3.00E+005	-3.58E+007	0.00E+000								
	SLS freq., Vmax													
	SLS freq., Vmin													
	SLF acciaio, Mma													
	SLF acciaio, Mmin													

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Piloni SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	3120
Sigma.sup	-194.57
Sigma.inf	191.61
Sigma.Ed	194.57
KSig	23.49
Sigcr0E	6.32
Tau.Ed	4.88
SigCr(P)	436
SigCr(C)	293.88
Csi	0.484
SigCr	398.1
KTau	8.9
KTausl	4.81
Web Bre...	0.498
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	670	2450
Sigma.sup	-194.57	-111.64
Sigma.inf	-111.64	191.61
Sigma.Ed	194.57	111.64
Tau.Ed	4.88	4.88
Sigcr0E	137.14	10.26
psi	0.574	-1.716
KSig	5	44.1
Sigcr	692.52	452.5
KTau	5.39	6.01
Taucr	739.14	61.61
Web Bre...	0.281	0.262
Esito	SI	SI

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s = 0.498

PROGETTAZIONE ATI:

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp A_fine cor	SLU fond., Mmax
Sez 2_fine concio	SLU fond., Mmin
Sez 3_fine concio	SLU fond., Vmax
Sez 4 - Mezzera_fine	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SLF acciaio, Mmax
	SLF acciaio, Mmin
	SLF acciaio, Mmin

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	0.00E+000	-1.35E+007	0.00E+000
2a	0.00E+000	0.00E+000	-3.77E+006	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3bMax	0.00E+000	1.50E+005	-4.00E+006	0.00E+000
3bMin	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.97E+6	0
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.98E+6	0

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Ploli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Acciaio strutturale

Detail	g ² D ² SigE	DSigRs/gM	c.s.
Piattabanda superiore	8.64	92.59	0.093
Piattabanda inferiore	32.25	92.59	0.348
Anima	4.98	74.07	0.067
Giunzione piattabanda superiore	8.64	62.33	0.139
Giunzione piattabanda inferiore	32.25	70.86	0.455
Attacco anima-piattabanda superiore	8.26	92.59	0.089
Attacco anima-piattabanda inferiore	31.61	92.59	0.341
Attacco irridigente verticale - anima	31.61	59.26	0.533

γ_{FF} = 1 γ_{Mf} = 1.35
 λ = λ₁ λ₂ λ₃ λ₄ = 2.09 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.544 < 2 (Campata) (Momento)
 2.426 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.793 (Campata) (Taglio)
 Δσ_{Rs} = Δσ_{Rsk} * ks = 112 x 0.854 = 95.7 N/mm² (Giunzione flangia inf.)
 90 x 0.935 = 84.1 N/mm² (Giunzione flangia sup.)

Ploli

$$\gamma_{FF} \Delta \tau_E \leq \frac{\Delta \tau_C}{\gamma_{Mf,s}}$$

$$15.1 < 90 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{FF} \Delta \sigma_E \leq \frac{\Delta \sigma_C}{\gamma_{Mf}}$$

$$8.6 < 59.3 \text{ N/mm}^2 (*)$$

$$\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_E}{\Delta \sigma_C / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_E}{\Delta \tau_C / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$$

$$0.15 + 0.17 = 0.31 < 1.3 (*)$$

VERIFICA SODDISFATTA (*) Verifiche non significative (Flangia compressa)

Δσ_C = 80 N/mm² Δσ_E = λ Δσ_p = 8.64 N/mm² Δσ_p = 5.6 N/mm²
 Δτ_C = 90 N/mm² Δτ_E = λ_v Δτ_p = 15.13 N/mm² Δτ_p = 11.88 N/mm²
 λ = λ₁ λ₂ λ₃ λ₄ = 2.09 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.544 < 2 (Campata)
 λ_v = λ_{v1} λ_{v2} λ_{v3} λ_{v4} = 1.55 x 0.753 x 1 x 1.09 = 1.273
 Ploli: γ_{FF} = 1 γ_{Mfs} = 1
 Carpenteria: γ_{FF} = 1 γ_{Mf} = 1.35

Sezioni e combinazioni di progetto

Sez 1 - Sp A_fine cor	SLU fond., Mmax
Sez 2_fine concio	SLU fond., Mmin
Sez 3_fine concio	SLU fond., Vmax
Sez 4 - Mezzera_fine	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SLF acciaio, Mmax
	SLF acciaio, Mmin
	SLF acciaio, Mmin

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	0.00E+000	-1.82E+007	0.00E+000
2a	0.00E+000	0.00E+000	-5.09E+006	0.00E+000
2b	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
Rit.Iso	-1.78E+006	0.00E+000	-2.37E+006	0.00E+000
2c	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
3a	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000	0.00E+000
DT.Iso	-2.68E+006	0.00E+000	-2.15E+006	0.00E+000
3b	0.00E+000	5.40E+005	-2.73E+007	0.00E+000
Totale	-4.46E+006	5.40E+005	-5.52E+007	0.00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-1.2E-4	-1.49E+6	-1.97E+6	1.2
Var. termica	-1E-4	-3.72E+6	-2.98E+6	0.72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	-9.23E+3	0E+00	6.61E+1	0E+00

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari Stiffeners a T ed a L

$$\frac{I_T}{I_P} \geq 5.3 \frac{f_y}{E}$$

$$\sigma_{cr} \geq 6 f_y$$

	Stiffeners Longitudinali (Anima SX)	Stiffeners verticali
Check	0.898	0.898
Type	Long (R)	Vert. (R)
ocr	--	--
6fy	--	--
ICr	--	--
Iw	--	--
IT	5.333E+5	5.333E+5
IP	5.347E+7	5.347E+7
IT/IP	0.01	0.01
5.3f...	0.009	0.009

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_{TW}^3 / a^2 \quad a / h_{TW} < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_{TW}^3 / a^2 \quad a / h_{TW} \geq \sqrt{2}$$

Ist = 4.559E+7 mm⁴ > Ist min = 1.365E+7 mm⁴
VERIFICA SODDISFATTA
 a = 6000 mm hw = 3120 mm a/hw = 1.923
 tw = 18 mm bw = 459.4 mm
 Ast = 12268.4 mm² e1 = 35.5 mm²

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima Spostamento massimo

$$\sigma_{max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$w \leq \frac{h_w}{300}$$

omax = 2.2 < 322.7 N/mm² w = 0.3 < 10.4 mm
VERIFICA SODDISFATTA
 ΣNst.Ed = Nst.Ed + ΔNst.Ed = 0E+00 + 2.628E+5 = 2.628E+5 N
 Nst.Ed = Nst.ten + Nst.ex = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 N
 σ_m = 0.266 N/mm² ocr(C)/ocr(P) = 0.672 > 0.672
 ocr(P) = 465.49 N/mm² ocr(C) = 313 N/mm²
 NEd = 3.71E+6 N λw = 1.909 Ncr.st = 9.706E+6 N
 e1 = 35.5 mm emax = 173.5 mm w0 = 10.4 mm
 δm = 0
 (Ivstmin = 2.704E+6 mm⁴ u = 1.19)

PROGETTAZIONE ATI:

Main properties

Main data

Steel section height	3200 mm
Top flange	600x30 mm
Bottom flange	850x50 mm
Web	18x3120 mm, Skew: 0
Slab	4250x250 mm
Haunch	0x0 mm (not considered in the geometric properties calculation)
Top reinforcing bars	diameter 16 mm, bar spacing 200 mm, dist. top slab face-bar centre 70 mm
Bottom reinforcing bars	diameter 0 mm, bar spacing 0 mm, dist. bottom slab face-bar centre 0 mm
Studs	diameter 22 mm, height 200 mm, number 10/m

Vertical stiffeners

Distance	6000 mm
Type	R Single sided
Plate 1	200x20 mm
Plate 2	---

Longitudinal web stiffeners

Distance beam extrados-stiffener 1	700 mm
Distance beam extrados-stiffener 2	0 mm
Plates dimension - Left	horizontal 200x20 mm, vertical 0x0 mm
Plates dimension - Right	horizontal 0x0 mm, vertical 0x0 mm

Geometric properties of gross cross section

	Phase 1	Phase 2a	Phase 2b	Phase 2c	Phase 3	Cracked
A (mm ²)	1.167E+	1.8E+	1.8E+	1.8E+	2.98E+	1.209E+
z _G (mm)	1275.58	1997.76	1997.76	1997.76	2523.53	1349.93
J _y (mm ⁴)	1.839E+1	3.572E+1	3.572E+1	3.572E+1	4.834E+1	2.022E+1
W _{y,0} (mm ³)	-1.442E+	-1.788E+	-1.788E+	-1.788E+	-1.916E+	-1.498E+
W _{y,1} (mm ³)	-1.501E+	-1.834E+	-1.834E+	-1.834E+	-1.954E+	-1.555E+
W _{y,3} (mm ³)	9.71E+	3.047E+	3.047E+	3.047E+	7.478E+	1.111E+
W _{y,4} (mm ³)	9.558E+	2.971E+	2.971E+	2.971E+	7.146E+	1.093E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	2.971E+	2.971E+	2.971E+	7.146E+	1.093E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	2.584E+	2.584E+	2.584E+	5.644E+	9.96E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	2.46E+	2.46E+	2.46E+	5.218E+	9.628E+
S _{y,1} (mm ³)	5.315E+	8.384E+	8.384E+	8.384E+	1.062E+	5.631E+
S _{y,2} (mm ³)	6.667E+	1.18E+	1.18E+	1.18E+	1.613E+	7.152E+
S _{y,3} (mm ³)	3.437E+	1.056E+	1.056E+	1.056E+	1.575E+	4.17E+
S _{y,4} (mm ³)	1.49E-	8.425E+	8.425E+	8.425E+	1.456E+	8.674E+
n _E	1E+30	1	1	1	1	1E+30

First classification

The first classification refers to the composite section in Phase 3

Plastic characteristics of the single components

Components	N _{pl} (N)	z _N (mm)	z _{max} (mm)	z _{min} (mm)
Concrete layer above top reinforcing bars	5.858E+	3415.2	345	3380.
Concrete layer between top and bottom reinforcing bars	1.513E+	3289.7	3379.	320
Concrete layer below top reinforcing bars	0E+0	320	320	320
Top reinforcing bars	1.672E+	338	3380.	3379.
Bottom reinforcing bars	0E+0	320	320	320
Concrete haunch slab	0E+0	320	320	320
Top flange of steel beam	6.086E+	318	320	317
Web of steel beam	1.899E+	161	317	5
Bottom flange of steel beam	1.356E+	2	5	
Ultimate compression force for the full section	-6.129E+			
Ultimate tension force for the full section	4.03E+			
Ultimate compression force for the web less section	-4.231E+			
Ultimate tensile force for the web less section	2.132E+			

Flanges classification

PROGETTAZIONE ATI:

	c/t	ε	Hogging bending moment (M+)	Sagging bending moment (M-)
Top flange	9.7	0.814	1	0
Bottom flange	8.32	0.838	2	1

Web classification

	c/t	ε	α	ψ	class
Hogging bending moment (M+)	173.333	0.814	0.347	-1.4	4
Sagging bending moment (M-)	173.333	0.814	0.1	-0.261	1
Compression (N)	173.333	0.814	1	1	4

Interaction diagrams

Full composite section		
N (kN)	M (kNm)	z_{pl} (mm)
0E+00	4.746E+4	1133.32
-6.129E+3	5.444E+4	1636.89
-1.226E+4	5.833E+4	2140.47
-1.839E+4	5.914E+4	2644.05
-2.452E+4	5.685E+4	3147.63
-3.065E+4	5.285E+4	3184.44
-3.678E+4	4.876E+4	3199.54
-4.29E+4	4.44E+4	3270.52
-4.903E+4	3.96E+4	3343.23
-5.516E+4	3.441E+4	3380.42
-6.129E+4	2.895E+4	3450
0E+00	-7.536E+4	2857.7
-6.129E+3	-7.587E+4	2354.12
-1.226E+4	-7.329E+4	1850.54
-1.839E+4	-6.762E+4	1346.96
-2.452E+4	-5.886E+4	843.38
-3.065E+4	-4.702E+4	339.8
-3.678E+4	-3.237E+4	45.2
-4.29E+4	-1.714E+4	33.9
-4.903E+4	-1.846E+3	22.6
-5.516E+4	1.352E+4	11.3
-6.129E+4	2.895E+4	0
0E+00	4.746E+4	1133.32
4.03E+3	4.119E+4	802.17
8.061E+3	3.359E+4	471.03
1.209E+4	2.465E+4	139.89
1.612E+4	1.472E+4	44.59
2.015E+4	4.713E+3	37.16
2.418E+4	-5.323E+3	29.72
2.821E+4	-1.539E+4	22.29
3.224E+4	-2.549E+4	14.86
3.627E+4	-3.561E+4	7.43
4.03E+4	-4.577E+4	0
0E+00	-7.536E+4	2857.7
4.03E+3	-7.335E+4	3170.57
8.061E+3	-7.072E+4	3180.5
1.209E+4	-6.805E+4	3190.43
1.612E+4	-6.535E+4	3201.77
2.015E+4	-6.252E+4	3249.59
2.418E+4	-5.949E+4	3297.4
2.821E+4	-5.628E+4	3345.22
3.224E+4	-5.288E+4	3379.84
3.627E+4	-4.94E+4	3402.18
4.03E+4	-4.577E+4	3450

Web less composite section		
N (kN)	M (kNm)	z_{pl} (mm)
0E+00	2.495E+4	39.3
-4.231E+3	3.545E+4	47.1
-8.461E+3	3.761E+4	3176.55
-1.269E+4	3.482E+4	3186.98
-1.692E+4	3.2E+4	3197.41
-2.115E+4	2.907E+4	3237.72
-2.538E+4	2.595E+4	3287.91
-2.961E+4	2.261E+4	3338.1
-3.384E+4	1.906E+4	3379.72
-3.807E+4	1.542E+4	3399.81
-4.231E+4	1.16E+4	3450
0E+00	-4.601E+4	3235.77
-4.231E+3	-4.892E+4	3197
-8.461E+3	-5.175E+4	3186.58
-1.269E+4	-5.453E+4	3176.15
-1.692E+4	-5.186E+4	46.8
-2.115E+4	-4.136E+4	39
-2.538E+4	-3.083E+4	31.2
-2.961E+4	-2.027E+4	23.4
-3.384E+4	-9.681E+3	15.6
-3.807E+4	9.455E+2	7.8
-4.231E+4	1.16E+4	0
0E+00	2.495E+4	39.3
2.132E+3	1.965E+4	35.37
4.263E+3	1.435E+4	31.44
6.395E+3	9.029E+3	27.51
8.527E+3	3.704E+3	23.58
1.066E+4	-1.629E+3	19.65
1.279E+4	-6.971E+3	15.72
1.492E+4	-1.232E+4	11.79
1.705E+4	-1.768E+4	7.86
1.919E+4	-2.305E+4	3.93
2.132E+4	-2.842E+4	0
0E+00	-4.601E+4	3235.77
2.132E+3	-4.446E+4	3261.06
4.263E+3	-4.286E+4	3286.35
6.395E+3	-4.121E+4	3311.64
8.527E+3	-3.95E+4	3336.93
1.066E+4	-3.774E+4	3362.21
1.279E+4	-3.593E+4	3379.7
1.492E+4	-3.411E+4	3380.34
1.705E+4	-3.226E+4	3399.42
1.919E+4	-3.037E+4	3424.71
2.132E+4	-2.842E+4	3450

U.L.S. composite section verification (Mmax comb.)

