

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

S2 - SVINCOLO - A14 - BOLOGNA FIERA

LVS - LAVORI STRADALI

CV107 - NUOVO CAVALCAVIA RAMPA RS304

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO
E DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO SISMICO

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

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

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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

IL DIRETTORE TECNICO

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

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO


RIFERIMENTO PROGETTO

RIFERIMENTO DIRETTORIO

RIFERIMENTO ELABORATO

ORDINATORE

Codice Commessa		Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	ORDINATORE
111465	0000	PD	S2	LVS	CV107	00000	R S T R	1307	- 2	SCALA -		

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

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



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

**AUTOSTRADA (A14): BOLOGNA – BARI – TARANTO
TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO**

**POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA**

PROGETTO DEFINITIVO

SVINCOLO A14-BOLOGNA FIERA

**RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E DEL SISTEMA DI
ISOLAMENTO SISMICO**

Sommario

1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	6
1.1	CARATTERISTICHE E PROPRIETÀ SEZIONI	7
1.1.1	Travi	7
1.1.2	Traversi	8
1.1.3	Controventi di torsione.....	11
1.1.4	stiffeners e ribs.....	13
1.1.5	Spalle.....	14
1.1.6	Pila	16
1.1.7	Sistema di vincolamento	17
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	18
3	CONTESTUALIZZAZIONE DELL'OPERA	19
3.1	CONDIZIONI AMBIENTALI	19
3.2	CLASSI DI ESPOSIZIONE	19
3.3	CLASSIFICAZIONE TRAFFICO	19
3.4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	19
3.4.1	Acciaio per carpenterie metalliche.....	19
3.4.2	Acciaio per Armatura Lenta	20
3.4.3	Calcestruzzo Soletta	20
3.4.4	Pioli	21
3.4.5	Bulloni	21
3.5	CLASSE DI ESECUZIONE	22
4	SOFTWARE DI CALCOLO E VERIFICA	23
4.1	STRAUS 7	23
4.2	PONTIEC4.....	23
4.3	ANALISI E VERIFICHE ESEGUITE	24
4.3.1	Modalità di verifica sezioni in acciaio e acciaio cls	25
5	CRITERI DI PROGETTAZIONE.....	32
5.1	MODELLO DI CALCOLO TRIDIMENSIONALE	32
5.2	MODELLO DI CALCOLO PIANO	34
5.2.1	Caratteristiche Geometriche e Flessionali Travi.....	35
5.2.2	Caratteristiche Isolatori	46
5.3	CRITERI DI CALCOLO	46
5.3.1	Valori del coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	46
5.3.2	Fasi.....	47
5.3.3	Combinazioni delle Azioni	47
5.3.4	Definizione delle Resistenze di Calcolo.....	49
5.3.5	Scelte Progettuali.....	50
5.4	LARGHEZZA COLLABORANTE DELLA SOLETTA	51
6	ANALISI DEI CARICHI	52
6.1	CARICHI AGENTI IN FASE 0	52
6.1.1	Carichi permanenti strutturali (g_1).....	52
6.2	CARICHI AGENTI IN FASE 1	52
6.2.1	Permanenti Portati (g_2).....	52
6.2.2	Ritiro del calcestruzzo (ϵ_2).....	53
6.2.3	Cedimenti Vincolari (ϵ_4).....	55

6.3	CARICHI AGENTI IN FASE 2	56
6.3.1	Traffico per verifiche globali ($q_1, Q_1, q_2, Q_2, q_3, Q_3$ e q_k)	56
6.3.2	Traffico per verifiche a fatica (FLM3)	57
6.3.3	Variazione termica uniforme (ε_3)	57
6.3.4	Vento (q_5)	58
6.3.5	Azione sismica	60
7	CONTROMONTE	65
8	VERIFICHE TRAVI	67
8.1	SEZIONI DI VERIFICA	67
8.2	METODO DI VERIFICA	68
8.3	S.L.F. – CRITERI DI VERIFICHE A FATICA	68
8.3.1	Coefficienti λ	69
8.3.2	Dettagli e Coefficienti di sicurezza	73
8.4	VERIFICA TRAVE ESTERNO CURVA (SEZIONI 1A/B/C/D/E)	75
8.4.1	Sezione 1a: Mezzeria Campata Corta	75
8.4.2	Sezione 1b: Passaggio C2-C3 Campata Corta	80
8.4.3	Sezione 1c: Appoggio Pila	85
8.4.4	Sezione 1d: Mezzeria Campata Lunga	90
8.4.5	Sezione 1e: Appoggio Spalla Campata Lunga	95
8.5	VERIFICA TRAVE CENTRALE (SEZIONI 8A/B/C/D/E)	100
8.5.1	Sezione 8a: Mezzeria Campata Corta	100
8.5.2	Sezione 8b: Passaggio C2-C3 Campata Corta	105
8.5.3	Sezione 8c: Appoggio Pila	110
8.5.4	Sezione 8d: Mezzeria Campata Lunga	115
8.5.5	Sezione 8e: Appoggio Spalla Campata Lunga	119
8.6	TRAVE INTERNO CURVA (SEZIONI 2A/B/C/D/E)	124
8.6.1	Sezione 2a: Mezzeria Campata Corta	124
8.6.2	Sezione 2b: Passaggio C2-C3 Campata Corta	129
8.6.3	Sezione 2c: Appoggio Pila	134
8.6.4	Sezione 2d: Mezzeria Campata Lunga	138
8.6.5	Sezione 2e: Appoggio Spalla Campata Lunga	142
9	DIAFRAMMI E CONTROVENTI	147
9.1	METODO DI CALCOLO	148
9.2	SEZIONI DI VERIFICA	149
9.3	ANALISI DIAFRAMMI	150
9.3.1	Sollecitazioni	151
9.3.2	Verifiche	152
9.4	ANALISI TRAVERSI DI SPALLA	156
9.4.1	Sollecitazioni	156
9.4.2	Verifiche	157
9.5	ANALISI TRAVERSI DI PILA	159
9.5.1	Sollecitazioni	159
9.5.2	Verifiche	160
9.6	ANALISI CONTROVENTI	162
9.6.1	Sollecitazioni	163
9.6.2	Verifiche	166
10	BULLONATURE	174
10.1	DIAFRAMMI	175
10.2	CONTROVENTI	176
11	SOLETTA	183
11.1	VERIFICA IN FASE DI MONTAGGIO	183

11.1.1	Analisi dei carichi	184
11.1.2	Verifiche	184
11.2	VERIFICHE SLU	188
11.2.1	Analisi dei carichi	188
11.2.2	Sollecitazioni	191
11.2.3	Verifiche flessionali	193
11.3	VERIFICHE SLE	195
11.3.1	Verifica tensionale rara e quasi permanente	195
11.3.2	Verifica a fessurazione	199
12	APPARECCHIATURE DI APPOGGIO E GIUNTI	202
12.1	AZIONI APPOGGI	202
12.2	SPOSTAMENTI MASSIMI ATTESI PER GLI APPOGGI	208
12.3	VARCO E GIUNTI	209

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Nella parte iniziale del seguente capitolo verrà fornita una descrizione generale dell'impalcato oggetto del progetto definitivo. Nei sotto capitoli è invece riportata una descrizione dettagliata e accurata di ogni elemento strutturale componente il ponte.

L'impalcato oggetto del seguente elaborato è un impalcato in curva pertanto è stato realizzato con una struttura a cassone torsio-rigido atta a ripartire, in maniera quanto più possibile uniforme, i carichi eccentrici ed eventuali squilibri dovuti alla geometria dell'opera stessa.

Esso è composto da tre travi, dodici campi di controventi di torsione inferiori e dodici superiori, ventidue campi di diaframmi, a loro volta composti da correnti inferiori, superiori e inclinati, e tre traversi, due nelle zone delle spalle e uno nella zona di pila. I controventi e i diagonali superiori saranno per lo più utili nella fase di getto della soletta in cui tutto il carico della struttura grava sui soli elementi in acciaio.

L'andamento planimetrico dell'opera è in curva con raggio approssimativamente intorno ai 125m. L'impalcato è della tipologia mista "acciaio-calcestruzzo" a cassone costituito da 3 travi a "doppio T" in acciaio, di altezza variabile e soletta in calcestruzzo armato gettato in opera, di spessore medio pari a 0.25m. Le tre travi hanno un'altezza crescente dall'interno all'esterno della curva, rispettivamente 2.400 m, 2.630 m e 2.860 m, e lunghezze differenti a causa della curvatura dell'impalcato e delle spalle radiali. Essendo presente una pila intermedia l'impalcato si compone in due campate con luci variabili di circa $35 + 56 = 91$ m e nello specifico la luce della trave a esterno curva risulta essere $36 + 58 = 94$ m, quella centrale posta in asse impalcato $35 + 56 = 91$ m e quella interno curva $34 + 54 = 88$ m. Le travi sono piolate e quindi collaboranti con la soletta e spessore e larghezza dei singoli elementi varia in funzione della posizione dei conci.

La sede stradale offerta al traffico veicolare vede una carreggiata di larghezza 11.60 m a cui si affiancano due cordoli laterali di 0.75 m per un ingombro totale del viadotto di 13.10 m. Per garantire un'opportuna visibilità la banchina lato interno curva misura 3.330 m in prossimità della spalla di campata corta (spalla A), per poi arrivare a 3.600 m nel tratto a curvatura costante e poi diminuire nuovamente nel tratto di clotoide fino ad arrivare a 3.500 m sulla spalla della campata lunga (spalla B). La banchina esterno curva invece presenta uno spessore costante di 1.000 m.

I giunti tra i vari conci dell'impalcato vengono eseguiti effettuando delle saldature a piena penetrazione mentre i diaframmi e i controventi sono connessi alla struttura mediante giunti bullonati.

Il sistema di vincolamento previsto per il cavalcavia è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. In particolare vengono previsti due appoggi per ogni spalla posti in asse alle travi esterne e due in pila posizionati a 1.40 m dall'asse della trave centrale e insistenti direttamente sul traverso a parete piena. Il disassamento degli appoggi di pila è stato realizzato per ragioni geometriche. Non era infatti possibile realizzare un fusto pila o un pulvino sufficientemente larghi da poter posizionare gli appoggi in asse alle travi esterne come è stato fatto nelle spalle.

La pila è a setto continuo in c.a, di spessore 2.00m e larghezza 4.00m. Le dimensioni in altezza sono determinate dall'andamento altimetrico del tracciato stradale e dallo spessore dell'impalcato.

Le spalle dell'opera sono di tipo ordinario in conglomerato cementizio armato, fondate su pali di grande diametro. Esse verranno più dettagliatamente descritte nel sotto capitolo 4.15.

Per quanto riguarda le fasi esecutive si prevede, dopo il montaggio della parte metallica dell'impalcato, l'esecuzione del getto della soletta, alla quale seguiranno le operazioni di pavimentazione della sede stradale e la successiva apertura al traffico al termine del completamento dei rimanenti lavori.

Di seguito si riporta una planimetria della pianta.

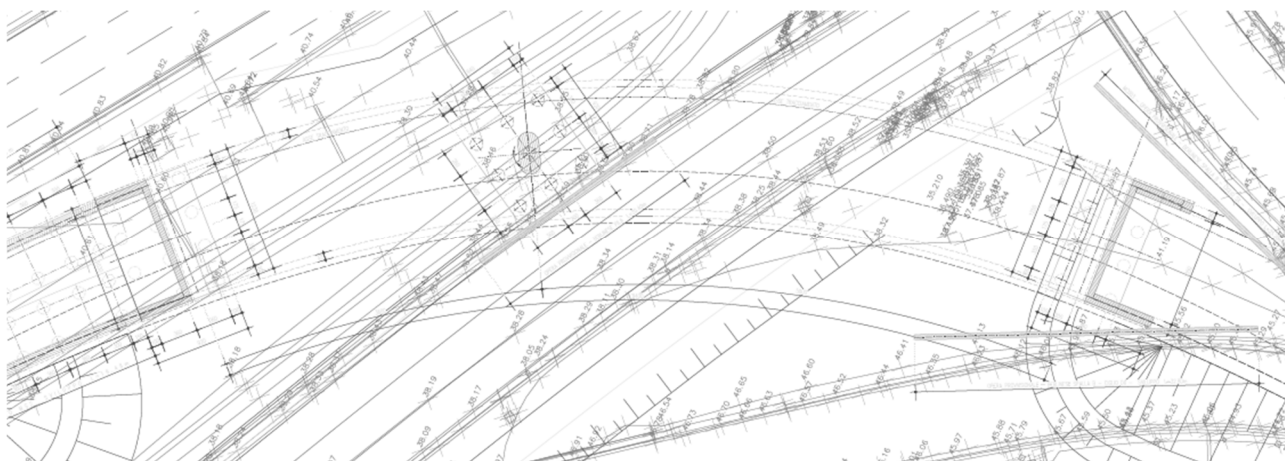


Figura 1-1 Pianta impalcato progetto esecutivo

1.1 CARATTERISTICHE E PROPRIETÀ SEZIONI

Nel presente capitolo verrà fornita una descrizione dettagliata dei vari elementi componenti l'impalcato, le sottostrutture e gli apparecchi d'appoggio.

1.1.1 Travi

L'impalcato risulta suddiviso in 5 tipologie di conci per ciascuna trave di caratteristiche variabili. Per ragioni di economia si è cercato di ottimizzare le larghezze e gli spessori dei vari piatti di acciaio costituenti le piattabande e le anime delle travi principali, modulando lo spessore in base all'effettivo impegno statico.

Vengono adottate le seguenti tipologie di conci:

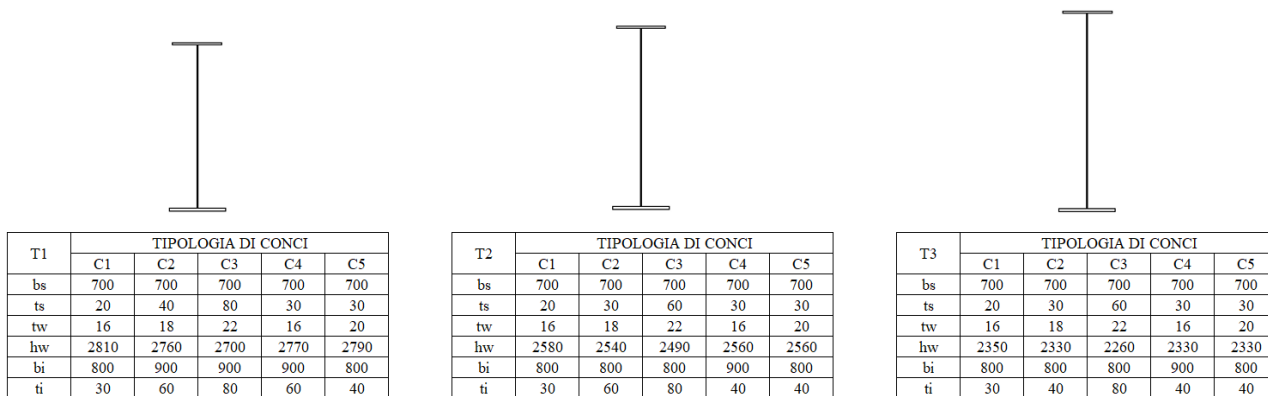


Figura 1-2 Da sinistra: trave interno curva (T1), trave centrale (T2), trave esterno curva (T3) e relativi conci

Le caratteristiche costituenti le lamiere delle travi principali di ciascun conio e riportate nelle tabelle dell'immagine precedente sono espresse in mm e si è indicato con:

- b_i larghezza piattabanda inferiore
- t_i spessore piattabanda inferiore
- b_s larghezza piattabanda superiore
- t_s spessore piattabanda superiore
- h_w altezza anime
- t_w spessore anime

I conci sopra definiti sono disposti sull'impalcato come riportato nella figura seguente che mostra gli assi delle travi dell'impalcato:

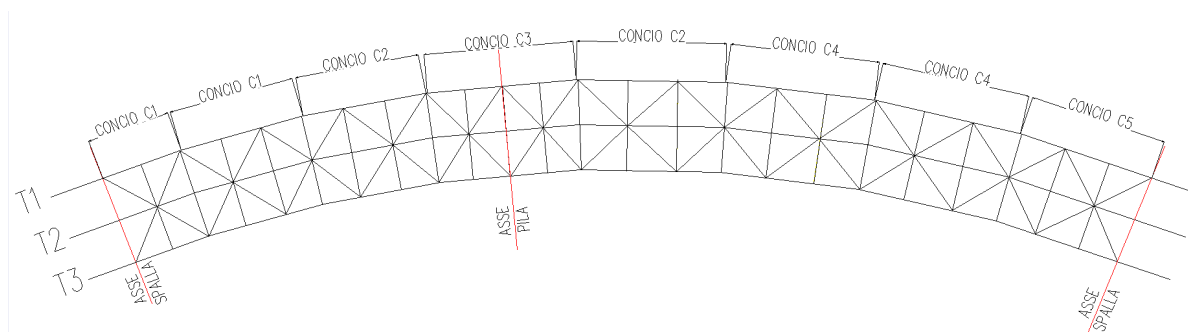


Figura 1-3 Disposizione Conci nell'Impalcato

1.1.2 Traversi

La stessa nomenclatura utilizzata per le parti componenti le travi viene mantenuta anche nella definizione dei traversi di spalla e di pila realizzati in acciaio con travi di tipo IPE e di seguito definiti:



TRAVERSO DI SPALLA	
bs	400
ts	20
tw	20
hw	-
bi	600
ti	20

TRAVERSO DI PILA	
bs	600
ts	40
tw	25
hw	-
bi	1000
ti	30

Figura 1-4 Sezione Traversi

Tali traversi hanno un'altezza crescente dall'interno all'esterno della curva, per questa ragione non è stata riportata in tabella l'altezza dell'anima.

I traversi reticolari intermedi sono invece composti da 2L130x130x14 per i correnti superiori e 4L110x110x12 per i correnti inferiori e i diagonali.

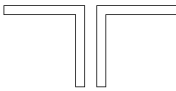
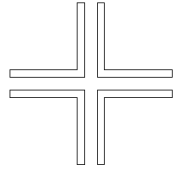
Sezioni DIAFRAMMI	
Corrente Superiore	2L 130x130x14 
Corrente Inferiore e Diagonali	4L 110x110x12 

Figura 1-5 Sezioni Diaframmi

Di seguito si riporta la sezione dei traversi di spalla e di pila e una sezione tipica dei diaframmi:

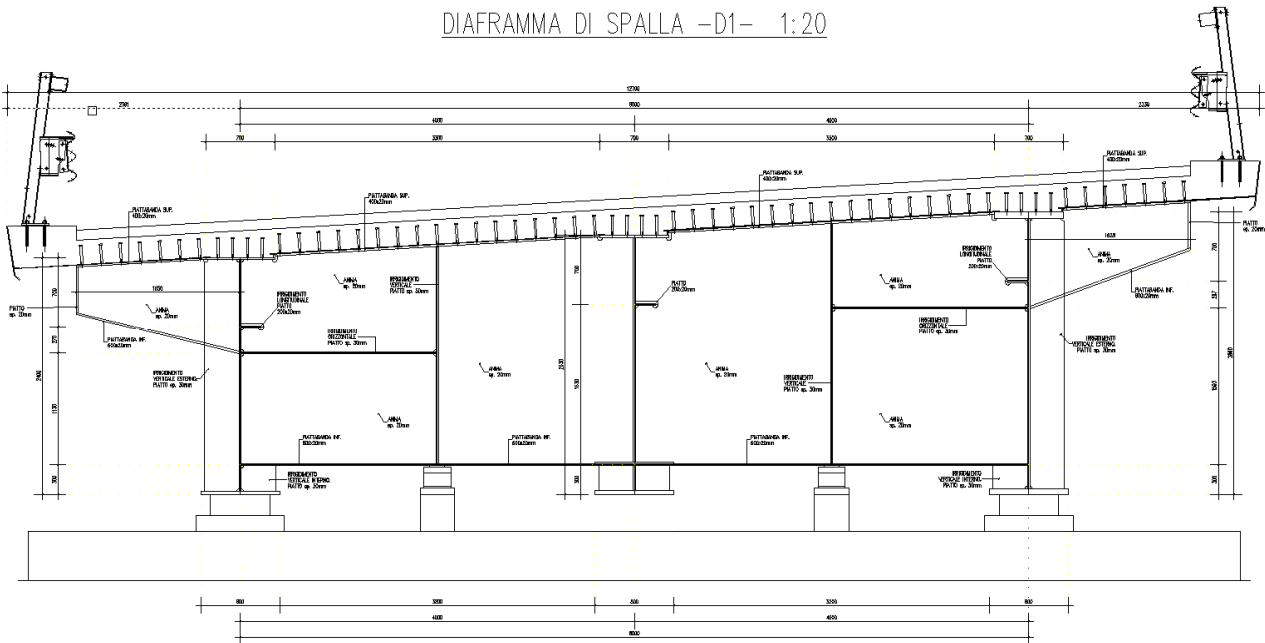


Figura 1-6 Diaframmi di Spalla

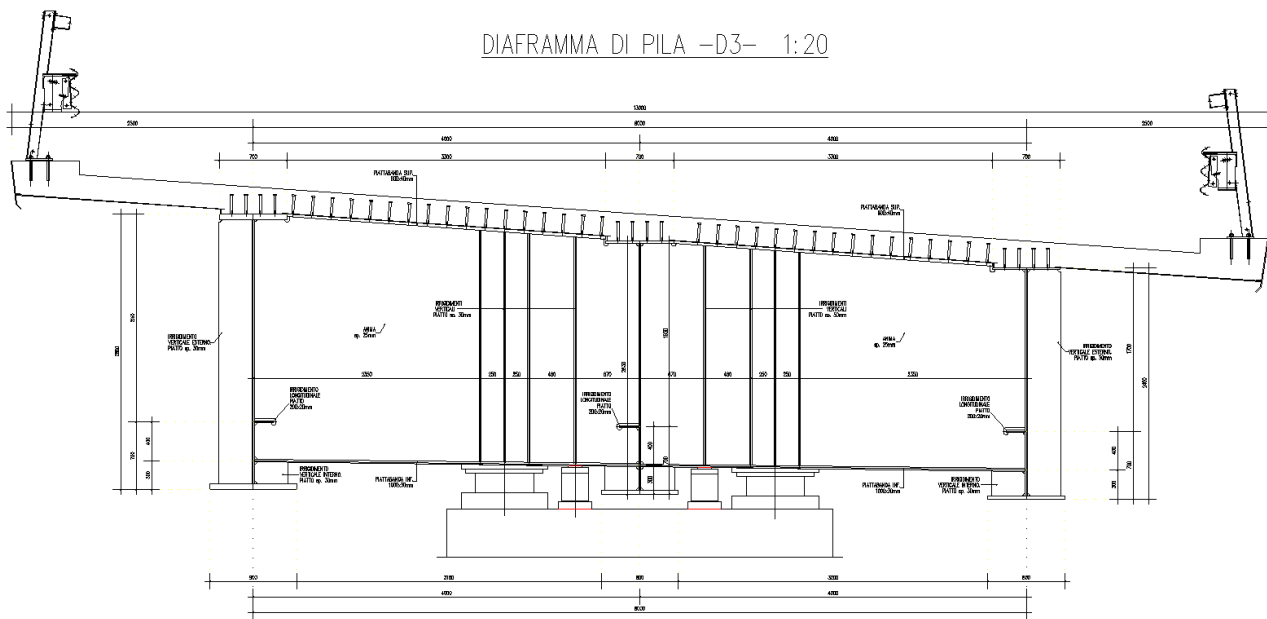


Figura 1-7 Diaframma di Pila

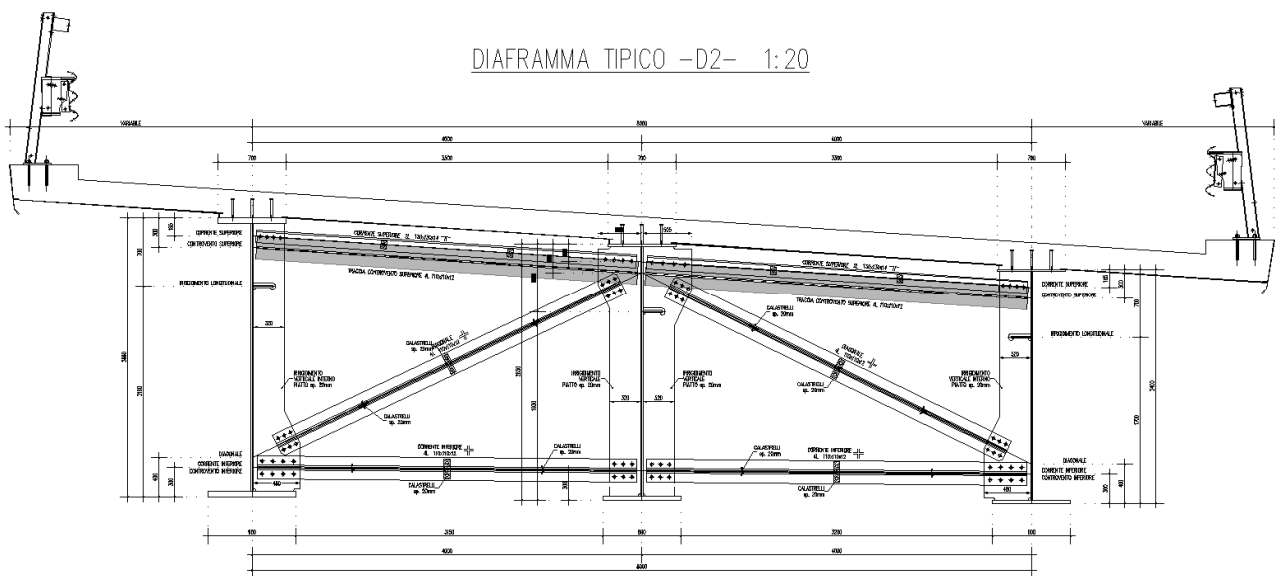


Figura 1-8 Diaframma Tipico

1.1.3 Controventi di torsione

Per i controventi invece sono state adottate le seguenti sezioni:


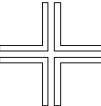


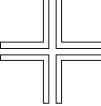
	Sezioni CONTROVENTI INFERIORI	Sezioni CONTROVENTI SUPERIORI
Controventi di spalla campata corta	2L 130x130x14 	
Controventi di pila campata corta	4L 150x150x18 	4L 110x110x12 
Controventi di pila campata lunga		
Controventi di campata corta e lunga	4L 130x130x14 	
Controventi di spalla campata lunga	4L 150x150x18 	

Figura 1-9 Sezioni Controventi

Di seguito si riporta una figura che mostra la posizione dei campi di controvento citati nella tabella sopra riportata e due piante dei controventi tipici:

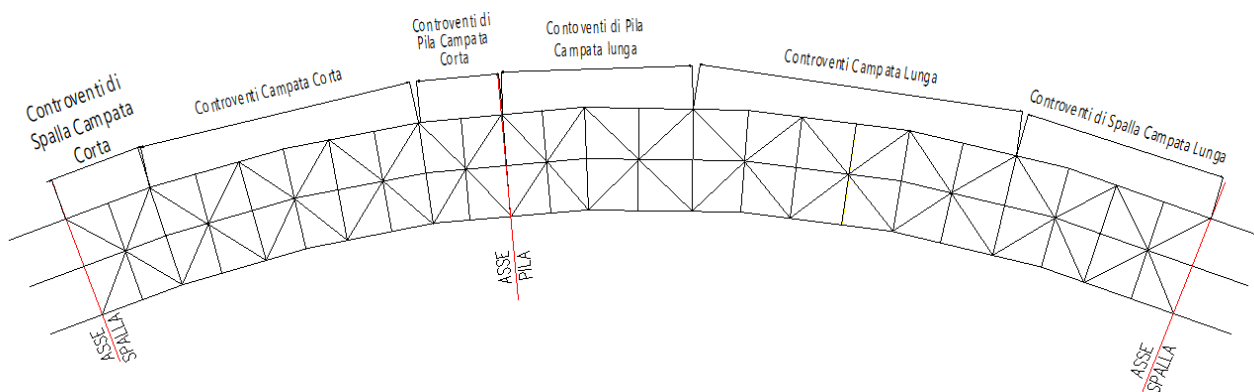


Figura 1-10 Campi di Controvento

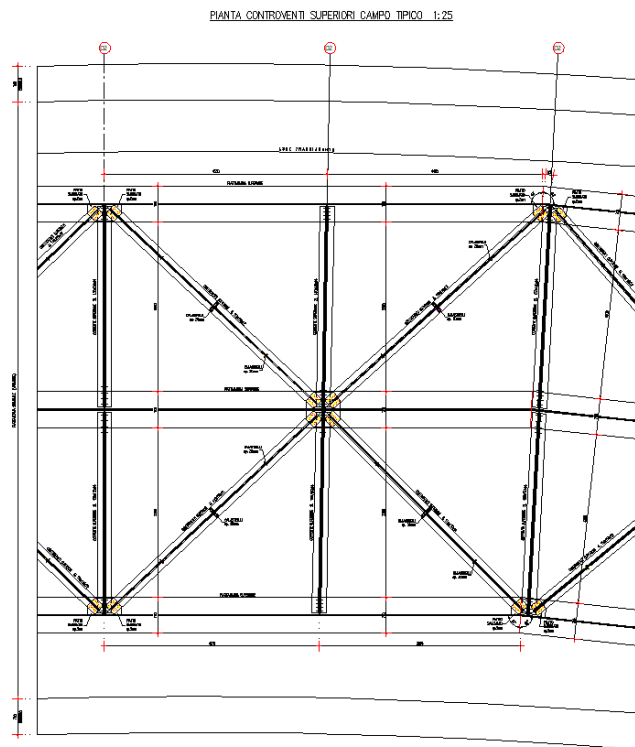


Figura 1-11 Pianta Controventi Tipici Superiori

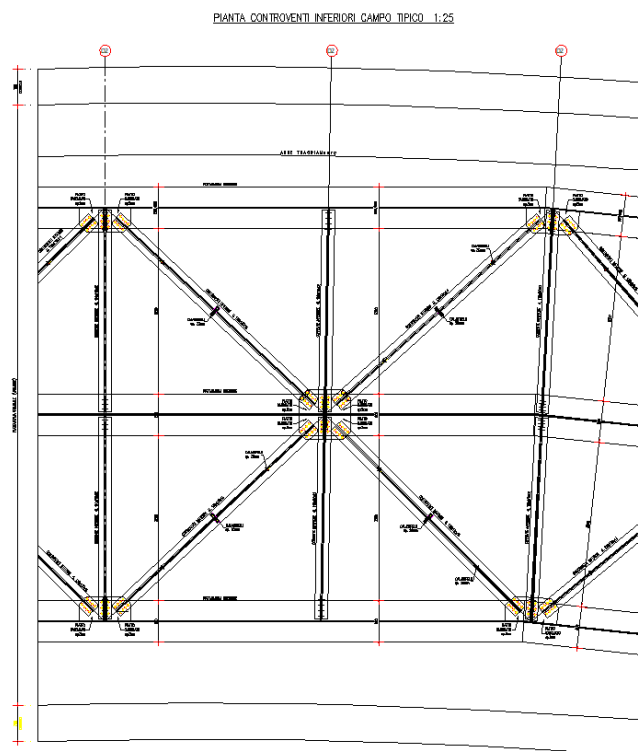


Figura 1-12 Pianta Controventi Tipici Inferiori

Sia per i diaframmi che per i controventi sono state adottate sezioni reperibili facilmente e in tempi brevi.

1.1.4 stiffeners e ribs

Le caratteristiche dimensionali degli irrigidimenti d'anima vengono definite sulla base dei criteri contenuti in EN 1993-1-5, cap. 9.

Le anime delle travi vengono irrigidite, ove necessario, mediante un sistema irrigidimenti così composto:

- Irrigidimenti verticali per anime delle travi interno e esterno curva: formati da un piatto 200x20 mm, posto a lato interno cassone;
- Irrigidimenti verticali per anima della trave centrale: formati da un piatto 200x20 mm, posto simmetricamente rispetto all'anima
- Irrigidimenti longitudinali: formato da un piatto semplice 200x20 mm, ordito a distanza pari a 700 mm rispetto all'estradosso della piattabanda superiore nel caso la trave sia sollecitata da momento positivo e a 700 mm dalla piattabanda inferiore nel caso la trave sia sollecitata da momento negativo.

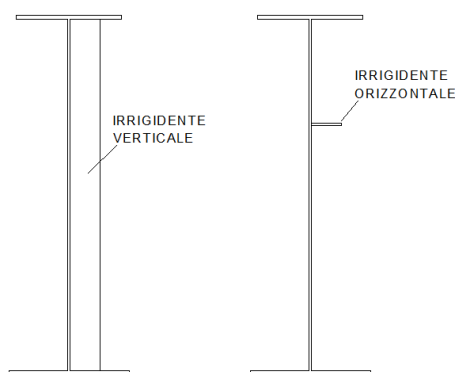


Figura 1-13 Irrigidenti tipici

Gli irrigidimenti verticali vengono posti in ogni intersezione tra l'anima della trave e i diaframmi, così da limitare sollecitazioni concentrate sull'anima della trave e di conseguenza le relative deformazioni fuori piano e picchi di tensione.

Gli irrigidimenti orizzontali, ribs, invece vengono posti solo nei punti in cui, in loro assenza, si verificherebbe il fenomeno del web breathing. In particolare verrà posto un'orditura di ribs 200x20 mm a 700 mm dall'intradosso della trave esterno curva per 8.70 m a destra dall'appoggio della trave sulla pila e, a sinistra, fino alla sezione di passaggio tra il primo concio C1 e il secondo per evitare instabilità dell'anima per momento negativo. La distanza su cui disporre i ribs a destra della sezione di pila è stata assunta cautelativamente considerando il 15% della luce della campata maggiore: $58\text{m} * 0.15 = 8.70\text{ m}$. Un altro allineamento di ribs, sempre con la stessa geometria verrà posizionato a 700 mm dell'estradosso della trave in acciaio nel tratto privo di ribs della campata lunga per evitare l'instabilità dell'anima per momenti positivi.

1.1.5 Spalle

Le spalle dell'opera sono di tipo ordinario in conglomerato cementizio armato, fondate su pali di grande diametro. Nello specifico, la spalla A del cavalcavia, lato campata corta da 35 m, risulta costituita da un plinto di forma rettangolare di dimensione 12.30 m x 9.20 m, attestato su una palificata di fondazione rappresentata da 12 pali Ø1200 mm; lo sviluppo delle superiori parti d'opera in elevazione è costituito da un fusto di altezza $H_{fusto} = 3.80$ m, dal superiore paraghiaia e da idonei muri di risvolto atti a gestire il retrostante corpo del rilevato. La spalla B del cavalcavia invece, lato campata lunga da 56m, risulta costituita da un plinto di forma rettangolare di dimensione 12.50 m x 7.00 m, attestato su una palificata di fondazione rappresentata da 8 pali Ø1200 mm; lo sviluppo delle superiori parti d'opera in elevazione è costituito da un fusto di altezza $H_{fusto} = 1.50$ m, dal superiore paraghiaia e da idonei muri di risvolto atti a gestire il retrostante corpo del rilevato.

Di seguito si riportano rappresentazioni grafiche della spalla sopra descritte:

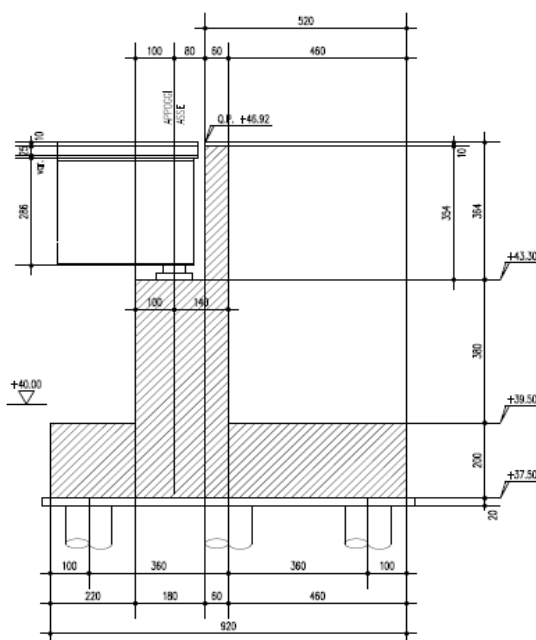


Figura 1-14 Sezione trasversale spalla A

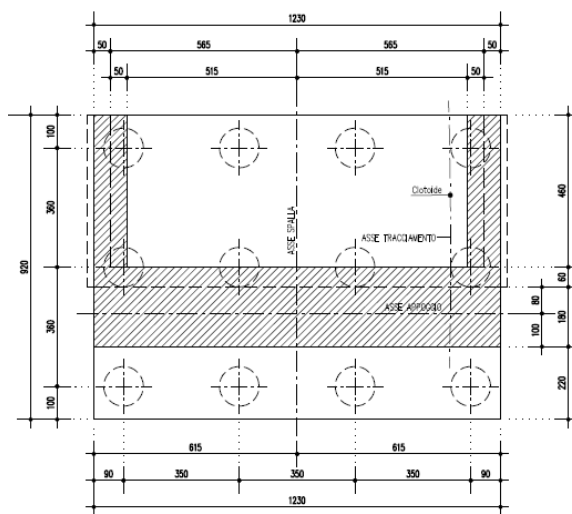


Figura 1-15 Pianta Spalla A

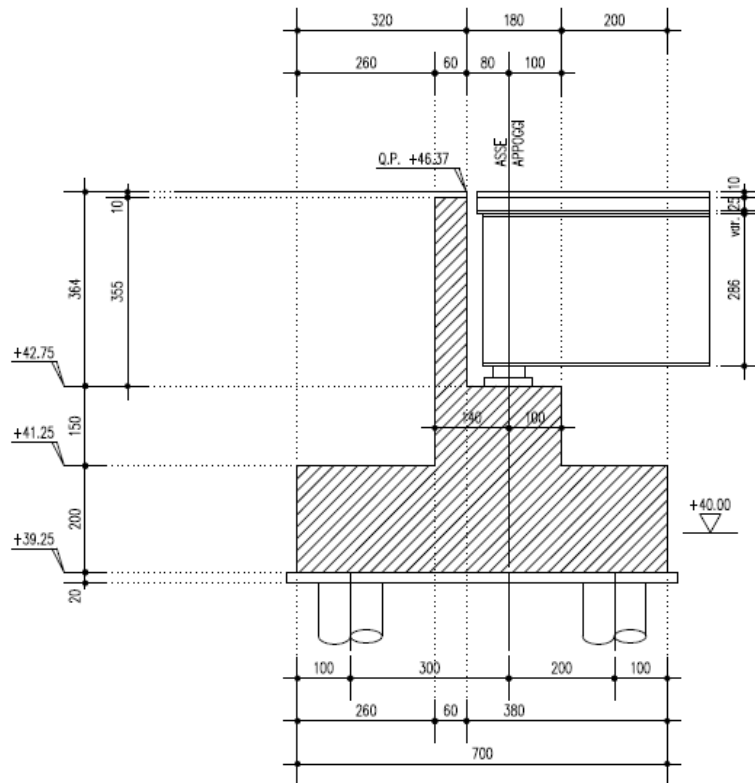


Figura 1-16 Sezione trasversale spalla B

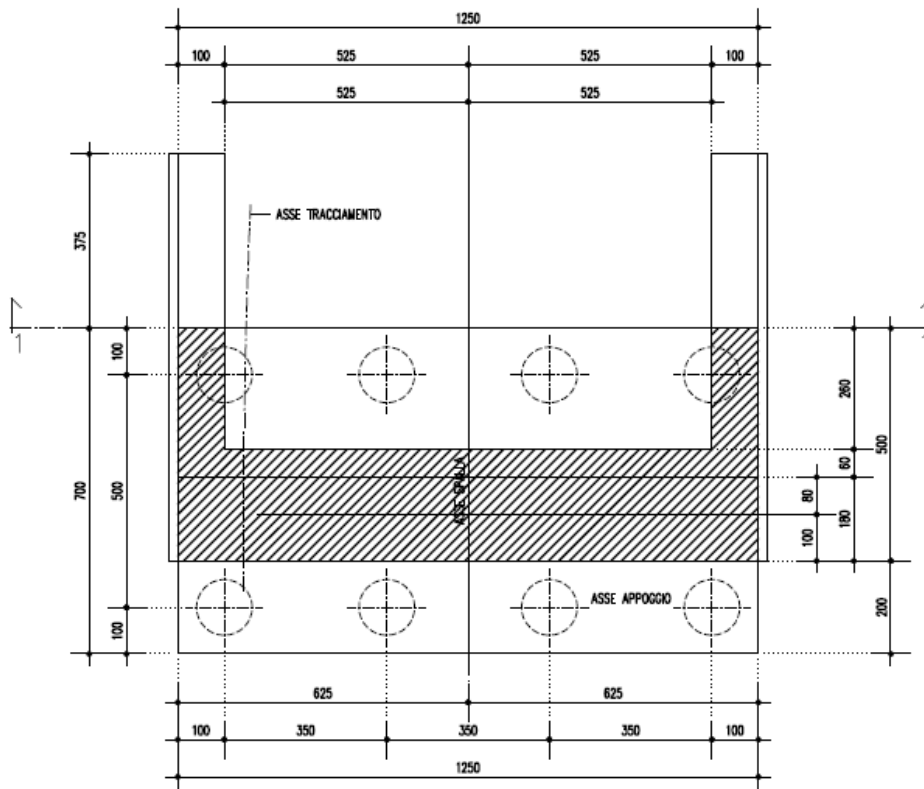


Figura 1-17 Pianta Spalla B

1.1.6 Pila

La pila dell'opera è di tipo ordinario in conglomerato cementizio armato, fondate su pali di grande diametro. Nello specifico, la pila del cavalcavia, risulta costituita da un plinto di forma rettangolare di dimensione 9.20 m x 9.20 m, attestato su una palificata di fondazione rappresentata da 9 pali Ø1200 mm; lo sviluppo delle superiori parti d'opera in elevazione è costituito da un fusto di altezza $H_{fusto} = 5.80$ m e larghezza 4.00 m x 2.00 m sul quale poggeranno gli apparecchi di appoggio.

Di seguito si riportano rappresentazioni grafiche della pila sopra descritta:

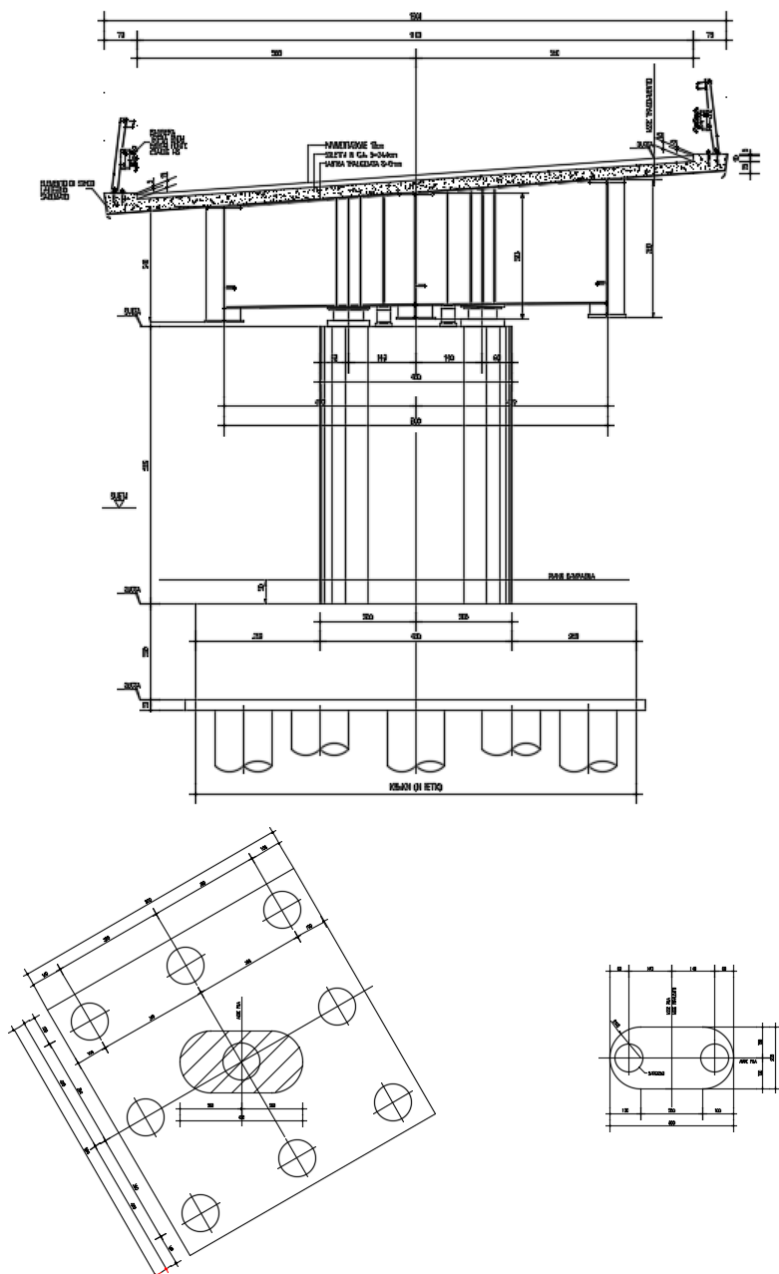


Figura 1-18 Pianta fondazione e spiccatto elevazione pila

1.1.7 Sistema di vincolamento

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 mescola elastomerica utilizzata, indispensabile per minimizzare gli spostamenti della struttura isolata. Le caratteristiche dei dispositivi di appoggio, posti rispettivamente in corrispondenza delle spalle e delle pile, vengono in primo luogo definite in funzione della portata verticale che tali elementi devono essere in grado di garantire e quindi in base alle azioni trasmesse dall'impalcato. La rigidità traslazionale dei dispositivi di isolamento k_h è proporzionale allo spessore totale t_e della gomma e al modulo di elasticità tangenziale G secondo l'espressione:

$$k_h = G \cdot A / t_e$$

Le mescole elastomeriche ad alto smorzamento di cui sono costituiti i dispositivi di isolamento sono caratterizzate da una sensibile variazione del modulo G al variare della deformazione. In particolare il valore di G al disotto del 50% della deformazione massima di un dispositivo risulta circa 2,0 volte superiore al valore assunto da G per deformazioni più elevate. Di conseguenza il valore della rigidità traslazionale dei dispositivi in condizioni di esercizio risulta più elevata di quella in condizione sismica. Di seguito si anticipano i valori delle rigidità traslazionali dei dispositivi previsti in corrispondenza delle spalle e della pila in condizioni di esercizio e sismiche. I valori di rigidità ridotta saranno utilizzati nell'analisi al fine della valutazione delle azioni sismiche, mentre i valori in condizione di esercizio si utilizzeranno nelle analisi statiche lineari. Mediante la modellazione sarà possibile valutare la ripartizione delle azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato ai diversi elementi di sostegno. Nella tabella seguente sono riportate le rigidità orizzontali dei dispositivi utilizzati.

	Kh isolatori spalla A (kN/mm)	Kh isolatori pila (kN/mm)	Kh isolatori spalla B (kN/mm)
Condizioni esercizio	8.10	16.50	12.90
Condizioni sismiche	4.50	8.25	6.45

Tabella 1-1 Rigidità orizzontali isolatori

Le rigidità verticali invece sono uguali per tutti gli isolatori, sia in condizioni statiche che sismiche e risultano:
 $K_v = 5517 \text{ kN/mm}$.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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. In dettaglio si sono presi in esame quindi i seguenti documenti, che volta in volta verranno opportunamente richiamati:

D.M. 17 gennaio 2018:	Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (indicate nel prosieguo "NTC-18")
Circ. 21 gennaio 2019 n. 7:	Istruzioni per l'applicazione dell' «Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"» di cui al D.M. 17/01/2018
D.M. 31 luglio 2012:	Approvazione della Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'approvazione degli Eurocodici
UNI EN 1990:	Basi della progettazione strutturale
UNI EN 1991-1-4:	Azioni sulle strutture – Azione del vento
UNI EN 1991-1-5:	Azioni sulle strutture – Azioni termiche
UNI EN 1991-2:	Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
UNI EN 1992-1-1:	Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1992-2:	Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
UNI EN 1993-1-1:	Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1993-2:	Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio
UNI EN 1993-1-5:	Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra
UNI EN 1993-1-8:	Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti
UNI EN 1993-1-9:	Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica
UNI EN 1994-1-1:	Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1994-2:	Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti
UNI EN 1998-2:	Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
UNI EN 1090-1:	Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali
UNI EN 1090-2:	Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti tecnici per strutture in acciaio.

3 CONTESTUALIZZAZIONE DELL'OPERA

3.1 CONDIZIONI AMBIENTALI

Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature (NAD EN 1991-1-4):

$$T_{\min} = -15 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max} = 42 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Per l'umidità ambientale si assume:

$$\text{RH} = 80 \%$$

3.2 CLASSI DI ESPOSIZIONE

Per quanto riguarda le classi di esposizione, si prevede l'alternarsi di cicli di gelo/disgelo, in presenza di agenti disgelanti, per cui, applicheranno le seguenti classi di esposizione:

soletta: XF4

baggioli: XF4

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno pertanto rispettare, oltre i requisiti di resistenza, anche i criteri previsti dalla vigente normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.

3.3 CLASSIFICAZIONE 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 ai seguenti criteri (EN 1991-2, EN 1993-2):

categoria traffico: 1 (asse viario con alta intensità di pesante) EN 1991-2 4.6.1.(3)

N_{obs} : $2 \cdot 10^6$

Composizione traffico: Medium Distance

Vita di progetto: $t_{\text{id}} = 100$ anni

Approccio: safe life (γ_M) 1.35

3.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno 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.

3.4.1 Acciaio per carpenterie metalliche

Tipo: **S355J2G3 (ex Fe510 D)**

Avente le seguenti caratteristiche:

S2LVSCV10700000RSTR1307-2

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO SISMICO

Tensione di rottura a trazione $f_t \geq 490 \text{ N/mm}^2$

Tensione di snervamento $f_y \geq 355 \text{ N/mm}^2$

La resistenza di calcolo f_d è definita mediante l'espressione (CNR 10011 paragrafo 3.2):

$$f_d = f_y / \gamma_m$$

f_y : tensione di snervamento $\gamma_m = 1$

$f_d = 355 \text{ Mpa}$ per spessori $\leq 40 \text{ mm}$

$f_d = 315 \text{ Mpa}$ per spessori $> 40 \text{ mm}$

3.4.2 Acciaio per Armatura Lenta

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

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

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

Proprietà		Requisito
Limite di snervamento	f_y	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura	f_t	$\geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo	A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto	f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto	$f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$

3.4.3 Calcestruzzo Soletta

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 ad 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.

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

Grandezza		u.m.	C35/45
resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	N/mm ²	35,00
resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	N/mm ²	19,83
resistenza media a trazione	f_{ctk}	N/mm ²	3,2
tensione di aderenza cls-armatura	f_{bd}	N/mm ²	3,37
tensione massima di compressione (comb. rara)	σ_c	N/mm ²	21,00
tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	σ_c	N/mm ²	15,75
modulo elastico medio istantaneo	E_m	N/mm ²	34077

Tabella 3-1 Grandezze Meccaniche Relative al cls

Inoltre si assume:

- $\nu = 0.2$ modulo di Poisson
- $\alpha_t = 1.0 \cdot 10^{-5}$ Coefficiente dilatazione termica

3.4.4 Pioli

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

Pioli (Secondo UNI EN ISO 13918):

- 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 $\gamma_M = 1.25$

3.4.5 Bulloni

Si utilizzano per il collegamento dei diaframmi e dei controventi alle rispettive piastre saldate alle travi bulloni M27 di classe 10.9. In conformità a quanto appena specificato le caratteristiche meccaniche dei bulloni utilizzati sono le seguenti:

Tensione a rottura:	$f_{tb} = 1000 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 900 \text{ N/mm}^2$
Area:	$A = 573 \text{ mm}^2$
Area resistente:	$A_{res} = 459 \text{ mm}^2$
Coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni	$\gamma_{M2} = 1.25$

3.5 CLASSE DI ESECUZIONE

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

Per le saldature delle travi, e per le tolleranze geometriche degli elementi principali si prevede classe EXC4

4 SOFTWARE DI CALCOLO E VERIFICA

4.1 STRAUS 7

I modelli utili a ricavare le sollecitazioni e i comportamenti d'interesse dell'impalcato e di specifici elementi sono stati realizzati con il noto codice "Straus7". I modelli realizzati impiegano elementi tipo: "plate", elementi bidimensionali (piani) in grado di rappresentare tanto il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), elementi tipo "beam", o elementi trave, e altre funzioni caratteristiche di Straus7 come il "load patch" per calcolare le linee d'influenza.

4.2 PONTIEC4

Per le verifiche delle sezioni acciaio calcestruzzo si adotta il programma "Ponti EC4" sviluppato da Alhambra s.r.l.. Il programma opera sulla base di un database di sezioni opportunamente sincronizzato con quello del sistema ad elementi finiti, ed effettua le verifiche di resistenza e di stabilità locale di membrature in acciaio ed acciaio-clt sulla base dei criteri contenuti negli Eurocodici di riferimento (EN 1993, EN 1994), e in osservanza a quanto previsto da NTC-18.

In particolare, la procedura opera, per ciascuna sezione, le seguenti verifiche:

- calcolo proprietà geometrico - statiche delle sezioni nelle varie fasi considerate.

S.L.U.:

- identificazione delle sezioni, consistente nella preclassificazione dei singoli componenti, e nella classificazione effettiva, effettuata sulla base di ciascuna combinazione di carico.
- verifica per tensioni normali (interazione N/M):
 1. sezioni cl. 1 e 2: analisi e verifica plastica di ciascuna sezione, e deduzione del rapporto di sfruttamento plastico;
 2. sezioni classe 3: analisi tensionale elastica su sezione lorda, con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico;
 3. sezioni classe 4: analisi tensionale elastica su sezione efficace, con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico;
- taglio: verifica a taglio plastico, includendo i fenomeni di shear buckling.
- interazione pressoflessione - taglio (N-M-V): deduzione del rapporto di sfruttamento finale della sezione.
- verifica rapporto v_{Ed}/v_{Rd} piolature (sezioni con rapporto di sfruttamento plastico a flessione ≤ 1).
- calcolo plastico piolature (sezioni con rapporto di sfruttamento plastico a flessione > 1).

S.L.E. :

- verifica elastica S.L. delle tensioni in esercizio.
- verifica Web Breathing.
- fessurazione soletta.
- verifica elastica piolature.

Fatica:

- verifica, con il metodo dei coefficienti λ , per preselezionate categorie di dettaglio.
- verifica, con il metodo dei coefficienti λ , della connessione travi/soletta.

Convenzioni generali:

Nel prosieguo del presente elaborato si adotteranno le notazioni contemplate dalle varie norme EN di riferimento.

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze: m

forze - coppie: kN

tensioni: MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

In generale, per quanto riguarda le azioni interne nell'impalcato, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

F_x azione assiale

F_y azione tagliante agente nel piano orizzontale

F_z azione tagliante agente nel piano verticale

M_x momento torcente

M_y momento flettente agente nel piano verticale

M_z momento flettente agente nel piano orizzontale

Le verifiche dell'impalcato verranno eseguite esclusivamente con riferimento alle caratteristiche F_x , F_z , M_y , dal momento che risultano non significativi i contributi F_y , M_x ed M_z .

In particolare, per le sollecitazioni verrà impiegata anche la seguente notazione alternativa:

M (M_r) in luogo di M_y

V in luogo di F_z

T in luogo di M_x

Nell'ambito dell'adozione del sistema di riferimento elementare, si precisa che le azioni flettenti di trave sono da intendersi:

- POSITIVE: se le fibre tese sono rivolte all'estradosso trave

- NEGATIVE: se le fibre tese sono rivolte all'intradosso trave

4.3 ANALISI E VERIFICHE ESEGUITE

Sono state effettuate le verifiche necessarie al corretto dimensionamento degli elementi afferente ad un livello di progettazione definitivo.

In linea generale, sono state pertanto effettuate le seguenti analisi/verifiche:

- analisi globale, statica dell'intera struttura

- ciclo completo di verifica S.L.U., S.L.E., S.L.E.fr., S.L.F. di trave interno ed esterno curva, connessione trave soletta e traversi (cfr. dettaglio par. successivo)
- verifica sistema di irrigidimento travi (stiffeners)

4.3.1 Modalità di verifica sezioni in acciaio e acciaio cls

Il ciclo completo di verifiche delle sezioni in acciaio calcestruzzo (o solo acciaio) viene effettuato secondo le modalità contenute in EN 1993 - 1994.

I criteri di riferimento per la verifica della resistenza delle sezioni (cross section checks) sono quelli contenuti in EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2/NTC-18 cap 4.2., 4.3 e relative Istruzioni.

Si fornisce di seguito una breve descrizione delle verifiche effettuate nell'ambito dei vari S.L. considerati.

S.L.U. Fondamentale: verifica di resistenza delle sezioni (incluse verifiche di local buckling)

Le verifiche S.L.U. di resistenza delle sezioni viene effettuata sistematicamente considerando le combinazioni S.L.U. - $M_{max}/M_{min}/V_{max}/V_{min}$, tenendo ovviamente conto, di volta in volta, delle rispettive caratteristiche di sollecitazione concomitanti. Si sintetizzano di seguito i passi principali della verifica:

- Preclassificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sottocomponenti

- Analisi plastica

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

- Classificazione effettiva della sezione

Effettuata sulla base dell'effettivo valore di N_{Ed} , M_{Ed} per la combinazione in esame (max/min M_{Ed} , max/min V_{Ed} , con i rispettivi valori concomitanti)

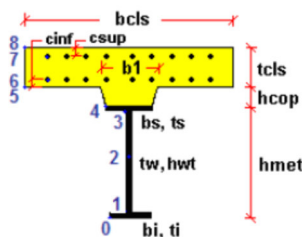
- Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico $\eta_{1,}$; effettuata con riferimento a N_{Ed} , M_{Ed} agenti isolatamente, e per effetto combinato.

- Verifica elastica a pressoflessione (sezioni cl. 3-4)

valutazione del massimo rapporto di sfruttamento elastico $\eta_{1,}$, effettuata rispettivamente per le sezioni in classe 3/4 con riferimento alle caratteristiche geometriche lorde/efficaci. Le caratteristiche geometriche efficaci vengono dedotte in maniera iterativa, tenendo conto delle flessioni parassite che nascono per effetto dell'eccentricità assunta dall'azione assiale di progetto causata dallo "shift" progressivo dell'a.n.e..

Le tensioni vengono valutate in corrispondenza delle 8 fibre indicate nello schema seguente.



Nell'ambito del calcolo tensionale, la soletta viene considerata "cracked" (non reagente) all'atto dell'annullamento della tensione di compressione valutata in corrispondenza della fibra media. Contestualmente all'annullamento della soletta, si annullano anche le sollecitazioni da ritiro primario.

- Verifica a taglio - sezioni non soggette a "shear buckling"

Viene valutata la suscettibilità o meno delle sezioni allo shear buckling, procedendo quindi come segue:

sezioni non soggette a "shear buckling"

Viene effettuato il calcolo del taglio resistente plastico, ed il calcolo del rapporto di sfruttamento a taglio.

sezioni suscettibili di "shear buckling"

per sezioni soggette a "shear buckling" viene valutato il coefficiente di riduzione χ_w , e successivamente valutato il taglio resistente $V_{b,Rd}$ come somma dei contributo resistenti dell'anima $V_{bw,Rd}$ e, se applicabile, delle flange $V_{bf,Rd}$.

- 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 - 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 una 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 3-4, 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).

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:

$$M_{pl,Rd} = M_{pl(N),Rd}$$

$$M_{f,Rd} = M_{f(N),Rd}$$

S.L.E. Caratteristico: verifica limitazione delle tensioni

La verifica viene condotta con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E., applicando il coefficiente di materiale $\gamma_{m,ser} = 1.0$.

S.L.E. Frequente: verifica web breathing

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli sottopannelli. Per i criteri di verifica, si rimanda a EN 1993-2, cap. 7.4/istr. NTC-18, cap. 4.2.4.1.3.4.

La verifica viene effettuata mediante il metodo rigoroso, consistente nella verifica diretta della stabilità dei sottopannelli con riferimento al quadro tensionale della combinazione S.L.E. frequente.

Viene pertanto confrontato il quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente, rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ (calcolate però con riferimento all'area efficace, se pertinente) e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello, mediante la relazione (cfr. 1993-2 cap. 7.4.(3)):

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

In cui:

$\sigma_E = 186200(t/h)^2$ tensione critica Euleriana

$k_{\sigma}, k_{\tau} =$ coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e 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, rispettivamente per Mmax/min e Vmax/min.

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).

S.L.Fatica

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti λ , associato al veicolo a fatica FLM3 (EN 1993-2 cap. 9/istr. NTC-18, cap. 4.2.4.1.4.6.3.).

In estrema sintesi, il metodo consiste nell'estrazione, per i vari punti di interesse, del range di sforzi $\Delta\sigma_p$ dovuto al singolo transito di uno specifico modello di carico (FLM3), da calibrarsi opportunamente mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, in modo da fornire il medesimo impatto del traffico reale.

Si ha pertanto:

$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$ ampiezza escursione tensioni, valutata dalla combinazione di progetto a fatica (comp. non ciclica + comp. ciclica da FLM3).

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Delta\sigma_p$ range di progetto: ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per 2E6 cicli

con:

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

Verifica:

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

In ottemperanza a quanto previsto dalle istruzioni e dal N.A.D. e nell'ottica del concetto "safe life", si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

Si pone inoltre, per lo specifico caso:

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

$\gamma_{Mf} = 1.15$ bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (non fail safe)

Tutti i dettagli vengono ascritti alla categoria fail safe ad eccezione dei pioli.

L'ampiezza dei $\Delta\sigma_p$ di tensione viene calcolata sulla base di σ_{max} e σ_{min} derivanti dalla combinazione di carico a fatica, elaborata con riferimento a EN 1992-1-1 cap. 6.8.3.(2), che prevede la sovrapposizione della componente "non ciclica" delle sollecitazioni, derivata dalla combinazione S.L.E. frequente, con la componente "ciclica", derivata dall'involuppo delle sollecitazioni dovute al transito del veicolo FLM3.

Relativamente alle sollecitazioni di input, il programma gestisce in automatico le sollecitazioni derivanti dalla combinazione S.L.E. frequente, elaborata come d'uso per Mmax/min e Vmax/min, sovrapponendole alle sollecitazioni derivanti dall'involuppo per Mmax/min Vmax/min derivanti dal transito di FLM3, con l'obiettivo di estrarre il massimo valore di ampiezza di $\Delta\sigma_p$. Il programma procede quindi al calcolo del range di progetto $\Delta\sigma_E$, tramite applicazione dei coefficienti λ , ed al confronto del valore calcolato con i $\Delta\sigma_c$ tabellari, opportunamente modificati mediante l'applicazione del size effect k_s , quando rilevante, e del coefficiente di sicurezza γ_{Mf} .

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 cap. 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 a EN 1991-2 cap. 4.6 (NTC-18, cap. 5).

4.3.1.1 Verifica connessione trave - soletta

Ai fini delle verifiche, si fa riferimento a quanto contenuto in EN 1994-1/EN 1994-2/NTC-18, 4.3.4.1.2 + istr. cap. C.4.3.4.

Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza.

Il ciclo di verifica completo delle piolature comprende i seguenti passi:

Verifica tensioni S.L.U. (valido per sezioni con $\eta_1 \leq 1$)

Deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio allo S.L.U. sul singolo piolo, nell'ambito delle condizioni M_{max}/M_{min} , V_{max}/V_{min} , e confronto con la portanza del piolo allo S.L.U.:

$$v_{L,Ed}(x) = V_{Ed}(x) S/J$$

$$v_{L,Ed}^{ULS} \leq 1.1 N_i/l_i P_{Rd}$$

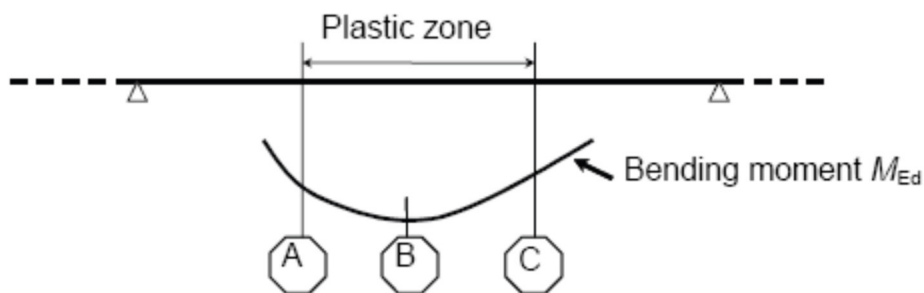
In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche "uncracked"

Tale approccio risulta ovviamente valido solamente per le sezioni che non attingono alle proprie risorse extra elastiche ($\eta_1 \leq 1$). Per sezioni di classe 1-2, qualora il rapporto di sfruttamento elastico η_1 risulta maggiore di 1, non risulta più valido l'approccio di calcolo dello scorrimento ($v = VS/J$), ed è quindi necessario tenere conto in maniera non lineare della relazione tra azione tagliante V_e scorrimento v_L mediante l'approccio non lineare indicato al punto seguente.

Verifica plastica S.L.U. (obbligatorio per sezioni con $\eta_1 > 1$)

Nelle zone plasticizzate (in generale a momento negativo) non risulta più valido l'approccio di calcolo dell'azione nei pioli basata sul flusso elastico: in questo caso, infatti, il legame fra il taglio per unità di lunghezza, le forze interne della soletta ed il momento flettente non è più lineare (EN 1994-2 cap. 6.6.2.2).

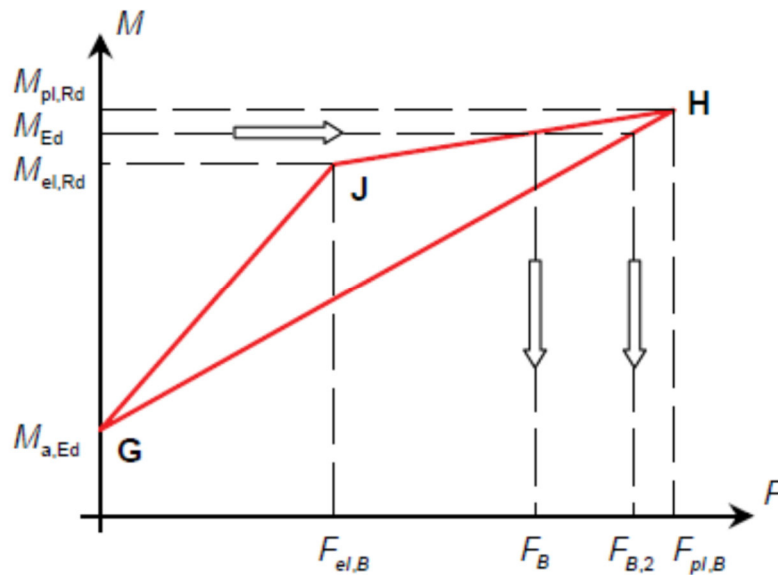
Il calcolo viene effettuato individuando, propedeuticamente, la regione entro la quale le sezioni attingono alle proprie risorse extra-elastiche. Tale regione (simmetrica nel caso in esame), è schematicamente rappresentata dai due punti di boundary A e C e dal punto di minimo momento (mezzeria) indicati nello schema seguente. I punti di boundary sono individuate dalle sezioni nelle quali la massima tensione è pari allo snervamento del materiale.



La verifica è di tipo "globale", e comprende la valutazione dello scorrimento in maniera diretta, mediante considerazioni di equilibrio del concio dei conci di soletta compresi tra la boundary ed il punto di minimo momento (concio di soletta compreso tra A e B e concio di soletta compreso tra B e C).

L'azione assiale insistente ai confini della zona plastica (punti A / B) è pari all'integrale delle tensioni rilevate lungo la soletta in calcestruzzo; a tale azione va aggiunta l'effetto del ritiro primario.

L'azione assiale N_B è la risultante delle azioni in soletta, da valutarsi con riferimento all'effettivo stato, parzialmente "plastico" della sezione. Per il calcolo, si fa riferimento ai criteri di "non linear resistance to bending" contenuti in EN 1994-2 cap. 6.2.1.4.(6), con l'ausilio della costruzione riportata nel diagramma seguente, che riporta in un sistema d'assi M/N, i possibili stati della sezione di minimo momento flettente.



Si indica con:

- $M_{a,Ed}$ momento flettente agente sulla sola trave metallica
- $M_{el,Rd}$ momento flettente elastico
- M_{Ed} momento flettente di progetto
- $M_{pl,Rd}$ momento plastico della sezione
- $F_{el,B}$ azione assiale agente nella soletta, al raggiungimento del momento elastico (N_B)

Il diagramma è caratterizzato dai seguenti punti notevoli:

- G punto corrispondente al momento flettente della trave in fase 1
- H punto che individua il raggiungimento dello stato plastico della sezione, caratterizzato da $M_{pl,Rd}$ ed $F_{pl,B}$ (azione assiale plastica in soletta).
- J punto corrispondente allo yielding del prima fibra della sezione, caratterizzato da $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$ (risultante tensioni in soletta sotto l'azione di $M_{el,Rd}$).

Come si nota dal diagramma, l'effettiva azione assiale F_B insistente in soletta nel reale stato della sezione è rappresentato dalla linea verticale che interseca la retta JH all'ordinata corrispondente al momento di progetto M_{Ed} . In alternativa, operando in maniera semplificata, risulta possibile stabilire un limite superiore a N_B , intercettando direttamente la retta GH.

In linea generale, si segue l'approccio "rigoroso" che, pur comportando la necessità di valutare $M_{el,Rd}$, comporta una stima più accurata di N_B .

Per il calcolo di $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$, viene valutato il fattore "k" (≤ 1) che, applicato al momento flettente agente sulla sezione composta $M_{c,Ed}$ (derivante da fase 2 e fase 3) comporta un quadro tensionale al limite di snervamento, e che implica pertanto l'espressione:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed}$$

Si avrà pertanto, con riferimento alle fibre estreme della sezione:

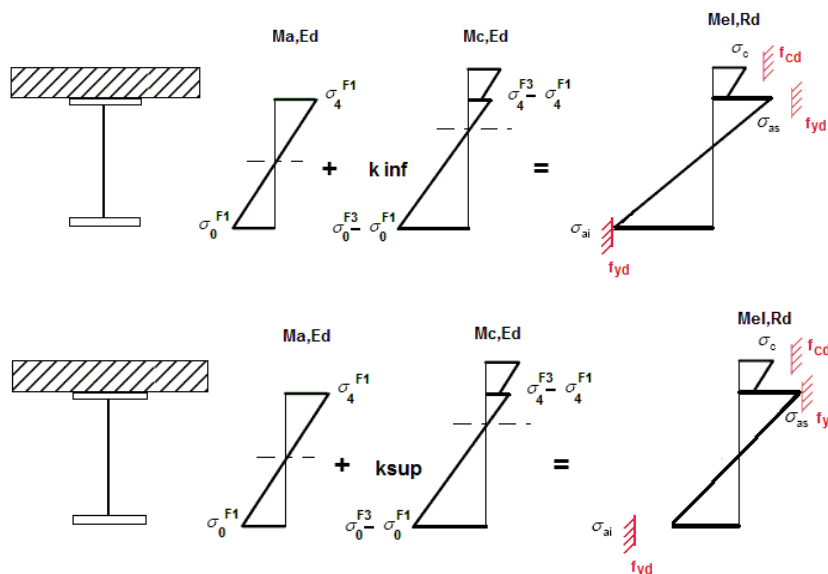
$$k = \frac{f_{yd} - \sigma_{if1}}{\Delta\sigma_i}$$

$i = 1$ o 4 (lembo inferiore/superiore trave metallica)

σ_{if1} = tensione alla fibra "i" della sezione in fase 1

$\Delta\sigma_i$ = variazione di tensione alla fibra "i" tra la fase 3 e la fase 1

Si utilizza uno dei due schemi di calcolo riportati nelle figure sottostanti, a seconda che la tensione di snervamento sia stata superata nella fibra inferiore oppure in quella superiore.



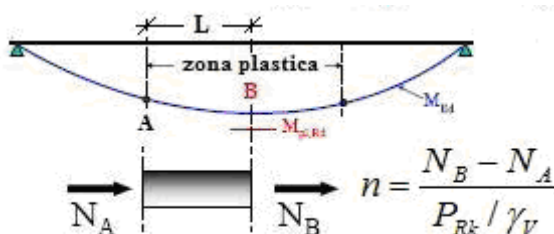
Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico.

Noto k è immediato valutare $M_{el,Ed}$ e la corrispondente azione assiale di soletta, tramite integrazione delle tensioni:

$$N_{el,Ed} = k \cdot (\sigma_5 + \sigma_8) / 2 \cdot A_{soletta}$$

Essendo σ_5 e σ_8 le tensioni normali nella soletta in fase 3, calcolate a partire da $M_{el,Ed}$.

Il numero di pioli necessario nella zona plastica è infine calcolabile, con riferimento allo schema ed alla formula seguente.



Si evidenzia che, per il caso in esame, non risultano sfruttate le risorse plastiche di alcuna sezione, pertanto, questa verifica non risulta necessaria.

Verifica tensioni S.L.E.

Deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio allo S.L.E. sul singolo piolo, nell'ambito delle condizioni M_{max}/M_{min} , V_{max}/V_{min} , e confronto con la portanza del piolo allo S.L.E..

Il criterio di confronto dello scorrimento con la portanza della piolatura è identico a quello visto per la verifica delle tensioni S.L.U. , con ovvia sostituzione delle grandezze.

$$V_{L,Ed}^{SLS}(x) \leq N_i/l_i \cdot (k_s P_{Rd})$$

Verifica a S.L.fatica

Per la verifica a fatica 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

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:

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

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1.0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.0$$

Stato della soletta

Ai fini della valutazione delle proprietà delle sezioni, l'effetto del cracking della soletta viene valutato con riferimento ai criteri contenuti in EN 1994-2, 5.4.2.3..

Ai fini dell'analisi globale, le sezioni ove la massima tensione nella fibra estrema della soletta, in combinazione S.L.E. caratteristica, supera il valore $\sigma_{c,lim}$ verranno considerate "cracked", e pertanto, ai fini del calcolo delle proprietà delle sezioni, si terrà conto delle sole armature longitudinali presenti.

Il valore limite di riferimento risulta (EN 1994-2, 5.4.3.2(2)):

$$\sigma_{c,lim} = f_{ctm}/1.2 = 2.67 \text{ MPa}$$

Operativamente verrà quindi effettuata una valutazione della tensione rilevata alla fibra estrema, sotto l'effetto dei carichi afferenti alla combinazione S.L.E. rara.

Alle sezioni, od alle parti di struttura ove si riscontrasse il superamento del valore $\sigma_{c,lim}$, verranno quindi assegnata le rispettive proprietà "cracked", valutate con riferimento alla presenza delle sole armature metalliche.

5 CRITERI DI PROGETTAZIONE

In questo capitolo verranno definiti i modelli realizzati per calcolare le sollecitazioni sull'impalcato e sui singoli elementi, le considerazioni fatte e le combinazioni e verifiche prese in esame.

5.1 MODELLO DI CALCOLO TRIDIMENSIONALE

Sono state adottati due differenti approcci di modellazione dell'impalcato, uno tridimensionale e uno piano. I modelli tridimensionali della struttura sono stati realizzati utilizzando i seguenti elementi:

- Elementi "beam" che rappresentano i correnti inferiore (piattabande) e superiore delle travi longitudinali e dei trasversi di spalla e di pila;
- Elementi "beam" che rappresentano i profili metallici che costituiscono gli irrigidimenti, i diaframmi e controventi;
- Elemento "beam" che rappresenta il fusto pila;
- Elementi "shell" che rappresentano le anime delle travi longitudinali e dei trasversi di spalla e di pila;
- Elementi "shell" che rappresentano la soletta superiore e i cordoli.
- Elementi "spring damper" che rappresentano gli appoggi di spalle e pile;

Attraverso tali modelli è stato possibile definire le azioni agenti sui controventi e sui diaframmi del cassone e cogliere comportamenti dell'impalcato non individuabili attraverso un modello più semplificato realizzato con soli elementi beam.

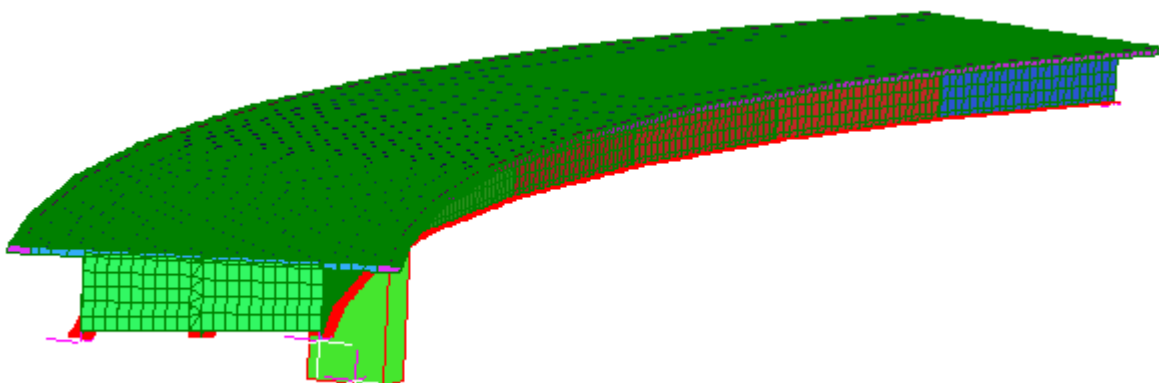


Figura 5-1 Modello Tridimensionale in Formato "Solid" di Straus7

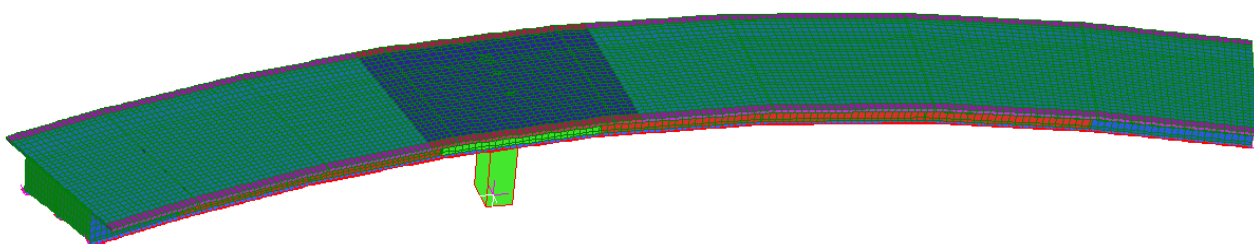


Figura 5-2 Modello Tridimensionale in Formato "Solid" di Straus7

In figura 5-2 le zone con una colorazione più scura della soletta indicano quelle con E_{cls} ridotto per considerare la fessurazione dovuta a M^+

Nelle immagini seguenti non verranno visualizzati il fusto pila e gli spring damper per una miglior visualizzazione.

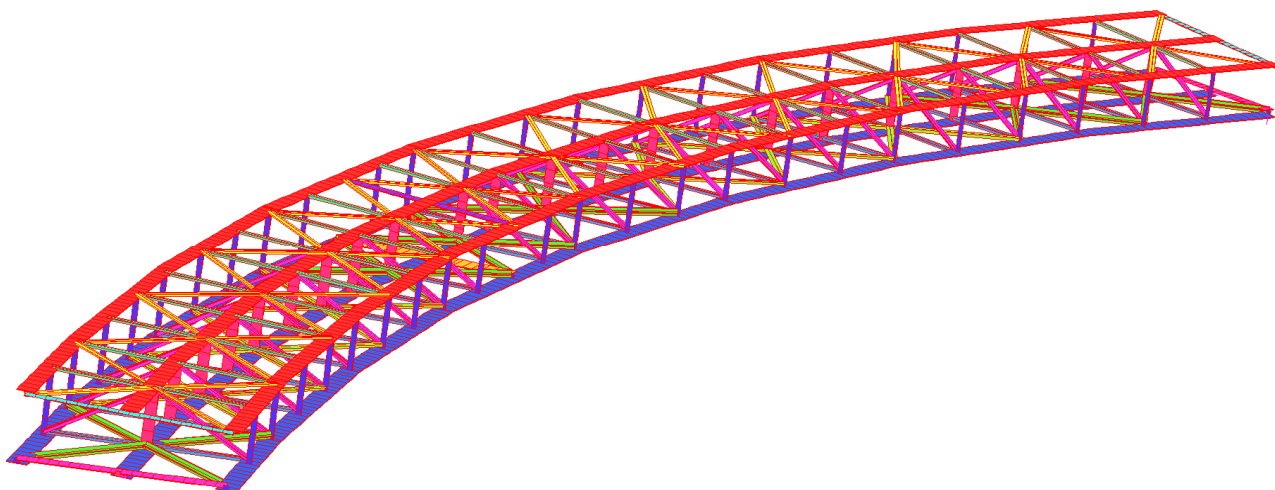


Figura 5-3 Modello Tridimensionale in Formato "Solid" di Straus7 con i soli elementi Beam visibili

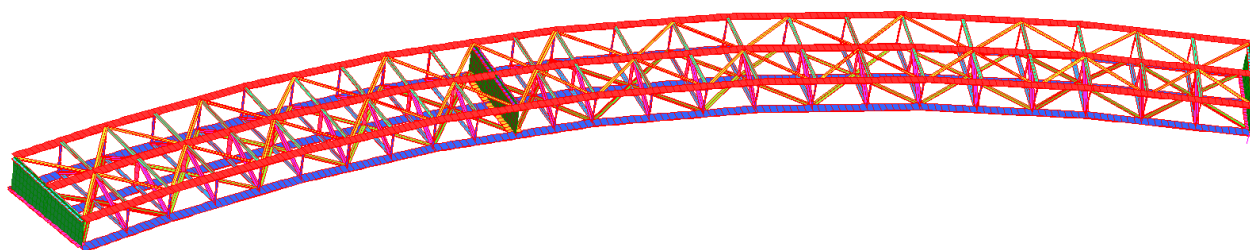


Figura 5-4 Modello Tridimensionale in Formato "Solid" di Straus7 con elementi Beam e anime dei traversi di spalla e pila visibili

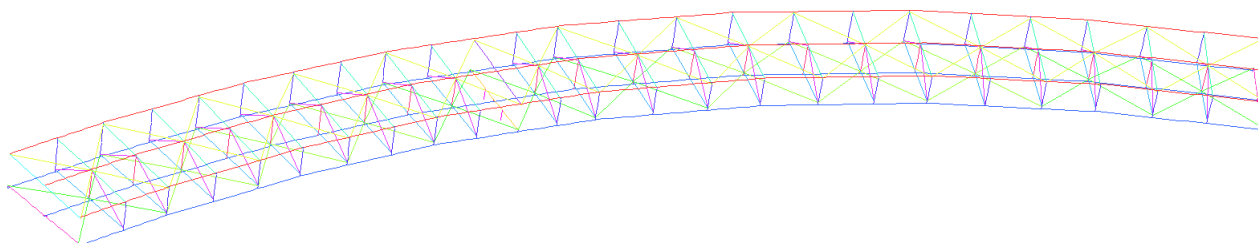


Figura 5-5 Modello Tridimensionale in Formato "Line" di Straus7 con soli elementi Beam visibili

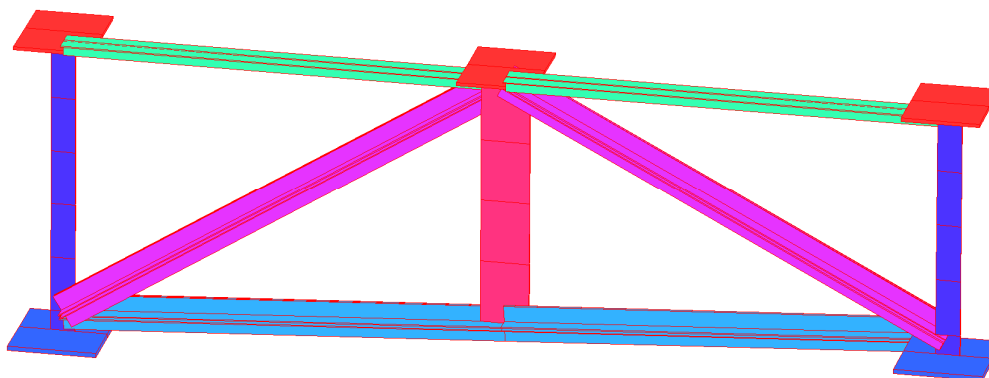


Figura 5-6 Sezione tipica di travaso intermedio estratta dal modello tridimensionale di Straus7

5.2 MODELLO DI CALCOLO PIANO

I modelli piani sono stati realizzati riproducendo le tre travi principali dell'impalcato con elementi beam ed attribuendo a ciascuna di esse un'inerzia flessionale elastica calcolata tenendo conto della soletta collaborante a ciascuna di esse (per dettagli riguardanti le caratteristiche elastiche flessionali vedere il sottocapitolo 5.2.1, mentre per la larghezza efficace di soletta il 5.4.) e un'inerzia torsionale elastica calcolata mediante la seconda formula di Bredt (per dettagli vedere p.186, "Fondamenti di Scienza delle Costruzioni" Parte II,A. Di Tommaso, Pàtron). Esse sono poi state collegate mediante elementi beam baricentrici disposti con il reale passo dei diaframmi. A questi elementi è stata attribuita l'inerzia flessionale elastica equivalente a quella dei diaframmi stessi. La soletta invece è stata realizzata, mediante elementi shell, come baricentrica alle travi così che svolgesse soltanto funzione di ripartizione trasversale dei carichi ma non contribuisse alla rigidezza flessionale dell'impalcato, in quanto tale contributo è già considerato nel calcolo dell'inerzia flessionale delle travi considerando anche la soletta collaborante. Riassumendo i modelli piani della struttura sono stati realizzati utilizzando:

- Elementi "beam" che rappresentano le travi longitudinali;
- Elementi "beam" che rappresentano i diaframmi;
- Elementi "beam" per i traversi di spalla e pila;
- Elemento "beam" che rappresenta il fusto pila;
- Elementi "shell" che rappresentano la soletta superiore e i cordoli;
- Elementi "spring damper" che rappresentano gli appoggi di spalle e pile.

Dai modelli piani sono state ricavate le sollecitazioni di momento flettente e taglio agenti sulle travi, le quali sono poi state inserite in Ponti EC4 per le relative verifiche, e i momenti, attraverso i quali condurre le verifiche tensionali, sui traversi di spalla e di pila.

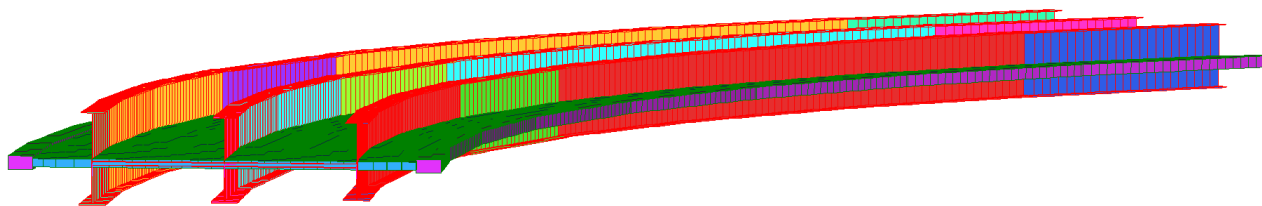


Figura 5-7 Modello Piano in Formato "Solid" di Straus7 con trasversi spenti per una miglior visualizzazione

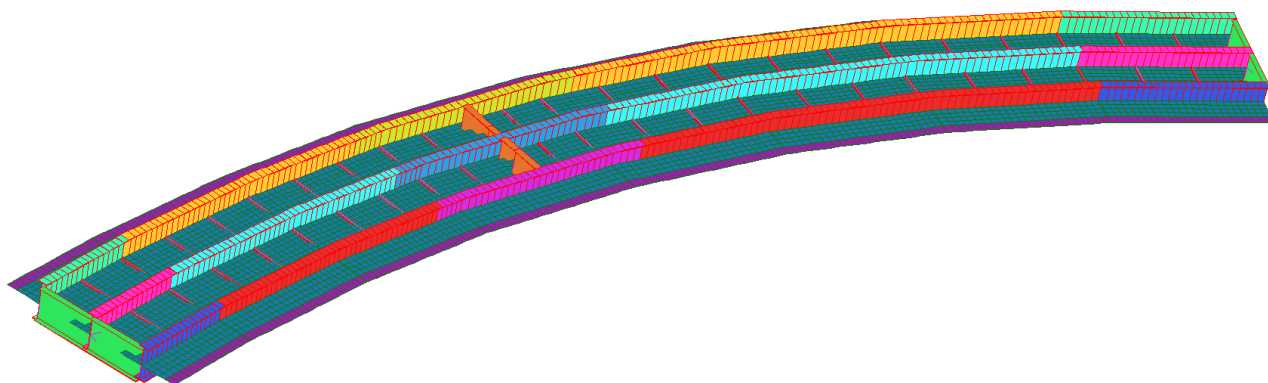


Figura 5-8 Modello Piano Completo in formato "Solid" di Straus7

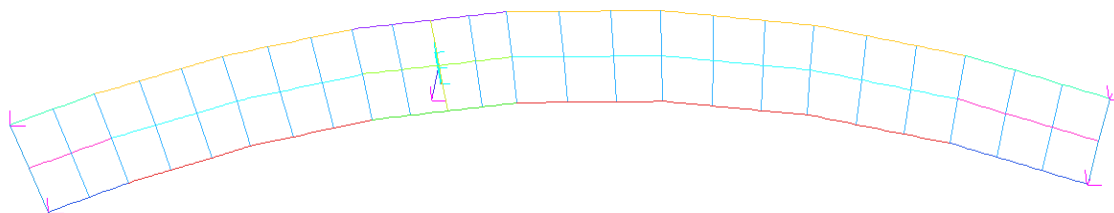


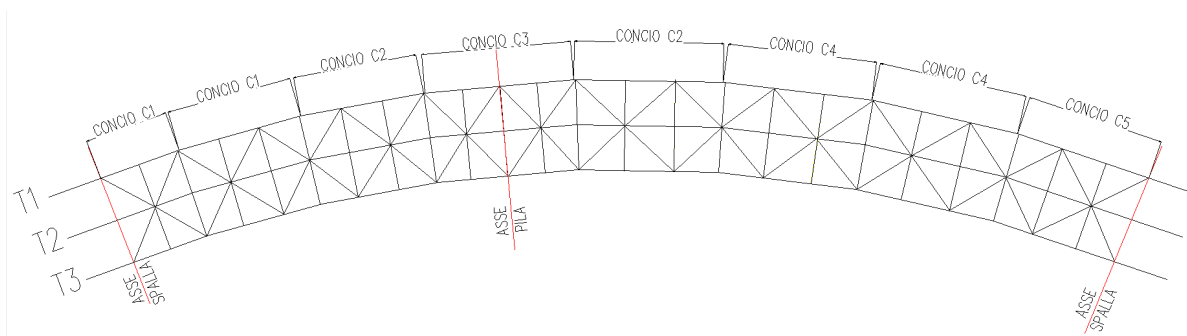
Figura 5-9 Modello Piano in formato "Line" di Straus7

5.2.1 Caratteristiche Geometriche e Flessionali Travi

Nel seguente sotto capitolo si riportano le caratteristiche geometriche e flessionali elastiche relative alle sezioni dei vari conci componenti le tre travi principali dell'impalcato e ricavate tenendo conto dell'area di soletta collaborante (per dettagli vedere capitolo 5.4), adeguatamente omogeneizzata, e anche della fessurazione del calcestruzzo nei punti opportuni.

Longitudinalmente nella soletta sono state disposte barre $\phi 24$ passo 15 cm sia inferiormente che superiormente.

Per comodità si riporta la Figura 1.2 che mostra la disposizione dei conci sull'impalcato:



5.2.1.1 Trave Esterno Curva

SEZIONE 1a. Concio 3 X=17.50 M+ (Mezzeria Campata Corta Esterno Curva)

(Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2860

Ala inferiore : 800 x 30

Spessore anima: 16

Ala superiore : 700 x 20

Soletta : larghezza= 4550 spessore totale= 250

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		1262.99	2007.55	2460.83
Area		8.2960E+04	1.4615E+05	2.7254E+05
Momento d'inerzia		1.0356E+11	2.1025E+11	2.7567E+11
Intradosso	W	8.1993E+07	1.40473E+08	1.1202E+08
Attacco Anima-Piat.Inf.	W	8.3988E+07	1.0632E+08	1.1340E+08
	C	1.8077E-05	1.4215E-05	1.3309E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.5417E-05		
Bicentro Trave Compl.	C		2.3515E-05	2.4026E-05
Attacco Anima-Piat.Sup.	W	6.5666E+07	2.5257E+08	7.2703E+08
	C	1.3409E-05	2.1868E-05	2.3766E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	6.4844E+07	2.4665E+08	6.9060E+08
(b= 700.00)	C		4.1969E-07	5.1498E-07
Estradosso Soletta	W		3.4329E+09	2.5479E+09

SEZIONE 1b. Concio 2 X=29.00 M+ (Passaggio C2-C3 Campata Corta Esterno Curva)

(Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2860

Ala inferiore : 900 x 60

Spessore anima: 18

Ala superiore : 700 x 40

Soletta : larghezza= 4550 spessore totale= 250

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		1159.47	1751.46	2236.75
Area		1.3168E+05	1.9487E+05	3.2126E+05
Momento d'inerzia		1.8343E+11	3.2607E+11	4.4338E+11
Intradosso	W	1.5820E+08	1.8617E+08	1.9823E+08
Attacco Anima-Piat.Inf.	W	1.6684E+08	1.9277E+08	2.0369E+08
	C	1.8472E-05	1.5838E-05	1.4931E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.1767E-05		
Bicentro Trave Compl.	C		2.0226E-05	2.0275E-05
Attacco Anima-Piat.Sup.	W	1.1047E+08	3.0515E+08	7.6019E+08
	C	1.4251E-05	1.8475E-05	1.9891E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	1.0787E+08	2.9414E+08	7.1140E+08
(b= 700.00)	C		3.4153E-07	4.5706E-07
Estradosso Soletta	W		4.3202E+09	3.0464E+09

SEZIONE 1b. Concio 2 X=29.00 M- (Passaggio C2-C3 Campata Corta Esterno Curva)

(Unità di misura - Forze: N Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2860

Ala inferiore : 900 x 60

Spessore anima: 18

Ala superiore : 700 x 40

Armatura soletta: 1 Aa= 13710. Y= 2878.

Armatura soletta: 2 Aa= 13710. Y= 3048.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA
Quota baricentro		1159.47	1470.3
Area		1.3168E+05	1.5910E+05
Momento d'inerzia		1.8343E+11	2.5745E+11
Intradosso	W	1.5820E+08	1.7510E+08
Attacco Anima Piat.Inf.	W	1.6684E+08	1.8255E+08
	C	1.8472E-05	1.6784E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.1767E-05	
Baricentro Trave Compl.	C		2.0646E-05
Attacco Anima Piat.Sup.	W	1.1047E+08	1.9074E+08
	C	1.4251E-05	1.7108E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	1.0787E+08	1.8525E+08
(b= 700.00)	C		2.2712E-07
Armatura 1 (Y= 2878.00)	W		1.8289E+08
Armatura 2 (Y= 3048.00)	W		1.6318E+08

SEZIONE 1c. Concio 3 X=36.00 M- (Appoggio Pila Esterno Curva)

(Unità di misura - Forze: N Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2860

Ala inferiore : 900 x 80

Spessore anima: 22

Ala superiore : 700 x 80

Armatura soletta: 1 Aa= 13710. Y= 2878.

Armatura soletta: 2 Aa= 13710. Y= 3048.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA
Quota baricentro		1311.32	1522.15
Area		1.8740E+05	2.1482E+05
Momento d'inerzia		2.8082E+11	3.4628E+11
Intradosso	W	2.1415E+08	2.2749E+08
Attacco Anima Piat.Inf.	W	2.2807E+08	2.4011E+08
	C	1.4816E-05	1.4008E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	1.7516E-05	
Baricentro Trave Compl.	C		1.7011E-05
Attacco Anima Piat.Sup.	W	1.9121E+08	2.7529E+08
	C	1.3675E-05	1.4727E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	1.8133E+08	2.5883E+08
(b= 700.00)	C		1.6299E-07
Armatura 1 (Y= 2878.00)	W		2.5539E+08
Armatura 2 (Y= 3048.00)	W		2.2694E+08

SEZIONE 1d. Concio 4 X=65.00 M+ (Mezzeria Campata Lunga Esterno Curva)

(Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2860

Ala inferiore : 900 x 60

Spessore anima: 16

Ala superiore : 700 x 30

Soletta : larghezza= 4550 spessore totale= 250

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		1051.02	1720.65	2237.96
Area		1.1932E+05	1.8251E+05	3.0890E+05
Momento d'inerzia		1.5912E+11	3.1397E+11	4.3401E+11
Intradosso	W	1.5139E+08	1.8247E+08	1.9393E+08
Attacco Anima-Piat.Inf.	W	1.6056E+08	1.8906E+08	1.9927E+08
	C	2.1657E-05	1.8173E-05	1.7170E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.4743E-05		
Bicentro Trave Compl.	C		2.2565E-05	2.2635E-05
Attacco Anima-Piat.Sup.	W	8.9442E+07	2.8302E+08	7.3307E+08
	C	1.4798E-05	2.0605E-05	2.2231E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	8.7958E+07	2.7557E+08	6.9771E+08
(b= 700.00)	C		3.6355E-07	4.6618E-07
Estradosso Soletta	W		4.0677E+09	2.9861E+09

SEZIONE 1e. Concio 5 X=94.00 T (Appoggio Spalla Campata Lunga Esterno Curva)

(Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2860

Ala inferiore : 800 x 40

Spessore anima: 20

Ala superiore : 700 x 30

Soletta : larghezza= 4550 spessore totale= 250

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		1290.97	1913.4	2367.3
Area		1.0880E+05	1.7199E+05	2.9838E+05
Momento d'inerzia		1.3977E+11	2.5481E+11	3.3913E+11
Intradosso	W	1.0826E+08	1.3317E+08	1.4326E+08
Attacco Anima-Piat.Inf.	W	1.1173E+08	1.3602E+08	1.4572E+08
	C	1.4550E-05	1.1889E-05	1.1074E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.0148E-05		
Bicentro Trave Compl.	C		1.8775E-05	1.9060E-05
Attacco Anima-Piat.Sup.	W	9.0815E+07	2.7800E+08	7.3295E+08
	C	1.1675E-05	1.7127E-05	1.8744E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	8.9078E+07	2.6919E+08	6.8832E+08
(b= 700.00)	C		3.7966E-07	4.9330E-07
Estradosso Soletta	W		3.8331E+09	2.7397E+09

5.2.1.2 Trave Centrale

SEZIONE X=17.00 Concio 3 M+ (Mezzeria Campata Corta Centrale)

(Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2630

Ala inferiore : 800 x 30

Spessore anima: 16

Ala superiore : 700 x 20

Soletta : larghezza= 4000 spessore totale= 250

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		1154.51	1813.95	2239.09
Area		7.9280E+04	1.3484E+05	2.4595E+05
Momento d'inerzia		8.5262E+10	1.6923E+11	2.2375E+11
Intradosso	W	7.3851E+07	9.3291E+07	9.9928E+07
Attacco Anima-Piat.Inf.	W	7.5821E+07	9.4860E+07	1.0129E+08
	C	2.0047E-05	1.5946E-05	1.4910E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.7463E-05		
Bicentro Trave Compl.	C		2.5349E-05	2.5815E-05
Attacco Anima-Piat.Sup.	W	5.8579E+07	2.1258E+08	6.0324E+08

	C	1.5040E-05	2.3477E-05	2.5508E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	5.7785E+07	2.0737E+08	5.7238E+08
(b= 700.00)	C		4.4134E-07	5.4899E-07
Estradosso Soletta	W		2.8573E+09	2.0947E+09

SEZIONE X=28.00 Concio 2 M+(Passaggio C2-C3 Campata Corta Centrale)

(Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2630

Ala inferiore : 800 x 60

Spessore anima: 18

Ala superiore : 700 x 30

Soletta : larghezza= 4000 spessore totale= 250

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		1021.29	1586.95	2048.18
Area		1.1472E+05	1.7028E+05	2.8139E+05
Momento d'inerzia		1.2946E+11	2.4225E+11	3.3457E+11
Intradosso	W	1.2676E+08	1.5265E+08	1.6335E+08
Attacco Anima-Piat.Inf.	W	1.3467E+08	1.5865E+08	1.6828E+08
	C	2.0419E-05	1.7139E-05	1.6086E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.3988E-05		
Bicentro Trave Compl.	C		2.1951E-05	2.1993E-05
Attacco Anima-Piat.Sup.	W	8.2003E+07	2.3913E+08	6.0629E+08
	C	1.4362E-05	1.9833E-05	2.1538E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	8.0474E+07	2.3225E+08	5.7503E+08
(b= 700.00)	C		3.8267E-07	5.0302E-07
Estradosso Soletta	W		3.3723E+09	2.4132E+09

SEZIONE X=28.00 Concio 2 M- (Passaggio C2-C3 Campata Corta Centrale)

(Unità di misura - Forze: N Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2630

Ala inferiore : 800 x 60

Spessore anima: 18

Ala superiore : 700 x 30

Armatura soletta: 1 Aa= 13710. Y= 2648.

Armatura soletta: 2 Aa= 13710. Y= 2818.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA
Quota baricentro		1021.29	1351.49
Area		1.1472E+05	1.4214E+05
Momento d'inerzia		1.2946E+11	1.9450E+11
Intradosso	W	1.2676E+08	1.4391E+08

Attacco Anima Piat.Inf.	W	1.3467E+08	1.5060E+08
	C	2.0419E-05	1.8118E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.3988E-05	
Baricentro Trave Compl.	C		2.2406E-05
Attacco Anima Piat.Sup.	W	8.2003E+07	1.5579E+08
	C	1.4362E-05	1.8399E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	8.0474E+07	1.5213E+08
(b= 700.00)	C		2.7823E-07
Armatura 1 (Y= 2648.00)	W		1.5002E+08
Armatura 2 (Y= 2818.00)	W		1.3263E+08

SEZIONE X=35.00 Concio 3 M- (Appoggio Pila Centrale)

(Unità di misura - Forze: N Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2630

Ala inferiore : 800 x 80

Spessore anima: 22

Ala superiore : 700 x 60

Armatura soletta: 1 Aa= 13710. Y= 2648.

Armatura soletta: 2 Aa= 13710. Y= 2818.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA
Quota baricentro		1146.56	1377.7
Area		1.6078E+05	1.8820E+05
Momento d'inerzia		1.9719E+11	2.5634E+11
Intradosso	W	1.7198E+08	1.8606E+08
Attacco Anima Piat.Inf.	W	1.8488E+08	1.9753E+08
	C	1.6325E-05	1.5181E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	1.9210E-05	
Baricentro Trave Compl.	C		1.8466E-05
Attacco Anima Piat.Sup.	W	1.3853E+08	2.1500E+08
	C	1.4072E-05	1.5693E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	1.3292E+08	2.0469E+08
(b= 700.00)	C		2.0711E-07
Armatura 1 (Y= 2648.00)	W		2.0179E+08
Armatura 2 (Y= 2818.00)	W		1.7798E+08

SEZIONE X=62.50 Concio 4 M+ (Mezzeria Campata Lunga Centrale)

(Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2630

Ala inferiore : 900 x 40

Spessore anima: 16

Ala superiore : 700 x 30

Soletta : larghezza= 4000 spessore totale= 250

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		1119.87	1711.6	2149.7
Area		9.7960E+04	1.5352E+05	2.6463E+05
Momento d'inerzia		1.1451E+11	2.0958E+11	2.8033E+11
Intradosso	W	1.0225E+08	1.2245E+08	1.3041E+08
Attacco Anima-Piat.Inf.	W	1.0604E+08	1.2538E+08	1.3288E+08
	C	2.1611E-05	1.8160E-05	1.7093E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.6703E-05		
Bicentro Trave Compl.	C		2.4827E-05	2.5032E-05
Attacco Anima-Piat.Sup.	W	7.7365E+07	2.3591E+08	6.2256E+08
	C	1.7137E-05	2.2944E-05	2.4670E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	7.5828E+07	2.2820E+08	5.8367E+08
(b= 700.00)	C		3.9512E-07	5.1409E-07
Estradosso Soletta	W		3.2288E+09	2.3032E+09

SEZIONE X=91.00 Concio 5 T (Appoggio Spalla Campata Lunga Esterno Curva)

(Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2630

Ala inferiore : 800 x 40

Spessore anima: 20

Ala superiore : 700 x 30

Soletta : larghezza= 4000 spessore totale= 250

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		1181.76	1728.86	2149.79
Area		1.0420E+05	1.5976E+05	2.7087E+05
Momento d'inerzia		1.1527E+11	2.0525E+11	2.7483E+11
Intradosso	W	9.7545E+07	1.1872E+08	1.2784E+08
Attacco Anima-Piat.Inf.	W	1.0096E+08	1.2153E+08	1.3027E+08
	C	1.6125E-05	1.3321E-05	1.2399E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.1780E-05		
Bicentro Trave Compl.	C		2.0269E-05	2.0497E-05
Attacco Anima-Piat.Sup.	W	8.1279E+07	2.3561E+08	6.1045E+08
	C	1.3055E-05	1.8421E-05	2.0128E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	7.9596E+07	2.2777E+08	5.7232E+08
(b= 700.00)	C		3.9678E-07	5.2431E-07
Estradosso Soletta	W		3.2094E+09	2.2582E+09

5.2.1.3 Trave Interno Curva

SEZIONE 2a. Concio 3 X=16.50 M+ (Mezzeria Campata Corta Interno Curva)

(Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2400

Ala inferiore : 800 x 30

Spessore anima: 16

Ala superiore : 700 x 20

Soletta : larghezza= 4550 spessore totale= 250

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		1046.67	1719.77	2103.55
Area		7.5600E+04	1.3879E+05	2.6518E+05
Momento d'inerzia		6.9056E+10	1.4461E+11	1.8816E+11
Intradosso	W	6.5977E+07	8.4088E+07	8.9450E+07
Attacco Anima-Piat.Inf.	W	6.7924E+07	8.5581E+07	9.0744E+07
	C	2.2409E-05	1.7683E-05	1.6650E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.9893E-05		
Bicentro Trave Compl.	C		2.7555E-05	2.8075E-05
Attacco Anima-Piat.Sup.	W	5.1792E+07	2.1903E+08	6.8064E+08
	C	1.7021E-05	2.6048E-05	2.7872E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	5.1027E+07	2.1259E+08	6.3472E+08
(b= 700.00)	C		5.0269E-07	6.0662E-07
Estradosso Soletta	W		2.7982E+09	2.0660E+09

SEZIONE 2b. Concio 2 X=27.00 M+ (Passaggio C2-C3 Campata Corta Interno Curva)

(Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2400

Ala inferiore : 800 x 40

Spessore anima: 18

Ala superiore : 700 x 30

Soletta : larghezza= 4550 spessore totale= 250

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		1066.6	1649.41	2038.36
Area		9.4940E+04	1.5813E+05	2.8452E+05
Momento d'inerzia		9.1337E+10	1.7236E+11	2.2688E+11
Intradosso	W	8.5634E+07	1.0450E+08	1.1130E+08
Attacco Anima-Piat.Inf.	W	8.8970E+07	1.0710E+08	1.1353E+08
	C	2.0371E-05	1.6806E-05	1.5816E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.6140E-05		
Bicentro Trave Compl.	C		2.4320E-05	2.4617E-05
Attacco Anima-Piat.Sup.	W	7.0076E+07	2.3920E+08	6.8410E+08
	C	1.6840E-05	2.2814E-05	2.4374E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	6.8499E+07	2.2964E+08	6.2735E+08
(b= 700.00)	C		4.5860E-07	5.8093E-07
Estradosso Soletta	W		3.1007E+09	2.2256E+09

SEZIONE 2b. Concio 2 X=27.00 M- (Passaggio C2-C3 Campata Corta Interno Curva)

(Unità di misura - Forze: N Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2400

Ala inferiore : 800 x 40

Spessore anima: 18

Ala superiore : 700 x 30

Armatura soletta: 1 Aa= 13710. Y= 2418.

Armatura soletta: 2 Aa= 13710. Y= 2588.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA
Quota baricentro		1066.6	1388.48
Area		9.4940E+04	1.2236E+05
Momento d'inerzia		9.1337E+10	1.3543E+11
Intradosso	W	8.5634E+07	9.7539E+07
Attacco Anima Piat.Inf.	W	8.8970E+07	1.0043E+08
	C	2.0371E-05	1.7964E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.6140E-05	
Baricentro Trave Compl.	C		2.4677E-05
Attacco Anima Piat.Sup.	W	7.0076E+07	1.3798E+08
	C	1.6840E-05	2.1121E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	6.8499E+07	1.3389E+08
(b= 700.00)	C		3.2236E-07
Armatura 1 (Y= 2418.00)	W		1.3155E+08
Armatura 2 (Y= 2588.00)	W		1.1291E+08

SEZIONE 2c. Concio 3 X=33.50 M- (Appoggio Pila Interno Curva)

(Unità di misura - Forze: N Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2400

Ala inferiore : 800 x 80

Spessore anima: 22

Ala superiore : 700 x 60

Armatura soletta: 1 Aa= 13710. Y= 2418.

Armatura soletta: 2 Aa= 13710. Y= 2588.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA
Quota baricentro		1042.01	1260.75
Area		1.5572E+05	1.8314E+05
Momento d'inerzia		1.6094E+11	2.1090E+11
Intradosso	W	1.5445E+08	1.6728E+08
Attacco Anima Piat.Inf.	W	1.6730E+08	1.7862E+08
	C	1.8112E-05	1.6838E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.0987E-05	
Baricentro Trave Compl.	C		2.0144E-05

Attacco Anima Piat.Sup.	W	1.2399E+08	1.9542E+08
	C	1.5753E-05	1.7382E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	1.1851E+08	1.8512E+08
(b= 700.00)	C		2.3073E-07
Armatura 1 (Y= 2418.00)	W		1.8224E+08
Armatura 2 (Y= 2588.00)	W		1.5890E+08

SEZIONE 2d. Concio 4 X=60.50 M+ (Mezzeria Campata Lunga Interno Curva)

(Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2400

Ala inferiore : 900 x 40

Spessore anima: 16

Ala superiore : 700 x 30

Soletta : larghezza= 4550 spessore totale= 250

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		1015.35	1621.17	2023.6
Area		9.4280E+04	1.5747E+05	2.8386E+05
Momento d'inerzia		9.3274E+10	1.7983E+11	2.3776E+11
Intradosso	W	9.1863E+07	1.1093E+08	1.1750E+08
Attacco Anima-Piat.Inf.	W	9.5631E+07	1.1373E+08	1.1987E+08
	C	2.4010E-05	2.0034E-05	1.8960E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.9110E-05		
Bicentro Trave Compl.	C		2.6985E-05	2.7235E-05
Attacco Anima-Piat.Sup.	W	6.8855E+07	2.4015E+08	6.8638E+08
	C	1.9273E-05	2.5426E-05	2.6982E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	6.7363E+07	2.3090E+08	6.3168E+08
(b= 700.00)	C		4.5374E-07	5.7114E-07
Estradosso Soletta	W		3.1462E+09	2.2774E+09

SEZIONE 2e. Concio 5 X=88.00 T (Appoggio Spalla Campata Lunga Esterno Curva)

(Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)

Altezza totale della trave in acciaio: 2400

Ala inferiore : 800 x 40

Spessore anima: 20

Ala superiore : 700 x 30

Soletta : larghezza= 4550 spessore totale= 250

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		1073.07	1636.69	2024.93
Area		9.9600E+04	1.6279E+05	2.8918E+05
Momento d'inerzia		9.3530E+10	1.7537E+11	2.3217E+11
Intradosso	W	8.7161E+07	1.0715E+08	1.1465E+08

Attacco Anima-Piat.Inf.	W	9.0536E+07	1.0983E+08	1.1697E+08
	C	1.8015E-05	1.4750E-05	1.3817E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	2.3720E-05		
Bicentro Trave Compl.	C		2.2019E-05	2.2302E-05
Attacco Anima-Piat.Sup.	W	7.2117E+07	2.3914E+08	6.7281E+08
	C	1.4728E-05	2.0486E-05	2.2046E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	7.0486E+07	2.2974E+08	6.1900E+08
(b= 700.00)	C		4.5730E-07	5.8335E-07
Estradosso Soletta	W		3.1151E+09	2.2286E+09

5.2.2 Caratteristiche Isolatori

Come specificato in precedenza per modellare gli appoggi dell'impalcato sono stati usati elementi spring damper al fine di riprodurre la rigidezza degli isolatori sismici su cui poggia l'impalcato. Le rigidezze attribuite a tali elementi sono state ricavate a partire da quelle presentate nel catalogo industriale FIP che fornisce quelle sismiche e opportunamente incrementate per le analisi statiche. Esse sono riportate nella tabella seguente:

Rigidezza Appoggi	Spalla A	Pila	Spalla B
Orizzontale [kN/m]	8100	16500	12900
Verticale [kN/m]	5.517*10 ⁶	5.517*10 ⁶	5.517*10 ⁶

Tabella 5-1 Rigidezze Isolatori Elastomerici per Analisi Statiche

5.3 CRITERI DI CALCOLO

5.3.1 Valori del coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

Si determinano i valori dei coefficienti di omogeneizzazione acciaio - calcestruzzo come evidenziato nel seguito.

La soletta, realizzata in conglomerato cementizio di classe C35/45 MPa, ha modulo elastico istantaneo pari a $E_{cls,0} = 34077$ MPa pertanto il coefficiente di omogeneizzazione per azioni di breve durata risulta pertanto:

$$n = E_s / E_{cls,0} = 210000/34077 = 6.16 \quad \text{si assume } n = 6$$

Assumendo t_0 , tempo di applicazione dei carichi permanenti responsabili di effetti viscosi, superiore a 60 giorni si ottiene un coefficiente finale di viscosità per il conglomerato della soletta, $\phi(t_\infty, t_0)$ pari a 2. Noto il valore del coefficiente di viscosità si ricava il modulo elastico del conglomerato a tempo infinito:

$$E_{cls,\infty} = E / [1 + \phi(t_\infty, t_0)] = 11359 \text{ MPa}$$

Pertanto il coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito risulta:

$$n = E_s / E_{cls,\infty} = 210000 / 11359 = 18.48 \quad \text{si assume } n = 18$$

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....)

5.3.2 Fasi

Per entrambe le tipologie di modellazione sono stati realizzati tre modelli che rappresentano le varie fasi di esecuzione dell'opera e sono stati inseriti i vari carichi agenti. Nei modelli tridimensionale le differenti fasi sono state ottenute modificando il modulo elastico del calcestruzzo costituente la soletta e i cordoli, mentre nei modelli piani, agli elementi beam è stata associata di volta in volta l'inerzia flessionale della corrispondente sezione resistente (solo parte metallica, parte metallica + soletta con modulo elastico per azioni di lunga durata, parte metallica + soletta con modulo elastico per azioni di breve durata).

In particolare le 3 fasi sono state così considerate:

FASE 0: Coincide con la posa in opera delle travi, dei traversi metallici e il getto delle solette in calcestruzzo; la sezione resistente è relativa al solo acciaio, essendo le solette in calcestruzzo non ancora collaboranti. I carichi agenti sono quelli dovuti al peso proprio di tutti gli elementi metallici ed al getto delle solette in calcestruzzo.

FASE 1, n=18: In questa fase vengono esaminati i carichi di tipo permanente, ovvero: pesi permanenti portati (peso della pavimentazione, dei cordoli, dei guardavia, delle reti di protezione e delle velette), cedimenti vincolari dei sostegni, ritiro differenziale della soletta in calcestruzzo. La sezione resistente è quella composta acciaio/calcestruzzo e si tiene conto, per i carichi di tale fase, dell'influenza della viscosità omogeneizzando le aree in calcestruzzo ad acciaio secondo il coefficiente di omogeneizzazione per carichi di lunga durata, n=18.

FASE 2, n=6: In tale fase si considera, di volta in volta, la presenza di tutti i contributi di carico di tipo istantaneo, ovvero: carichi mobili, variazioni termiche, azioni di breve durata in genere (vento). La sezione resistente è anche in questo caso quella composta acciaio/calcestruzzo; ma l'omogeneizzazione delle aree in calcestruzzo avviene secondo il coefficiente n di breve durata, n=6. Le sollecitazioni dovute al traffico sono state ricavate attraverso le linee d'influenza calcolate automaticamente da Starus7 nelle sezioni d'interesse.

Le sollecitazioni ottenute dalle varie fasi sono poi state amplificate per gli opportuni coefficienti parziali di sicurezza e delle azioni variabili in base alle combinazioni considerate.

5.3.3 Combinazioni delle Azioni

Lo studio dell'impalcato è stato svolto tramite il metodo semi-probabilistico agli stati limite

Per quanto riguarda le combinazioni di calcolo sono state condotte verifiche SLU, SLE in condizione rara, SLE in condizione frequente e verifiche a fatica per le travi, i relativi elementi di irrigidimento e di connessione tra soletta e travi, mentre i diaframmi e i diagonali sono stati verificati secondo le sollecitazioni derivanti da combinazione SLU in quanto risulta essere la più gravosa.

Di seguito si riportano le combinazioni delle azioni considerate:

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

$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots \quad (2.5.1)$$

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02 \cdot Qk2 + \psi 03 \cdot Qk3 + \dots \quad (2.5.2)$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili: $G1 + G2 + P + \psi 11 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$ (2.5.3)

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

$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots \quad (2.5.4)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Qkj che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi $G2$.

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Nella Tab. 5.1.V il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P=1$

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI della NTC-18 sotto riportata.

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

		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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽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.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

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_5	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_5	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

5.3.4 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-18 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
Calcestruzzo e Cemento armato	Resistenza del conglomerato	γ_c	1.50
	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 $\alpha_{cc}=0.85$. Con riferimento alla relazione su materiali, dalla quale si desumono le qualità degli acciai e dei calcestruzzi, si esplicitano nel seguito le resistenze di calcolo. Tutte le tensioni sono espresse in MPa. Carpenteria metallica	Resistenza delle sezioni	f_{yk}	355	f_{yd}	338
	Resistenza all'instabilità	f_{yk}	355	f_{ydb}	323
	Resistenza alla rottura bulloni	f_{tb}	800	f_{tbd}	640
	Resistenza alla rottura lamiere	f_{tk}	510	f_{td}	408
	Resistenza dei pioli	f_u	450	f_{ud}	360

Calcestruzzo	Resistenza del conglomerato	f_{ck}	35	f_{cd}	19.83
	Resistenza a trazione	f_{ctk}	2.2	f_{ctd}	1.5
	Resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.2	σ_t	2.67
	Tensione max condizione rara	f_{ck}	35	σ_c	21
	Tensione max condizione Q.P.	f_{ck}	35	σ_c	15.75
Acciaio armatura	Resistenza dell'armatura	f_{yk}	450	f_{yk}	391.3
	Tensione max condizione rara	f_{yk}	450	f_{yk}	360

5.3.5 Scelte Progettuali

In fase di getto della soletta si è considerato che i carichi strutturali (peso proprio acciaio e soletta) insistano sulla sola trave metallica, in quanto non sono previsti puntellamenti dell'impalcato.

Per quanto riguarda invece i carichi accidentali, i carichi permanenti portati, il vento, ritiro, cedimenti, variazioni termiche, come sezione resistente si è considerata quella mista acciaio-clc, con calcestruzzo opportunamente omogeneizzato.

I carichi accidentali, come già indicato nel paragrafo 5.3.2 alla voce “Fase 2”, sono stati valutati attraverso le linee d’influenza calcolate direttamente da Straus7 una volta definiti i carichi agenti, previsti dalla normativa, operata un’opportuna suddivisione del load patch e definite le variabili di risposta sugli elementi sui quali si voleva conoscere la sollecitazione.

Nell’analisi della struttura si è tenuto conto della fessurazione della soletta trascurando il contributo del calcestruzzo alla rigidità dell’elemento (ma considerando la presenza dell’armatura lenta) per un tratto pari al 15% della luce delle campate da ciascun lato di ogni appoggio intermedio (pila) – CNR 10016-2000 – 5.3.1. Questo accorgimento è stato osservato sia per i modelli piani che per quelli tridimensionali.

5.4 LARGHEZZA COLLABORANTE DELLA SOLETTA

Per la valutazione della larghezza collaborante di soletta, da considerare per ricavare le caratteristiche geometriche e resistenti delle sezioni omogeneizzate delle travi principali necessarie alle verifiche, si è seguito quanto prescritto nel paragrafo 4.3.2.3 della NTC-18. L’intera soletta è risultata collaborare all’assorbimento delle sollecitazioni indotte dai carichi agenti e nello specifico le travi esterne presentano una larghezza collaborante di 4.550m mentre quella centrale, in asse impalcato, 4.000m.

Nella figura sottostante è stata indicata con un tratteggio la porzione di soletta considerata collaborante con le travi metalliche.

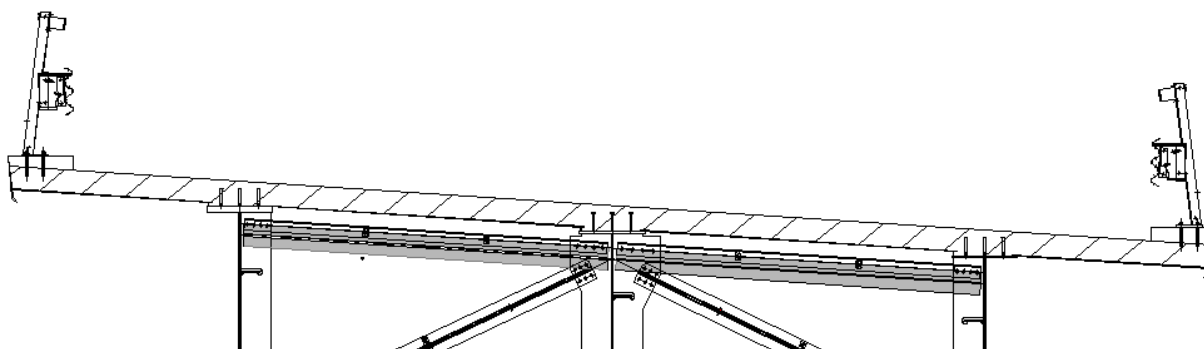


Figura 5-10 Soletta collaborante nel meccanismo resistente longitudinale

È stata prevista un’armatura longitudinale sia superiore che inferiore costituita da ferri $\phi 24$ a passo 15 cm.

Nelle sezioni sottoposte a momento flettente positivo (soletta compressa) si è tenuto conto della collaborazione della soletta trascurando l’armatura longitudinale.

Per le sezioni di trave soggette a momento negativo, quindi tese superiormente in corrispondenza della soletta, ai fini delle verifiche, si è invece tenuto conto della sezione metallica della trave e delle barre longitudinali poste entro la soletta, ignorando quindi il calcestruzzo della stessa.

6 ANALISI DEI CARICHI

Nel presente capitolo si riportano i contributi di carico presi in esame fase per fase. L'analisi dei carichi viene fatta in accordo a quanto previsto dalla norma UNI EN 1990.

6.1 CARICHI AGENTI IN FASE 0

I carichi agenti in Fase 0 sono i pesi propri, ossia i carichi derivanti dalla struttura portante, sono quindi il peso della struttura in acciaio e quello della soletta in calcestruzzo.