Forces and moments (Mmax comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	0E+0	-1.82E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	-5.09E+	0E+0

PROGETTAZIONE ATI:

2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	-1.78E+		-2.37E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	-2.68E+		-2.15E+	
3	0E+0	5.4E+	-2.73E+	0E+0
Tot	-4.46E+	5.4E+	-5.52E+	0E+0

Bending resistance - Plastic analysis

Section classification (Mmax comb.)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Class
Web	173.3	2491.0	0.2	-1.0	
Top flange	9.				
Bottom flange	8.3				
Section clas					
Plastic analysis: NOT APPLICABLE					

Plastic section verification (Mmax comb.)

Axial force		Bending moment		N/M interaction	
N _{Ed} (N)	-4.462E+6	M _{Ed} (Nm)	-5.517E+7	N _{Ed} (N)	-4.462E+6
N _{Rd} (N)	-6.129E+7	M _{Rd} (Nm)	-7.536E+7	M _{Ed} (Nm)	-5.517E+7
				M _{Rd} (Nm)	-7.604E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.073	M _{Ed} /M _{Rd}	0.732	M _{Ed} /M _{Rd}	0.726
NOT RELEVANT CHECK					

Axial force and bending moment stresses of gross cross section

Stresses of gross cross section (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncrack d	Ph. 2a Cracke d	Ph. 2b Uncrack d	Ph. 2b Cracke d	Ph. 2c Uncrack d	Ph. 2c Cracke d	Ph. 2 to	Ph. 3a Uncrack d	Ph. 3a Cracke d	Ph. 3b Uncrack d	Ph. 3b Cracke d	Ph. 3 to	η ₁
σ ₈		-1.		0.				-0.	0.		-8.		-	0.45
σ ₇		-19.	-51.	-19.				-38.	-12.		-48.	-274.	-10	0.25
σ ₆				-9.				-9.	-				-18.	0.04
σ ₅				0.				-0.	0.		-6.		-6.	0.30
σ ₄	-190.	-17.	-46.	-17.				-225.	-1		-38.	-250.	-275.	0.81
σ ₃	-187.	-16.	-45.	-17.				-222.	-11.		-36.	-246.	-270.	0.
σ ₂				-9.				-9.	-				-18.	0.05
σ ₁	121.	27.	32.					152.			139.	175.	294.	0.92
σ ₀	126.	28.	3	3.				158.	2.		142.	182.	303.	0.9

Maximum utilization ratio:0.95 NOT RELEVANT CHECK

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.56 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.27 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -8.95 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -6.12 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

Axial force and bending moment - effective cross section calculation

Effective area for shear lag and/or buckling of flanges(Mmax comb.)

Component	b (mm)	t (mm)	λ _p	ρ	A _{c,eff} (mm ²)	β ^k	A _{c,eff} *β ^k (mm ²)
Top left flange	30	3	-	-	-	-	900
Top right flange	30	3	-	-	-	-	900
Bottom left flange	42	5	-	-	-	-	2125
Bottom right flange	42	5	-	-	-	-	2125

Local buckling of web panels (Mmax comb.)

	Web	Sub panel 1	Sub panel 2
b (mm)	312	67	245
σ _{cr0E} (N/mm ²)	6.3	137.1	10.2
σ _{top} (N/mm ²)	-270.5	-270.5	-149.2

PROGETTAZIONE ATI:

σ_{bot} (N/mm ²)	294.0	-149.2	294.0
ν	-1.0	0.5	-1.9
K_{σ}	26.0	5.1	52.7
λ_p	1.4	0.7	0.8
b_c (mm)	1494.8	67	824.8
$b_{c,top}$ (mm)	597.9	301.2	329.9
$b_{c,top}$ (mm)	896.9	368.7	494.9
ρ_{loc}	0.6		
b_{ceff} (mm)	945.3	67	824.8
$b_{ceff,top}$ (mm)	378.1	301.2	329.9
$b_{ceff,top}$ (mm)	567.	368.7	494.9
ϕ_{Hole} (mm)	549.5		

Compressed web features, without ribs (Mmax comb.)

	A (mm ²)	z_G (mm)	J_y (mm ⁴)
$A_{c,Top\ Edge}$	5.422E+	3019.	4.101E+
$A_{c,1}$	1.258E+	2519.	5.117E+
$A_{c,2}$	0E+0		0E+0
$A_{c,Bottom\ Edge}$	8.909E+	1922.	1.819E+
$A_{c,tot}$	2.691E+	2422.	5.011E+
A_c	1.658E+		

Compressed web features, reduced for local buckling (Mmax comb.)

	A (mm ²)	z_G (mm)	J_y (mm ⁴)
$A_{c,eff,Top\ Edge}$	5.422E+	3019.	4.101E+
$A_{c,eff,1}$	1.258E+	2519.	5.117E+
$A_{c,eff,2}$	0E+0		0E+0
$A_{c,eff,Bottom\ Edge}$	8.909E+	1922.	1.819E+
$A_{c,eff,tot}$	2.691E+	2422.	5.011E+
$A_{c,eff,loc}$	1.658E+		

Web critical buckling stress (Mmax comb.)

<i>Stiffener 1</i>	
A_{sl} (mm ²)	1.658E+
e_{sl} (mm)	-26.
I_{sl} (mm ⁴)	4.973E+
$A_{sl,eff}$ (mm ²)	1.658E+
$e_{sl,eff}$ (mm)	-26.
$I_{sl,eff}$ (mm ⁴)	4.973E+
$\sigma_{cr,sl,i}$ (p)	256.8
$\sigma_{cr,p,i}$ (p)	465.4
$\sigma_{cr,sl}$ (C)	172.7
$\sigma_{cr,c}$ (C)	31
α_e	0.62

Partial factor for global buckling (Mmax comb.)

	<i>Plate</i>		<i>Column</i>
$\sigma_{cr,p}$ (p)	465.4	$\sigma_{cr,c}$ (C)	
β_{ac} (p)		β_{ac} (C)	1.06
λ_p	0.87	λ_c	0.85
ρ_p		ρ_c	

Web reduced for local and global buckling (Mmax comb.)

	A (mm ²)	z_G (mm)	J_y (mm ⁴)
Top Edge	5.422E+	3019.	4.101E+
1	1.081E+	2519.	4.398E+
2	0E+0		0E+0
Bottom Edge	8.909E+	1922.	1.819E+
Total	2.514E+	2415.	4.921E+

Total reduction to apply to the section (Mmax comb.)

	ΔA (mm ²)	z_G (mm)	ΔJ_y (mm ⁴)
Web	-1.767E+	2519.	-7.19E+
Top flange	0E+0		0E+0

PROGETTAZIONE ATI:

Bottom flange	0E+0	0E+0
---------------	------	------

Geometric features of effective cross section (Mmax comb.)

	Phase 1	Phase 2a	Phase 2b	Phase 2c	Phase 3	Cracked
A (mm ²)	1.149E+	1.782E+	1.782E+	1.782E+	2.962E+	1.192E+
Z _G (mm)	1256.45	1992.59	1992.59	1992.59	2523.55	1332.59
Δ z _{Geff} (mm)	19.1	5.1	5.1	5.1	-0.0	17.3
J _{v,eff} (mm ⁴)	1.811E+1	3.567E+1	3.567E+1	3.567E+1	4.834E+1	1.997E+1
W _{v,0eff} (mm ³)	-1.441E+	-1.79E+	-1.79E+	-1.79E+	-1.915E+	-1.498E+
W _{v,1eff} (mm ³)	-1.501E+	-1.836E+	-1.836E+	-1.836E+	-1.954E+	-1.557E+
W _{v,3eff} (mm ³)	9.464E+	3.029E+	3.029E+	3.029E+	7.477E+	1.087E+
W _{v,4eff} (mm ³)	9.318E+	2.954E+	2.954E+	2.954E+	7.146E+	1.069E+
W _{v,5eff} (mm ³)	1E+30	2.954E+	2.954E+	2.954E+	7.146E+	1.069E+
W _{v,6eff} (mm ³)	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30	1E+30
W _{v,7eff} (mm ³)	1E+30	2.571E+	2.571E+	2.571E+	5.644E+	9.752E+
W _{v,8eff} (mm ³)	1E+30	2.447E+	2.447E+	2.447E+	5.217E+	9.43E+
S _{v,1eff} (mm ³)	5.234E+	8.362E+	8.362E+	8.362E+	1.062E+	5.557E+
S _{v,2eff} (mm ³)	6.544E+	1.176E+	1.176E+	1.176E+	1.613E+	7.038E+
S _{v,3eff} (mm ³)	3.471E+	1.06E+	1.06E+	1.06E+	1.575E+	4.209E+
S _{v,4eff} (mm ³)	2.198E-29	8.458E+	8.458E+	8.458E+	1.456E+	8.748E+

The effective geometric characteristics have been calculated in 0 iterations, with the following percentage variations of the factor ψ

$(\psi_1 - \psi_0)/\psi_0 * 100$	1.935
$(\psi_2 - \psi_1)/\psi_1 * 100$	
$(\psi_3 - \psi_2)/\psi_2 * 100$	
$(\psi_4 - \psi_3)/\psi_3 * 100$	
$(\psi_5 - \psi_4)/\psi_4 * 100$	

Additional bending moment for neutral axis shift(Mmax comb.)

	Phase 1	Phase 2a	Phase 2b	Phase 2c	Phase 3a	Phase 3b
ΔM _{Cracked} (kNm)	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
ΔM _{Uncracked} (kNm)	0E+0	0E+0	-9.234E+	0E+0	6.607E+	0E+0

Stresses of effective cross section (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncracked d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncracked d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncracked d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 to d	Ph. 3a Uncracked d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncracked d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 to d	η ₁
σ ₈		-1.		0.				-0.	0.		-8.		-	0.45
σ ₇		-19.	-52.	-19.				-39.	-12.		-48.	-280.	-100.	0.25
σ ₆				-1				-1					-19.	0.04
σ ₅				0.				-0.	0.		-6.		-6.	0.3
σ ₄	-195.	-17.	-47.	-18.				-230.	-1		-38.	-255.	-281.	0.83
σ ₃	-192.	-16.	-46.	-17.				-227.	-11.		-36.	-251.	-275.	0.81
σ ₂				-1				-1					-19.	0.05
σ ₁	121.	27.	32.	2.				152.	1.		139.	175.	293.	0.92
σ ₀	126.	28.	3	3.				158.	2.		142.	182.	303.	0.9

Maximum utilization ratio:0.95 CHECK PASSED

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.57 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.28 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -8.98 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -6.15 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

Resistance to shear

Evaluation of necessity to Shear buckling check

$$h_w/t_w = 173.333 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 62.71 \quad \text{Shear Buckling check: REQUIRED}$$

Shear Buckling resistance: **V_{b,Rd} = 4.551E+6 N**

With:

$$a/h_w = 1.923, \quad \eta = 1.2, \quad I_{sl} = 4.511E+7(\text{mm}^4), \quad K_{\tau sl} = 4.808, \quad K_\tau = 8.902$$

PROGETTAZIONE ATI:

web contribution: $V_{bw,Rd}=4.551E+6$ N, flanges contribution: $V_{bf,Rd}=0E+00$ N
 $\chi_w=0.435$, $\lambda_w=1.909$, $\tau_{cr}=56.3$, $C=1609.9$
 $M_{Ed}=M_{Ed,eq}=-5.805E+7$ Nm, $M_{f,Rd}=-4.908E+7$ Nm, $M_{Ed}/M_{f,Rd}=1.183$

Plastic resistance: $V_{pl,Rd}=1.315E+7$ N

Shear resistance: $V_{Rd}=\min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd})=4.551E+6$ N

Utilization ratios:

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.119, \quad (=> \text{CHECK VERIFIED})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.119, \quad \eta_1 = \max(\eta_i) = 0.95$$

Interaction between shear force, bending moment and axial force

Evaluation of the interaction

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1$$

INTERACTION NOT TO BE CHECKED

U.L.S. composite section verification (Mmin comb.)

Forces and moments (Mmin comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	0E+0	-1.82E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	-5.09E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	2.68E+		2.15E+	
3	0E+0	5.4E+	-2.73E+	0E+0
Tot	2.68E+	5.4E+	-4.85E+	0E+0

Bending resistance - Plastic analysis

Section classification (Mmin comb.)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Class
Web	173.3	3077.6	0.0	-1.2	
Top flange	9.				
Bottom flange	8.3				
Section clas					

Plastic analysis: APPLICABLE

Plastic section verification (Mmin comb.)