6.1.1 Carichi permanenti strutturali (g_1)

Per la struttura in acciaio, visto il tipo di impalcato, è stata considerata un'incidenza cautelativa di 350 kg/m^2 così da tenere in conto anche il peso della vestizione. Per la soletta invece la densità è stata assunta pari a 25.00 kN/m^3 . Il peso totale della struttura in Fase 0 risulta quindi essere:

- Peso struttura acciaio: $350 \text{ kg/m}^2 \times 91 \text{ m} \times 13.10 \text{ m} = 417235 \text{ kg} = 4093 \text{ kN}$
- Peso soletta: $25.00 \text{ kN/m}^2 \times 91 \text{ m} \times (13.10 \text{ m} \times 0.25 \text{ m}) = 7451 \text{ kN}$
- Peso Totale: $4093 \text{ kN} + 7450.63 \text{ kN} = 11544 \text{ kN}$

Il peso della soletta è stato calcolato considerando una larghezza di $13,10 \text{ m}$, che costituisce la larghezza dell'intero impalcato così da considerare la situazione più gravosa per questa fase. I marciapiedi verranno gettati in un tempo successivo, vengono quindi computati nei carichi permanenti portati.

I pesi indicati vengono computati automaticamente dal programma ad elementi finiti a partire dalle dimensioni geometriche degli elementi strutturali modellati, tramite applicazione di un opportuno valore di densità equivalente.

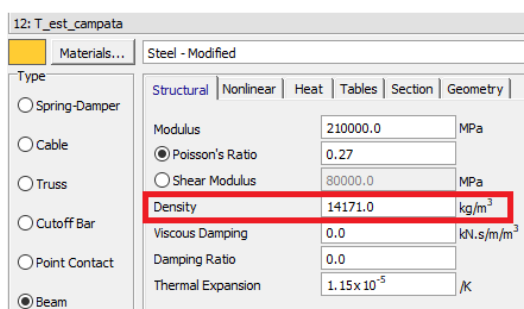


Figura 6-1 Densità acciaio modello 2D

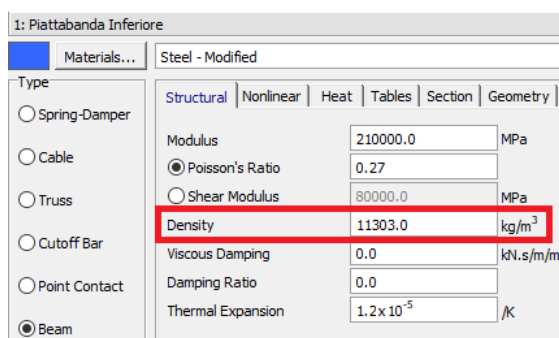


Figura 6-2 Densità acciaio modello 3D

6.2 CARICHI AGENTI IN FASE 1

I carichi agenti in Fase 1 sono i permanenti portati, il ritiro e il cedimento differenziale degli appoggi.

6.2.1 Permanenti Portati (g_2)

Sono stati considerati i seguenti contributi:

- Manto asfaltatura carreggiata: $3.0 \text{ kN/m}^2 \times 11.60 \text{ m} \times 91 \text{ m} = 3166.8 \text{ kN}$
- Marciapiedi (spessore 0.16 m): $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.16 \text{ m} = 4.00 \text{ kN/m}^2 \times 0.75 \text{ m} \times 91 \text{ m} = 273 \text{ kN}$
- Guardavia: $1.5 \text{ kN/m} \times 91 \text{ m} = 136.5 \text{ kN}$
- Rete di protezione: $0.5 \text{ kN/m} \times 91 \text{ m} = 45.5 \text{ kN}$
- Veletta: $0.5 \text{ kN/m} \times 91 \text{ m} = 45.5 \text{ kN}$

I carichi, linearmente distribuiti, dovuti a guardavia rete di protezione e veletta vengono per semplicità implementati come carico uniformemente distribuito e sopra sono riportati quelli relativi a un solo lato dell'impalcato.

Il peso totale dovuto ai sovraccarichi permanenti risulta:

Peso totale permanenti portati: $3166.8 \text{ kN} + 2 \times (273 \text{ kN} + 136.5 \text{ kN} + 45.5 \text{ kN} + 45.5 \text{ kN}) = 4167.8 \text{ kN}$

6.2.2 Ritiro del calcestruzzo (ϵ_2)

Il calcolo delle deformazioni conseguenti alla viscosità e al ritiro viene effettuato in accordo ai criteri presentati nell'Appendice B della norma UNI EN 1992-1-1.

Le deformazioni viscosive subite dalla soletta per effetto dei carichi di tipo permanente generano all'interno della sezione una redistribuzione delle tensioni con generale migrazione delle tensioni dal calcestruzzo all'acciaio e conseguente nascita, sulle strutture iperstatiche, di sollecitazioni "parassite". Come d'uso, si terrà conto di tale redistribuzione, eseguendo l'analisi della struttura sotto l'effetto dei carichi di lunga durata (appunto in Fase 1) tenendo conto di un modulo elastico ridotto della soletta.

Di seguito si riporta il calcolo dell' ϵ da ritiro:

Soletta impalcato adibito al traffico veicolare:

Dati soletta cls per valutazione effetti ritiro/viscosità

t	250 mm	- Spessore complessivo soletta
t _{calc}	246 mm	- spessore per calcolo az. ritiro (escl. coppella)
b	13,100 mm	Larghezza reale soletta
Ac	3275000 mm ²	- Area per calcolo spessore eq
u	15000 mm	- Perimetro di calcolo (intradosso+laterali+marciapiedi)
ho	436.67 mm	- Spessore fittizio

Dati e parametri per valutazione ritiro	
h _o	436.67 mm
t _s	2
α _{ds1}	4 cemento tipo N
α _{ds2}	0.12 cemento tipo N
β _{RH}	0.7564 (1992-1-1- B.12)
ε _{cd} (0)	2.533E-04 ε _{sh} essiccamento (EN1992-1-1 B.11)
ε _{ca} (∞)	6.250E-05 ε _{sh} autogeno (EN1992-1-1 - 3.11)
k _h	0.72 EN 1992-1-1 - prospett 3.3
ε_{cs} (∞)	-2.413E-04

Azione compl. da ritiro

Nr (kN)	-10694.33 Azione complessiva gravante sull'intera soletta
nr	-816.36 Azione unitaria (per metro in trasversale della soletta)

Tale ε verrà applicata nei modelli tridimensionali tramite un pre-strain direttamente alla soletta mentre nei modelli piani, in cui la soletta è baricentrica e quindi un suo ritiro non produrrebbe effetti comparabili con quelli reali, verrà applicato un gradiente termico equivalente a ciascuna trave che viene fornito direttamente

da PontiEC4 una volta definite la geometria della sezione e il coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo, $n=18$ per la fase corrente.

Così facendo PontiEC4 calcola automaticamente gli effetti primari del ritiro (azione assiale e momento flettente su sezione composta) in fase di verifica sezionale; mentre per il calcolo degli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura) fornisce valori di variazioni termiche equivalenti da applicare direttamente agli elementi del modello. Va ricordato che i gradienti termici forniti da PontiEC4, e di seguito riportati, servono per valutare gli effetti secondari (iperstatici) indotti dal ritiro, pertanto sono da applicare solo nelle zone in cui il calcestruzzo non è fessurato perché nelle altre il ritiro primario (effetto isostatico) è libero di sfogarsi fra le fessure.

Concio	e (mm)	N (N)	A (mm ²)	I (mm ⁴)	Deformazione media	Curvatura (1/m)	Differenza di temperatura equivalente (°C)	Gradiente differenziale di temperatura equivalente (°C/m)
Concio 1	858.0	-3.202E+006	1.667E+005	2.272E+011	-9.145E-005	-5.757E-008	-9.145	-5.757
Concio 2	1'116.7	-3.202E+006	2.155E+005	3.540E+011	-7.077E-005	-4.809E-008	-7.077	-4.809
Concio 3	1'157.4	-3.202E+006	2.712E+005	4.430E+011	-5.623E-005	-3.984E-008	-5.623	-3.984
Concio 4	1'137.2	-3.202E+006	2.031E+005	3.432E+011	-7.508E-005	-5.053E-008	-7.508	-5.053
Concio 5	958.1	-3.202E+006	1.926E+005	2.756E+011	-7.918E-005	-5.301E-008	-7.918	-5.301

Figura 6-3 Variazioni Termiche Equivalenti per effetti secondari da Ritiro per Conci di Trave Esterno Curva

Concio	e (mm)	N (N)	A (mm ²)	I (mm ⁴)	Deformazione media	Curvatura (1/m)	Differenza di temperatura equivalente (°C)	Gradiente differenziale di temperatura equivalente (°C/m)
Concio 1	858.0	-3.202E+006	1.667E+005	2.272E+011	-9.145E-005	-5.757E-008	-9.145	-5.757
Concio 2	1'094.4	-3.202E+006	2.026E+005	3.274E+011	-7.525E-005	-5.097E-008	-7.525	-5.097
Concio 3	1'152.4	-3.202E+006	2.496E+005	4.048E+011	-6.109E-005	-4.341E-008	-6.109	-4.341
Concio 4	965.8	-3.202E+006	1.854E+005	2.806E+011	-8.224E-005	-5.249E-008	-8.224	-5.249
Concio 5	958.1	-3.202E+006	1.926E+005	2.756E+011	-7.918E-005	-5.301E-008	-7.918	-5.301

Figura 6-4 Variazioni Termiche Equivalenti per effetti secondari da Ritiro per Conci di Trave Centrale

Concio	e (mm)	N (N)	A (mm ²)	I (mm ⁴)	Deformazione media	Curvatura (1/m)	Differenza di temperatura equivalente (°C)	Gradiente differenziale di temperatura equivalente (°C/m)
Concio 1	702.5	-3.202E+006	1.594E+005	1.561E+011	-9.568E-005	-6.865E-008	-7.973	-5.720
Concio 2	775.9	-3.202E+006	1.787E+005	1.861E+011	-8.532E-005	-6.357E-008	-7.110	-5.297
Concio 3	965.1	-3.202E+006	2.395E+005	2.808E+011	-6.367E-005	-5.241E-008	-5.306	-4.368
Concio 4	800.5	-3.202E+006	1.781E+005	1.945E+011	-8.564E-005	-6.276E-008	-7.137	-5.230
Concio 5	789.7	-3.202E+006	1.834E+005	1.896E+011	-8.316E-005	-6.352E-008	-6.930	-5.294

Figura 6-5 Variazioni Termiche Equivalenti per effetti secondari da Ritiro per Conci di Trave Interno

6.2.3 Cedimenti Vincolari (ϵ_4)

Un altro carico/azione di lunga durata sono i cedimenti vincolari. Per cautelarsi da eventuali cedimenti delle spalle e/o delle pile si ipotizza che si possano sviluppare cedimenti nella misura di 1/5000 della luce media delle campate afferenti sull'appoggio. Di seguito si riporta un disegno schematizzato delle linee medie delle travi e delle posizioni degli appoggi e una tabella con le luci considerate per il calcolo dei cedimenti e il cedimento stesso attribuito a ciascun appoggio. Gli appoggi di pila sono posizionati a 1.40 m dalla trave centrale in quanto, per ragioni di ingombro, non era possibile realizzare una pila sufficientemente da posizionare gli appoggi sotto le travi di bordo come invece avviene sulle spalle. Nella sezione di pila gli appoggi insisteranno quindi direttamente sul traverso.

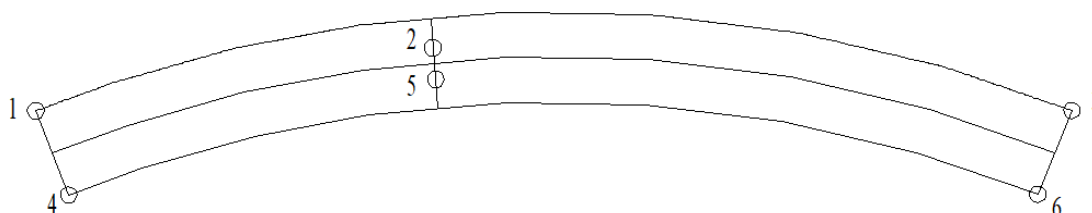


Figura 6-6 schematizzazione travi e appoggi modello piano

Appoggio	Luce campata [m]	Cedimento [m]
1	35	0.007
2	45.5	0.0091
3	56	0.0112
4	35	0.007
5	45.5	0.0091
6	56	0.0112

Tabella 6-1 Cedimenti Appoggi

Sono state realizzate due diverse combinazioni di carico, una che vedeva i cedimenti delle spalle, al fine di massimizzare il momento negativo, e una che vedeva il cedimento della pila, così da massimizzare il momento positivo.

Di volta in volta si è andati a considerare i cedimenti che fornivano la condizione più gravosa per l'elemento d'interesse.

Oltre ai cedimenti vincolari dovuti al peso dell'impalcato e agli assestamenti del terreno, anche l'alzaggio è stato attribuito come cedimento vincolare nel modello di calcolo. L'alzaggio è necessario per evitare che i carichi agenti sull'impalcato mandino in trazione gli appoggi. Nello specifico in fase di costruzione verrà dato un alzaggio di 15 cm a entrambi gli appoggi della spalla A (spalla di campata corta).

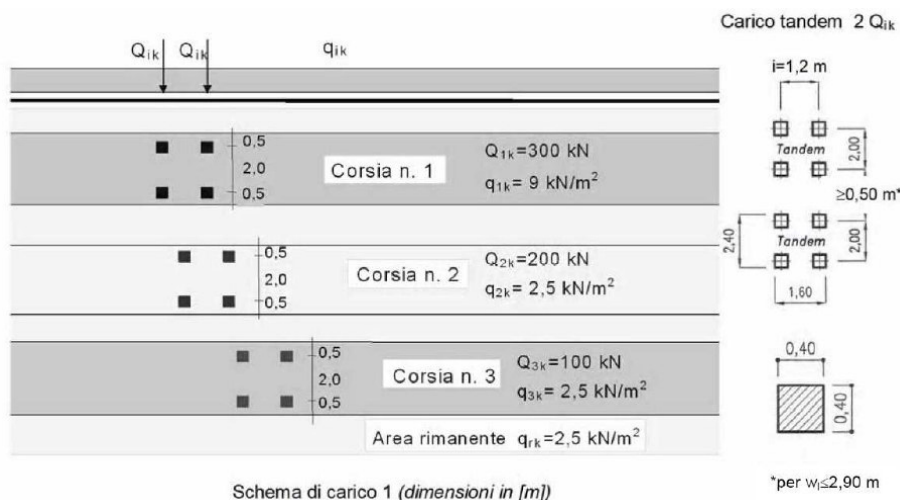
6.3 CARICHI AGENTI IN FASE 2

I carichi agenti in Fase 2 sono gli accidentali e nello specifico si considera il carico da traffico per verifiche globali e il carico da traffico per verifiche di fatica, la variazione termica giornaliera e il vento.

6.3.1 Traffico per verifiche globali (q_1 , Q_1 , q_2 , Q_2 , q_3 , Q_3 e q_k)

Relativamente ai carichi mobili si rimanda a quanto prescritto dal Testo unico NTC-18 al punto 5.1.3.3. Le azioni variabili del traffico adottate sono definite dai seguenti schemi di carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero. I carichi previsti vengono disposti nelle posizioni più sfavorevoli per il calcolo delle massime sollecitazioni sui diversi elementi strutturali.



Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche dell'impalcato e i parametri assunti per il calcolo dei carichi da traffico:

Larghezza carreggiata	11.60 m
Numero di corsie convenzionali	3
Larghezza corsie convenzionali	3.00 m
Larghezza parte rimanente	2.60 m

Il carico mobili da traffico sono stati calcolati automaticamente da Straus7 tramite load patch e le linee d'influenza a cui, di volta in volta, è stata definita la sollecitazione d'interesse per la verifica che si stava conducendo.

Le sollecitazioni da traffico sono state calcolate disponendo la corsia di carico 1 eccentricamente rispetto alla trave che si stava verificando così da determinare le sollecitazioni più gravose.

6.3.2 Traffico per verifiche a fatica (FLM3)

Le verifiche a fatica sono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti λ . Pertanto si considera il transito al centro della banchina del veicolo FLM3, formato da 4 assi da 120 kN ciascuno, ed avente la configurazione planimetrica indicata in figura.

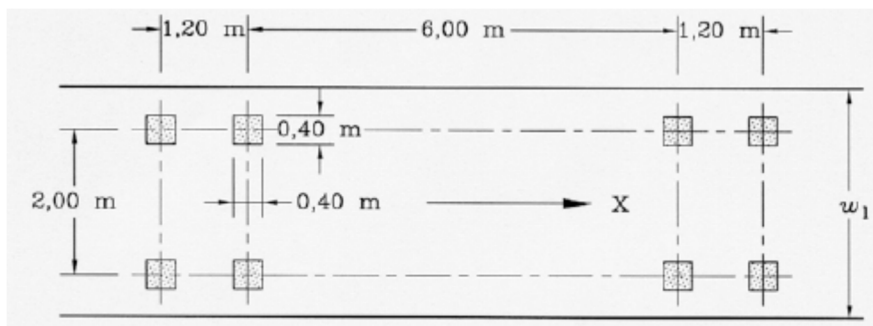


Figura 6-7 Veicolo FLM3 per Verifiche a Fatica

Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche dell'impalcato e i parametri assunti per il calcolo della posizione del carico da fatica:

Larghezza carreggiata	11.60 m
Larghezza banchina interno curva	3.60 m
Larghezza banchina esterno curva	1.00 m
Distanza asse x FLM3 da interno curva	7.10 m

Come si può osservare dai dati appena riportati la banchina interno curva risulta essere più larga di quella esterno curva così da consentire una miglior visibilità, pertanto il carico FLM3 non verrà posizionato in mezzzeria all'impalcato ma a 7.10 m dall'interno curva della carreggiata.

6.3.3 Variazione termica uniforme (ϵ_3)

Nelle strutture miste è di uso comune, vista la differente inerzia termica dei materiali costituenti la sezione, considerare una variazione giornaliera uniforme sulla soletta ($\pm 5^\circ\text{C}$, espansione/accorciamento soletta) e di trattare la variazione termica in termini analoghi al ritiro.

Anche in questo caso infatti verrà applicato a ciascuna trave del modello piano un gradiente termico equivalente che viene fornito direttamente da PontiEC4 una volta definite la geometria della sezione e il coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo, in questo caso $n=6$ essendo la variazione termica giornaliera un fenomeno ritenuto istantaneo. Così facendo PontiEC4 calcola automaticamente gli effetti primari della variazione termica (azione assiale e momento flettente su sezione composta) in fase di verifica sezione; mentre per il calcolo degli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura) fornisce valori di variazioni termiche equivalenti da applicare direttamente agli elementi del modello per ottenere gli effetti prodotti dalla variazione termica. Va ricordato che i gradienti termici forniti da PontiEC4, e di seguito riportati, servono per valutare gli effetti secondari (iperstatici) indotti dalla variazione termica, pertanto sono da applicare solo nelle zone in cui il calcestruzzo non è fessurato perché nelle altre la variazione termica primaria (effetto isostatico) è libera di sfogarsi fra le fessure.

Concio	e (mm)	N (N)	A (mm ²)	I (mm ⁴)	Deformazione media	Curvatura (1/m)	Differenza di temperatura equivalente (°C)	Gradiente differenziale di temperatura equivalente (°C/m)
Concio 1	488.1	-3.981E+006	2.931E+005	2.808E+011	-6.468E-005	-3.295E-008	-6.468	-3.295
Concio 2	703.8	-3.981E+006	3.418E+005	4.540E+011	-5.546E-005	-2.939E-008	-5.546	-2.939
Concio 3	789.4	-3.981E+006	3.976E+005	5.591E+011	-4.769E-005	-2.677E-008	-4.769	-2.677
Concio 4	701.0	-3.981E+006	3.295E+005	4.446E+011	-5.754E-005	-2.989E-008	-5.754	-2.989
Concio 5	578.5	-3.981E+006	3.190E+005	3.464E+011	-5.944E-005	-3.166E-008	-5.944	-3.166

Figura 6-8 Variazioni Termiche Equivalenti per effetti secondari di ΔT per Conci di Trave Esterno Curva

Concio	e (mm)	N (N)	A (mm ²)	I (mm ⁴)	Deformazione media	Curvatura (1/m)	Differenza di temperatura equivalente (°C)	Gradiente differenziale di temperatura equivalente (°C/m)
Concio 1	488.1	-3.981E+006	2.931E+005	2.808E+011	-6.468E-005	-3.295E-008	-6.468	-3.295
Concio 2	674.0	-3.981E+006	3.290E+005	4.213E+011	-5.762E-005	-3.033E-008	-5.762	-3.033
Concio 3	765.0	-3.981E+006	3.760E+005	5.169E+011	-5.042E-005	-2.806E-008	-5.042	-2.806
Concio 4	674.3	-3.981E+006	3.118E+005	3.514E+011	-6.080E-005	-3.099E-008	-6.080	-3.099
Concio 5	578.5	-3.981E+006	3.190E+005	3.464E+011	-5.944E-005	-3.166E-008	-5.944	-3.166

Figura 6-9 Variazioni Termiche Equivalenti per effetti secondari di ΔT per Conci di Trave Centrale

Concio	e (mm)	N (N)	A (mm ²)	I (mm ⁴)	Deformazione media	Curvatura (1/m)	Differenza di temperatura equivalente (°C)	Gradiente differenziale di temperatura equivalente (°C/m)
Concio 1	391.8	-4.778E+006	2.858E+005	1.915E+011	-7.961E-005	-4.655E-008	-6.634	-3.879
Concio 2	454.5	-4.778E+006	3.051E+005	2.313E+011	-7.456E-005	-4.469E-008	-6.214	-3.724
Concio 3	631.7	-4.778E+006	3.659E+005	3.585E+011	-6.218E-005	-4.009E-008	-5.181	-3.341
Concio 4	468.2	-4.778E+006	3.044E+005	2.425E+011	-7.473E-005	-4.392E-008	-6.227	-3.660
Concio 5	467.5	-4.778E+006	3.098E+005	2.369E+011	-7.344E-005	-4.490E-008	-6.120	-3.741

Figura 6-10 Variazioni Termiche Equivalenti per effetti secondari di ΔT per Conci di Trave Interno Curva

Di volta in volta si è andati a considerare se la variazione termica desse un effetto favorevole o sfavorevole all'elemento oggetto di verifica. In caso desse un contributo favorevole, come detto da normativa, non è stata considerata.

6.3.4 Vento (q_5)

Per il calcolo dell'azione del vento si fa riferimento al capitolo 3.3 del testo unico NTC-18. L'azione statica equivalente del vento è ricavabile, secondo quanto indicato dallo stesso documento, in funzione della velocità calcolata.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0 \quad (3.3.1)$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Fig. 3.3.1;

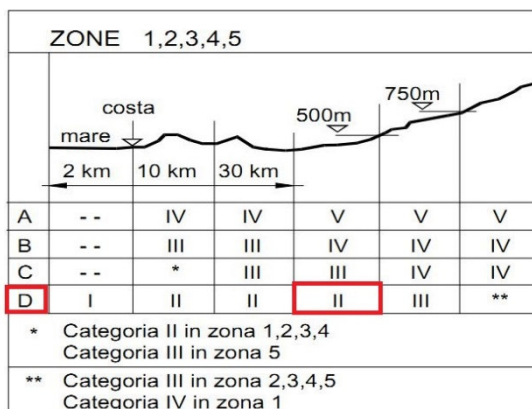
a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015

Essendo il ponte situato in Emilia Romagna e nello specifico a Bologna si ci trova in zona 2. Assumendo come altezza sul livello del mare quella di Bologna (54 m) per il calcolo della velocità del vento si può assumere la formula semplificata riportata sopra e si ottiene $v_b = 25$ m/s.

Assumendo cautelativamente D come classe di rugosità del suolo si ottiene una categoria di esposizione del sito di tipo II:



E considerando un'altezza dell'impalcato di circa 10 m dal suolo è possibile calcolare il coefficiente di esposizione con la formula sotto evidenziata.

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min} \quad (3.3.5)$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove

k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

Tabella 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Considerando un coefficiente di forma pari a 1.2 e un coefficiente dinamico pari a 1 è ora possibile calcolare la pressione esercitata del vento attraverso la seguente formula:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad (3.3.2)$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

Si riporta una tabella riassuntiva delle variabili che compaiono nella formula sopra riportata:

q_b [kN/m ²]	c_e [-]	c_p [-]	c_d [-]	p [kN/m ²]
0.39	2.35	1.2	1.0	1.10

Una volta ricavata la pressione del vento essa è stata considerata agente su un'altezza complessiva (h_{tot}) di 6.21 m ottenuta dalla somma delle altezze della trave esterno curva (2.860m), della soletta più pavimentazione (0.35m) e di un camion (3.00m). Moltiplicando tale altezza per la pressione del vento si ottiene la risultante della pressione del vento. Tale risultante si considera agente a metà altezza ($h_{tot}/2$). Moltiplicandola quindi per la distanza (e) rispetto al baricentro della sezione mista (y_G) omogenizzata con coefficiente $n=6$ si ottiene il momento torcente prodotto dal vento sull'impalcato (M_t).

h_{tot} [m]	$p \cdot h_{tot}$ [kN/m]	y_G [m]	e [m]	M_t [kNm/m]
6.21	6.83	2.27	0.834	5.697

Il momento torcente appena calcolato sarà direttamente applicato alla trave centrale del modello piano che, grazie alla rigidità torsionale attribuitagli e agli elementi di collegamento fra le travi, lo ripartirà automaticamente alle altre e quindi all'impalcato stesso.

Nel modello tridimensionale invece non verrà applicato perché il contributo del vento ai controventi e ai diaframmi verrà calcolato manualmente.

6.3.5 Azione sismica

Ai fini del calcolo dell'impalcato l'azione sismica non è significativa per il dimensionamento in quanto non contemporanea ai carichi verticali e di entità inferiore.

Si riporta la definizione dell'azione sismica che verrà utilizzata per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio (isolatori elastomerici in neoprene armato), dei giunti e delle azioni trasmesse alle sottostrutture.

Trattandosi di un ponte di importanza ordinaria, si assume come valore di vita nominale (V_N) 50 anni, si colloca in classe d'uso IV: Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Alla suddetta classe d'uso è associato un valore del coefficiente $C_U=2.0$.

Si determina quindi il periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2.0 = 100$ anni. Le condizioni topografiche del sito sono riconducibili a quelle della categoria T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilevati isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) la normativa vigente associa alla suddetta categoria un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1$.

Nella tabella seguente si riassumono i dati di base di caratterizzazione sismica:

Vita nominale (V_N)	50 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso	2
Periodo di riferimento (V_R)	100 anni
Comune	Bologna
Categoria topografica	T1
Categoria di sottosuolo	C

I valori di probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente e il periodo di ritorno T_R , espresso in anni, valgono:

Stato limite	P_{VR} (%)	T_R (anni)
SLC	5	1950
SLV	10	949
SLD	63	101

Per la definizione dello spettro elastico di progetto si adotta la procedura di calcolo "Spettri-NTCver.1.0.3.xlsx" messo a punto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

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

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

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

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

I parametri spettrali per il calcolo dell'azione sismica vengono individuati sulla base del rischio sismico per la località considerata:

Stato limite	a_g	F_0	T_c^*
SLC	0,263	2.451	0.321
SLV	0.210	2.435	0.314
SLD	0.088	2.473	0.285

Si riportano di seguito i diagrammi degli spettri orizzontali e verticali per ciascuno degli Stati Limite indagati.

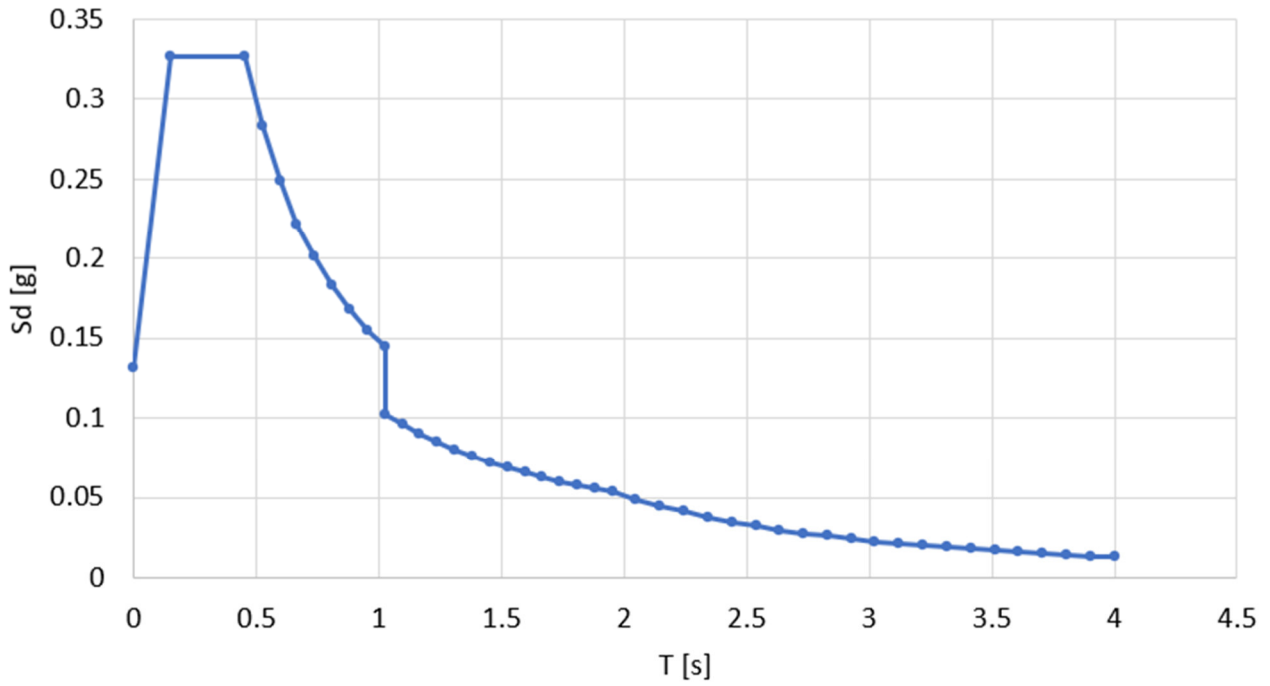


Figura 6-11 Spettro composto SLD orizzontale

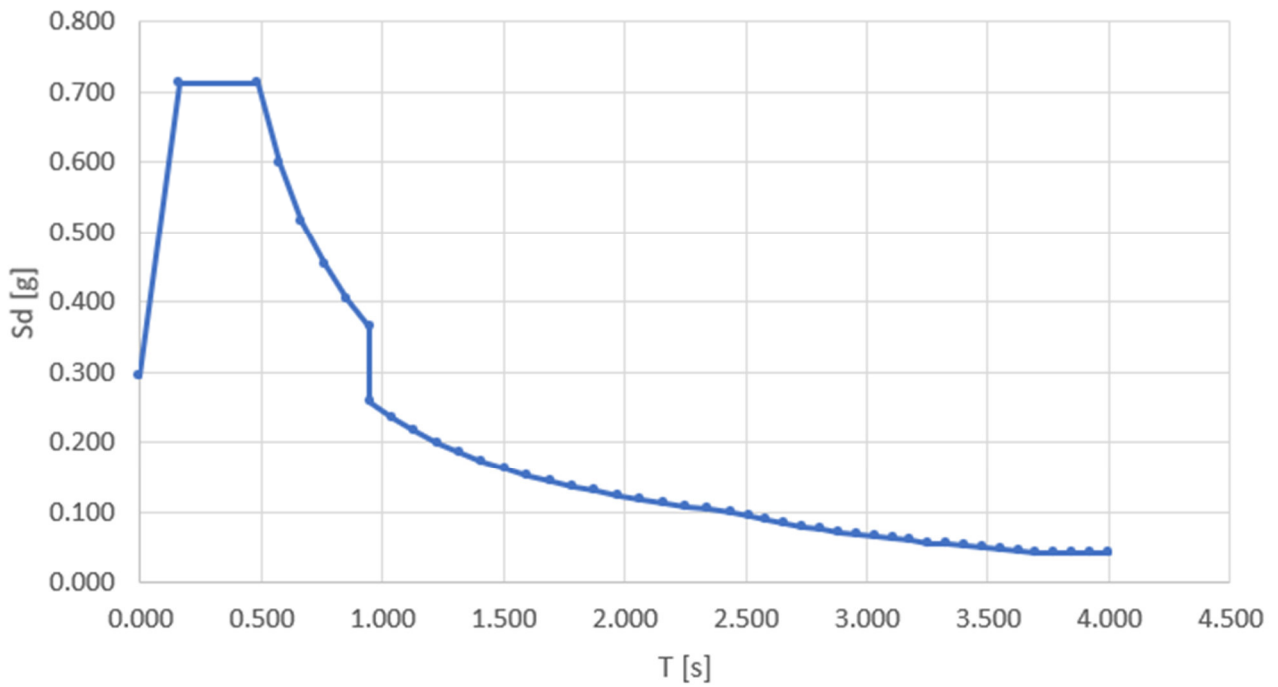


Figura 6-12 Spettro composto SLV orizzontale

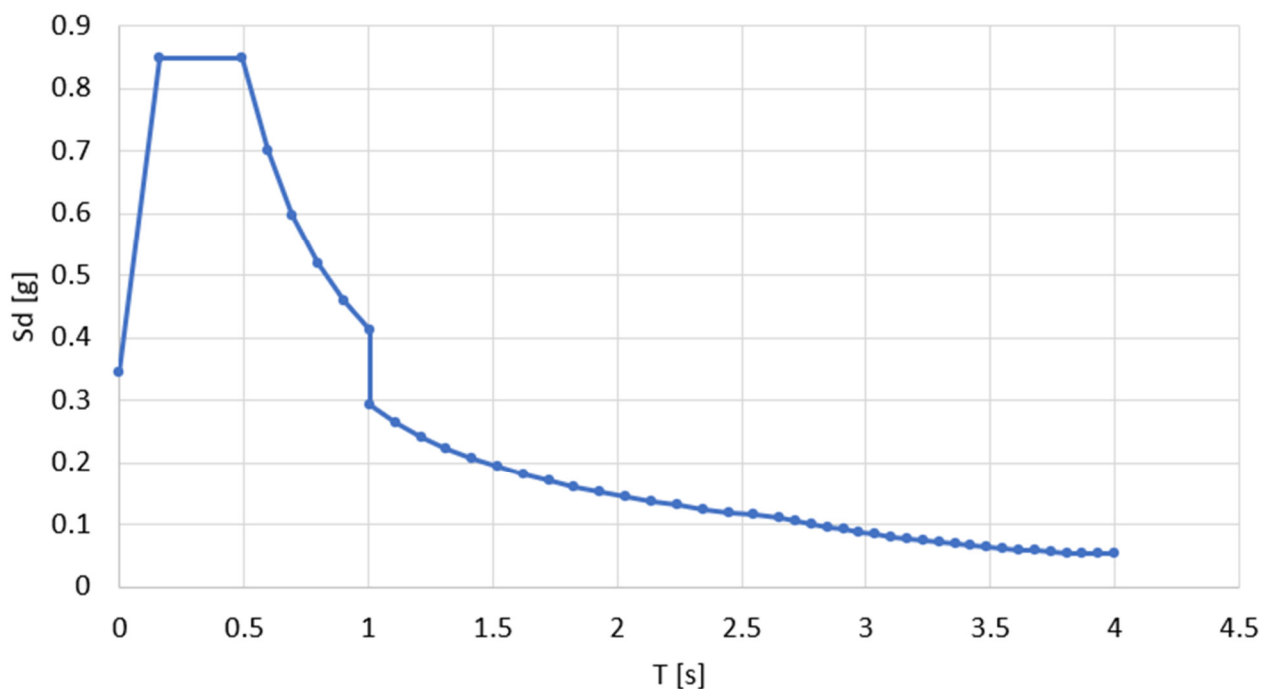


Figura 6-13 Spettro composto SLC orizzontale

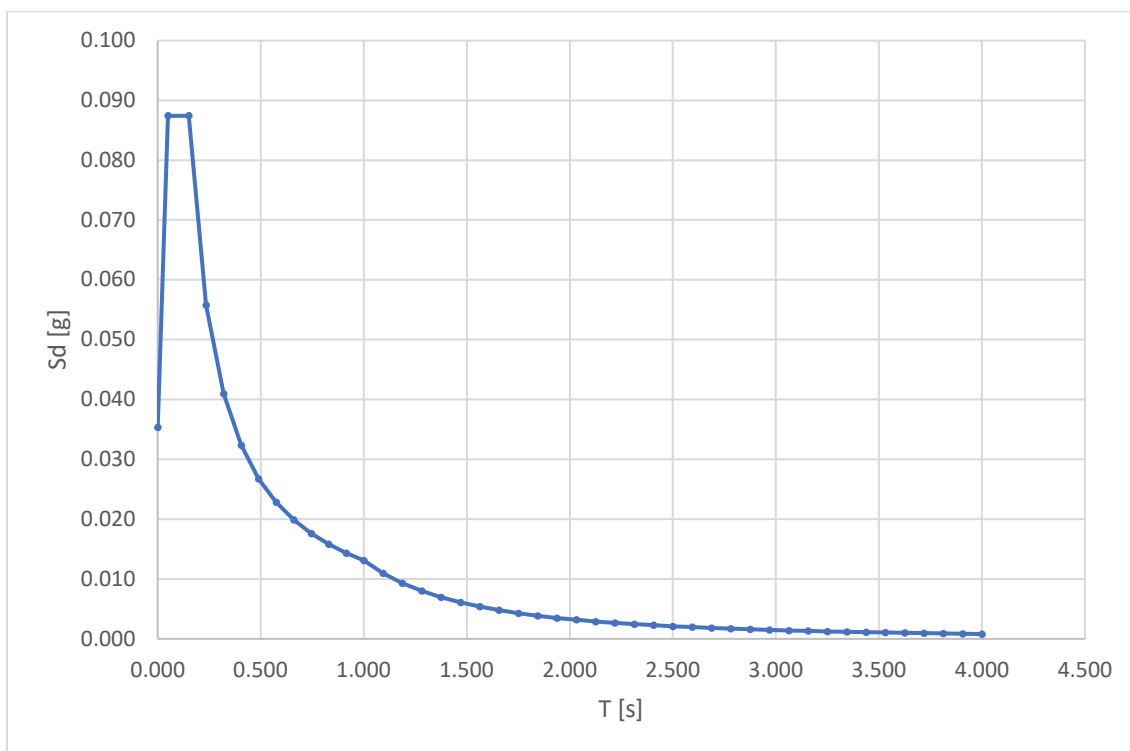


Figura 6-14 Spettro SLD verticale

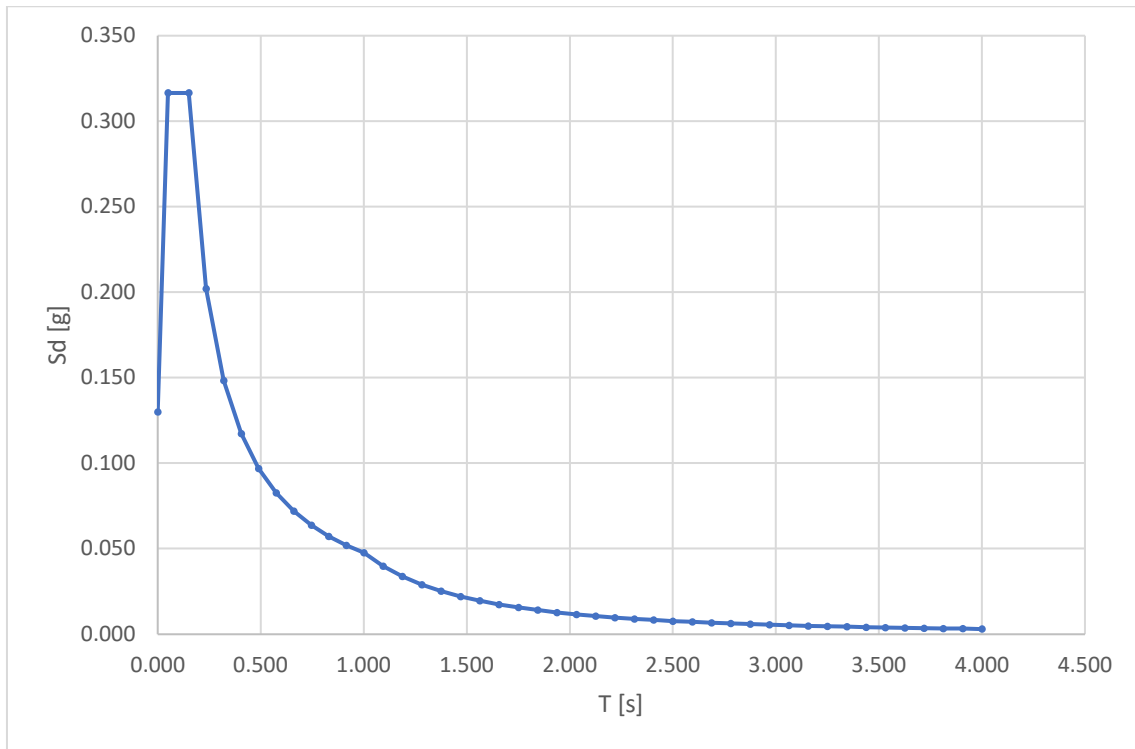


Figura 6-15 Spettro SLV verticale

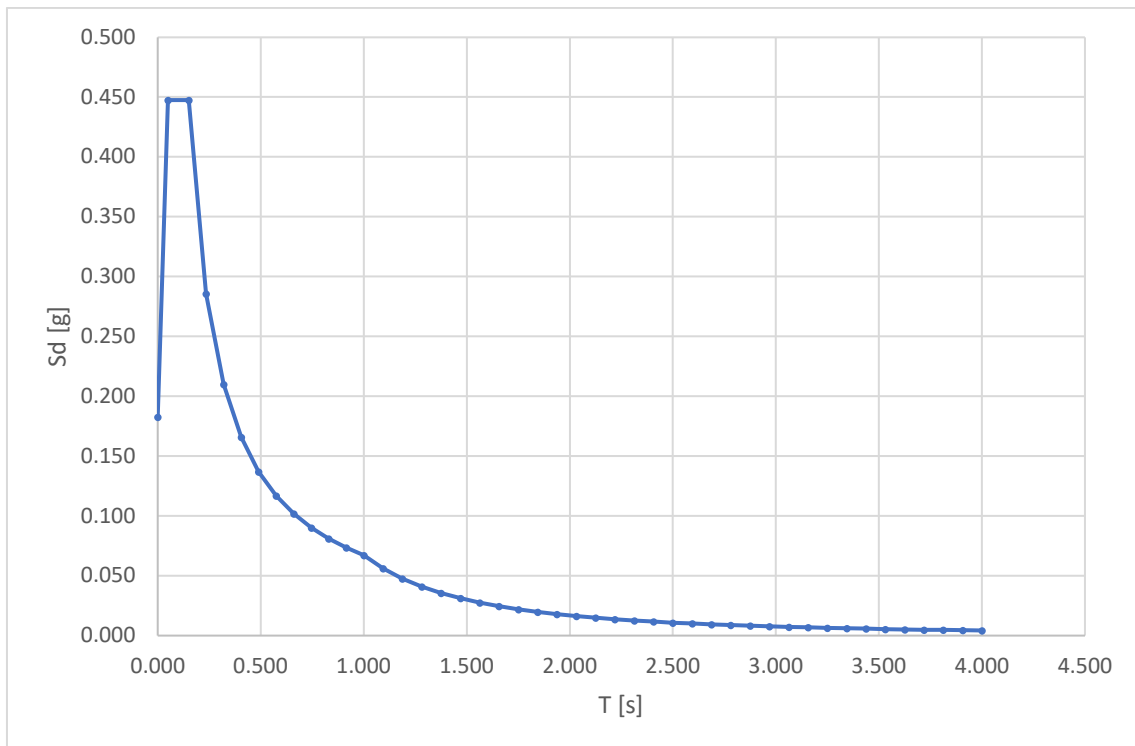


Figura 6-16 Spettro SLC verticale

7 CONTROMONTE

Per limitare le deformazioni dell'impalcato, in fase di costruzione, si applicheranno delle contromonte nei punti di connessione tra i conchi ove necessario. Nella figura seguente sono mostrati e, per comodità, numerati tali punti.

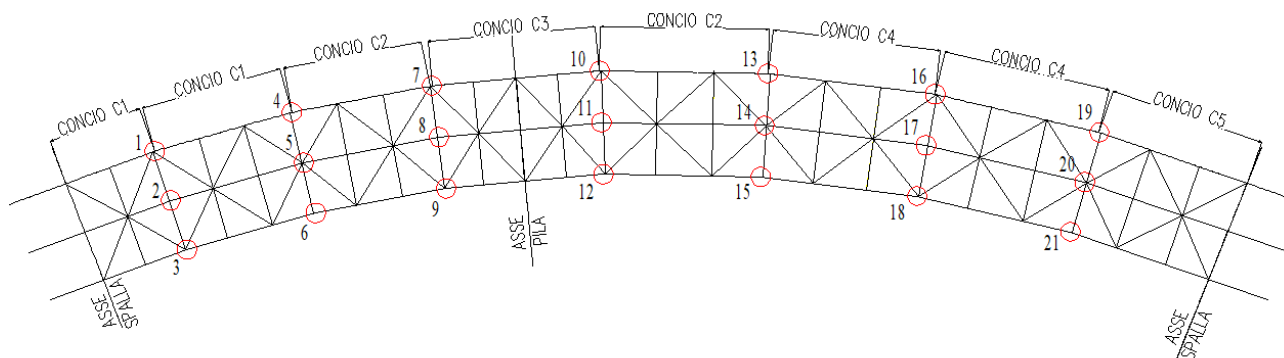


Figura 7-1 Giunzioni fra Conci, Punti in cui sono state calcolate le Contromonte

Il valore delle contromonte da applicare è stato calcolato sommando gli abbassamenti prodotti nel modello piano da: pesi propri, carichi permanenti portati e ritiro, applicati con il loro valore caratteristico, e carichi da traffico applicati al 25% del loro valore caratteristico.

Nello specifico:

- per massimizzare l'abbassamento prodotto dal traffico nei punti 1, 4, 7 l'impalcato è stato caricato con il carico distribuito da traffico e relative forze concentrate solo nella campata corta e con eccentricità esterno curva;
- per massimizzare l'abbassamento prodotto dal traffico nei punti 3, 6, 9 l'impalcato è stato caricato con il carico distribuito da traffico e relative forze concentrate solo nella campata corta e con eccentricità interno curva;
- per massimizzare l'abbassamento prodotto dal traffico nei punti 10, 13, 16, 19 l'impalcato è stato caricato con il carico distribuito da traffico e relative forze concentrate solo nella campata lunga e con eccentricità esterno curva;
- per massimizzare l'abbassamento prodotto dal traffico nei punti 12, 15, 18, 21 l'impalcato è stato caricato con il carico distribuito da traffico e relative forze concentrate solo nella campata lunga e con eccentricità interno curva.

L'abbassamento nelle sezioni 2, 5, 8, 11, 14, 17 e 20 invece non è stato letto direttamente dal modello piano ma è stato ottenuto facendo la media fra l'abbassamento della corrispondente sezione esterno e interno curva (per esempio: abbassamento giunzione 2 = (abbassamento giunzione 1 + abbassamento giunzione 3)/2). Questo al fine di assicurare una linearità trasversale in fase di costruzione.

I valori di abbassamento, le frecce totali e le relative contromonte sono riassunti nella tabella seguente:

Collegamento	Freccia Pesi Propri [m]	Freccia Non Strutturali [m]	Freccia Ritiro [m]	Freccia Traffico [m]	Freccia Totale [m]	Contromonta [mm]
1	0.0012	-0.0002	-0.0038	-0.0019	-0.0047	5
2	0.0021	-0.0003	-0.0039	-0.0018	-0.0039	4
3	0.0030	-0.0004	-0.0040	-0.0017	-0.0031	3
4	0.0085	0.0009	-0.0042	-0.0032	0.0021	0
5	0.0074	0.0007	-0.0044	-0.0030	0.0006	0
6	0.0062	0.0004	-0.0046	-0.0028	-0.0008	1
7	0.0114	0.0018	-0.0005	-0.0017	0.0110	0
8	0.0100	0.0015	-0.0008	-0.0016	0.0091	0
9	0.0086	0.0012	-0.0011	-0.0016	0.0072	0
10	-0.0328	-0.0074	-0.0020	-0.0038	-0.0460	46
11	-0.0323	-0.0072	-0.0024	-0.0035	-0.0453	45
12	-0.0318	-0.0069	-0.0027	-0.0032	-0.0446	45
13	-0.1119	-0.0239	-0.0100	-0.0113	-0.1571	157
14	-0.1073	-0.0227	-0.0103	-0.0103	-0.1505	150
15	-0.1026	-0.0214	-0.0106	-0.0092	-0.1438	144
16	-0.1472	-0.0306	-0.0139	-0.0139	-0.2056	206
17	-0.1402	-0.0289	-0.0141	-0.0126	-0.1958	196
18	-0.1332	-0.0272	-0.0142	-0.0113	-0.1859	186
19	-0.1027	-0.0212	-0.0112	-0.0090	-0.1441	144
20	-0.0975	-0.0201	-0.0113	-0.0082	-0.1370	137
21	-0.0922	-0.0189	-0.0113	-0.0075	-0.1299	130

Tabella 7-1 Freccie Singole, Totali e Contromonte delle varie Giunzioni

Per le giunzioni in cui la freccia totale era positiva, ossia verso l'alto, si è scelto di assegnare una contromonta nulla.

In tabella il segno meno indica spostamento verso il basso e il segno più verso l'alto.

8 VERIFICHE TRAVI

In questo capitolo si riportano le verifiche condotte sugli elementi delle travi ritenuti d'interesse e eseguite tramite il software PontiEC4.

Ogni elemento considerato è stato verificato secondo la sollecitazione più gravosa che poteva ricevere data la sua posizione e la combinazione di carico considerata e definite nel sottocapitolo 5.3.3 (SLU, SLE e Fatica).

Per ottenere le sollecitazioni, sono state sommate quelle presenti sui vari elementi derivanti dai modelli con n differente, rappresentanti cioè o le diverse fasi di costruzione dell'opera o il tempo con cui i carichi venivano applicati. Alle sollecitazioni fornite dai pesi propri e dai carichi non strutturali sono quindi state aggiunte quelle derivanti da ritiro, cedimenti vincolari e variazione termiche, solo nei casi in cui determinavano una condizione sfavorevole per l'elemento considerato, e quelle prodotte da vento e traffico. Per considerare quest'ultimo sono quindi state risolte le linee d'influenza e generati i load cases tramite Straus7, richiedendo di massimizzare la sollecitazione rispetto alla quale si voleva verificare l'elemento.

Una volta determinate le sollecitazioni totali sulle travi si è proseguito inserendole nel programma di calcolo pontiEC4, insieme alle caratteristiche geometriche delle rispettive sezioni.

8.1 SEZIONI DI VERIFICA

Come detto in precedenza per ricavare le sollecitazioni con cui verificare le travi è stato utilizzato il modello piano. Le verifiche delle travi e relativi irrigidimenti sono state eseguite nelle sezioni più significative dell'impalcato, le quali sono indicate nella figura sottostante, e sono state condotte tramite PontiEC4.

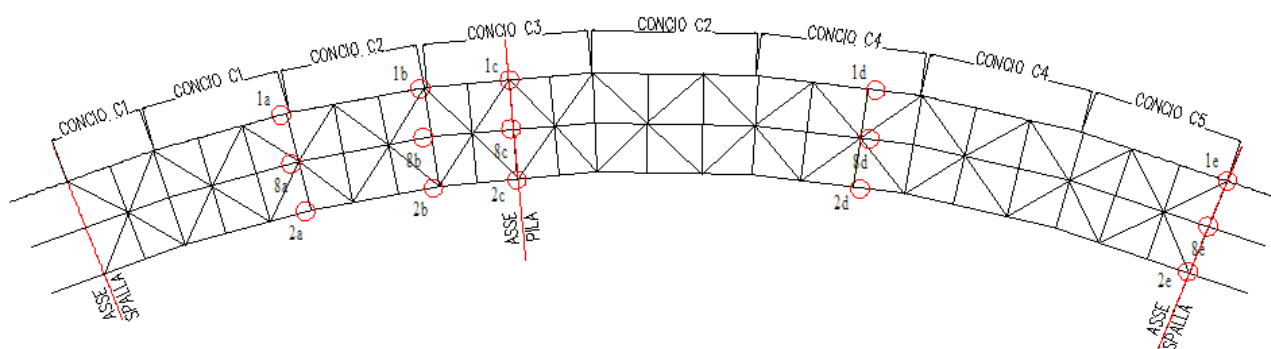


Figura 8-1 Sezioni di Verifica Travi

La nomenclatura riportata in figura indica le sezioni oggetto di verifica ed è da intendersi nel modo seguente:

- 1 più lettera: sezioni appartenenti alla trave esterno curva
- 8 più lettera: sezioni appartenenti alla trave centrale
- 2 più lettera: sezioni appartenenti alla trave interno curva

In particolare la sezione:

- 1a, posta in mezzeria alla campata corta esterno curva, è stata selezionata per verificare il concio 3 della trave esterno curva ($h_{trave} = 2.860m$) rispetto al momento massimo della campata corta;
- 1b, posta subito dopo il concio di pila a lato campata corta esterno curva, è stata selezionata per verificare il concio 2 rispetto al momento negativo derivante dall'appoggio di pila
- 1c, posta direttamente sulla pila, è stata selezionata per verificare il concio 1 rispetto al massimo momento negativo e taglio presente sull'impalcato
- 1d, posta in mezzeria alla campata lunga esterno curva, è stata selezionata per verificare il concio 2 della trave esterno curva ($h_{trave} = 2.860m$) rispetto al momento massimo in campata;
- 1e, posta direttamente sulla spalla della campata lunga, è stata selezionata per verificare il concio 4 rispetto al taglio presente sulla spalla

- 2a/b/c/d/e e 8a/b/c/d/e sono state selezionate in analogia con le sezioni appena citate al fine di verificare la trave interno curva e quella centrale. Per queste sezioni si faccia quindi riferimento alla descrizione fatta per quelle esterno curva

Per le caratteristiche geometriche e delle sezioni si faccia riferimento al sotto capitolo 1.1 in cui sono definite.

8.2 METODO DI VERIFICA

Ogni sezione descritta è stata verificata secondo la sollecitazione più gravosa che poteva verificarsi nella corrispondente posizione e rispetto alle combinazioni di carico prima definite, SLU, SLE e Fatica.

Di seguito si riportano, per ogni sezione:

- le sollecitazioni agenti derivanti dai carichi caratteristici;
- le verifiche condotte, rispetto alla sollecitazione principale, della sezione in esame.

Quanto contenuto nel presente sotto capitolo è interamente da riferirsi al modello piano; le sollecitazioni sono quelle derivanti dal modello piano e le verifiche sono quelle ottenute tramite PontiEC4.

8.3 S.L.F. – CRITERI DI 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-18, cap. 4.2.4.1.4.6.3., ovvero EN 1993-2 cap. 9). I valori dei coefficienti λ vengono calcolati direttamente da PontiEC4 con le formule e le accortezze definite in seguito.

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.

Si ha pertanto:

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

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p \quad \text{ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per 2e6 cicli}$$

con:

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \quad \text{fattore equivalente di danno}$$

Verifica a fatica:

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

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

$$\gamma_{Ff} = 1$$

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

$$\gamma_{Mf} = 1.00 \quad \text{bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (dettagli secondari)}$$

E nello specifico:

Acciaio

Modulo elastico (N/mm²) Coefficiente di Poisson v

.. da carpenteria

Tipo ?

<=40 mm >40 mm

fu (N/mm²)

fy (N/mm²)

Coefficienti di sicurezza parziali:

γ_{M0} γ_F

γ_{M1} γ_{Mf} ?

γ_{Mser}

.. ordinario

fyk (N/mm²)

Resistenza a fatica:

$\Delta\sigma_{Rsk}$ (N/mm²)

Coefficienti di sicurezza parziali:

γ_s

γ_F

γ_{Mf}

Figura 8-2 coefficienti sicurezza acciaio

Connettori

Resistenza ultima fu (N/mm²)

Range di tensione equiv. a 2x10E6 cicli:

tangenziale $\Delta\tau_c$ (N/mm²)

normale $\Delta\sigma_c$ (N/mm²)

Coefficienti di sicurezza parziali:

γ_v ks (SLE)

γ_{Ff} $\gamma_{Mf,s}$

Figura 8-3 Coefficienti sicurezza connettori

8.3.1 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-18 § 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	2,0x10 ⁶
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	0,5x10 ⁶
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	0,125x10 ⁶
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	0,05x10 ⁶

- 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), esso viene calcolato tramite le formule e i grafici di seguito riportati, rispettivamente per la zona di centro campata e per la zona in prossimità degli appoggi interni, una volta inserita la 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		

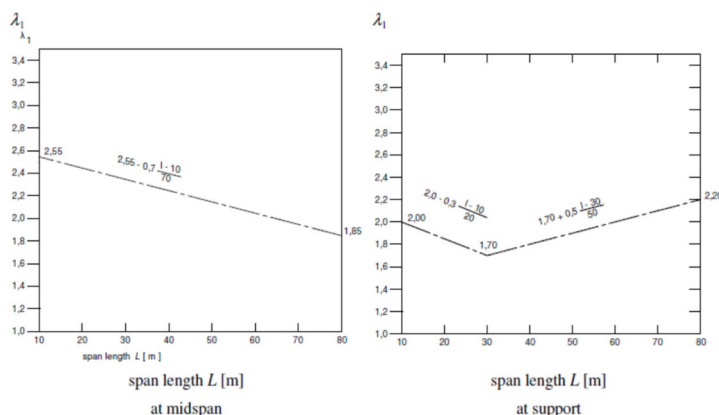


Figure 9.5: λ_1 for moments for road bridges

Pertanto, per le sezioni della trave esterno curva, i valori di λ_1 ottenuti sono i seguenti:

Luce per i momenti (m)	<input type="text" value="36"/>	$\lambda_1 = 2.29$
Luce per i tagli (m)	<input type="text" value="14.4"/>	$\lambda_1 = 2.506$

Figura 8-4 λ_1 sezioni 1a e 1b (sezioni di campata)

Luce per i momenti (m)	<input type="text" value="47"/>	$\lambda_1 = 1.87$
Luce per i tagli (m)	<input type="text" value="36"/>	$\lambda_1 = 1.76$

Figura 8-5 λ_1 sezione 1c (appoggio pila)

Luce per i momenti (m)	<input type="text" value="58"/>	$\lambda_1 = 2.07$
Luce per i tagli (m)	<input type="text" value="23.2"/>	$\lambda_1 = 2.418$

Figura 8-6 Sezione 1d (mezzeria campata lunga)

Luce per i momenti (m)	<input type="text" value="58"/>	$\lambda_1 = 2.07$
Luce per i tagli (m)	<input type="text" value="23.2"/>	$\lambda_1 = 2.418$

Figura 8-7 λ_1 sezione 1e (appoggio spalla)

Quelli per la trave interno curva sono:

Luce per i momenti (m)	<input type="text" value="34"/>	$\lambda_1 = 2.31$
Luce per i tagli (m)	<input type="text" value="13.6"/>	$\lambda_1 = 2.514$

Figura 8-8 λ_1 sezioni 2a e 2b (sezioni di campata)

Luce per i momenti (m)	<input type="text" value="44"/>	$\lambda_1 = 1.84$
Luce per i tagli (m)	<input type="text" value="34"/>	$\lambda_1 = 1.74$

Figura 8-9 λ_1 sezione 2c (appoggio pila)

Luce per i momenti (m)	<input type="text" value="54"/>	$\lambda_1 = 2.11$
Luce per i tagli (m)	<input type="text" value="21.6"/>	$\lambda_1 = 2.434$

Figura 8-10 Sezione 2d (mezzeria campata lunga)

Luce per i momenti (m)	<input type="text" value="54"/>	$\lambda_1 = 2.11$
Luce per i tagli (m)	<input type="text" value="21.6"/>	$\lambda_1 = 2.434$

Figura 8-11 λ_1 sezione 2e (appoggio spalla)

Mentre quelli per la trave centrale sono:

Luce per i momenti (m)	<input type="text" value="35"/>	$\lambda_1 = 2.3$
Luce per i tagli (m)	<input type="text" value="14"/>	$\lambda_1 = 2.51$

Figura 8-12 λ_1 sezioni 8a e 8b (sezioni di campata)

Luce per i momenti (m)	<input type="text" value="45.5"/>	$\lambda_1 = 1.855$
Luce per i tagli (m)	<input type="text" value="56"/>	$\lambda_1 = 1.96$

Figura 8-13 λ_1 sezione 8c (appoggio pila)

Luce per i momenti (m)	56	$\lambda_1 = 2.09$
Luce per i tagli (m)	22.4	$\lambda_1 = 2.426$

Figura 8-14 Sezione 8d (mezzzeria campata lunga)

Luce per i momenti (m)	56	$\lambda_1 = 2.09$
Luce per i tagli (m)	22.4	$\lambda_1 = 2.426$

Figura 8-15 λ_1 sezione 8e (appoggio spalla)

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):

$$\lambda_{v1} = 1.55$$

- 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 (N_{Obs}), e dal peso medio degli stessi Q_{m1} , tramite la relazione (*):

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

Con:

$N_{Obs} = 0.5e6$ flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat 2 - cfr. tab. prec.)