Axial force		Bending moment			N/M interaction	
N _{Ed} (N)	2.678E+6	M _{Ed} (Nm)	-4.851E+7	N _{Ed} (N)	2.678E+6	
N _{Rd} (N)	4.03E+7	M _{Rd} (Nm)	-7.536E+7	M _{Ed} (Nm)	-4.851E+7	
				M _{Rd} (Nm)	-7.417E+7	
N _{Ed} /N _{Rd}	0.066	M _{Ed} /M _{Rd}	0.644	M _{Ed} /M _{Rd}	0.654	

CHECK PASSED

Axial force and bending moment stresses of gross cross section

Stresses of gross cross section (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncrack d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncrack d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncrack d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 to	Ph. 3a Uncrack d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncrack d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 to	η ₁
σ ₈		-1.						-1.	-0.		-8.		-10.	0.51
σ ₇		-19.	-51.					-19.	12.		-48.	-274.	-55.	0.14
σ ₆														0.02
σ ₅									-0.		-6.		-7.	0.39
σ ₄	-190.	-17.	-46.					-207.	1		-38.	-250.	-234.	0.69
σ ₃	-187.	-16.	-45.					-204.	11.		-36.	-246.	-229.	0.67
σ ₂														0.02
σ ₁	121.	27.	32.					149.			139.	175.	287.	0.
σ ₀	126.	28.	3					154.	-2.		142.	182.	295.	0.92

PROGETTAZIONE ATI:

Maximum utilization ratio: 0.926 NOT RELEVANT CHECK

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -1.15 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.95 N/mm²
 The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -10.22 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -7.85 N/mm²
 The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

Resistance to shear

Evaluation of necessity to Shear buckling check

$$h_w/t_w = 173.333 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 62.71 \quad \text{Shear Buckling check: REQUIRED}$$

Shear Buckling resistance: $V_{b,Rd} = 4.551E+6 \text{ N}$

With:

$$a/h_w = 1.923, \quad \eta = 1.2, \quad I_{sj} = 4.511E+7 (\text{mm}^4), \quad K_{\tau sl} = 4.808, \quad K_\tau = 8.902$$

$$\text{web contribution: } V_{bw,Rd} = 4.551E+6 \text{ N, flanges contribution: } V_{bf,Rd} = 0E+00 \text{ N}$$

$$\chi_w = 0.435, \quad \lambda_w = 1.909, \quad \tau_{cr} = 56.3, \quad C = 1609.9$$

$$M_{Ed} = -4.851E+7 \text{ Nm, } M_{f,Rd} = -4.406E+7 \text{ Nm, } M_{Ed}/M_{f,Rd} = 1.101$$

Plastic resistance: $V_{pl,Rd} = 1.315E+7 \text{ N}$

Shear resistance: $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 4.551E+6 \text{ N}$

Utilization ratios:

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.119, \quad (\Rightarrow \text{CHECK VERIFIED})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.119, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.654$$

Interaction between shear force, bending moment and axial force

Evaluation of the interaction

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1$$

INTERACTION NOT TO BE CHECKED

SLS stresses verification (Mmax comb.)

Forces and moments (Mmax comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	0E+0	-1.35E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	-3.77E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	-1.49E+		-1.97E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	-2.23E+		-1.79E+	
3	0E+0	4E+	-2.02E+	0E+0
Tot	-3.72E+	4E+	-4.13E+	0E+0

Stresses of gross cross section (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncrack d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncrack d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncrack d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 to	Ph. 3a Uncrack d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncrack d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 to	σ_{id}	η_1
σ_8		-0.		0.				-0.	0.		-6.		-6.	6.	0.31
σ_7		-14.	-37.	-15.				-30.	-10.		-35.	-203.	-7.	7.	0.21
σ_6				-8.				-8.	-7.				-15.	15.	0.04
σ_5		-0.		0.				-0.	0.		-4.		-4.	4.	0.2
σ_4	-141.	-12.	-34.	-14.				-168.	-1.		-28.	-185.	-207.	207.	0.58
σ_3	-13.	-12.	-3.	-14.				-166.	-9.		-27.	-182.	-203.	203.	0.57
σ_2				-8.				-8.	-7.				-15.	20.	0.05
σ_1	89.	20.	24.	2.				11.	1.		103.	130.	218.	218.	0.65
σ_0	93.	21.	25.	2.				117.	1.		105.	135.	22.	22.	0.67
τ_4											0.		0.		
τ_3											7.	4.	7.		

PROGETTAZIONE ATI:

τ_2											7.	7.	7.		
τ_1											4.	6.	4.		
τ_0															

Maximum utilization ratio:0.672 CHECK PASSED

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.36 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.13 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -6.54 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -4.42 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

SLS stresses verification (Mmin comb.)

Forces and moments (Mmin comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	0E+0	-1.35E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	-3.77E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.ls	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.ls	2.23E+		1.79E+	
3	0E+0	4E+	-2.02E+	0E+0
Total	2.23E+	4E+	-3.57E+	0E+0

Stresses of gross cross section (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncrack d	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncrack d	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncrack d	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 to	Ph. 3a Uncrack d	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncrack d	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 to	σ_{id}	η_1
σ_8		-0.						-0.	-0.		-6.		-7.	7.	0.36
σ_7		-14.	-37.					-14.	10.		-35.	-203.	-39.	39.	0.11
σ_6									7.				7.	7.	0.02
σ_5		-0.						-0.	-0.		-4.		-5.	5.	0.27
σ_4	-141.	-12.	-34.					-153.	1		-28.	-185.	-172.	172.	0.48
σ_3	-13	-12.	-3					-151.	9.		-27.	-182.	-168.	169.	0.47
σ_2									7.				7.	14.	0.04
σ_1	89.	20.	24.					110.	-1.		103.	130.	212.	212.	0.63
σ_0	93.	21.	25.					114.	-1.		105.	135.	218.	218.	0.65
τ_4											0.		0.		
τ_3											7.	4.	7.		
τ_2											7.	7.	7.		
τ_1											4.	6.	4.		
τ_0															

Maximum utilization ratio:0.652 CHECK PASSED

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.85 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.71 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -7.6 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -5.86 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

SLS web breathing verification (Mmax comb.)

Forces and moments (Mmax comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	0E+0	-1.35E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	-3.77E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.ls	-1.49E+		-1.97E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0

PROGETTAZIONE ATI:

Therm.Is	-1.86E+		-1.49E+	
3	0E+0	3E+	-1.51E+	0E+0
Tot	-3.35E+	3E+	-3.58E+	0E+0

Stresses of effective cross section (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncracked	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncracked	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncracked	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 tot	Ph. 3a Uncracked	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncracked	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 tot
σ_8		-0.		0.				-0.	0.		-4.		-
σ_7		-14.	-38.	-16.				-30.	-8.		-26.	-155.	-66.
σ_6				-8.				-8.	-6.				-14.
σ_5		-0.		0.				-0.	0.		-3.		-3.
σ_4	-145.	-12.	-35.	-15.				-173.	-8.		-21.	-141.	-203.
σ_3	-143.	-12.	-34.	-14.				-170.	-8.		-20.	-139.	-199.
σ_2				-8.				-8.	-6.				-14.
σ_1	89.	20.	24.	2.				112.	1.		77.	96.	191.
σ_0	93.	21.	25.	2.				117.	1.		78.	100.	197.

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.37 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.15 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -4.97 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -3.31 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

Web assessment (Mmax comb.)

	Web
b (mm)	312
σ_{sup} (N/mm ²)	-194.5
σ_{inf} (N/mm ²)	191.6
σ_{Ed} (N/mm ²)	194.5
K	23.4
σ_{cr0E} (N/mm ²)	6.3
τ_{Ed} (N/mm ²)	4.8
σ_{cr} (P) (N/mm ²)	43
σ_{cr} (C) (N/mm ²)	293.8
	0.48
σ_{cr} (N/mm ²)	398.
K	8.
K _T	4.8
Utilization ratio	0.49
Result	CHECK VERIFIE

Subpanels assessment (Mmax comb.)

	Sub panel 1	Sub panel 2
b (mm)	67	245
σ_{sup} (N/mm ²)	-194.5	-111.6
σ_{inf} (N/mm ²)	-111.6	191.6
σ_{Ed} (N/mm ²)	194.5	111.6
τ_{Ed} (N/mm ²)	4.8	4.8
σ_{cr0E} (N/mm ²)	137.1	10.2
	0.57	-1.71
K		44.
σ_{cr} (N/mm ²)	692.5	452.
K	5.3	6.0
τ	739.1	61.6
Utilization ratio	0.28	0.26
Result	VERIFIC SODDISFATT	VERIFIC SODDISFATT

SLS web breathing verification (Mmin comb.)

Forces and moments (Mmin comb.)

PROGETTAZIONE ATI:

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	0E+0	-1.35E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	-3.77E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.ls	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.ls	1.86E+		1.49E+	
3	0E+0	3E+	-1.51E+	0E+0
Totale	1.86E+	3E+	-3.09E+	0E+0

Stresses of effective cross section (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a Uncracked	Ph. 2a Cracked	Ph. 2b Uncracked	Ph. 2b Cracked	Ph. 2c Uncracked	Ph. 2c Cracked	Ph. 2 tot	Ph. 3a Uncracked	Ph. 3a Cracked	Ph. 3b Uncracked	Ph. 3b Cracked	Ph. 3 tot
σ_8		-0.						-0.	-0.		-4.		-5.
σ_7		-14.	-38.					-14.	8.		-26.	-154.	-32.
σ_6									6.				6.
σ_5		-0.						-0.	-0.		-3.		-4.
σ_4	-144.	-12.	-35.					-157.	8.		-21.	-14.	-170.
σ_3	-142.	-12.	-34.					-15.	8.		-20.	-138.	-166.
σ_2									6.				6.
σ_1	89.	20.	24.					110.	-1.		77.	96.	186.
σ_0	93.	21.	25.					114.	-1.		78.	100.	19.

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.86 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 2 = -0.71 N/mm²
The section at the end of phase 2 is considered: Uncracked (m.)
- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -5.9 N/mm²
- 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 = -4.59 N/mm²
The section at the end of phase 3 is considered: Uncracked (m.)

Web assessment (Mmin comb.)

	Web
b (mm)	312
σ_{sup} (N/mm ²)	-163.3
σ_{inf} (N/mm ²)	186.3
σ_{Ed} (N/mm ²)	163.3
K	27.
σ_{crOE} (N/mm ²)	6.3
τ_{Ed} (N/mm ²)	4.8
$\sigma_{cr}(P)$ (N/mm ²)	481.6
$\sigma_{cr}(C)$ (N/mm ²)	323.4
	0.48
σ_{cr} (N/mm ²)	440.3
K	8.
K _s	4.8
Utilization ratio	0.38
Result	CHECK VERIFIE

Subpanels assessment (Mmin comb.)

	Sub panel 1	Sub panel 2
b (mm)	67	245
σ_{sup} (N/mm ²)	-163.3	-88.2
σ_{inf} (N/mm ²)	-88.2	186.3
σ_{Ed} (N/mm ²)	163.3	88.2
τ_{Ed} (N/mm ²)	4.8	4.8
σ_{crOE} (N/mm ²)	137.1	10.2
	0.5	-2.11
K	5.	57.
σ_{cr} (N/mm ²)	707.	593.
K	5.3	6.0

PROGETTAZIONE ATI:

τ	739.1	61.6
Utilization ratio	0.23	0.17
Result	VERIFICATO SODDISFATTO	VERIFICATO SODDISFATTO

Shear connectors assessment

Main data

Number of studs for unit length, n (m^{-1})	10
Stud diameter, d (mm)	22
Stud height, h (mm)	200
Ultimate resistance of studs α	1
Partial safety factor, γ_v	1.25
Ultimate resistance of studs f_u (N/mm^2)	450
Coefficient E_{cm} (N/mm^2)	34077
Characteristic cylinder compressive strength, f_{ck} (N/mm^2)	35

Resistance of headed stud connectors

Shank shear resistance, $P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 \gamma_v$, (N)	109478.22
Concrete crushing resistance, $P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} / \gamma_v$, (N)	122630.64
Design stud resistance $P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd1}, P_{Rd2})$, (N)	109478.22

Elastic assessment at ULS

Utilization ratio (Mmax comb.)

Design stud resistance for unit length, $v_{Rd} = n P_{Rd} \kappa_s$ (N/mm)	1204.3
Amplification factor, κ_s	1.10
Shear force per unit length at steel-concrete interface v_{Ed} (N/mm)	162.6
Utilization ratio v_{Ed} / v_{Rd}	0.135
CHECK VERIFIED	

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmax comb.)

Phase	V_{Ed} (N)	$S_{v,eff}$ (mm^3)	$J_{v,eff}$ (mm^4)	V_{Ed} (N/mm)
Phase 2a	0E+00	8.458E+7	3.567E+11	0
Phase 2b	0E+00	8.458E+7	3.567E+11	0
Phase 2c	0E+00	8.458E+7	3.567E+11	0
Phase 3a	0E+00	1.456E+8	4.834E+11	0
Phase 3b	5.4E+5	1.456E+8	4.834E+11	162.6
Surf				162.

Utilization ratio (Mmin comb.)

Design stud resistance for unit length, $v_{Rd} = n P_{Rd} \kappa_s$ (N/mm)	1204.3
Amplification factor, κ_s	1.10
Shear force per unit length at steel-concrete interface v_{Ed} (N/mm)	162.6
Utilization ratio v_{Ed} / v_{Rd}	0.135
CHECK VERIFIED	

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmin comb.)