$N_0 = 0.5e6$ flusso di riferimento

Q_{m1} 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:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

Fattore equivalente di danno LAMBDA2 per ponti stradali

Calcolo

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

$$\lambda_{v2} = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/8} \quad Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^8}{\sum n_i} \right)^{1/8}$$

$\lambda_2 = 0.928$ $\lambda_{v2} = 0.953$

$Q_0 = 480 \text{ kN}$ (peso dell'FML3)

$N_0 = 0.5E6$

$N_{obs} = 5E+5$ (Cfr. Tab. 4.5)

$Q_{m1} = 445.4 \text{ kN}$ (Cfr. Tab. 4.7)

$Q_{m1v} = 457.4 \text{ kN}$ (Cfr. Tab. 4.7)

Numero di osservazioni

Table 4.5(n) - Indicative number of heavy vehicles expected per year and per slow lane. EN 1991-2:2003 (E)

Traffic categories		N_{obs} per year and per slow lane
<input type="radio"/>	1 Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	$2,0 \times 10^6$
<input checked="" type="radio"/>	2 Roads and motorways with medium flow rates of lorries	$0,5 \times 10^6$
<input type="radio"/>	3 Main roads with low flow rates of lorries	$0,125 \times 10^6$
<input type="radio"/>	4 Local roads with low flow rates of lorries	$0,05 \times 10^6$
<input type="radio"/>	User	

Calcola

Distribuzioni del carico pesante

Table 4.7 - Set of equivalent lorries. EN 1991-2:2003 (E)

	$Q_1 = 200 \text{ kN}$	$Q_2 = 310 \text{ kN}$	$Q_3 = 490 \text{ kN}$	$Q_4 = 390 \text{ kN}$	$Q_5 = 450 \text{ kN}$	
<input checked="" type="radio"/>	20%	5%	50%	15%	10%	Long distance
<input type="radio"/>	40%	10%	30%	15%	5%	Medium distance
<input type="radio"/>	80%	5%	5%	5%	5%	Local traffic
<input type="radio"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	User Calcola

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.

Pertanto, come mostrato in figura, per la carpenteria si ottiene:

$$\lambda_2 = 0.928$$

E per i connettori:

$$\lambda_{v2} = 0.953$$

- **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 verifica dei connettori si opera la sostituzione dell'esponente 1/5 con 1/8 come nel caso precedente ma in entrambi i casi risulta:

$$\lambda_3 = \lambda_{v3} = 1.00$$

- **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:

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

Nel caso in esame si ha:

e = eccentricità FLM3 rispetto all'asse dell'impalcato

b = interasse fra le travi principali

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

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

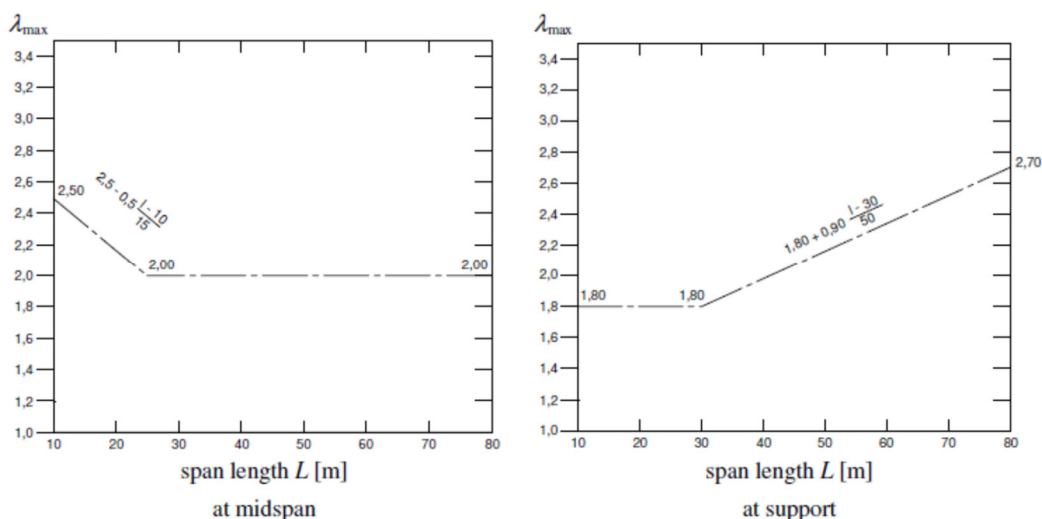
$$N_1 = N_2 \text{ e } Q_{m1} = Q_{m2}$$

$\lambda_4 = 1.00$ per i dettagli di carpenteria

$\lambda_4 = 1.00$ per i connettori

- **Coefficiente $\lambda - \lambda_v$**

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.



8.3.2 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:

Piattabande - tensioni normali	categoria/dettaglio:	140/4	tab.8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	140/4	tab.8.1 EN 1993-1-9
Giunzioni delle piattabande	categoria/dettaglio:	112/3(*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Saldatura comp. anima-piatt.	categoria/dettaglio:	125/1	tab.8.2 EN 1993-1-9
Saldatura irr. vert. - piattabande	categoria/dettaglio:	80/7(**)	tab.8.4 EN 1993-1-9
Saldatura irr. vert. - anima	categoria/dettaglio:	80/7(**)	tab.8.4 EN 1993-1-9
Saldatura irr. long. - anima	categoria/dettaglio:	71/2(***)	tab.8.4 EN 1993-1-9

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

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

(***) $L > 100$ mm, $\alpha < 45^\circ$

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.8.45EN 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 piattebande 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

8.4 VERIFICA TRAVE ESTERNO CURVA (SEZIONI 1A/B/C/D/E)

Nel presente sottocapitolo sono riportate le sollecitazioni e le verifiche per le sezioni della trave esterno curva.

8.4.1 Sezione 1a: Mezzeria Campata Corta

	T [kN]	M [kNm]
Strutturali	-475.00	-1'219.00
Perm. Portati	-185.00	-553.00
Ritiro iper	-85.00	1'372.00
Traffico	-249.00	-4'338.00
ΔT Diff iper	-64.00	-1'123.00
Cedim.	195.00	3'047.00
Vento	1.00	-6.00
Fatica+	-9.00	1'202.00
Fatica-	-38.00	-665.00

Tabella 8-1 Sollecitazioni Sezione 1a

Combinazione SLU

Verifica a flessione

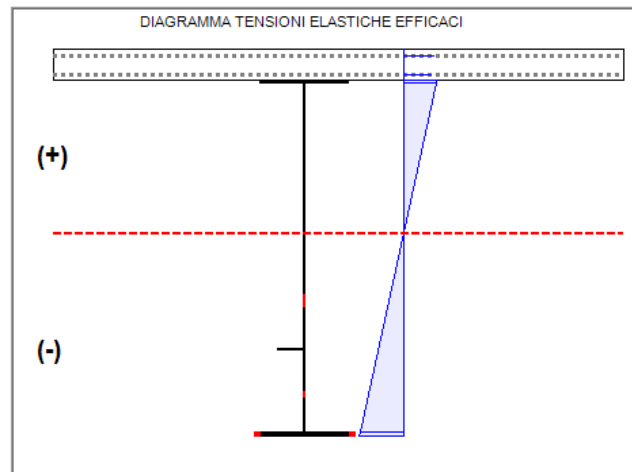
- Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	175.62	2487	0.87	-0.86	4
Piattabanda superiore	17.1				1
Piattabanda inferiore	13.07				4
Classe della sezione					4

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

	Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-6.71E+6	MEd	8.02E+6	NEd	-6.71E+6	
NRd	-5.83E+7	MRd	4.03E+7	MEd	8.02E+6	
				MRd	4.24E+7	
NEd/NRd	0.115	MEd/MRd	0.199	MEd/MR	0.189	

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



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
σ8	0.0	0.2	0.0	1.3	0.0	0.9	0.0	2.4	0.7	0.0	2.2	0.0	0.0	0.00	σ8
σ7	0.0	3.1	7.2	-36.5	0.0	15.0	35.2	-18.3	-10.9	7.8	11.7	56.4	106.6	0.27	σ7
σ6	0.0	2.5	6.4	-34.3	0.0	12.4	31.4	-19.4	-10.7	6.9	8.3	50.4	95.1	0.24	σ6
σ5	0.0	0.1	0.0	1.5	0.0	0.6	0.0	2.3	0.8	0.0	1.2	0.0	0.0	0.00	σ5
σ4	25.6	2.4	6.2	-33.7	0.0	11.7	30.3	6.0	-10.6	6.7	7.3	48.6	117.4	0.35	σ4
σ3	25.3	2.3	6.1	-33.4	0.0	11.3	29.8	5.5	-10.5	6.6	6.8	47.8	115.5	0.34	σ3
σ2	0.0	0.0	0.0	-24.1	0.0	0.0	0.0	-24.1	-10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ2
σ1	-22.1	-7.9	-8.8	7.7	0.0	-38.8	-43.1	-61.2	-5.6	-9.5	-59.5	-69.2	-152.8	0.45	σ1
σ0	-22.6	-8.0	-9.0	8.1	0.0	-39.3	-43.9	-61.9	-5.5	-9.7	-60.2	-70.4	-155.6	0.46	σ0

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

Totale, estradosso = 2.38

Totale, intradosso = 2.29

=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 5.27

Totale, intradosso = 4.26

=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 SODDISFATTA
eta1 = 0.46

Verifica a taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.053E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \epsilon_w \sqrt{K_z}$
175.625	>	71.49

=> Verifica NECESSARIA

a/hw = 1.305 Isl = 4.191E+7 mm⁴
eta = 1.2 Ktausl = 13.931
Epsw = 0.814 Ktau = 11.569

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.246E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.099E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.464E+5 \text{ N}$$

chiw = 0.489 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw = 1.696 MEd,eq = 1.296E+7 Nm
c = 950.187 Mf,Rd = 2.16E+7 Nm
taucr = 71.26 N/mm² MEd/MfRd = 0.6

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.38 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.6 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.39 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

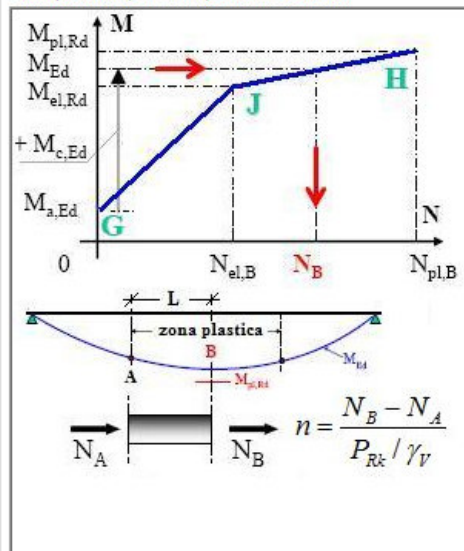
$$v_{L,Ed} = 326 < n^* P_{Rd} = 1642 \text{ N/mm}$$

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	-2.498E+5	6.514E+7	2.049E+11	-79.4
2b	-1.02E+5	6.514E+7	2.049E+11	-32.4
2c	-2.34E+5	6.514E+7	2.049E+11	-74.4
3a	-4.608E+4	9.118E+7	2.484E+11	-16.9
3b	-3.352E+5	9.118E+7	2.484E+11	-123
Tot				-326.2

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Verifica stiffeners

Verifica a Torsional buckling

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

Stiffeners a T ed a L $\sigma_{cr} \geq 6 f_y$

	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
5.3 f	0.009	0.009

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

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

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

Ist = 4.247E+7 mm⁴ > Ist min = 1.014E+7 mm⁴

VERIFICA SODDISFATTA

a = 3667 mm hw = 2810 mm a/hw = 1.305

tw = 16 mm bw = 410.5 mm

Ast = 10568.6 mm² e1 = 40.9 mm²

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

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

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

σmax = 2.6 < 322.7 N/mm² w = 0.2 < 9.4 mm

VERIFICA SODDISFATTA

ΣNst,Ed = Nst,Ed + ΔNst,Ed = 0E+00 + 2.76E+5 = 2.76E+5 N

Nst,Ed = Nst,ten + Nst,ex = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 N

σm = 0.345 N/mm² ocr(C)/ocr(P) = 0.945 > 0.945

ocr(P) = 862.89 N/mm² ocr(C) = 815.68 N/mm²

NEd = 1.881E+6 N λw = 1.696 Ncr,st = 1.115E+7 N

e1 = 40.9 mm emax = 167.1 mm w0 = 9.37 mm

δm = 0

(Ivstmin = 2.391E+6 mm⁴ u = 1.273)

Combinazione SLE Rara

Verifica tensionale

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	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	0.1	0.0	1.1	0.0	0.7	0.0	2.0	0.6	0.0	1.6	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	2.2	5.3	-30.3	0.0	12.3	29.0	-15.8	-9.1	6.4	8.5	41.3	81.9	81.9	0.23	σ 7
σ 6	0.0	1.9	4.7	-28.6	0.0	10.4	26.0	-16.3	-8.9	5.8	6.3	37.1	73.6	73.6	0.20	σ 6
σ 5	0.0	0.1	0.0	1.3	0.0	0.5	0.0	1.9	0.6	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	18.8	1.8	4.6	-28.1	0.0	9.8	25.2	2.3	-8.8	5.6	5.6	35.9	90.0	90.0	0.25	σ 4
σ 3	18.6	1.7	4.5	-27.8	0.0	9.6	24.8	2.0	-8.8	5.5	5.3	35.3	88.7	95.5	0.27	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-19.2	0.0	0.0	0.0	-19.2	-8.1	0.0	0.0	0.0	0.0	51.9	0.15	σ 2
σ 1	-14.5	-5.1	-5.7	6.1	0.0	-28.1	-31.5	-41.6	-3.8	-7.0	-38.1	-44.9	-103.7	109.5	0.31	σ 1
σ 0	-14.9	-5.2	-5.8	6.5	0.0	-28.5	-32.1	-42.1	-3.8	-7.1	-38.6	-45.8	-105.7	105.7	0.30	σ 0
τ 4	0.0	-0.1	0.0	0.0	0.0	-0.1	-0.1	-0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.1	-0.2	0.0	0.00	τ 4
τ 3	-6.4	-4.2	-3.5	-1.9	-1.6	-4.4	-3.7	-16.8	-0.9	-0.7	-5.9	-4.7	-20.5	0.0	0.00	τ 3
τ 2	-12.1	-4.4	-4.4	-2.0	-2.0	-4.6	-4.6	-23.1	-0.9	-0.9	-6.0	-5.9	-30.0	0.0	0.00	τ 2
τ 1	-8.6	-2.6	-2.9	-1.2	-1.3	-2.7	-3.1	-15.1	-0.5	-0.6	-3.3	-3.9	-20.4	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

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

Totale, estradosso = 1.95

Totale, intradosso = 1.9

=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 4.1

Totale, intradosso = 3.47

=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.309

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

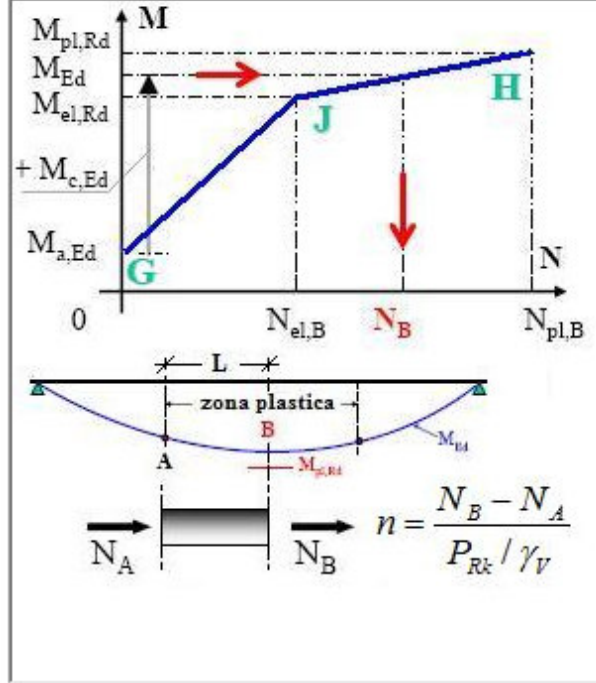
$$v_{L,Ed} = 251 < K_s * n * P_{Rd} = 985 \text{ N/mm}$$

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	-1.85E+5	7.168E+7	2.272E+11	-58.4
2b	-8.5E+4	7.168E+7	2.272E+11	-26.8
2c	-1.95E+5	7.168E+7	2.272E+11	-61.5
3a	-3.84E+4	1.024E+8	2.808E+11	-14
3b	-2.484E+5	1.024E+8	2.808E+11	-90.5
Tot				-251.2

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Frequente

Verifica di Web Breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2810
Sigma,sup	78.61
Sigma,inf	-95.2
Sigma,Ed	95.2
KSig	19.67
Sigcr0E	6.16
Tau,Ed	22.29
SigCr(P)	900.36
SigCr(C)	850.84
Csi	0.058
SigCr	856.44
KTau	11.57
KTausl	13.93
Web Bre...	0.362
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	2140	670
Sigma,sup	78.61	-53.76
Sigma,inf	-53.76	-95.2
Sigma,Ed	53.76	95.2
Tau,Ed	22.29	22.29
Sigcr0E	10.62	108.35
psi	-1.462	0.565
KSig	36.3	5.1
Sigcr	385.12	550.27
KTau	6.7	5.47
Taucr	71.18	593.08
Web Bre...	0.372	0.178
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 =0.372

Verifica a Fatica

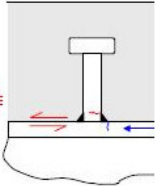
Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	4.83	103.70	0.047
Plattabanda inferiore	33.20	103.70	0.320
Anima	1.62	103.70	0.016
Giunzione piattabanda superiore	4.83	44.29	0.109
Giunzione piattabanda inferiore	33.20	37.64	0.882
Attacco anima-piattabanda superiore	4.56	92.59	0.049
Attacco anima-piattabanda inferiore	32.80	92.59	0.354
Attacco irigidente verticale - anima	32.80	59.26	0.554

$\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.29 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.125 > 2 \Rightarrow 2$ (Campata) (Momento)
 $2.506 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.325$ (Campata) (Taglio)
 $\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 94 \times 0.541 = 50.8 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $102 \times 0.586 = 59.8 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	2.7 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	4.8 < 59.3 N/mm ²
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0.08 + 0.03 = 0.11 < 1.3



VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 4.83 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 2.41 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 2.74 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 1.85 \text{ N/mm}^2$
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.29 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.125 > 2 \Rightarrow 2$ (Campata)
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.953 \times 1 \times 1 = 1.477$
 Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mfs} = 1$
 Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$

8.4.2 Sezione 1b: Passaggio C2-C3 Campata Corta.

	T [kN]	M [kNm]
Strutturali	-984.00	-9'310.00
Perm. Portati	-325.00	-3'325.00
Ritiro iper	-86.00	-2'256.00
Traffico	-284.00	-7'196.00
ΔT Diff iper	-59.00	-1'810.00
Cedim.	160.00	4'909.00
Vento	-3.00	-13.00
Fatica+	-92.00	575.00
Fatica-	-40.00	-1'093.00

Tabella 8-2 Sollecitazioni Sezione 1b

Combinazione SLU

Verifica a flessione

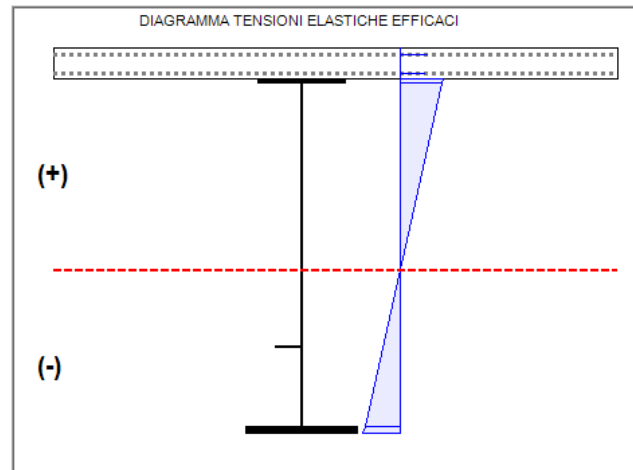
Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	153.33	2015	0.71	-1.22	4
Piattabanda superiore	8.52				1
Piattabanda inferiore	7.35				1
Classe della sezione					4

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-6.71E+6	MEd	3.04E+7	NEd	-6.71E+6
NRd	-7.37E+7	MRd	6.15E+7	MEd	3.04E+7
				MRd	6.51E+7
NEd/NRd	0.091	MEd/MRd	0.494	MEd/MR	0.466

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



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	0.9	0.0	2.1	0.0	1.1	0.0	0.0	0.9	0.0	3.0	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	14.9	30.4	-23.1	18.3	19.6	39.9	88.7	-9.6	8.8	16.4	65.9	163.4	0.42	σ 7
σ 6	0.0	13.1	27.7	-22.5	16.7	17.2	36.3	80.7	-9.4	8.0	13.2	60.0	148.8	0.38	σ 6
σ 5	0.0	0.7	0.0	2.1	0.0	0.9	0.0	0.0	1.0	0.0	2.1	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	116.3	12.5	26.9	-22.3	16.2	16.4	35.3	194.8	-9.3	7.8	12.3	58.3	260.9	0.77	σ 4
σ 3	113.6	12.0	26.2	-22.1	15.8	15.8	34.3	189.9	-9.2	7.6	11.5	56.7	254.2	0.75	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-18.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-8.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 2
σ 1	-76.2	-23.3	-25.3	-10.0	-15.2	-30.6	-33.2	-149.9	-5.0	-7.3	-48.4	-54.7	-211.9	0.66	σ 1
σ 0	-80.3	-24.1	-26.4	-9.8	-15.9	-31.6	-34.6	-157.2	-4.9	-7.7	-49.7	-57.2	-222.1	0.70	σ 0

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

Totale, estradosso = 4.1
Totale, intradosso = 3.75
=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 7.96
Totale, intradosso = 6.77
=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 SODDISFATTA
eta1= 0.772

Verifica a taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.164E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \epsilon_w \sqrt{K_z}$
153.333		69.889

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 1.329 |sl|= 4.511E+7 mm⁴
eta= 1.2 |Ktaul|= 11.043
Epsw= 0.814 |Ktau|= 11.056

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.165E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.072E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 9.282E+4 \text{ N}$$

chiw= 0.548 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw= 1.515 MEd,eq= 4.352E+7 Nm
c= 1047.578 Mf,Rd= 4.584E+7 Nm
taucr= 89.35 N/mm² MEd/MfRd= 0.949

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.48 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.95 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.49 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

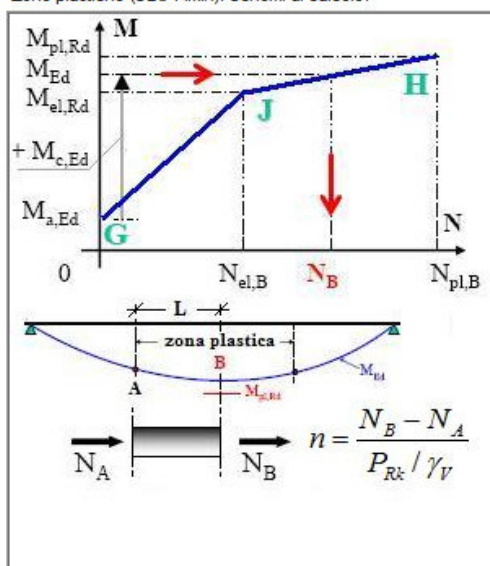
$$v_{L,Ed} = 332 < n * P_{Rd} = 1642 \text{ N/mm}$$

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	-4.388E+5	9.231E+7	3.507E+11	-115.5
2b	-1.032E+5	9.231E+7	3.507E+11	-27.2
2c	-1.92E+5	9.231E+7	3.507E+11	-50.5
3a	-4.248E+4	1.455E+8	4.481E+11	-13.8
3b	-3.861E+5	1.455E+8	4.481E+11	-125.4
Tot				-332.3

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Verifica stiffeners

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari $\frac{I_T}{I_P} \geq 5.3 \frac{f_y}{E}$

Stiffeners a T ed a L $\sigma_{cr} \geq 6 f_y$

	Stiffeners Longitudinali (Anima SX)	Stiffeners verticali
Check	0.898	0.898
Type	Long (R)	Vert. (R)
ocr	--	--
6fy	--	--
ICr	--	--
lw	--	--
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

$$I_{ST} \geq 1.5 h_{TW}^3 t_{TW}^3 / a^2 \quad a / h_{TW} < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_{TW}^3 t_{TW}^3 / a^2 \quad a / h_{TW} \geq \sqrt{2}$$

Ist = 4.559E+7 mm⁴ > Ist min = 1.368E+7 mm⁴

VERIFICA SODDISFATTA

a = 3667 mm hw = 2760 mm a/hw = 1.329

tw = 18 mm bw = 459.4 mm

Ast = 12268.4 mm² e1 = 35.5 mm²

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

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

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

omax = 2.4 < 322.7 N/mm² w = 0.3 < 9.2 mm

VERIFICA SODDISFATTA

$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 0E+00 + 3.321E+5 = 3.321E+5 N$

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

$\sigma_m = 0.43 N/mm^2 \quad \sigma_{cr}(C)/\sigma_{cr}(P) = 0.917 \Rightarrow 0.917$

$\sigma_{cr}(P) = 1130.83 N/mm^2 \quad \sigma_{cr}(C) = 1036.84 N/mm^2$

$N_{Ed} = 2.375E+6 N \quad \lambda_w = 1.515 \quad N_{cr,st} = 1.24E+7 N$

e1 = 35.5 mm emax = 173.5 mm w0 = 9.2 mm

$\delta_m = 0$

(Istmin = 2.862E+6 mm⁴ u = 1.345)

Combinazione SLE Rara

Verifica tensionale

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	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	0.6	0.0	1.7	0.0	1.0	0.0	0.0	0.8	0.0	2.2	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	11.1	22.6	-19.3	15.3	16.4	33.3	71.2	-8.0	7.4	12.2	48.9	127.4	127.4	0.35	σ 7
σ 6	0.0	9.7	20.6	-18.7	13.9	14.3	30.3	64.8	-7.8	6.7	9.8	44.5	116.1	116.1	0.32	σ 6
σ 5	0.0	0.5	0.0	1.8	0.0	0.8	0.0	0.0	0.8	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	86.3	9.3	20.0	-18.6	13.6	13.7	29.5	149.3	-7.7	6.5	9.2	43.3	199.1	199.1	0.56	σ 4
σ 3	84.3	8.9	19.4	-18.4	13.2	13.2	28.7	145.6	-7.7	6.3	8.5	42.1	194.0	200.3	0.56	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-14.9	0.0	0.0	0.0	0.0	-7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	69.2	0.19	σ 2
σ 1	-55.8	-17.0	-18.5	-8.1	-12.5	-25.1	-27.3	-114.0	-4.1	-6.0	-35.2	-40.0	-160.1	170.2	0.51	σ 1
σ 0	-58.8	-17.5	-19.3	-7.9	-13.1	-25.9	-28.5	-119.7	-4.0	-6.3	-36.2	-41.8	-167.8	167.8	0.50	σ 0
τ 4	0.0	-0.1	-0.1	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.1	0.0	0.0	-0.1	-0.1	-0.2	0.0	0.00	τ 4
τ 3	-14.0	-6.1	-5.4	-1.6	-1.4	-3.0	-2.7	-23.5	-0.7	-0.6	-5.7	-4.8	-28.9	0.0	0.00	τ 3
τ 2	-21.4	-6.6	-6.7	-1.7	-1.8	-3.2	-3.3	-33.3	-0.7	-0.7	-5.8	-5.9	-39.9	0.0	0.00	τ 2
τ 1	-18.2	-5.1	-5.5	-1.3	-1.5	-2.5	-2.7	-27.9	-0.5	-0.6	-4.3	-4.9	-33.4	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

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

Totale, estradosso = 3.34

Totale, intradosso = 3.07

=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 6.28

Totale, intradosso = 5.4

=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s. = 0.564

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

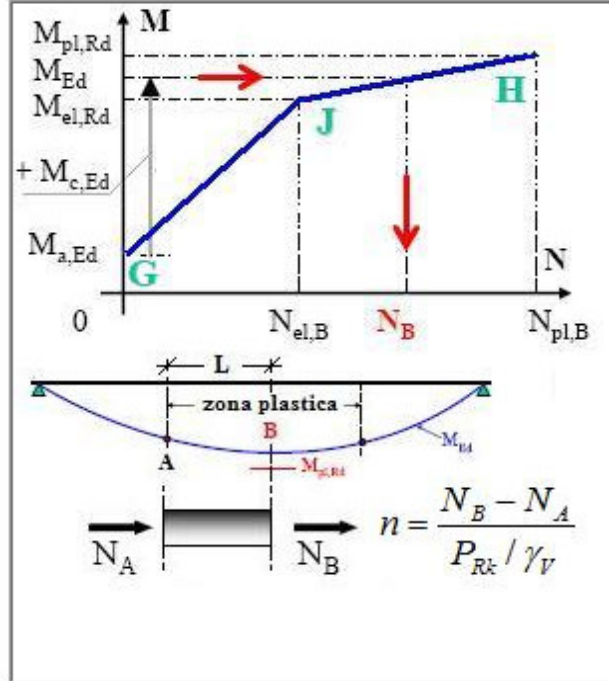
$$v_{L,Ed} = 255 < K_s * n * P_{Rd} = 985 \text{ N/mm}$$

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	-3.25E+5	9.335E+7	3.54E+11	-85.7
2b	-8.6E+4	9.335E+7	3.54E+11	-22.7
2c	-1.6E+5	9.335E+7	3.54E+11	-42.2
3a	-3.54E+4	1.477E+8	4.54E+11	-11.5
3b	-2.858E+5	1.477E+8	4.54E+11	-93
Tot				-255

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Frequente

Verifica di Web Breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2760
Sigma,sup	182.38
Sigma,inf	-149.04
Sigma,Ed	149.04
KSig	29.57
Sigcr0E	8.08
Tau,Ed	32.63
SigCr(P)	1135.83
SigCr(C)	1041.38
Csi	0.091
SigCr	1057.73
KTau	11.06
KTausl	11.04
Web Bre...	0.426
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	2120	640
Sigma,sup	182.38	-72.19
Sigma,inf	-72.19	-149.04
Sigma,Ed	72.19	149.04
Tau,Ed	32.63	32.63
Sigcr0E	13.7	150.29
psi	-2.526	0.484
KSig	74.4	5.3
Sigcr	1018.62	803.2
KTau	6.68	5.46
Taucr	91.45	820.88
Web Bre...	0.399	0.191
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 =0.426

Verifica a Fatica

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	4.25	103.70	0.041
Plattabanda inferiore	16.76	103.70	0.162
Anima	2.46	103.70	0.024
Giunzione plattabanda superiore	4.25	33.65	0.126
Giunzione plattabanda inferiore	16.76	39.70	0.422
Attacco anima-piattabanda superiore	3.96	92.59	0.043
Attacco anima-piattabanda inferiore	16.32	92.59	0.176
Attacco irigidente verticale - anima	16.32	59.26	0.275

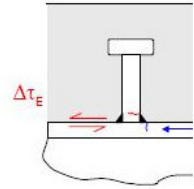
$\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MF} = 1.35$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.29 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.125 > 2 \rightarrow 2$ (Campata) (Momento)
 $2.506 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.325$ (Campata) (Taglio)

$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 89 \times 0.602 = 53.6 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $89 \times 0.51 = 45.4 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{MF,s}}$	4.4 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{MF}}$	4.3 < 59.3 N/mm ²
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{MF}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{MF,s}} \leq 1.3$	0.07 + 0.05 = 0.12 < 1.3



VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 4.25 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 2.13 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 4.38 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 2.97 \text{ N/mm}^2$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.29 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.125 > 2 \rightarrow 2$ (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.953 \times 1 \times 1 = 1.477$

Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MFs} = 1$

Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MF} = 1.35$

8.4.3 Sezione 1c: Appoggio Pila

	T [kN]	M [kNm]
Strutturali	1'319.00	-16'036.00
Perm. Portati	476.00	-5'896.00
Ritiro iper	11.00	-2'621.00
Traffico	956.00	-9'956.00
ΔT Diff iper	-1.00	-2'073.00
Cedim.	54.00	5'570.00
Vento	7.00	-53.00
Fatica+	0.00	0.00
Fatica-	122.00	-1'302.00

Tabella 8-3 Sollecitazioni Sezione 1c

Combinazione SLU

Verifica a flessione

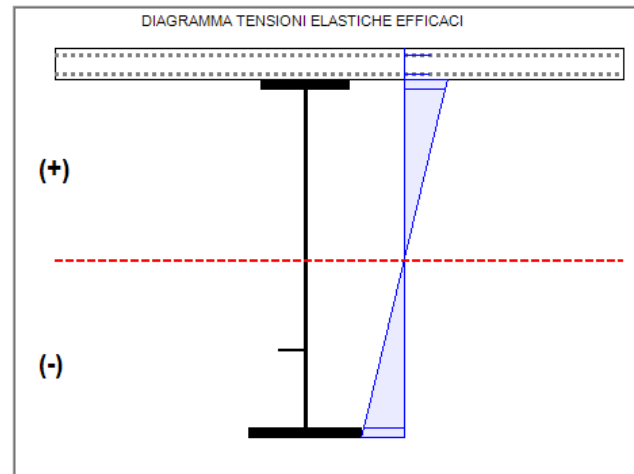
Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	122.73	2079	0.74	-1.04	4
Piattabanda superiore	4.24				1
Piattabanda inferiore	5.49				1
Classe della sezione					4

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-6.71E+6	MEd	4.77E+7	NEd	-6.71E+6
NRd	-9.11E+7	MRd	8.25E+7	MEd	4.77E+7
				MRd	8.48E+7
NEd/NRd	0.074	MEd/MRd	0.578	MEd/MR	0.563

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



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	1.3	0.0	2.4	0.0	1.1	0.0	0.0	1.1	0.0	3.7	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	21.9	37.6	-17.8	14.9	18.4	31.6	84.1	-8.4	7.1	20.5	63.7	154.9	0.40	σ 7
σ 6	0.0	19.3	34.1	-17.4	13.5	16.2	28.6	76.2	-8.2	6.4	17.0	57.8	140.4	0.36	σ 6
σ 5	0.0	1.0	0.0	2.4	0.0	0.9	0.0	0.0	1.2	0.0	2.7	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	119.2	18.5	33.1	-17.2	13.1	15.5	27.8	193.1	-8.1	6.2	16.0	56.1	255.4	0.80	σ 4
σ 3	113.0	17.0	31.2	-17.0	12.3	14.3	26.2	182.6	-8.0	5.8	14.0	52.8	241.3	0.76	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-14.3	0.0	0.0	0.0	0.0	-7.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 2
σ 1	-96.0	-31.9	-33.9	-9.3	-13.4	-26.8	-28.4	-171.7	-4.4	-6.4	-51.9	-57.4	-235.5	0.74	σ 1
σ 0	-10...	-33.3	-35.8	-9.0	-14.1	-28.0	-30.1	-182.2	-4.3	-6.7	-53.8	-60.7	-249.6	0.78	σ 0

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

Totale, estradosso = 4.73
Totale, intradosso = 4.31
=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 9.52
Totale, intradosso = 8.14
=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 SODDISFATTA
eta1= 0.801

Verifica a taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.391E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
122.727		70.728

=> Verifica NECESSARIA

a/hw = 1.204 | |sl|= 5.063E+7 mm⁴
eta = 1.2 | Ktausl = 9.496
Epsw = 0.814 | Ktau = 11.324

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 7.988E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 7.988E+6 \text{ N}$$

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

chiw = 0.722 | Appoggio: RIGIDO
lambdaw = 1.198 | MEd,eq = 6.144E+7 Nm
c = 988.735 | Mf,Rd = 6.12E+7 Nm
taucr = 142.84 N/mm² | MEd/MfRd = 1.004

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.48 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 1 > 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.48 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

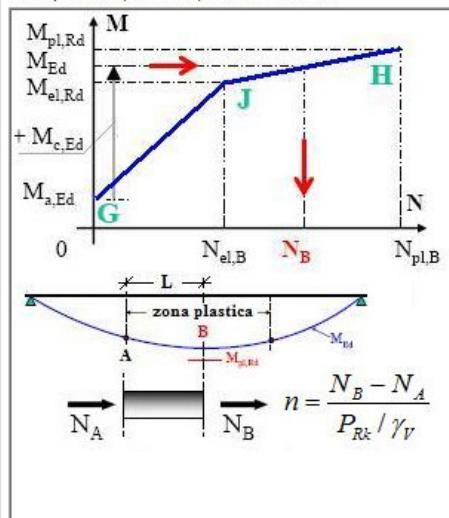
$$V_{L,Ed} = 541 < n * P_{Rd} = 2190 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d = 22 mm | n = 20 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	6.426E+5	9.58E+7	4.393E+11	140.1
2b	1.32E+4	9.58E+7	4.393E+11	2.9
2c	6.48E+4	9.58E+7	4.393E+11	14.1
3a	7.2E+2	1.636E+8	5.528E+11	0.2
3b	1.297E+6	1.636E+8	5.528E+11	383.7
Tot				541.1

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Verifica stiffeners

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari $\frac{I_T}{I_P} \geq 5.3 \frac{f_y}{E}$

Stiffeners a T ed a L $\sigma_{cr} \geq 6 f_y$

	Stiffeners Longitudinali (Anima SX)	Stiffeners verticali
Check	0.898	0.898
Type	Long (R)	Vert. (R)
σ_{cr}	--	--
$6 \cdot f_y$	--	--
ICr	--	--
lw	--	--
IT	5.333E+5	5.333E+5
IP	5.347E+7	5.347E+7
IT/IP	0.01	0.01
$5.2 f$	0.009	0.009

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

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

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

lst = 1.257E+8 mm⁴ > lst min = 2.976E+7 mm⁴

VERIFICA SODDISFATTA

a = 3250 mm hw = 2700 mm a/hw = 1.204

tw = 22 mm bw = 557 mm

Ast = 20253.7 mm² e1 = 0 mm²

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

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

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

omax = 8.2 < 322.7 N/mm² w = 0.1 < 9 mm

VERIFICA SODDISFATTA

$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 0E+00 + 5.367E+5 = 5.367E+5$ N

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

$\sigma_m = 0.727$ N/mm² $\sigma_{cr}(C)/\sigma_{cr}(P) = 0.907 > 0.907$

$\sigma_{cr}(P) = 1194.88$ N/mm² $\sigma_{cr}(C) = 1083.72$ N/mm²

$N_{Ed} = 3.515E+6$ N $\lambda_w = 1.198$ $N_{cr,st} = 3.575E+7$ N

e1 = 0 mm emax = 211 mm w0 = 9 mm

(lstmin = 5.046E+6 mm⁴ u = 1.673)

Combinazione SLE Rara

Verifica tensionale

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	Sig Id	c. u.	id
σ_8	0.0	0.9	0.0	2.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.9	0.0	2.7	0.0	0.0	0.0	0.00	σ_8
σ_7	0.0	16.2	27.9	-14.8	12.4	15.3	26.4	66.6	-7.0	5.9	15.2	47.3	119.8	119.8	0.33	σ_7
σ_6	0.0	14.3	25.3	-14.4	11.2	13.5	23.9	60.5	-6.8	5.3	12.6	42.9	108.7	108.7	0.30	σ_6
σ_5	0.0	0.8	0.0	2.0	0.0	0.7	0.0	0.0	1.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ_5
σ_4	88.4	13.7	24.6	-14.3	10.9	13.0	23.2	147.1	-6.8	5.2	11.9	41.6	193.9	193.9	0.58	σ_4
σ_3	83.9	12.7	23.1	-14.1	10.3	12.0	21.9	139.2	-6.7	4.9	10.4	39.2	183.2	183.2	0.58	σ_3
σ_2	0.0	0.0	0.0	-11.8	0.0	0.0	0.0	0.0	-6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	84.4	0.24	σ_2
σ_1	-70.3	-23.3	-24.8	-7.5	-11.0	-22.0	-23.4	-129.5	-3.6	-5.2	-37.8	-42.0	-176.7	190.3	0.57	σ_1
σ_0	-74.9	-24.3	-26.2	-7.3	-11.6	-23.0	-24.7	-137.5	-3.5	-5.5	-39.2	-44.4	-187.3	187.3	0.56	σ_0
τ_4	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.4	0.1	0.2	0.0	0.00	τ_4
τ_3	18.0	7.4	6.9	0.2	0.2	0.8	0.8	25.9	0.0	0.0	15.7	13.9	39.8	0.0	0.00	τ_3
τ_2	23.1	7.9	8.1	0.2	0.2	0.9	0.9	32.3	0.0	0.0	16.0	16.4	48.7	0.0	0.00	τ_2
τ_1	19.5	6.3	6.7	0.1	0.2	0.7	0.8	27.2	0.0	0.0	12.1	13.6	40.8	0.0	0.00	τ_1
τ_0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ_0

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

Totale, estradosso = 3.83

Totale, intradosso = 3.5

=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 7.47

Totale, intradosso = 6.45

=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s. = 0.584

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

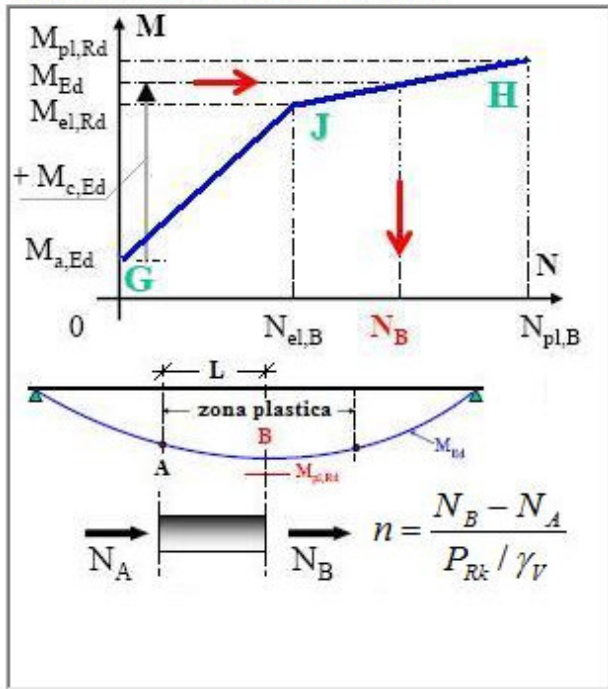
$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 122631 N
$v_{L,Ed} = 403$	< $K_s * n * P_{Rd} = 1314$ N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 20 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	4.76E+5	9.676E+7	4.43E+11	104
2b	1.1E+4	9.676E+7	4.43E+11	2.4
2c	5.4E+4	9.676E+7	4.43E+11	11.8
3a	6E+2	1.657E+8	5.591E+11	0.2
3b	9.602E+5	1.657E+8	5.591E+11	284.6
Tot				402.9

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Frequente

Verifica di Web Breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2700
Sigma,sup	172.53
Sigma,inf	-165.22
Sigma,Ed	165.22
KSig	24.99
Sigcr0E	12.61
Tau,Ed	39.41
SigCr(P)	1198.52
SigCr(C)	1086.99
Csi	0.103
SigCr	1108.71
KTau	11.32
KTausl	9.5
Web Bre...	0.338
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	2080	620
Sigma,sup	172.53	-87.67
Sigma,inf	-87.67	-165.22
Sigma,Ed	87.67	165.22
Tau,Ed	39.41	39.41
Sigcr0E	21.26	239.23
psi	-1.968	0.531
KSig	52.7	5.2
Sigcr	1119.69	1241.11
KTau	6.98	5.49
Taucr	148.33	1312.31
Web Bre...	0.303	0.137
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 =0.338

Verifica a Fatica

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	2.68	103.70	0.026
Plattabanda inferiore	8.87	103.70	0.086
Anima	3.31	103.70	0.032
Giunzione plattabanda superiore	2.68	20.69	0.130
Giunzione plattabanda inferiore	8.87	30.67	0.289
Attacco anima-plattabanda superiore	2.36	92.59	0.026
Attacco anima-plattabanda inferiore	8.55	92.59	0.092
Attacco irigidente verticale - anima	8.55	59.26	0.144

$\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MF} = 1.35$
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 1.87 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.735 < 2.106$ (Appoggio) (Momento)
 $1.76 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.633$ (Appoggio) (Taglio)
 $\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 76 \times 0.545 = 41.4 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $89 \times 0.314 = 27.9 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_E}{\gamma_{MF,s}}$	$7 < 90 \text{ N/mm}^2$
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_E}{\gamma_{MF}}$	$2.7 < 59.3 \text{ N/mm}^2$
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{MF}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{MF,s}} \leq 1.3$	$0.05 + 0.08 = 0.12 < 1.3$

VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 2.68 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 1.55 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 7.02 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 4.76 \text{ N/mm}^2$
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 1.87 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.735 < 2.106$ (Appoggio)
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.953 \times 1 \times 1 = 1.477$
 Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MFs} = 1$
 Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MF} = 1.35$

8.4.4 Sezione 1d: Mezzeria Campata Lunga

	T [kN]	M [kNm]
Strutturali	267.00	10'559.00
Perm. Portati	129.00	3'091.00
Ritiro iper	27.00	-1'157.00
Traffico	272.00	11'125.00
ΔT Diff iper	36.00	-1'102.00
Cedim.	-69.00	2'642.00
Vento	1.00	10.00
Fatica+	20.00	1'848.00
Fatica-	8.00	-244.00

Tabella 8-4 Sollecitazioni Sezione 1d

Combinazione SLU

Verifica a flessione

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

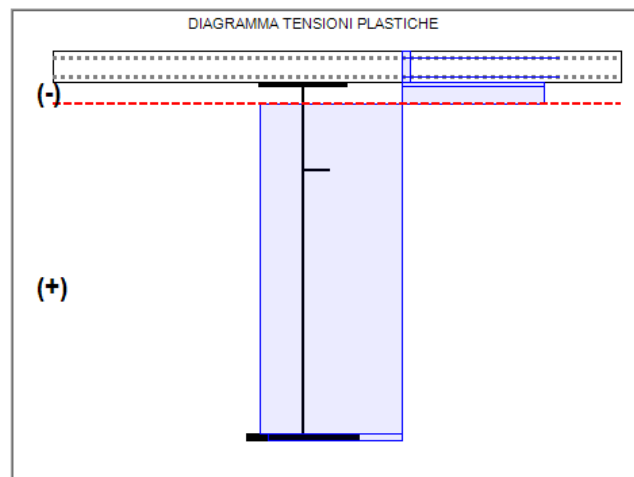
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	173.12	2681	0.05	-0.83	1
Piattabanda superiore	11.4				1
Piattabanda inferiore	7.37				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-6.71E+6	MEd	-4.08E+7	NEd	-6.71E+6
NRd	-6.95E+7	MRd	-7.37E+7	MEd	-4.08E+7
				MRd	-7.72E+7
NEd/NRd	0.097	MEd/MRd	0.554	MEd/MR	0.528

=> Verifica plastica SODDISFATTA

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



Verifica a taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.038E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$
173.125		67.61

=> Verifica **NECESSARIA**

a/hw= 1.564 lsl= 4.191E+7 mm⁴
 eta= 1.2 Ktausl= 9.801
 Epsw= 0.814 Ktau= 10.347

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.251E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.877E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 3.744E+5 \text{ N}$$

chiw= 0.469 Appoggio: NON RIGIDO
 lambdaaw= 1.768 MEd= -4.082E+7 Nm
 c= 1255.91 Mf,Rd= -5.643E+7 Nm
 taucr= 65.59 N/mm² MEd/MfRd= 0.723

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.25 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.72 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.27 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

$v_{L,Ed}$	= 211	<	$n^* P_{Rd}$	= 1642 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	1.742E+5	9.507E+7	3.432E+11	48.2
2b	3.24E+4	9.507E+7	3.432E+11	9
2c	8.28E+4	9.507E+7	3.432E+11	22.9
3a	2.592E+4	1.471E+8	4.446E+11	8.6
3b	3.681E+5	1.471E+8	4.446E+11	121.8
Tot				210.5

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.

$$n = \frac{N_B - N_A}{P_{Rk} / \gamma_V}$$

Verifica stiffeners

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari $\frac{I_T}{I_P} \geq 5.3 \frac{f_y}{E}$

Stiffeners a T ed a L $\sigma_{cr} \geq 6 f_y$

Stiffeners Longitudinali (Anima DX)	
Check	0.898
Type	Long (R)
σ_{cr}	--
$6 f_y$	--
ICr	--
lw	--
IT	5.333E+5
IP	5.347E+7
IT/IP	0.01
$5.3 f_y$	0.009

Combinazione SLE Rara

Verifica tensionale

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	Sig Id	c. u.	id
σ_8	0.0	-0.6	0.0	1.4	0.0	-0.5	0.0	0.3	0.6	0.0	-3.4	0.0	-2.6	2.6	0.12	σ_8
σ_7	0.0	-10.8	-23.6	-24.5	8.8	-9.2	-20.2	-44.5	-9.0	5.1	-19.1	-85.1	-72.6	72.6	0.20	σ_7
σ_6	0.0	-9.5	-21.6	-23.4	8.1	-8.1	-18.5	-41.0	-8.7	4.6	-15.5	-77.8	-65.1	65.1	0.18	σ_6
σ_5	0.0	-0.5	0.0	1.5	0.0	-0.4	0.0	0.6	0.7	0.0	-2.4	0.0	-1.1	1.1	0.05	σ_5
σ_4	-120.0	-9.1	-21.0	-23.1	7.9	-7.8	-18.0	-160.1	-8.6	4.5	-14.4	-75.8	-183.0	183.0	0.52	σ_4
σ_3	-118.1	-8.8	-20.6	-22.9	7.7	-7.6	-17.6	-157.3	-8.5	4.4	-13.7	-74.3	-179.5	181.4	0.51	σ_3
σ_2	0.0	0.0	0.0	-15.8	0.0	0.0	0.0	-15.8	-7.2	0.0	0.0	0.0	-23.0	39.2	0.11	σ_2
σ_1	65.8	16.1	17.6	-2.8	-6.6	13.8	15.0	92.8	-2.2	-3.8	55.7	63.3	146.3	148.5	0.44	σ_1
σ_0	69.7	16.6	18.4	-2.4	-6.9	14.2	15.7	98.2	-2.0	-3.9	57.2	66.2	153.4	153.4	0.46	σ_0
τ_4	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.2	0.0	0.00	τ_4
τ_3	4.0	2.7	2.4	0.6	0.5	1.5	1.3	8.7	0.5	0.4	6.1	5.0	15.3	0.0	0.00	τ_3
τ_2	6.6	2.9	3.0	0.6	0.6	1.6	1.6	11.7	0.5	0.5	6.2	6.3	18.3	0.0	0.00	τ_2
τ_1	5.8	2.3	2.5	0.5	0.5	1.2	1.4	9.8	0.4	0.4	4.7	5.4	14.8	0.0	0.00	τ_1
τ_0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ_0

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

Totale, estradosso = 0.26
 Totale, intradosso = 0.59
 => Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = -2.61
 Totale, intradosso = -1.14
 => Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s. = 0.516

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

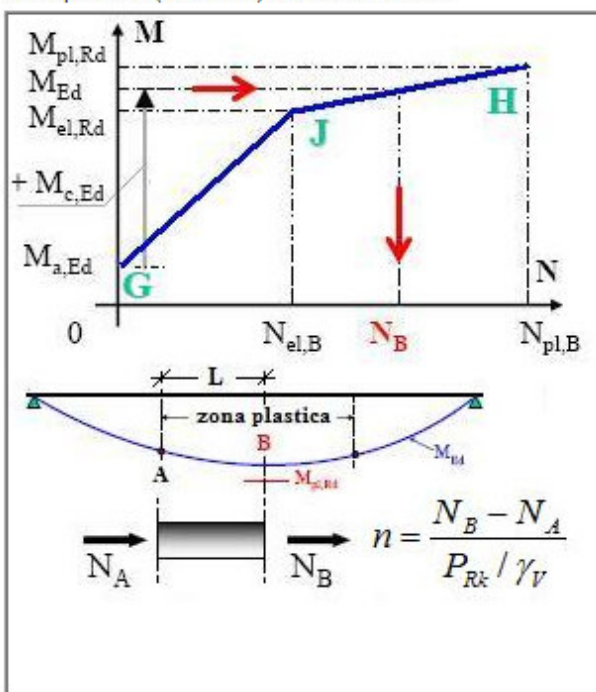
$$v_{L,Ed} = 160 < K_s * n * P_{Rd} = 985 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 15 N*pioli/m Ecm= 34077 N/mm^2
 h= 200 mm fu= 450 N/mm^2 Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 35 N/mm^2 Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	1.29E+5	9.507E+7	3.432E+11	35.7
2b	2.7E+4	9.507E+7	3.432E+11	7.5
2c	6.9E+4	9.507E+7	3.432E+11	19.1
3a	2.16E+4	1.471E+8	4.446E+11	7.1
3b	2.726E+5	1.471E+8	4.446E+11	90.2
Tot				159.7

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Frequente

Verifica di Web Breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2770
Sigma.sup	-182.94
Sigma.inf	131.75
Sigma,Ed	182.94
KSig	17.41
Sigcr0E	6.34
Tau,Ed	14.66
SigCr(P)	643.79
SigCr(C)	577.22
Csi	0.115
SigCr	591.69
KTau	10.35
KTausl	9.8
Web Bre...	0.395
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	670	2100
Sigma.sup	-182.94	-106.82
Sigma.inf	-106.82	131.75
Sigma,Ed	182.94	106.82
Tau,Ed	14.66	14.66
Sigcr0E	108.35	11.03
psi	0.584	-1.233
KSig	5	29.8
Sigcr	543.78	328.99
KTau	5.44	6.28
Taucr	588.97	69.26
Web Bre...	0.338	0.4
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 =0.4

Verifica a Fatica

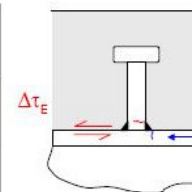
Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	5.21	103.70	0.050
Plattabanda inferiore	20.64	103.70	0.199
Anima	0.61	103.70	0.006
Giunzione plattabanda superiore	5.21	77.14	0.067
Giunzione plattabanda inferiore	20.64	35.47	0.582
Attacco anima-plattabanda superiore	4.93	92.59	0.053
Attacco anima-plattabanda inferiore	20.10	92.59	0.217
Attacco irigidente verticale - anima	20.10	59.26	0.339

$\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.07 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.921 < 2$ (Campata) (Momento)
 $2.418 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.244$ (Campata) (Taglio)
 $\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 94 \times 0.509 = 47.9 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $108 \times 0.964 = 104.1 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	$1 < 90 \text{ N/mm}^2$
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	$5.2 < 59.3 \text{ N/mm}^2$
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	$0.09 + 0.01 = 0.1 < 1.3$



VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 5.21 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 2.71 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 1.03 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 0.7 \text{ N/mm}^2$
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.07 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.921 < 2$ (Campata)
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.953 \times 1 \times 1 = 1.477$
 Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mfs} = 1$
 Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$

8.4.5 Sezione 1e: Appoggio Spalla Campata Lunga

	T [kN]	M [kNm]
Strutturali	-1'065.00	623.00
Perm. Portati	-395.00	226.00
Ritiro iper	59.00	-38.00
Traffico	-1'252.00	725.00
ΔT Diff iper	39.00	-30.00
Cedim.	-128.00	88.00
Vento	-3.00	3.00
Fatica+	9.00	-5.00
Fatica-	-176.00	97.00

Tabella 8-5 Sollecitazioni Sezione 1e

Combinazione SLU

Verifica a flessione

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

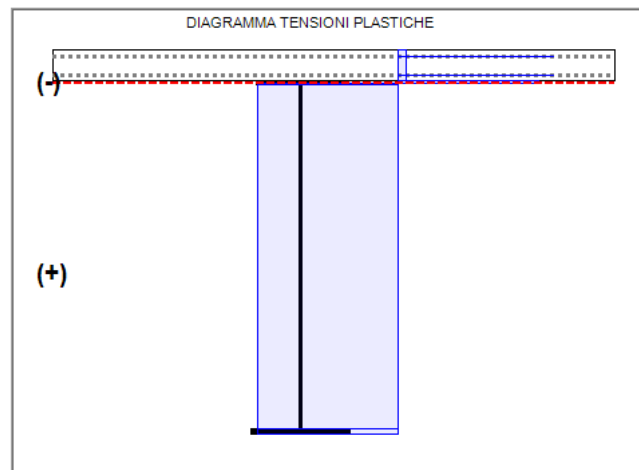
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	139.5	2832	0	-0.48	1
Piattabanda superiore	11.33				1
Piattabanda inferiore	9.75				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-6.71E+6	MEd	-7.51E+6	NEd	-6.71E+6
NRd	-6.7E+7	MRd	-6.14E+7	MEd	-7.51E+6
				MRd	-6.43E+7
NEd/NRd	0.1	MEd/MRd	0.122	MEd/MR	0.117

=> Verifica plastica SODDISFATTA

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



Verifica a taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.307E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 6.263E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.9E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 3.63E+5 \text{ N}$$

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.61 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \epsilon_w \sqrt{K_c}$
139.5		56.194

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 1.487 Isl= 0E+00 mm⁴
 eta= 1.2 Ktausl= 0
 Epsw= 0.814 Ktau= 7.148

chiw= 0.567 Appoggio: RIGIDO
 lambda-w= 1.714 MEd= -7.506E+6 Nm
 c= 1092.093 Mf,Rd= -3.742E+7 Nm
 taucr= 69.79 N/mm² MEd/MfRd= 0.201

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.2 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.65 > 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

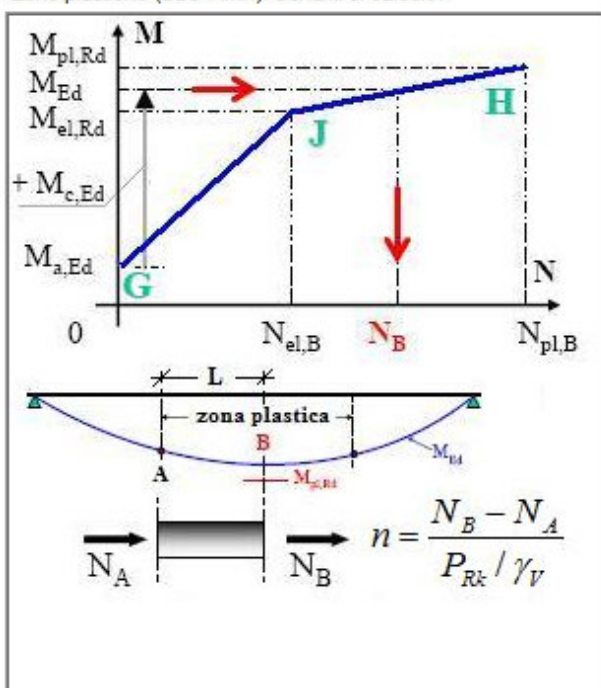
$$v_{L,Ed} = 803 < n^* P_{Rd} = 2190 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n= 20 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	-5.332E+5	8.006E+7	2.756E+11	-154.9
2b	0E+00	8.006E+7	2.756E+11	0
2c	-1.536E+5	8.006E+7	2.756E+11	-44.6
3a	-2.808E+4	1.214E+8	3.464E+11	-9.8
3b	-1.693E+6	1.214E+8	3.464E+11	-593.2
Tot				-802.6

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Verifica stiffeners

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari

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

Stiffeners a T ed a L

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

	Stiffeners verticali
Check	0.898
Type	Vert. (R)
ocr	--
6fy	--
ICr	--
hw	--
IT	5.333E+5
IP	5.347E+7
IT/IP	0.01
5.34	0.009

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

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

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

$$I_{st} = 4.84E+7 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 1.674E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 4150 \text{ mm} \quad h_w = 2790 \text{ mm} \quad a/h_w = 1.487$$

$$t_w = 20 \text{ mm} \quad b_w = 508.2 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 14163.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 31.1 \text{ mm}^2$$

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima

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

Spostamento massimo

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

$$\sigma_{max} = 30.9 < 322.7 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 1.2 < 9.3 \text{ mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 3.069E+5 + 6.821E+4 = 3.751E+5 \text{ N}$$

$$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 3.069E+5 + 0E+00 = 3.069E+5 \text{ N}$$

$$\sigma_m = 0.086 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C)/\sigma_{cr}(P) = 0 \Rightarrow 0.5$$

$$\sigma_{cr}(P) = 1E+300 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C) = 4.33 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Ed} = 1.001E+6 \text{ N} \quad \lambda_w = 1.714 \quad N_{cr,st} = 1.289E+7 \text{ N}$$

$$e_1 = 31.1 \text{ mm} \quad e_{max} = 178.9 \text{ mm} \quad w_0 = 9.3 \text{ mm}$$

$$\delta_m = 2.733$$

Combinazione SLE Rara

Verifica tensionale

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	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	1.2	0.0	0.0	0.0	1.2	0.4	0.0	-0.2	0.0	1.3	1.3	0.06	σ 8
σ 7	0.0	-0.8	-1.8	-27.9	0.3	-0.3	-0.7	-29.0	-10.0	0.1	-1.3	-5.7	-40.4	40.4	0.11	σ 7
σ 6	0.0	-0.7	-1.6	-26.2	0.3	-0.3	-0.6	-27.2	-9.4	0.1	-1.0	-5.2	-37.7	37.7	0.10	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0	0.0	1.3	0.6	0.0	-0.2	0.0	1.7	1.7	0.08	σ 5
σ 4	-7.0	-0.7	-1.6	-25.8	0.3	-0.3	-0.6	-33.7	-9.3	0.1	-1.0	-5.0	-44.0	44.0	0.12	σ 4
σ 3	-6.9	-0.7	-1.5	-25.5	0.3	-0.3	-0.6	-33.2	-9.2	0.1	-0.9	-4.9	-43.3	90.3	0.25	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-16.6	0.0	0.0	0.0	-16.6	-7.5	0.0	0.0	0.0	-24.1	99.4	0.28	σ 2
σ 1	5.6	1.6	1.8	5.2	-0.3	0.6	0.7	13.1	1.8	-0.1	5.0	5.8	19.8	64.9	0.18	σ 1
σ 0	5.8	1.7	1.9	5.7	-0.3	0.6	0.7	13.7	2.0	-0.1	5.0	6.0	20.8	20.8	0.06	σ 0
τ 4	0.0	-0.2	-0.1	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.2	0.0	0.0	-0.6	-0.3	-0.9	0.0	0.00	τ 4
τ 3	-12.4	-7.0	-5.9	0.0	0.0	-2.3	-1.9	-21.7	-0.4	-0.3	-23.6	-18.6	-45.7	0.0	0.00	τ 3
τ 2	-21.5	-7.4	-7.6	0.0	0.0	-2.4	-2.4	-31.3	-0.4	-0.4	-24.0	-24.0	-55.7	0.0	0.00	τ 2
τ 1	-15.5	-4.6	-5.1	0.0	0.0	-1.5	-1.7	-21.6	-0.3	-0.3	-13.8	-16.3	-35.7	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

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

Totale, estradosso = 1.16

Totale, intradosso = 1.33

=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 1.31

Totale, intradosso = 1.73

=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s. = 0.28

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

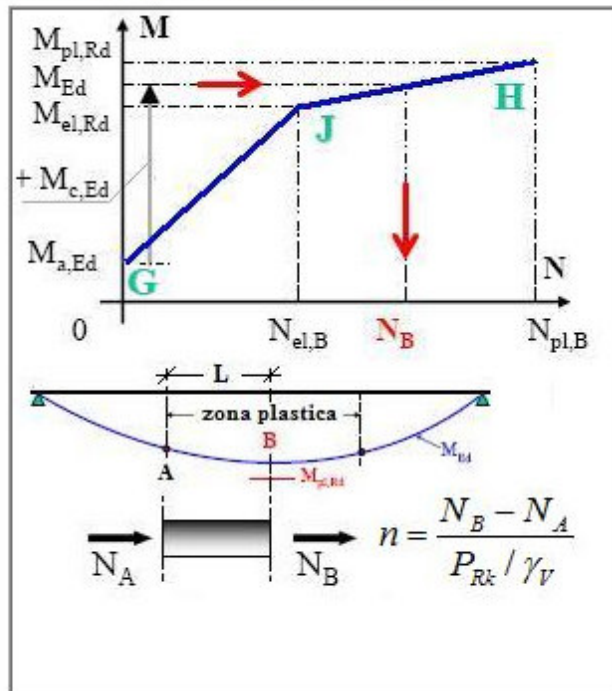
$$v_{L,Ed} = 599 < K_s * n * P_{Rd} = 1314 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 20 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	-3.95E+5	8.006E+7	2.756E+11	-114.7
2b	0E+00	8.006E+7	2.756E+11	0
2c	-1.28E+5	8.006E+7	2.756E+11	-37.2
3a	-2.34E+4	1.214E+8	3.464E+11	-8.2
3b	-1.254E+6	1.214E+8	3.464E+11	-439.4
Tot				-599.5

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Frequente

Verifica di Web Breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2790
Sigma,sup	-44.58
Sigma,inf	16.02
Sigma,Ed	44.58
KSig	11.33
Sigcr0E	9.76
Tau,Ed	40.5
SigCr(P)	110.64
SigCr(C)	4.33
Csi	1
SigCr	110.64
KTau	7.15
KTausl	0
Web Bre...	0.755
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 = 0.755

Verifica a Fatica

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	0.26	103.70	0.002
Plattabanda inferiore	1.36	103.70	0.013
Anima	7.93	103.70	0.076
Giunzione piattabanda superiore	0.26	62.14	0.004
Giunzione piattabanda inferiore	1.36	62.14	0.022
Attacco anima-piattabanda superiore	0.24	92.59	0.003
Attacco anima-piattabanda inferiore	1.34	92.59	0.014
Attacco irigidente verticale - anima	1.34	59.26	0.023

$\gamma_{FF} = 1$

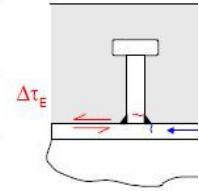
$\gamma_{Mf} = 1.35$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.07 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.921 < 2$ (Campata) (Momento)
 $2.418 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.244$ (Campata) (Taglio)

$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 87 \times 0.964 = 83.9 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $87 \times 0.964 = 83.9 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	12.6 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	0.3 < 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 + 0.14 = 0.14 < 1.3



VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 0.26 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 0.13 \text{ N/mm}^2$

$\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 12.59 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 8.53 \text{ N/mm}^2$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.07 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.921 < 2$ (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.953 \times 1 \times 1 = 1.477$

Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mfs} = 1$

Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$

8.5 VERIFICA TRAVE CENTRALE (SEZIONI 8A/B/C/D/E)

Nel presente sottocapitolo sono riportate le sollecitazioni e le verifiche per le sezioni della trave centrale.