Phase	V_{Ed} (N)	$S_{v,d}$ (mm^3)	J_v (mm^4)	V_{Ed} (N/mm)
Phase 2a	0E+00	8.425E+7	3.572E+11	0
Phase 2b	0E+00	8.425E+7	3.572E+11	0
Phase 2c	0E+00	8.425E+7	3.572E+11	0
Phase 3a	0E+00	1.456E+8	4.834E+11	0
Phase 3b	5.4E+5	1.456E+8	4.834E+11	162.6
Surf				162.

Elastic assessment at ELS

Utilization ratio (Mmax comb.)

Design stud resistance for unit length, $v_{Rd} = n P_{Rd} \kappa_s$ (N/mm)	656.9
Reduction factor, κ_s	0.6
Shear force per unit length at steel-concrete interface v_{Ed} (N/mm)	120.5
Utilization ratio v_{Ed} / v_{Rd}	0.183
CHECK VERIFIED	

PROGETTAZIONE ATI:

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmax comb.)

Phase	$V_{Ed} (N)$	$S_{v,4} (mm^3)$	$J_v (mm^4)$	$V_{Ed} (N/mm)$
Phase 2a	0E+00	8.425E+7	3.572E+11	0
Phase 2b	0E+00	8.425E+7	3.572E+11	0
Phase 2c	0E+00	8.425E+7	3.572E+11	0
Phase 3a	0E+00	1.456E+8	4.834E+11	0
Phase 3b	4E+5	1.456E+8	4.834E+11	120.5
Sur				120.

Utilization ratio (Mmin comb.)

Design stud resistance for unit length, $v_{Rd} = n P_{Rd} \kappa_s (N/mm)$	656.9
Reduction factor, κ_s	0.6
Shear force per unit length at steel-concrete interface $v_{Ed} (N/mm)$	120.5
Utilization ratio v_{Ed}/v_{Rd}	0.183
CHECK VERIFIED	

Shear force per unit length at steel-concrete interface (Mmin comb.)

Phase	$V_{Ed} (N)$	$S_{v,4} (mm^3)$	$J_v (mm^4)$	$V_{Ed} (N/mm)$
Phase 2a	0E+00	8.425E+7	3.572E+11	0
Phase 2b	0E+00	8.425E+7	3.572E+11	0
Phase 2c	0E+00	8.425E+7	3.572E+11	0
Phase 3a	0E+00	1.456E+8	4.834E+11	0
Phase 3b	4E+5	1.456E+8	4.834E+11	120.5
Sur				120.

Fatigue limit state verification

Forces and moments for steel details (Mmax comb.)

Phase	$N (N)$	$V (N)$	$M (Nm)$	$T (Nm)$
	0E+00	0E+00	-1.35E+	0E+00
2	0E+00	0E+00	-3.77E+	0E+00
2	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Shr.Is	0E+00		0E+00	
2	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Therm.Is	0E+00		0E+00	
3b ma	0E+00	1.5E+	-4E+	0E+00
3b ma	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Stresses of gross cross section for steel details (Mmax comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a	Ph. 2a	Ph. 2b	Ph. 2b	Ph. 2c	Ph. 2c	Ph. 3a	Ph. 3a	Ph. 3b	Ph. 3b	Ph. 3b	Ph. 3b	Total	Total	Total	Total	$\Delta\sigma, \Delta\tau$
		Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	
		ed		ed		ed		ed		ed	Max	Min	ed	Max	Min	ed	Min	
σ_8		-0.									-1.			-2.		-0.		1.
σ_7		-14.	-37.								-7.	-40.		-21.	-7	-14.	-37.	7.
σ_6																		
σ_5		-0.									-0.			-1.		-0.		0.
σ_4	-141.	-12.	-34.								-5.	-36.		-159.	-212.	-153.	-175.	5.
σ_3	-13	-12.	-3								-5.	-3		-156.	-20	-151.	-17	5.
σ_2																		
σ_1	89.	20.	24.								20.	25.		13	139.	110.	114.	20.
σ_0	93.	21.	25.								20.	26.		135.	145.	114.	118.	20.
τ_4											0.			0.	0.			0.
τ_3											2.	1.		2.	2.			2.
τ_2											2.	2.		2.	2.			2.
τ_1											1.	2.		1.	1.			1.
τ_0																		

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 max = -2.13 N/mm²
- 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 max = -1.64 N/mm²
 The section at the end of phase 3 max is considered: Uncracked (m.)

PROGETTAZIONE ATI:

- 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 min = -0.85 N/mm²
 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 min = -0.71 N/mm²
 The section at the end of phase 3 min is considered: Uncracked (m.)

Forces and moments for steel details (Mmin comb.)

Phase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	0E+0	-1.35E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	-3.77E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Shr.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Therm.Is	0E+0		0E+0	
3b ma	0E+0	1.5E+	-4E+	0E+0
3b ma	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0

Stresses of gross cross section for steel details (Mmin comb.)

	Ph. 1	Ph. 2a	Ph. 2a	Ph. 2b	Ph. 2b	Ph. 2c	Ph. 2c	Ph. 3a	Ph. 3a	Ph. 3b	Ph. 3b	Ph. 3b	Ph. 3b	Ph. 3b	Total	Total	Total	Total	Δσ, Δτ	
		Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	Uncracked	Cracked	
		ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed	ed
σ ₈		-0.								-1.					-2.		-0.			1.
σ ₇		-14.	-37.							-7.	-40.				-21.	-7	-14.	-37.		7.
σ ₆																				
σ ₅		-0.								-0.					-1.		-0.			0.
σ ₄	-141.	-12.	-34.							-5.	-36.				-159.	-212.	-153.	-175.		5.
σ ₃	-13	-12.	-3							-5.	-3				-156.	-20	-151.	-17		5.
σ ₂																				
σ ₁	89.	20.	24.							20.	25.				13	139.	110.	114.		20.
σ ₀	93.	21.	25.							20.	26.				135.	145.	114.	118.		20.
τ ₄										0.					0.	0.				0.
τ ₃										2.	1.				2.	2.				2.
τ ₂										2.	2.				2.	2.				2.
τ ₁										1.	2.				1.	1.				1.
τ ₀																				

NOTE:

- 1) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 max = -2.13 N/mm²
 2) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 max = -1.64 N/mm²
 The section at the end of phase 3 max is considered: Uncracked (m.)
 3) Total stress at the top fibre of slab concrete at the end of phase 3 min = -0.85 N/mm²
 4) Total stress at the bottom fibre of slab concrete at the end of phase 3 min = -0.71 N/mm²
 The section at the end of phase 3 min is considered: Uncracked (m.)

Main data for partial factors and damage equivalent factors

Partial factor for steel:	γ _{Ft}	1
	γ _{Mf}	1.35
Bending damage equivalent factor for steel:	λ = λ ₁ *λ ₂ *λ ₃ *λ ₄ =	2.09 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.544<2 (Midspan)
Shear damage equivalent factor for steel:	λ = λ ₁ *λ ₂ *λ ₃ *λ ₄ =	2.426 x 0.643 x 1 x 1.15 = 1.793 (Midspan)
Data for calculation of λ ₁	Section position:	(Midspan)
	L span for moment (m):	56
	L span for shear (m):	22.4
Data for calculation of λ ₂	Q ₀ (kN)	480
	N ₀	500000
	N _{obs}	125000
	Q _{ml} (kN)	430.1
	Traffic category (Table 4.5n - E 1991-2) :	Main roads with low flow rates of lorries
	Traffic distribution (Table 4.7 - E 1991-2) :	Medium distance (40% Q1, 10% Q2, 30% Q3, 15% Q4, 5% Q5)
Data for calculation of λ ₃	Design life (years):	100
Data for calculation of γ _{Mf} for steel	Assessment method:	Safe life

PROGETTAZIONE ATI:

Consequence of failure:	High consequence
-------------------------	------------------

Fatigue assessment of structural steel

Utilization ratio (Mmax comb.)

	$\gamma_{F1} \Delta \sigma_{E,2}$	$\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}$	u.r.
Top flange	8.64	92.593	0.093
Bottom flange	32.247	92.593	0.348
Web	4.983	74.074	0.067
Top flange welding $\Delta \sigma_{c,red} = \kappa_s * \Delta \sigma_c = 0.935 \times 90 = 84.1 \text{ N/mm}^2$	8.644	62.328	0.139
Bottom flange welding $\Delta \sigma_{c,red} = \kappa_s * \Delta \sigma_c = 0.854 \times 112 = 95.6 \text{ N/mm}^2$	32.247	70.86	0.455
Web-top flange welding	8.261	92.593	0.089
Web-bottom flange welding	31.608	92.593	0.341
Vertical stiffeners - web welding	31.608	59.259	0.533
Vertical stiffeners - top flange welding	8.261	59.259	0.139
Vertical stiffeners - bottom flange welding	31.608	59.259	0.533
Longitudinal stiffener 1 - web welding	0.301	41.481	0.007
Longitudinal stiffener 2 - web welding			

Utilization ratio (Mmin comb.)

	$\gamma_{F1} \Delta \sigma_{E,2}$	$\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}$	u.r.
Top flange	8.64	92.593	0.093
Bottom flange	32.247	92.593	0.348
Web	4.983	74.074	0.067
Top flange welding $\Delta \sigma_{c,red} = \kappa_s * \Delta \sigma_c = 0.935 \times 90 = 84.1 \text{ N/mm}^2$	8.644	62.328	0.139
Bottom flange welding $\Delta \sigma_{c,red} = \kappa_s * \Delta \sigma_c = 0.854 \times 112 = 95.6 \text{ N/mm}^2$	32.247	70.86	0.455
Web-top flange welding	8.261	92.593	0.089
Web-bottom flange welding	31.608	92.593	0.341
Vertical stiffeners - web welding	31.608	59.259	0.533
Vertical stiffeners - top flange welding	8.261	59.259	0.139
Vertical stiffeners - bottom flange welding	31.608	59.259	0.533
Longitudinal stiffener 1 - web welding	0.301	41.481	0.007
Longitudinal stiffener 2 - web welding			

Stiffeners checks

Torsional buckling of vertical stiffeners

	Vertical stiffeners
	CHECK PASSED
u.r.	0.89
Type	Vert. (F)
σ_{cr} (N/mm ²)	
$6 * f_y$ (N/mm ²)	
I_{cr} (mm ⁴)	
I_w (mm ⁶)	
I_T (mm ⁴)	5.333E+
I_P (mm ⁴)	5.347E+
I_T / I_P	0.0
$5.3 f_y / E$	0.00
$c \theta$ (N)	
E (N/mm ²)	21000
f_y (N/mm ²)	35
G (N/mm ²)	8267
a (mm)	600

Intermediate vertical stiffeners acting as rigid support for web panels

$$I_{st} = 4.559E+7 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 0.75 h_w t_w^3 = 1.365E+7 \text{ mm}^4$$

CHECK PASSED

PROGETTAZIONE ATI:

With:

$$t_w = 18 \text{ mm} \quad b_w = 459.4 \text{ mm} \quad A_{st} = 12268.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 35.5 \text{ mm}^2$$

$$a = 6000 \text{ mm} \quad h_w = 3120 \text{ mm} \quad a/h_w = 1.923$$

Maximum stress and the additional deflection in the vertical stiffeners (Mmax comb.)

$$w = 0.3 < 10.4 \text{ mm}$$

$$\sigma_{max} = 2.2 < 322.7 \text{ N/mm}^2$$

CHECK PASSED

With:

$$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 0E+00 + 2.628E+5 = 2.628E+5 \text{ N}$$

$$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 \text{ N}$$

$$\sigma_m = 0.266 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr(C)}/\sigma_{cr(P)} = 313/465.49 = 0.672 \Rightarrow 0.672$$

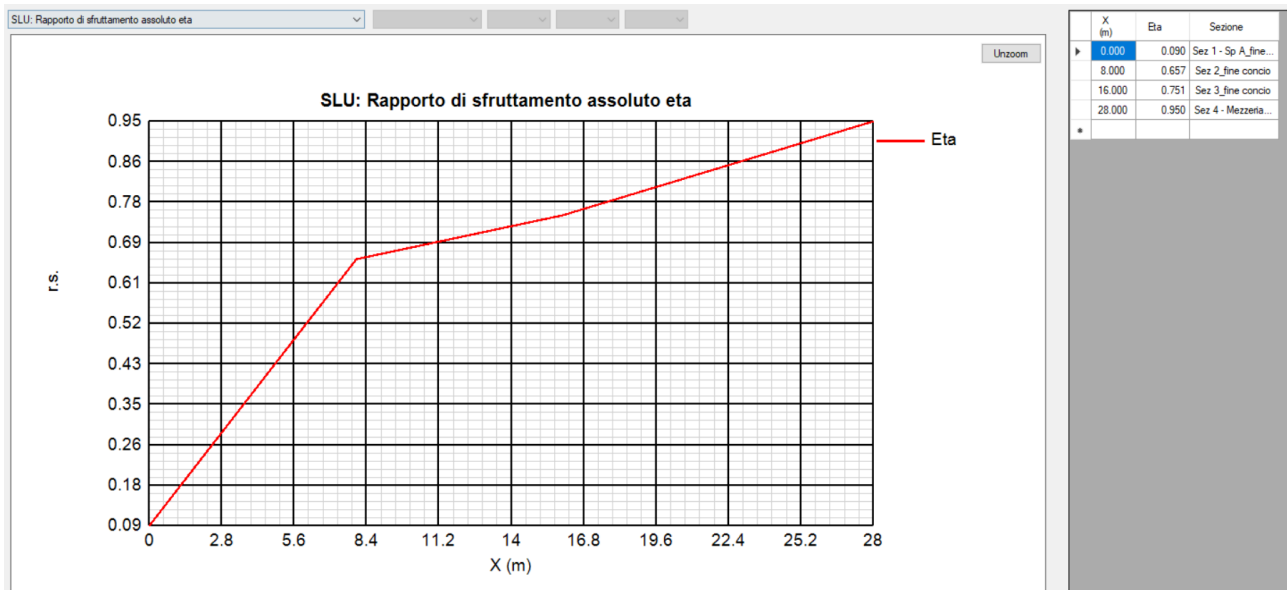
$$N_{Ed} = 3.71E+6 \text{ N} \quad \lambda_w = 1.909$$

$$N_{cr,st} = 9.706E+6 \text{ N} \quad e_1 = 35.5 \text{ mm} \quad e_{max} = 173.5 \text{ mm} \quad w_0 = 10.4 \text{ mm}$$