8.5.1 Sezione 8a: Mezzeria Campata Corta

	T [kN]	M [kNm]
Strutturali	-134.00	-300.00
Perm. Portati	-137.00	-215.00
Ritiro iper	-65.00	-1'299.00
Traffico	-156.00	-2'778.00
ΔT Diff iper	-54.00	-833.00
Cedim.	156.00	3'028.00
Vento	-1.00	-11.00
Fatica+	3.00	955.00
Fatica-	-30.00	-526.00

Tabella 8-6 Sollecitazioni Sezione 8°

Combinazione SLU

Verifica a flessione

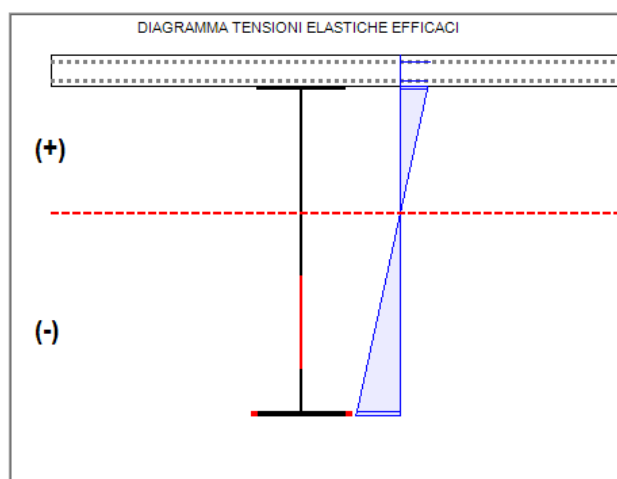
Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	161.25	2372	0.91	-0.8	4
Piattabanda superiore	17.1				1
Piattabanda inferiore	13.07				4
Classe della sezione					4

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-6.71E+6	MEd	5.99E+6	NEd	-6.71E+6
NRd	-5.7E+7	MRd	3.62E+7	MEd	5.99E+6
				MRd	3.79E+7
NEd/NRd	0.118	MEd/MRd	0.166	MEd/MR	0.158

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



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	0.1	0.0	1.7	0.0	1.0	0.0	2.8	0.6	0.0	1.6	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	1.3	3.1	-30.0	16.5	16.3	38.5	-12.4	-11.3	6.4	8.3	39.8	104.3	0.27	σ 7
σ 6	0.0	1.0	2.7	-29.1	14.5	12.9	33.8	-15.2	-11.0	5.6	5.3	34.9	91.5	0.23	σ 6
σ 5	0.0	0.1	0.0	1.8	0.0	0.7	0.0	2.5	0.7	0.0	0.8	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	7.0	1.0	2.6	-28.9	13.9	12.0	32.4	-9.0	-10.9	5.3	4.5	33.5	94.8	0.28	σ 4
σ 3	6.9	0.9	2.5	-28.8	13.6	11.5	31.8	-9.5	-10.9	5.2	4.1	32.9	92.9	0.27	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-25.8	0.0	0.0	0.0	-25.8	-10.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 2
σ 1	-6.4	-3.8	-4.1	-13.7	-22.2	-47.6	-51.8	-71.6	-5.3	-8.6	-47.6	-53.6	-146.8	0.43	σ 1
σ 0	-6.6	-3.9	-4.2	-13.5	-22.7	-48.3	-52.8	-72.3	-5.3	-8.7	-48.2	-54.6	-149.6	0.44	σ 0

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

Totale, estradosso = 2.75

Totale, intradosso = 2.49

=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 4.95

Totale, intradosso = 3.94

=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 SODDISFATTA
eta1= 0.443

Verifica a taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 9.669E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \epsilon_w \sqrt{K_c}$
161.25		56.867

=> Verifica NECESSARIA

a/hw = 1.421 |sl = 0E+00 mm⁴
eta = 1.2 Ktausl = 0
Epsw = 0.814 Ktau = 7.32

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.428E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.261E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.674E+5 \text{ N}$$

chiw = 0.424 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw = 1.958 MEd,eq = 1.03E+7 Nm
c = 956.415 Mf,Rd = 2.006E+7 Nm
taucr = 53.49 N/mm² MEd/MfRd = 0.513

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.26 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.51 < 1 \quad \eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.27 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

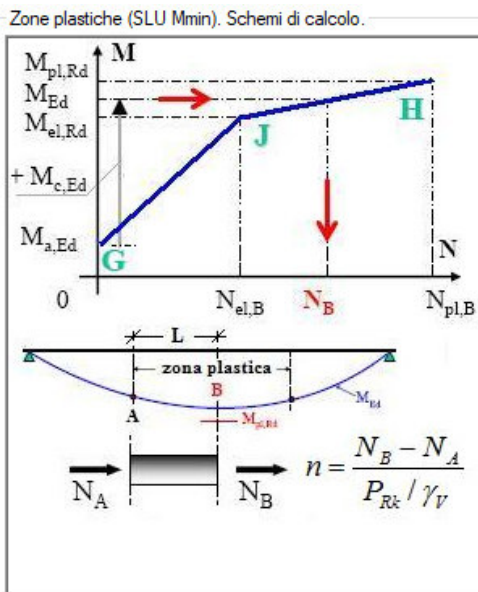
$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$v_{L,Ed} = 251 < n^* P_{Rd} = 1642 \text{ N/mm}$

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	-1.85E+5	5.399E+7	1.585E+11	-63
2b	-7.8E+4	5.399E+7	1.585E+11	-26.6
2c	-1.872E+5	5.399E+7	1.585E+11	-63.8
3a	-3.888E+4	7.329E+7	1.877E+11	-15.2
3b	-2.115E+5	7.329E+7	1.877E+11	-82.6
Tot				-251.1



Verifica stiffeners

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari

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

Stiffeners a T ed a L

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

Stiffeners verticali	
Check	0.898
Type	Vert. (R)
ocr	--
6fy	--
ICr	--
lw	--
IT	5.333E+5
IP	5.347E+7
IT/IP	0.01
5.34	0.009

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

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

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

Ist = 4.247E+7 mm⁴ > Ist min = 7.926E+6 mm⁴

VERIFICA SODDISFATTA

a = 3667 mm hw = 2580 mm a/hw = 1.421

tw = 16 mm bw = 410.5 mm

Ast = 10568.6 mm² e1 = 40.9 mm²

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima

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

Spostamento massimo

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

σmax = 0.6 < 322.7 N/mm²

w = 0 < 8.6 mm

VERIFICA SODDISFATTA

ΣNst,Ed = Nst,Ed + ΔNst,Ed = 0E+00 + 6.965E+4 = 6.965E+4 N

Nst,Ed = Nst,ten + Nst,ex = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 N

σm = 0.103 N/mm² ocr(C)/ocr(P) = 0.031 => 0.5

ocr(P) = 116.19 N/mm² ocr(C) = 3.55 N/mm²

NEd = 9.77E+5 N λw = 1.958 Ncr,st = 1.322E+7 N

e1 = 40.9 mm emax = 167.1 mm w0 = 8.6 mm

δm = 0

(Ivstmin = 5.338E+5 mm⁴ u = 1.387)

Combinazione SLE Rara

Verifica tensionale

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	Sig Id	c. u.	id
σ8	0.0	0.1	0.0	1.4	0.0	0.8	0.0	2.3	0.5	0.0	1.1	0.0	0.0	0.0	0.00	σ8
σ7	0.0	1.0	2.3	-25.0	13.7	13.4	31.9	-10.6	-9.4	5.3	6.0	29.4	82.5	82.5	0.23	σ7
σ6	0.0	0.8	2.0	-24.0	12.2	11.1	28.4	-12.1	-9.1	4.7	4.2	26.1	73.5	73.5	0.20	σ6
σ5	0.0	0.0	0.0	1.5	0.0	0.6	0.0	2.1	0.6	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.00	σ5
σ4	5.2	0.7	1.9	-23.8	11.8	10.4	27.4	-7.4	-9.0	4.5	3.7	25.2	76.1	76.1	0.21	σ4
σ3	5.1	0.7	1.9	-23.6	11.6	10.1	26.9	-7.7	-8.9	4.4	3.5	24.8	74.8	74.8	0.22	σ3
σ2	0.0	0.0	0.0	-19.6	0.0	0.0	0.0	-19.6	-8.3	0.0	0.0	0.0	0.0	30.7	0.09	σ2
σ1	-4.0	-2.2	-2.5	-7.4	-14.9	-31.1	-34.7	-44.6	-2.9	-5.7	-27.2	-31.9	-93.7	96.0	0.27	σ1
σ0	-4.1	-2.2	-2.5	-7.2	-15.2	-31.5	-35.4	-45.0	-2.8	-5.8	-27.6	-32.6	-95.6	95.6	0.27	σ0
τ4	0.0	-0.1	0.0	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.2	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.2	0.0	0.00	τ4
τ3	-2.0	-3.3	-2.8	-1.6	-1.3	-3.8	-3.2	-10.8	-0.8	-0.7	-4.0	-3.2	-13.3	0.0	0.00	τ3
τ2	-3.7	-3.5	-3.5	-1.7	-1.7	-4.0	-4.0	-12.8	-0.8	-0.8	-4.1	-4.0	-17.7	0.0	0.00	τ2
τ1	-2.7	-2.1	-2.4	-1.0	-1.1	-2.4	-2.7	-8.2	-0.5	-0.6	-2.3	-2.7	-12.2	0.0	0.00	τ1
τ0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ0	

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

Totale, estradosso = 2.27

Totale, intradosso = 2.12

=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 3.89

Totale, intradosso = 3.34

=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s. = 0.27

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

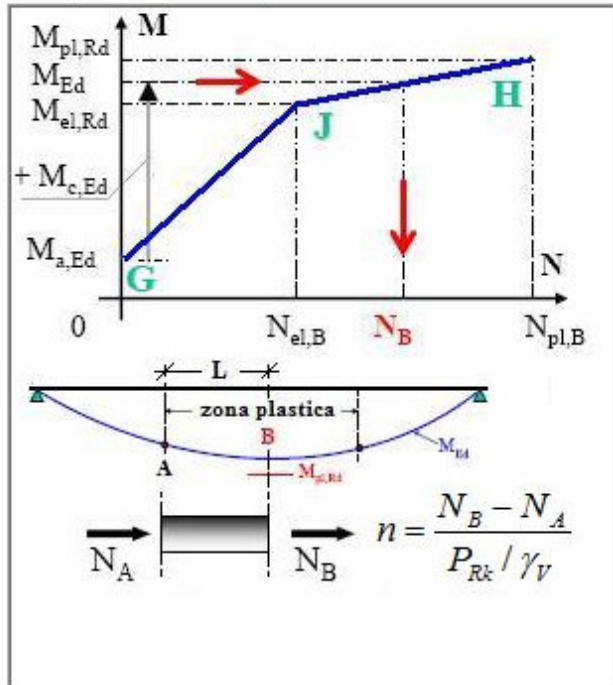
$$v_{L,Ed} = 197 < K_s * n * P_{Rd} = 985 \text{ N/mm}$$

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	-1.37E+5	6.509E+7	1.897E+11	-47
2b	-6.5E+4	6.509E+7	1.897E+11	-22.3
2c	-1.56E+5	6.509E+7	1.897E+11	-53.5
3a	-3.24E+4	9.208E+7	2.336E+11	-12.8
3b	-1.566E+5	9.208E+7	2.336E+11	-61.7
Tot				-197.3

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Frequente

Verifica di Web Breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2580
Sigma.sup	66.48
Sigma.inf	-95.26
Sigma,Ed	95.26
KSig	16.96
Sigcr0E	7.31
Tau,Ed	13.46
SigCr(P)	123.94
SigCr(C)	3.55
Csi	1
SigCr	123.94
KTau	7.32
KTausl	0
Web Bre...	0.817
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 = 0.817

Verifica a Fatica

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	3.98	103.70	0.038
Plattabanda inferiore	29.36	103.70	0.283
Anima	1.99	103.70	0.019
Giunzione plattabanda superiore	3.98	54.72	0.073
Giunzione plattabanda inferiore	29.36	37.64	0.780
Attacco anima-plattabanda superiore	3.73	92.59	0.040
Attacco anima-plattabanda inferiore	28.98	92.59	0.313
Attacco irigidente verticale - anima	28.98	59.26	0.489

$\gamma_{FF} = 1$

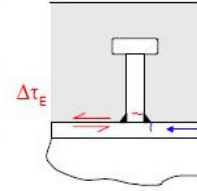
$\gamma_{MF} = 1.35$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.3 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.134 > 2 \Rightarrow 2$ (Campata) (Momento)
 $2.51 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.329$ (Campata) (Taglio)

$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 94 \times 0.541 = 50.8 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $108 \times 0.684 = 73.9 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{MF,s}}$	$3.4 < 90 \text{ N/mm}^2$
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{MF}}$	$4 < 59.3 \text{ N/mm}^2$
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{MF}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{MF,s}} \leq 1.3$	$0.07 + 0.04 = 0.1 < 1.3$



VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 3.98 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 1.99 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 3.37 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 2.28 \text{ N/mm}^2$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.3 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.134 > 2 \Rightarrow 2$ (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.953 \times 1 \times 1 = 1.477$

Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mfs} = 1$

Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MF} = 1.35$

8.5.2 Sezione 8b: Passaggio C2-C3 Campata Corta.

	T [kN]	M [kNm]
Strutturali	-268.00	-2'410.00
Perm. Portati	-341.00	-2'734.00
Ritiro iper	-59.00	-2'007.00
Traffico	-164.00	-4'415.00
ΔT Diff iper	-67.00	-1'480.00
Cedim.	163.00	4'781.00
Vento	0.00	-13.00
Fatica+	-88.00	524.00
Fatica-	-30.00	-832.00

Tabella 8-7 Sollecitazione Sezione 8b

Combinazione SLU

Verifica a flessione

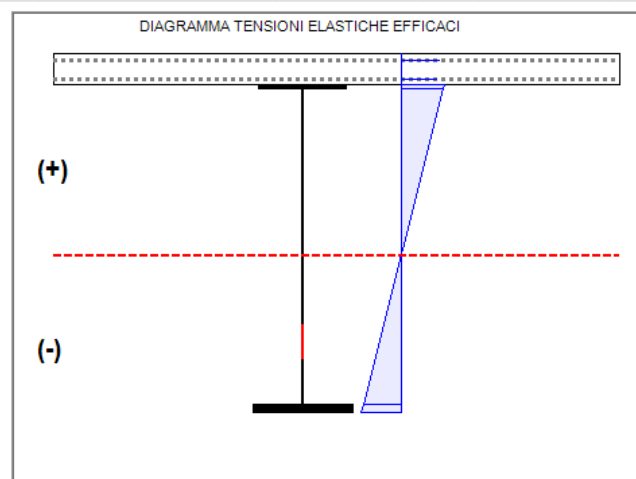
Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	141.11	1868	0.71	-1.17	4
Piattabanda superiore	11.37				1
Piattabanda inferiore	6.52				1
Classe della sezione					4

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-6.71E+6	MEd	1.65E+7	NEd	-6.71E+6
NRd	-6.81E+7	MRd	5.02E+7	MEd	1.65E+7
				MRd	5.39E+7
NEd/NRd	0.099	MEd/MRd	0.329	MEd/MR	0.306

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 1, Anima in Cl. 2, Piatt. Inf. in Cl. 1



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
σ8	0.0	0.8	0.0	2.0	0.0	1.3	0.0	0.0	0.8	0.0	2.1	0.0	0.0	0.00	σ8
σ7	0.0	14.3	31.1	-25.0	20.3	22.2	48.4	99.8	-10.1	9.0	11.4	50.4	159.2	0.41	σ7
σ6	0.0	12.3	28.1	-24.3	18.3	19.1	43.7	90.2	-9.9	8.1	8.9	45.5	143.8	0.37	σ6
σ5	0.0	0.6	0.0	2.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.9	0.0	1.4	0.0	0.0	0.00	σ5
σ4	40.3	11.7	27.2	-24.1	17.8	18.2	42.4	127.6	-9.8	7.9	8.1	44.1	179.6	0.53	σ4
σ3	39.5	11.3	26.6	-23.9	17.4	17.5	41.4	124.9	-9.7	7.7	7.6	43.1	175.7	0.52	σ3
σ2	0.0	0.0	0.0	-19.8	0.0	0.0	0.0	0.0	-9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ2
σ1	-24.9	-23.7	-25.8	-11.3	-16.8	-36.8	-40.1	-107.6	-5.1	-7.4	-36.9	-41.7	-156.8	0.49	σ1
σ0	-26.4	-24.5	-27.0	-11.0	-17.6	-38.1	-42.0	-113.1	-5.0	-7.8	-37.9	-43.7	-164.7	0.52	σ0

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

Totale, estradosso = 4.12
Totale, intradosso = 3.7
=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 7.01
Totale, intradosso = 5.94
=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 SODDISFATTA eta1= 0.531

Verifica a taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.071E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
141.111		56.629

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 1.444 |sl|= 0E+00 mm⁴
eta= 1.2 Ktausl= 0
Epsw= 0.814 Ktau= 7.259

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.592E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.11E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 4.822E+5 \text{ N}$$

chiw= 0.482 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw= 1.721 MEd,eq= 2.433E+7 Nm
c= 1054.059 Mf,Rd= 3.752E+7 Nm
taucr= 69.27 N/mm² MEd/MfRd= 0.648

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.3 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.65 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.33 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

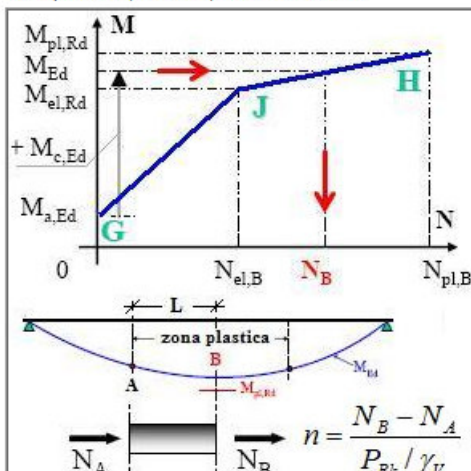
$$V_{L,Ed} = 318 < n * P_{Rd} = 1642 \text{ N/mm}$$

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	-4.604E+5	8.136E+7	2.681E+11	-139.7
2b	-7.08E+4	8.136E+7	2.681E+11	-21.5
2c	-1.956E+5	8.136E+7	2.681E+11	-59.4
3a	-4.824E+4	1.236E+8	3.412E+11	-17.5
3b	-2.214E+5	1.236E+8	3.412E+11	-80.2
Tot				-318.3

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Verifica stiffeners

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari

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

Stiffeners a T ed a L

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

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

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

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

lst = 4.559E+7 mm⁴ > lst min = 1.111E+7 mm⁴

VERIFICA SODDISFATTA

a = 3667 mm hw = 2540 mm a/hw = 1.444

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

$$\sigma_{max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad w \leq \frac{h_w}{300}$$

omax = 0.6 < 322.7 N/mm² w = 0.1 < 8.5 mm

VERIFICA SODDISFATTA

ΣNst,Ed = Nst,Ed + ΔNst,Ed = 0E+00 + 9.199E+4 = 9.199E+4 N

Nst,Ed = Nst,ten + Nst,ex = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 N

σm = 0.141 N/mm² σcr(C)/σcr(P) = 0.017 => 0.5

σcr(P) = 257.35 N/mm² σcr(C) = 4.49 N/mm²

NEd = 1.311E+6 N λw = 1.721 Ncr,st = 1.464E+7 N

e1 = 35.5 mm emax = 173.5 mm w0 = 8.47 mm

δm = 0

(lvstmin = 7.05E+5 mm⁴ u = 1.462)

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

Combinazione SLE Rara

Verifica tensionale

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	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	0.6	0.0	1.6	0.0	1.1	0.0	0.0	0.7	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	10.6	23.1	-20.8	17.0	18.5	40.4	80.5	-8.5	7.5	8.5	37.4	125.5	125.5	0.35	σ 7
σ 6	0.0	9.1	20.9	-20.2	15.4	16.0	36.6	72.9	-8.2	6.8	6.6	33.8	113.5	113.5	0.32	σ 6
σ 5	0.0	0.5	0.0	1.7	0.0	0.8	0.0	0.0	0.7	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	29.9	8.7	20.3	-20.0	14.9	15.3	35.5	100.6	-8.1	6.6	6.1	32.8	140.0	140.0	0.39	σ 4
σ 3	29.4	8.4	19.8	-19.8	14.6	14.7	34.7	98.5	-8.1	6.4	5.7	32.1	137.0	140.3	0.40	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-16.1	0.0	0.0	0.0	0.0	-7.4	0.0	0.0	0.0	0.0	41.1	0.12	σ 2
σ 1	-17.9	-16.8	-18.4	-8.7	-13.5	-29.4	-32.2	-82.1	-4.0	-6.0	-26.1	-29.8	-117.9	122.7	0.37	σ 1
σ 0	-19.0	-17.4	-19.3	-8.5	-14.2	-30.5	-33.8	-86.4	-3.9	-6.3	-26.8	-31.3	-124.0	124.0	0.37	σ 0
τ 4	0.0	-0.1	-0.1	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.1	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.2	0.0	0.00	τ 4
τ 3	-3.8	-7.0	-6.1	-1.2	-1.0	-3.4	-2.9	-13.9	-0.9	-0.7	-3.6	-2.9	-17.5	0.0	0.00	τ 3
τ 2	-6.4	-7.5	-7.7	-1.3	-1.3	-3.6	-3.7	-19.1	-0.9	-0.9	-3.6	-3.7	-23.7	0.0	0.00	τ 2
τ 1	-5.5	-5.7	-6.3	-1.0	-1.1	-2.7	-3.0	-15.8	-0.6	-0.7	-2.6	-3.0	-19.6	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

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

Totale, estradosso = 3.36

Totale, intradosso = 3.04

=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 5.57

Totale, intradosso = 4.8

=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s. = 0.395

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

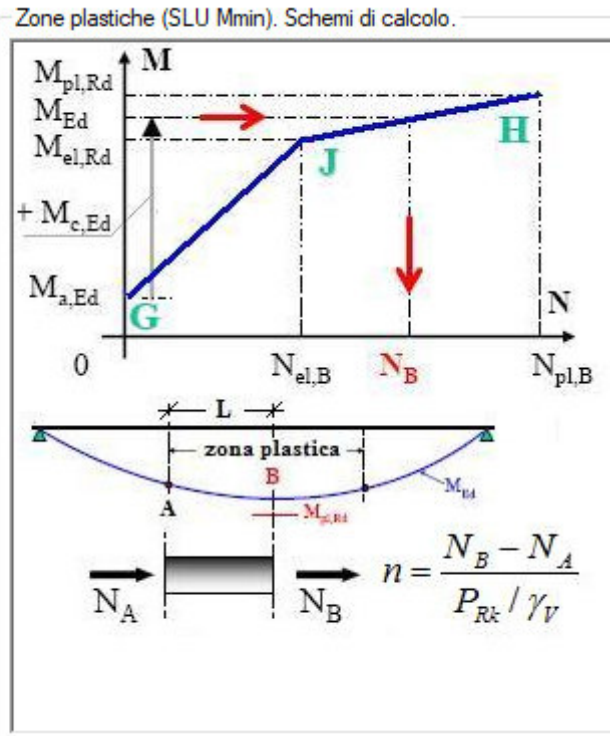
$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 122631 N

$v_{L,Ed}$	= 246	<	$K_s * n * P_{Rd}$	= 985 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	-3.41E+5	8.383E+7	2.75E+11	-103.9
2b	-5.9E+4	8.383E+7	2.75E+11	-18
2c	-1.63E+5	8.383E+7	2.75E+11	-49.7
3a	-4.02E+4	1.286E+8	3.534E+11	-14.6
3b	-1.64E+5	1.286E+8	3.534E+11	-59.7
Tot				-245.9



Combinazione SLE Frequente

Verifica di Web Breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2540
Sigma,sup	127.26
Sigma,inf	-113.01
Sigma,Ed	113.01
KSig	27.03
Sigcr0E	9.54
Tau,Ed	19.34
SigCr(P)	257.93
SigCr(C)	4.49
Csi	1
SigCr	257.93
KTau	7.26
KTausl	0
Web Bre...	0.535
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 =0.535

Verifica a Fatica

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	3.74	103.70	0.036
Plattabanda inferiore	16.44	103.70	0.159
Anima	2.98	103.70	0.029
Giunzione plattabanda superiore	3.74	37.64	0.099
Giunzione plattabanda inferiore	16.44	39.70	0.414
Attacco anima-plattabanda superiore	3.51	92.59	0.038
Attacco anima-plattabanda inferiore	15.98	92.59	0.173
Attacco irigidente verticale - anima	15.98	59.26	0.270

$\gamma_{FF} = 1$

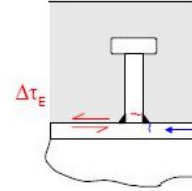
$\gamma_{Mf} = 1.35$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.3 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.134 > 2 \Rightarrow 2$ (Campata) (Momento)
 $2.51 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.329$ (Campata) (Taglio)

$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 89 \times 0.602 = 53.6 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $94 \times 0.541 = 50.8 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	5.5 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	3.7 < 59.3 N/mm ²
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0.06 + 0.06 = 0.12 < 1.3



VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 3.74 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 1.87 \text{ N/mm}^2$

$\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 5.47 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 3.7 \text{ N/mm}^2$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.3 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.134 > 2 \Rightarrow 2$ (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.953 \times 1 \times 1 = 1.477$

Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mfs} = 1$

Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$

8.5.3 Sezione 8c: Appoggio Pila

	T [kN]	M [kNm]
Strutturali	624.00	-5'249.00
Perm. Portati	668.00	-5'773.00
Ritiro iper	56.00	-2'513.00
Traffico	915.00	-7'161.00
ΔT Diff iper	55.00	-1'966.00
Cedim.	-140.00	5'776.00
Vento	0.00	-15.00
Fatica+	0.00	0.00
Fatica-	133.00	-1'144.00

Tabella 8-8 Sollecitazioni Sezione 8c

Combinazione SLU

Verifica a flessione

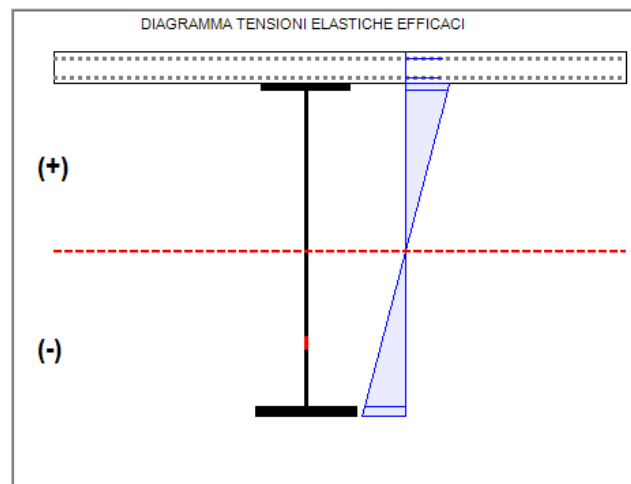
Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	113.18	1846	0.71	-1.07	4
Plattabanda superiore	5.65				1
Plattabanda inferiore	4.86				1
Classe della sezione					4

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-6.71E+6	MEd	2.99E+7	NEd	-6.71E+6
NRd	-8.25E+7	MRd	6.63E+7	MEd	2.99E+7
				MRd	6.92E+7
NEd/NRd	0.081	MEd/MRd	0.451	MEd/MR	0.432

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



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
σ8	0.0	1.5	0.0	2.3	0.0	1.3	0.0	0.0	1.0	0.0	3.1	0.0	0.0	0.00	σ8
σ7	0.0	25.7	47.6	-19.2	18.4	22.9	42.3	108.3	-8.8	8.6	17.0	59.1	176.0	0.45	σ7
σ6	0.0	22.3	42.9	-18.8	16.6	19.9	38.1	97.6	-8.6	7.8	13.7	53.3	158.6	0.41	σ6
σ5	0.0	1.2	0.0	2.3	0.0	1.1	0.0	0.0	1.1	0.0	2.1	0.0	0.0	0.00	σ5
σ4	53.2	21.4	41.5	-18.6	16.1	19.0	36.9	147.7	-8.5	7.5	12.7	51.6	206.9	0.65	σ4
σ3	51.1	20.0	39.6	-18.4	15.3	17.8	35.2	141.2	-8.4	7.2	11.4	49.2	197.6	0.62	σ3
σ2	0.0	0.0	0.0	-15.9	0.0	0.0	0.0	0.0	-7.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ2
σ1	-38.8	-37.6	-40.4	-11.0	-15.6	-33.5	-35.9	-130.6	-5.2	-7.3	-44.8	-50.1	-188.1	0.59	σ1
σ0	-41.6	-39.5	-42.9	-10.7	-16.6	-35.1	-38.2	-139.4	-5.1	-7.8	-46.6	-53.3	-200.5	0.63	σ0

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

Totale, estradosso = 5.15
Totale, intradosso = 4.59
=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 9.26
Totale, intradosso = 7.81
=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 SODDISFATTA
eta1 = 0.648

Verifica a taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.283E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \epsilon_w \sqrt{K_c}$
113.182	>	58.278

=> Verifica NECESSARIA

a/hw = 1.305 Isl = 0E+00 mm⁴
eta = 1.2 Ktausl = 0
Epsw = 0.814 Ktau = 7.688

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 7.471E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 6.851E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 6.198E+5 \text{ N}$$

chiw = 0.671 Appoggio: RIGIDO
lambdaw = 1.341 MEd,eq = 3.883E+7 Nm
c = 996.691 Mf,Rd = 4.996E+7 Nm
taucr = 114.03 N/mm² MEd/MfRd = 0.777

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.44 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.78 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.47 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

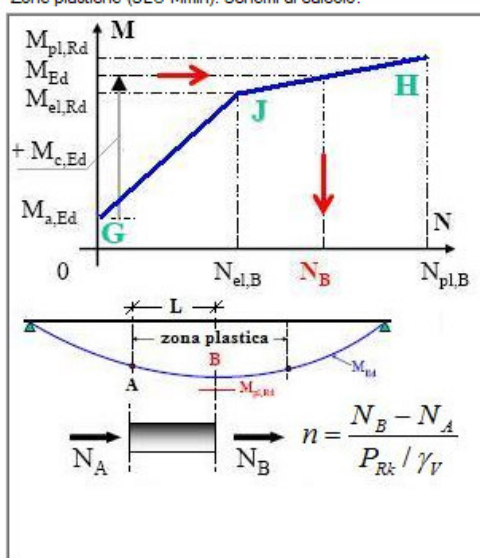
$$v_{L,Ed} = 726 < n^* P_{Rd} = 2190 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d = 22 mm n = 20 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	9.018E+5	8.762E+7	3.369E+11	234.5
2b	6.72E+4	8.762E+7	3.369E+11	17.5
2c	1.68E+5	8.762E+7	3.369E+11	43.7
3a	3.96E+4	1.446E+8	4.289E+11	13.4
3b	1.235E+6	1.446E+8	4.289E+11	416.5
Tot				725.5

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Verifica stiffeners

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari

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

Stiffeners a T ed a L

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

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

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

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

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

Ist = 1.257E+8 mm⁴ > Ist min = 2.334E+7 mm⁴

VERIFICA SODDISFATTA

a= 3250 mm hw= 2490 mm a/hw = 1.305

tw = 22 mm bw = 557 mm

Ast = 20253.7 mm² e1 = 0 mm²

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima

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

Spostamento massimo

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

omax = 2.5 < 322.7 N/mm²

w = 0 < 8.3 mm

VERIFICA SODDISFATTA

ΣNst,Ed = Nst,Ed + ΔNst,Ed = 0E+00 + 1.78E+5 = 1.78E+5 N

Nst,Ed = Nst,ten + Nst,ex = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 N

σm = 0.283 N/mm² ocr(C)/ocr(P) = 0.023 => 0.5

ocr(P) = 378.3 N/mm² ocr(C) = 8.54 N/mm²

NEd = 2.293E+6 N λw = 1.341 Ncr,st = 4.203E+7 N

e1 = 0 mm emax = 211 mm w0 = 8.3 mm

(Ivstmin = 1.498E+6 mm⁴ u = 1.814)

Combinazione SLE Rara

Verifica tensionale

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	Sig Id	c. u.	id
σ8	0.0	1.1	0.0	0.0	0.0	1.1	0.0	2.2	-0.9	0.0	2.3	0.0	0.0	0.0	0.00	σ8
σ7	0.0	19.1	35.3	0.0	0.0	19.1	35.3	38.1	7.3	-7.2	12.6	43.8	107.1	107.1	0.30	σ7
σ6	0.0	16.6	31.8	0.0	0.0	16.6	31.8	33.2	7.1	-6.5	10.2	39.5	96.6	96.6	0.27	σ6
σ5	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0	0.9	0.0	1.8	-0.9	0.0	1.6	0.0	0.0	0.0	0.00	σ5
σ4	39.5	15.9	30.8	0.0	0.0	15.9	30.8	71.2	7.1	-6.3	9.5	38.3	133.1	133.1	0.40	σ4
σ3	37.9	14.8	29.4	0.0	0.0	14.8	29.4	67.6	7.0	-6.0	8.5	36.5	127.2	141.5	0.42	σ3
σ2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.4	0.0	0.0	0.0	0.0	77.2	0.22	σ2
σ1	-28.4	-27.5	-29.5	0.0	0.0	-27.5	-29.6	-83.4	4.2	6.0	-32.7	-36.7	-118.1	134.5	0.40	σ1
σ0	-30.5	-28.8	-31.4	0.0	0.0	-28.9	-31.4	-88.2	4.1	6.4	-34.0	-39.0	-126.0	126.0	0.38	σ0
τ4	0.0	0.2	0.1	0.0	0.0	0.1	0.0	0.3	0.0	0.0	0.4	0.2	0.3	0.0	0.00	τ4
τ3	8.8	11.3	10.3	0.0	0.0	2.4	2.2	22.4	0.6	0.5	16.2	14.1	35.8	0.0	0.00	τ3
τ2	12.0	12.0	12.4	0.0	0.0	2.5	2.6	26.6	0.6	0.6	16.5	17.0	44.6	0.0	0.00	τ2
τ1	10.2	9.5	10.3	0.0	0.0	2.0	2.2	21.7	0.4	0.5	12.4	14.1	37.2	0.0	0.00	τ1
τ0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ0

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

Totale, estradosso = 2.24

Totale, intradosso = 1.76

=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 3.63

Totale, intradosso = 2.42

=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.422

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

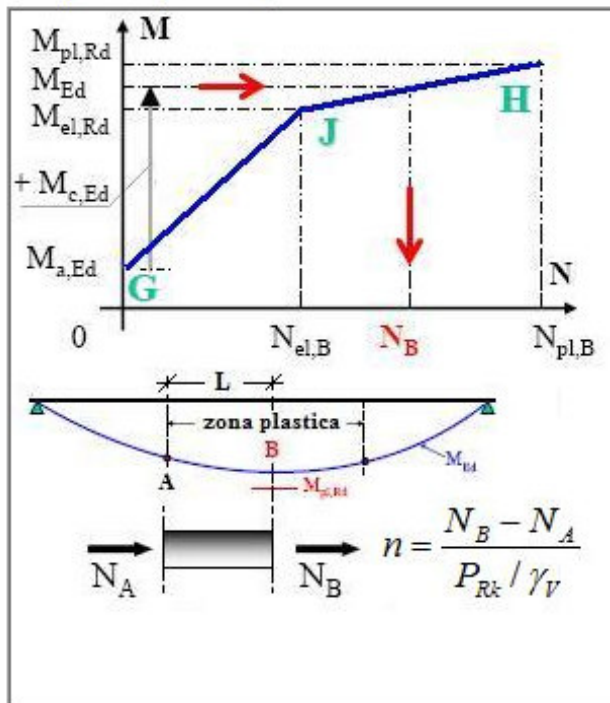
$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 122631 N
$vL_{Ed} = 531$	< $K_s * n * P_{Rd} = 1314$ N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 20 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	6.68E+5	8.845E+7	3.397E+11	174
2b	0E+00	8.845E+7	3.397E+11	0
2c	1.4E+5	8.845E+7	3.397E+11	36.5
3a	3.3E+4	1.464E+8	4.337E+11	11.1
3b	9.15E+5	1.464E+8	4.337E+11	309
Tot				530.5

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Frequente

Verifica di Web Breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2490
Sigma,sup	141.85
Sigma,inf	-132.85
Sigma,Ed	132.85
KSig	25.57
Sigcr0E	14.83
Tau,Ed	36.25
SigCr(P)	379.23
SigCr(C)	8.54
Csi	1
SigCr	379.23
KTau	7.69
KTausl	0
Web Bre...	0.495
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 =0.495

Verifica a Fatica

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	2.60	103.70	0.025
Plattabanda inferiore	9.34	103.70	0.090
Anima	4.36	103.70	0.042
Giunzione plattabanda superiore	2.60	27.72	0.094
Giunzione plattabanda inferiore	9.34	33.62	0.278
Attacco anima-plattabanda superiore	2.33	92.59	0.025
Attacco anima-plattabanda inferiore	8.98	92.59	0.097
Attacco irigidente verticale - anima	8.98	59.26	0.152

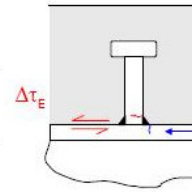
$\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 1.855 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.721 < 2.079$ (Appoggio) (Momento)
 $1.96 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.819$ (Appoggio) (Taglio)

$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * ks = 89 \times 0.51 = 45.4 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $94 \times 0.398 = 37.4 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	8.7 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	2.6 < 59.3 N/mm ²
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0.04 + 0.1 = 0.14 < 1.3



VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 2.6 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 1.51 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 8.72 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 5.91 \text{ N/mm}^2$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 1.855 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.721 < 2.079$ (Appoggio)
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.953 \times 1 \times 1 = 1.477$

Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mfs} = 1$
 Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$

8.5.4 Sezione 8d: Mezzeria Campata Lunga

	T [kN]	M [kNm]
Strutturali	83.00	2'986.00
Perm. Portati	60.00	3'919.00
Ritiro iper	57.00	-1'488.00
Traffico	278.00	7'543.00
ΔT Diff iper	33.00	-894.00
Cedim.	-134.00	3'307.00
Vento	0.00	6.00
Fatica+	51.00	1'489.00
Fatica-	7.00	-196.00

Tabella 8-9 Sollecitazioni Sezione 8d

Combinazione SLU

Verifica a flessione

-Classificazione e verifica plastica in Fase 3

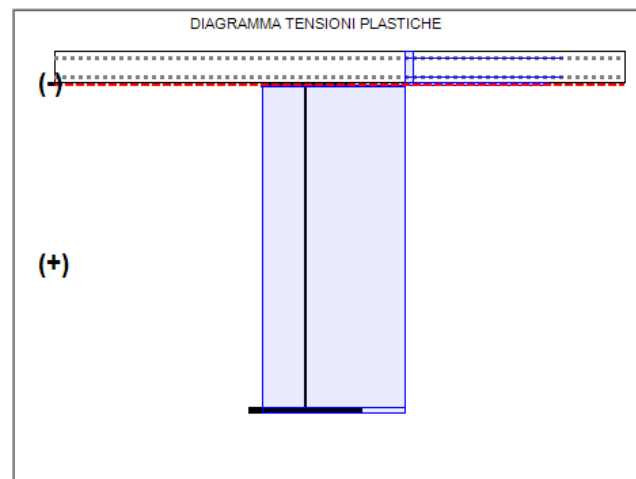
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	160	2610	0	-1.34	1
Piattabanda superiore	11.4				1
Piattabanda inferiore	11.05				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-6.71E+6	MEd	-2.59E+7	NEd	-6.71E+6
NRd	-6.33E+7	MRd	-5.37E+7	MEd	-2.59E+7
				MRd	-5.63E+7
NEd/NRd	0.106	MEd/MRd	0.483	MEd/MR	0.461

=> Verifica plastica SODDISFATTA

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



Verifica a taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 9.594E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$
160		54.552

=> **Verifica NECESSARIA**

a/hw= 1.693 lsl= 0E+00 mm⁴
 eta= 1.2 ktausl= 0
 Epsw= 0.814 ktau= 6.736

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.34E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.128E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right)} = 2.119E+5 \text{ N}$$

chiw= 0.41 Appoggio: NON RIGIDO
 lambdaaw= 2.025 MEd= -2.593E+7 Nm
 c= 1178.458 Mf,Rd= -3.813E+7 Nm
 taucr= 50 N/mm² MEd/MfRd= 0.68

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.25 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.68 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.26 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

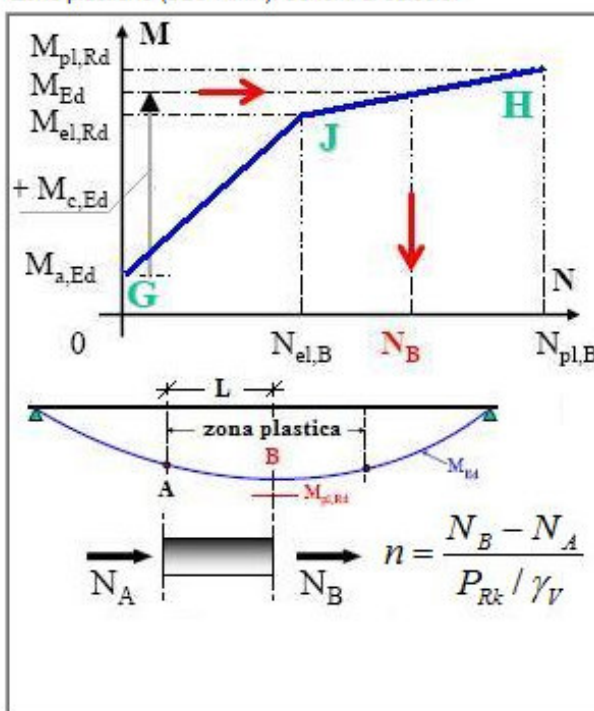
$v_{L,Ed}$	= 245	<	$n^* P_{Rd}$	= 1642 N/mm
------------	-------	---	--------------	-------------

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	8.1E+4	7.373E+7	2.353E+11	25.4
2b	6.84E+4	7.373E+7	2.353E+11	21.4
2c	1.608E+5	7.373E+7	2.353E+11	50.4
3a	2.376E+4	1.092E+8	2.94E+11	8.8
3b	3.753E+5	1.092E+8	2.94E+11	139.4
Tot				245.4

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Rara

Verifica tensionale

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	Sig Id	c. u.	id
σ8	0.0	-0.9	0.0	1.5	0.0	-0.8	0.0	-0.2	0.5	0.0	-2.8	0.0	-2.4	2.4	0.11	σ8
σ7	0.0	-15.7	-34.8	-23.0	13.2	-13.3	-29.3	-52.0	-9.2	4.8	-15.0	-67.0	-76.2	76.2	0.21	σ7
σ6	0.0	-13.3	-31.2	-22.2	11.8	-11.2	-26.3	-46.7	-8.8	4.3	-11.2	-60.1	-66.7	66.7	0.19	σ6
σ5	0.0	-0.7	0.0	1.6	0.0	-0.6	0.0	0.3	0.6	0.0	-1.7	0.0	-0.7	0.7	0.04	σ5
σ4	-39.4	-12.6	-30.2	-21.9	11.5	-10.6	-25.5	-84.6	-8.7	4.1	-10.2	-58.1	-103.4	103.4	0.29	σ4
σ3	-38.6	-12.1	-29.4	-21.8	11.2	-10.2	-24.8	-82.7	-8.6	4.0	-9.4	-56.7	-100.7	103.9	0.29	σ3
σ2	0.0	0.0	0.0	-17.6	0.0	0.0	0.0	-17.6	-7.8	0.0	0.0	0.0	-25.4	37.5	0.11	σ2
σ1	28.2	30.5	33.5	-7.2	-12.7	25.8	28.2	77.2	-2.5	-4.6	56.3	64.4	131.1	132.5	0.37	σ1
σ0	29.2	31.2	34.4	-7.0	-13.1	26.3	29.1	79.7	-2.4	-4.7	57.3	66.3	134.7	134.7	0.38	σ0
τ4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.3	0.0	0.00	τ4
τ3	1.4	1.4	1.2	1.4	1.2	3.2	2.8	7.4	0.5	0.4	6.9	5.8	14.8	0.0	0.00	τ3
τ2	2.2	1.5	1.5	1.4	1.4	3.3	3.4	8.5	0.5	0.5	7.0	7.0	15.9	0.0	0.00	τ2
τ1	1.8	1.1	1.2	1.0	1.1	2.4	2.6	6.2	0.3	0.4	4.7	5.4	11.3	0.0	0.00	τ1
τ0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ0

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

Totale, estradosso = -0.2
Totale, intradosso = 0.3
=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = -2.41
Totale, intradosso = -0.74
=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.379

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

$$v_{L,Ed} = 189 < K_s * n * P_{Rd} = 985 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

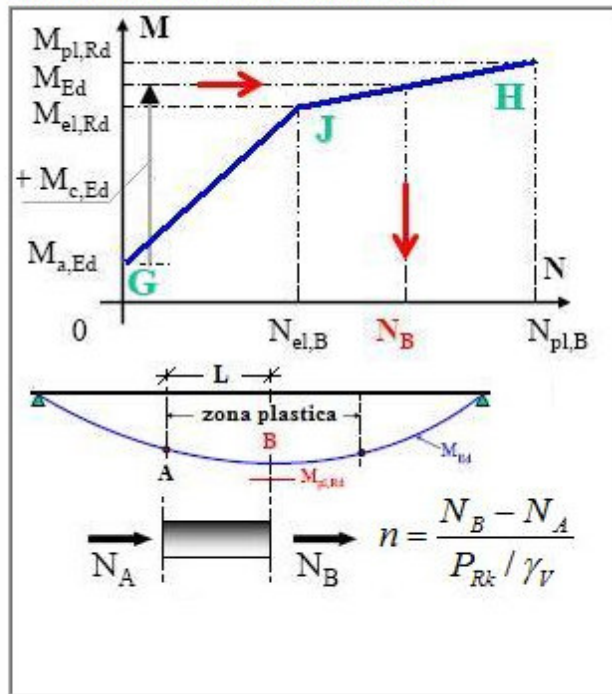
d= 22 mm n = 15 N*pioli/m Ecm= 34077 N/mm²

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	6E+4	7.373E+7	2.353E+11	18.8
2b	5.7E+4	7.373E+7	2.353E+11	17.9
2c	1.34E+5	7.373E+7	2.353E+11	42
3a	1.98E+4	1.092E+8	2.94E+11	7.4
3b	2.78E+5	1.092E+8	2.94E+11	103.2
Tot				189.2

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Frequente

Verifica di Web Breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2560
Sigma,sup	-101.22
Sigma,inf	116.69
Sigma,Ed	101.22
KSig	27.71
Sigcr0E	7.42
Tau,Ed	12.38
SigCr(P)	205.69
SigCr(C)	2.54
Csi	1
SigCr	205.69
KTau	6.74
KTausl	0
Web Bre...	0.562
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 =0.562

Verifica a Fatica

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	4.40	103.70	0.042
Plattabanda inferiore	24.83	103.70	0.239
Anima	2.49	103.70	0.024
Giunzione plattabanda superiore	4.40	77.14	0.057
Giunzione plattabanda inferiore	24.83	68.78	0.361
Attacco anima-plattabanda superiore	4.06	92.59	0.044
Attacco anima-plattabanda inferiore	24.39	92.59	0.263
Attacco irigidente verticale - anima	24.39	59.26	0.412

$\gamma_{FF} = 1$

$\gamma_{MF} = 1.35$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.09 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.939 < 2$ (Campata) (Momento)
 $2.426 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.251$ (Campata) (Taglio)

$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 102 \times 0.91 = 92.8 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)

$108 \times 0.964 = 104.1 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{MF,s}}$	$4.2 < 90 \text{ N/mm}^2$
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{MF}}$	$4.4 < 59.3 \text{ N/mm}^2$
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{MF}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{MF,s}} \leq 1.3$	$0.07 + 0.05 = 0.12 < 1.3$

VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 4.4 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 2.27 \text{ N/mm}^2$

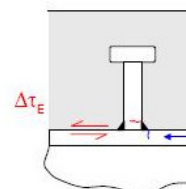
$\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 4.23 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 2.87 \text{ N/mm}^2$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.09 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.939 < 2$ (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.953 \times 1 \times 1 = 1.477$

Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MFs} = 1$

Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MF} = 1.35$



8.5.5 Sezione 8e: Appoggio Spalla Campata Lunga

	T [kN]	M [kNm]
Strutturali	-280.00	145.00
Perm. Portati	-295.00	170.00
Ritiro iper	39.00	-32.00
Traffico	-829.00	451.00
ΔT Diff iper	29.00	-27.00
Cedim.	-89.00	81.00
Vento	-1.00	3.00
Fatica+	7.00	-4.00
Fatica-	-182.00	101.00

Tabella 8-10 Sollecitazioni Sezione 8e

Combinazione SLU

Verifica a flessione

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

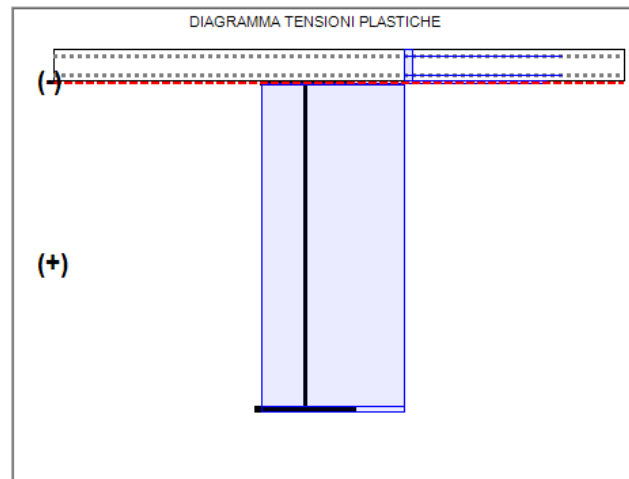
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	128	2605	0	-0.38	1
Piattabanda superiore	11.33				1
Piattabanda inferiore	9.75				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-6.71E+6	MEd	-5.93E+6	NEd	-6.71E+6
NRd	-6.54E+7	MRd	-5.47E+7	MEd	-5.93E+6
				MRd	-5.72E+7
NEd/NRd	0.103	MEd/MRd	0.108	MEd/MR	0.104

=> Verifica plastica SODDISFATTA

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



Verifica a taglio

<p>Taglio plastico</p> $V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.199E+7 \text{ N}$ <p>gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²</p>	<p>Resistenza Shear Buckling</p> $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 6.033E+6 \text{ N}$ $V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.67E+6 \text{ N}$ $V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 3.637E+5 \text{ N}$ <p>chiw= 0.594 Appoggio: RIGIDO lambda_w= 1.605 MEd= -5.928E+6 Nm c= 1102.344 Mf,Rd= -3.455E+7 Nm taucr= 79.58 N/mm² MEd/MfRd= 0.172</p>	<p>Verifica a taglio</p> $\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.34 <= 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$ <p>Interazione Taglio-Momento</p> $\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.17 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.36 <= 0.5$ <p>NON C'E' INTERAZIONE</p>						
<p>Test Shear Buckling</p> <table border="1"> <tr> <td>$\frac{h_w}{t_w}$</td> <td>></td> <td>$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$</td> </tr> <tr> <td>128</td> <td>></td> <td>55.059</td> </tr> </table> <p>=> Verifica NECESSARIA</p> <p>a/hw= 1.621 IsI= 0E+00 mm⁴ eta= 1.2 KtausI= 0 Epsw= 0.814 Ktau= 6.862</p>	$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$	128	>	55.059		
$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$						
128	>	55.059						

Verifica pioli

<p>Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione</p> $P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$ $P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$				
$v_{L,Ed} = 593$	$n * P_{Rd} = 2190 \text{ N/mm}$			
<p>VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA</p>				
d= 22 mm	n = 20 N*pioli/m	Ecm= 34077 N/mm ²		
h= 200 mm	fu= 450 N/mm ²	Ks= 0.6		
Alfa= 1	fck= 35 N/mm ²	Gammav= 1.25		
Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	-3.982E+5	7.295E+7	2.303E+11	-126.1
2b	0E+00	7.295E+7	2.303E+11	0
2c	-1.068E+5	7.295E+7	2.303E+11	-33.8
3a	-2.088E+4	1.095E+8	2.886E+11	-7.9
3b	-1.12E+6	1.095E+8	2.886E+11	-425.1
Tot				-593

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.

$$n = \frac{N_B - N_A}{P_{Rk} / \gamma_V}$$

Verifica stiffeners

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari $\frac{I_T}{I_P} \geq 5.3 \frac{f_y}{E}$

Stiffeners a T ed a L $\sigma_{cr} \geq 6 f_y$

Stiffeners verticali	
Check	0.898
Type	Vert. (R)
ocr	--
6fy	--
ICr	--
Iw	--
IT	5.333E+5
IP	5.347E+7
IT/IP	0.01
5.2f	0.009

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

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

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

Ist = 4.84E+7 mm⁴ > Ist min = 1.536E+7 mm⁴

VERIFICA SODDISFATTA

a= 4150 mm hw= 2560 mm a/hw = 1.621

tw = 20 mm bw = 508.2 mm

Ast = 14163.4 mm² e1 = 31.1 mm²

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

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

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

omax = 0.3 < 322.7 N/mm² w = 0 < 8.5 mm

VERIFICA SODDISFATTA

$\Sigma Nst,Ed = Nst,Ed + \Delta Nst,Ed = 0E+00 + 5.339E+4 = 5.339E+4$ N

Nst,Ed = Nst,ten + Nst,ex = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 N

$\sigma m = 0.08$ N/mm² ocr(C)/ocr(P) = 0 => 0.5

ocr(P) = 1E+300 N/mm² ocr(C) = 4.33 N/mm²

NEd = 8.543E+5 N lw = 1.605 Ncr,st = 1.531E+7 N

e1 = 31.1 mm emax = 178.9 mm w0 = 8.53 mm

$\delta m = 0$

(Ivstmin = 4.214E+5 mm⁴ u = 1.496)

Combinazione SLE Rara

Verifica tensionale

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	Sig Id	c. u.	id
σ_8	0.0	0.0	0.0	1.2	0.0	0.0	0.0	1.1	0.4	0.0	-0.2	0.0	1.3	1.3	0.06	σ_8
σ_7	0.0	-0.7	-1.5	-28.3	0.3	-0.3	-0.7	-29.3	-10.1	0.1	-0.9	-4.0	-40.3	40.3	0.11	σ_7
σ_6	0.0	-0.6	-1.3	-26.5	0.3	-0.3	-0.6	-27.4	-9.5	0.1	-0.7	-3.5	-37.5	37.5	0.10	σ_6
σ_5	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0	0.0	1.3	0.6	0.0	-0.1	0.0	1.8	1.8	0.08	σ_5
σ_4	-1.8	-0.6	-1.3	-26.0	0.2	-0.3	-0.6	-28.7	-9.3	0.1	-0.6	-3.4	-38.6	38.6	0.11	σ_4
σ_3	-1.8	-0.5	-1.3	-25.7	0.2	-0.3	-0.6	-28.2	-9.2	0.1	-0.6	-3.3	-38.0	62.0	0.17	σ_3
σ_2	0.0	0.0	0.0	-17.0	0.0	0.0	0.0	-17.0	-7.6	0.0	0.0	0.0	-24.6	59.6	0.17	σ_2
σ_1	1.4	1.4	1.5	5.1	-0.3	0.6	0.7	8.5	1.8	-0.1	3.4	4.0	13.7	37.1	0.10	σ_1
σ_0	1.5	1.4	1.6	5.6	-0.3	0.7	0.7	9.1	1.9	-0.1	3.5	4.1	14.5	14.5	0.04	σ_0
τ_4	0.0	-0.1	-0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.2	0.0	0.0	-0.4	-0.2	-0.6	0.0	0.00	τ_4
τ_3	-3.7	-5.7	-4.8	0.0	0.0	-1.7	-1.5	-11.0	-0.4	-0.3	-16.9	-13.6	-28.3	0.0	0.00	τ_3
τ_2	-6.1	-6.0	-6.1	0.0	0.0	-1.8	-1.8	-13.9	-0.4	-0.4	-17.1	-17.1	-31.3	0.0	0.00	τ_2
τ_1	-4.5	-3.8	-4.3	0.0	0.0	-1.2	-1.3	-9.5	-0.2	-0.3	-10.2	-12.0	-19.9	0.0	0.00	τ_1
τ_0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ_0

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

Totale, estradosso = 1.14

Totale, intradosso = 1.32

=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 1.35

Totale, intradosso = 1.77

=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.175

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

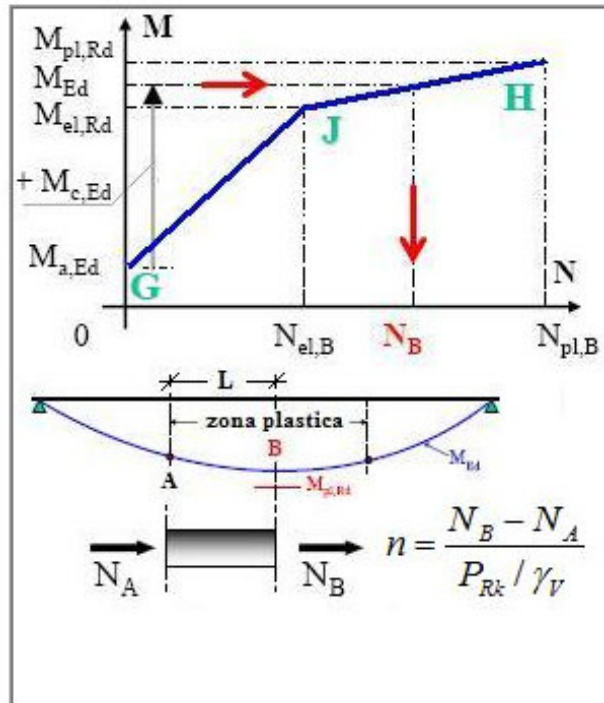
$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 122631 N
$v_{L,Ed} = 443$	< $K_s * n * P_{Rd} = 1314$ N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 20 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	-2.95E+5	7.295E+7	2.303E+11	-93.4
2b	0E+00	7.295E+7	2.303E+11	0
2c	-8.9E+4	7.295E+7	2.303E+11	-28.2
3a	-1.74E+4	1.095E+8	2.886E+11	-6.6
3b	-8.296E+5	1.095E+8	2.886E+11	-314.9
Tot				-443.1

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Frequente

Verifica di Web Breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2560
Sigma.sup	-38.23
Sigma.inf	10.3
Sigma,Ed	38.23
KSig	10.21
Sigcr0E	11.6
Tau,Ed	22.76
SigCr(P)	118.46
SigCr(C)	4.33
Csi	1
SigCr	118.46
KTau	6.86
KTausl	0
Web Bre...	0.451
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 =0.451

Verifica a Fatica

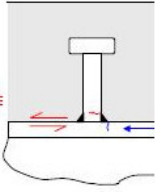
Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	0.28	103.70	0.003
Plattabanda inferiore	1.58	103.70	0.015
Anima	8.76	103.70	0.085
Giunzione piattabanda superiore	0.28	77.14	0.004
Giunzione piattabanda inferiore	1.58	68.78	0.023
Attacco anima-piattabanda superiore	0.26	92.59	0.003
Attacco anima-piattabanda inferiore	1.55	92.59	0.017
Attacco irigidente verticale - anima	1.55	59.26	0.026

$\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.09 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.939 < 2$ (Campata) (Momento)
 $2.426 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.251$ (Campata) (Taglio)
 $\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 102 \times 0.91 = 92.8 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $108 \times 0.964 = 104.1 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	13.9 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	0.3 < 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 + 0.15 = 0.16 < 1.3



VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 0.28 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 0.14 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 13.94 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 9.44 \text{ N/mm}^2$
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.09 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.939 < 2$ (Campata)
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.953 \times 1 \times 1 = 1.477$
 Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf,s} = 1$
 Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$

8.6 TRAVE INTERNO CURVA (SEZIONI 2A/B/C/D/E)

Nel presente sottocapitolo sono riportate le sollecitazioni e le verifiche per le sezioni della trave interno curva.

8.6.1 Sezione 2a: Mezzeria Campata Corta

	T [kN]	M [kNm]
Strutturali	-351.00	-676.00
Perm. Portati	-137.00	-144.00
Ritiro iper	-60.00	-1'044.00
Traffico	-144.00	-2'459.00
ΔT Diff iper	-44.00	-959.00
Cedim.	146.00	2'543.00
Vento	0.00	-17.00
Fatica+	-1.00	684.00
Fatica-	-26.00	-444.00

Tabella 8-11 Sollecitazioni Sezione 2a

Combinazione SLU

Verifica a flessione

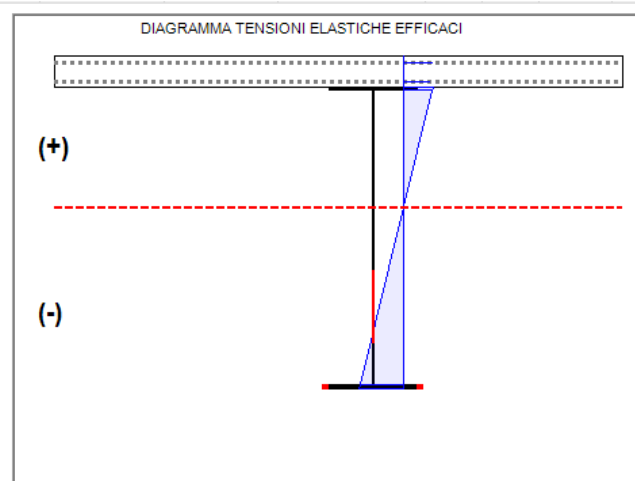
Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	146.88	2310	0.97	-0.83	4
Piattabanda superiore	17.1				1
Piattabanda inferiore	13.07				4
Classe della sezione					4

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-7.28E+6	MEd	5.39E+6	NEd	-7.28E+6
NRd	-5.58E+7	MRd	3.23E+7	MEd	5.39E+6
				MRd	3.34E+7
NEd/NRd	0.131	MEd/MRd	0.167	MEd/MR	0.161

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



Verifica a taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 8.807E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
146.875		56.282

=> **Verifica NECESSARIA**

a/hw = 1.478 lsl = 0E+00 mm⁴
 eta = 1.2 Ktausl = 0
 Epsw = 0.814 Ktau = 7.17

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.4E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.227E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.733E+5 \text{ N}$$

chiw = 0.461 Appoggio: NON RIGIDO
 lambda_w = 1.802 MEd,eq = 9.555E+6 Nm
 c = 913.793 Mf,Rd = 1.835E+7 Nm
 taucr = 63.15 N/mm² MEd/MfRd = 0.521

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.33 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.52 < 1$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.35 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

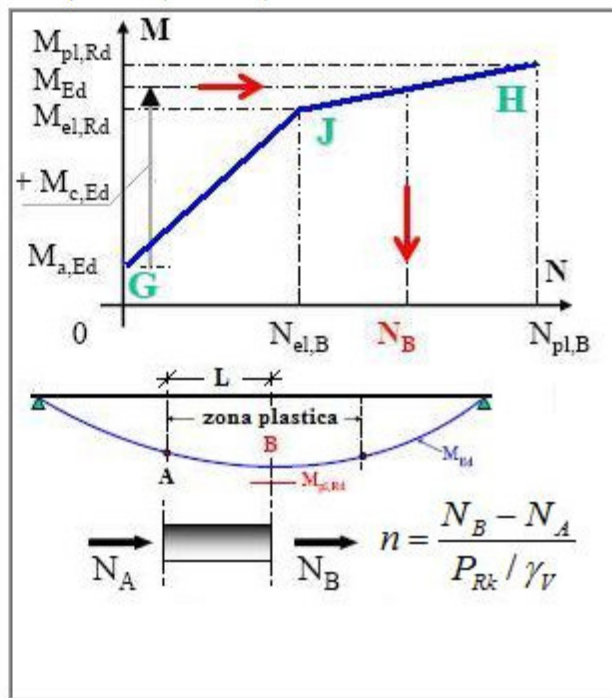
$v_{L,Ed}$	= 258	<	$n * P_{Rd}$	= 1642 N/mm
------------	-------	---	--------------	-------------

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	-1.85E+5	4.992E+7	1.332E+11	-69.3
2b	-7.2E+4	4.992E+7	1.332E+11	-27
2c	-1.752E+5	4.992E+7	1.332E+11	-65.7
3a	-3.168E+4	6.755E+7	1.582E+11	-13.5
3b	-1.944E+5	6.755E+7	1.582E+11	-83
Tot				-258.5

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Verifica stiffeners

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari

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

Stiffeners a T ed a L

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

Stiffeners verticali	
Check	0.898
Type	Vert. (R)
σ _{cr}	--
6f _y	--
IC _r	--
lw	--
IT	5.333E+5
IP	5.347E+7
IT/IP	0.01
σ _{cr}	0.000

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_{TW}^3 t_{TW}^3 / a^2 \quad a / h_{TW} < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_{TW}^3 t_{TW}^3 / a^2 \quad a / h_{TW} \geq \sqrt{2}$$

I_{st} = 4.247E+7 mm⁴ > I_{st} min = 7.219E+6 mm⁴

VERIFICA SODDISFATTA

a = 3474 mm hw = 2350 mm a/hw = 1.478

tw = 16 mm bw = 410.5 mm

A_{st} = 10568.6 mm² e₁ = 40.9 mm²

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima

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

Spostamento massimo

$$w \leq \frac{h_{TW}}{300}$$

σ_{max} = 0.5 < 322.7 N/mm²

w = 0 < 7.8 mm

VERIFICA SODDISFATTA

ΣN_{st,Ed} = N_{st,Ed} + ΔN_{st,Ed} = 0E+00 + 6.702E+4 = 6.702E+4 N

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

σ_m = 0.12 N/mm² σ_{cr(C)}/σ_{cr(P)} = 0.027 > 0.5

σ_{cr(P)} = 146.76 N/mm² σ_{cr(C)} = 3.95 N/mm²

N_{Ed} = 9.779E+5 N λ_w = 1.802 N_{cr,st} = 1.594E+7 N

e₁ = 40.9 mm e_{max} = 167.1 mm w₀ = 7.83 mm

δ_m = 0

(I_{vstmin} = 4.505E+5 mm⁴ u = 1.522)

Combinazione SLE Rara

Verifica tensionale

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	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	1.3	0.0	0.7	0.0	2.1	0.6	0.0	1.1	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	0.7	1.7	-26.0	12.3	12.5	30.0	-12.8	-11.3	6.8	5.9	29.1	79.9	79.9	0.22	σ 7
σ 6	0.0	0.6	1.5	-24.9	10.8	10.1	26.4	-14.2	-10.9	6.0	4.0	25.7	70.4	70.4	0.20	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	1.5	0.0	0.5	0.0	2.0	0.7	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	13.2	0.5	1.4	-24.6	10.4	9.4	25.4	-1.4	-10.8	5.7	3.4	24.7	80.9	80.9	0.23	σ 4
σ 3	13.1	0.5	1.4	-24.4	10.2	9.1	24.9	-1.7	-10.7	5.6	3.2	24.2	79.4	85.2	0.24	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-20.1	0.0	0.0	0.0	-20.1	-10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	43.0	0.12	σ 2
σ 1	-10.0	-1.7	-1.8	-6.2	-13.4	-29.2	-32.5	-47.1	-4.0	-7.4	-27.1	-31.6	-96.6	101.4	0.29	σ 1
σ 0	-10.2	-1.7	-1.9	-6.0	-13.7	-29.7	-33.3	-47.6	-3.9	-7.5	-27.5	-32.3	-98.9	98.9	0.28	σ 0
τ 4	0.0	-0.1	0.0	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.2	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.2	0.0	0.00	τ 4
τ 3	-6.0	-3.7	-3.1	-1.6	-1.4	-3.9	-3.3	-15.1	-0.7	-0.6	-4.0	-3.3	-17.7	0.0	0.00	τ 3
τ 2	-10.5	-3.8	-3.8	-1.7	-1.7	-4.0	-4.1	-20.0	-0.7	-0.7	-4.1	-4.0	-24.8	0.0	0.00	τ 2
τ 1	-7.9	-2.4	-2.7	-1.0	-1.2	-2.5	-2.8	-13.8	-0.4	-0.5	-2.4	-2.8	-17.8	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

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

Totale, estradosso = 2.14

Totale, intradosso = 2

=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 3.85

Totale, intradosso = 3.3

=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s. = 0.286

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

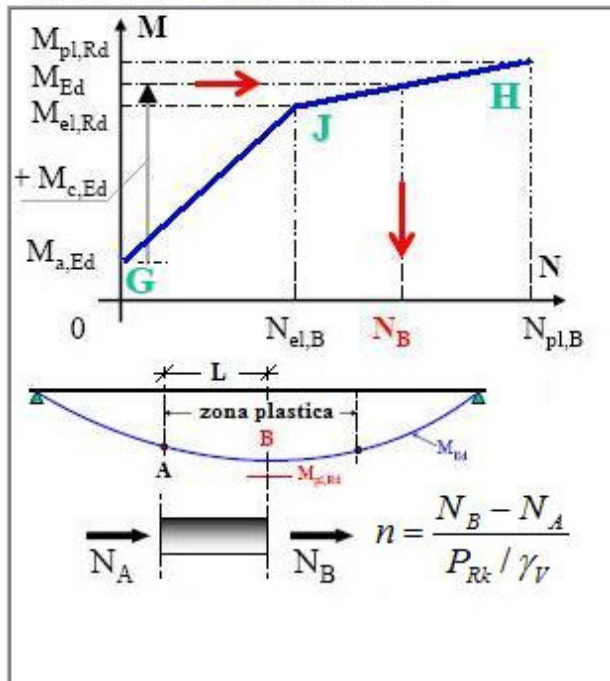
$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 122631 N
$v_{L,Ed} = 202$	< $K_s * n * P_{Rd} = 985 \text{ N/mm}$

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	-1.37E+5	5.865E+7	1.561E+11	-51.5
2b	-6E+4	5.865E+7	1.561E+11	-22.5
2c	-1.46E+5	5.865E+7	1.561E+11	-54.9
3a	-2.64E+4	8.214E+7	1.915E+11	-11.3
3b	-1.44E+5	8.214E+7	1.915E+11	-61.8
Tot				-202

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Frequente

Verifica di Web Breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2350
Sigma,sup	71.22
Sigma,inf	-95.89
Sigma,Ed	95.89
KSig	17.88
Sigcr0E	8.81
Tau,Ed	19.19
SigCr(P)	157.45
SigCr(C)	3.95
Csi	1
SigCr	157.45
KTau	7.17
KTausl	0
Web Bre...	0.695
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 =0.695

Verifica a Fatica

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	3.14	103.70	0.030
Plattabanda inferiore	25.13	103.70	0.242
Anima	1.64	103.70	0.016
Giunzione piattabanda superiore	3.14	54.72	0.057
Giunzione piattabanda inferiore	25.13	52.27	0.481
Attacco anima-piattabanda superiore	2.91	92.59	0.031
Attacco anima-piattabanda inferiore	24.78	92.59	0.268
Attacco irigidente verticale - anima	24.78	59.26	0.418

$\gamma_{FF} = 1$

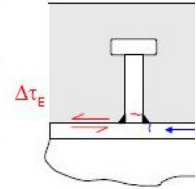
$\gamma_{Mf} = 1.35$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.31 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.144 > 2 \Rightarrow 2$ (Campata) (Momento)
 $2.514 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.333$ (Campata) (Taglio)

$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 102 \times 0.692 = 70.6 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $108 \times 0.684 = 73.9 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	2.8 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	3.1 < 59.3 N/mm ²
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0.05 + 0.03 = 0.08 < 1.3



VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 3.14 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 1.57 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 2.78 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 1.88 \text{ N/mm}^2$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.31 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.144 > 2 \Rightarrow 2$ (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.953 \times 1 \times 1 = 1.477$

Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mfs} = 1$

Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$

8.6.2 Sezione 2b: Passaggio C2-C3 Campata Corta

	T [kN]	M [kNm]
Strutturali	-723.00	-6'085.00
Perm. Portati	-279.00	-2'263.00
Ritiro iper	-64.00	-1'719.00
Traffico	-168.00	-4'098.00
ΔT Diff iper	-34.00	-1'353.00
Cedim.	174.00	4'110.00
Vento	1.00	-12.00
Fatica+	-54.00	286.00
Fatica-	-23.00	-700.00

Tabella 8-12 Sollecitazioni Sezione 2b

Combinazione SLU

Verifica a flessione

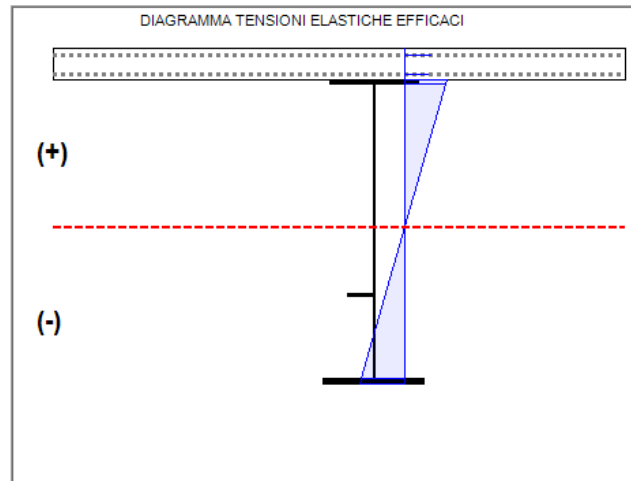
-Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	129.44	2160	0.91	-0.98	4
Piattabanda superiore	11.37				1
Piattabanda inferiore	9.78				3
Classe della sezione					4

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-7.28E+6	MEd	2.02E+7	NEd	-7.28E+6
NRd	-6.23E+7	MRd	3.92E+7	MEd	2.02E+7
				MRd	4.08E+7
NEd/NRd	0.117	MEd/MRd	0.516	MEd/MR	0.496

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



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
σ8	0.0	0.8	0.0	1.9	0.0	1.3	0.0	0.0	0.9	0.0	2.3	0.0	0.0	0.00	σ8
σ7	0.0	13.8	30.4	-25.7	20.5	22.2	49.0	99.9	-12.6	9.7	12.4	55.1	164.7	0.42	σ7
σ6	0.0	11.3	26.8	-25.0	18.1	18.3	43.3	88.3	-12.2	8.6	8.8	48.7	145.5	0.37	σ6
σ5	0.0	0.6	0.0	2.0	0.0	1.0	0.0	0.0	1.0	0.0	1.3	0.0	0.0	0.00	σ5
σ4	119.7	10.6	25.8	-24.8	17.4	17.2	41.7	204.6	-12.1	8.2	7.8	46.8	259.7	0.77	σ4
σ3	117.0	10.1	25.1	-24.6	16.9	16.4	40.5	199.5	-12.1	8.0	7.1	45.5	253.0	0.75	σ3
σ2	0.0	0.0	0.0	-21.7	0.0	0.0	0.0	0.0	-11.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ2
σ1	-93.5	-28.6	-31.4	-13.5	-21.2	-46.1	-50.7	-196.8	-6.3	-10.0	-49.6	-57.0	-263.8	0.78	σ1
σ0	-97.1	-29.2	-32.4	-13.3	-21.9	-47.2	-52.3	-203.6	-6.2	-10.3	-50.6	-58.7	-272.7	0.81	σ0

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

Totale, estradosso = 4.08
Totale, intradosso = 3.55
=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 7.3
Totale, intradosso = 5.85
=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 SODDISFATTA eta1= 0.806

Verifica a taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 9.824E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \epsilon_w \sqrt{K_c}$
129.444	>	68.057

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 1.491 |sl|= 4.511E+7 mm⁴
eta= 1.2 Ktausl= 9.956
Epsw= 0.814 Ktau= 10.485

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.939E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.939E+6 \text{ N}$$

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

chiw= 0.632 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw= 1.313 MEd,eq= 2.573E+7 Nm
c= 941.307 Mf,Rd= 2.438E+7 Nm
taucr= 118.89 N/mm² MEd/MfRd= 1.056

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.38 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 1.06 > 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.38 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

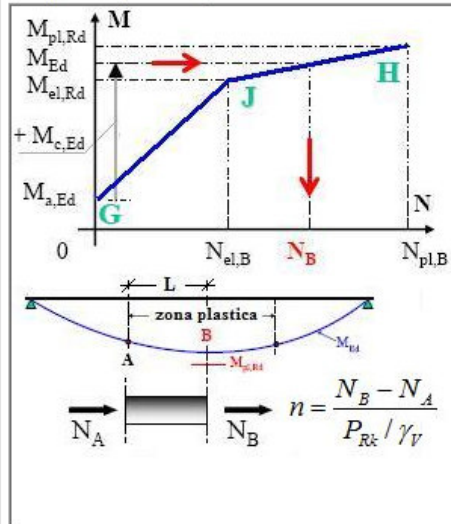
$$V_{L,Ed} = 333 < n^* P_{Rd} = 1642 \text{ N/mm}$$

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	-3.766E+5	6.387E+7	1.838E+11	-130.9
2b	-7.68E+4	6.387E+7	1.838E+11	-26.7
2c	-2.088E+5	6.387E+7	1.838E+11	-72.5
3a	-2.448E+4	9.358E+7	2.276E+11	-10.1
3b	-2.259E+5	9.358E+7	2.276E+11	-92.9
Tot				-333

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Verifica stiffeners

-Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari

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

Stiffeners a T ed a L

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

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

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

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

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

Ist = 4.559E+7 mm^4 > Ist min = 1.019E+7 mm^4

VERIFICA SODDISFATTA

a = 3474 mm hw = 2330 mm a/hw = 1.491

tw = 18 mm bw = 459.4 mm

Ast = 12268.4 mm^2 e1 = 35.5 mm^2

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima

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

Spostamento massimo

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

sigma_max = 2.1 < 322.7 N/mm^2

w = 0.2 < 7.8 mm

VERIFICA SODDISFATTA

ΣNst,Ed = Nst,Ed + ΔNst,Ed = 0E+00 + 3.478E+5 = 3.478E+5 N

Nst,Ed = Nst,ten + Nst,ex = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 N

σm = 0.632 N/mm^2 ocr(C)/ocr(P) = 0.914 => 0.914

ocr(P) = 1419.69 N/mm^2 ocr(C) = 1297.62 N/mm^2

NEd = 2.8E+6 N λw = 1.313 Ncr,st = 1.74E+7 N

e1 = 35.5 mm emax = 173.5 mm w0 = 7.77 mm

δm = 0

(Ivstmin = 2.363E+6 mm^4 u = 1.594)

Combinazione SLE Rara

Verifica tensionale

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	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	0.6	0.0	1.6	0.0	1.1	0.0	0.0	0.7	0.0	1.7	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	10.2	22.5	-21.4	17.1	18.5	40.9	80.5	-10.5	8.1	9.2	40.9	129.5	129.5	0.36	σ 7
σ 6	0.0	8.4	19.9	-20.8	15.1	15.3	36.2	71.2	-10.2	7.1	6.6	36.1	114.5	114.5	0.32	σ 6
σ 5	0.0	0.4	0.0	1.7	0.0	0.8	0.0	0.0	0.8	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	88.8	7.9	19.2	-20.6	14.6	14.4	34.8	157.4	-10.1	6.9	5.8	34.8	199.0	199.0	0.56	σ 4
σ 3	86.8	7.5	18.6	-20.5	14.2	13.7	33.8	153.5	-10.0	6.7	5.3	33.8	194.0	194.0	0.56	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-17.9	0.0	0.0	0.0	0.0	-9.4	0.0	0.0	0.0	0.0	63.0	0.18	σ 2
σ 1	-68.4	-20.8	-22.9	-10.9	-17.4	-37.7	-41.6	-150.3	-5.1	-8.2	-36.0	-41.5	-200.1	205.7	0.58	σ 1
σ 0	-71.1	-21.3	-23.6	-10.7	-17.9	-38.6	-42.9	-155.5	-5.0	-8.5	-36.7	-42.8	-206.8	206.8	0.58	σ 0
τ 4	0.0	-0.1	-0.1	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.1	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.2	0.0	0.00	τ 4
τ 3	-12.2	-6.5	-5.7	-1.5	-1.3	-4.1	-3.6	-22.8	-0.5	-0.4	-4.1	-3.4	-26.6	0.0	0.00	τ 3
τ 2	-18.9	-6.8	-6.9	-1.6	-1.6	-4.2	-4.3	-31.7	-0.5	-0.5	-4.1	-4.1	-36.4	0.0	0.00	τ 2
τ 1	-14.7	-4.6	-5.1	-1.1	-1.2	-2.9	-3.2	-24.2	-0.3	-0.4	-2.6	-3.1	-27.6	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

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

Totale, estradosso = 3.33

Totale, intradosso = 2.91

=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm^2):

Totale, estradosso = 5.79

Totale, intradosso = 4.72

=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s. = 0.583

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

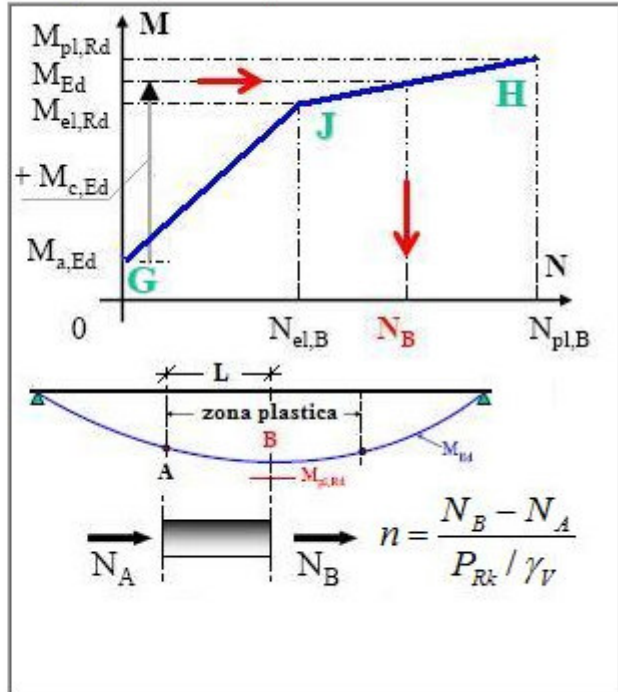
$$v_{L,Ed} = 257 < K_s * n * P_{Rd} = 985 \text{ N/mm}$$

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	-2.79E+5	6.48E+7	1.861E+11	-97.1
2b	-6.4E+4	6.48E+7	1.861E+11	-22.3
2c	-1.74E+5	6.48E+7	1.861E+11	-60.6
3a	-2.04E+4	9.531E+7	2.313E+11	-8.4
3b	-1.674E+5	9.531E+7	2.313E+11	-69
Tot				-257.4

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Frequente

Verifica di Web Breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2330
Sigma,sup	184.36
Sigma,inf	-188.24
Sigma,Ed	188.24
KSig	23.35
Sigcr0E	11.34
Tau,Ed	29.24
SigCr(P)	1424.2
SigCr(C)	1301.72
Csi	0.094
SigCr	1323.68
KTau	10.48
KTausl	9.96
Web Bre...	0.306
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	1670	660
Sigma,sup	184.36	-82.7
Sigma,inf	-82.7	-188.24
Sigma,Ed	82.7	188.24
Tau,Ed	29.24	29.24
Sigcr0E	22.07	141.32
psi	-2.229	0.439
KSig	62.4	5.5
Sigcr	1376.45	778.1
KTau	6.26	5.48
Taucr	138.27	775.06
Web Bre...	0.24	0.245
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 =0.306

Verifica a Fatica

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	2.81	103.70	0.027
Plattabanda inferiore	17.65	103.70	0.170
Anima	1.78	103.70	0.017
Giunzione piattabanda superiore	2.81	37.64	0.075
Giunzione piattabanda inferiore	17.65	33.65	0.525
Attacco anima-piattabanda superiore	2.55	92.59	0.028
Attacco anima-piattabanda inferiore	17.31	92.59	0.187
Attacco irigidente verticale - anima	17.31	59.26	0.292

$\gamma_{Pf} = 1$

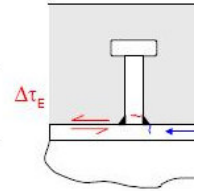
$\gamma_{Mf} = 1.35$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.31 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.144 > 2 \Rightarrow 2$ (Campata) (Momento)
 $2.514 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.333$ (Campata) (Taglio)

$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 89 \times 0.51 = 45.4 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $94 \times 0.541 = 50.8 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{Pf} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	$3.3 < 90 \text{ N/mm}^2$
$\gamma_{Pf} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	$2.8 < 59.3 \text{ N/mm}^2$
$\frac{\gamma_{Pf} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Pf} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	$0.05 + 0.04 = 0.08 < 1.3$



VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 2.81 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 1.4 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 3.31 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 2.24 \text{ N/mm}^2$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.31 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.144 > 2 \Rightarrow 2$ (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.953 \times 1 \times 1 = 1.477$

Pioli: $\gamma_{Pf} = 1$ $\gamma_{Mfs} = 1$

Carpenteria: $\gamma_{Pf} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$

8.6.3 Sezione 2c: Appoggio Pila

	T [kN]	M [kNm]
Strutturali	1'042.00	-11'091.00
Perm. Portati	406.00	-4'127.00
Ritiro iper	63.00	-2'280.00
Traffico	741.00	-6'165.00
ΔT Diff iper	46.00	-1'722.00
Cedim.	-210.00	-5'640.00
Vento	6.00	-16.00
Fatica+	0.00	0.00
Fatica-	74.00	-792.00

Tabella 8-13 Sollecitazioni Sezione 2b

Combinazione SLU

Verifica a flessione

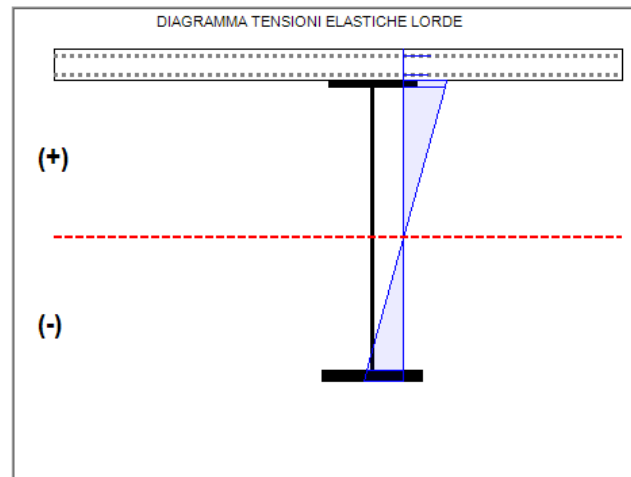
Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	102.73	1769	0.75	-1.13	3
Piattabanda superiore	5.65				1
Piattabanda inferiore	4.86				1
Classe della sezione					3

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-7.28E+6	MEd	3.37E+7	NEd	-7.28E+6
NRd	-8.08E+7	MRd	5.94E+7	MEd	3.37E+7
				MRd	6.21E+7
NEd/NRd	0.09	MEd/MRd	0.568	MEd/MR	0.543

Fase 1: Piatt. Sup. in Cl. 1, Anima in Cl. 2, Piatt. Inf. in Cl. 1



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	2.3	0.0	1.5	0.0	0.0	1.1	0.0	2.9	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	20.4	38.2	-19.6	18.8	24.8	46.4	103.3	-11.2	8.5	16.2	57.1	168.9	0.43	σ 7
σ 6	0.0	17.5	34.1	-19.1	16.8	21.3	41.5	92.3	-10.8	7.6	12.8	51.1	151.0	0.39	σ 6
σ 5	0.0	0.9	0.0	2.3	0.0	1.1	0.0	0.0	1.2	0.0	2.0	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	126.3	16.7	33.0	-19.0	16.2	20.2	40.0	215.5	-10.7	7.3	11.8	49.3	272.2	0.85	σ 4
σ 3	120.8	15.5	31.3	-18.7	15.4	18.8	38.0	205.4	-10.6	7.0	10.4	46.8	259.2	0.81	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-16.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-9.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 2
σ 1	-89.5	-29.4	-31.5	-10.9	-15.5	-35.7	-38.3	-174.8	-4.7	-7.0	-42.2	-47.2	-228.9	0.72	σ 1
σ 0	-96.9	-31.0	-33.7	-10.6	-16.6	-37.6	-41.0	-188.2	-4.5	-7.5	-44.0	-50.5	-246.2	0.77	σ 0

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

Totale, estradosso = 4.94
Totale, intradosso = 4.38
=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 9
Totale, intradosso = 7.58
=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 SODDISFATTA
eta1= 0.853

Verifica a taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.165E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
102.727		57.8

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 1.342 Isl= 0E+00 mm⁴
eta= 1.2 Ktausl= 0
Epsw= 0.814 Ktau= 7.562

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 6.586E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 6.586E+6 \text{ N}$$

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

chiw= 0.711 Appoggio: RIGIDO
lambdaw= 1.227 MEdeq= 4.601E+7 Nm
c= 966.591 Mf,Rd= 4.544E+7 Nm
taucr= 136.16 N/mm² MEd/MfRd= 1.012

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.5 <= 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 1.01 > 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.5 > 0.5$$

C'E' INTERAZIONE

$$\eta_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 = 0.853 <= 1.0$$

$\eta_1 = \max(\eta_{1i}) = 0.853$
VERIFICA SODDISFATTA

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

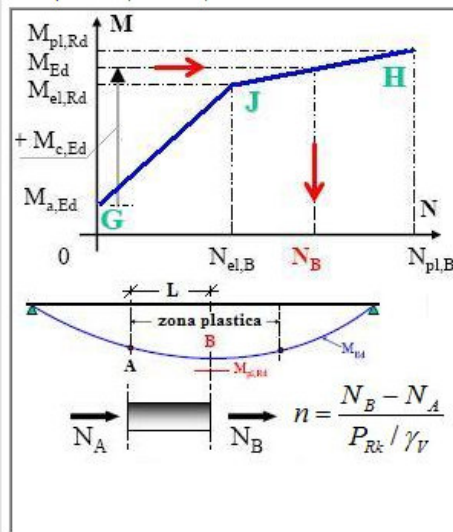
$V_{L,Ed} = 636 < n^* P_{Rd} = 2190 \text{ N/mm}$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n= 20 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	5.481E+5	8.065E+7	2.808E+11	157.4
2b	7.56E+4	8.065E+7	2.808E+11	21.7
2c	2.52E+5	8.065E+7	2.808E+11	72.4
3a	3.312E+4	1.326E+8	3.585E+11	12.2
3b	1.006E+6	1.326E+8	3.585E+11	371.9
Tot				635.7

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Rara

Verifica tensionale

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	Sig Id	c. u.	id
σ8	0.0	0.9	0.0	1.9	0.0	1.2	0.0	0.0	0.9	0.0	2.2	0.0	0.0	0.0	0.00	σ8
σ7	0.0	15.1	28.3	-16.3	15.6	20.7	38.7	82.6	-9.3	7.1	12.0	42.3	132.0	132.0	0.37	σ7
σ6	0.0	13.0	25.3	-15.9	14.0	17.7	34.5	73.8	-9.0	6.3	9.5	37.8	117.9	117.9	0.33	σ6
σ5	0.0	0.7	0.0	1.9	0.0	0.9	0.0	0.0	1.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.00	σ5
σ4	93.6	12.3	24.4	-15.8	13.5	16.9	33.4	164.8	-8.9	6.1	8.7	36.5	207.5	207.5	0.62	σ4
σ3	89.5	11.5	23.2	-15.6	12.8	15.7	31.7	157.1	-8.8	5.8	7.7	34.7	197.6	210.1	0.63	σ3
σ2	0.0	0.0	0.0	-13.4	0.0	0.0	0.0	0.0	-7.8	0.0	0.0	0.0	0.0	88.8	0.25	σ2
σ1	-66.3	-21.8	-23.3	-9.1	-12.9	-29.7	-31.9	-134.4	-3.9	-5.8	-31.2	-34.9	-175.2	190.8	0.57	σ1
σ0	-71.8	-22.9	-25.0	-8.9	-13.8	-31.3	-34.1	-144.8	-3.7	-6.3	-32.6	-37.4	-188.4	188.4	0.56	σ0
τ4	0.0	0.2	0.1	0.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.4	0.1	0.3	0.0	0.00	τ4
τ3	16.4	7.5	6.9	1.2	1.1	3.9	3.6	28.0	0.5	0.5	14.4	12.7	41.2	0.0	0.00	τ3
τ2	21.9	8.0	8.2	1.2	1.3	4.1	4.3	35.6	0.5	0.6	14.6	15.1	51.2	0.0	0.00	τ2
τ1	18.9	6.4	6.9	1.0	1.1	3.3	3.6	30.4	0.4	0.5	11.2	12.7	43.6	0.0	0.00	τ1
τ0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ0

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

Totale, estradosso = 4
Totale, intradosso = 3.56
=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 7.12
Totale, intradosso = 6.05
=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.627

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

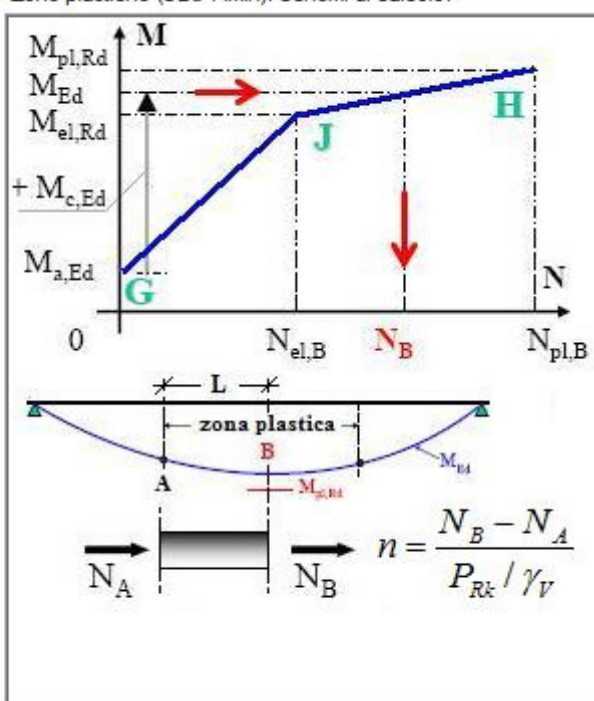
$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 122631 N
$v_{L,Ed} = 481$	< $K_s * n * P_{Rd} = 1314$ N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 20 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	4.06E+5	8.065E+7	2.808E+11	116.6
2b	6.3E+4	8.065E+7	2.808E+11	18.1
2c	2.1E+5	8.065E+7	2.808E+11	60.3
3a	2.76E+4	1.326E+8	3.585E+11	10.2
3b	7.446E+5	1.326E+8	3.585E+11	275.3
Tot				480.6

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Frequente

Verifica di Web Breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2260
Sigma,sup	187.91
Sigma,inf	-165.45
Sigma,Ed	165.45
KSig	27.28
Sigcr0E	18
Tau,Ed	41.84
SigCr(P)	491.11
SigCr(C)	9.81
Csi	1
SigCr	491.11
KTau	7.56
KTausl	0
Web Bre...	0.477
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 =0.477

Verifica a Fatica

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	1.91	103.70	0.018
Plattabanda inferiore	7.14	103.70	0.069
Anima	2.34	103.70	0.023
Giunzione plattabanda superiore	1.91	27.72	0.069
Giunzione plattabanda inferiore	7.14	24.78	0.288
Attacco anima-plattabanda superiore	1.69	92.59	0.018
Attacco anima-plattabanda inferiore	6.84	92.59	0.074
Attacco irrigidente verticale - anima	6.84	59.26	0.115

$\gamma_{FF} = 1$

$\gamma_{Mf} = 1.35$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 1.84 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.707 < 2.052$ (Appoggio) (Momento)

$1.74 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.615$ (Appoggio) (Taglio)

$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 89 \times 0.376 = 33.5 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)

$94 \times 0.398 = 37.4 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	$5.3 < 90 \text{ N/mm}^2$
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	$1.9 < 59.3 \text{ N/mm}^2$
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	$0.03 + 0.06 = 0.09 < 1.3$

VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \cdot \Delta\sigma_p = 1.91 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 1.12 \text{ N/mm}^2$

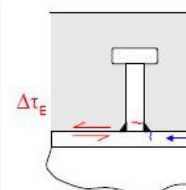
$\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \cdot \Delta\tau_p = 5.32 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 3.6 \text{ N/mm}^2$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 1.84 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.707 < 2.052$ (Appoggio)

$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.953 \times 1 \times 1 = 1.477$

Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mfs} = 1$

Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$



8.6.4 Sezione 2d: Mezzeria Campata Lunga

	T [kN]	M [kNm]
Strutturali	209.00	7'364.00
Perm. Portati	71.00	3'329.00
Ritiro iper	47.00	-1'154.00
Traffico	75.00	7'973.00
ΔT Diff iper	32.00	-987.00
Cedim.	-93.00	2'760.00
Vento	0.00	10.00
Fatica+	12.00	1'129.00
Fatica-	6.00	-165.00

Tabella 8-14 Sollecitazioni Sezione 2d

Combinazione SLU

Verifica a flessione

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

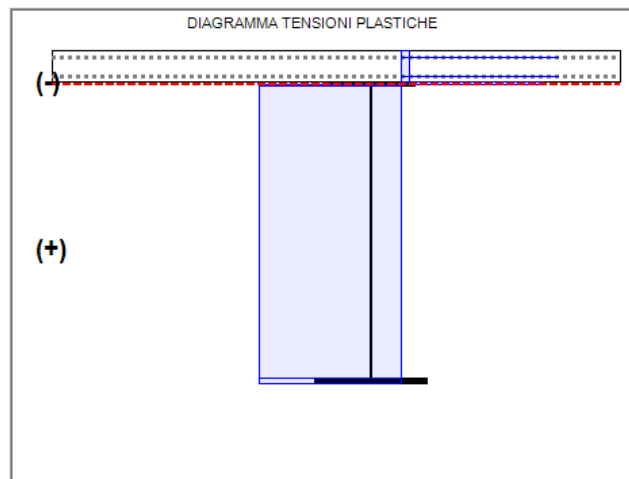
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	145.62	2381	0	-1.12	1
Piattabanda superiore	11.4				1
Piattabanda inferiore	11.05				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-7.28E+6	MEd	-3.11E+7	NEd	-7.28E+6
NRd	-6.21E+7	MRd	-4.78E+7	MEd	-3.11E+7
				MRd	-5.03E+7
NEd/NRd	0.117	MEd/MRd	0.65	MEd/MR	0.619

=> Verifica plastica SODDISFATTA

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



Verifica a taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 8.732E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.203E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.112E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 9.097E+4 \text{ N}$$

chiw= 0.448 Appoggio: NON RIGIDO
 lambda_w= 1.852 MEd= -3.111E+7 Nm
 c= 1117.713 Mf,Rd= -3.52E+7 Nm
 taucr= 59.75 N/mm² MEd/MfRd= 0.884

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.21 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.88 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.22 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$
145.625	>	54.28

=> **Verifica NECESSARIA**

a/hw= 1.735 Isl= 0E+00 mm⁴
 eta= 1.2 Ktausl= 0
 Fnsw= 0.814 Ktau= 6.669

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

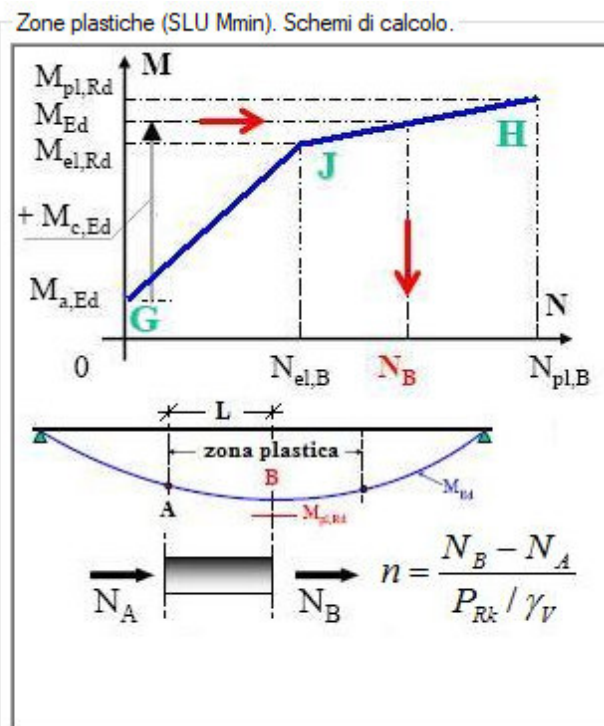
$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$v_{L,Ed}$	= 141	<	$n * P_{Rd}$	= 1642 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	9.585E+4	6.686E+7	1.945E+11	33
2b	5.64E+4	6.686E+7	1.945E+11	19.4
2c	1.116E+5	6.686E+7	1.945E+11	38.4
3a	2.304E+4	9.819E+7	2.425E+11	9.3
3b	1.012E+5	9.819E+7	2.425E+11	41
Tot				141



Combinazione SLE Rara

Verifica tensionale

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	Sig Id	c. u.	id
σ8	0.0	-0.9	0.0	1.4	0.0	-0.7	0.0	-0.2	0.6	0.0	-3.3	0.0	-2.8	2.8	0.13	σ8
σ7	0.0	-14.8	-33.0	-24.2	11.5	-12.3	-27.4	-51.3	-11.1	5.9	-17.5	-79.2	-79.8	79.8	0.22	σ7
σ6	0.0	-12.3	-29.3	-23.2	10.2	-10.2	-24.3	-45.6	-10.6	5.2	-12.7	-70.3	-68.9	68.9	0.19	σ6
σ5	0.0	-0.6	0.0	1.5	0.0	-0.5	0.0	0.4	0.8	0.0	-1.9	0.0	-0.7	0.7	0.04	σ5
σ4	-109.3	-11.6	-28.3	-22.9	9.8	-9.6	-23.4	-153.3	-10.5	5.0	-11.3	-67.8	-175.1	175.1	0.49	σ4
σ3	-106.9	-11.0	-27.5	-22.7	9.5	-9.2	-22.8	-149.8	-10.4	4.9	-10.3	-65.9	-170.5	171.8	0.48	σ3
σ2	0.0	0.0	0.0	-18.0	0.0	0.0	0.0	-18.0	-9.4	0.0	0.0	0.0	-27.4	37.0	0.10	σ2
σ1	77.0	28.8	31.5	-5.8	-10.9	23.9	26.1	124.0	-3.2	-5.6	66.4	75.6	187.1	188.1	0.53	σ1
σ0	80.2	29.5	32.5	-5.5	-11.3	24.5	27.0	128.7	-3.1	-5.8	67.7	78.0	193.3	193.3	0.54	σ0
τ4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.00	τ4
τ3	4.0	1.8	1.6	1.2	1.1	2.4	2.1	9.5	0.5	0.4	2.0	1.7	12.1	0.0	0.00	τ3
τ2	6.1	1.9	2.0	1.3	1.3	2.5	2.6	11.8	0.5	0.5	2.0	2.1	14.4	0.0	0.00	τ2
τ1	5.0	1.4	1.5	0.9	1.0	1.8	2.0	9.2	0.4	0.4	1.4	1.6	11.0	0.0	0.00	τ1
τ0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ0

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

Totale, estradosso = -0.17
 Totale, intradosso = 0.37
 => Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = -2.77
 Totale, intradosso = -0.74
 => Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0.544

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

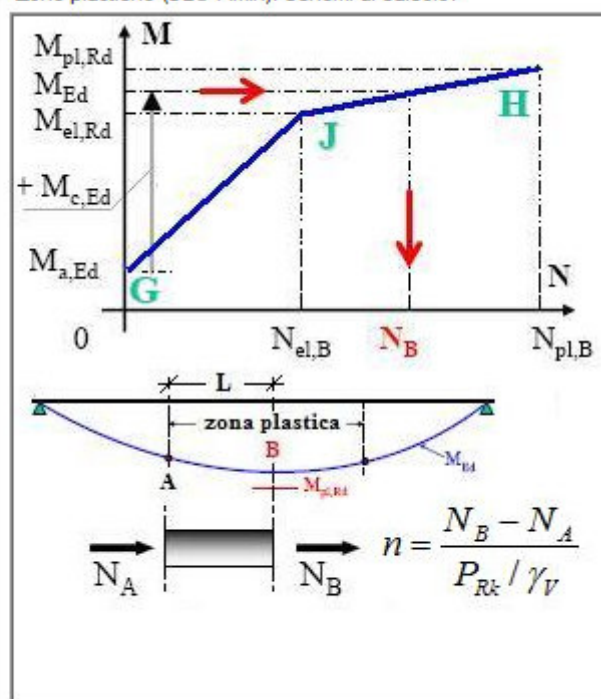
$$v_{L,Ed} = 111 < K_s * n * P_{Rd} = 985 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 15 N°pioli/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	S _{sy(4)}	J _y	vL,Ed
2a	7.1E+4	6.686E+7	1.945E+11	24.4
2b	4.7E+4	6.686E+7	1.945E+11	16.2
2c	9.3E+4	6.686E+7	1.945E+11	32
3a	1.92E+4	9.819E+7	2.425E+11	7.8
3b	7.5E+4	9.819E+7	2.425E+11	30.4
Tot				110.7

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Frequente

Verifica di Web Breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2330
Sigma,sup	-176.02
Sigma,inf	169.88
Sigma,Ed	176.02
KSig	22.99
Sigcr0E	8.96
Tau,Ed	11.92
SigCr(P)	205.98
SigCr(C)	2.92
Csi	1
SigCr	205.98
KTau	6.67
KTausl	0
Web Bre...	0.882
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 =0.882

Verifica a Fatica

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Piattabanda superiore	3.59	103.70	0.035
Piattabanda inferiore	21.49	103.70	0.207
Anima	0.37	103.70	0.004
Giunzione piattabanda superiore	3.59	77.14	0.046
Giunzione piattabanda inferiore	21.49	68.78	0.312
Attacco anima-piattabanda superiore	3.27	92.59	0.035
Attacco anima-piattabanda inferiore	21.07	92.59	0.228
Attacco imigidente verticale - anima	21.07	59.26	0.356

$\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MF} = 1.35$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.11 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.958 < 2$ (Campata) (Momento)
 $2.434 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.259$ (Campata) (Taglio)

$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 102 \times 0.91 = 92.8 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)

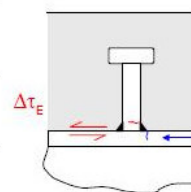
$108 \times 0.964 = 104.1 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{MF,s}}$	0.6 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{MF}}$	3.6 < 59.3 N/mm ² (*)
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{MF}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{MF,s}} \leq 1.3$	0.06 + 0.01 = 0.07 < 1.3 (*)

VERIFICA SODDISFATTA

(*) Verifiche non significative (Flangia)



$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 3.59 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 1.83 \text{ N/mm}^2$

$\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 0.63 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 0.43 \text{ N/mm}^2$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.11 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.958 < 2$ (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.953 \times 1 \times 1 = 1.477$

Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MFs} = 1$

Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MF} = 1.35$

8.6.5 Sezione 2e: Appoggio Spalla Campata Lunga

	T [kN]	M [kNm]
Strutturali	-765.00	406.00
Perm. Portati	-282.00	146.00
Ritiro iper	32.00	-26.00
Traffico	-532.00	232.00
ΔT Diff iper	54.00	-36.00
Cedim.	-79.00	70.00
Vento	3.00	0.00
Fatica+	6.00	-3.00
Fatica-	-86.00	50.00

Tabella 8-15 Sollecitazioni Sezione 2e

Combinazione SLU

Verifica a flessione

-Classificazione e verifica plastica in Fase 3

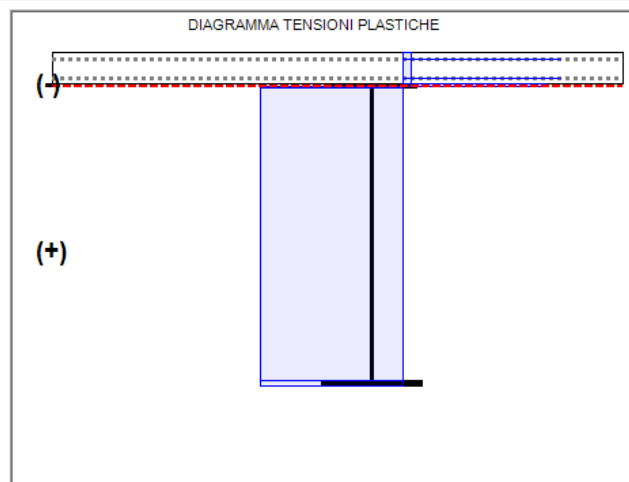
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	116.5	2377	0	-0.37	1
Piattabanda superiore	11.33				1
Piattabanda inferiore	9.75				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

	Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-7.28E+6	MEd	-5.73E+6	NEd	-7.28E+6	
NRd	-6.39E+7	MRd	-4.84E+7	MEd	-5.73E+6	
				MRd	-5.08E+7	
NEd/NRd	0.114	MEd/MRd	0.118	MEd/MR	0.113	

=> Verifica plastica SODDISFATTA

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



Verifica a taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.092E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \epsilon_w \sqrt{K_z}$
116.5		54.486

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 1.703 Isl= 0E+00 mm⁴
eta= 1.2 Ktausl= 0
Epsw= 0.814 Ktau= 6.72

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.841E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.466E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 3.748E+5 \text{ N}$$

chiw= 0.629 Appoggio: RIGIDO
lambdaw= 1.476 MEd= -5.728E+6 Nm
c= 1066.576 Mf,Rd= -3.192E+7 Nm
taucr= 94.07 N/mm² MEd/MfRd= 0.179

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.39 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.18 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.41 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

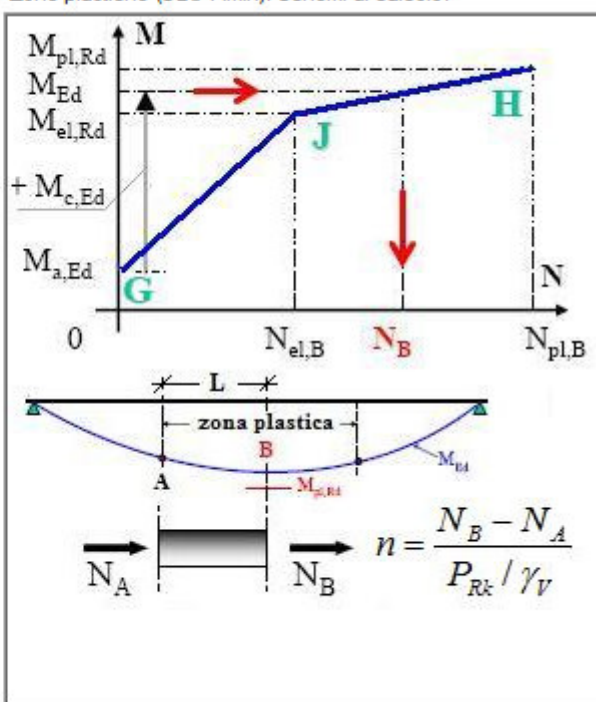
$$v_{L,Ed} = 478 < n * P_{Rd} = 2190 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n= 20 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	-3.807E+5	6.596E+7	1.896E+11	-132.5
2b	0E+00	6.596E+7	1.896E+11	0
2c	-9.48E+4	6.596E+7	1.896E+11	-33
3a	-3.888E+4	9.805E+7	2.369E+11	-16.1
3b	-7.155E+5	9.805E+7	2.369E+11	-296.1
Tot				-477.7

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Verifica stiffeners

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari

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

Stiffeners a T ed a L

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

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

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

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

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

$$I_{st} = 4.84E+7 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 1.398E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 3967 \text{ mm} \quad h_w = 2330 \text{ mm} \quad a/h_w = 1.703$$

$$t_w = 20 \text{ mm} \quad b_w = 508.2 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 14163.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 31.1 \text{ mm}^2$$

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima

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

Spostamento massimo

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

$$\sigma_{max} = 0.3 < 322.7 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 0 < 7.8 \text{ mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 0E+00 + 5.392E+4 = 5.392E+4 \text{ N}$$

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

$$\sigma_m = 0.098 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr(C)}/\sigma_{cr(P)} = 0 > 0.5$$

$$\sigma_{cr(P)} = 1E+300 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr(C)} = 4.74 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Ed} = 9.06E+5 \text{ N} \quad \lambda_w = 1.476 \quad N_{cr,st} = 1.848E+7 \text{ N}$$

$$e_1 = 31.1 \text{ mm} \quad e_{max} = 178.9 \text{ mm} \quad w_0 = 7.77 \text{ mm}$$

$$\delta_m = 0$$

$$(I_{vstmin} = 3.734E+5 \text{ mm}^4 \quad u = 1.644)$$

Combinazione SLE Rara

Verifica tensionale

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	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	1.2	0.0	0.0	0.0	1.1	0.4	0.0	-0.1	0.0	1.4	1.4	0.07	σ 8
σ 7	0.0	-0.7	-1.4	-28.7	0.3	-0.3	-0.7	-29.7	-12.2	0.2	-0.5	-2.3	-42.4	42.4	0.12	σ 7
σ 6	0.0	-0.5	-1.3	-26.8	0.2	-0.3	-0.6	-27.6	-11.4	0.2	-0.4	-2.0	-39.4	39.4	0.11	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0	0.0	1.3	0.7	0.0	-0.1	0.0	1.9	1.9	0.09	σ 5
σ 4	-5.8	-0.5	-1.2	-26.2	0.2	-0.2	-0.6	-32.8	-11.2	0.2	-0.3	-1.9	-44.3	44.3	0.12	σ 4
σ 3	-5.6	-0.5	-1.2	-25.8	0.2	-0.2	-0.6	-32.2	-11.0	0.2	-0.3	-1.9	-43.5	69.5	0.20	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	-17.5	0.0	0.0	0.0	-17.5	-9.3	0.0	0.0	0.0	-26.7	72.1	0.20	σ 2
σ 1	4.5	1.3	1.4	4.9	-0.3	0.6	0.7	11.3	2.0	-0.2	2.0	2.3	15.3	48.8	0.14	σ 1
σ 0	4.7	1.3	1.5	5.4	-0.3	0.6	0.7	12.1	2.2	-0.2	2.0	2.4	16.3	16.3	0.05	σ 0
τ 4	0.0	-0.1	-0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.2	0.0	0.0	-0.3	-0.1	-0.5	0.0	0.00	τ 4
τ 3	-11.3	-5.9	-5.1	0.0	0.0	-1.7	-1.4	-18.8	-0.7	-0.6	-11.7	-9.6	-31.3	0.0	0.00	τ 3
τ 2	-18.1	-6.2	-6.3	0.0	0.0	-1.7	-1.8	-26.1	-0.7	-0.7	-11.9	-11.9	-38.7	0.0	0.00	τ 2
τ 1	-13.8	-4.1	-4.5	0.0	0.0	-1.1	-1.3	-19.0	-0.4	-0.5	-7.3	-8.5	-26.7	0.0	0.00	τ 1
τ 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	τ 0

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

Totale, estradosso = 1.12

Totale, intradosso = 1.32

=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

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

Totale, estradosso = 1.45

Totale, intradosso = 1.92

=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s. = 0.203

Verifica pioli

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

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

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

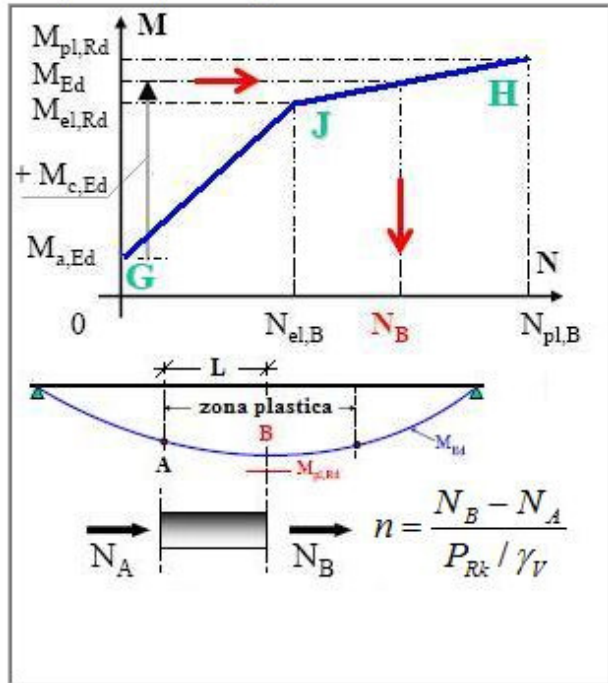
$$v_{L,Ed} = 358 < K_s * n * P_{Rd} = 1314 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d = 22 mm n = 20 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	-2.82E+5	6.596E+7	1.896E+11	-98.1
2b	0E+00	6.596E+7	1.896E+11	0
2c	-7.9E+4	6.596E+7	1.896E+11	-27.5
3a	-3.24E+4	9.805E+7	2.369E+11	-13.4
3b	-5.302E+5	9.805E+7	2.369E+11	-219.4
Tot				-358.5

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Combinazione SLE Frequente

Verifica di Web Breathing

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2330
Sigma,sup	-43.73
Sigma,inf	12.33
Sigma,Ed	43.73
KSig	10.36
Sigcr0E	14
Tau,Ed	29.59
SigCr(P)	145.06
SigCr(C)	4.74
Csi	1
SigCr	145.06
KTau	6.72
KTausl	0
Web Bre...	0.459
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 = 0.459

Verifica a Fatica

Acciaio strutturale

Detail	gF'DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Piattabanda superiore	0.15	103.70	0.001
Piattabanda inferiore	0.90	103.70	0.009
Anima	4.64	103.70	0.045
Giunzione piattabanda superiore	0.15	77.14	0.002
Giunzione piattabanda inferiore	0.90	68.78	0.013
Attacco anima-piattabanda superiore	0.14	92.59	0.001
Attacco anima-piattabanda inferiore	0.88	92.59	0.010
Attacco imdigente verticale - anima	0.88	59.26	0.015

$\gamma_{FF} = 1$

$\gamma_{Mf} = 1.35$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.11 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.958 < 2$ (Campata) (Momento)
 $2.434 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 2.259$ (Campata) (Taglio)

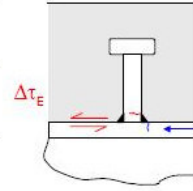
$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 102 \times 0.91 = 92.8 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $108 \times 0.964 = 104.1 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	$7.4 < 90 \text{ N/mm}^2$
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	$0.2 < 59.3 \text{ N/mm}^2$ (*)
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	$0 + 0.08 = 0.08 < 1.3$ (*)

VERIFICA SODDISFATTA

(*) Verifiche non significative (Flangia)



$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \Delta\sigma_p = 0.15 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 0.08 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 7.4 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 5.01 \text{ N/mm}^2$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.11 \times 0.928 \times 1 \times 1 = 1.958 < 2$ (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.953 \times 1 \times 1 = 1.477$

Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mfs} = 1$

Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$

9 DIAFRAMMI E CONTROVENTI

Essendo l'impalcato in curva e la lunghezza delle travi differenti si è pensato di realizzare una struttura a cassone, tipo Bredt, così da assicurare un caricamento più uniforme fra le varie travi e assorbire meglio eventuali carichi eccentrici. Il cassone, oltre alle travi, sarà quindi composto da due elementi principali: i diaframmi e i controventi di torsione. I diaframmi a loro volta saranno poi composti da un corrente inferiore, uno superiore e dai diagonali, quelli di spalla e di pila saranno invece in parete piena e avranno forma ad IPE. Le caratteristiche dei suddetti elementi sono definite nel sottocapitolo 1.1.