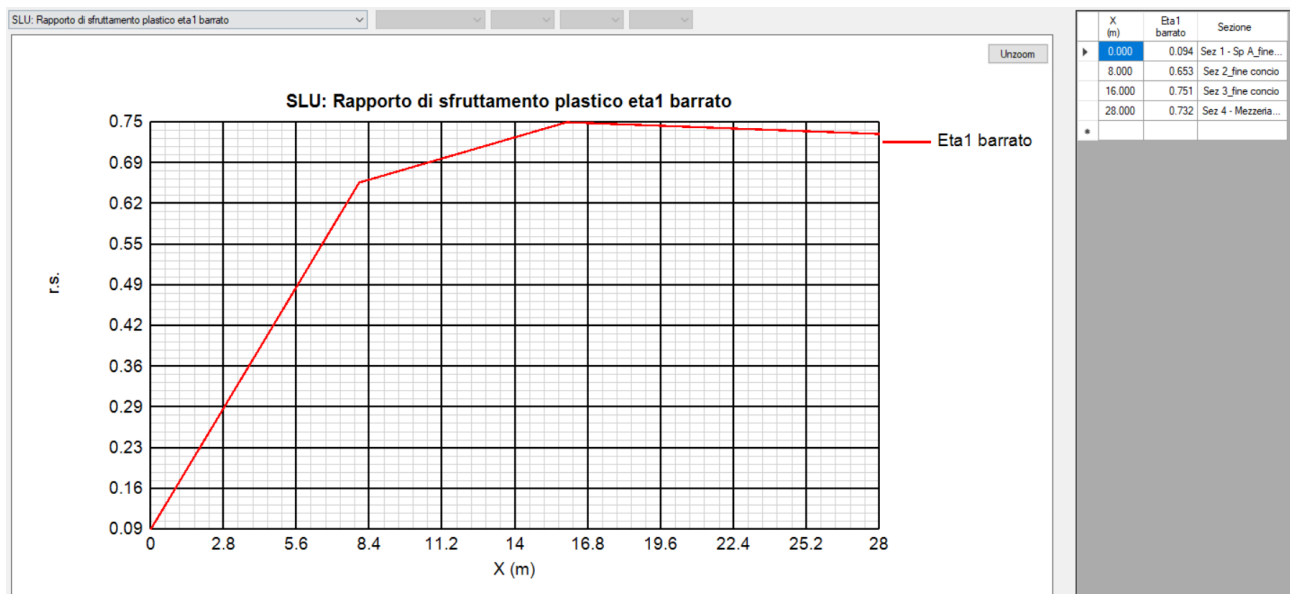
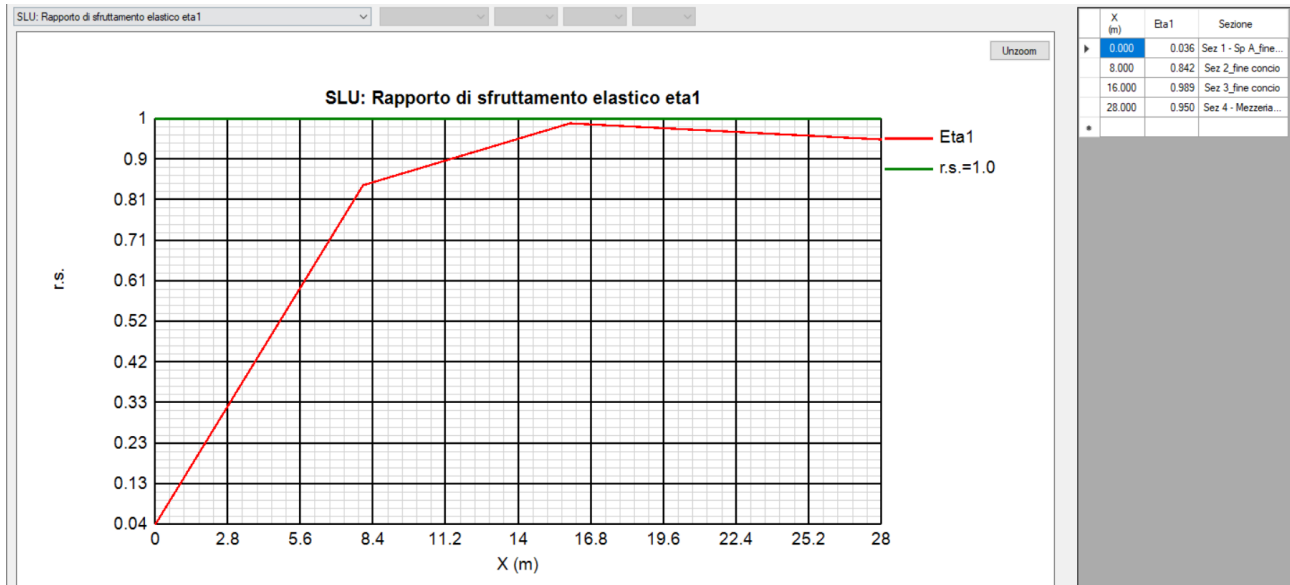
$$\delta_m = 0$$

$$(I_{vstmin} = 2.704E+6(\text{mm}^4) \quad u = 1.19)$$

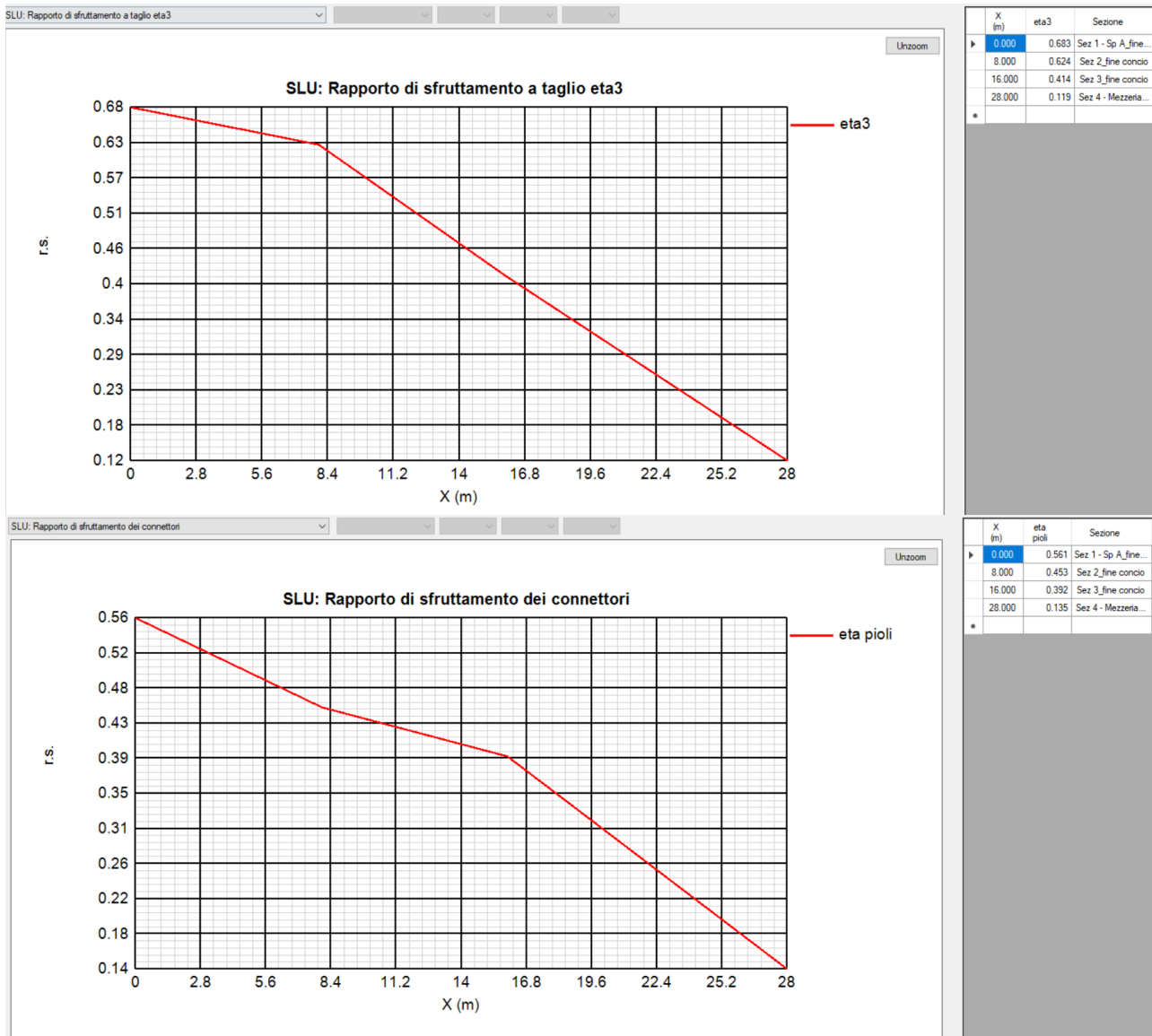
9.3.5 QUADRO RIASSUNTIVO DELLE VERIFICHE STRUTTURALI



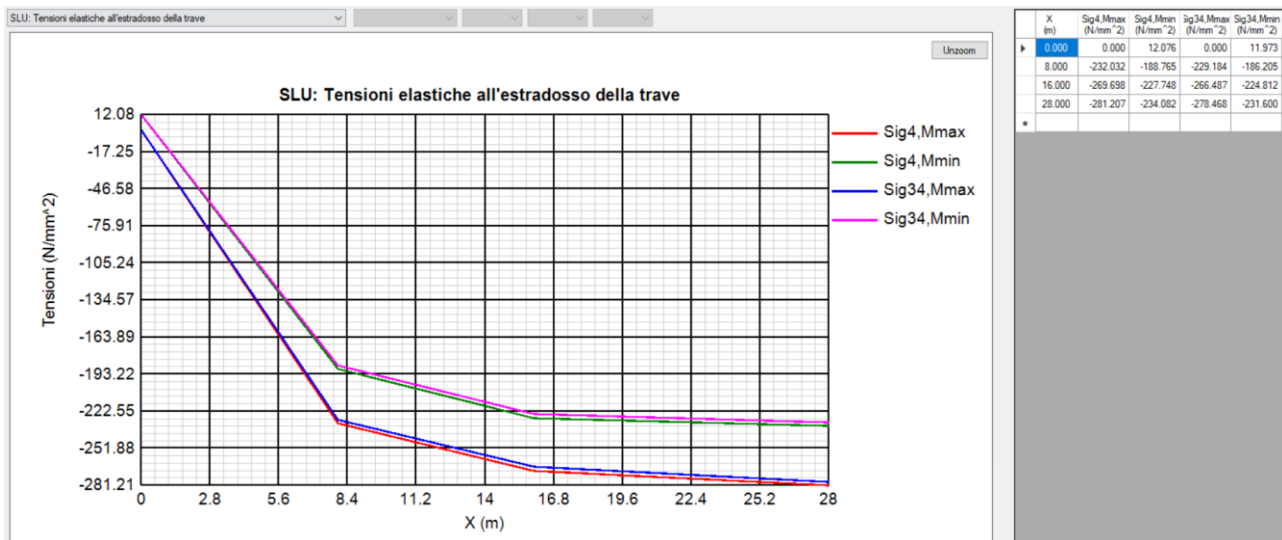
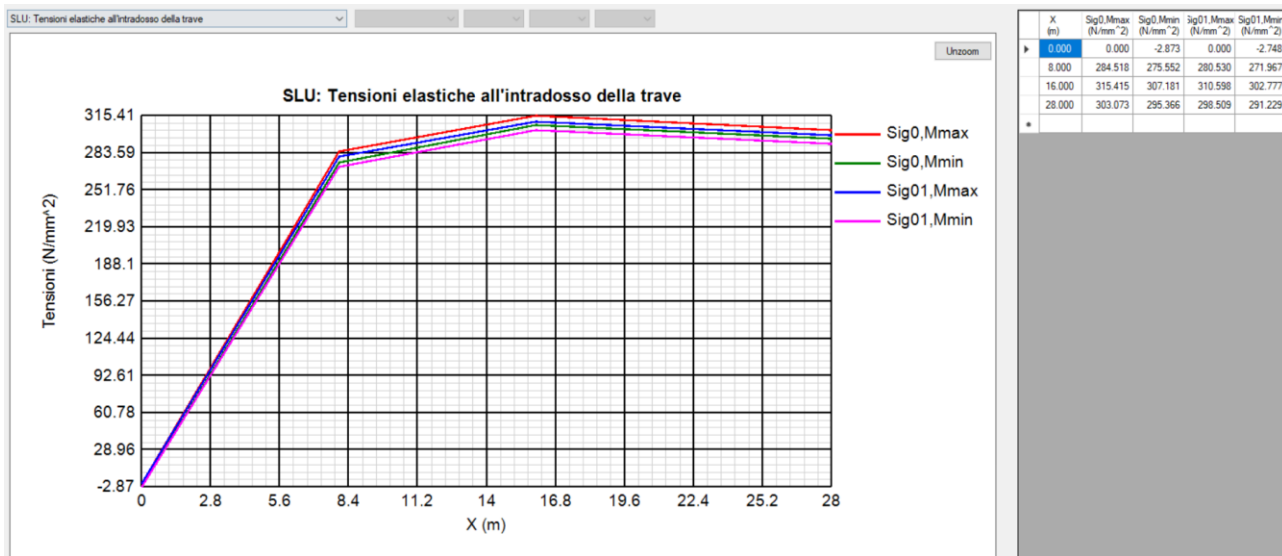
PROGETTAZIONE ATI:



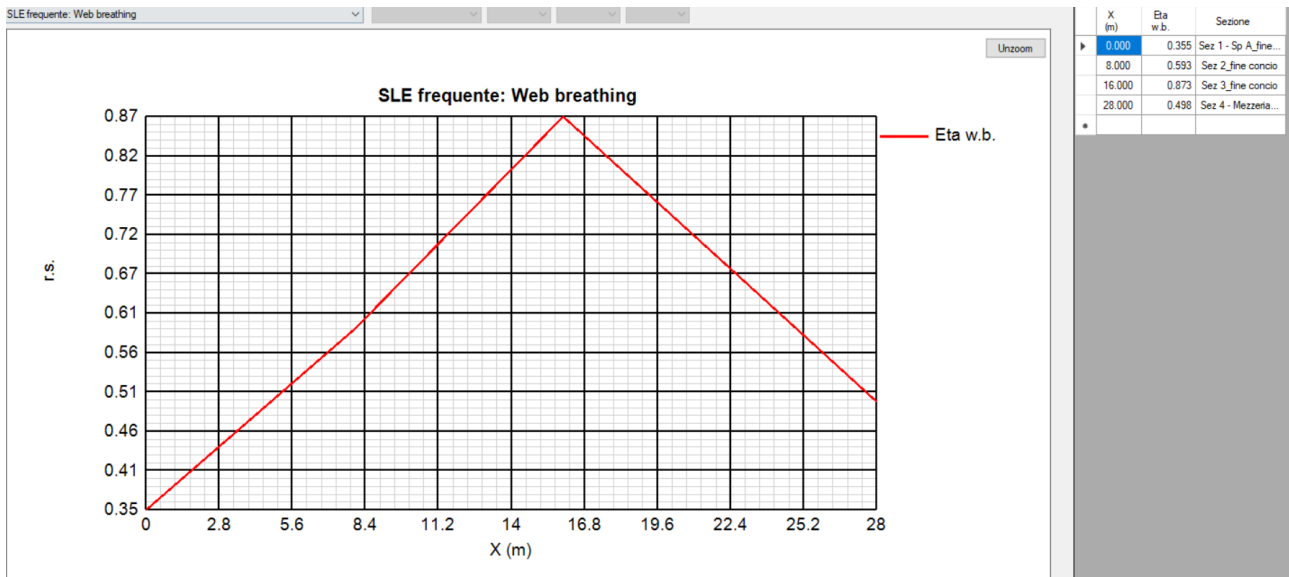
PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:

10. TRAVERSI

I traversi hanno funzione di conferire adeguata rigidità trasversale all'impalcato. Nella loro analisi si assume l'ipotesi di rigidità flessionale dei traversi infinita rispetto alla rigidità flessionale delle travi. Tale ipotesi è certamente ragionevole per la tipologia e le geometrie dell'impalcato in oggetto (e peraltro confermata dai risultati della modellazione tridimensionale agli elementi finiti, che ha evidenziato un comportamento strutturale del tutto assimilabile ad un comportamento alla Courbon puro), e comunque conservativa nella finalità di determinare le sollecitazioni attinenti ai traversi.

La configurazione massimizzante le sollecitazioni flessionali e taglianti sul traverso generico è quella rappresentata dalla presenza della sola corsia convenzionale di carico centrata sulla trave centrale, e pertanto affidando al generico traverso la funzione di ripartizione delle sollecitazioni conseguenti in maniera uniforme fra tutte le travi principali. Per quanto riguarda la quota parte di carico tandem sollecitante il singolo traverso generico, si è fatto riferimento al comportamento globale della struttura, come evidenziata dalla modellazione tridimensionale agli elementi finiti precedentemente descritta.

Si seguito si riportano le calcolazioni atte a determinare le sollecitazioni sul traverso generico ed i relativi stati tensionali nella sezione massimamente sollecitata.

Caratteristiche geometriche della sezione dell'opera

Interasse travi	i_{tr}	3,50 m
Numero travi	n_{tr}	3,00
Interasse traversi	i_{trv}	12,00 m
Larghezza sede carrabile	b_p	10,50 m
Larghezza corsia di marcia lenta	b_c	3,75 m

Caratteristiche geometrico-inerziali della sezione del traverso

Spessore piattabande	s_{pb}	25,00 mm
Larghezza piattabande	b_{pb}	300,00 mm
Spessore anima	s_w	14,00 mm
Altezza (sola) anima	h_w	850,00 mm
Area sezione	A_{trv}	269,00 cmq
Area sezione resistente a taglio	$A_{v,trv}$	126,00 cmq
Momento di inerzia della sezione	J_{trv}	351.662,04 cm ⁴
Modulo di resistenza della sezione	W_{trv}	7.814,71 cm ³

Caratteristiche dei materiali

Tensione caratteristica dell'acciaio di carpenteria	f_{yk}	355,00 MPa
---	----------	------------

PROGETTAZIONE ATI:

Coefficiente parziale del materiale per verifiche SLU	γ_M	1,05	
Tensione di calcolo dell'acciaio di carpenteria	f_{yd}	338,10	MPa

Carichi sollecitanti da normativa

Quota parte carico tandem su singolo traverso	ρ_{Q1}	0,80	
Coefficiente parziale per carichi variabili SLU	γ_{SLU}	1,35	
larghezza prima corsia convenzionale	b_1	3,00	m
Carico tandem prima corsia convenzionale	Q_1	600,00	kN
Carico distribuito prima corsia convenzionale	q_1	9,00	kN/mq
Carico mezzo fatica FLM3	Q_{FLM3}	480,00	kN

Sollecitazioni per verifiche strutturali SLU

Distanza ruota asse tandem da trave centrale	d_{Q1}	1,00	m	
Distanza baricentro semicorsia da trave centrale	d_{q1}	0,75	m	
Quota parte carico tandem scaricante su trave centrale	$Q_{1,cent}$	342,86	kN	
Quota parte carico tandem scaricante su singola trave laterale	$Q_{1,lat}$	68,57	kN	
Quota parte carico distrib. scaricante su trave centrale	$q_{1,cent}$	254,57	kN	
Quota parte carico distrib. scaricante su singola trave laterale	$q_{1,lat}$	34,71	kN	
Azione da trasferire da trave centrale a travi laterali	$\Delta(Q_1+q_1)$	329,43	kN	
Taglio sollecitante sul traverso	V_{trv}	222,36	kN	
Tensione tangenz. sulla sezione di attacco all'anima della trave	τ_{Ed}	17,65	MPa	$< f_{yd}/3^{0,5}/2$
Momento sollecitante sul traverso	M_{trv}	778,28	kNm	
Tensione normale sulla sezione di attacco all'anima della trave	σ_{Ed}	99,59	MPa	$< f_{yd}$

PROGETTAZIONE ATI:

11. CONNESSIONI

Le connessioni fra gli elementi in carpenteria metallica sono tutte realizzate tramite collegamenti saldati.

Le connessioni dei giunti di continuità delle travi principali sono previste con saldature a completa penetrazione e pertanto la loro verifica di resistenza risulta implicitamente soddisfatta.

Per le rimanenti connessioni previste a cordone d'angolo, si è prescritta una sezione di gola del cordolo di saldatura tale da conferire alla sezione resistente della saldatura un'area non inferiore a quella del minore dei due elementi collegati. Anche in questo caso, pertanto, la verifica di resistenza della saldatura risulta implicitamente soddisfatta.

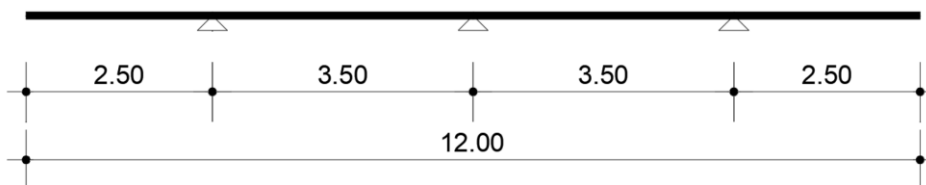
PROGETTAZIONE ATI:

12. SOLETTA

La verifica della soletta in senso longitudinale viene svolta simultaneamente a quella delle travi da PontiEC4, mentre quella in direzione trasversale viene svolta a parte per gli stati limite ultimo e di esercizio in fase definitiva.

12.1 VERIFICHE SLU

La valutazione delle sollecitazioni è stata fatta considerando lo schema statico di trave su tre appoggi con sbalzi esterni. I momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.



Schema Statico per Verifiche SLU

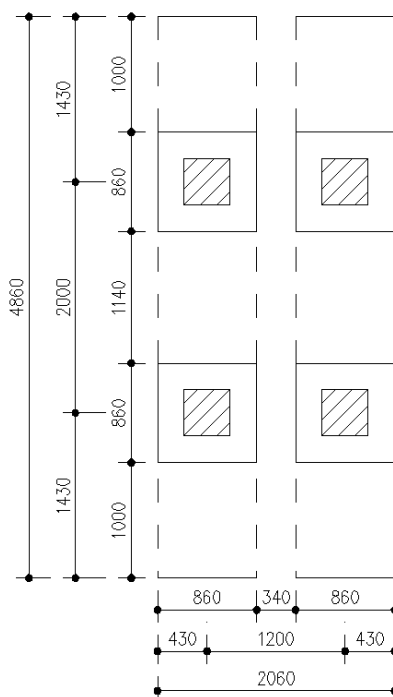
12.1.1 ANALISI DEI CARICHI

1) Peso proprio prédalles	$g_{1,p} = 1.35 * 0.006 * 78.5 = 0.64 \text{ kN/m}^2$
2) Getto integrativo	$g_{1,s} = 1.35 * 0.25 * 25.00 = 8.44 \text{ kN/m}^2$
3) Cordoli	$g_{2,c} = 1.35 * 0.41 * 25.00 = 13.84 \text{ kN/m}^2$
4) Velette e parapetto	$g_3 = 1.35 * 2 = 2.7 \text{ kN/m}$
5) Barriera di sicurezza	$g_4 = 1.35 * 1.5 = 2.03 \text{ kN/m}$
6) Pavimentazione	$g_5 = 1.35 * 3 = 4.05 \text{ kN/m}^2$
7) Carichi mobili	

Secondo quanto indicato dalla normativa si considera lo Schema di Carico 1 costituito da carichi concentrati su due assi in tandem Q1k e da un carico distribuito q1k. Per le zone di campata si assume come base resistente, l'ingombro trasversale del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato di metà della luce di calcolo della campata su cui insiste il carico stesso (per tener conto del beneficio del comportamento bidimensionale della soletta). I carichi concentrati verranno quindi assegnati al modello di calcolo non nella loro interezza ma divisi per la lunghezza di ripartizione sotto riportata e pari a $l = 4.86 \text{ m}$.

Nella seguente figura è riportata la diffusione dei carichi concentrati forniti in normativa quando si trova in una zona di campata.

PROGETTAZIONE ATI:



Ripartizione dei carichi dovuta al benefico comportamento bidimensionale della soletta in campata

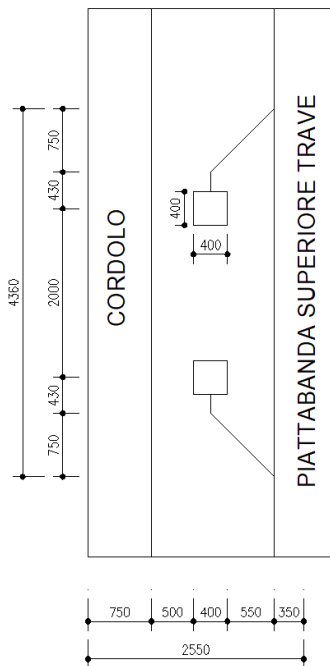
Nella seguente tabella invece sono riportati i carichi divisi per la lunghezza di ripartizione:

Q ₁ [kN]	Q ₁ / L [kN/m]	Q ₂ [kN]	Q ₂ / L [kN/m]	Q ₃ [kN]	Q ₃ / L [kN/m]
300	61.73	200	41.15	100	20.58

Per le zone degli sbalzi si assume come base resistente, l'ingombro trasversale del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta e poi diffuso ancora a 45° in direzione delle travi e fino al bordo superiore della piattabanda.

Nella seguente figura è riportata la diffusione dei carichi concentrati forniti in normativa quando si ci trova di sbalzo.

PROGETTAZIONE ATI:

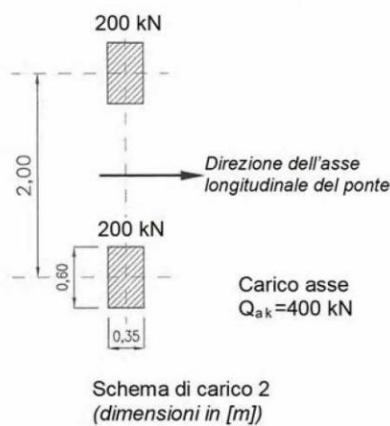


Ripartizione dei carichi dovuta al beneficio bidimensionale della soletta sullo sbalzo

Il carico Q_1 diviso per la lunghezza di ripartizione che si ottiene in zona di sbalzo risulta:

$$Q_{1distr} = Q_1/L = 300 \text{ kN}/4.36 \text{ m} = 68.81 \text{ kNm}$$

Per lo sbalzo è stato considerato anche lo schema di carico 2:



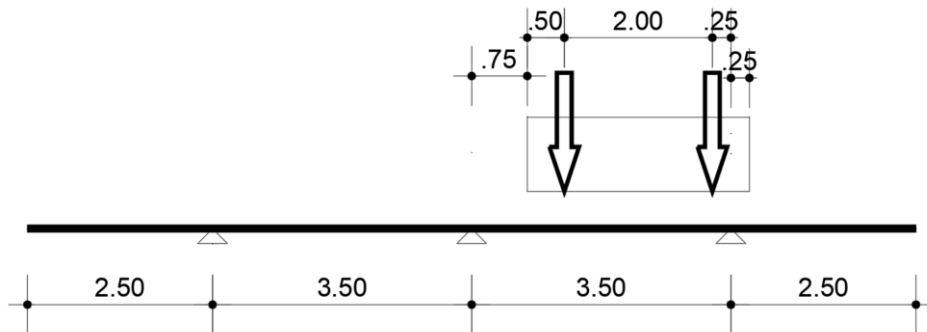
Schema di Carico 2

ma essendo risultato meno gravoso non è stato considerato per il calcolo delle sollecitazioni.