Per il dimensionamento e la verifica dei diaframmi e dei controventi sono stati utilizzati i modelli di calcolo tridimensionali agli elementi finiti, i quali schematizzano la reale geometria dell'impalcato e tengono in conto della presenza di tutti gli elementi in acciaio e in calcestruzzo strutturali dell'opera: travi, irrigidimenti, diaframmi, controventi e soletta. Per i traversi di spalla e di pila invece sono stati utilizzati i modelli piani così da poter ricavare le sollecitazioni in modo più agevole, le verifiche sono poi state condotte manualmente. Di seguito sono riportate alcune immagini rappresentanti gli elementi in questione.

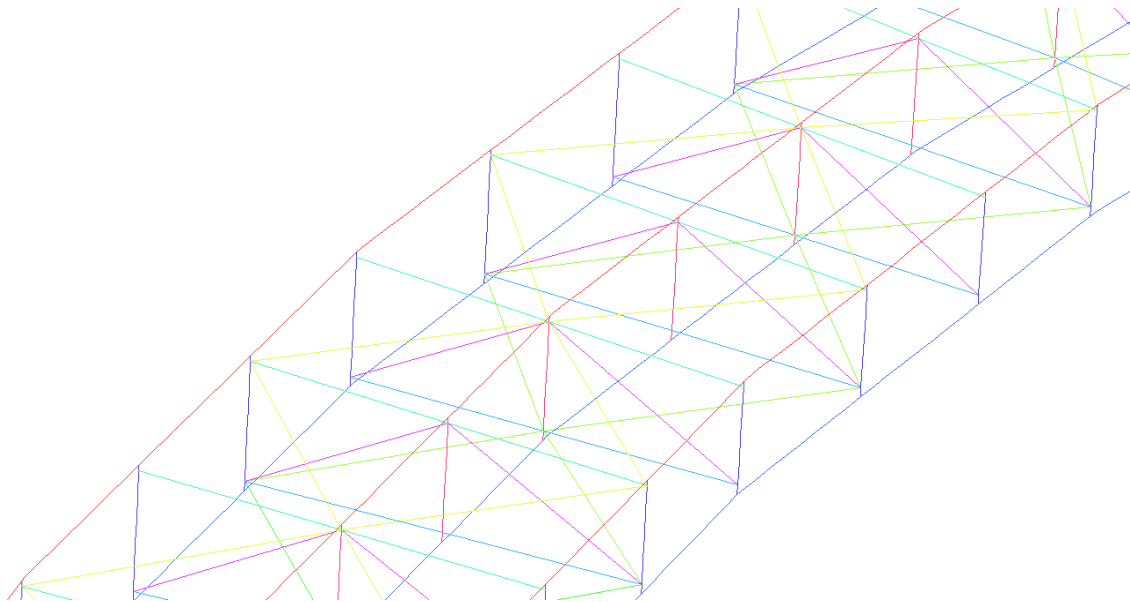


Figura 9-1 Dettaglio Elementi in Acciaio Modello 3D

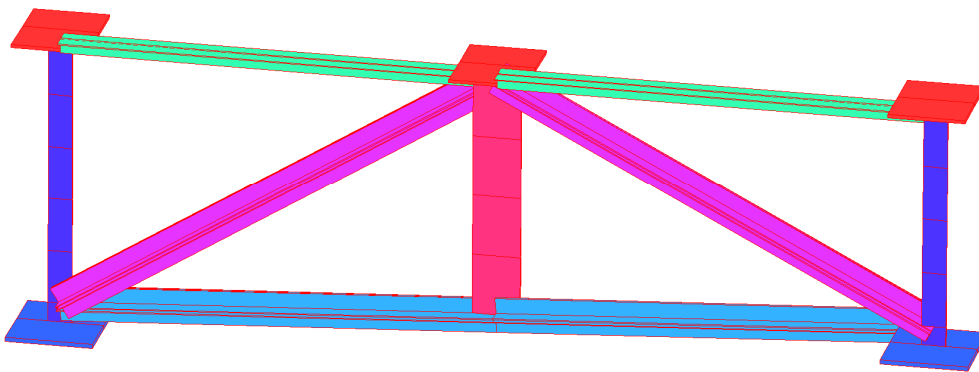


Figura 9-2 Dettaglio Traverso Intermedio (Diaframma) Modello 3D

Ogni elemento considerato è stato verificato secondo la configurazione di carico più sollecitante che poteva ricevere data la sua posizione e la combinazione di carico SLU, in quanto considerata la più gravosa.

Per ottenere le sollecitazioni, sono state sommate quelle presenti sui vari elementi derivanti dai modelli con n differente, rappresentanti cioè o le diverse fasi di costruzione dell'opera o la velocità di applicazione dei carichi. Alle sollecitazioni fornite dai pesi propri e dai carichi non strutturali sono quindi state aggiunte quelle prodotte da vento e traffico. Per considerare quest'ultimo sono quindi state risolte le linee d'influenza, relative alle solo corsie 1 e 2 con i relativi carichi posti eccentricamente a lato trave esterno curva, così da massimizzare l'effetto torcente prodotto dal traffico e quindi le sollecitazioni nei diaframmi e nei controventi. Una volta risolte le linee d'influenza sono stati generati i load cases tramite Straus7, richiedendo di massimizzare lo sforzo assiale nell'elemento che si voleva verificare. Ritiro, cedimenti vincolari e variazione termiche non sono stati considerati in quanto producevano sollecitazioni non significative sugli elementi in esame.

Una volta determinate le sollecitazioni totali si è proseguito con un calcolo manuale, secondo le formule proposte nel capitolo 3 delle NTC-18 per le verifiche dei controventi e dei diaframmi, mentre i traversi di spalla e di pila sono state condotte verifiche tensionali.

9.1 METODO DI CALCOLO

Sul modello di calcolo vengono applicati i seguenti carichi:

- Carichi strutturali, calcolati in automatico dal programma, avendo imposto ad acciaio e calcestruzzo le relative densità;
- Permanenti non strutturali: pavimentazione, marciapiedi, barriere di sicurezza, guardavia e velette definiti nell'analisi dei carichi;
- Carichi mobili: si considerano le prime due colonne di carico eccentriche a lato trave esterno curva, disposte sulla soletta nelle posizioni che massimizzano le sollecitazioni nei vari elementi oggetto della presente analisi;
- Vento: si prende in esame l'azione del vento a ponte carico, come evidenziato nell'analisi dei carichi.

Le sollecitazioni prodotte dai carichi vengono calcolate da Straus7 ad eccezione di quelle derivanti dal vento che, per comodità verranno calcolate manualmente.

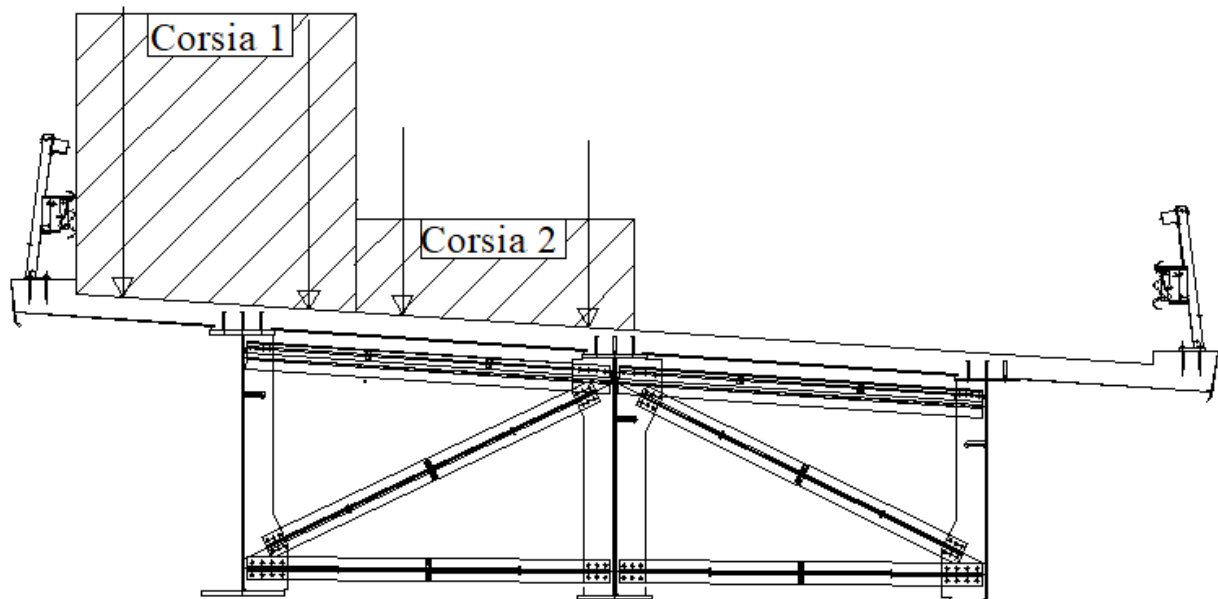


Figura 9-3 Configurazione Carico da Traffico per Massimizzare Torsione nell'impalcato

9.2 SEZIONI DI VERIFICA

Come detto in precedenza il modello tridimensionale è stato utilizzato per ricavare le sollecitazioni su controventi e diaframmi e le verifiche derivano da calcoli manuali.

Tali verifiche sono state eseguite nelle sezioni più significative dell'impalcato, le quali, sono indicate nelle figure sottostanti:

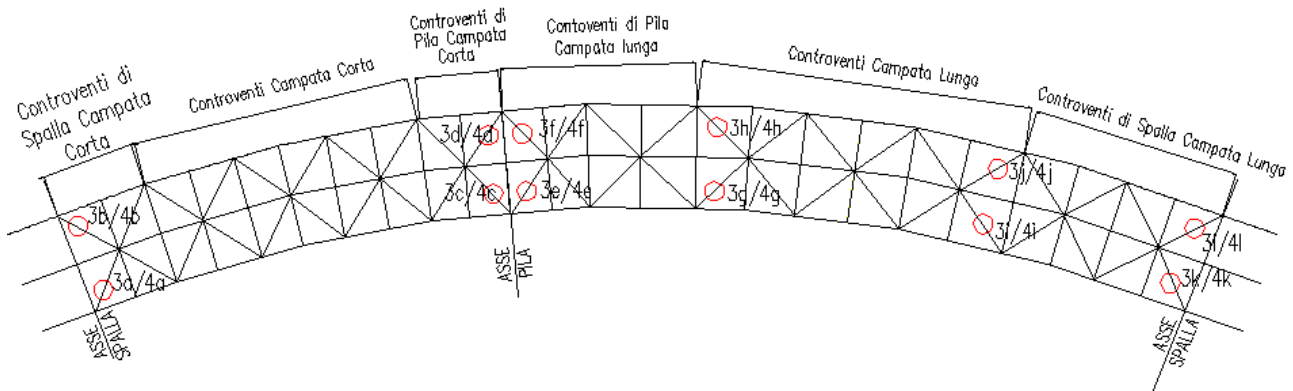


Figura 9-4 Sezioni di Verifica Controventi

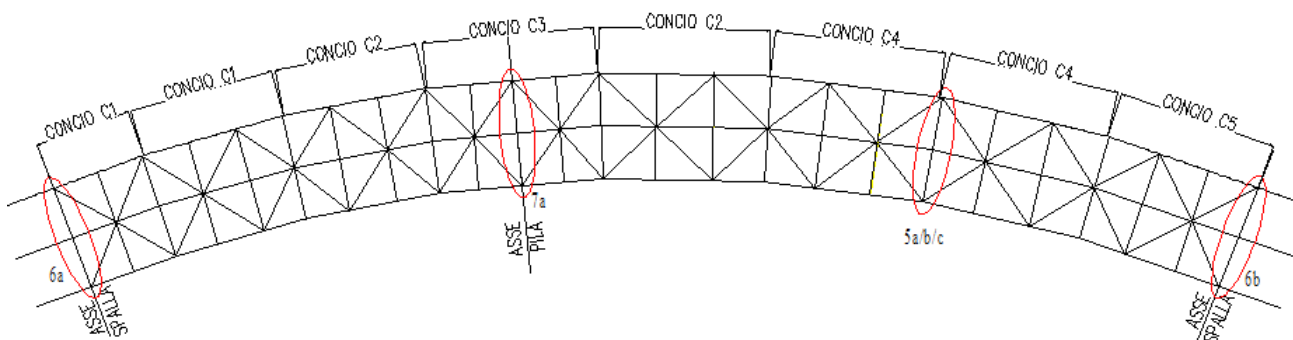


Figura 9-5 Sezioni di Verifica Traversi

La nomenclatura riportata in figura indica le sezioni oggetto di verifica ed è da intendersi nel modo seguente:

- 3 più lettera: controventi inferiori di torsione oggetto di verifica
- 4 più lettera: controventi superiori di torsione oggetto di verifica
- 5 più lettera: trasverso intermedio con le massime sollecitazioni secondo modello tridimensionale
- 6 più lettera: trasversi di spalla
- 7 più lettera: trasverso di pila

In particolare la sezione:

- 3a/b-4a/b, adiacenti alla spalla della campata corta, sono state selezionate per verificare i due campi di controvento, rispettivamente inferiori e superiori, rispetto al momento torcente accumulatosi dalla mezzeria della campata corta fino alla loro locazione
- 3c/d-4c/d, adiacenti alla pila lato campata corta, sono state selezionate per verificare i controventi, rispettivamente inferiori e superiori, rispetto al momento torcente accumulatosi dalla mezzeria della campata corta fino alla loro locazione

- 3e/f-4e/f, adiacenti alla pila lato campata lunga, sono state selezionate per verificare i controventi, rispettivamente inferiori e superiori, rispetto al momento torcente accumulatosi dalla mezzeria della campata lunga fino alla loro locazione
- 3g/h-4g/h, immediatamente successivi ai due campi di controvento pila lato campata lunga, sono state selezionate per verificare i controventi di campata, rispettivamente inferiori e superiori, rispetto al momento torcente accumulatosi dalla mezzeria della campata lunga fino alla loro locazione. Le sollecitazioni e le sezioni che verranno impiegati per i controventi di questa campata verranno poi utilizzate anche per i controventi di campata corta dove le sollecitazioni saranno minori.
- 3i/j-4i/j, immediatamente successivi ai due campi di controvento spalla lato campata lunga, sono state selezionate per verificare i controventi di campata, rispettivamente inferiori e superiori, rispetto al momento torcente accumulatosi dalla mezzeria della campata lunga fino alla loro locazione
- 3k/l-4k/l, adiacenti alla spalla della campata lunga, sono state selezionate per verificare i due campi di controvento, rispettivamente inferiori e superiori, rispetto al momento torcente accumulatosi dalla mezzeria della campata corta fino alla loro locazione
- 5a/b/c, rappresenta gli elementi del diaframma intermedio sul quale le sollecitazioni derivanti da Straus7 risultano essere le maggiori. Rispettivamente corrente inferiore, diagonali, corrente superiore
- 6a/b, rappresenta rispettivamente il traverso di spalla della campata corta e della campata lunga
- 7a, rappresenta il traverso di pila.

Per le caratteristiche geometriche delle sezioni si faccia riferimento al sotto capitolo 1.1 in cui sono definite.

9.3 ANALISI DIAFRAMMI

Il calcolo delle sollecitazioni agenti sulla struttura metallica costituente i nuclei di irrigidimento trasversale viene effettuato sovrapponendo linearmente gli effetti dei carichi strutturali, permanenti portati, mobili e del vento.

Nella figura seguente si indicano i parametri geometrici del diaframma che verranno specificati in seguito.

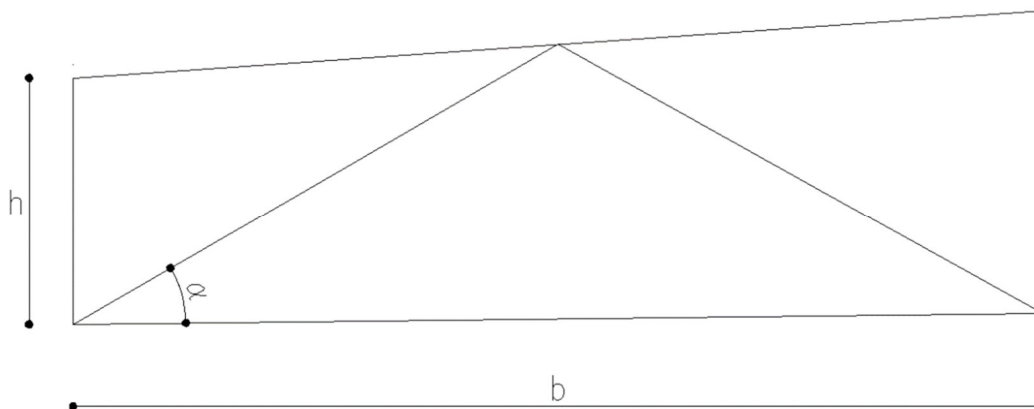


Figura 9-6 Parametri Geometrici Generici dei Diaframma Intermedi

I diagonali del diaframma hanno la funzione di garantire l'indeforabilità della sezione trasversale, condizione necessaria per poter effettuare un'analisi globale dell'impalcato a cassone (costituito inferiormente dal controvento orizzontale, lateralmente dalle anime delle due travi principali e superiormente dalla soletta in c.a.) secondo un modello torsionale alla Bredt.

9.3.1 Sollecitazioni

Come sopra specificato le sollecitazioni derivanti da pesi propri, carichi permanenti portati e traffico sono ricavate direttamente da Straus7 e per la sezione 5 che, come detto in precedenza, è la più sollecitata, risultano:

Elemento	N _{Es,Pesi Propri} [kN]	N _{Es,Perm Portati} [kN]	N _{Ed,traffico} [kN]
Diagonale	612	143	246
Corrente superiore	150	35	54
Corrente inferiore	786	190	392

Per quanto riguarda le sollecitazioni prodotte dal vento i diaframmi vengono calcolati in base al massimo incremento di momento torcente tra due sezioni diaframmate consecutive considerando il passo massimo di 4.33 m. Si prende in esame l'azione del vento a ponte carico e come evidenziato nell'analisi dei carichi, si ha un momento torcente a metro lineare pari a $\Delta M_{t,v} = 5.697 \text{ kNm/m}$. Considerando l'interasse massimo e fattorizzando si ottiene:

$$M_{t,v} = \Delta M_{t,v} \times i \times \gamma_{vento} \times \psi_{vento} = 5.697 \text{ kNm/m} \times 4.33 \text{ m} \times 1.50 \times 0.6 = 22 \text{ kNm}$$

Con riferimento alla figura riportata sopra si indicano di seguito le caratteristiche geometriche del diaframma oggetto di verifica (sezione 5):

$$b = 8.00 \text{ m}$$

$$h = 2.63 \text{ m}$$

$$\alpha \cong 33^\circ$$

L'azione torcente prodotta dal vento induce sugli elementi del diaframma le seguenti sollecitazioni assiali (per dettagli vedere p.176, "Ponti a struttura d'acciaio", F. De Miranda, Italsider):

- Azione normale sui diagonali:

$$N = M_{t,v} / (4 \times h \times \cos \alpha) = 22 / (4 \times 2.63 \times \cos 30) = 2.49 \text{ kN}$$

- Azione normale sul corrente superiore:

$$N = M_{t,tot} / (4 \times h) = 22 / (4 \times 2.63) = 2.09 \text{ kN}$$

- Azione normale sul corrente inferiore:

$$N = M_{t,tot} / (2 \times h) = 22 / (2 \times 2.63) = 4.18 \text{ kN}$$

Sommando i risultati appena ottenuti con quelli forniti da Straus7 si ottengono le seguenti sollecitazioni agenti sul diaframma considerato:

Elemento	N _{Es,Pesi Propri} [kN]	N _{Es,Perm Portati} [kN]	N _{Ed,traffico} [kN]	N _{Ed,vento} [kN]	N _{Ed,tot} [kN]
Diagonale	612	143	246	3	992
Corrente sup.	150	35	54	2	732
Corrente inf.	786	190	392	4	1187

Tabella 9-1 Sollecitazioni su Sezione 5a/b/c

9.3.2 Verifiche




Le verifiche sono cautelativamente state condotte senza tenere conto del segno dello sforzo assiale, senza considerare cioè se l'elemento era effettivamente compresso o teso. Le verifiche a compressione e instabilità sono state condotte anche sugli elementi tesi e le verifiche a trazione anche sugli elementi compressi. Questo approccio è cautelativo in quanto l'applicazione di traffico e vento a lato interno curva fornisce sollecitazioni minori rispetto a quelle considerate. Cioè è stato verificato in fase di calcolo disponendo i carichi nell'ultima posizione indicata.

Come indicato nel capitolo 1.1 per i diaframmi sono stati adottati i seguenti profili:

corrente superiore	due angolari 130x130x14, distanza 20mm
diagonali	quattro angolari 110x110x12, distanza 20 mm
corrente inferiore	quattro angolari 110x110x12, distanza 20 mm

Per prima cosa, in accordo con il capitolo 4.2.3.1 delle NTC-18, si procede alla classificazione delle sezioni, in particolare per profili angolari bisogna far riferimento alle seguenti limitazioni per determinare la classe dell'elemento:

Tabella 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Angolari						
						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90 \epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Ne segue, come mostrato in tabella, che i profili utilizzati sono di classe 3. Pertanto le verifiche andranno condotte considerando l'area totale dei profili.

Elemento	Profilo	h [mm]	t [mm]	b [mm]	h/t	(b+h)/2t	f_{yk} [N/mm ²]	ϵ	15 ϵ	11.5 ϵ	Classe
Diagonale diaf.	L 110x12	110	12	110	9.17	9.17	355	0.81	12.20	9.36	3
Corrente sup.	L 130x14	130	14	130	9.29	9.29	355	0.81	12.20	9.36	3
Corrente inf.	L 110x12	110	12	110	9.17	9.17	355	0.81	12.20	9.36	3

Tabella 9-2 Classificazione Diaframmi

Verifica a Trazione

Si riporta quanto prescritto dalla norma per le verifiche a trazione:

Trazione

L'azione assiale di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \tag{4.2.6}$$

dove la resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd}$ di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica della sezione lorda, A ,

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \tag{4.2.7}$$

b) la resistenza a rottura della sezione netta, A_{net} , in corrispondenza dei fori per i collegamenti

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \tag{4.2.8}$$

Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze, come avviene in presenza di azioni sismiche, la resistenza plastica della sezione lorda, $N_{pl,Rd}$, deve risultare minore della resistenza a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti, $N_{u,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} \tag{4.2.9}$$

Elemento	Profilo	Area [m ²]	f_{yk} [N/mm ²]	γ_{M0}	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$Area_{eff}$ [m ²]
Diagonale diaf.	4L 130x10	0.0100	355	1.05	3376	0.0086
Corrente sup.	2L 130x10	0.0069	355	1.05	2329	0.0061
Corrente inf.	4L 130x10	0.0100	355	1.05	3376	0.0086

f_{tk} [N/mm ²]	γ_{M2}	$N_{u,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	$N_{Ed}/N_{t,Rd}$
510	1.25	3666	992	0.29
510	1.25	2529	732	0.31
510	1.25	3666	1187	0.35

Tabella 9-3 Verifica a Trazione Diaframmi

Verifica a Compressione

Si riporta quanto prescritto dalla norma per le verifiche a compressione:

Compressione

La forza di compressione di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.2.10)$$

dove la resistenza di calcolo a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ vale:

$$\begin{aligned} N_{c,Rd} &= A f_{yk} / \gamma_{M0} && \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \\ N_{c,Rd} &= A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} && \text{per le sezioni di classe 4.} \end{aligned} \quad (4.2.11)$$

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i fori siano presenti gli elementi di collegamento e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

Elemento	Profilo	$N_{c,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	$N_{Ed}/N_{c,Rd}$
Diagonale diaf.	4L 110x12	3376	992	0.29
Corrente sup.	2L 130x14	2329	732	0.31
Corrente inf.	4L 110x12	3376	1187	0.35

Tabella 9-4 Verifica a Compressione Diaframmi

Verifica a Stabilità delle Membrature

Si riporta quanto prescritto dalla norma per le verifiche a stabilità delle membrature:

4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1, \quad (4.2.42)$$

dove

N_{Ed} è l'azione di compressione di calcolo,
 $N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad (4.2.43)$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.} \quad (4.2.44)$$

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula

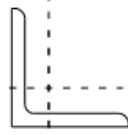
$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad (4.2.45)$$

dove $\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$, α è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab 4.2.VI, e la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad (4.2.46)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.} \quad (4.2.47)$$

Tabella 4.2.VI Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi.

Sezioni ad L				qualunque	b	b
	Curva di instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76	

N_{cr} è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione l_0 dell'asta, calcolato per la modalità di collasso per instabilità appropriata.

Elemento	Profilo	E [N/mm ²]	J _{min} [mm ⁴]	J _{min,eff} [mm ⁴]	β [-]	I [mm]	L ₀ [mm]	N _{cr} [N]
Diagonale diaf.	4L 110x12	210000	28892672	17737542	1	4500	4500	2957207
Corrente sup.	2L 130x14	210000	10953430	4998343	1	4000	4000	1418892
Corrente inf.	4L 110x12	210000	28892672	17737542	1	4000	4000	3742715

λ [-]	α [-]	φ [-]	χ [-]	γ _{M1}	N _{b,Rd} [kN]	N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /N _{b,Rd}
1.20	0.34	1.39	0.48	1.10	1562	992	0.64
1.72	0.34	2.24	0.40	1.10	892	732	0.82
0.95	0.34	1.08	0.50	1.10	1604	1187	0.74

Tabella 9-5 Verifica a Instabilità Diaframmi

I rapporti sforzo normale sollecitante/sforno normale resistente delle verifiche condotte sulla sezione 5, diaframma più sollecitato, risultano tutte inferiori all'unità, pertanto possono ritenersi soddisfatte. Si adotteranno quindi le sezioni sopra citate per tutti i diaframmi.

9.4 ANALISI TRAVERSI DI SPALLA

La verifica dei diaframmi di spalla viene condotta relativamente al sollevamento dell'impalcato per l'ordinaria manutenzione e sostituzione degli apparecchi d'appoggio, in quanto ritenuta la condizione più gravosa per questi elementi. Durante tale fase infatti i martinetti necessari a sollevare il ponte andranno ad insistere direttamente sui traversi di spalla e l'impalcato poggerà quindi solo su di essi e non sugli appoggi posti sotto alle travi.

Essendo l'interasse fra le travi di 4 m i martinetti verranno posti in mezzera ai traversi ossia a 2 m, a destra e a sinistra, della trave centra. In figura 9.6 si riporta lo schema statico del traverso di spalla una volta posizionati i martinetti:

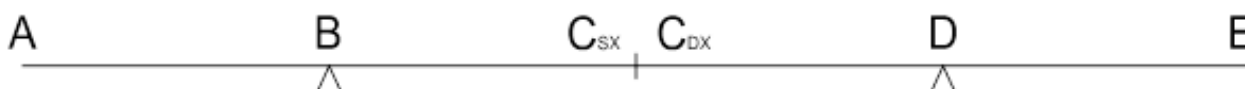


Tabella 9-6 Schema Statico dei Traversi di Spalla durante il Sollevamento

Le sezioni indicate in figura rappresentano:

- A: intersezione traverso e trave esterno curva;
- B: martinetto fra la trave esterno curva e quella centrale;
- C_{sx}: intersezione traverso e lato sinistro della trave centrale;
- C_{dx}: intersezione traverso e lato destro della trave centrale;
- D: martinetto fra la trave centrale e quella interno curva;
- E: intersezione traverso e trave interno curva.

Tale verifica viene eseguita a ponte scarico in quanto durante la fase di sollevamento il ponte verrà chiuso al traffico. I carichi da considerare sono quindi il peso proprio e i permanenti portati.

9.4.1 Sollecitazioni

I momenti sollecitanti, già fattorizzati, dovuti ai pesi propri della struttura e ai carichi permanenti non strutturali, vengono ricavate direttamente dal modello piano e risultano essere i seguenti:

Spalla Campata Corta						
Sezione	A	B	C _{sx}	C _{dx}	D	E
M _{Strutturali} [kNm]	194	-892	-766	-335	-1242	-313
M _{Permanenti Portati} [kNm]	-44	-441	-342	-243	-505	-150
M _{tot} [kNm]	150	-1333	-1108	-578	-1747	-463

Tabella 9-7 Sollecitazioni Traverso di Spalla Campata Corta

Spalla Campata Lunga						
Sezione	A	B	C _{sx}	C _{dx}	D	E
M _{Strutturali} [kNm]	-735	-3830	179	-1927	-604	1575
M _{Permanenti Portati} [kNm]	-348	-1439	10	-806	-289	490
M _{tot} [kNm]	-1083	-5269	189	-2733	-893	2065

Tabella 9-8 Sollecitazioni Traverso di Spalla Campata Corta

9.4.2 Verifiche

Come indicato nel capitolo 1.1 per i traversi di spalla si adotta il seguente profilo:

TRAVERSO DI SPALLA	
bs	400
ts	20
tw	20
hw	-
bi	600
ti	20

Su tali elementi sono state condotte verifiche tensionali andando a controllare che la tensione nelle piattabande fosse inferiore a quella di calcolo:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} = \frac{355 \text{ MPa}}{1.05} = 338 \text{ MPa}$$

Nonostante il traverso superiormente sarà piolato alla soletta, quindi essa contribuirà ad aumentarne la resistenza, in fase di verifica viene cautelativamente considerato che non lo sia. Le verifiche vengono quindi eseguite rispetto alla piattabanda superiore che ha sezione minore.

Per ottenere la tensione (σ) sulla piattabanda, i momenti sollecitanti sono stati divisi prima per l'altezza utile dei traversi (distanza tra il baricentro della piattabanda superiore e quella inferiore) tenendo in conto dell'eccentricità (e) della piattabanda inferiore del traverso da quella della trave, così da trovare lo sforzo normale (N) agente su ciascuna piattabanda, e poi per l'area della piattabanda superiore, che come detto in precedenza è quella minore quindi restituisce tensioni maggiori:

$$\sigma = \frac{N}{A_{piat,sup}} = \frac{M}{h A}$$

Le tensioni sono poi state calcolate per le sezioni prima definite considerando l'altezza del traverso in quella posizione specifica.

Spalla Campata Corta						
Sezione	A	B	C _{sx}	C _{dx}	D	E
M _{Strutturali} [kNm]	194	-892	-766	-335	-1242	-313
M _{Permanenti Portati} [kNm]	-44	-441	-342	-243	-505	-150
M _{tot} [kNm]	150	-1333	-1108	-578	-1747	-463
e [m]	0.365	0.365	0.365	0.365	0.365	0.365
h _{Traverso} [m]	2.485	2.37	2.255	2.255	2.14	2.025
N _{eq} [kN]	60	-562	-491	-256	-816	-229
b _{piatt_sup} [m]	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400
h _{piatt_sup} [m]	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020
Area piatt [m]	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008
σ [Mpa]	8	-70	-61	-32	-102	-29

Tabella 9-9 Tensioni sulla Piattabanda Inferiore del Traverso di Spalla di Campata Corta

Spalla Campata Lunga						
Sezione	A	B	C _{sx}	C _{dx}	D	E
M _{Strutturali} [kNm]	-735	-3830	179	-1927	-604	1575
M _{Permanenti Portati} [kNm]	-348	-1439	10	-806	-289	490
M _{tot} [kNm]	-1083	-5269	189	-2733	-893	2065
e [m]	0.365	0.365	0.365	0.365	0.365	0.365
h _{Traverso} [m]	2.485	2.37	2.255	2.255	2.14	2.025
N _{eq} [kN]	-436	-2223	84	-1212	-417	1020
b _{piatt_sup} [m]	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400
h _{piatt_sup} [m]	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020
Area piatt [m]	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008
σ [Mpa]	-54	-278	10	-151	-52	127

Tabella 9-10 Tensioni sulla Piattabanda Inferiore del Traverso di Spalla di Campata Lunga

Si osserva che le tensioni ottenute sono sempre inferiori alla resistenza a snervamento $f_{yd} = 338$ MPa pertanto le verifiche dei traversi di spalla possono ritenersi soddisfatte.

9.5 ANALISI TRAVERSI DI PILA

Nella sezione 7a gli appoggi dell'impalcato non sono situati sotto le spalle, come avviene nelle sezioni di spalla (6a/b), bensì insistono direttamente sul traverso a una distanza di 1.40 m dalla trave centrale. Durante la fase di sollevamento i martinetti verranno posizionati tra l'abituale posizione degli appoggi e la trave centrale modificando in maniera minima lo schema statico del traverso di pila. Per tale ragione la verifica più significativa non sarà più quella a sollevamento, bensì quella che tiene in conto delle sollecitazioni prodotte da pesi propri, carichi non strutturali, traffico e vento in combinazione SLU.

Si adotta la stessa nomenclatura utilizzata in precedenza per i traversi di spalla per definire le sezioni oggetto di analisi del traverso di pila:

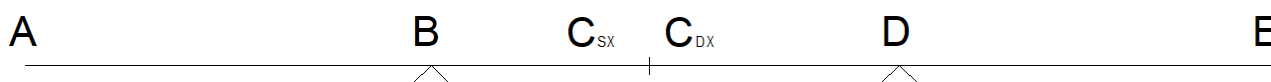


Figura 9-7 Schema Statico in condizioni normali del Traverso di Pila

9.5.1 Sollecitazioni

I momenti sollecitanti, già fattorizzati, dovuti a pesi propri della struttura, carichi permanenti non strutturali, traffico e vento vengono ricavate direttamente dal modello piano e risultano essere i seguenti:

Pila Carichi Esterno Curva						
Sezione	A	B	C _{sx}	C _{dx}	D	E
M _{Strutturali} [kNm]	2273	-6735	-2665	-1891	-4405	2138
M _{Permanenti Portati} [kNm]	603	-2501	-893	-824	-1443	729
M _{Traffico} [kNm]	1268	-5767	-1092	-2951	-1334	1613
M _{Vento} [kNm]	-5	-45	49	-62	35	3
M _{tot} [kNm]	4139	-15048	-4601	-5728	-7147	4483

Tabella 9-11 Sollecitazioni Traverso di Pila Carico la Esterno Curva

Pila Traffico Interno Curva						
Sezione	A	B	C _{sx}	C _{dx}	D	E
M _{Strutturali} [kNm]	2273	-6735	-2665	-1891	-4405	2138
M _{Permanenti Portati} [kNm]	603	-2501	-893	-824	-1443	729
M _{Traffico} [kNm]	1650	-1913	-2372	-842	-3951	1623
M _{Vento} [kNm]	5	45	-49	62	-35	-3
M _{tot} [kNm]	4526	-11149	-5930	-3557	-9799	4490

Tabella 9-12 Sollecitazioni Traverso di Pila Carico Interno Curva

9.5.2 Verifiche

Come indicato nel capitolo 1.1 per i traversi di pila si adotta il seguente profilo:

TRAVERSO DI SPALLA	
bs	600
ts	40
tw	25
hw	-
bi	1000
ti	30

Le tensioni sono state calcolate come per i traversi di spalla per le sezioni prima definite considerando l'altezza del traverso in quella posizione specifica.

Pila Traffico Esterno Curva						
Sezione	A	B	C _{sx}	C _{dx}	D	E
M _{Strutturali} [kNm]	2273	-6735	-2665	-1891	-4405	2138
M _{Permanenti Portati} [kNm]	603	-2501	-893	-824	-1443	729
M _{Traffico} [kNm]	1268	-5767	-1092	-2951	-1334	1613
M _{Vento} [kNm]	-5	-45	49	-62	35	3
M _{tot} [kNm]	4139	-15048	-4601	-5728	-7147	4483
e [m]	0.365	0.365	0.365	0.365	0.365	0.365
h _{Traverso} [m]	2.475	2.3255	2.245	2.245	2.165	2.015
N _{eq} [kN]	1672	-6471	-2049	-2551	-3302	2225
b _{piatt_sup} [m]	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600
h _{piatt_sup} [m]	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040
Area piatt [m]	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024
σ [Mpa]	70	-270	-85	-106	-138	93

Tabella 9-13 Tensioni sulla Piattabanda Inferiore del Traverso di Spalla di Campata Corta

Pila Traffico Interno Curva						
Sezione	A	B	C _{sx}	C _{dx}	D	E
M _{Strutturali} [kNm]	2273	-6735	-2665	-1891	-4405	2138
M _{Permanenti Portati} [kNm]	603	-2501	-893	-824	-1443	729
M _{Traffico} [kNm]	1650	-1913	-2372	-842	-3951	1623

M_{Vento} [kNm]	5	45	-49	62	-35	-3
M_{tot} [kNm]	4526	-11149	-5930	-3557	-9799	4490
e [m]	0.365	0.365	0.365	0.365	0.365	0.365
$h_{Traverso}$ [m]	2.475	2.3255	2.245	2.245	2.165	2.015
N_{eq} [kN]	1829	-4794	-2641	-1584	-4527	2228
b_{piatt_sup} [m]	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600
h_{piatt_sup} [m]	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040
Area piatt [m]	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024
σ [Mpa]	76	-200	-110	-66	-189	93

Tabella 9-14 Tensioni sulla Piattabanda Inferiore del Traverso di Spalla di Campata Lunga

Si osserva che le tensioni ottenute sono sempre inferiori alla resistenza caratteristica $f_d = 338$ MPa pertanto le verifiche del traverso di pila possono ritenersi soddisfatte.

9.6 ANALISI CONTROVENTI

Il calcolo delle sollecitazioni agenti sui controventi inferiori e superiori viene effettuato sovrapponendo linearmente gli effetti dei carichi strutturali, permanenti portati, mobili e del vento. Fatta eccezione per il vento che viene calcolato manualmente tutte le altre sollecitazioni vengono ricavate direttamente da Straus7. Le verifiche sono le stesse condotte per i diaframmi: trazione, compressione e instabilità.

Nella figura seguente si indicano i parametri geometrici del controvento

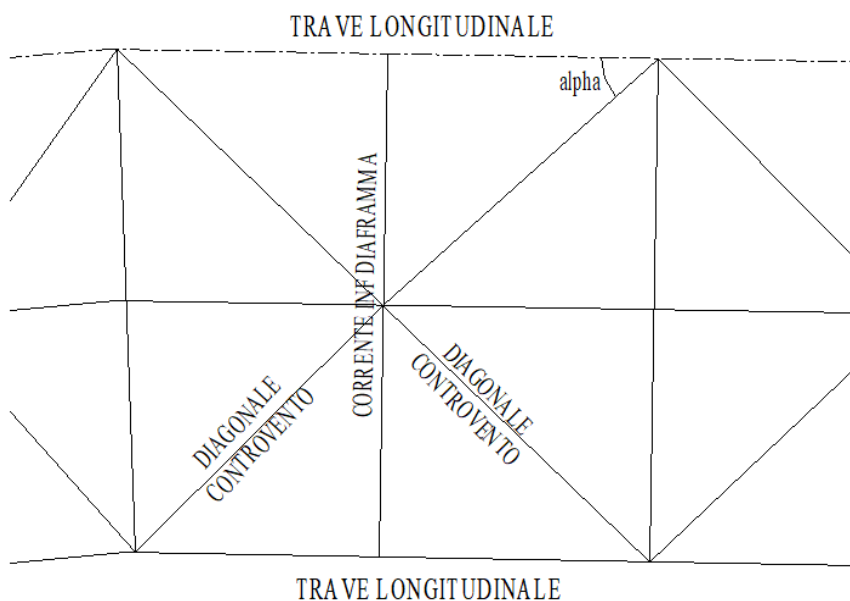


Figura 9-8 Caratteristiche Geometriche Controventi

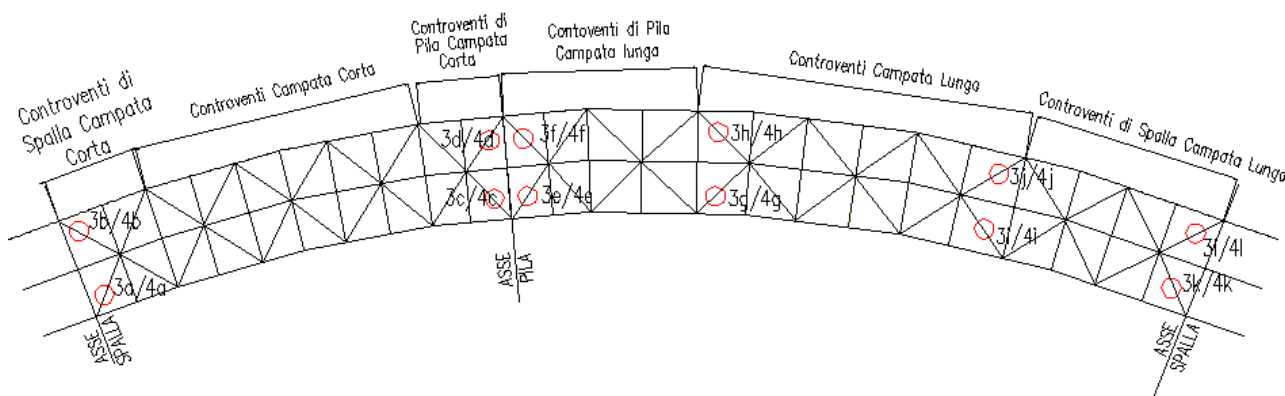
Per i controventi di campata corta sono stati considerati i seguenti valori dei parametri geometrici:

Altezza media diaframma:	2.63 m
Interasse:	3.65 m
Interasse travi:	4.00 m
α :	48°

Per i controventi di campata lunga invece:

Altezza media diaframma:	2.63 m
Interasse:	4.33 m
Interasse travi:	4.00 m
α :	43°

Per comodità si riporta la figura 9-4 che mostra le sezioni di verifica dei controventi:



9.6.1 Sollecitazioni

Come sopra specificato le sollecitazioni derivanti da pesi propri, carichi permanenti portati e traffico sono ricavate direttamente da Straus7 mentre il vento è stato calcolato nel modo seguente:

si è considerato che ogni controvento di torsione risenta di un delta momento torcente pari alla somma di quelli trasmessi dai controventi precedenti a partire dalla mezzeria della campata d'interesse, pertanto il momento torcente dovuto al vento, e calcolato nel sotto capitolo 6.3.2, è stato moltiplicato per la distanza tra la sezione oggetto di verifica e la mezzeria della campata a cui l'elemento appartiene, successivamente è poi stato diviso per l'altezza media del diaframma così da ottenere una forza di compressione (o trazione, a seconda della direzione del vento) ortogonale all'impalcato. Considerando, come di consueto, che il corrente inferiore del diaframma serva solo a trasferire le azioni sul controvento di torsione e non contribuisca alla resistenza si ottiene il seguente schema:

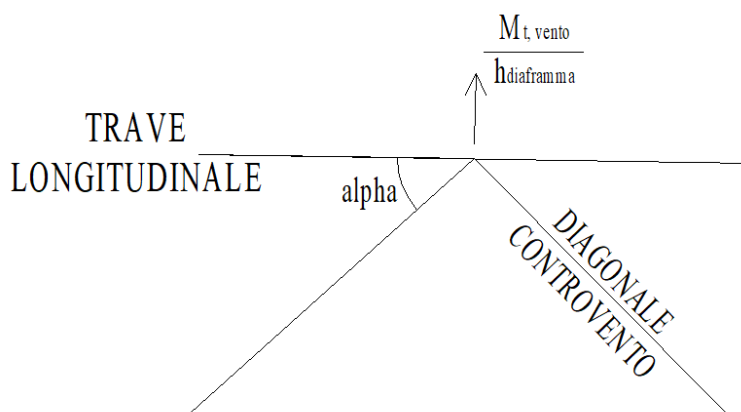


Figura 9-9 Sezione Resistente controvento e forza sollecitante del vento

Ciascuna diagonale del controvento sarà soggetta a una sollecitazione di sforzo normale dovuta alla forza del vento pari a:

$$N_{\text{controvento}} = M_{t, \text{vento}} / (2 \times h_{\text{diaframma}} \times \sin \alpha)$$

dove: $M_{t, \text{vento}} = M_t \times \Delta X$

Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni agenti sui controventi:

	Sezione	N _{es} Pesi Propri [kN]	N _{es} Non Strut [kN]	γ _{P.p. e} Non Strut	N _{Ed} P.p. Non Strut [kN]
Controventi di spalla campata corta	3a	100	24	1.35	167
	3b	-58	-1	1.35	-80
Controventi di pila campata corta	3c	-270	-56	1.35	-440
	3d	-805	-247	1.35	-1420
Controventi di pila campata lunga	3e	-640	-181	1.35	-1108
	3f	-339	-84	1.35	-571
Controventi di campata lunga	3g	-225	-79	1.35	-410
	3h	376	134	1.35	689
	3i	-64	-27	1.35	-123
	3j	370	124	1.35	667
Controventi di spalla campata lunga	3k	-374	-127	1.35	-676
	3l	519	192	1.35	960

N _{Es,traffico} [kN]	γ _{traffico}	N _{Ed,traffico} [kN]	γ _{vento}	ψ _{vento}	M _{t,vento} [kNm]	N _{Ed,vento} [kN]	N _{Ed,tot} [kN]
48	1.35	65	1.5	0.6	92	24	256
-74	1.35	-100	1.5	0.6	92	24	-203
-333	1.35	-450	1.5	0.6	92	24	-913
-661	1.35	-892	1.5	0.6	92	24	-2336
-652	1.35	-880	1.5	0.6	149	41	-2030
-347	1.35	-468	1.5	0.6	149	41	-1081
-367	1.35	-495	1.5	0.6	70	20	-925
497	1.35	671	1.5	0.6	70	20	1379
-305	1.35	-412	1.5	0.6	65	18	-553
476	1.35	643	1.5	0.6	65	18	1328
-877	1.35	-1184	1.5	0.6	149	41	-1902
975	1.35	1316	1.5	0.6	149	41	2318

Tabella 9-15 Sollecitazioni Controventi Inferiori

	Sezione	$N_{Es, Pesi Propri}$ [kN]	$N_{Es, Non Strut}$ [kN]	$\gamma_{P.p.}$ Non Strut	$N_{Ed, P.p.}$ Non Strut [kN]
Controventi campata corta	4a	-90	-5	1.35	-128
	4b	73	-1	1.35	97
	4c	80	44	1.35	167
	4d	584	73	1.35	887
Controventi campata lunga	4e	475	63	1.35	726
	4f	142	49	1.35	258
	4g	229	-12	1.35	293
	4h	-423	-18	1.35	-595
	4i	9	-25	1.35	-22
	4j	-396	-31	1.35	-576
	4k	400	15	1.35	560
	4l	-485	-31	1.35	-697

$N_{Es, traffico}$ [kN]	$\gamma_{traffico}$	$N_{Ed, traffico}$ [kN]	γ_{vento}	ψ_{vento}	$M_{t, vento}$ [kNm]	$N_{Ed, vento}$ [kN]	$N_{Ed, tot}$ [kN]
-5	1.35	-7	1.5	0.6	92	24	-159
6	1.35	8	1.5	0.6	92	24	129
12	1.35	16	1.5	0.6	92	24	207
53	1.35	72	1.5	0.6	92	24	982
42	1.35	57	1.5	0.6	149	41	824
19	1.35	26	1.5	0.6	149	41	325
-8	1.35	-11	1.5	0.6	70	20	302
-6	1.35	-8	1.5	0.6	70	20	-623
-15	1.35	-20	1.5	0.6	65	18	-60
-20	1.35	-27	1.5	0.6	65	18	-622
27	1.35	36	1.5	0.6	149	41	638
-38	1.35	-51	1.5	0.6	149	41	-789

Tabella 9-16 Sollecitazioni Controventi Superiori

Come per i diaframmi, le sollecitazioni sono calcolate considerando il carico da traffico e il vento eccentrici a lato esterno curva.

9.6.2 Verifiche

Le verifiche sono cautelativamente state condotte senza tenere conto del segno dello sforzo assiale, senza considerare cioè se l'elemento era effettivamente compresso o teso. Le verifiche a compressione e instabilità sono state condotte anche sugli elementi tesi e le verifiche a trazione anche sugli elementi compressi. Questo approccio è cautelativo in quanto l'applicazione di traffico e vento a lato interno curva fornisce sollecitazioni minori rispetto a quelle considerate. Cioè è stato verificato in fase di calcolo disponendo i carichi nell'ultima posizione indicata.

La figura seguente mostra le sezioni su cui sono state condotte le verifiche e i campi di controvento:

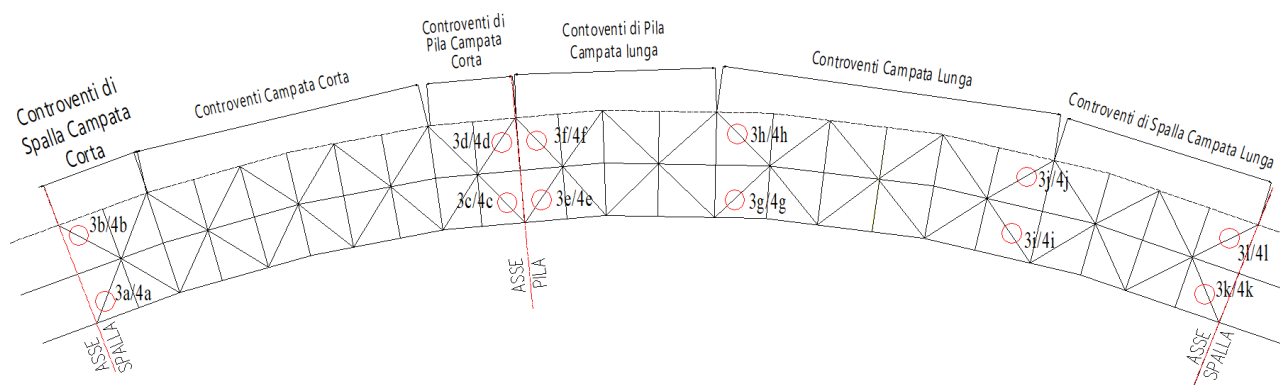


Figura 9-10 Sezioni di Verifica di Controventi e relativi Campi

Come indicato nel capitolo 1.1 per i controventi inferiori si adottano i seguenti profili:

Contr. di spalla campata corta:	due angolari 130x130x14, distanza 20 mm
Contr. campata corta:	quattro angolari 130x130x14, distanza 20 mm
Contr. di pila campata corta:	quattro angolari 150x150x18, distanza 20 mm
Contr. di pila campata lunga:	quattro angolari 150x150x18, distanza 20 mm
Contr. di campata lunga:	quattro angolari 130x130x14, distanza 20 mm
Contr. di spalla campata lunga:	quattro angolari 150x150x18, distanza 20 mm

mentre per quelli superiori:

Contr. superiori:	quattro angolari 110x110x12, distanza 20 mm
-------------------	---

In analogia a quanto fatto per i diaframmi, per prima cosa si calcola la classe della sezione con la tabella 4.2.III delle NTC-18 riportate anche al capitolo 8.3.2 della presente relazione. Ne segue, che i profili utilizzati sono di classe 3. Pertanto le verifiche andranno condotte considerando l'area totale dei profili.

Elemento	Profilo	h [mm]	t [mm]	b [mm]	h/t	(b+h)/2t	f_{yk} [N/mm ²]	ϵ	15 ϵ	11.5 ϵ	Classe
Controventi di spalla campata corta	L 130x14	130	14	130	9.29	9.29	355	0.81	12.20	9.36	3
Controventi di pila campata corta	L 150x18	150	18	150	8.33	8.33	355	0.81	12.20	9.36	3
Controventi di pila campata lunga	L 150x18	150	18	150	8.33	8.33	355	0.81	12.20	9.36	3
Controventi di campata lunga	L 130x14	130	14	130	9.29	9.29	355	0.81	12.20	9.36	3
Controventi di spalla campata lunga	L 150x18	150	18	150	8.33	8.33	355	0.81	12.20	9.36	3

Tabella 9-17 Classe Controventi Inferiori

Elemento	Profilo	h [mm]	t [mm]	b [mm]	h/t	(b+h)/2t	f_{yk} [N/mm ²]	ϵ	15 ϵ	11.5 ϵ	Classe
Controventi superiori	L 110x12	110	12	110	9.17	9.17	355	0.81	12.20	9.36	3

Tabella 9-18 Classe Controventi Superiori

Verifica a Trazione

Secondo le verifiche prescritte dalla normativa e quanto riportato nel per i diaframmi si eseguono le verifiche a trazione che danno i seguenti risultati:

Elemento	n°	Profili	Area [m ²]	f _{yk} [N/mm ²]	γ _{M0}	N _{pl,Rd} [kN]	Area _{eff} [m ²]	f _{tk} [N/mm ²]	γ _{M2}
Controventi di spalla campata corta	2	L 130x14	0.0069	355	1.05	2329	0.0061	510	1.25
Controventi di pila campata corta	4	L 150x18	0.0203	355	1.05	6865	0.0183	510	1.25
Controventi di pila campata lunga	4	L 150x18	0.0203	355	1.05	6865	0.0183	510	1.25
Controventi di campata lunga	4	L 130x14	0.013776	355	1.05	4658	0.0122	510	1.25
Controventi di spalla campata lunga	4	L 150x18	0.0203	355	1.05	6865	0.0183	510	1.25

N _{u,Rd} [kN]	N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /N _{t,Rd}
2529	256	0.10
	-203	-0.08
7456	-913	-0.12
	-2336	-0.31
7456	-2030	-0.27
	-1081	-0.14
5059	-925	-0.18
	1379	0.27
	-553	-0.11
	1328	0.26
7456	-1902	-0.26
	2318	0.31

Tabella 9-19 Verifica a Trazione Controventi Inferiori

Elemento	n°	Profili	Area [m ²]	f _{yk} [N/mm ²]	γ _{M0}	N _{pl,Rd} [kN]	Area _{eff} [m ²]	f _{tk} [N/mm ²]	γ _{M2}
Controventi di spalla campata corta	4	L 110x12	0.0100	355	1.05	3376	0.0086	510	1.25
Controventi di pila campata corta	4	L 110x12	0.0100	355	1.05	3376	0.0086	510	1.25
Controventi di pila campata lunga	4	L 110x12	0.0100	355	1.05	3376	0.0086	510	1.25
Controventi di campata lunga	4	L 110x12	0.009984	355	1.05	3376	0.0086	510	1.25
Controventi di spalla campata lunga	4	L 110x12	0.0100	355	1.05	3376	0.0086	510	1.25

N _{u,Rd} [kN]	N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /N _{t,Rd}
3666	-159	-0.04
	129	0.04
3666	207	0.06
	982	0.27
3666	824	0.22
	325	0.09
3666	302	0.08
	-623	-0.17
	-60	-0.02
	-622	-0.17
3666	638	0.17
	-789	-0.22

Tabella 9-20 Verifica a Trazione Controventi Superiori

Verifica a Compressione

Secondo le verifiche prescritte dalla normativa e quanto riportato nel per i diaframmi si eseguono le verifiche a compressione che danno i seguenti risultati:

Elemento	n°	Profilo	N _{c,Rd} [kN]	N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /N _{c,Rd}
Controventi di spalla campata corta	2	L 130x14	2329	256	0.11
				-203	-0.09
Controventi di pila campata corta	4	L 150x18	6865	-913	-0.13
				-2336	-0.34
Controventi di pila campata lunga	4	L 150x18	6865	-2030	-0.30
				-1081	-0.16
Controventi di campata lunga	4	L 130x14	4658	-925	-0.20
				1379	0.30
				-553	-0.12
				1328	0.29
Controventi di spalla campata lunga	4	L 150x18	6865	-1902	-0.28
				2318	0.34

Tabella 9-21 Verifica a Compressione Controventi Inferiori

Elemento	n°	Profilo	N _{c,Rd} [kN]	N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /N _{c,Rd}
Controventi di spalla campata corta	4	L 110x12	3376	-159	-0.05
				129	0.04
Controventi di pila campata corta	4	L 110x12	3376	207	0.06
				982	0.29
Controventi di pila campata lunga	4	L 110x12	3376	824	0.24
				325	0.10
Controventi di campata lunga	4	L 110x12	3376	302	0.09
				-623	-0.18
				-60	-0.02
				-622	-0.18
Controventi di spalla campata lunga	4	L 110x12	3376	638	0.19
				-789	-0.23

Tabella 9-22 Verifica a Compressione Controventi Superiori

Verifica a Stabilità delle Membrature

Secondo le verifiche prescritte dalla normativa e quanto riportato nel per i diaframmi si eseguono le verifiche a stabilità delle membrature che danno i seguenti risultati:

Elemento	n°	Profilo	E [N/mm ²]	J _{min} [mm ⁴]	J _{min,eff} [mm ⁴]	β [-]	I [mm]	L ₀ [m]	N _{cr} [N]
Controventi di spalla campata corta	2	L 130x14	210000	10953430	4998343	1	5400	5400	778541
Controventi di pila campata corta	4	L 150x18	210000	101967552	58914718	1	5300	5300	7523662
Controventi di pila campata lunga	4	L 150x18	210000	101967552	58914718	1	5900	5900	6071235
Controventi di campata lunga	4	L 130x14	210000	53186112	27353123	1	5900	5900	3166746
Controventi di spalla campata lunga	4	L 150x18	210000	101967552	58914718	1	5750	5750	6392126

λ [-]	α [-]	φ [-]	χ [-]	γ _{M1}	N _{b,Rd} [kN]	N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /N _{b,Rd}
3.14	0.34	5.93	0.17	1.10	374	256	0.68
						-203	-0.54
0.96	0.34	1.09	0.50	1.10	3259	-913	-0.28
						-2336	-0.72
1.19	0.34	1.37	0.49	1.10	3182	-2030	-0.64
						-1081	-0.34
1.54	0.34	1.92	0.44	1.10	1945	-925	-0.48
						1379	0.71
						-553	-0.28
						1328	0.68

1.13	0.34	1.29	0.49	1.10	3210	-1902	-0.59
						2318	0.72

Tabella 9-23 Verifica a Instabilità Controventi Inferiori

Elemento	n°	Profilo	E [N/mm ²]	J _{min} [mm ⁴]	J _{min,eff} [mm ⁴]	β [-]	I [mm]	L ₀ [m]	N _{cr} [N]
Controventi di spalla campata corta	4	L 110x12	210000	28892672	3168178	1	5400	5400	2053616
Controventi di pila campata corta	4	L 110x12	210000	28892672	17737542	1	5300	5300	2131842
Controventi di pila campata lunga	4	L 110x12	210000	28892672	17737542	1	5900	5900	1720294
Controventi di campata lunga	4	L 110x12	210000	28892672	17737542	1	5900	5900	1720294
Controventi di spalla campata lunga	4	L 110x12	210000	28892672	17737542	1	5750	5750	1811219

λ [-]	α [-]	φ [-]	χ [-]	γ _{M1}	N _{b,Rd} [kN]	N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /N _{b,Rd}
1.73	0.34	2.25	0.40	1.10	1291	-159	-0.12

						129	0.10
1.66	0.34	2.13	0.41	1.10	1334	207	0.16
						982	0.74
2.06	0.34	2.94	0.33	1.10	1057	824	0.78
						325	0.31
2.06	0.34	2.94	0.33	1.10	1057	302	0.29
						-623	-0.59
						-60	-0.06
						-622	-0.59
1.96	0.34	2.71	0.35	1.10	1129	638	0.57
						-789	-0.70

Tabella 9-24 Verifica a Instabilità Controventi Inferiori

I rapporti sforzo normale sollecitante/sforno normale resistente delle verifiche condotte sulle sezioni dei controventi di torsione, risultano tutte inferiori all'unità, pertanto possono ritenersi soddisfatte. Si adotteranno quindi le sezioni sopra.

10 BULLONATURE

Oggetto del seguente capitolo è la verifica delle bullonature di collegamento tra i diaframmi, e i controventi di torsione, alle piastre saldate alle travi. Le verifiche condotte sono quella a taglio del bullone stesso e a rifollamento della piastra secondo quanto prescritto al capitolo 4.2.8.1.1 della NTC-18 e di seguito riportato:

Unioni con bulloni o chiodi soggette a taglio e/o a trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni e dei chiodi $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;} \quad (4.2.57)$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 6.8 e 10.9;} \quad (4.2.58)$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tr} A_0 / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi.} \quad (4.2.59)$$

A_{res} indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite. Nei casi in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato della vite si ha

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A / \gamma_{M2}, \text{ bulloni - tutte le classi di resistenza,} \quad (4.2.60)$$

dove A indica l'area nominale del gambo della vite e f_{tb} , invece, indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone. Con f_{tr} è indicata la resistenza del materiale utilizzato per i chiodi, mentre A_0 indica la sezione del foro.

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}, \quad (4.2.61)$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

$\alpha = \min \{ e_1 / (3 d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1 \}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

$\alpha = \min \{ p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_t ; 1 \}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

$k = \min \{ 2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

$k = \min \{ 1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Fig. 4.2.3 e d_0 il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone,

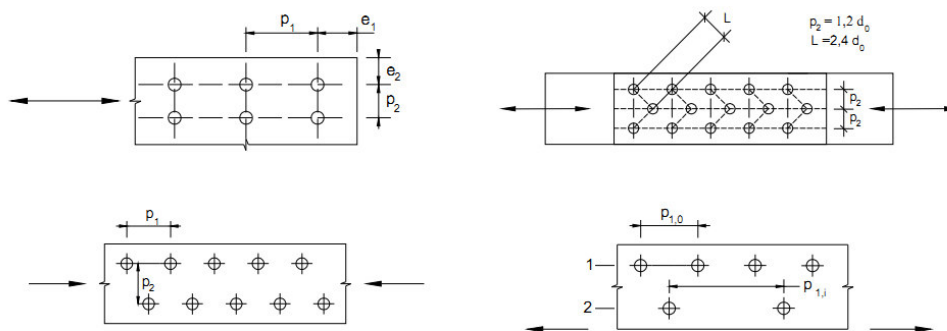


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

Per entrambe le verifiche i bulloni sono stati considerati singolarmente, cioè sono stati verificati rispetto allo sforzo tagliante che ognuno riceveva. Esso è stato ottenuto dividendo lo sforzo normale ricavato sull'elemento d'interesse da Straus7 per il numero di profili componenti l'elemento e il numero di bulloni su ogni profilo.