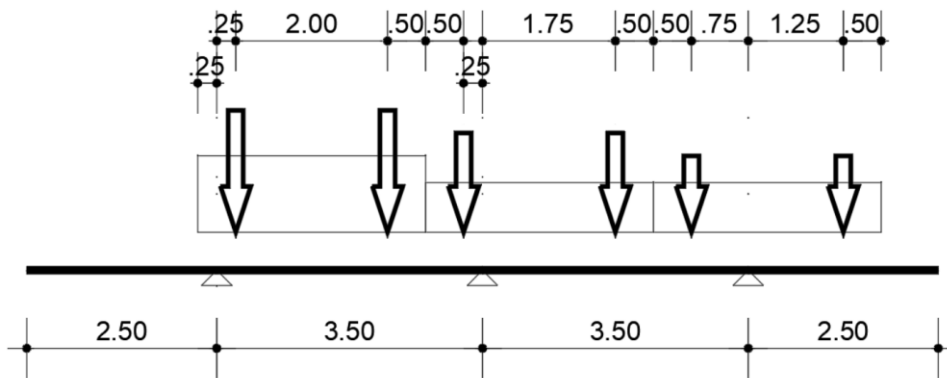
12.1.2 SOLLECITAZIONI

In questo capitolo si riportano gli schemi di carico considerati per ottenere le massime sollecitazioni per la soletta e gli involucri di queste ultime.

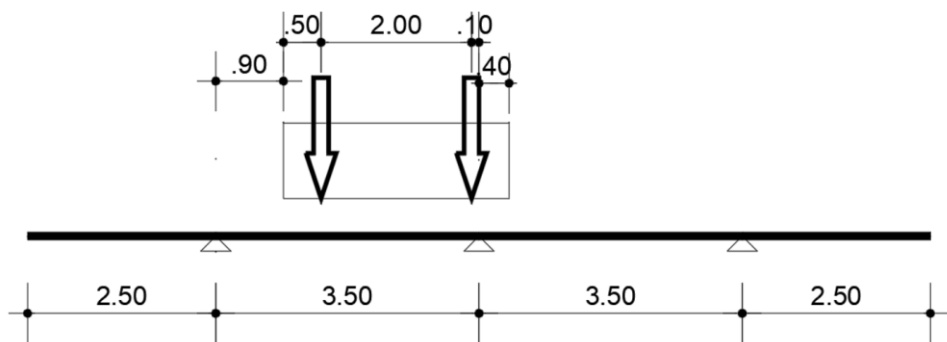
PROGETTAZIONE ATI:



Schema di Carico Massimo Momento in Campata



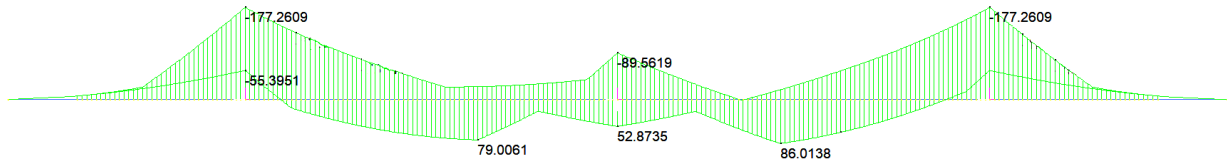
Schema di Carico Massimo Momento Negativo all'Appoggio



Schema di Carico Taglio Massimo all'Appoggio

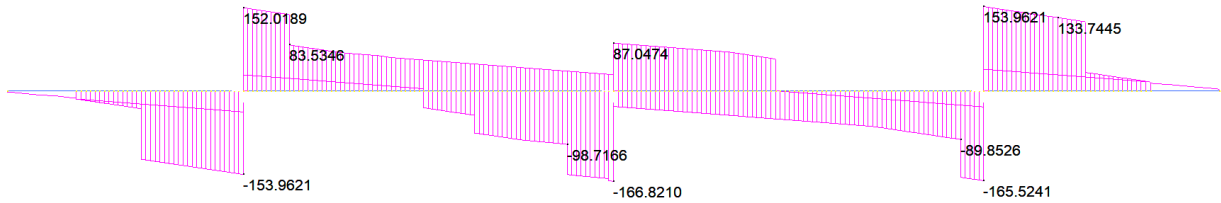
PROGETTAZIONE ATI:

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-177.2609	86.0138
	[Bm:200]	[Bm:155]



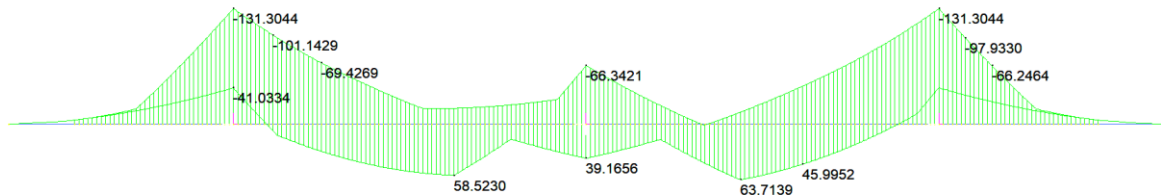
Inviluppo Momenti Flettenti SLU

	MIN	MAX
SF2(kN)	-166.8210	153.9621
	[Bm:3]	[Bm:200]



Inviluppo Tagli SLU

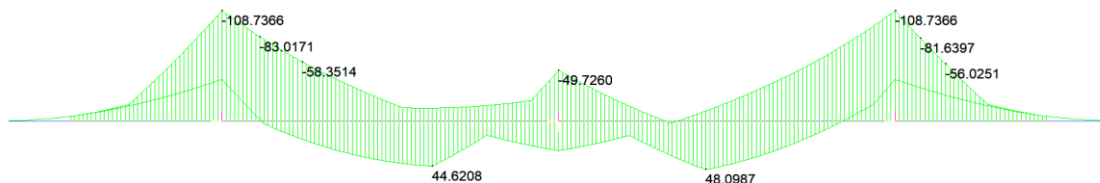
	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-131.3044	63.7139
	[Bm:200]	[Bm:155]



Inviluppo Momenti Flettenti SLE Rara

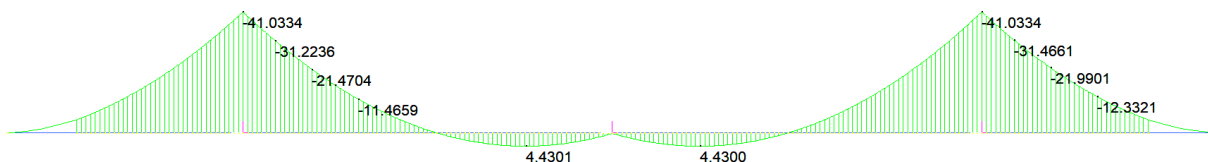
PROGETTAZIONE ATI:

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-108.7366	48.0987
	[Bm:200]	[Bm:155]



Inviluppo Momenti Flettenti SLE Frequente

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-41.0334	4.4301
	[Bm:2]	[Bm:103]



Inviluppo Momenti Flettenti SLE Quasi Permanente

12.1.3 VERIFICHE FLESSIONALI

La soletta viene armata superiormente con ferri $\phi 24$ a passo 15, inferiormente si considera agente la lastra di acciaio. La verifica viene svolta considerando una sezione della larghezza di 1 metro. A favore di sicurezza non sono stati considerati i ferri di armatura presenti nel traliccio della predalles.

PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche a Momento Positivo in Campata

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione

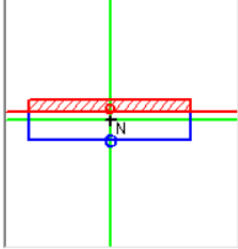
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	40	25
			2	27.14	5.2

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione: 

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
 M xEd 0 kNm
 M yEd 0 kNm

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

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviate

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali:

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

M_{xRd} 335.7 kNm

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 9.235 ‰
 d 25 cm
 x 6.871 x/d 0.2748
 δ 0.7835

La verifica a momento positivo risulta soddisfatta dato che il momento sollecitante (177.26 kNm) è minore del momento resistente (335.7 kNm).

PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche a Momento Negativo all'Appoggio dello Sbalzo

La verifica a momento negativo risulta soddisfatta dato che il momento sollecitante (-177.26 kNm) è minore del momento resistente (-210.2 kNm).

12.1.4 VERIFICHE A TAGLIO

Il taglio massimo risulta pari a $V_{sd} = 166.82$ kN.

Di seguito si riporta la verifica in direzione trasversale.

V_{sdu}	166.82	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
$g_{c=}$	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	19.80	cm
Asl	30.16	cm ²

PROGETTAZIONE ATI:

c	5.20	cm
a	90	gradi
a	1.57	rad
q	21.80	gradi
ctgq	2.50	
q imposto	21.80	gradi
Asw	0.00	cm ²
passo staffe	0.00	cm
f _{cd}	18.133	N/mm ²
fctd _{0,05}	1.356	N/mm ²
f _{yd}	391.304	N/mm ²
S _{cp}	0.0000	N/mm ²
Verifica senza armatura resistenza a taglio		
V _{Rd}	173.585	kN
V _{Rd,min}	110.880	kN
r _{sw,min}	0.001006	
S _{l,max}	14.85	cm
A _{sw,min}	1.493	cm ² /S _{l,max}

La verifica a taglio risulta quindi soddisfatta anche senza specifica armatura a taglio.

12.2 VERIFICHE SLE

In questo capitolo vengono riportate le verifiche tensionali svolte in combinazione Rara e Quasi Permanente e quelle a fessurazione svolte in combinazione Frequente e Quasi Permanente.

12.2.1 VERIFICA TENSIONALE

Come prescritto nel capitolo 4.1.2.2.5 delle NTC-18 bisogna osservare che in condizione rara e quasi permanente le tensioni sui materiali non superino i seguenti valori:

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

PROGETTAZIONE ATI:

4.1.2.2.5.2 *Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

Con i materiali utilizzati risulta:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 0.60 \times 35.00 = 21.00$ MPa per combinazione rara
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 0.60 \times 35.00 = 15.75$ MPa per combinazione quasi permanente
- $\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 0.80 \times 450 = 360$ MPa per combinazione rara

Verifica Rara

Si riportano di seguito le tensioni calcolate con Gelfi attraverso il metodo n sull'acciaio e sul calcestruzzo della sezione per la combinazione rara, esse verranno poi confrontate con quelle sopra riportate.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters and results are as follows:

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	40	25
			2	27.14	5.2

Materials: B450C, C35/45

Material	Value	Unit
ϵ_{su}	67.5	%
f_{yd}	391.3	N/mm²
E_s	200 000	N/mm²
ϵ_s / ϵ_c	15	
ϵ_{syd}	1.957	%
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²
ϵ_{c2}	2	%
ϵ_{cu}	3.5	%
f_{cd}	19.83	
f_{cc} / f_{cd}	0.8	
$\sigma_{c,adm}$	13.5	
τ_{co}	0.8	
τ_{c1}	2.257	

Results:

- σ_c : -3.988 N/mm²
- σ_s : 76.19 N/mm²
- ϵ_s : 0.381 ‰
- d : 25 cm
- x : 10.99, x/d : 0.4398
- δ : 0.9897

Method of calculation: Metodo n

Iterations: 3

*Tensioni in Combinazione Rara dovute al M**

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	40	25
			2	27.14	5.2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 -131.3 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

σ_c -7.578 N/mm²
 σ_s 253.2 N/mm²

ϵ_s 1.266 ‰
 d 19.8 cm
 x 6.135 x/d 0.3099
 δ 0.8273

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Tensioni in Combinazione Rara dovute al M

Le tensioni sul calcestruzzo allo SLE in combinazione Rara per il momento positivo e per quello negativo risultano essere rispettivamente: $\sigma_c = -3.988$ MPa e $\sigma_c = -7.578$ MPa. Entrambe sono minori di quella limite, che risulta essere 21 MPa come indicato a inizio del presente capitolo, quindi la verifica tensionale per il cls può dirsi soddisfatta.

Per quanto riguarda l'acciaio invece risultano: $\sigma_s = 76.19$ MPa e $\sigma_s = 253.2$ MPa. Entrambe sono minori di 360 MPa quindi anche la verifica riguardante l'acciaio può dirsi soddisfatta.

Verifica Quasi Permanente

Si riportano di seguito le tensioni calcolate con Gelfi attraverso il metodo n sull'acciaio e sul calcestruzzo della sezione per la combinazione quasi permanente, esse verranno poi confrontate con quelle a riportate inizio capitolo.

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica C.A. S.L.U. - File:
 File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :
 N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	40	25
			2	27.14	5.2

Materiali: B450C C35/45

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰	σ_c	-0.2773 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰	σ_s	5.298 N/mm ²
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	19.83	ϵ_s	0.02649 ‰
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8	d	25 cm
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5	x	10.99
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.8	x/d	0.4398
		τ_{c1}	2.257	δ	0.9897

Verifica N° iterazioni: 3
 Precompresso

Tensioni in Combinazione Quasi Permanente dovute al M⁺

Verifica C.A. S.L.U. - File:
 File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :
 N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	40	25
			2	27.14	5.2

Materiali: B450C C35/45

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰	σ_c	-2.368 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰	σ_s	79.12 N/mm ²
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	19.83	ϵ_s	0.3956 ‰
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8	d	19.8 cm
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5	x	6.135
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.8	x/d	0.3099
		τ_{c1}	2.257	δ	0.8273

Verifica N° iterazioni: 4
 Precompresso

Tensioni in Combinazione Quasi Permanente dovute al M⁻

Le tensioni sul calcestruzzo allo SLE in combinazione Quasi Permanente per il momento positivo e per quello negativo risultano essere rispettivamente: $\sigma_c = -0.2773$ MPa e $\sigma_c = -2.368$ MPa.