Per tutte le bullonature sono stati utilizzati bulloni M27 di classe 10.9.

10.1 DIAFRAMMI

Come indicato nel capitolo 1.1 per i diaframmi sono stati adottati i seguenti profili:

corrente superiore	due angolari 130x130x14, distanza 20mm
diagonali	quattro angolari 110x110x12, distanza 20 mm
corrente inferiore	quattro angolari 110x110x12, distanza 20 mm

e si è scelto di bullonare ogni elemento del corrente inferiore e dei diagonali con 3 M27 e del corrente superiore con 1 M27.

Anche in questo caso la verifica delle bullonature è stata eseguita sul diaframma più sollecitato considerando agente su di esso i seguenti carichi: pesi propri, permanenti portati, traffico e vento come era stato fatto nel capitolo analisi dei diaframmi.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche eseguite:

Elemento	N _{Ed,tot} [kN]	n° profili	n° bulloni	sigla bulloni	classe bulloni	f _{tb} [Mpa]	A _{res} [mm²]	γ _{M2} [-]	F _{v,Rd} [kN]	N _{Ed,bullone} [kN]	F _{v,Rd} /N _{Ed}
Diagonale	-992	4	3	M 27	10.9	1000	459	1.25	183.10	82.67	0.45
Corrente superiore	732	2	4	M 27	10.9	1000	459	1.25	183.10	91.56	0.50
Corrente inferiore	-1187	4	3	M 27	10.9	1000	459	1.25	183.10	98.90	0.54

Tabella 10-1 Verifica a Taglio Bulloni dei Diaframmi

	Elemento	e ₂ [mm]	d ₀ [mm]	k	e ₁ [mm]	f _{tb} [Mpa]	f _{tk} [Mpa]	α	d _{bullone} [mm]	t [mm]	γ _{M2} [-]
Bulloni Esterni	Diagonale	55	28.5	2.50	40	1000	490	0.47	27	20	1.25
	Corrente superiore	65	28.5	2.50	50	1000	490	0.58	27	20	1.25
	Corrente inferiore	55	28.5	2.50	50	1000	490	0.58	27	20	1.25

F _{t,Rd} [kN]	N _{Ed,bullone} [kN]	F _{v,Rd} /N _{Ed}
247.58	82.67	0.33
309.47	91.56	0.30
309.47	98.90	0.32

Tabella 10-2 Verifica a Rifollamento per Bulloni Esterni dei Diaframmi

	Elemento	p ₂ [mm]	d ₀ [mm]	k	p ₁ [mm]	f _{tb} [Mpa]	f _{tk} [Mpa]	α	d _{bullone} [mm]	t [mm]	γ _{M2} [-]
Bulloni Interni	Diagonale	0	28.5	2.50	113	1000	490	1.00	27	20	1.25
	Corrente superiore	0	28.5	2.50	113	1000	490	1.00	27	20	1.25
	Corrente inferiore	0	28.5	2.50	113	1000	490	1.00	27	20	1.25

F _{t,Rd} [kN]	N _{Ed,bullone} [kN]	F _{v,Rd} /N _{Ed}
529.20	82.67	0.16
529.20	91.56	0.17
529.20	98.90	0.19

Tabella 10-3 Verifica a Rifollamento per Bulloni Interni dei Diaframmi

Come si può osservare dalle tabelle, in nessun caso il rapporto fra lo sforzo normale sollecitante, che rappresenta l'azione di taglio per il bullone, e la resistenza di calcolo a taglio dei bulloni o la resistenza di calcolo a rifollamento è maggiore di 1 pertanto le verifiche possono dirsi soddisfatte.

10.2 CONTROVENTI

Come indicato nel capitolo 1.1 per i controventi inferiori si adottano i seguenti profili:

Contr. di spalla campata corta:	due angolari 130x130x14, distanza 20 mm
Contr. campata corta:	quattro angolari 130x130x14, distanza 20 mm
Contr. di pila campata corta:	quattro angolari 150x150x18, distanza 20 mm
Contr. di pila campata lunga:	quattro angolari 150x150x18, distanza 20 mm
Contr. di campata lunga:	quattro angolari 130x130x14, distanza 20 mm
Contr. di spalla campata lunga:	quattro angolari 150x150x18, distanza 20 mm

mentre per quelli superiori:

Contr. superiori:	quattro angolari 110x110x12, distanza 20 mm
-------------------	---

Per ragioni di facilità di montaggio le bullonature sono state dimensionate uguali per tutti i controventi con egual sezioni degli elementi. Sono quindi stati impiegati 4 M27 per i controventi che impiegano angolari 130x130x14 (controventi di spalla di campata corta e controventi di campata) e 6 M27 per i 150x150x18 (controventi di pila e di spalla della campata lunga).

Anche in questo caso la verifica delle bullonature è stata eseguita sugli elementi più sollecitati e riportati nella figura 9-4 considerando agente su di essi i seguenti carichi: pesi propri, permanenti portati, traffico e vento come era stato fatto nel capitolo analisi dei controventi. L'unica eccezione è fatta per i controventi superiori la

cui bullonatura verrà verificata solo rispetto ai pesi propri. Una volta che il getto ha fatto presa infatti è la soletta che assorbe i carichi, non i controventi superiori.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche eseguite:

	n° profili	Profilo	Sezione	N _{Ed,tot} [kN]	n° bulloni	Sigla bulloni	Classe bulloni	f _{tb} [Mpa]
Controventi di spalla campata corta	2	L 130x14	3a	256	4	M 27	10.9	1000
			3b	-203	4	M 27	10.9	1000
Controventi di pila campata corta	4	L 150x18	3c	-913	6	M 27	10.9	1000
			3d	-2336	6	M 27	10.9	1000
Controventi di pila campata lunga	4	L 150x18	3e	-2030	6	M 27	10.9	1000
			3f	-1081	6	M 27	10.9	1000
Controventi di campata lunga	4	L 130x14	3g	-925	4	M 27	10.9	1000
			3h	1379	4	M 27	10.9	1000
			3i	-553	4	M 27	10.9	1000
			3j	1328	4	M 27	10.9	1000
Controventi di spalla campata lunga	4	L 150x18	3k	-1902	6	M 27	10.9	1000
			3l	2318	6	M 27	10.9	1000

A _{res} [mm ²]	γ _{M2} [-]	F _{v,Rd} [kN]	N _{Ed,bullone} [kN]	F _{v,Rd} /N _{Ed}
459	1.25	183.60	31.98	0.17
459	1.25	183.60	25.40	0.14
459	1.25	183.60	38.05	0.21
459	1.25	183.60	97.34	0.53
459	1.25	183.60	84.58	0.46
459	1.25	183.60	45.04	0.25
459	1.25	183.60	57.84	0.32
459	1.25	183.60	86.19	0.47
459	1.25	183.60	34.54	0.19
459	1.25	183.60	82.97	0.45
459	1.25	183.60	79.24	0.43
459	1.25	183.60	96.56	0.53

Tabella 10-4 Verifica a Taglio della Bullonatura dei Controventi Superiori

	Elemento	Sezione	e ₂ [mm]	d ₀ [mm]	k	e ₁ [mm]	f _{tb} [Mpa]	f _{tk} [Mpa]	α
Bulloni Esterni	Controventi di spalla campata corta	3a	65	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
		3b	65	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
	Controventi di pila campata corta	3c	75	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
		3d	75	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
	Controventi di pila campata lunga	3e	75	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
		3f	75	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
	Controventi di campata lunga	3g	65	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
		3h	65	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
		3i	65	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
		3j	65	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
	Controventi di spalla campata lunga	3k	75	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
		3l	75	28.5	2.50	40	1000	490	0.47

d _{bullone} [mm]	t [mm]	γ _{M2} [-]	F _{t,Rd} [kN]	N _{Ed,bullone} [kN]	F _{v,Rd} /N _{Ed}
27	20	1.25	147.58	31.98	0.13
27	20	1.25	147.58	25.40	0.10
27	20	1.25	147.58	38.05	0.15
27	20	1.25	147.58	97.34	0.39
27	20	1.25	147.58	84.58	0.34
27	20	1.25	147.58	45.04	0.18
27	20	1.25	147.58	57.84	0.23
27	20	1.25	147.58	86.19	0.35
27	20	1.25	147.58	34.54	0.14
27	20	1.25	147.58	82.97	0.34
27	20	1.25	147.58	79.24	0.32
27	20	1.25	147.58	96.56	0.39

Tabella 10-5 Verifica a Rifollamento della Piastra per Bulloni Esterni dei Controventi Inferiori

	Elemento	Sezione	p ₂ [mm]	d ₀ [mm]	k	p ₁ [mm]	f _{tb} [Mpa]	f _{tk} [Mpa]	α
Bulloni Esterni	Controventi di spalla campata corta	3a	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
		3b	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
	Controventi di pila campata corta	3c	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
		3d	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
	Controventi di pila campata lunga	3e	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
		3f	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
	Controventi di campata lunga	3g	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
		3h	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
		3i	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
		3j	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
	Controventi di spalla campata lunga	3k	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
		3l	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57

d _{bullone} [mm]	t [mm]	γ _{M2} [-]	F _{t,Rd} [kN]	N _{Ed, bullone} [kN]	F _{v,Rd} /N _{Ed}
27	20	1.25	300.96	31.98	0.11
27	20	1.25	300.96	25.40	0.08
27	20	1.25	300.96	38.05	0.13
27	20	1.25	300.96	97.34	0.32
27	20	1.25	300.96	84.58	0.28
27	20	1.25	300.96	45.04	0.15
27	20	1.25	300.96	57.84	0.19
27	20	1.25	300.96	86.19	0.29
27	20	1.25	300.96	34.54	0.11
27	20	1.25	300.96	82.97	0.28
27	20	1.25	300.96	79.24	0.26
27	20	1.25	300.96	96.56	0.32

Tabella 10-6 Verifica a Rifollamento della Piastra per Bulloni Interni dei Controventi Inferiori

	n° profili	Profilo	Sezione	N _{Ed,Pesi} Propri [kN]	n° bulloni	Sigla bulloni	Classe bulloni	f _{tb} [Mpa]
Controventi di spalla campata corta	4	L 110x12	4a	-122	2	M 27	10.9	1000
			4b	99	2	M 27	10.9	1000
Controventi di pila campata corta	4	L 110x12	4c	108	2	M 27	10.9	1000
			4d	788	2	M 27	10.9	1000
Controventi di pila campata lunga	4	L 110x12	4e	641	2	M 27	10.9	1000
			4f	192	2	M 27	10.9	1000
Controventi di campata lunga	4	L 110x12	4g	309	2	M 27	10.9	1000
			4h	-571	2	M 27	10.9	1000
			4i	12	2	M 27	10.9	1000
			4j	-535	2	M 27	10.9	1000
Controventi di spalla campata lunga	4	L 110x12	4k	540	2	M 27	10.9	1000
			4l	-655	2	M 27	10.9	1000

A _{res} [mm ²]	γ _{M2} [-]	F _{v,Rd} [kN]	N _{Ed,bullone} [kN]	F _{v,Rd} /N _{Ed}
459	1.25	183.60	15.19	0.08
459	1.25	183.60	12.32	0.07
459	1.25	183.60	13.50	0.07
459	1.25	183.60	98.55	0.54
459	1.25	183.60	80.16	0.44
459	1.25	183.60	23.96	0.13
459	1.25	183.60	38.64	0.21
459	1.25	183.60	71.38	0.39
459	1.25	183.60	1.52	0.01
459	1.25	183.60	66.83	0.36
459	1.25	183.60	67.50	0.37
459	1.25	183.60	81.84	0.45

Tabella 10-7 Verifica a Taglio della Bullonatura dei Controventi Inferiori

	Elemento	Sezione	e ₂ [mm]	d ₀ [mm]	k	e ₁ [mm]	f _{tb} [Mpa]	f _{tk} [Mpa]	α
Bulloni Esterni	Controventi di spalla campata corta	4a	55	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
		4b	55	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
	Controventi di pila campata corta	4c	55	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
		4d	55	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
	Controventi di pila campata lunga	4e	55	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
		4f	55	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
	Controventi di campata lunga	4g	55	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
		4h	55	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
		4i	55	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
		4j	55	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
	Controventi di spalla campata lunga	4k	55	28.5	2.50	40	1000	490	0.47
		4l	55	28.5	2.50	40	1000	490	0.47

d _{bullone} [mm]	t [mm]	γ _{M2} [-]	F _{t,Rd} [kN]	N _{Ed, bullone} [kN]	F _{v,Rd} /N _{Ed}
27	20	1.25	247.58	15.19	0.06
27	20	1.25	247.58	12.32	0.05
27	20	1.25	247.58	13.50	0.05
27	20	1.25	247.58	98.55	0.40
27	20	1.25	247.58	80.16	0.32
27	20	1.25	247.58	23.96	0.10
27	20	1.25	247.58	38.64	0.16
27	20	1.25	247.58	71.38	0.29
27	20	1.25	247.58	1.52	0.01
27	20	1.25	247.58	66.83	0.27
27	20	1.25	247.58	67.50	0.27
27	20	1.25	247.58	81.84	0.33

Tabella 10-8 Verifica a Rifollamento della Piastra per Bulloni Esterni dei Controventi Superiori

	Elemento	Sezione	p ₂ [mm]	d ₀ [mm]	k	p ₁ [mm]	f _{tb} [Mpa]	f _{tk} [Mpa]	α
Bulloni Interni	Controventi di spalla campata corta	4a	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
		4b	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
	Controventi di pila campata corta	4c	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
		4d	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
	Controventi di pila campata lunga	4e	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
		4f	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
	Controventi di campata lunga	4g	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
		4h	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
		4i	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
		4j	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
	Controventi di spalla campata lunga	4k	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57
		4l	0	28.5	2.50	70	1000	490	0.57

d _{bullone} [mm]	t [mm]	γ _{M2} [-]	F _{t,Rd} [kN]	N _{Ed,bullone} [kN]	F _{v,Rd} /N _{Ed}
27	20	1.25	300.96	15.19	0.05
27	20	1.25	300.96	12.32	0.04
27	20	1.25	300.96	13.50	0.04
27	20	1.25	300.96	98.55	0.33
27	20	1.25	300.96	80.16	0.27
27	20	1.25	300.96	23.96	0.08
27	20	1.25	300.96	38.64	0.13
27	20	1.25	300.96	71.38	0.24
27	20	1.25	300.96	1.52	0.01
27	20	1.25	300.96	66.83	0.22
27	20	1.25	300.96	67.50	0.22
27	20	1.25	300.96	81.84	0.27

Tabella 10-9 Verifica a Rifollamento della Piastra per Bulloni Interni dei Controventi Superiori

Come si può osservare dalle tabelle sopra riportate, in nessun caso il rapporto fra lo sforzo normale sollecitante, che rappresenta l'azione di taglio per il bullone, e la resistenza di calcolo a taglio dei bulloni o la resistenza di calcolo a rifollamento è maggiore di 1 pertanto le verifiche possono dirsi soddisfatte sia per i controventi di torsione superiori sia per quelli inferiori.

11 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 sia in fase di montaggio sia per gli stati limite ultimo e di esercizio in fase definitiva.

11.1 VERIFICA IN FASE DI MONTAGGIO

Nella fase di montaggio le prédalles hanno un comportamento schematizzabile a trave continua, soggetta al peso proprio, al getto integrativo ed al sovraccarico "di lavorazione". Per ragioni di trasporto e di maneggevolezza le lastre non si sviluppano monoliticamente per tutta la larghezza dell'impalcato ma sono interrotte in corrispondenza della piattabanda della trave centrale. Sulle piattabande delle due travi di bordo invece sono interrotte le prédalles metalliche ma la continuità è data dalle armature dei tralicci. Si considerano quindi due lastre, una che si estende dalla trave centrale a bordo interno curva e una dalla trave centrale al bordo esterno curva.

Il calcolo delle sollecitazioni verrà condotto assumendo come luci di calcolo quelle riportate nella figura sottostante. I momenti si considerano di segno positivo se tendono le fibre inferiori.

Nella seguente figura è riportato uno schema della sezione trasversale della soletta e gli schemi statici utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni con le relative luci.

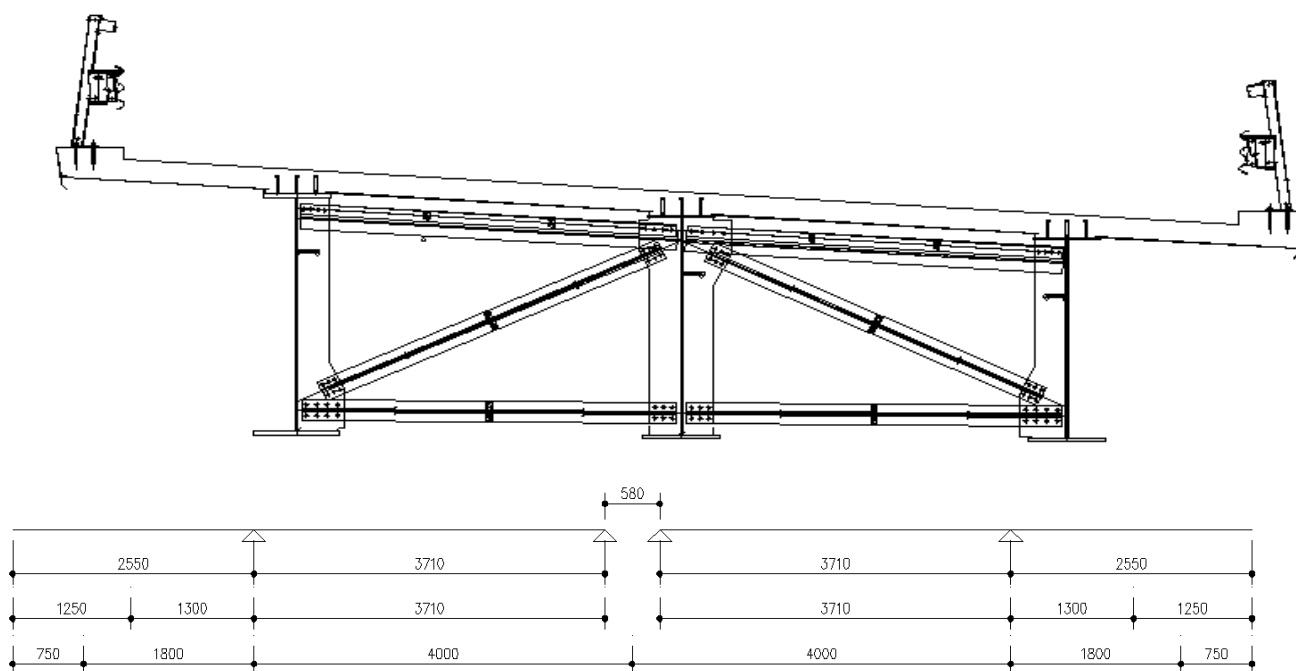


Figura 11-1 Schema Statico considerato in Fase di Montaggio per la Verifica Trasversale della Soletta

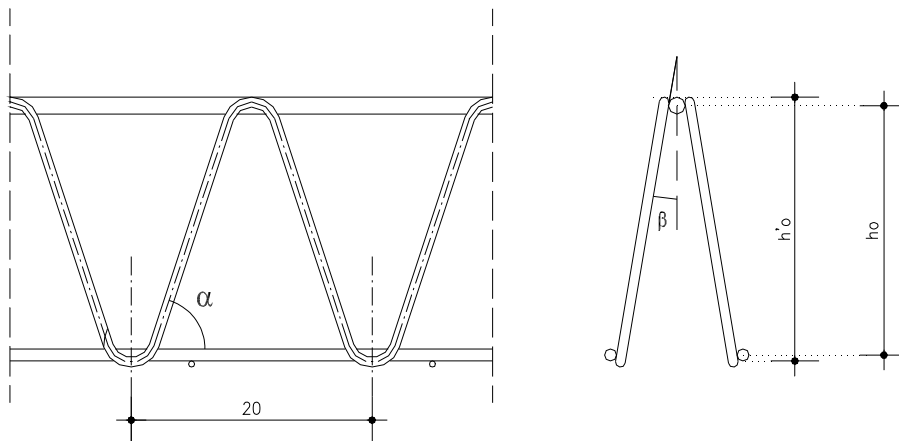
11.1.1 Analisi dei carichi

1) Peso proprio prédalles

$$g_{1,p} = 1.35 * 0.006 * 78.5 = 0.64 \text{ kN/m}^2$$

2) Getto integrativo (I fase)

$$g_{1,s} = 1.35 * 0.25 * 25.00 = 8.44 \text{ kN/m}^2$$



Altezza totale del traliccio: $h'_0 = 16 \text{ cm}$

Braccio della coppia resistente: $h_0 = h'_0 - (f_{cs} + f_{ci}) / 2 = 14.6 \text{ cm}$

Corrente superiore: 1 ϕ 16

Corrente inferiore: 2 ϕ 12

Si prevede di gettare il calcestruzzo in due fasi distinte:

- prima fase: getto fino a 1.30 m dall'asse della trave esterna;
- seconda fase: getto sul tratto rimanente.

Le sollecitazioni vengono calcolate considerando una larghezza di soletta pari ad 1m, di conseguenza per ottenere le sollecitazioni con cui verificare il singolo traliccio sarà sufficiente moltiplicarle per l'interasse dei tralici, paria a 0.40m.

Di seguito si riportano i dati geometrici e il calcolo delle sollecitazioni sia in prima che in seconda fase:

I FASE:

Geometria		
larghezza lastra	2.4	m
interasse tralicci	0.40	m
lunghezza totale lastra	6.26	m
lunghezza del tratto gettato	5.01	m

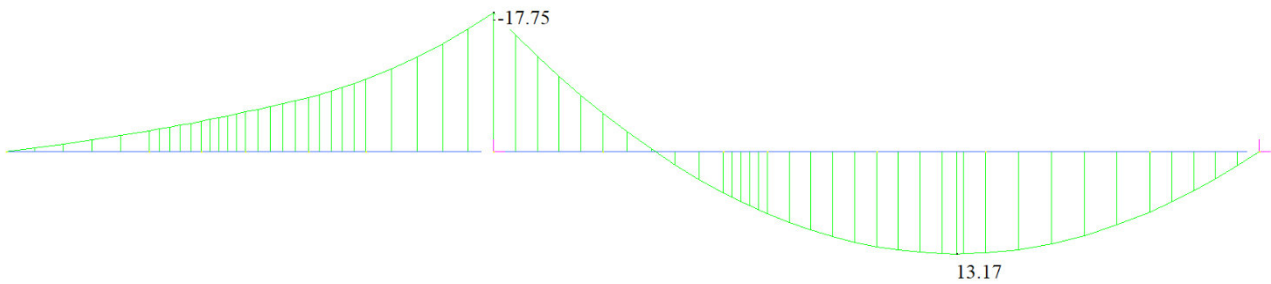


Figura 11-2 Momenti Unitari Sollecitanti in Fase I

Verifica di stabilità corrente inferiore in asse trave di bordo

Questa verifica viene eseguita in corrispondenza dell'asse delle travi di bordo. In questa sezione il momento negativo è massimo e le predalles metalliche sono interrotte per consentire la piolatura della trave principale alla soletta, la sezione resistente sarà quindi composta dalle sole barre inferiori del traliccio e dall'eventuale corrente integrativo.

Per eseguire queste verifiche si procede come indicato nel capitolo 4.2.4.1.2 della NTC-18 e come già fatto per diagonali e controventi nei rispettivi capitoli.

Per prima cosa si calcola il momento agente sul singolo traliccio:

$$M_{Ed \text{ traliccio}} = M_{Ed \text{ unitario}} \times i_{\text{tralicci}} = 17.75 \times 0.40 = 7.10 \text{ kNm}$$

Da esso si ricava lo sforzo normale agente sul corrente inferiore del traliccio:

$$N_{inf, Sd} = M_{Ed \text{ traliccio}} / h_{\text{traliccio}} = 7.10 / 0.146 = 48.63 \text{ kN}$$

Ora è possibile procedere con la verifica. Si decide di utilizzare due correnti inferiori $\phi 12$ con l'aggiunta di un ferro integrativo $\phi 20$. Per la verifica ad instabilità tutta la compressione viene calcolata sul ferro integrativo. Viene quindi verificata la resistenza all'instabilità del corrente inferiore compresso ($\phi 20$). I dati sono riassunti nella seguente tabella:

n° barre	ϕ	E [N/mm ²]	β [-]	I [mm]	L ₀ [m]	N _{cr} [N]	f _{yk} [MPa]	λ [-]	α [-]	ϕ [-]	X [-]	Y _{M1}
1	20	210000	0.8	580	464	75609	391	1.27	0.49	1.58	0.47	1.10

N _{b,Rd} [kN]	M _{Ed} unitario [kNm/m]	M _{Ed} traliccio [kNm]	h _{b_traliccio} [m]	N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /N _{b,Rd}
58	-17.75	-7.10	0.146	-49	0.83

Tabella 11-1 Verifica Stabilità Corrente Inferiore a M Fase I

Verifica a trazione del corrente superiore in asse trave di bordo

Nella stessa sezione considerata per la verifica precedente viene eseguita anche la verifica a trazione sul corrente superiore che ha diametro $\phi 16$.

Lo sforzo normale agente sul corrente superiore del traliccio risulta:

$$N_{sup,Sd} = M_{Ed \text{ traliccio}} / h_{traliccio} = 7.10 / 0.146 = 48.63 \text{ kN}$$

n° barre	ϕ	A [mm ²]	f _{yk} [MPa]	Y _{M0}	N _{sup,Rd} [kN]	M _{Ed} unitario [kNm/m]	M _{Ed} traliccio [kNm]	h _{b_traliccio} [m]	N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /N _{b,Rd}
1	16	201	391	1.05	86	-17.75	-7.10	0.146	-49	0.56

Tabella 11-2 Verifica a Trazione Corrente Superiore Fase I

Verifica di stabilità corrente superiore mezzera campata fra le travi

Questa verifica viene eseguita in corrispondenza della mezzera fra la trave centrale e quella esterna/interna. In questa sezione il momento positivo è massimo di conseguenza si genera una compressione sul corrente superiore e una trazione sul corrente inferiore.

Il corrente superiore sarà soggetto a instabilità in quanto compresso, mentre su quello inferiore le verifiche si assumono automaticamente soddisfatte in quanto anche la sezione delle lastre predalles contribuiscono alla resistenza a trazione.

Per prima cosa si calcola il momento agente sul singolo traliccio:

$$M_{Ed \text{ traliccio}} = M_{Ed \text{ unitario}} \times i_{tralicci} = 13.17 \times 0.40 = 5.27 \text{ kNm}$$

Da esso si ricava lo sforzo normale agente sul corrente inferiore del traliccio:

$$N_{inf,Sd} = M_{Ed \text{ traliccio}} / h_{traliccio} = 5.27 / 0.146 = 36.08 \text{ kN}$$

Ora è possibile procedere con la verifica. Viene quindi verificata la resistenza all'instabilità del corrente superiore compresso (ϕ 16). I dati sono riassunti nella seguente tabella:

n° barre	ϕ	E [N/mm ²]	β [-]	I [mm]	L ₀ [m]	N _{cr} [N]	f _{yk} [MPa]	λ [-]	α [-]	ϕ [-]	χ [-]	γ_{M1}
1	16	210000	0.8	200	160	260453	391	0.55	0.49	0.74	0.52	1.10

N _{b,Rd} [kN]	M _{Ed} unitario [kNm/m]	M _{Ed} traliccio [kNm]	h _{b_traliccio} [m]	N _{Ed} [kN]	N _{ed} /N _{b,Rd}
42	13.17	5.27	0.146	36	0.85

Tabella 11-3 Verifica a Compressione Corrente Superiore in Campata Fase I

II FASE:

Nella seconda fase vengono gettati i restanti 1.25 m di soletta riguardanti comprendenti anche i cordoli.

Geometria		
Larghezza lastra	2.4	m
Interasse tralici	0.40	m
Lunghezza totale lastra	6.26	m
Lunghezza del tratto gettato	1.25	m

Verifica a trazione del corrente superiore

Nella sezione di ripresa del getto viene eseguita la verifica a trazione sul corrente superiore che ha diametro ϕ 16. La verifica a instabilità del corrente inferiore non viene svolta in quanto si assume che la stabilità sia garantita dalle lastre predalles.

Per prima cosa si calcola il momento agente sul singolo traliccio:

$$M_{Ed \text{ traliccio}} = M_{Ed \text{ unitario}} \times i_{tralici} = 22.33 \times 0.40 = 8.93 \text{ kNm}$$

Da esso si ricava lo sforzo normale agente sul corrente inferiore del traliccio:

$$N_{inf,Sd} = M_{Ed \text{ traliccio}} / h_{traliccio} = 8.93 / 0.146 = 61.16 \text{ kN}$$

Ora è possibile procedere con la verifica. Viene quindi verificata la resistenza a trazione del corrente superiore compresso (ϕ 16). I dati sono riassunti nella seguente tabella:

n° barre	ϕ	A [mm ²]	f _{yk} [MPa]	γ_{M0}	N _{sup,Rd} [kN]	M _{Ed} unitario [kNm/m]	M _{Ed} traliccio [kNm]	h _{b_traliccio} [m]	N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /N _{b,Rd}
1	16	201	391	1.05	86	22.33	8.93	0.146	61	0.71

Tabella 11-4 Verifica a Trazione Corrente Superiore Fase II

Poiché il rapporto sforzo normale sollecitante-sforzo normale resistente risulta sempre inferiore a 1 le verifiche condotte in fase di montaggio possono ritenersi soddisfatte.

11.2 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.

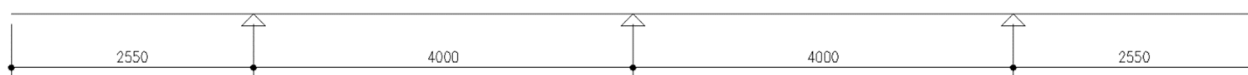


Figura 11-3 Schema Statico per Verifiche SLU

11.2.1 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 m.

Nella seguente figura è riportata la diffusione dei carichi concentrati forniti in normativa quando si ci trova in una zona di campata.

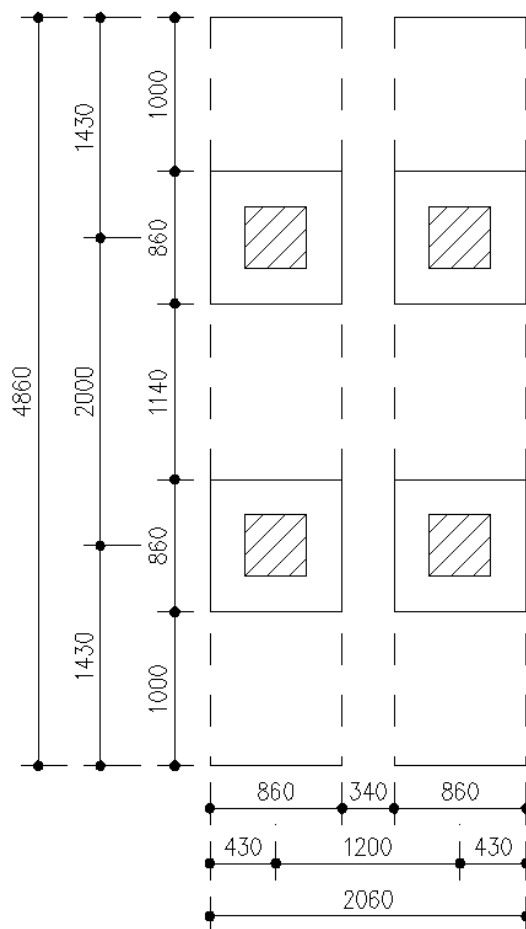


Figura 11-4 Ripartizione dei carichi dovuta al beneficio bidimensionale della soletta in campata

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.

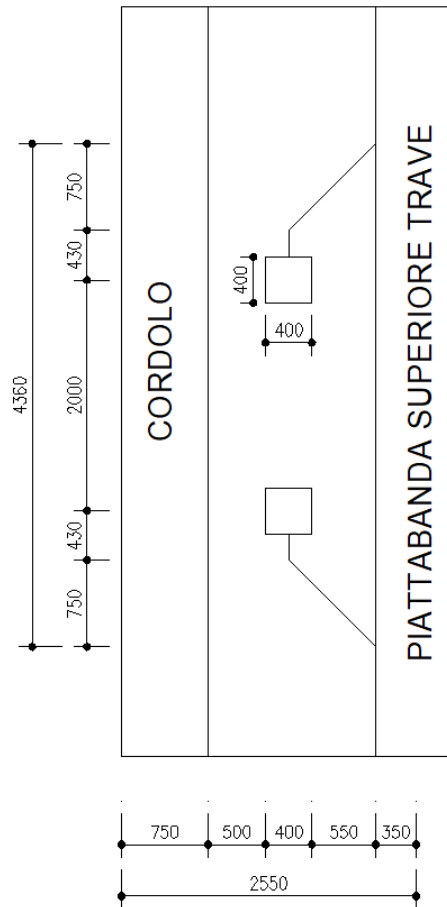


Figura 11-5 Ripartizione dei carichi dovuta al beneficio bidimensionale della soletta sullo sbalzo

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:

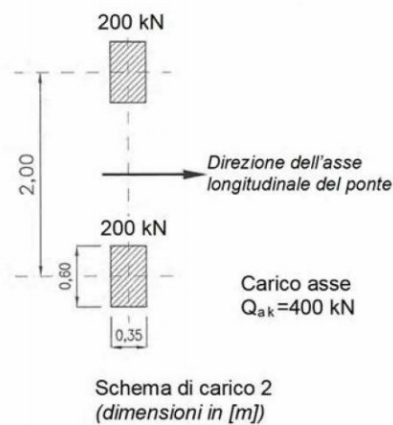


Figura 11-6 Schema di Carico 2

ma essendo risultato meno gravoso non è stato considerato per il calcolo delle sollecitazioni.

11.2.2 Sollecitazioni

In questo capitolo si riportano gli schemi di carico considerati per ottenere le massime sollecitazioni per la soletta e gli involuipi di queste ultime.

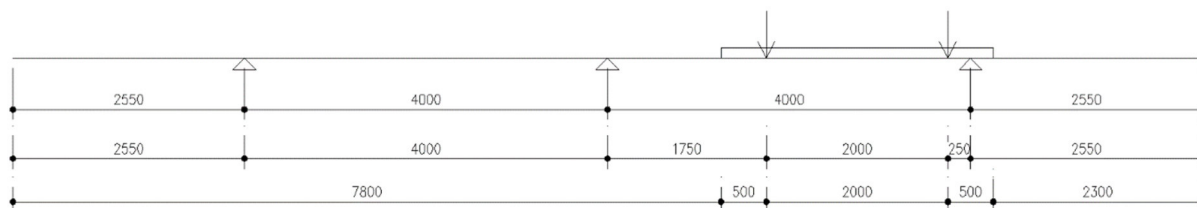


Figura 11-7 Schema di Carico Massimo Momento in Campata

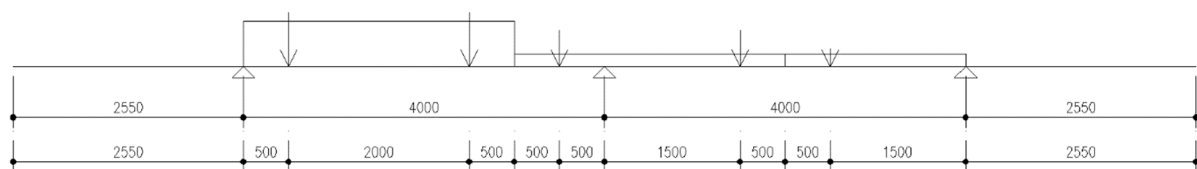


Figura 11-8 Schema di Carico Massimo Momento Negativo all'Appoggio

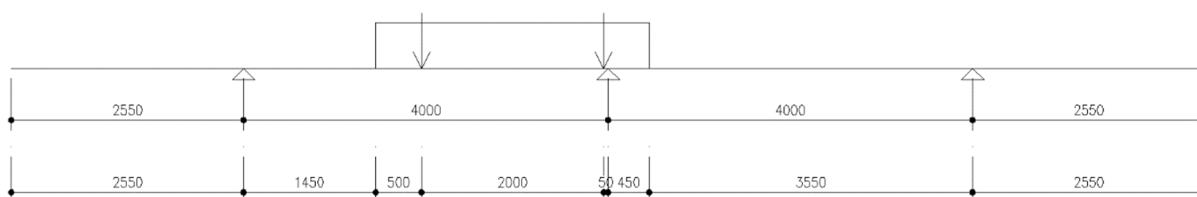


Figura 11-9 Schema di Carico Taglio Massimo all'Appoggio

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-177.2609	86.0138
	[Bm.200]	[Bm.155]

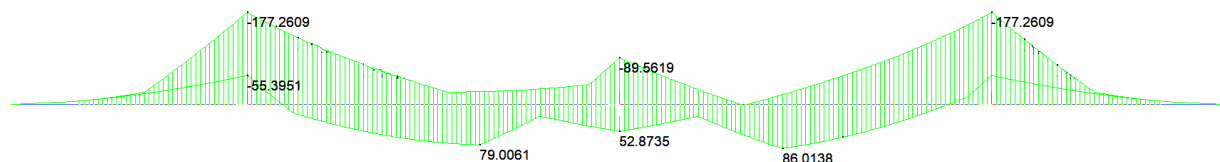


Figura 11-10 Involuppo Momenti Flettenti SLU

	MIN	MAX
SF2(kN)	-166.8210	153.9621
	[Bm:3]	[Bm:200]

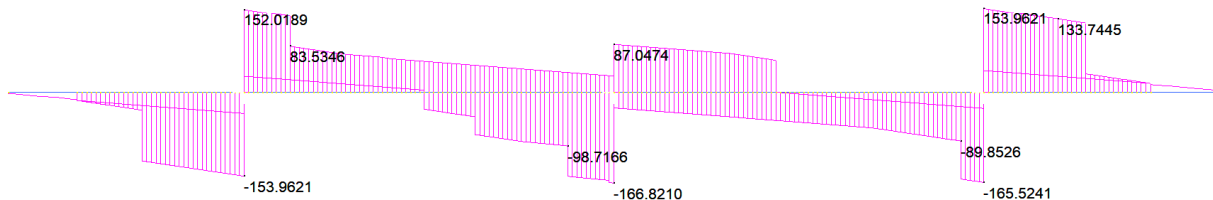


Figura 11-11 Involuppo Tagli SLU

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-131.3044	63.7139
	[Bm:200]	[Bm:155]

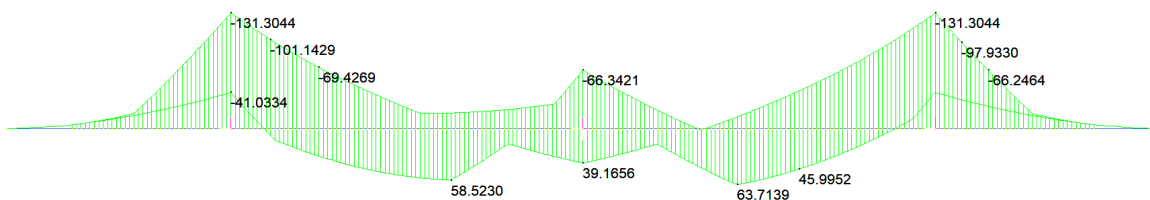


Figura 11-12 Involuppo Momenti Flettenti SLE Rara

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-108.7366	48.0987
	[Bm:200]	[Bm:155]

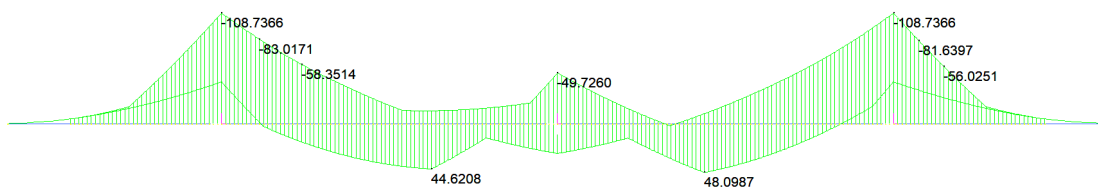


Figura 11-13 Involuppo Momenti Flettenti SLE Frequente

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-41.0334	4.4301
	[Bm:2]	[Bm:103]

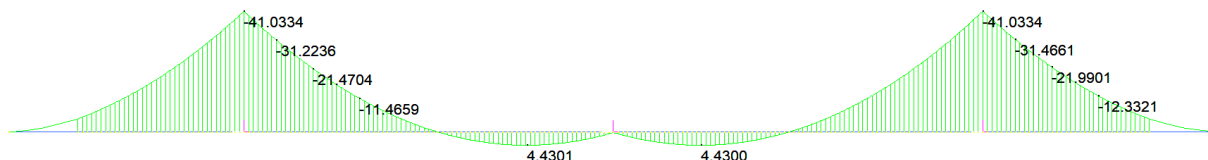


Figura 11-14 Involuppo Momenti Flettenti SLE Quasi Permanente

11.2.3 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.

Verifiche a Momento Positivo in Campata

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	60	25
			2	27.14	5.2

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 86.01 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{Rd} 484.5 kNm

Materiali: B450C C25/30

E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 19.83 %
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
E_{syd} 1.957 % C_{c,adm} 9.75
C_{s,adm} 255 N/mm² T_{co} 0.6
T_{c1} 1.029

σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 5.846 %
d 25 cm
x 9.363 x/d 0.3745
δ 0.9081

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U. Metodo n

Tipologia flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

La verifica a momento positivo risulta soddisfatta dato che il momento sollecitante (177.26 kNm) è minore del momento resistente (484.5 kNm).

Verifiche a Momento Negativo all'Appoggio dello Sbalzo

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	60	25
			2	27.14	5.2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} -177.26 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} -210.2 kN m

Materiali: B450C C35/45

ε _{su} 67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391.3 N/mm²	ε _{cu} 3.5 ‰
E _s 200000 N/mm²	f _{cd} 19.83
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 9.75
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.6
	τ _{c1} 1.829

σ_c -13.49 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 0.8689 ‰
ε_s 67.5 ‰
d 19.8 cm
x 0.251 x/d 0.01271
δ 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

La verifica a momento negativo risulta soddisfatta dato che il momento sollecitante (-177.26 kNm) è minore del momento resistente (-210.2 kNm).

Verifiche a Taglio

Il taglio massimo risulta pari a V_{sdu} = 166.82 kN.

V _{sdu}	166.82	kN
M _{sdu}	-	kNm
N _{sdu}	0	kN
R _{ck}	40	N/mm²
f _{ck}	32	N/mm²
g _c	1.5	
f _{yk}	450	N/mm²
bw	100	cm
d	19.80	cm
Asl	30.16	cm²

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
f _{ctd,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.

11.3 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.

11.3.1 Verifica tensionale rara e quasi permanente

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%.

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:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \tag{4.1.42}$$

Con i materiali utilizzati risulta:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 0.60 \times 35.00 = 21.00 \text{ MPa}$ per combinazione rara
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 0.60 \times 35.00 = 15.75 \text{ MPa}$ per combinazione quasi permanente
- $\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 0.80 \times 450 = 360 \text{ MPa}$ 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. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data input fields and tables.

Section Data:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	60	25
			2	27.14	5.2

Materials:

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 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

Calculated Stresses:

- σ_c : -3.554 N/mm²
- σ_s : 51.78 N/mm²
- ϵ_s : 0.2589 ‰
- x/d : 0.5073
- δ : 1

Other Parameters:

- Metodo di calcolo: Metodo n
- N° strati barre: 2
- P.to applicazione N: Centro
- N° iterazioni: 3

Figura 11-15 Tensioni in Combinazione Rara dovute al M*

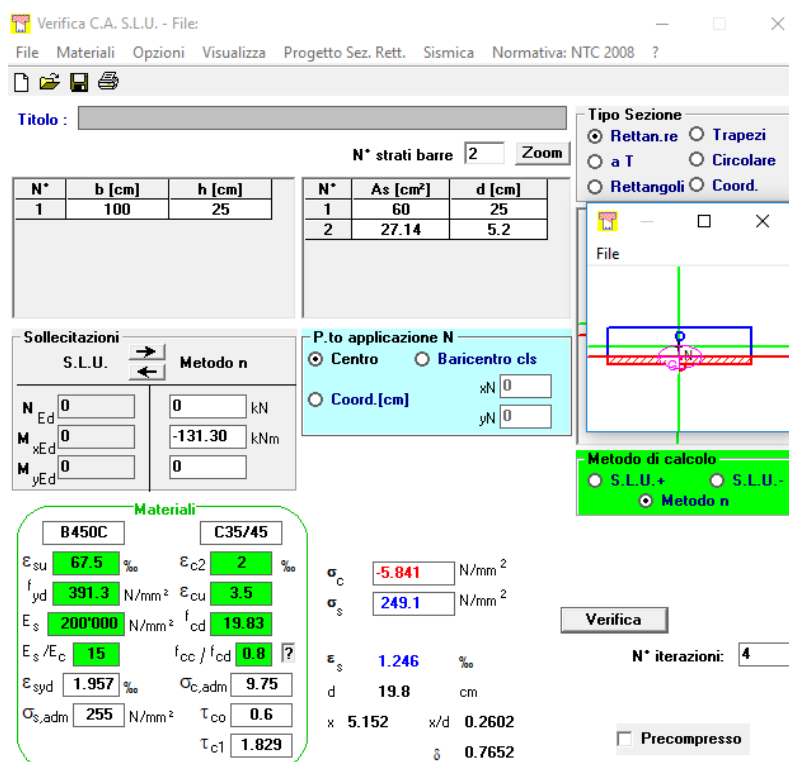


Figura 11-16 Tensioni in Combinazione Rara dovute al M

Le tensioni sul calcestruzzo allo SLE in combinazione Rara per il momento positivo e per quello negativo risultano essere rispettivamente: $\sigma_c = -3.554$ MPa e $\sigma_c = -5.841$ 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: $\sigma_s = 51.78$ MPa e $\sigma_s = 249.1$ 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.

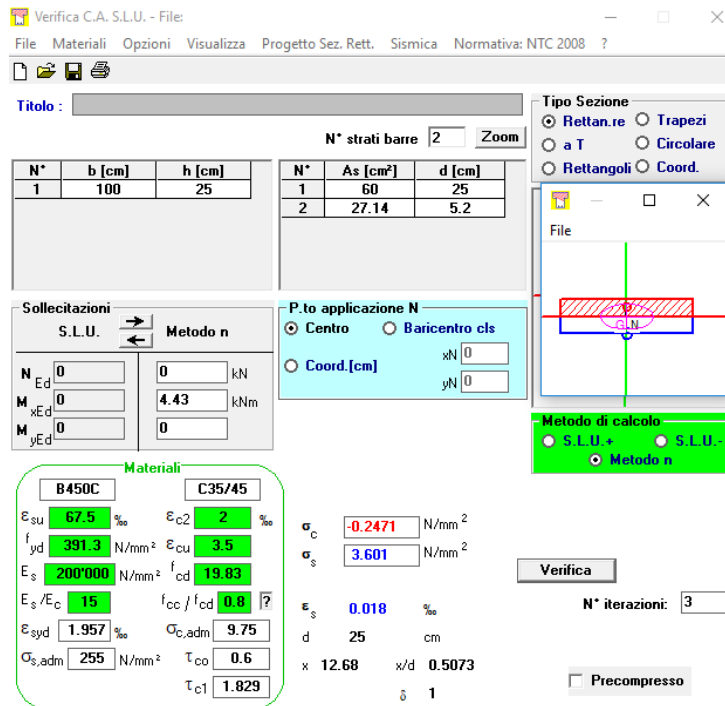


Figura 11-17 Tensioni in Combinazione Quasi Permanente dovute al M*

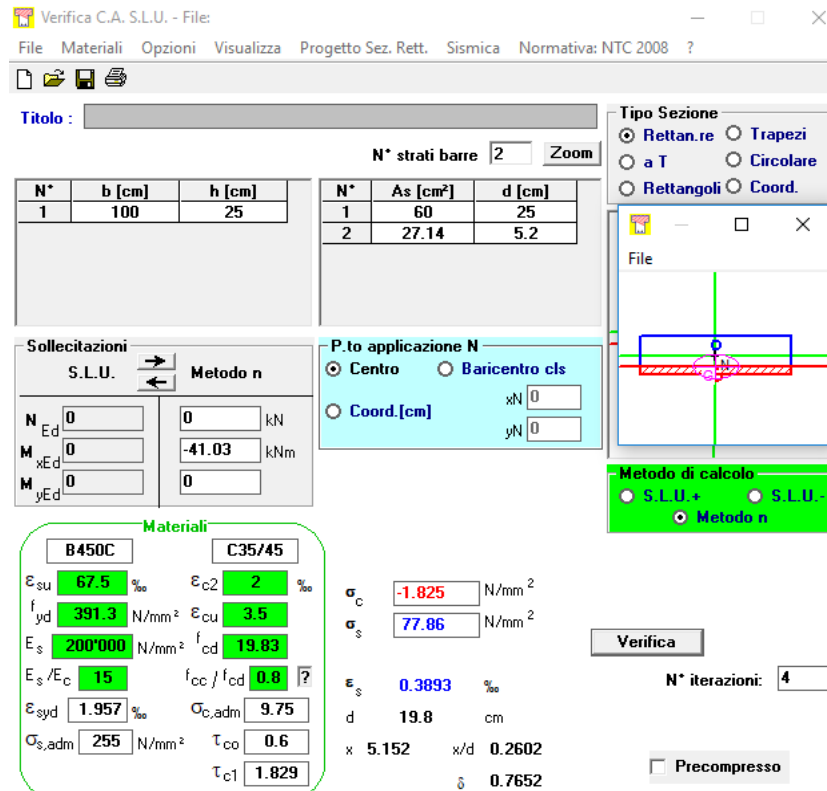


Figura 11-18 Tensioni in Combinazione Quasi Permanente dovute al M*

Le tensioni sul calcestruzzo allo SLE in combinazione Quasi Permanente per il momento positivo e per quello negativo risultano essere rispettivamente: $\sigma_c = -0.2471$ MPa e $\sigma_c = -1.825$ MPa. 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.

11.3.2 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			
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

Tabella 11-5 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	Φ =	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	σ _{ct} =	2.79	N/mm ²
Tensione al lembo teso cls (cls reagente a traz.)	σ _c =	2.19	N/mm ²

Tabella 11-6 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 APPARECCHIATURE DI APPOGGIO E GIUNTI

Il sistema di vincolo dell'impalcato su spalle e pila è costituito da isolatori elastomerici a elevato smorzamento.

12.1 AZIONI APPOGGI

Si riporta la tabella appoggi riassuntiva per ogni apparecchio di appoggio.

Il dimensionamento degli apparecchi di appoggio è svolto rispetto allo SLC, poiché il sistema d'isolamento deve essere in grado di sopportare gli spostamenti previsti in tale stato limite.

Vengono riportate sia le sollecitazioni caratteristiche sia le sollecitazioni combinate secondo i coefficienti da normativa.

SPALLA A - App.1 (Esterno)				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	524	524	6	6
Permanenti Portati	214	214	9	2
Vento	91	-91	2	121
Traffico	1588	-408	16	9
Frenatura	6	-6	55	28
Centrifuga	44	-44	10	70
Azione termica	26	-26	100	28
Ritiro	-112	-112	110	0
Alzaggio	255	255	50	3
Cedimenti	28	-11	5	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	770	-770	219	230
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	555	-555	642	327
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	849	-849	223	662

Tabella 12-1 Sollecitazioni caratteristiche appoggio esterno curva spalla A (campata corta)

SPALLA A - App.2 (Interno)				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	614	614	4	10
Permanenti Portati	205	205	7	1
Vento	117	-117	5	124
Traffico	1401	-358	9	13
Frenatura	13	-13	50	27
Centrifuga	49	-49	20	66
Azione termica	5	-5	92	23
Ritiro	-73	-73	110	0
Alzaggio	143	143	36	7
Cedimenti	10	-4	4	1
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	552	-552	215	228
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	414	-414	630	319
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	868	-868	221	661

Tabella 12-2Sollecitazioni caratteristiche appoggio interno curva spalla A (campata corta)

COMBINAZIONI A1 STR Tab 5.1.V NTC-18								
Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]	Hcombinato [kN]	Spostamento [mm]	
SPALLA A - SLU	App. 1	SLU 1	2965	277	309	225	383	47
		SLU 2	3446	194	314	156	350	43
		SLU 3	2918	324	383	190	427	53
		SLU 4	2969	272	322	247	406	50
		SLU 5	2922	319	356	166	393	49
	App. 2	SLU 1	2799	328	278	240	367	45
		SLU 2	3202	277	278	170	326	40
		SLU 3	2747	381	342	202	397	49
		SLU 4	2795	332	302	255	395	49
		SLU 5	2731	396	319	177	365	45
SPALLA A - SLC	App. 1	SLC 1	1679	100	399	241	466	115
		SLC 2	1464	315	822	338	889	219

		SLC 3	1758	21	403	673	784	194
	App. 2	SLC 1	1451	333	376	247	450	111
		SLC 2	1313	471	791	338	860	212
		SLC 3	1767	17	382	680	780	193
			3446	17	822	680	889	219

Tabella 12-3 Sollecitazione combinate e fattorizzate, S.L.U e S.L.C., spalla A con massimi evidenziati

PILA - App.1 (Esterno)				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	4427	4427	114	20
Permanenti Portati	1593	1593	32	5
Vento	505	-505	0	387
Traffico	4373	-987	47	25
Frenatura	9	-9	169	17
Centrifuga	91	-91	7	75
Azione termica	49	-49	66	49
Ritiro	-418	-418	82	0
Alzaggio	885	885	18	6
Cedimenti	88	-34	2	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	1300	-1300	426	414
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	778	-778	1270	493
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	1640	-1640	518	1280

Tabella 12-4 Sollecitazioni caratteristiche appoggio esterno curva Pila

PILA - App.2 (Interno)				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	3425	3425	95	32
Permanenti Portati	1109	1109	29	8
Vento	461	-461	3	388
Traffico	3696	-1130	39	36
Frenatura	6	-6	164	16

Centrifuga	84	-84	8	75
Azione termica	100	-100	63	52
Ritiro	802	802	82	0
Alzaggio	-1526	-1526	13	4
Cedimenti	58	-150	13	4
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	1130	-1130	422	414
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	682	-682	1270	494
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	1400	1400	514	1280

Tabella 12-5 Sollecitazioni caratteristiche appoggio interno curva Pila

COMBINAZIONI A1 STR Tab 5.1.V NTC-18								
	Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]	H combinato [kN]	Spostamento [mm]
PILA - SLU	App. 1	SLU 1	14013	4570	415	682	798	48
		SLU 2	15186	4540	430	458	629	38
		SLU 3	13723	4861	643	473	798	48
		SLU 4	13833	4751	424	551	695	42
		SLU 5	13734	4850	446	473	651	39
	App. 2	SLU 1	9827	1883	386	719	817	49
		SLU 2	10798	1778	398	499	638	39
		SLU 3	9559	2151	606	508	791	48
		SLU 4	9664	2046	395	588	709	43
		SLU 5	9599	2111	415	512	659	40
PILA - SLC	App. 1	SLC 1	7875	5129	674	445	808	98
		SLC 2	7353	5651	1518	524	1606	195
		SLC 3	8215	4789	766	1311	1518	184
	App. 2	SLC 1	4998	2530	654	462	801	97
		SLC 2	4550	2978	1502	542	1597	194
		SLC 3	5268	5060	746	1328	1523	185
			15186	1778	1518	1328	1606	195

Tabella 12-6 Sollecitazione combinate e fattorizzate, S.L.U e S.L.C., pila con massimi evidenziati

SPALLA B - App.1 (Esterno)				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	2044	2044	141	22
Permanenti Portati	762	762	46	6
Vento	144	-144	2	214
Traffico	2101	-123	76	7
Frenatura	2	-2	89	45
Centrifuga	67	-67	11	107
Azione termica	24	-24	165	29
Ritiro	-179	-179	176	0
Alzaggio	304	304	66	2
Cedimenti	26	-10	7	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	726	-726	346	343
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	580	-580	1020	491
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	976	-976	351	971

Tabella 12-7 Sollecitazioni caratteristiche appoggio esterno curva spalla B (campata lunga)

SPALLA B - App.2 (Interno)				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	875	875	78	14
Permanenti Portati	285	285	30	3
Vento	161	-161	6	217
Traffico	1578	-449	37	18
Frenatura	19	-19	82	43
Centrifuga	70	-70	23	103
Azione termica	4	-4	156	21
Ritiro	31	31	176	0
Alzaggio	-60	-60	50	3
Cedimenti	1	-2	4	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	520	-520	342	340
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	451	-451	998	478
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	953	-953	360	975

Tabella 12-8 Sollecitazioni caratteristiche appoggio interno curva spalla B (campata lunga)

COMBINAZIONI A1 STR Tab 5.1.V NTC-18								
	Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]	Hcombinato [kN]	Spostamento [mm]
SPALLA B - SLU	App. 1	SLU 1	6330	2525	750	389	845	66
		SLU 2	6953	2570	774	263	818	63
		SLU 3	6246	2609	869	322	927	72
		SLU 4	6334	2521	764	405	865	67
		SLU5	6255	2600	828	275	872	68
	App. 3	SLU 1	3375	436	581	385	697	54
		SLU 2	3810	381	589	261	645	50
		SLU 3	3304	507	688	313	756	59
		SLU 4	3372	438	608	394	725	56
		SLU5	3280	530	652	265	704	55
SPALLA B - SLC	App. 1	SLC 1	3683	2195	782	373	866	134
		SLC 2	3537	2341	1456	521	1546	240
		SLC 3	3933	1945	787	1001	1273	197
	App. 3	SLC 1	1652	609	680	360	769	119
		SLC 2	1583	678	1336	498	1426	221
		SLC 3	2085	176	698	995	1215	188
			6953	176	1456	1001	1546	240

Tabella 12-9 Sollecitazione combinate e fattorizzate, S.L.U e S.L.C., spalla B con massimi evidenziati

	G1,G2	q5 Vento	q1 Traffico	q3 Frenatura	q4 Centrifuga	ε3 Azione termica	ε2 Ritiro	ε4 Cedimenti	
SLU	SLU 1	1.35	1.5	1.0125	0	0	0.72	1.2	1.2
	SLU 2	1.35	0.9	1.35	0	0	0.72	1.2	1.2
	SLU 3	1.35	0.9	1.0125	1.35	0	0.72	1.2	1.2
	SLU 4	1.35	0.9	1.0125	0	1.35	0.72	1.2	1.2
	SLU5	1.35	0.9	1.0125	0	0	1.2	1.2	1.2

Tabella 12-10 Combinazioni A1 STR Tab 5.1.V NTC-18 per ottenere sollecitazioni S.L.U.

		G1,G2	E vert	E long	E trasv	ϵ^3 Azione termica	ϵ^2 Ritiro	ϵ^4 Cedimenti
SLC	SLC1	1	1	0.3	0.3	0.5	1.2	1.2
	SLC2	1	0.3	1	0.3	0.5	1.2	1.2
	SLC3	1	0.3	0.3	1	0.5	1.2	1.2

Tabella 12-11 Combinazioni sismiche per S.L.C.

Le sollecitazioni massime sugli isolatori allo SLC ottenute dal modello sismico bi-dimensionale con le combinazioni sopra indicate e prelevate dalle tabelle sopra riportate, sono le seguenti:

	Spalla A	Pila	Spalla B
Azione max long. SLC [kN]	882	1518	1456
Azione max trasv. SLC [kN]	680	1328	1001

Tabella 12-12 Azioni massime allo S.L.C. sugli isolatori

12.2 Spostamenti massimi attesi per gli appoggi

Gli spostamenti massimi degli appoggi allo SLC ottenuti dividendo le azioni massime agenti sugli stessi, e riportate in tabella 12-12, per le corrispondenti rigidezze sono riportati nella tabella seguente:

	Spalla A	Pila	Spalla B
Spostamento long. max [mm]	209	184	226
Spostamento trasv. max [mm]	168	161	155

Tabella 12-13 Spostamenti massimi attesi per gli isolatori

I valori differenti fra i vari appoggi sono dovuti al fatto che le sollecitazioni sono ottenute considerando non solo il sisma ma anche azioni che producono effetti differenziali fra i vari appoggi, quali: pesi propri, permanenti portati, ritiro, variazione termica e alzaggio.

Tali spostamenti saranno quindi utilizzati per dimensionare lo spostamento che gli appoggi devono poter raggiungere. Considerando quindi lo spostamento massimo ottenuto sulla spalla B pari a 226 mm in direzione longitudinale, si definiscono quindi isolatori con capacità massima di spostamento pari a: ± 250 mm.

Riassumendo quindi gli isolatori elastomerici in grado di assorbire le azioni su di essi gravanti e gli spostamenti massimi derivanti dalle combinazioni sismica hanno le seguenti caratteristiche:

	Spalla A	Pila	Spalla B
Dg [mm]	650	900	800
h [mm]	181	190	177
Rigidezza orizzontale al 10% di spostamento [kN/mm]	8.1	16.5	12.9
Rigidezza orizzontale elastica in condizioni dinamiche [kN/mm]	4.05	8.25	6.45
Smorzamento equivalente [%]	15	15	15

dove: Dg è il diametro dell'elastomero e h è l'altezza dell'isolatore escluse le piastre di ancoraggio.

12.3 VARCO E GIUNTI

Per quanto riguarda i varchi invece è bene considerare gli spostamenti massimi ottenuti sugli appoggi a partire dalle sollecitazioni depurate delle azioni di contrazione dell'impalcato in quanto forniscono uno spostamento aggiuntivo che non interessa il dimensionamento del varco. Le azioni massime agenti sugli appoggi e depurate dal ritiro sono le seguenti:

	Spalla A	Pila	Spalla B
Azione max long. [kN]	712	1436	1280

Tabella 12-14 Azioni massime allo S.L.C. sugli isolatori depurate dal ritiro

Esse forniscono quindi uno spostamento massimo in corrispondenza della spalla B di 198 mm minore quindi dei 200 mm previsti per il varco.

Si sceglie poi un giunto strutturale sulle spalle con escursione massima pari a ± 80 mm.