PROGETTAZIONE ATI:

Entrambe sono minori di quella limite, che risulta essere 15.75 MPa come indicato a inizio del presente capitolo, quindi la verifica tensionale per il cls può dirsi soddisfatta.
Come prescritto da normativa le tensioni sull'acciaio in tale combinazione non vengono considerate.

12.2.2 VERIFICA A FESSURAZIONE

Le verifiche di apertura delle fessure sono state condotte in corrispondenza della sezione dell'asse della trave di bordo in quanto risulta quella che presenta il massimo momento negativo. Le verifiche a momento positivo non vengono condotte in quanto esso tende le fibre inferiori della soletta che sono quelle della lastra metallica nello spazio fra le travi, e quindi non possono fessurare, e sulle travi stesse, dove le fibre inferiori sono quelle di cls ma la soletta è piolata alle travi.

Verifica Frequente

Per la verifica a fessurazione in combinazione Frequente è stato considerato un momento sollecitante paria -108.74 kNm.

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione cls teso-compr.	$n' =$	0.6	
Coefficiente di omogeneizzazione acc.-cls	$n =$	18	
Classe cls	$R_{ck} =$	45	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls	$E_{cm} =$	34077	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	$H =$	25	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	30.16	cm ²
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	5.20	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	60	cm ²
Copriferro acciaio compresso	$c's =$	0	cm
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	4.0	cm
Ricoprimento barre interne tese	$c+S =$	0.0	cm
Diametro massimo barre tese	$F =$	2.4	cm
Sezione non fessurata: formazione fessure			
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	108.74	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.35	N/mm ²
Tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata	$\sigma_{ct} =$	2.79	N/mm ²
Tensione al lembo teso cls (cls reagente a traz.)	$\sigma_c =$	5.81	N/mm ²
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	108.74	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x =$	5.15	cm
Tensione cls compresso	$s_c =$	-4.84	N/mm ²
Tensione barra esterna tesa	$s_s =$	206.30	N/mm ²
Distanza media fra due fessure attigue			

PROGETTAZIONE ATI:

Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.5	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	6.6	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	661.6	cm ²
Diametro equivalente	$F_{eq} =$	2.4	cm
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	30.13	cm ²
Distanza media fra due fessure attigue	$\Delta_{smax} =$	22.56	cm
Deformazione unitaria media			
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	8.03E-04	
Ampiezza fessura	$w_d =$	0.181	mm
Apertura massima fessura	$w_{amm} = w_1$	0.2	mm

Verifica a Fessurazione Combinazione Frequente

L'ampiezza della fessura, $w_d = 0.181$ mm, è minore di quella massima ammissibile, $w_1 = 0.2$, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta

Verifica Quasi Permanente

Per la verifica a fessurazione in combinazione Quasi Permanente è stato considerato un momento sollecitante paria -41.03 kNm.

Caratteristiche dei materiali			
Classe cls	$R_{ck} =$	45	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls	$E_{cm} =$	34077	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	$H =$	25	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	30.16	cm ²
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	5.20	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	60	cm ²
Copriferro acciaio compresso	$c's =$	0	cm
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	4.0	cm
Ricoprimento barre interne tese	$c+S =$	0.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\square =$	2.4	cm
Sezione non fessurata: formazione fessure			
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	41.03	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.35	N/mm ²
Tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata	$\square_{ct} =$	2.79	N/mm ²

PROGETTAZIONE ATI:

Tensione al lembo teso cls (cls reagente a traz.)	$\sigma_c =$	2.19	N/mm ²
---	--------------	------	-------------------

Verifica a Fessurazione Combinazione Quasi Permanente

La trazione prodotta nel cls dalla combinazione Quasi Permanente, $\sigma_{ct} = 2.19$ MPa risulta minore della tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata stabilita da normativa, $f_{ctk} = 2.79$ MPa; pertanto, non si verifica l'apertura delle fessure.

12.1 VERIFICHE DEGLI SBALZI NELLA CONFIGURAZIONE ECCEZIONALE DI URTO DEI VEICOLI IN SVIO

Si riportano di seguito le verifiche agli SLU per combinazione eccezionale da urto secondo NTC18. Ai fini della progettazione, quale sistema di forze equivalenti alle azioni causate da collisioni sugli elementi di sicurezza si fa riferimento a quanto indicato nella Figura 3, di seguito riportata, del Volume II de "I Quaderni Tecnici per la salvaguardia delle infrastrutture" di Anas S.p.A.

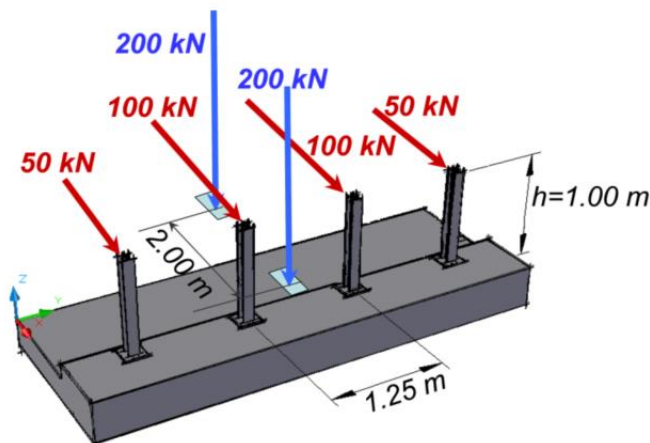


Figura 3 – Schema di carico globale da considerare nel caso di condizioni di progettazione "ordinarie" (è omessa la rappresentazione dei carichi permanenti)

Figura 12-1 Schema di carico per urto da Volume II de "I Quaderni Tecnici per la salvaguardia delle infrastrutture" di Anas S.p.A.

Quindi si svolgono le verifiche a taglio-torsione per il cordolo e a taglio e a tenso-flessione per le sezioni significative della soletta a sbalzo secondo lo schema di Figura 17 del Volume II de "I Quaderni Tecnici per la salvaguardia delle infrastrutture" di Anas S.p.A.

PROGETTAZIONE ATI:

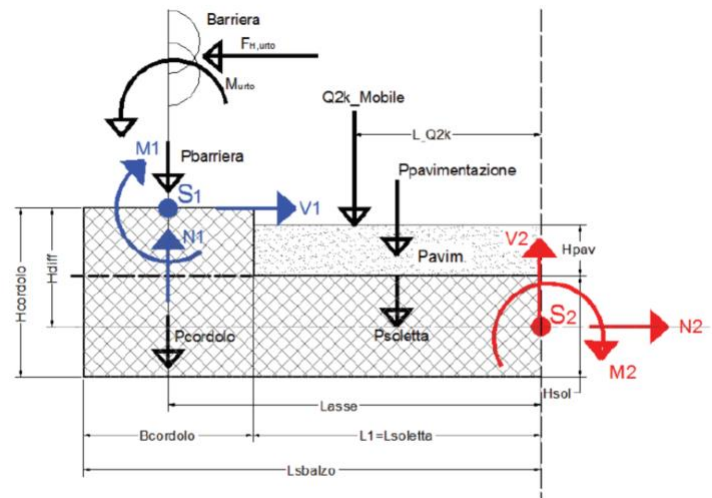


Figura 17 – Schema di carico globale

Figura 12-2 Schema di azioni/sollecitazioni per verifiche da urto da Volume II de "I Quaderni Tecnici per la salvaguardia delle infrastrutture" di Anas S.p.A.

Si riporta nella tabella seguente il calcolo delle sollecitazioni agenti nel cordolo, nella sez.1-1 di soletta di collegamento al cordolo e nella sez.2-2 di soletta in asse trave. Quindi si riporta i valori resistenti verificando che siano maggiori dei sollecitanti. Successivamente si riportano per esteso il calcolo dei valori resistenti e/o le verifiche a taglio-torsione del cordolo, a tenso-flessione e a taglio della soletta.

Dimensioni geometriche

h_soletta	0.25 m
h_cordolo	0.4 m
h_pavimentazione	0.1 m
L_cordolo	0.75 m
L_sbalzo	1.99 m

Azioni

peso barriera	1.5 kN/m
Impronta Sc2	200 kN

Sistema di ritegno (Figura 3 - Volume 2 dei Quaderni Tecnici Anas)

i_montanti	1.25 m
h_applicazione F	1 m
F max	100 kN

Per ulteriori approfondimenti si faccia riferimento ai relativi elaborati grafici.

PROGETTAZIONE ATI:

Cordolo

b	0.25 m		
T _{Ed}	115 kNm		
V _{Ed}	100 kN		
T _{Rd}	121 kNm	> T _{Ed}	armatura staffe $\phi 12/100\text{mm}$ 2br
V _{Rd}	460 kN	> V _{Ed}	armatura long. 12 $\phi 16$

Sezione 1-1

b	1.25 m		
N _{Ed}	100 kN		
M _{Ed}	127 kNm		
V _{Ed}	11 kN		
M _{Rd}	275 kNm	> M _{Ed}	armatura $\phi 24/200\text{mm}$
V _{Rd}	290 kN	> V _{Ed}	

Sezione 2-2

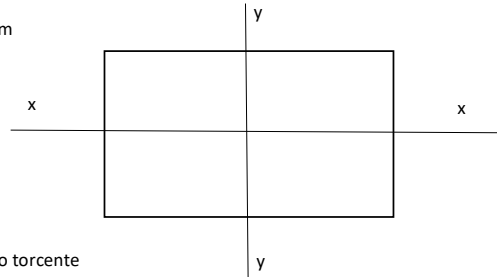
b	1.25 m		
b _{Sc2}	5.28 m		
N _{Ed}	100 kN		
M _{Ed}	250.04 kNm		
V _{Ed}	79.62 kN		
M _{Rd}	275 kNm	> M _{Ed}	armatura $\phi 24/200\text{mm}$
V _{Rd}	290 kN	> V _{Ed}	

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a taglio-torsione del cordolo

Base	75	cm
Altezza	40	cm
As long	24.13	cm ²
Φ staffe	12	
Passo per T	20	cm
Passo per V copriferro	20	cm
	4.6	cm
fck	32	MPa
fyk	450	MPa
ρ staffe	1.00	

Sforzo Assiale	0.00	kN
Momento torc	115.00	kNm
Taglio lungo x	100.00	kN
Taglio lungo y	0.00	kN



Quota parte area staffe utilizzata per Momento torcente

Torsione

Base	75.00	cm
Altezza	40.00	cm
As	24.13	cm ²
C	4.60	cm
fck	32.00	Mpa
A _{sw}	1.13	cm ²
passo	20.00	cm
fyk	450.00	N/mm ²
Ac	3000.00	cm ²
u	230.00	cm
t	13.04	cm
A	1670.13	cm ²
u _m	177.83	cm
θ	35.00	gradi
ctg θ	1.43	
f _{cd}	27.20	MPa
f' _{cd}	13.60	MPa
f _{yd}	450	MPa
verifica A torsione secondo i tre meccanismi		
T _{Rcd}	278.40	kNm
T _{Rsd}	121.33	kNm
T _{Rld}	142.80	kNm

Taglio lungo x

Sforzo Assiale	0	kN
f _{ck}	32	N/mm ²
fyk	450	N/mm ²
γ _c =	1	
γ _s =	1	
bw	40	cm
d	70.40	cm
Asl	24.12743158	cm ²
c	4.60	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	35.00	gradi
ctgθ	1.43	
Asw	2.26	cm ²
passo staffe	20	cm
f _{cd}	27.20	N/mm ²
f _{cd0.05}	2.12	N/mm ²
f _{yd}	450.00	N/mm ²
σ _{cp}	0.00	N/mm ²
verifica con armatura resistente a taglio (staffe)		
V _{Rcd}	1619.459	kN
V _{Rsd}	460.292	kN
V _{Rd}	460.292	kN

Taglio lungo y

Sforzo Assiale	0	kN
f _{ck}	32	N/mm ²
fyk	450	N/mm ²
γ _c =	1	
γ _s =	1	
bw	75	cm
d	35.40	cm
Asl	24.12743158	cm ²
c	4.60	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	35.00	gradi
ctgθ	1.43	
Asw	2.26	cm ²
passo staffe	20	cm
f _{cd}	27.20	N/mm ²
f _{cd0.05}	2.12	N/mm ²
f _{yd}	450.00	N/mm ²
σ _{cp}	0.00	N/mm ²
verifica con armatura resistente a taglio (staffe)		
V _{Rcd}	1526.869	kN
V _{Rsd}	231.453	kN
V _{Rd}	231.453	kN

TRD	121.33	kNm
TSD	115.00	kNm

VRD	460.29	kN
VSD	100.00	kN

VRD	231.45	kN
VSD	0.00	kN

TSD/TRD 0.95 VERIFICATO

VSD/VRD 0.22 VERIFICATO

VSD/VRD 0.00 VERIFICATO

Verifica a taglio-torsione

$$\frac{T_{sd}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{sd}}{V_{Rcd}} < 1$$

Taglio -Torsione lungo X	0.47	VERIFICATO
Taglio -Torsione lungo y	0.41	VERIFICATO

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a tenso-flessione della soletta

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	125	25

N*	As [cm²]	d [cm]
1	36.19	5.2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{cl}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a taglio della soletta (elemento non armato a taglio)

N_{Ed}	-100	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1	
α_c	0.85	
f_{yk}	450	N/mm ²
γ_s	1	
bw	125	cm
d	18.00	cm
Asl	36.19	cm ²
c	7.00	cm
f_{cd}	27.200	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.356	N/mm ²
f_{yd}	450.000	N/mm ²
σ_{cp}	-0.3237	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	290.377	kN
$V_{Rd,min}$	115.073	kN

PROGETTAZIONE ATI: