



## Indice

1	Introduzione.....	5
1.1	Descrizione generale dell'opera.....	5
1.2	Normative di riferimento.....	9
1.3	Contestualizzazione.....	9
1.3.1	Condizioni ambientali e classi di esposizione.....	10
1.3.2	Sismicità.....	10
1.4	Caratteristiche materiali.....	11
1.4.1	Calcestruzzo.....	11
1.4.2	Acciaio per c.a.....	11
1.4.3	Acciaio per carpenteria metallica.....	12
1.4.4	Coefficienti parziali di sicurezza.....	13
1.5	Software di calcolo.....	14
1.6	Convenzioni generali.....	15
2	Impostazioni delle analisi e delle verifiche.....	17
2.1	Impalcato.....	17
2.1.1	Dati generali delle sezioni di impalcato (travi e traversi).....	17
2.1.2	Sezioni di verifica.....	18
2.1.3	Verifiche eseguite.....	19
2.1.4	Analisi sismica.....	19
2.2	Pile.....	19
2.2.1	Verifiche eseguite.....	19
2.3	Scale.....	20
2.3.1	Verifiche eseguite.....	20
3	Analisi dei carichi.....	21
3.1	Carichi agenti in fase 1.....	21
3.1.1	Pesi propri acciaio ( $G_{k1}$ ).....	21
3.1.2	Peso proprio lamiera grecate ( $G_{k1}$ ).....	21
3.1.3	Peso proprio soletta ( $G_{k1}$ ).....	21
3.1.4	Rampe scale.....	22
3.2	Carichi agenti in fase 2a - 2b.....	22
3.2.1	Sovraccarichi permanenti ( $G_{k2}$ ).....	22
3.2.2	Cedimenti vincolari ( $G_{sett,k}$ ).....	22
3.2.3	Reologia calcestruzzo ( $G_{sh,k}$ ).....	22
3.3	Carichi agenti in fase 3.....	23
3.3.1	Variazioni termiche ( $T_k$ ).....	23
3.3.2	Carico folla ( $Q_k$ ).....	25
3.3.3	Azione del vento ( $F_{w,k}$ ).....	25
3.4	Azioni sismiche ( $E_d$ ).....	27
4	Combinazioni di carico.....	29
5	Analisi strutturale impalcato.....	31

---

5.1	Generalità .....	31
5.2	Report sollecitazioni trave .....	32
6	Deformazioni e controfrecce .....	42
6.1	Deformazioni massime .....	42
6.2	Controfrecce .....	44
7	Verifica soletta su lamiera grecata .....	45
7.1	Carichi agenti .....	45
7.2	Verifica a pressoflessione .....	45
7.3	Verifica a taglio .....	46
8	Verifica traverso .....	47
8.1	Sollecitazioni massime .....	47
8.2	Classe sezione .....	47
8.3	Verifica a pressoflessione .....	48
8.4	Instabilità flesso-torsionale .....	48
8.5	Verifica a taglio .....	49
9	Verifiche travi .....	50
9.1	Generalità .....	50
9.2	S.L.U. - resistenza delle sezioni .....	50
9.2.1	Riepilogo coefficienti di sfruttamento .....	52
9.2.2	Esempio esteso di verifica .....	56
9.3	S.L.E. - limitazione delle tensioni .....	56
9.3.1	Riepilogo coefficienti di sfruttamento .....	56
9.4	S.L.E. - "web breathing" .....	58
9.5	Dimensionamento saldature di composizione .....	59
9.6	Stabilità flesso torsionale .....	60
9.6.1	Calcolo rigidità traversi .....	60
9.6.2	Quadro tensionale di riferimento della piattabanda .....	62
9.6.3	Calcolo $P_{cr}$ piattabanda inferiore .....	63
9.6.4	Verifica di stabilità flesso torsionale .....	65
9.7	Verifica irrigidenti .....	66
9.7.1	Caratteristiche geometriche .....	67
9.7.2	Stabilità flesso torsionale .....	67
9.7.3	Rigidità flessionale .....	68
9.7.4	Verifica di resistenza .....	69
10	Verifica traliccio colonna .....	71
10.1	Sezione colonna .....	71
10.2	Determinazione carichi agenti .....	72
10.3	Modelli di buckling .....	72
10.3.1	Buckling trasversale ala .....	72
10.3.2	Buckling longitudinale .....	73
10.3.3	Moltiplicatore di resistenza caratteristica .....	74
10.3.4	Verifica di buckling .....	74

10.4	Verifica diagonali e trasversi colonna .....	75
10.4.1	Classe sezione 1/2 IPE240 .....	75
10.4.2	Sollecitazioni agenti .....	75
10.4.3	Verifica di buckling a compressione .....	76
10.4.4	Verifica a trazione .....	76
11	Analisi frequenze proprie di vibrazione passerella.....	77
12	Scala .....	79
12.1	Descrizione generale.....	79
12.2	Carichi e combinazioni di carico .....	80
12.3	Verifica cosciali UPN300.....	80
12.3.1	Sollecitazioni.....	80
12.3.2	Dati sezione .....	83
12.3.3	Verifica a taglio .....	83
12.3.4	Verifica shear buckling .....	83
12.3.5	Riduzioni M principale per carico assile N .....	83
12.3.6	Pressoflessione biassiale .....	84
12.3.7	Buckling compressione .....	84
12.3.8	Buckling flessione .....	84
12.3.9	Buckling compressione e flessione.....	85
12.4	Verifica diagonali rampe .....	86
12.4.1	Sezione L45x6 .....	86
12.4.2	Sollecitazioni agenti .....	86
12.4.3	Verifica di buckling a compressione .....	87
12.4.4	Verifica a trazione .....	87
12.5	Verifica trasversi rampe.....	87
12.5.1	Sezione 2xL45x6 .....	87
12.5.2	Sollecitazioni agenti .....	88
12.5.3	Verifica di buckling a compressione .....	88
12.5.4	Verifica a trazione .....	88
13	Verifica colonna alta .....	89
13.1	Determinazione carichi agenti.....	89
13.2	Analisi buckling .....	89
13.2.1	Moltiplicatore di resistenza caratteristica .....	90
13.2.2	Verifica di buckling.....	91
13.3	Verifica diagonali e trasversi colonne .....	91
13.3.1	Classe sezione 1/2 IPE120 .....	91
13.3.2	Sollecitazioni agenti .....	92
13.3.3	Verifica di buckling a compressione .....	93
13.3.4	Verifica a trazione .....	93
Allegato 1 - Esempio esteso di verifica in PontiEC4 .....		94

# 1 Introduzione

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli statici relativi alla passerella pedonale in prossimità dell' Area di servizio Pelagio sull'autostrada A13 Bologna - Padova alla progressiva km 98+323 (v. Figura 1-1).

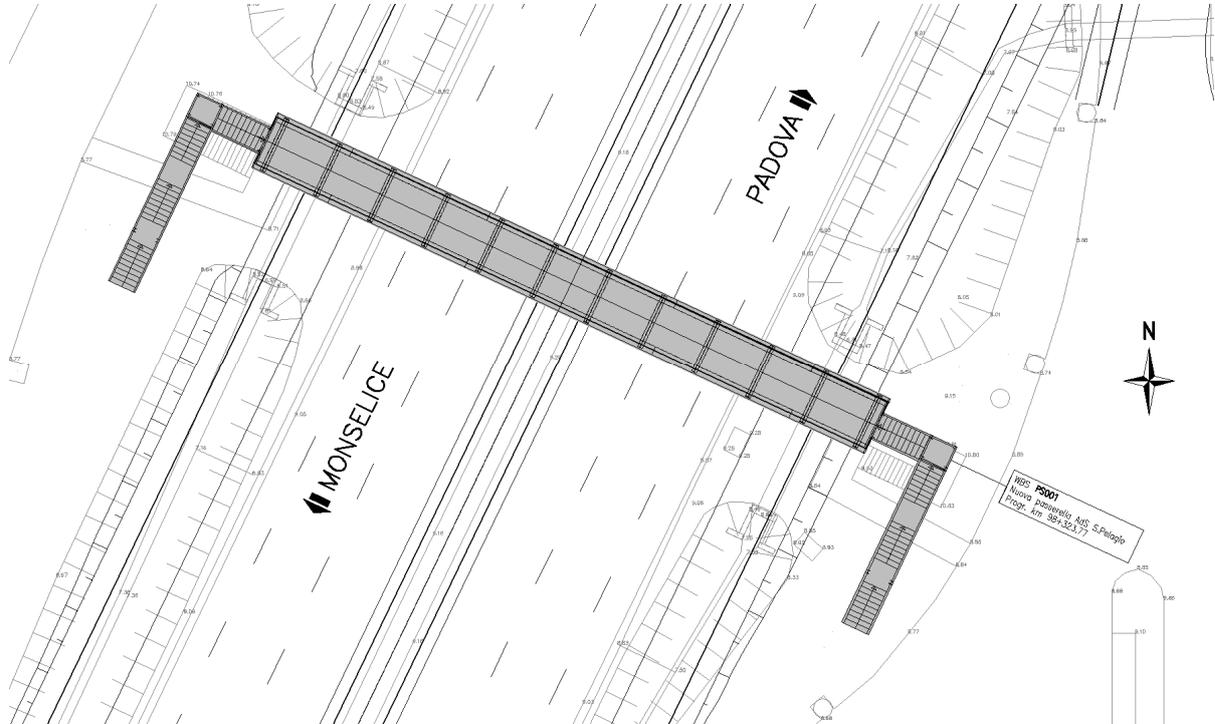


Figura 1-1 - Planimetria di inquadramento dell'opera

## 1.1 Descrizione generale dell'opera

La passerella pedonale è costituita da una struttura metallica ad una campata in scavalco alla sede autostradale (v. Figura 1-2).

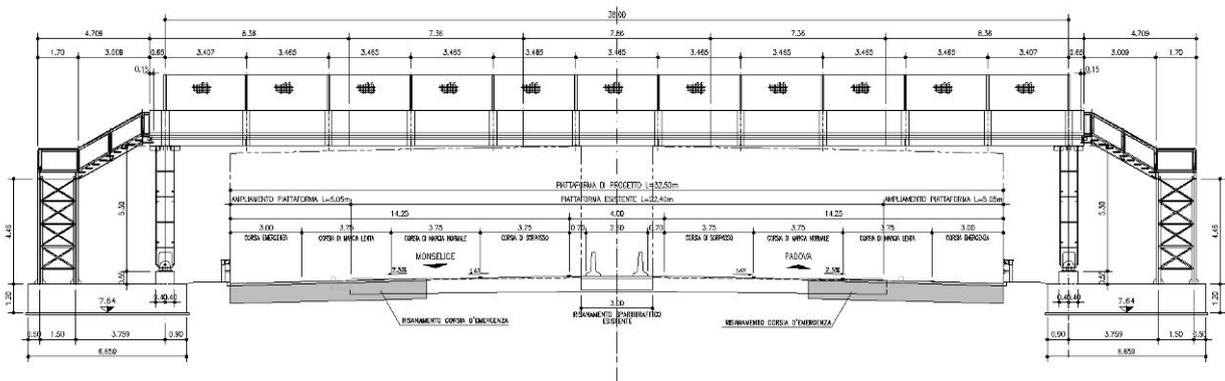


Figura 1-2 - Prospetto passerella

La travata principale è costituita da due travi metalliche con sezione ad "I" di altezza pari a 1.50 m e disposte ad un interasse pari a 3.00 m (v. Figura 1-3).

Tali travi sono collegate trasversalmente da traversi metallici ad "U" disposti ad interasse variabile da 3.407 m a 3.465 m realizzati con un profilo HEB300 orizzontale e due profili saldati a "T" verticali.

Il piano di calpestio è dato da una soletta disposta "a via inferiore" tra le travi principali e realizzata in c.a. su lamiera grecata per uno spessore totale pari a 0.13 m.

Alla sommità delle travi principali è installata una rete di protezione metallica di altezza pari a 1.50 m.

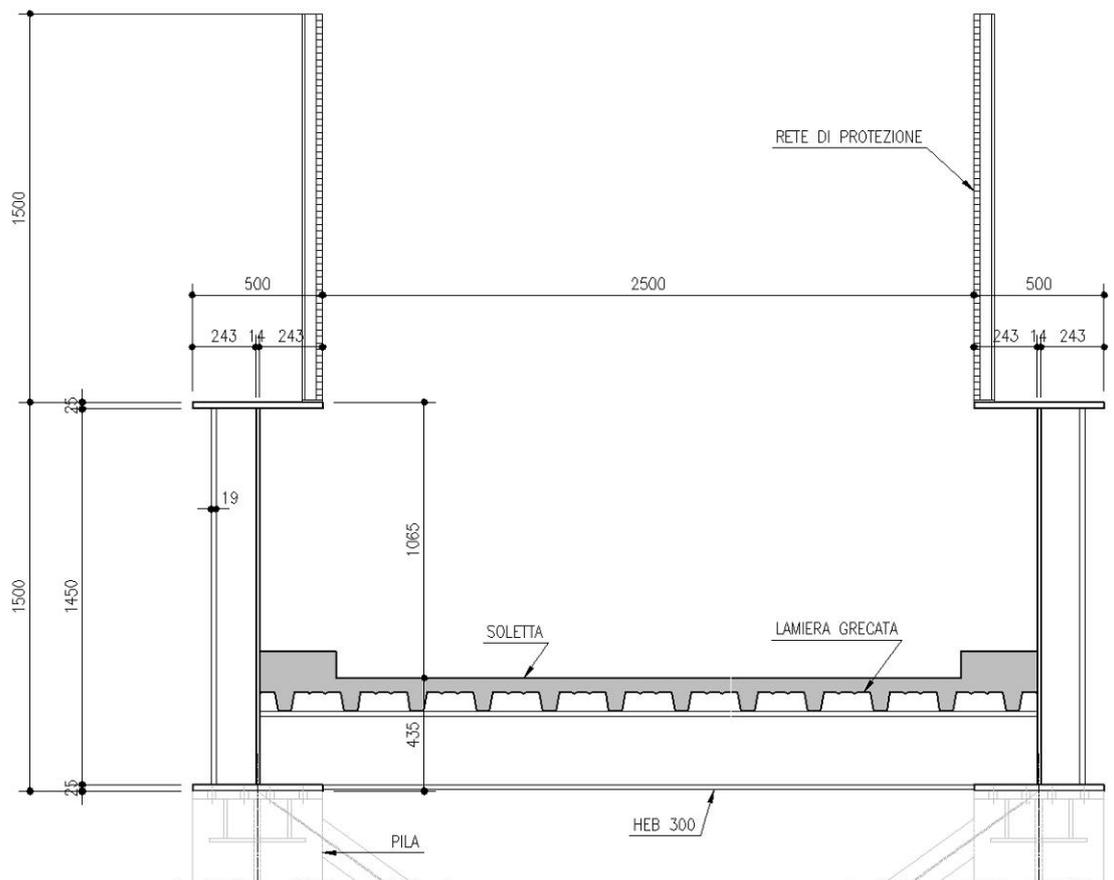


Figura 1-3 - Sezione trasversale passerella

La travata è sorretta da due pile laterali in acciaio i cui montanti di altezza totale pari a 5.30 m sono realizzati con profili saldati ad "I" di dimensioni trasversali pari a 0.50 x 0.78 m. I montanti sono collegati da traversi e diagonali realizzati con profili 1/2 IPE240 (v. Figura 1-4 e Figura 1-5).

Lo schema statico della passerella è a portale con incastro delle travate alla testa delle pile e cerniere alla base delle stesse garantite dalla presenza di un perno in acciaio ad asse orizzontale.

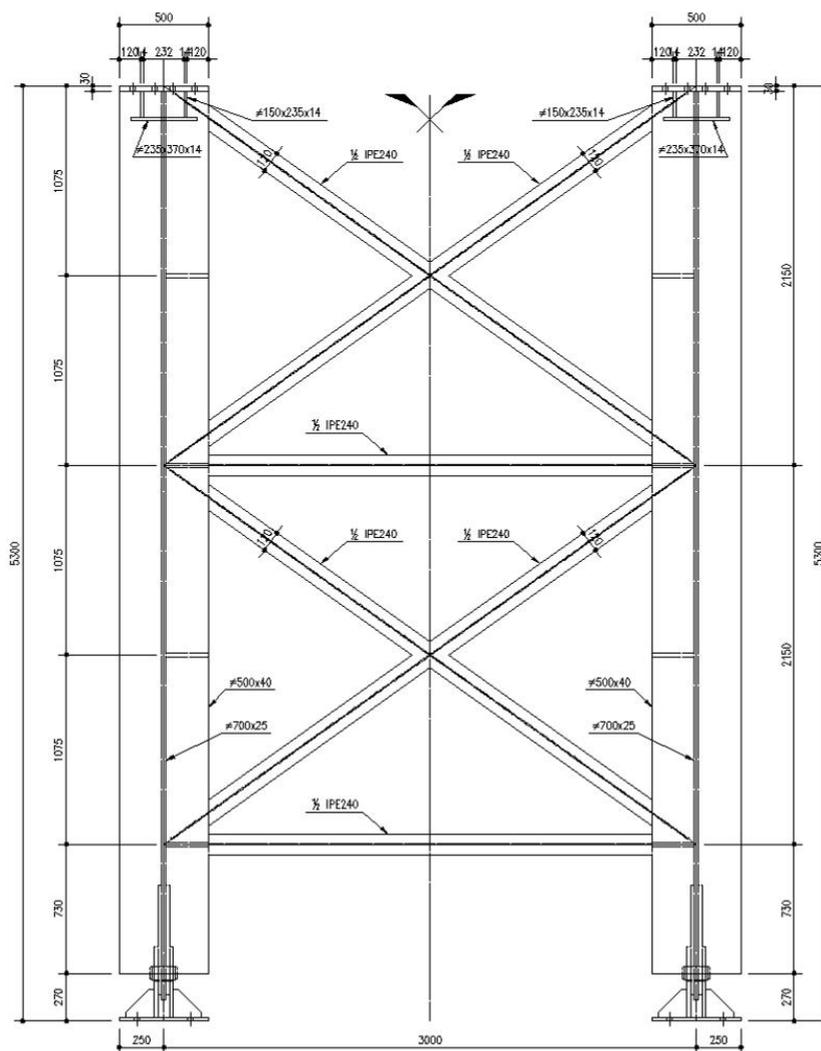


Figura 1-4 - Prospetto pila passerella

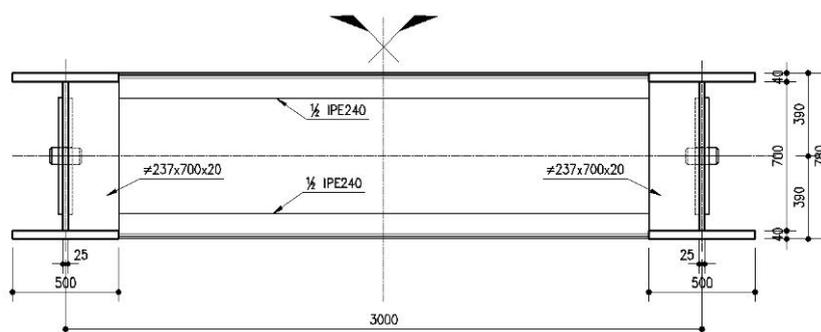


Figura 1-5 - Sezione pila passerella

L'accesso al piano di calpestio della passerella in quota è garantito da due scale metalliche simmetriche (v. Figura 1-2).

La struttura di queste scale è costituita da cosciali realizzati con profili UPN300, diagonali L45x6 singoli o accoppiati, sostegno con montanti HEA200 e diagonali 1/2 IPE120. I gradini e i parapetti sono prefabbricati in grigliato metallico.

Le strutture di fondazione sono realizzate con plinti a fondazione diretta e su pali di dimensioni riportate in Figura 1-6.

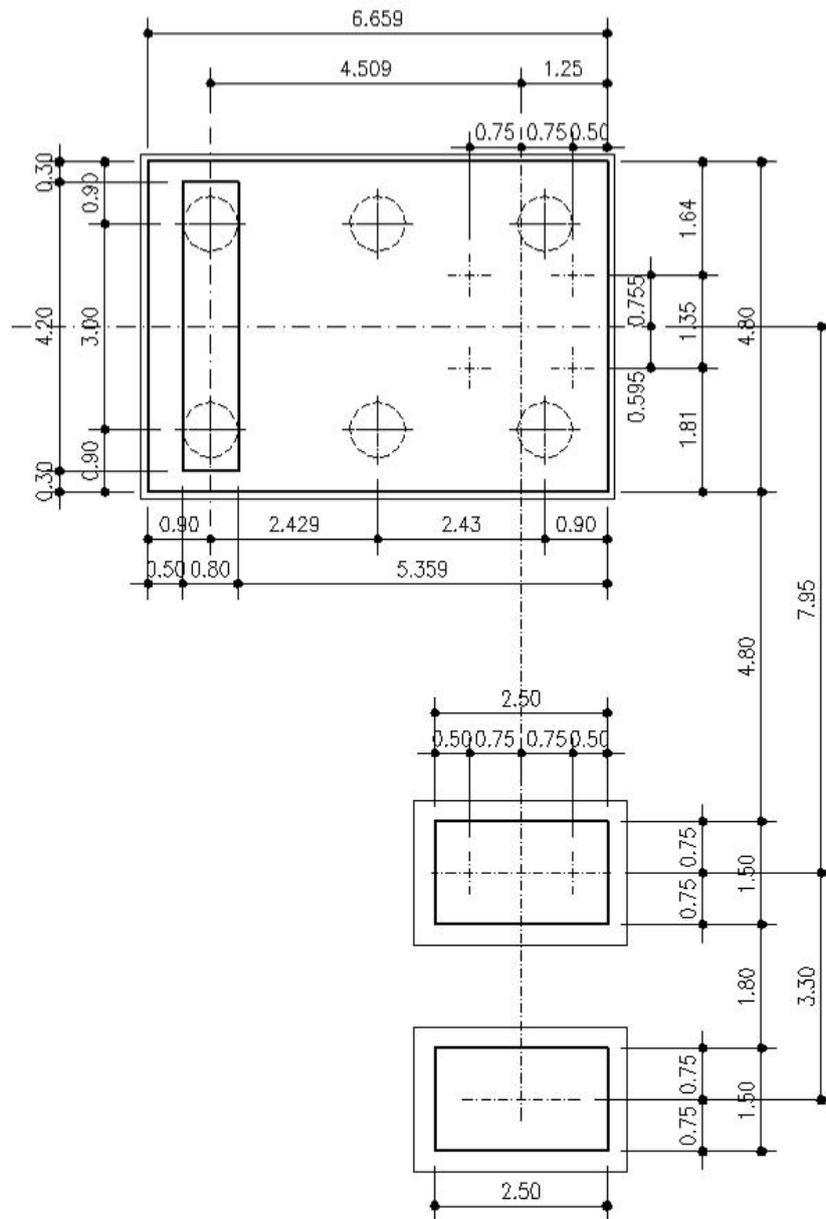


Figura 1-6 - Fondazioni passerella e scala

## 1.2 Normative 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 (NTC-08) e da quella europea (Eurocodici, EN). 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 (NAD's), verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente Normativa nazionale.

In dettaglio:

D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-08")

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008

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.

## 1.3 Contestualizzazione

Le opere della presente tipologia vengono realizzate nell'ambito dell'intervento di ampliamento alla terza corsia, Autostrada A13 Bologna - Padova.

Nei punti seguenti vengono richiamati i temi che, in maniera più o meno significativa, necessitano di una opportuna contestualizzazione.

La particolare ubicazione delle opere richiede l'opportuna contestualizzazione dei seguenti parametri, la cui influenza è esposta dettagliatamente nei capitoli a seguire.

### 1.3.1 Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature:

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

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

Per l'umidità ambientale si assume:

$RH = 80 \%$

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

corpo spalla e pila: ..... XF2

fondazioni spalla e pila: ..... XC2

pali: ..... XC2

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

### 1.3.2 Sismicità

L'opera viene dimensionata con riferimento ai seguenti parametri caratteristici:

Vita nominale ..... 50 anni

Classe d'uso ..... IV  $\rightarrow$   $C_u = 2.0$

Vita di riferimento ..... 100 anni

ag .....  $0.080 g = 0.78 \text{ m/s}^2$

Categoria topografica ..... T1

Tipo di suolo ..... D

## 1.4 Caratteristiche materiali

Vengono di seguito elencati i materiali impiegati per la realizzazione dell'opera, unitamente ai rispettivi parametri di riferimento.

### 1.4.1 Calcestruzzo

Secondo EN206 - CNR UNI 11104

#### PALI

Classe ..... C25/30

Classe di esposizione ..... XC2

#### MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI

Classe ..... C12/15

Classe di esposizione ..... X0

#### FONDAZIONI

Classe ..... C28/35

Classe di esposizione ..... XC2

#### SOLETTE IN C.A., CORDOLI E BAGGIOLI

Classe ..... C28/35

Classe di esposizione ..... XC2

### 1.4.2 Acciaio per c.a.

Secondo NTC 2008 (DM 14/01/2008)

#### Tipo B450C

fyk ..... > 450 MPa

ftk ..... > 540 MPa

## 1.4.3 Acciaio per carpenteria metallica

Carpenteria metallica			
<b>Tipo e grado (*)</b>			
S355W	JO	J3	t ≤ 20 mm
S355W	J2	G3	20 < t ≤ 40 mm
S355W	K2	G3	40 < t ≤ 65 mm
S355W	JO		el. non saldati, profili, piastre
<b>Tensioni di riferimento (f<sub>y</sub>)</b>			
t ≤ 40 mm	355.00	Mpa	
t > 40 mm	335.00	Mpa	
riferimenti:			
	NTC 08 tab. 11.3.IX		
	EN 10025-1		
	EN 10025-2		
<b>Caratteristiche</b>			
E <sub>s</sub>	210000.00	Modulo di Young	
ν	0.30	Coefficiente di Poisson	
G <sub>s</sub>	80769.00	Mod. el. Tangenziale	
riferimenti:			
	NTC 08 tab. 11.3.IX		
	EN 1993-1-10 2.3.2(1)		
	EN 10025-1		
	EN 10025-2		
(*) Valutazione grado acciaio secondo EN 1993-1-10 tab. 2.1			
Ipotesi:			
$\Delta T_{r_s}, \Delta T_{\sigma_s}, \Delta T_{r_s}, \Delta T_{\sigma_s}, \Delta T_{\sigma_{cf}} = 0$			
T <sub>ed</sub> = T <sub>md</sub> = -15 °C			
σ <sub>Ed</sub> = 0.75 f <sub>y</sub> (t)			

Connettori a piolo (tipo Nelson)			
<b>Tipo e grado</b>			
S235W	J2	G3	
<b>Tensioni di riferimento</b>			
f <sub>yk</sub>	350.00	Mpa	Snervamento
f <sub>u</sub>	450.00	Mpa	rottura a trazione
riferimenti:			
	EN 13918		

Giunzioni bullonate (sistema HRC)			
<b>Tipo e classe</b>			
viti	cl. 10.9		
Dadi	cl. 8		
Rosette	Acc. C50		
cl. Sup.	B		
<b>Tensioni di riferimento</b>			
f <sub>yb</sub>	900.00		
f <sub>ub</sub>	1000.00		
riferimenti:			
	NTC 08 tab. 11.3.XIII		
	EN 1993-1-8 3.1.1(3)		
	EN 14399		
	EN 1090-2		

Per quanto non specificato, in particolare relativamente alle caratteristiche dei materiali, alle specifiche per l'esecuzione dei lavori ed ai controlli da eseguire, si dovrà fare riferimento alle norme tecniche d'appalto.

#### 1.4.4 Coefficienti parziali di sicurezza

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

##### Coefficienti di sicurezza materiali

###### Carpenteria metallica

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

riferimenti:

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

###### Piolature

$\gamma_v$	1.25 verifiche S.L.U. - resistenza
$k_s$	0.60 verifiche S.L.E.
$\gamma_{Mf}$	1.15 fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

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

###### Bullonature

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

riferimenti:

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

###### Saldature

$\gamma_{m2}$	1.25 resistenza S.L.U.
$\beta_w$	0.90 correlation factor (cord. Angolo)

riferimenti:

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

###### Calcestruzzo

$\alpha_{cc}$	0.85 carichi di lunga durata (quando rilevante)
$\gamma_c$	1.50 S.L.U.

riferimenti:

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

###### Acciaio in barre

$\gamma_s$	1.15 resistenza S.L.U.
------------	------------------------

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.3  
 NTC 08 cap. 4.3.3

### 1.5 Software di calcolo

Per l'analisi strutturale dell'impalcato e delle pile si adotta il metodo degli elementi finiti; si utilizza, a tale fine, il pacchetto software denominato "LUSAS (vers. 14.7)", fornito da F.E.A. Ltd. (U.K.) su piattaforma windows XP. Il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base e all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti.

Per le verifiche delle sezioni in acciaio calcestruzzo (ne presente caso le travi principali della passerella solo in acciaio - fase 1) 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-08.

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):

sezioni cl. 1 e 2: analisi e verifica plastica di ciascuna sezione, e deduzione del rapporto di sfruttamento plastico;

sezioni classe 3: analisi tensionale elastica su sezione lorda, con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico;

sezioni classe 4: analisi tensionale elastica su sezione efficace, con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico;

verifica a taglio (V)

calcolo taglio resistente plastico  $V_{pl,Rd}$  / verifica shear buckling, con calcolo taglio resistente  $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$ .

verifica 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  $\leq 1$ ;

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

Nella presente relazione vengono riportati i risultati salienti delle verifiche, ed effettuato di volta in volta un sintetico inquadramento delle ipotesi di base.

Per le verifiche delle sezioni in cemento armato si ricorre al programma "VCASLU" – ver. 7.6 del 25 Giugno 2010, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

Per la classificazione delle sezioni in acciaio più semplici e per verifica delle stesse si ricorre al programma "*Profili\_V6*" ver. 7.7, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma contiene un data base completo dei profilati commerciali laminati a caldo per impiego strutturale (DoppioT, L, U). Per ciascun profilo, oltre alle caratteristiche geometriche e statiche, vengono calcolati, con riferimento all'EUROCODICE 3, i seguenti valori:

- resistenze di progetto a compressione  $N_{by,Rd}$  e  $N_{bz,Rd}$  in base alle lunghezze di libera inflessione e alla tensione di snervamento selezionata;
- resistenze di progetto a flessione  $M_{cy,Rd}$  e  $M_{cz,Rd}$ ;
- resistenze di progetto a taglio  $V_{ply,Rd}$  e  $V_{plz,Rd}$ ;
- classi della sezione per compressione, per flessione e per presso-flessione;

Per i profili a doppio T si può inoltre eseguire la verifica a presso-flessione, sia semplice che deviata, comprendente la verifica di resistenza della sezione, la verifica all'instabilità della membratura e la verifica all'instabilità flessio-torsionale.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici Microsoft® Office Excel 2007.

## 1.6 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:

Fx azione assiale  
Fy azione tagliante agente nel piano orizzontale  
Fz azione tagliante agente nel piano verticale  
Mx momento torcente  
My momento flettente agente nel piano verticale  
Mz momento flettente agente nel piano orizzontale

Le verifiche dell'impalcato verranno eseguite esclusivamente con riferimento alle caratteristiche Fx, Fz, My, dal momento che risultano non significativi i contributi Fy, Mx ed Mz.

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

M (Mf) in luogo di My  
V in luogo di Fz  
T in luogo di Mx

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

Ulteriori convenzioni specifiche relative alla paratia verranno indicate di volta in volta.

## 2 Impostazioni delle analisi e delle verifiche

### 2.1 Impalcato

Data la particolare natura della travata principale (passerella "a via inferiore") è possibile studiare la sezione resistente in acciaio senza contributo del calcestruzzo: fase 1.

La soletta di calcestruzzo non connessa con i traversi su cui poggia, quindi non si dispone alcuna sezione composta. Le sollecitazioni da ritiro vengono comunque applicate ai traversi HEB300.

#### 2.1.1 Dati generali delle sezioni di impalcato (travi e traversi)

Ciascuna delle due travate viene suddivisa in complessivi 5 conci, per i quali si prevede l'assemblaggio a piè d'opera mediante giunzioni saldate a completo ripristino.

I conci vengono raggruppati, in funzione dei differenti spessori impiegati per le lamiere, in tre tipologie principali, indicate, nel prosieguo come A, B e C, ed aventi rispettivamente lunghezza pari a:

conci A: 8.36 m

conci B: 7.36 m

conci C: 7.86 m

La tabella seguente riporta le caratteristiche dimensionali dei vari conci di trave poste costanti per tutta la lunghezza dell'opera e vengono riportate anche le caratteristiche sezionali adottate per il traverso, realizzato mediante un profilo HEB300.

Trave principale

$h_s$	1500.000
$b_{inf}$	500.00
$t_{inf}$	25.00
$b_{sup}$	500.00
$t_{sup}$	25.00
$h_{web}$	1450.00
$t_{web}$	14.00
$f_{y_{sup}}$	355.00
$f_{y_{web}}$	355.00
$f_{y_{inf}}$	355.00

Traverso

$h_s$	300.000
$b_{inf}$	300.00
$t_{inf}$	19.00
$b_{sup}$	300.00
$t_{sup}$	19.00
$h_{web}$	262.00
$t_{web}$	11.00
$f_{y_{sup}}$	355.00
$f_{y_{web}}$	355.00
$f_{y_{inf}}$	355.00

Nell'ambito della modellazione adottata (grigliato a due travi), le proprietà geometrico statiche delle sezioni di impalcato verranno determinate con riferimento alla singola trave metallica appartenente a ciascun filo di trave.

Le tabelle seguenti riepilogano le caratteristiche geometriche delle sezioni impiegate per i vari conci componenti ciascun filo di trave, nelle varie fasi analizzate.

## Trave principale

A	4.53E+04
$y_g$	750.00
$J_{xx}$	1.72E+10
$J_{yy}$	5.15E+10
Asy	4.53E+07
Asz	2.10E+04
$k_t$	6.53E+06
$W_{xxcls}$	
$W_{xxreinf}$	
$W_{xx5}$	2.287E+07
$W_{xx4}$	2.37E+07
$W_{xx2}$	-2.37E+07
$W_{xx1}$	-2.29E+07
$S_{xx5}$	
$S_{xx4}$	9.22E+06
$S_{xx3}$ reale	1.29E+07
$S_{xx2}$	9.22E+06
$S_{xx1}$	0.00E+00
e	-750.00

## Traverso

A	1.43E+04
$y_g$	150.00
$J_{xx}$	2.42E+08
$J_{yy}$	8.55E+07
Asy	1.43E+07
Asz	3.30E+03
$k_t$	1.49E+06
$W_{xxcls}$	
$W_{xxreinf}$	
$W_{xx5}$	1.612E+06
$W_{xx4}$	1.85E+06
$W_{xx2}$	-1.85E+06
$W_{xx1}$	-1.61E+06
$S_{xx5}$	
$S_{xx4}$	8.01E+05
$S_{xx3}$ reale	8.95E+05
$S_{xx2}$	8.01E+05
$S_{xx1}$	0.00E+00
e	-150.00

## 2.1.2 Sezioni di verifica

Al fine di facilitare l'interpretazione dei risultati in output, le sezioni di verifica verranno posizionate lungo l'intero sviluppo della trave compreso tra gli incastrati delle pile.

Ai fini delle verifiche delle travi, si prendono in esame complessivamente 28 sezioni di verifica, ubicate nei seguenti punti significativi (v. Figura 2-1):

sezione di connessione alla pila

sezioni poste rispettivamente alla destra e sinistra delle giunzioni tra i conci di trave

sezione di mezzeria

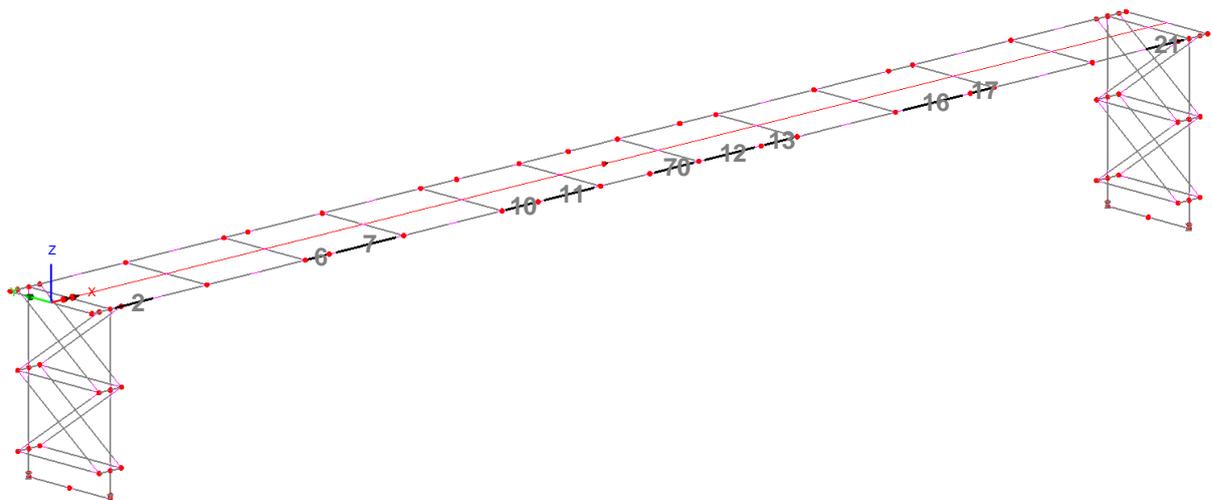


Figura 2-1 - Sezioni di verifica trave principale

### 2.1.3 Verifiche eseguite

I criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (cross section checks) sono contenuti in NTC-08 cap 4.2., 4.3 e relative Istruzioni, e risultano in completo accordo con quanto previsto in Eurocodice+N.A.D. (rif. EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2).

Nel prosieguo si farà riferimento puntuale a quest'ultimo testo, caratterizzato da una trattazione più omogenea, e da un riferimento più puntuale relativamente alle varie regole applicative.

Nell'ambito dei vari S.L. considerati, si effettuano le seguenti verifiche sezionali:

S.L.U.

- resistenza della soletta su lamiera gracata
- resistenza delle sezioni (incluse verifiche di local buckling)

S.L.E.

- limitazione delle tensioni
- web breathing

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico dal programma "Ponti EC4", di cui nel seguito vengono esposte in dettaglio le modalità operative.

Parallelamente saranno condotte le seguenti verifiche:

- stabilità della piattabanda superiore
- verifiche degli irrigidimenti
- verifiche dei traversi

### 2.1.4 Analisi sismica

Essendo poco significativa l'influenza delle azioni sismiche sulla struttura di impalcato; l'analisi si focalizza essenzialmente sul quadro tensionale insistente sulle sottostrutture.

Ai fini dell'analisi sismica, si terrà conto dei seguenti contributi di carico:

- carichi quasi permanenti:  $G_k + 0.5 T_k$
- azioni inerziali, concordi con il verso dell'azione sismica, agenti su masse impalcato e masse sottostrutture.

L'analisi sismica sarà di tipo statica equivalente.

## 2.2 Pile

Le sollecitazioni sulle pile sono ricavate direttamente dal modello di LUSAS.

### 2.2.1 Verifiche eseguite

A valle della determinazione delle sollecitazioni agenti si effettuano le seguenti verifiche:

- Verifica globale di buckling della struttura della colonna (v. Cap. 10)
- Verifica di buckling dei diagonali (v. § 10.4)

## 2.3 *Scale*

Le sollecitazioni sulle scale sono ricavate direttamente dal modello di LUSAS.

### 2.3.1 Verifiche eseguite

A valle della determinazione delle sollecitazioni agenti si effettuano le seguenti verifiche:

- Verifica dei cosciali - compresa instabilità flesso-torsionale (v. §12.3)
- Verifica di buckling dei diagonali e dei traversi (v. §12.4 e §12.5)
- Verifica della colonna principale - compresa instabilità assiale (v. Cap. 13)

### 3 Analisi dei carichi

Di seguito si riporta la descrizione dei vari contributi di carico presi in esame ai fini dell'analisi globale della passerella.

#### 3.1 Carichi agenti in fase 1

##### 3.1.1 Pesì propri acciaio (Gk1')

Il peso dei vari elementi strutturali metallici è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale di  $78.50 \text{ kN/m}^3$ , considerato rispettivamente per travi e traversi.

Per la valutazione del peso complessivo si è fatto riferimento alle sezioni nette dei vari elementi strutturali (conci principali di trave e traversi), aggiungendo i contributi di vestizione valutati forfaitariamente secondo quanto riportato nella tabella seguente.

Su travi principali		kN/m	forf.
1)	saldature	0.04	1%
2)	piastrame bull.	0.18	5%
3)	irr. anima pr.	0.17	2%
3)	irr. anima app.	0.03	2%
5)	pioli	0.11	2%
6)	rib	0.24	
7)	irrigid. angolari	0.02	
9)	ctrv. montaggio	0.00	
totale		0.80 kN/m	

Su traversi		
1) forfaitario tipo	0.11	10%

Il calcolo del peso lordo, uniformemente distribuito, applicato a travi e traversi è riportato nella tabella seguente.

concio tipo	A (mmq)	Ltot	P <sub>netto</sub> (kN/m)	P <sub>lordo</sub> (kN/m)
<b>concioA</b>	4.53E+04	16.72	3.56	4.36
<b>concioB</b>	4.53E+04	14.72	3.56	4.36
<b>concioC</b>	4.53E+04	7.86	3.56	4.36
<b>Traversi tipo</b>	1.43E+04	36.00	1.12	1.23

##### 3.1.2 Peso proprio lamiera grecate (Gk1)

Il peso complessivo delle lamiere grecate risulta:

gk1 ..... 0.1512 kN/m<sup>2</sup>

Su ciascuna delle due travi graverà pertanto un carico distribuito pari a  $g_{k1} = 0.524 \text{ kN/m}$ .

##### 3.1.3 Peso proprio soletta (Gk1')

Il peso del getto in calcestruzzo viene valutato sulla base di uno spessore medio della soletta pari a:

$t_{med} = 92.5 \text{ mm}$

$g_{k2} = 25.0 \text{ kN/m}^3 \times (0.0925 \text{ m} \times 3.465 \text{ m}) = \dots\dots\dots 8.015 \text{ kN/m}$

### 3.1.4 Rampe scale

Peso cosciali ( 2 UPN 300 ) ( 2 x 0.461/ $\sim\cos 30^\circ$  ) ..... 1.06 kN/m  
 Elementi accessori ..... 0.40 kN/m  
 Gradini ( griglia 11x76 ) ..... 0.52 kN/m  
 Parapetti ( 2 x 50 ) ..... 1.00 kN/m  
 TOT permanenti ..... ~ 3.00 kN/m

## 3.2 Carichi agenti in fase 2a - 2b

### 3.2.1 Sovraccarichi permanenti (Gk2)

Per i sovraccarichi permanenti si considera quanto riportato in tabella (cfr. schema).

Sovraccarichi permanenti Gk,2 - travi								
			n	b (m)	t (m)	g (kN/m <sup>3</sup> )	g <sub>i</sub> (kN/m)	g <sub>k</sub> (kN/m)
b)	Cordoli laterali	$g_{k2}^{III}$	2	0.15	0.10	25.00	0.38	0.75 kN/m
e)	Reti protezione	$g_{k2}^{VIII}$	2				2.00	4.00 kN/m
						totale		4.75 kN/m
						totale/trave		2.38 kN/m/trave

L'azione dei sovraccarichi permanenti verrà considerata in fase 2a.

### 3.2.2 Cedimenti vincolari (Gsett,k)

In alternativa a valutazioni più precise, da basarsi sulla effettiva analisi dei cedimenti, si considera, per ciascun sostegno, un cedimento pari allo 0.2 ‰ della media della luce, ottenendo:

Sostegno	$\delta v$ (m)	L1	L2
Settl. Ab.A	-0.0076	38.00	38.00
Settl. Ab.B	-0.0076	38.00	38.00

I cedimenti di ciascun sostegno saranno combinati in modo da fornire, di volta in volta, le sollecitazioni più gravose sull'elemento strutturale in esame.

Il contributo dei cedimenti vincolari, di sviluppo lento, verrà considerato agente in fase 2b.

### 3.2.3 Reologia calcestruzzo (Gsh,k)

Il calcolo delle deformazioni conseguenti alla viscosità e al ritiro viene effettuato in accordo ai criteri contenuti nel cap. 3 e nell'Appendice B della norma EN 1992-1-1.

Gli effetti del creep vengono valutati con l'ausilio di coefficienti di omogeneizzazione opportunamente modificati, come esposto ai capitoli precedenti.

La tabella seguente, compilata in automatico dal foglio che effettua il calcolo delle proprietà delle sezioni, riporta il valore finale del ritiro, ed il calcolo dei vari parametri che influenzano il fenomeno.

Dati e parametri per valutazione ritiro		
$h_0$	92.50	mm
$t_s$	2	
$\alpha_{ds1}$	4	cemento tipo N
$\alpha_{ds2}$	0.12	cemento tipo N
$\beta_{RH}$	0.7564	(1992-1-1- B.12)
$\varepsilon_{cd}(0)$	2.533E-04	$\varepsilon_{sh}$ essiccamento (EN1992-1-1 B.11)
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	6.250E-05	$\varepsilon_{sh}$ autogeno (EN1992-1-1 - 3.11)
$k_h$	1.00	EN 1992-1-1 - prospett 3.3
$\varepsilon_{cs}(\infty)$	<b>-3.154E-04</b>	

Gli effetti del ritiro sulla struttura vengono effettuati secondo i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 5.4.2.2.

Vengono valutati separatamente gli effetti primari del ritiro e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura). Gli effetti primari vengono valutati con la formula:

$$N_r = \varepsilon_{sh} \times E_s / n_f \times 2b \times b_{eff} \times t_{cls}$$

Gli effetti secondari vengono calcolati assegnando al modello E.F. delle variazioni termiche (var. unif. + gradiente) valutate in funzione della larghezza effettiva  $b_{eff}$  e del braccio della soletta rispetto al baricentro della sezione omogeneizzata; per semplicità, si considera, a tale riguardo il braccio "medio" valutato con riferimento ai parametri delle sezioni di inizio e fine di ciascuna tipologia di concio.

La tabella seguente riporta il calcolo delle azioni termiche equivalenti.

Valutazione azioni termiche equivalenti al ritiro									
concio tipo	$\Delta$ cls/omog	$\eta$ ( $b_{eff}/b$ )	$N_r$ (kN)	A	J	$\varepsilon_{runif}$	$\varepsilon_{rgrad}$	$\Delta t$ uni	$\Delta t$ grad
traverso	161.97	0.30	-419.23	2.06E+04	4.86E+08	-2.935E-05	-2.016E-04		
traverso						-2.935E-05	-2.016E-04	-2.94	-20.16

### 3.3 Carichi agenti in fase 3

#### 3.3.1 Variazioni termiche (Tk)

I criteri per la determinazione degli effetti della temperatura sono contenuti in NTC-08, cap. 3.5 (rif. Eurocodici EN 1991-1-5).

Dal momento che NTC-08 non riporta prescrizioni specifiche per il calcolo degli effetti della temperatura (in particolare i gradienti termici) per i ponti, e dal momento che i criteri di base per il calcolo della temperatura dell'aria all'ombra portano a risultati univoci, si farà riferimento ai criteri contenuti negli Eurocodici, unitamente alle indicazioni della bozza di N.A.D.

##### 3.3.1.1 Variazioni termiche uniformi $\Delta t_N$

Per l'opera in esame il "range" di temperatura dell'aria all'ombra ("shade air temperature") è definito da (EN 1991-1-5+N.A.D.):

Zona: Veneto

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

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

La temperatura della struttura risulta dalla tabella di correlazione riportata in fig. 6.1 di EN 1991-1-5, cap. 6.1.3.2(4) per ponti di gruppo 2.

$$T_{emin} = -11 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{emax} = +46.4 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Fissando  $T_0$  a  $15.0 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

$$\Delta T_{Ncomp} = -26.0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{Nexp} = +31.4 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$$\Delta T_N = 57.4 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

### 3.3.1.2 Variazioni termiche lineari $\Delta t_M$

Per la valutazione della componente lineare di variazione della temperatura si fa riferimento alle metodologie contenute nell'approccio 1 (EN 1991-1-5 cap. 6.1.4.1.(1)).

Per ponti di gruppo 2, i valori caratteristici delle variazioni lineari di temperatura (gradiente tra intradosso ed estradosso) risultano:

$$\Delta T_{M,heat} = 15.0 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{estradosso pi\`u caldo dell'intradosso}$$

$$\Delta T_{M,cool} = -18.0 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{estradosso pi\`u freddo dell'intradosso}$$

I valori dei coefficienti  $k_{sur}$  senza rivestimento assumono i seguenti valori (EN 1991-1-5 cap. 6.1.4.1., tab. 6.2):

$k_{sur,heat}$	0.9 [-]
$k_{sur,cool}$	1.0 [-]

Per semplicità, il gradiente termico verrà applicato al modello con riferimento alle altezze medie dei vari conci.

### Combinazione degli effetti uniformi e lineari

La concomitanza degli effetti uniformi e lineari verrà gestita mediante le seguenti combinazioni (EN 1991-1-5 cap. 6.1.5(1)):

$$\Delta T_M \text{ leading:} \quad \Delta t_M + 0.35 \Delta t_N$$

$$\Delta T_N \text{ leading:} \quad 0.75 \Delta t_M + \Delta t_N$$

Le verifiche verranno effettuate considerando sistematicamente la pi\`u sfavorevole delle due combinazioni indicate.

### 3.3.2 Carico folla (Qk)

Si seguono le disposizioni contenute in EN 1991-2. capp.4/5/NTC-08, cap. 5.1.3.3.5, con riferimento a ponti pedonali.

Si applica il carico uniformemente distribuito della folla agente sul piano della passerella e sulle rampe delle scale:

Folla ..... 5.00 kN/m<sup>2</sup>

### 3.3.3 Azione del vento (Fw,k)

Si considera direttamente l'azione del vento agente trasversalmente all'asse dell'impalcato, insistente sulle sole superfici di prospetto dell'impalcato.

Per il calcolo della pressione del vento, si fa riferimento a quanto contenuto in EN 1991-1-4+NAD.

L'azione del vento è, in generale, fornita dalla relazione:

$$F_w = c_e(z) c_f A_{ref}$$

Di seguito si riportano le tabelle recanti il calcolo della pressione dinamica di base (si evidenzia che trattazione è assolutamente equivalente a quella di NTC08 cap. 3.3) e dell'azione complessiva del vento sulle varie superfici di prospetto considerate.

In blu vengono indicati i dati caratterizzanti il sito/opera in esame.

Calcolo azione del vento secondo EN	
Caratteristiche del sito	
Categoria terreno	2 0 - 1 -2 - 3 - 4
Zona	1 UNI EN 1991-1-4
$a_s$	20 m - quota sito
$v_{b0}$	25 4.1.(1) P
$a_0$	1000 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$k_a$	0.01 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$v_{b0}$	25 4.1.(1) P
$v_b$	26.6 velocità di base del vento
$C_{dir}$	1.00 4.2.(2) P - nota 2
$C_{season}$	1.00 4.2.(2) P - nota 3
$C_r$	0.91 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$C_{scd}$	1.00 fattore di struttura
$k_l$	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
$C_o$	1.00 coeff. orografia (Annex A3)
$T_r$	100 periodo di ritorno
$k_1$	0.14
$n$	1
$\alpha_r$	1.06
$z$	6.00 m altezza dal suolo (quota stradale)
$z_0$	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{min}$	2 EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{max}$	200 EN 1991-1-4 §4.3.2
$k_r$	0.19 fattore di terreno
$v_m$	24.2 Velocità media del vento
$\sigma_v$	5.05 scarto comp. turbolenta vel. vento (4.6)
$\rho$	1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
$q_b$	365.4 pressione dinamica di base (4.10)
$C_e(z)$	2.46
$l_v$	0.21
$q_v$	534.2 N/m <sup>2</sup>
$q_p$	899.6 N/m <sup>2</sup>

	ponte scarico	ponte carico
$d$	1.6	3.3
$b/d$	1.88	0.91
$C_{fx}$	1.88	2.15
$f_w$ (N/m <sup>2</sup> )	2 049	2 338
$F_w$ (N/m)	3 278	7 714
$f^*_w$	1659	1893
$F^*_w$ (N/m)	2655	6248
$\psi_0$	0.6	0.6
$\psi_0 F_w$	1967	4628
	$\psi_0 \cdot F_w < F^*_w$	$\psi_0 \cdot F_w < F^*_w$

L'azione del vento si traduce sulle travi in un carico uniformemente distribuito orizzontale e uno verticale alternato il quale è generato dal momento torcente che l'azione del vento imprime alla struttura per effetto dell'eccentricità del baricentro della superficie resistente rispetto al piano assiale.

#### Azione orizzontale

Az base(N/m)	Az base(N/m)/trave
7714	3857

#### Azione verticale alternata

pressione	2 338	vento caratteristico	
altezza superficie di prospetto (ponte carico/ponte con barriera foa			
	3.3 [m]		
braccio superficie di prospetto rispetto a bar. Soletta			
	1.65 [m]		
Momento torcente vento			
	12 728 [Nm/m]		
Interasse travi			
	3.00 [m]		
carichi su singole travi			
T1 [N/m]	4 243		
T2 [N/m]	-4 243		

### 3.4 Azioni sismiche (Ed)

La caratterizzazione dell'azione sismica dell'opera in esame viene effettuata ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 e relative istruzioni.

In particolare, come già introdotto in § 1.4.2, si fa riferimento ai seguenti parametri legati all'opera in sé:

Vita utile dell'opera = ..... 50 anni  
 Classe d'uso ..... IV →  $C_u = 2.0$   
 Vita di riferimento = ..... 100 anni  
 $ag = 0.08 g =$  .....  $0.78 \text{ m/s}^2$   
 Probabilità di superamento PRV (SLV) = 10%

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

Categoria di sottosuolo: ..... D  
 Condizione topografica: ..... T1

Nel seguente prospetto si riassumono i valori delle variabili dipendenti dai parametri appena individuati, utilizzati allo scopo di definire gli spettri di risposta.

Salvaguardia della vita (SLV):			
Probabilità di superamento:	10	%	
Tr:	712	[anni]	
ag:	0.080	[g]	0.78 [m/s <sup>2</sup> ]
F <sub>0</sub> :	2.761	[-]	
T <sub>C</sub> *:	0.360	[s]	
Suolo Categoria	D		
St	1.000	[-]	
Ss	1.800	[-]	
S	1.800	[-]	
Cc	2.083	[-]	
T <sub>B</sub>	0.25	[sec]	
T <sub>C</sub>	0.74	[sec]	
T <sub>D</sub>	1.92	[sec]	

Nel caso specifico si effettua un'analisi sismica di tipo statica equivalente secondo i seguenti parametri:

C1	0.085	[-]	
H strutt	6.00	[m]	
T1	0.326	[sec]	
csi	5	[%]	
eta	1.00	[-]	
Sel (T1)	3.90	[m/s <sup>2</sup> ]	0.398 [g]
lambda	1.00	[-]	

In base alle masse strutturali si determina l'azione statica da applicare alle travi principali:

PP e perm scale	1 484	[kg]
PP passerella	43 151	[kg]
Perm travi	18 668	[kg]
Perm traversi (pavim.)	30 738	[kg]
PP pile	12 000	[kg]
Accid scale	3 976	[kg]
Accid passerella	58 950	[kg]
Massa totale (NO ACCID)	106 041	[kg]
Azione sismica	413 591	[N]
distribuita su <u>UNA</u> trave	5 262	[N/m]

## 4 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

- EN 1990 tab. A.2.4.B + N.A.D./NTC-08, tab. 5.1.V per i coefficienti moltiplicativi
- EN 1990 tab. A.2.1+N.A.D./NTC-08 tab. 5.1.VI per i coefficienti di combinazione

Per la formulazione generale delle combinazioni di carico si rimanda a EN 1990-annex.A2, cap. A2.3, A2.4/.NTC-08 cap. 2.5.3.+ N.A.D..

Con riferimento alle ipotesi semplificative effettuate ai punti precedenti, a seconda dell'elemento studiato si alterneranno come dominanti (se presenti) le seguenti azioni variabili:

1. variazioni termiche  $T_k$
2. carico folla  $Q_k$
3. azione del vento  $F_{w,k}$

Esse verranno considerate di volta in volta dominanti, nell'elaborazione delle combinazioni S.L.U., S.L.E. caratteristica e S.L.E. frequente.

In dettaglio:

S.L.U. - STR

Si considera l'involuppo delle seguenti combinazioni.

S.L.U.

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{settl.} G_{ksettl.} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,1} Q_{k,1} + \sum_{(2 \rightarrow i)} \psi_{0,i} \times \gamma_{q,i} Q_{k,i}$$

I parametri di scelta nazionale indicati dal N.A.D. sono i seguenti:

$\gamma_{G1}$	1.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
$\gamma_{G2}$	1.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
$\gamma_{sh}$	1.20	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
$\gamma_{settl.}$	0.00 ÷ 1.20	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute ai cedimenti vincolari
$\gamma_{Qk}$	0.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico/folla
$\gamma_{Tk}$	1.20	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica
$\gamma_{Fw,k}$	1.50	coefficiente moltiplicativo per i carichi vento
$\psi_{0,Qk}$	0.40	coefficiente di contemporaneità per i carichi da traffico/folla
$\psi_{0,Tk}$	0.60	coefficiente di contemporaneità per i carichi di origine termica
$\psi_{0,Fw,k}$	0.60	coefficiente di contemporaneità per i carichi vento

S.L.U. - GEO

Ai soli fini delle verifiche geotecniche, si considerano le medesime combinazioni viste per lo S.L.U. - STR, impiegando i seguenti coefficienti di combinazione:

$\gamma_{G1}$	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
$\gamma_{G2}$	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
$\gamma_{sh}$	1 - 1	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
$\gamma_{settl.}$	0 - 1	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute ai cedimenti vincolari

$\gamma_{Qk}$	0.00 ÷ 1.15	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico/folla
$\gamma_{Tk}$	1.00	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica
$\gamma_{Fw,k}$	1.30	coefficiente moltiplicativo per i carichi vento

#### S.L.E. – Caratteristica (Rara)

Si considera l'inviluppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. fond.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{ksett.} + G_{sh} + Q_{k,1} + \sum_{(2 \rightarrow i)} \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

#### S.L.E. - Frequente

Si considera l'inviluppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. freq.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{ksett.} + G_{sh} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{(2 \rightarrow i)} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

$\psi_{1,Qk}$	0.40	coefficiente di contemporaneità per i carichi da traffico/folla
$\psi_{1,Tk}$	0.60	coefficiente di contemporaneità per i carichi di origine termica
$\psi_{1,Fw,k}$	0.20	coefficiente di contemporaneità per i carichi vento
$\psi_{2,Qk}$	0.00	coefficiente di contemporaneità per i carichi da traffico/folla
$\psi_{2,Tk}$	0.50	coefficiente di contemporaneità per i carichi di origine termica
$\psi_{2,Fw,k}$	0.00	coefficiente di contemporaneità per i carichi vento

#### S.L.E. - Quasi Permanente

Si considera la seguente combinazione.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{ksett.} + G_{sh} + \sum_{(1 \rightarrow i)} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

#### S.L.U. - sismica

Ai fini delle verifiche in fase sismica, si considera la seguente combinazione:

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{ksett.} + G_{sh} + 0.5 T_k + E_d$$

,  $E_d$ : sollecitazione sismica.

Per le analisi dell'impalcato tutte le combinazioni ed inviluppi indicati vengono effettuati in automatico dal sistema ad elementi finiti Lusas, che provvede inoltre a selezionare, nell'ambito dei coefficienti di combinazione quello di volta in volta più gravoso.

Per le analisi delle sottostrutture tutte le combinazioni ed inviluppi indicati vengono effettuati in automatico dai fogli di calcolo in modo da massimizzare/minimizzare le sollecitazioni volute.

## 5 Analisi strutturale impalcato

### 5.1 Generalità

L'impalcato viene modellato mediante un grigliato di elementi "beam" lineari a due nodi, con vincoli e proprietà geometriche costanti in funzione della fase studiata e del tipo di contributo di carico, così come accennato nei capitoli introduttivi.

I traversi vengono modellati considerando le effettive eccentricità degli elementi rispetto al filo principale delle travi, e sono formati da un profilato metallico senza considerare le proprietà di rigidità della soletta.

La Figura 5-1 seguente riporta il rendering della struttura nella configurazione di base.

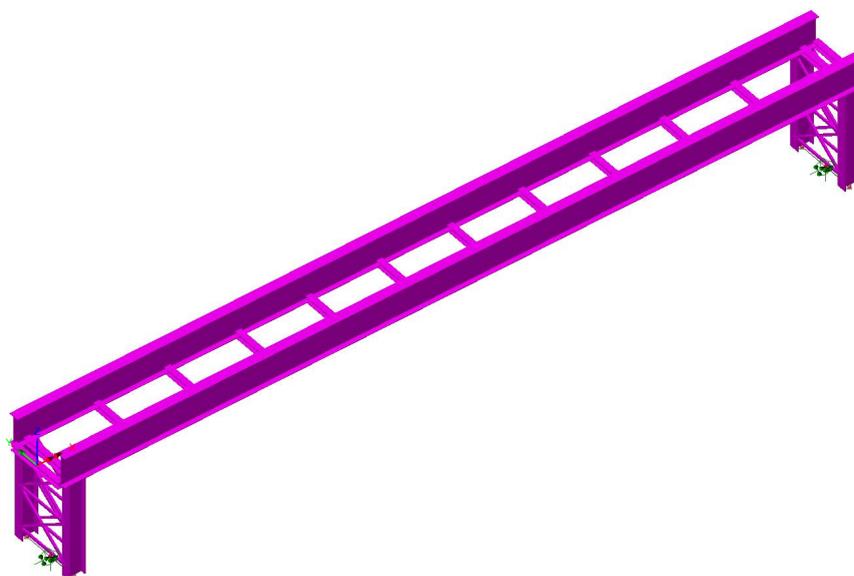


Figura 5-1 - Modellazione della struttura

Il piano nodale dell'impalcato è modellato, per convenzione, a quota intradosso trave metallica ed ha andamento orizzontale. Tutti gli elementi strutturali (traversi e travi principali) sono modellati considerando le effettive eccentricità dell'asse baricentrico rispetto a tale riferimento.

La numerazione degli elementi delle travi è sequenziale, e prevede:

elementi da n. 1 a n. 22 per il filo "destro"

elementi da n. 23 a n. 44 per il filo "sinistro"

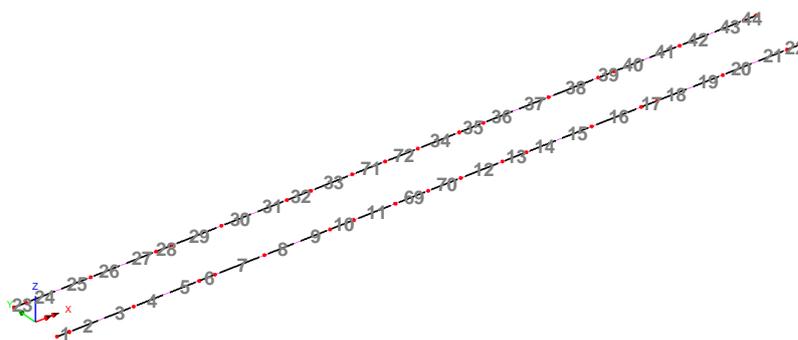


Figura 5-2 - Elementi di travi principali

## 5.2 Report sollecitazioni trave

A valle dell'analisi strutturale, effettuate per le singole azioni caratteristiche, vengono effettuati in automatico dal programma Lusas gli involuppi e le combinazioni di carico pertinenti ai vari scopi, rispettivamente per max/min V e max/min M. In fase di combinazione il programma procede in automatico a selezionare il coefficiente  $\gamma_{fav}/\gamma_{sfav}$ .

L'output delle azioni variabili viene effettuato attraverso involuppi e combinazioni volti a massimizzare/minimizzare il momento flettente M e l'azione tagliante V.

L'analisi strutturale dell'impalcato viene effettuata direttamente con riferimento alle rigidezze "uncracked" (cfr. anche capitolo "stato fessurativo soletta").

Nel seguito si riportano i diagrammi qualitativi delle sollecitazioni rilevate per le varie famiglie di carico, (valori caratteristici) riepilogati nella mappa seguente. Tutti i valori sono espressi in Nm e N per la trave principale, e sono riferiti all'intero sviluppo della trave reale relativo al filo di destra. Si riportano anche i valori di azione tagliante e momento flettente contemporanei alle sollecitazioni massimizzate. Vengono omessi i diagrammi non significativi.

### 1. Pesi propri (Gk1)

Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Gk1

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 677.108E3 at Gauss point 11 of element 21  
Diagram minimum -550.138E3 at Gauss point 1 of element 70  
Diagram scale: 1: 8.86122E-6



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Gk1

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz  
Diagram maximum 125.429E3 at Gauss point 11 of element 21  
Diagram minimum -125.429E3 at Gauss point 1 of element 2  
Diagram scale: 1: 47.8356E-6



## 2. Sovraccarichi permanenti (Gk2) - long/short term

Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 5:Gk2 - superimp. dead 1. (LT)  
Results file: 02\_Fase2a (05).mys

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 472.907E3 at Gauss point 11 of element 21  
Diagram minimum -384.468E3 at Gauss point 1 of element 70  
Diagram scale: 1: 12.6875E-6



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 5:Gk2 - superimp. dead 1. (LT)  
Results file: 02\_Fase2a (05).mys

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz  
Diagram maximum 90.25E3 at Gauss point 11 of element 21  
Diagram minimum -90.25E3 at Gauss point 1 of element 2  
Diagram scale: 1: 66.482E-6



## 3. Cedimenti vincolari (Qsettl.,k) - max/min M

Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
CEDIMENTI (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 0.982531E-3 at Gauss point 11 of element 21  
Diagram minimum 17.248E-6 at Gauss point 1 of element 22  
Diagram scale: 1: 6.10667E3



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
CEDIMENTI (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz  
Diagram maximum 52.6954E-6 at Gauss point 1 of element 21  
Diagram minimum -52.7903E-6 at Gauss point 1 of element 2  
Diagram scale: 1: 113.657E3



Scale: 1: 108.114  
 Zoom: 83.9792  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 CEDIMENTI (Min)  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My  
 Diagram maximum 0.0 at Gauss point 10 of element 11  
 Diagram minimum -0.794265E-3 at Gauss point 1 of element 2  
 Diagram scale: 1: 7.55416E3



Scale: 1: 108.114  
 Zoom: 83.9792  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 CEDIMENTI (Min)  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz  
 Diagram maximum 52.5754E-6 at Gauss point 1 of element 69  
 Diagram minimum -52.63E-6 at Gauss point 1 of element 20  
 Diagram scale: 1: 114.003E3



#### 4. Cedimenti vincolari (Qsettl.,k) - max/min V

Scale: 1: 108.114  
 Zoom: 83.9792  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 CEDIMENTI (Max)  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My  
 Diagram maximum 0.982531E-3 at Gauss point 11 of element 21  
 Diagram minimum -0.794265E-3 at Gauss point 1 of element 2  
 Diagram scale: 1: 6.10667E3



Scale: 1: 108.114  
 Zoom: 83.9792  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 CEDIMENTI (Max)  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz  
 Diagram maximum 52.6954E-6 at Gauss point 1 of element 21  
 Diagram minimum 20.3727E-9 at Gauss point 1 of element 1  
 Diagram scale: 1: 113.862E3



Scale: 1: 108.114  
 Zoom: 83.9792  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 CEDIMENTI (Min)  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My  
 Diagram maximum 0.978981E-3 at Gauss point 1 of element 2  
 Diagram minimum -0.79354E-3 at Gauss point 11 of element 21  
 Diagram scale: 1: 6.12882E3



Scale: 1: 108.114  
 Zoom: 83.9792  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 CEDIMENTI (Min)  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz  
 Diagram maximum -54.1331E-9 at Gauss point 1 of element 22  
 Diagram minimum -52.7903E-6 at Gauss point 1 of element 2  
 Diagram scale: 1: 113.657E3



### 5. Effetti secondari ritiro (GshII,k)

Scale: 1: 108.114  
 Zoom: 83.9792  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Loadcase: 6:gsh - secondary eff. of shrinkage  
 Results file: 03\_Fase2b (05).mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My  
 Diagram maximum 52.9719 at Gauss point 1 of element 14  
 Diagram minimum 0.131705E-6 at Gauss point 11 of element 1  
 Diagram scale: 1: 0.113268



Scale: 1: 108.114  
 Zoom: 83.9792  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Loadcase: 6:gsh - secondary eff. of shrinkage  
 Results file: 03\_Fase2b (05).mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz  
 Diagram maximum 16.5936E-9 at Gauss point 1 of element 22  
 Diagram minimum -25.4392E-9 at Gauss point 1 of element 8  
 Diagram scale: 1: 235.857E6



## 6. Involuppo Folla (Q,k) - max/min M

Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
Accid\_FOLLA (Max)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 747.373E3 at Gauss point 1 of element 2  
Diagram minimum 29.0707E-6 at Gauss point 1 of element 22  
Diagram scale: 1: 8.02812E-6



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
Accid\_FOLLA (Max)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz  
Diagram maximum 128.64E3 at Gauss point 6 of element 21  
Diagram minimum -130.831E3 at Gauss point 1 of element 2  
Diagram scale: 1: 45.8608E-6



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
Accid\_FOLLA (Min)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum -32.4436E-6 at Gauss point 1 of element 22  
Diagram minimum -605.482E3 at Gauss point 1 of element 69  
Diagram scale: 1: 9.90946E-6



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
Accid\_FOLLA (Min)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz  
Diagram maximum 60.6118E3 at Gauss point 1 of element 16  
Diagram minimum -61.5444E3 at Gauss point 11 of element 7  
Diagram scale: 1: 97.4906E-6



## 7. Involuppo Folla (Q,k) - max/min V

Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Fz  
Accid\_FOLLA (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 744.455E3 at Gauss point 11 of element 21  
Diagram minimum -386.987E3 at Gauss point 1 of element 12  
Diagram scale: 1: 8.05958E-6



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Fz  
Accid\_FOLLA (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz  
Diagram maximum 130.352E3 at Gauss point 1 of element 21  
Diagram minimum 32.6812E-9 at Gauss point 1 of element 1  
Diagram scale: 1: 46.0292E-6



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Fz  
Accid\_FOLLA (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 747.373E3 at Gauss point 1 of element 2  
Diagram minimum -380.437E3 at Gauss point 11 of element 11  
Diagram scale: 1: 8.02812E-6



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Fz  
Accid\_FOLLA (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz  
Diagram maximum -81.8414E-9 at Gauss point 1 of element 1  
Diagram minimum -130.831E3 at Gauss point 1 of element 3  
Diagram scale: 1: 45.8608E-6



## 8. Involuppo Termiche T,k - max/min M

Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
TERMICHE (Max)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 432.31E3 at Gauss point 1 of element 2  
Diagram minimum 8.07492E-6 at Gauss point 1 of element 22  
Diagram scale: 1: 13.8789E-6



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
TERMICHE (Max)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz  
Diagram maximum 0.186759E-6 at Gauss point 1 of element 22  
Diagram minimum -0.433451E-3 at Gauss point 1 of element 21  
Diagram scale: 1: 13.8424E3



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
TERMICHE (Min)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum -15.2493E-6 at Gauss point 1 of element 22  
Diagram minimum -297.442E3 at Gauss point 1 of element 2  
Diagram scale: 1: 20.172E-6



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
TERMICHE (Min)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz  
Diagram maximum 73.8002E-6 at Gauss point 1 of element 20  
Diagram minimum -0.351885E-6 at Gauss point 1 of element 22  
Diagram scale: 1: 81.3006E3



## 9. Involuppo Termiche T,k - max/min V

Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Fz  
TERMICHE (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 184.529E3 at Gauss point 11 of element 21  
Diagram minimum 8.07492E-6 at Gauss point 1 of element 22  
Diagram scale: 1: 32.5152E-6



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Fz  
TERMICHE (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz  
Diagram maximum 0.227303E-3 at Gauss point 1 of element 20  
Diagram minimum 0.164939E-6 at Gauss point 1 of element 1  
Diagram scale: 1: 26.3965E3



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Fz  
TERMICHE (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum -15.2493E-6 at Gauss point 1 of element 22  
Diagram minimum -36.9842E3 at Gauss point 11 of element 21  
Diagram scale: 1: 0.162231E-3



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Fz  
TERMICHE (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz  
Diagram maximum -93.4961E-9 at Gauss point 1 of element 1  
Diagram minimum -0.440912E-3 at Gauss point 1 of element 21  
Diagram scale: 1: 13.6081E3



## 10. Involuppo Vento Fw,k - max/min M

Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
VENTO (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 240.824E3 at Gauss point 1 of element 2  
Diagram minimum 761.737 at Gauss point 8 of element 5  
Diagram scale: 1: 24.9144E-6



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
VENTO (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz  
Diagram maximum 47.2178E3 at Gauss point 11 of element 21  
Diagram minimum -47.2178E3 at Gauss point 1 of element 2  
Diagram scale: 1: 0.127071E-3



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
VENTO (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum -761.737 at Gauss point 8 of element 5  
Diagram minimum -240.824E3 at Gauss point 1 of element 2  
Diagram scale: 1: 24.9144E-6



Scale: 1: 108.114  
Zoom: 83.9792  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
VENTO (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz  
Diagram maximum 47.2178E3 at Gauss point 1 of element 2  
Diagram minimum -47.2178E3 at Gauss point 11 of element 21  
Diagram scale: 1: 0.127071E-3



### 11. Involuppo Vento Fw,k - max/min V

Scale: 1: 108.114  
 Zoom: 83.9792  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 VENTO (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My  
 Diagram maximum 240.824E3 at Gauss point 11 of element 21  
 Diagram minimum -240.824E3 at Gauss point 1 of element 2  
 Diagram scale: 1: 24.9144E-6



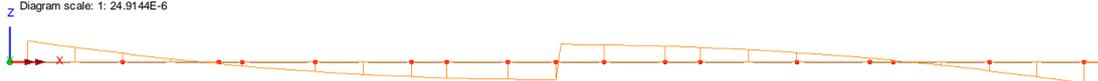
Scale: 1: 108.114  
 Zoom: 83.9792  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 VENTO (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz  
 Diagram maximum 47.2178E3 at Gauss point 1 of element 2  
 Diagram minimum 59.1281E-6 at Gauss point 1 of element 70  
 Diagram scale: 1: 0.127071E-3



Scale: 1: 108.114  
 Zoom: 83.9792  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 VENTO (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My  
 Diagram maximum 240.824E3 at Gauss point 1 of element 2  
 Diagram minimum -240.824E3 at Gauss point 11 of element 21  
 Diagram scale: 1: 24.9144E-6



Scale: 1: 108.114  
 Zoom: 83.9792  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 VENTO (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz  
 Diagram maximum -59.1281E-6 at Gauss point 1 of element 70  
 Diagram minimum -47.2178E3 at Gauss point 1 of element 2  
 Diagram scale: 1: 0.127071E-3



## 6 Deformazioni e controfrecce

### 6.1 Deformazioni massime

Si riporta di seguito l'involuppo la deformata delle travi di impalcato per:

Carichi di fase 1

Carico folla, valore caratteristico  $Q_k$

Carico folla, valore frequente

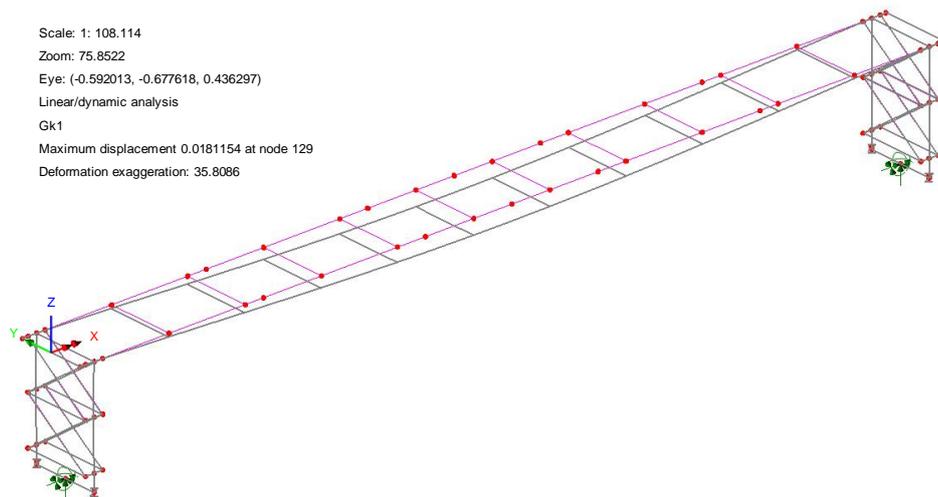
Combinazione S.L.E. Quasi Permanente

Combinazione S.L.E. Frequente (\*)

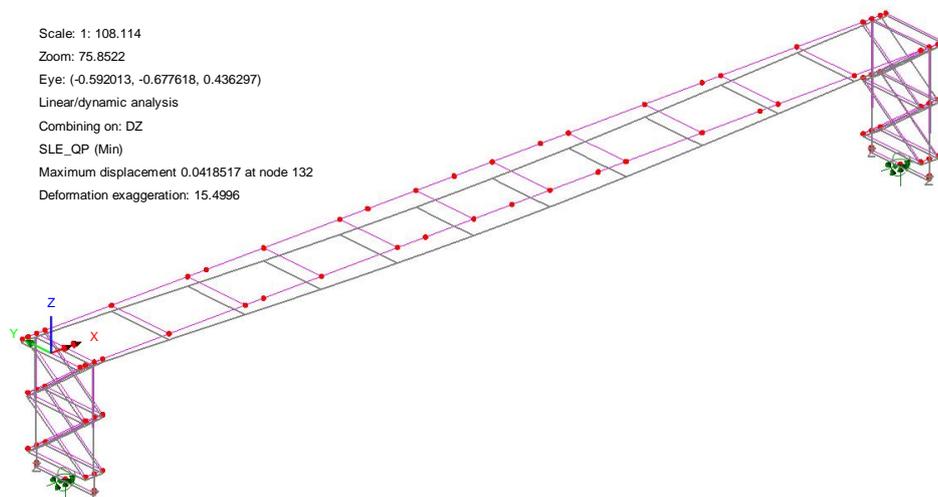
Combinazione S.L.E. Caratteristica

(\*) In accordo a EN 1993-2,7.8.1.(2), la combinazione S.L.E. frequente viene presa come riferimento per la valutazione qualitativa del comportamento deformativo dell'opera.

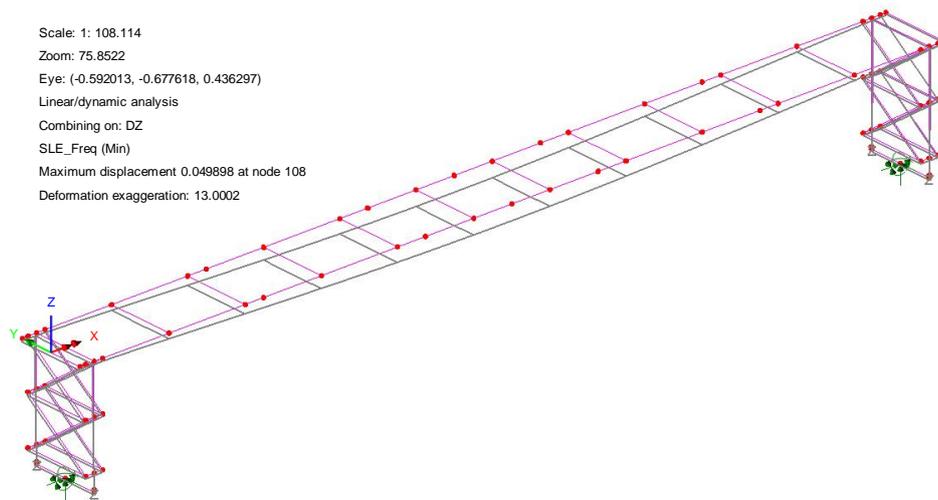
#### Carichi di Fase 1



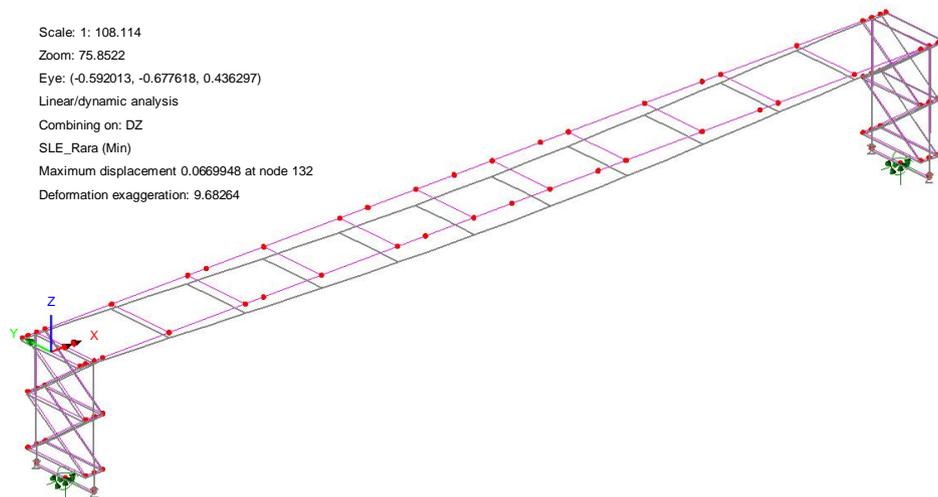
#### S.L.E. Quasi Permanente



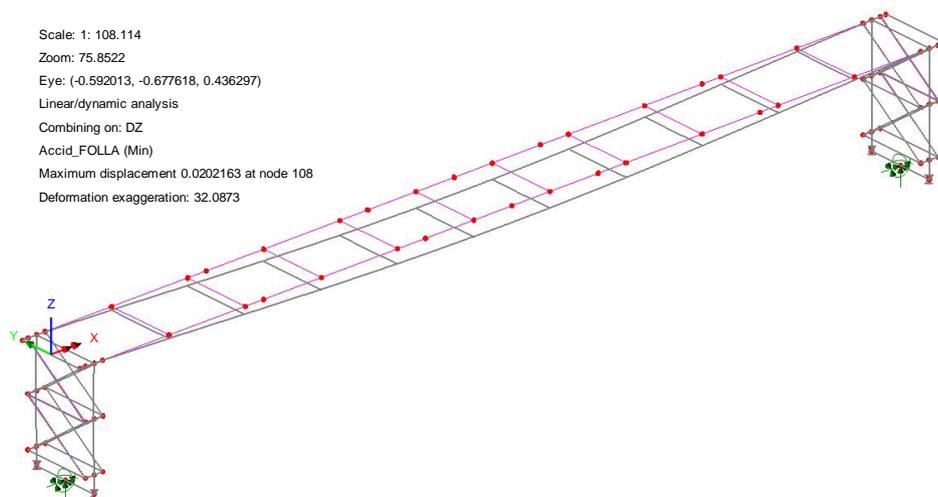
## S.L.E. Frequente



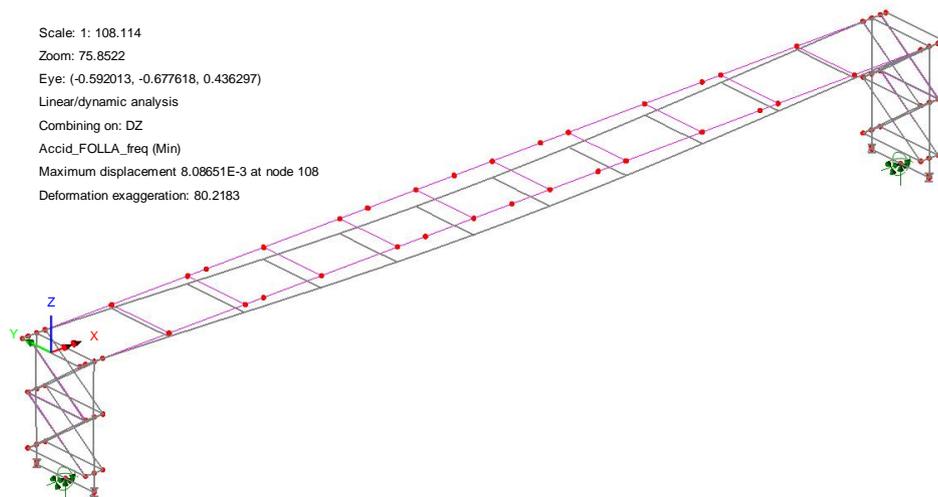
## S.L.E. Caratteristica



## Carico folla caratteristico Qk



## Carico folla frequente Qk



Le frecce massime sono riepilogate nella tabella seguente, unitamente al rapporto luce/freccia.

	$\delta$ [mm]	$\delta / L$
Carichi di fase 1	18.1	1 / 2 099
S.L.E. Quasi Permanente	41.8	1 / 909
S.L.E. Frequente	49.9	1 / 761
S.L.E. Caratteristica	67.0	1 / 567
Carico folla, val. car.	20.2	1 / 1 881
Carico folla, val. freq.	8.1	1 / 4 691

## 6.2 Controfrecce

Viene fornita alle travi metalliche una contromonta determinata sulla base delle frecce dovute ai carichi di peso proprio, permanente, ed un'aliquota dei carichi accidentali fissata nel 20 %.

Di seguito si riporta la tabella del calcolo della contromonta (valori in mm).

	giunzione A-B	giunzione B-C
Pesi propri	9.39	16.92
Permanenti	6.55	11.8
Folla	10.37	18.67
Folla 20%	2.07	3.73
Contromonta TOTALE	28.38	51.12

## 7 Verifica soletta su lamiera grecata

### 7.1 Carichi agenti

Si riporta di seguito il calcolo dei carichi agenti sulla soletta e la verifica della portanza della lamiera grecata prevista.

Tipo lamiera .....	A75/P760
H lamiera .....	75 mm
H tot soletta .....	130 mm
Sp equiv cls = 130 mm - 75 mm / 2 = .....	92.5 mm
PP cls = 25 kN/m <sup>3</sup> x 0.0925 m = .....	2.313 kN/m <sup>2</sup>
PP lamiera .....	0.1512 kN/m <sup>2</sup>
PP tot (Fase 1) = 2.313 + 0.1512 = .....	2.464 kN/m <sup>2</sup>
Portanza lamiera (L = 3.50 m) .....	3.37 kN/m <sup>2</sup>
Carico aggiuntivo (Folla) .....	5.00 kN/m <sup>2</sup>
M max,SLU = 1.50 x 5.00 kN/m <sup>2</sup> x (3.50 m) <sup>2</sup> / 8 = .....	11.48 kNm/m
V max,SLU = 1.50 x 5.00 kN/m <sup>2</sup> x 3.50 m / 2 = .....	13.13 kN/m

### 7.2 Verifica a pressoflessione

Calcolo per 1.00 m di larghezza di soletta.

As = 2Ø16 / nervatura = ~ 8Ø16/m

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta no PP**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Soletta no PP

N° Vertici: 48 Zoom N° barre: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	49.8	4.3	1	2.01	40.4	-7.6
2	-50.2	4.3	2	2.01	37.1	-7.6
3	-50.2	-1.1	3	2.01	15	-7.6
4	-48.2	-1.1	4	2.01	11.7	-7.6
5	-47.2	-2.1	5	2.01	-10.4	-7.6
6	-46.2	-1.1	6	2.01	-13.7	-7.6

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Tipologia rottura:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviate

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

Parametro	B450C	C28/35
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm²	3.5
E <sub>s</sub>	200 000 N/mm²	15.87
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.957 ‰	11
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	0.6667
τ <sub>c1</sub>	1.971	

**Calcoli**

M<sub>xRd</sub>: 62.06 kNm

σ<sub>c</sub>: -15.87 N/mm²

σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm²

ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰

ε<sub>s</sub>: 5.005 ‰

d: 11.9 cm

x: 4.897 x/d: 0.4115

δ: 0.9544

MSd = 11.48 kNm/m

MRd = 62.06 kNm/m

## 7.3 Verifica a taglio

B	1000.0	mm		fck	28.0	N/mm <sup>2</sup>
H	55.0	mm		$\gamma_c$	1.50	-
				fcd	15.87	N/mm <sup>2</sup>
As,long	16.08	cm <sup>2</sup>				
	8	$\Phi$	16			
Copriferro	20.0	mm				
d	35.0	mm				
$\sigma_{cp}$	0.000	N/mm <sup>2</sup>		NSd	0	[N]
k	2.00	-				
$\rho_l$	0.020	-				
$v_{min}$	0.52	N/mm <sup>2</sup>				
<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>32.14</b>	<b>kN</b>	<b>Sezioni non armate a taglio</b>			

V<sub>Sd</sub> = 13.13 kN/m

## 8 Verifica traverso

### 8.1 Sollecitazioni massime

Da LUSAS:

M max,SLU = -42.280 ÷ +63.789 kNm

V max,SLU = ± 54.61 kN

### 8.2 Classe sezione

Sezione HEB300 - L<sub>0</sub> = 3.00 m

**I** Classificazione - EC3 #5.5.2

HE 300 B    Acciaio S355 (Fe510)    fy (N/mm<sup>2</sup>) 355

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{150}{19 \times 0.81} = 9.7$	
	<p><b>FLESSIONE M<sub>z</sub></b></p> $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 10$ Classe 1	<p><b>COMPRESSIONE</b></p> $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 10$ Classe 1
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{208.0}{11 \times 0.81} = 23.24$	
	<p><b>FLESSIONE M<sub>y</sub></b></p> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1	<p><b>COMPRESSIONE</b></p> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 33$ Classe 1

**Classe Presso-Flessione**  
1 ?

Classe sezione ..... 1

## 8.3 Verifica a pressoflessione

Resistenza della sezione a flessione e forza assiale - EC3 #6.2.9

HE 300 B      Acciaio S355 (Fe510)      fy (N/mm2) 355

$N_{Sd}$  [kN] 0.0       $M_{y,Sd}$  [kNm] 63.789       $M_{z,Sd}$  [kNm] 0.0

Presso-Flessione deviata - EC3 #6.2.9.1 (6) - Sezione di classe 1 e 2

$$\left[ \frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^{\beta} = \left[ \frac{63.789}{632} \right]^2 + \left[ \frac{0}{294} \right]^1 = 0.010 + 0 = 0.010$$

OK

Sezione verificata.

## 8.4 Instabilità flessio-torsionale

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #...

HE 300 B      Acciaio S355 (Fe510)      fy (N/mm2) 355

$z_a$  [mm] 0.0      L [m] 3.0 =  $l_{Oz}$  [m]

Coefficienti C  
 Momenti all'estremità     Carichi trasversali  
 C<sub>1</sub> 1.0    C<sub>2</sub> 0.0    C<sub>3</sub> 1

Coefficienti di lunghezza efficace  
 k 1.0    k<sub>v</sub> 1.0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

$M_{cr}$  [kNm] = 3 258       $M_{c,Rd}$  [kNm] = 631.9

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{c,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0.451$$

$\chi_{LT} = 0.939$        $M_{b,Rd}$  [kNm] = 593.2

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)

$N_{Sd}$  [kN] 0.0       $M_{y,Sd}$  [kNm] 63.789       $M_{z,Sd}$  [kNm] 0.0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{0}{4198} + \frac{1 \times 63.79}{593.2} + \frac{1 \times 0}{294.2}$$

$$= 0 + 0.108 + 0 = 0.108$$

OK

Sezione verificata.

## 8.5 Verifica a taglio

**Doppio T Laminati - F1 per aiuto**

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioCls Normativa: NTC ?

IPE     IPN     HEAA     HL  
 HEA     IPEA     HEX     UB  
 HEB     IPEO     HD     UC  
 HEM     IPEX     HP     W

Ordina per:  Wy     ly     g

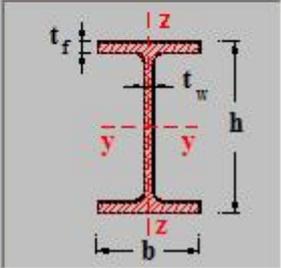
Acciaio: S355 (Fe510)    fy (N/mm2): 355    fu: 510

Lunghezze di libera inflessione [m]:  
 $l_{0y}$ : 3     $l_{0z}$ : 3

$N_{Sd}$  [kN]: 0.0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 220 B	71.5	220	220	9.50	16.00	18.00
HE 240 B	83.2	240	240	10.00	17.00	21.00
HE 260 B	93.0	260	260	10.00	17.50	24.00
HE 280 B	103.0	280	280	10.50	18.00	24.00
HE 300 B	117.0	300	300	11.00	19.00	27.00
HE 320 B	127.0	320	300	11.50	20.50	27.00
HE 340 B	134.0	340	300	12.00	21.50	27.00



Plotta

HE 300 B

$N_{by,Rd}$  [kN]: 4 856     $M_{cy,Rd}$  [kNm]: 631.9  
 $N_{bz,Rd}$  [kN]: 4 198     $M_{cz,Rd}$  [kNm]: 294.2  
 $V_{ply,Rd}$  [kN]: 926.2     $V_{plz,Rd}$  [kN]: 2 225

g (Kg/m): 117

h (mm): 300    r2 (mm): 0

b (mm): 300    A (cm2): 149.1    iy (cm): 12.99    iz (cm): 7.58

tw (mm): 11    Iy (cm4): 25 170    Iz (cm4): 8 563    IT (cm4): 185

tf (mm): 19    Wy (cm3): 1 678    Wz (cm3): 570.9    Iw (cm6): 1 688 000

r1 (mm): 27    Wpl,y (cm3): 1 869    Wpl,z (cm3): 870.1

Classe Sezione

Compressione: 1  
 Flessione My: 1  
 Flessione Mz: 1  
 Presso-Flessione: 1

Verifiche

$V_{pl,Rd} = 2\,225$  kN

$V_{Sd,SLU} = 54.61$  kN

Sezione verificata. No interazione flessione-taglio.

## 9 Verifiche travi

### 9.1 Generalità

Le verifiche vengono effettuate considerando la sezione a doppio "T". Le sollecitazioni di verifica di ciascuna trave vengono direttamente dedotte dalle combinazioni del modello ad elementi finiti.

Si fa riferimento ai criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (cross section checks) contenuti in EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2 / NTC-08 cap 4.2. e relative Istruzioni.

Nell'ambito dei vari S.L. considerati, si effettuano le seguenti verifiche sezionali:

S.L.U. Fondamentale

resistenza delle sezioni (incluse verifiche di local buckling)

S.L.E. Caratteristica

limitazione delle tensioni

S.L.E. Frequente

web breathing

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico, dal programma "Ponti EC4" per le sezioni di verifica individuate nei capitoli introduttivi, e per le quali si riporta di seguito il quadro identificativo.

### 9.2 S.L.U. - resistenza delle sezioni

Le verifica 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)

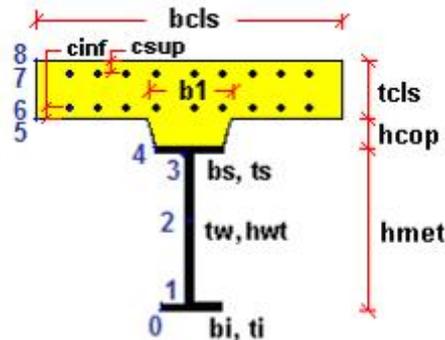
- Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

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 o 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.



In questo particolare caso la soletta non è presente.

- 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  $\chi_w$ , e successivamente valutato il taglio resistente  $V_b, R_d$  come somma dei contributi resistenti dell'anima  $V_{bw}, R_d$  e, se applicabile, delle flange  $V_{bf}, R_d$ .

- 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 in luogo di quello plastico, 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:

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

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

### 9.2.1 Riepilogo coefficienti di sfruttamento

Le tabelle seguenti riepilogano, per ciascuna delle quattro combinazioni base esaminate ( $M_{max/min}$ ,  $V_{max/min}$ ), l'esito delle verifiche S.L.U. – resistenza delle sezioni, tramite le seguenti grandezze:

a) classificazione effettiva della sezione

effettuata sulla base dell'effettiva posizione dell'a.n. el./pl., qui riportata direttamente in fase3

b) rapporto di sfruttamento plastico  $\eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd}$

significativo (applicabile) solo quando la classe della sezione  $\leq 2$ ; in tutti gli altri casi la casella relativa appare ombreggiata

c) rapporto di sfruttamento elastico  $\eta_1 = \sigma_{Ed}/\gamma_{mo} f_{yk}$

significativo solo quando la classe della sezione  $\geq 2$ ; in tutti gli altri casi la casella relativa appare ombreggiata

d) rapporto di sfruttamento a taglio  $\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd}$

somma dei contributi resistenti di anima e flange:  $V_{Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$

e) rapporto di sfruttamento a taglio della sola anima  $V_{Ed}/V_{bw}$

rapporto di sfruttamento a flessione della sezione formata dalle sole flange  $M_{Ed}/M_{fRd}$

f) rapporto di sfruttamento assoluto ( $V/M/N$ )

indica il rapporto di sfruttamento complessivo, in presenza di interazione taglio/tensioni normali; in assenza di interazione non risulta significativo

Sezione	Comb.	Classe	$M_{Ed}/M_{Rd}$	$\sigma_{Ed}/\gamma_{mo}f_{yk}$	$V_{Ed}/V_{Rd}$	$M_{Ed}/M_{f,Rd}$	$V_{Ed}/V_{bw,Rd}$	V/M/N	
A_1	Mmax	4		0.48	0.22	0.61	0.23	No int.	0
A_1	Mmin	4		0.07	0.06	0.08	0.06	No int.	0
A_1	Vmax	4		0.11	0.06	0.14	0.06	No int.	0
A_1	Vmin	4		0.44	0.22	0.55	0.23	No int.	0
A_2	Mmax	4		0.10	0.07	0.12	0.07	No int.	0
A_2	Mmin	4		0.15	0.11	0.19	0.11	No int.	0
A_2	Vmax	4		0.05	0.04	0.06	0.04	No int.	0
A_2	Vmin	4		0.09	0.13	0.10	0.14	No int.	0
A_10	Mmax	4		0.10	0.07	0.12	0.07	No int.	0
A_10	Mmin	4		0.15	0.11	0.19	0.11	No int.	0
A_10	Vmax	4		0.12	0.13	0.14	0.14	No int.	0
A_10	Vmin	4		0.03	0.04	0.03	0.04	No int.	0
A_11	Mmax	4		0.48	0.22	0.61	0.22	No int.	0
A_11	Mmin	4		0.07	0.06	0.08	0.06	No int.	0
A_11	Vmax	4		0.40	0.22	0.50	0.23	No int.	0
A_11	Vmin	4		0.15	0.06	0.18	0.06	No int.	0
B_3	Mmax	4		0.10	0.07	0.12	0.07	No int.	0
B_3	Mmin	4		0.15	0.11	0.19	0.11	No int.	0
B_3	Vmax	4		0.05	0.04	0.06	0.04	No int.	0
B_3	Vmin	4		0.05	0.13	0.06	0.14	No int.	0
B_4	Mmax	4		0.03	0.01	0.03	0.01	No int.	0
B_4	Mmin	4		0.35	0.04	0.43	0.05	No int.	0
B_4	Vmax	4		0.11	0.00	0.13	0.00	No int.	0
B_4	Vmin	4		0.26	0.06	0.32	0.06	No int.	0
B_8	Mmax	4		0.03	0.01	0.03	0.01	No int.	0
B_8	Mmin	4		0.35	0.04	0.43	0.05	No int.	0
B_8	Vmax	4		0.23	0.06	0.28	0.06	No int.	0
B_8	Vmin	4		0.20	0.00	0.24	0.00	No int.	0
B_9	Mmax	4		0.10	0.07	0.12	0.07	No int.	0
B_9	Mmin	4		0.15	0.11	0.19	0.11	No int.	0
B_9	Vmax	4		0.06	0.13	0.06	0.14	No int.	0
B_9	Vmin	4		0.03	0.04	0.03	0.04	No int.	0
C_5	Mmax	4		0.03	0.01	0.03	0.01	No int.	0
C_5	Mmin	4		0.35	0.04	0.43	0.05	No int.	0
C_5	Vmax	4		0.10	0.00	0.12	0.00	No int.	0
C_5	Vmin	4		0.29	0.06	0.36	0.06	No int.	0
C_6	Mmax	4		0.04	0.00	0.04	0.00	No int.	0
C_6	Mmin	4		0.37	0.00	0.47	0.00	No int.	0
C_6	Vmax	4		0.25	0.02	0.31	0.02	No int.	0
C_6	Vmin	4		0.18	0.02	0.22	0.02	No int.	0
C_7	Mmax	4		0.03	0.01	0.03	0.01	No int.	0
C_7	Mmin	4		0.35	0.04	0.43	0.05	No int.	0
C_7	Vmax	4		0.23	0.06	0.28	0.06	No int.	0
C_7	Vmin	4		0.17	0.00	0.20	0.00	No int.	0
<b>Valori di punta</b>				0.48	0.22	0.61	0.23	No int.	0

Dall'esame delle tabelle riportate poco sopra, si evince il soddisfacimento di tutte le verifiche S.L.U. - resistenza delle sezioni.

I diagrammi seguenti visualizzano, i seguenti rapporti di sfruttamento:

**max  $\eta$  assoluto**

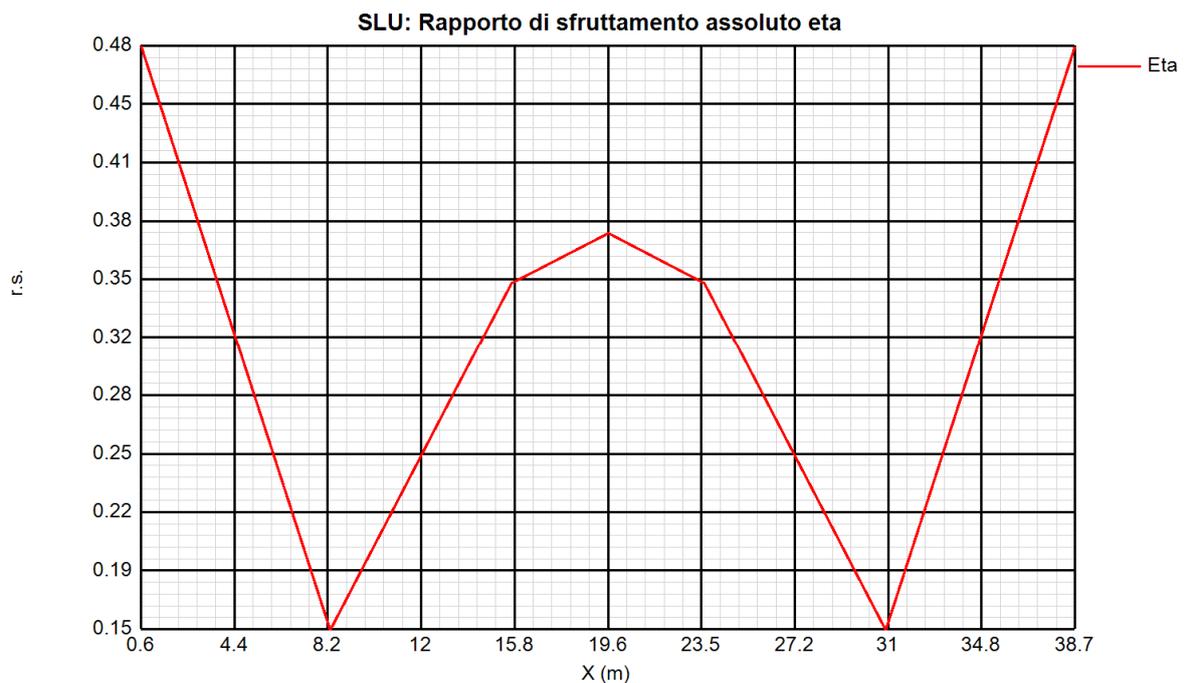
Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)); nei casi in cui non vi è interazione, tale valore coincide con il rapporto di sfruttamento a flessione  $\eta_1$ .

**max  $\eta_1/\eta_1$** 

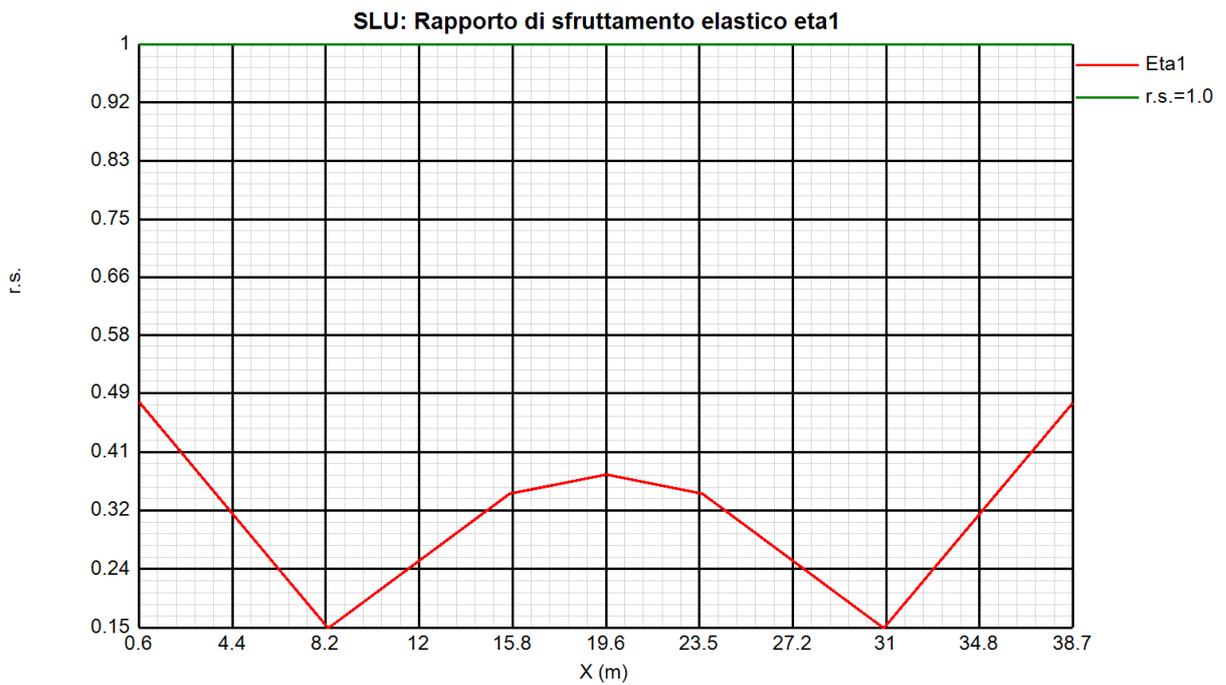
Rapporto di sfruttamento a flessione; nell'ambito delle condizioni di applicabilità dell'analisi plastica, esso coincide con il rapporto  $\eta_1 = M_{Ed}/M_{pl}$  (rapporto di sfruttamento plastico); in tutti gli altri casi è pari a  $\eta_1 = \sigma_{Ed}/(\gamma_{mofyk})$ . I rapporti di sfruttamento a flessione, risp. elastici e plastici vengono tracciati indipendentemente dal campo di applicabilità; in ogni caso, il valore considerato nel calcolo del rapporto di sfruttamento assoluto considera di volta in volta il rapp. elastico/plastico in funzione degli effettivi limiti di applicabilità.

**max  $\eta_3$** 

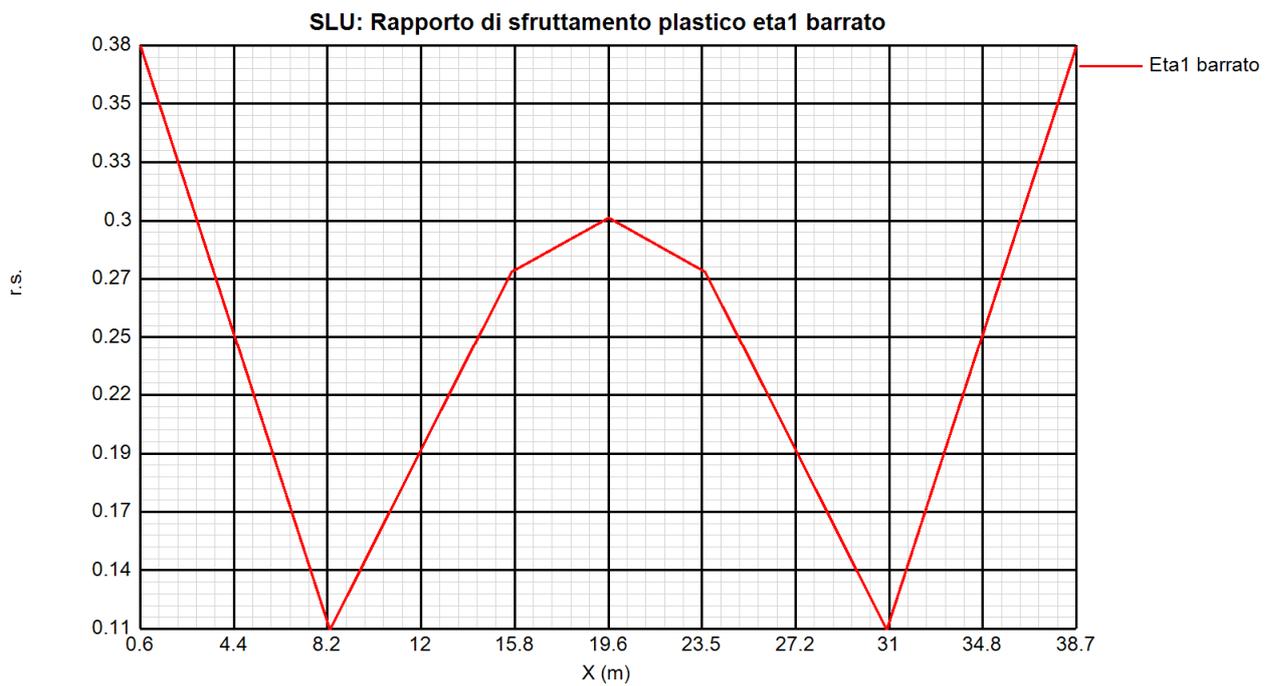
Rapporto di sfruttamento a taglio  $\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd}$

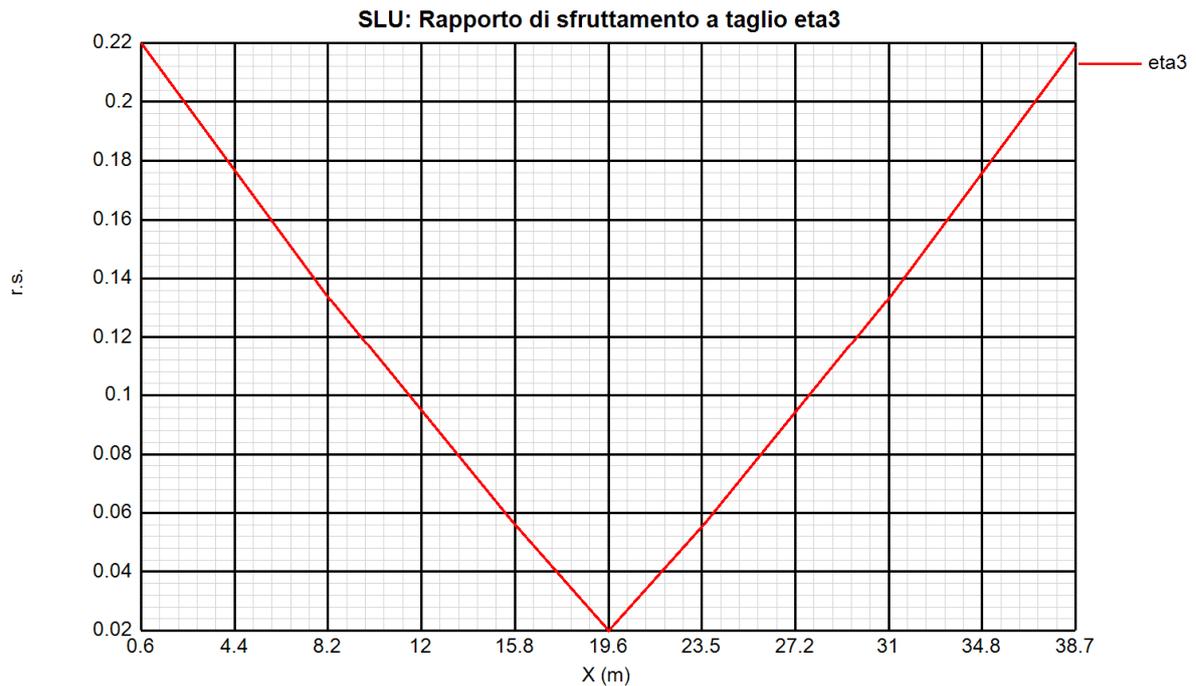
**Rapporto di sfruttamento assoluto fili (max  $\eta$ )**

Rapporto di sfruttamento elastico a flessione (max  $\eta_1$ )



Rapporto di sfruttamento plastico a flessione (max  $\eta_1$ )



Rapporto di sfruttamento a taglio max  $\eta_3$ 

## 9.2.2 Esempio esteso di verifica

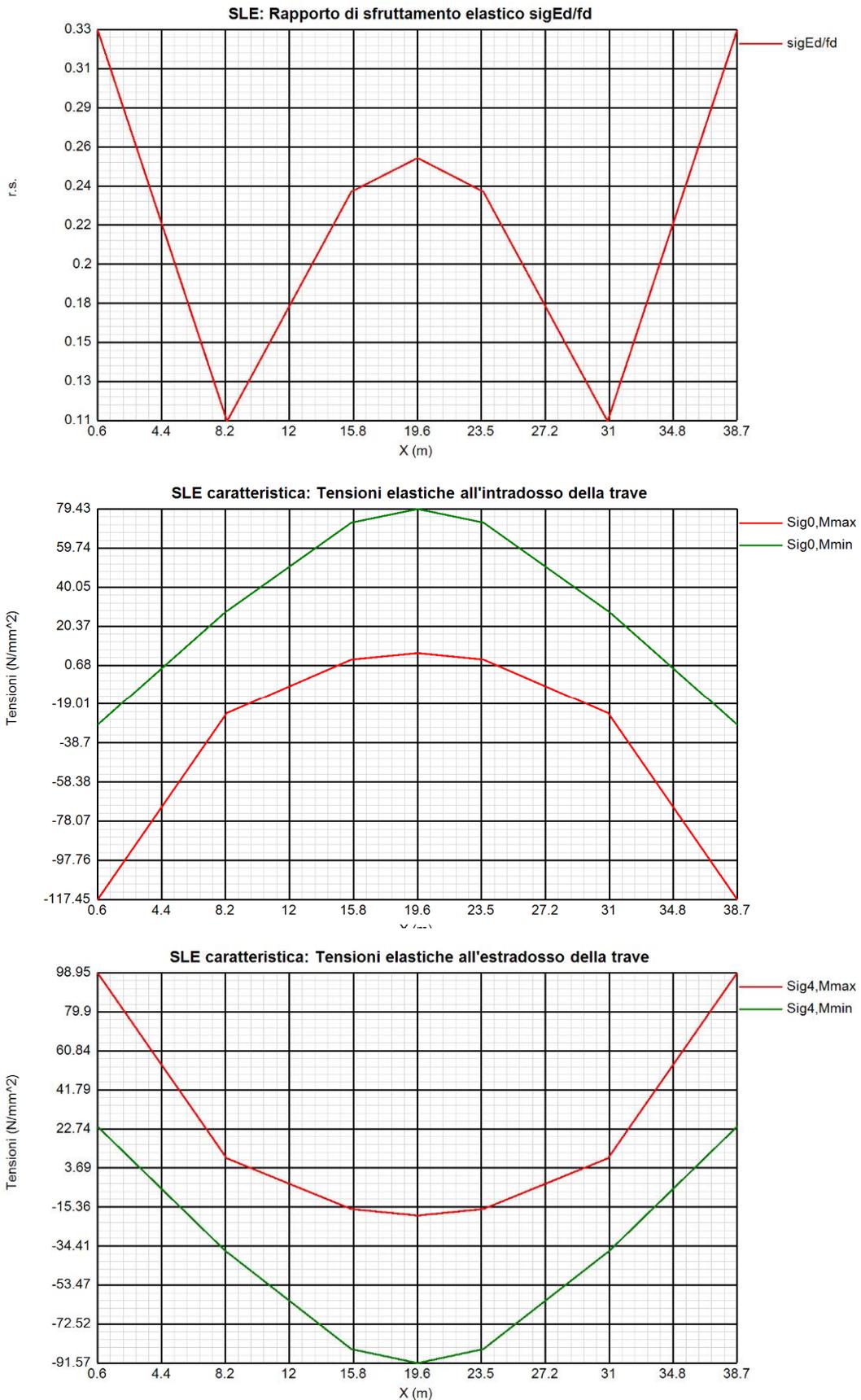
A titolo di esempio, si riporta nell' "Allegato 1 - Esempio esteso di verifica in PontiEC4" la verifica estesa relativa alla sezione A\_1 recante tutti i passaggi effettuati dal programma Ponti EC4

## 9.3 S.L.E. - 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  $\gamma_{m,ser} = 1.0$ .

## 9.3.1 Riepilogo coefficienti di sfruttamento

Il diagramma seguente propone i coefficienti di sfruttamento S.L.E. rilevati lungo le sezioni di verifica, sviluppati in automatico dal programma Ponti EC4.



Come si può notare dall'esame del diagramma, i rapporti di sfruttamento S.L.E. appaiono soddisfacentemente al di sotto dell'unità.

#### 9.4 S.L.E. - "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. NTC08, 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)):

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

In cui:

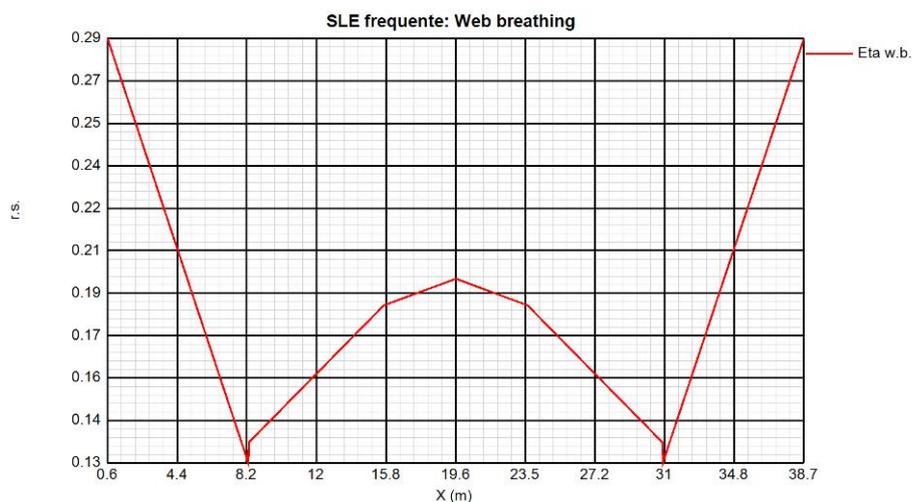
$\sigma_E = 186200(t/h)^2$  tensione critica Euleriana

$k_{\sigma}, k_{\tau}$  = 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  $\xi$ , seguendo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 - 4.5.4.(1).

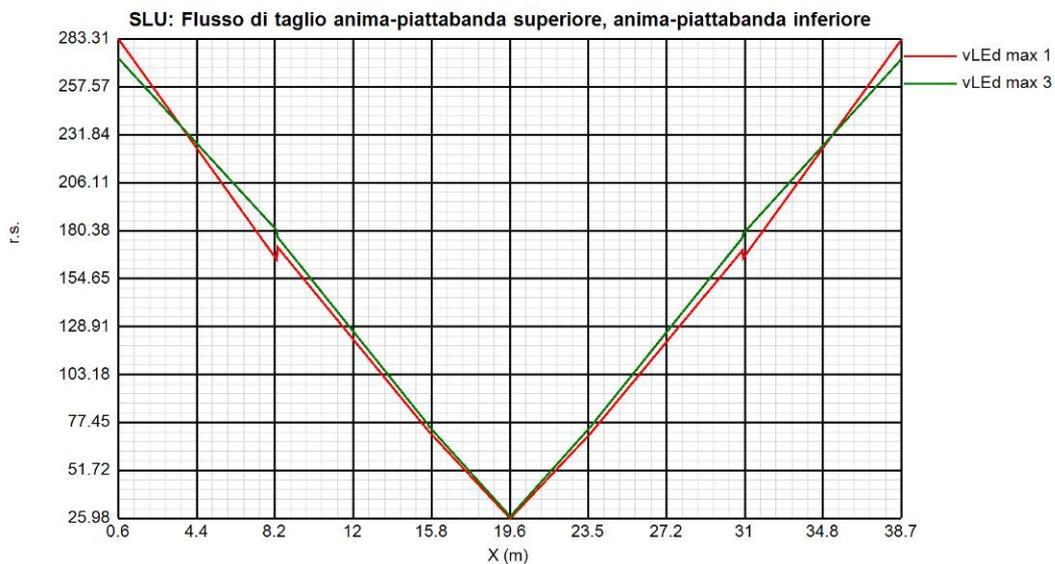
Relativamente alla verifica di Web Breathing, i diagrammi seguenti riportano l'andamento del rapporto di sfruttamento (inteso come il risultato della radice quadrata della formula precedente).



Come si può notare dall'esame del diagramma, la verifica di Web Breating appare soddisfatta.

### 9.5 Dimensionamento saldature di composizione

Si verificano le minime dimensioni da assegnare ai cordoni di composizione anima/piattabanda. Il flusso di taglio tra anima e piattabanda superiore ed inferiore è riportato nel grafico seguente.



X (m)	vLEd max 1 (N/mm)	vLEd max 3 (N/mm)	Sezione
0.65	283.307	273.027	A_1
8.35	164.935	180.523	A_2
8.36	171.659	177.083	B_3
15.72	72.546	75.731	B_4
15.73	72.639	75.293	C_5
19.65	25.984	27.208	C_6
23.57	71.676	75.455	C_7
23.58	71.676	75.455	B_8
30.94	170.026	176.588	B_9
30.95	165.521	178.805	A_10
38.65	282.916	272.684	A_11

Lo scorrimento complessivo risulta pertanto, come indicato:

Il criterio di resistenza è fornito da EN 1993-1-8 cap. 4.5.3/NTC-08 cap. 4.2.8.2, e risulta:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad \text{and} \quad \sigma_{\perp} \leq 0.9 f_u / \gamma_{M2}$$

Con:

$\beta_w = 0.9$  fattore di correlazione (tab. 4.1 En 1993-1-8)

$\gamma_{M2} = 1.25$

$f_u = 510.0$  Mpa

Essendo il cordone assoggettato a sole tensioni  $\tau_{\parallel}$ , risulta indifferente la posizione di riferimento del piano considerato rispetto alla sezione di gola, pertanto si ottiene:

$$f_u / (\beta_w \times \gamma_{M2}) = 453.33 \text{ MPa}$$

Con riferimento, pertanto ai massimi scorrimenti rilevati sulle varie tipologie di concio, si rileva pertanto la minima ampiezza dei cordoni da garantire di volta in volta:

$$a_{min} = \text{Flusso [N/mm]} / \{1/3^{0.5} \times 2 \times [f_u / (\beta_w \times \gamma_{M2})]\}$$

conci A

$$a_{min} = 283.3 \text{ N/mm} / (1/3^{0.5} \times 2 \times 453.33) = 0.54 \text{ mm gola}$$

$$b_{min} = a_{min} / \cos 45^\circ = 0.76 \text{ mm lato}$$

conci B

$$a_{min} = 177.0 \text{ N/mm} / (1/3^{0.5} \times 2 \times 453.33) = 0.34 \text{ mm gola}$$

$$b_{min} = a_{min} / \cos 45^\circ = 0.48 \text{ mm lato}$$

conci C

$$a_{min} = 75.4 \text{ N/mm} / (1/3^{0.5} \times 2 \times 453.33) = 0.14 \text{ mm gola}$$

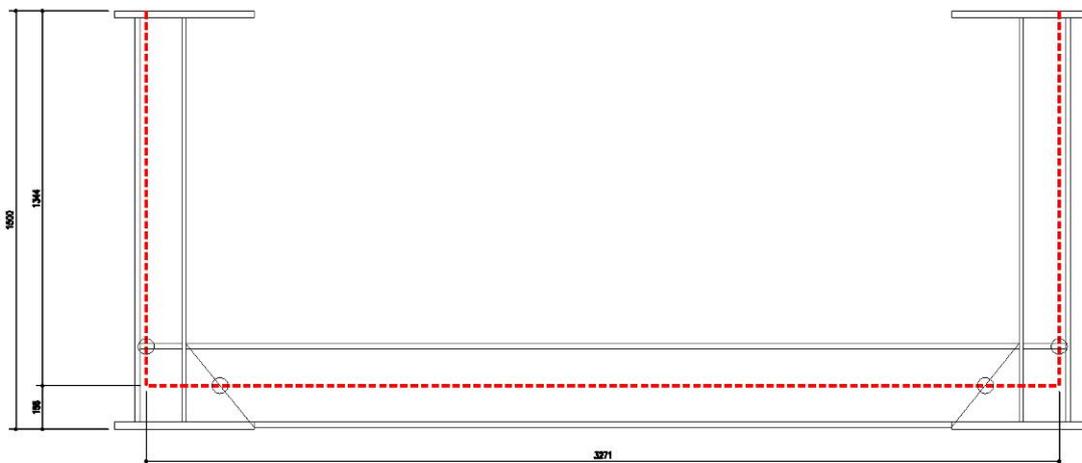
$$b_{min} = a_{min} / \cos 45^\circ = 0.20 \text{ mm lato}$$

## 9.6 Stabilità flesso torsionale

Le verifiche nei confronti dell'instabilità flesso torsionale della piattabanda superiore viene effettuata in maniera semplificata con riferimento ad una colonna equivalente (piattabanda superiore), vincolata elasticamente lungo il suo sviluppo da molle di rigidezza equivalente ai traversi, e rigidamente in corrispondenza dell'incastro nella pila.

### 9.6.1 Calcolo rigidezza traversi

Il calcolo della rigidezza dei traversi intermedi viene effettuato considerando lo schema marcato a linea tratteggiata sulla sezione trasversale di figura seguente. I montanti, costituiti dagli irrigidenti verticali, comprensivi della relativa porzione di anima collaborante, vengono ipotizzati incernierati in corrispondenza della connessione con la soletta superiore. L'asse delle traverse metalliche è situato, nella posizione di progetto, a 600 mm dall'intradosso travi.



Il traverso metallico è un HEB300 e l'irrigidimento verticale laterale una sezione a "T" che presenta le seguenti caratteristiche:

$$t_{\text{sup}} = 19 \text{ mm}$$

$$b_{\text{sup}} = 300 \text{ mm}$$

$$t_{\text{web}} = 14 \text{ mm}$$

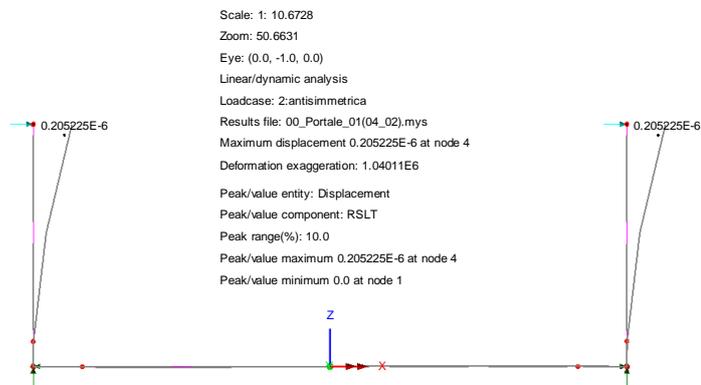
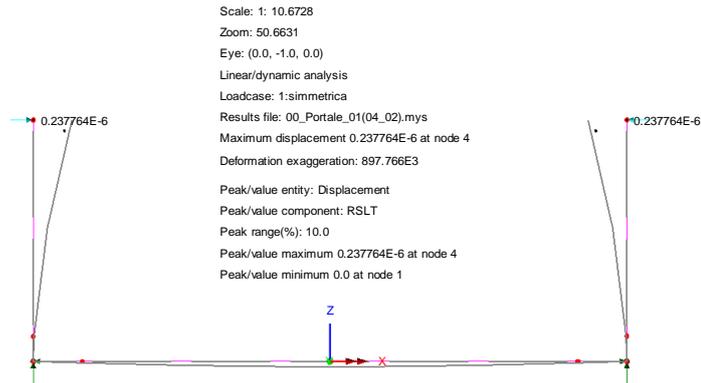
$$h_{\text{tot}} = 169 \text{ mm}$$

Le caratteristiche delle sezioni sono riportate nelle tabelle seguenti

	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Value</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Cross sectional area (A)</td> <td>0.0149</td> </tr> <tr> <td>Second moment of area about y axis (I<sub>yy</sub>)</td> <td>0.2517E-3</td> </tr> <tr> <td>Second moment of area about z axis (I<sub>zz</sub>)</td> <td>85.63E-6</td> </tr> <tr> <td>Product moment of area (I<sub>yz</sub>)</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td>Torsion constant (J<sub>xx</sub>)</td> <td>1.89E-6</td> </tr> <tr> <td>Effective shear area in y direction (A<sub>sy</sub>)</td> <td>0.0114</td> </tr> <tr> <td>Effective shear area in z direction (A<sub>sz</sub>)</td> <td>3.3E-3</td> </tr> <tr> <td>Offset in y direction (R<sub>y</sub>)</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td>Offset in z direction (R<sub>z</sub>)</td> <td>0.0</td> </tr> </tbody> </table>		Value	Cross sectional area (A)	0.0149	Second moment of area about y axis (I <sub>yy</sub> )	0.2517E-3	Second moment of area about z axis (I <sub>zz</sub> )	85.63E-6	Product moment of area (I <sub>yz</sub> )	0.0	Torsion constant (J <sub>xx</sub> )	1.89E-6	Effective shear area in y direction (A <sub>sy</sub> )	0.0114	Effective shear area in z direction (A <sub>sz</sub> )	3.3E-3	Offset in y direction (R <sub>y</sub> )	0.0	Offset in z direction (R <sub>z</sub> )	0.0
		Value																			
	Cross sectional area (A)	0.0149																			
	Second moment of area about y axis (I <sub>yy</sub> )	0.2517E-3																			
	Second moment of area about z axis (I <sub>zz</sub> )	85.63E-6																			
	Product moment of area (I <sub>yz</sub> )	0.0																			
	Torsion constant (J <sub>xx</sub> )	1.89E-6																			
	Effective shear area in y direction (A <sub>sy</sub> )	0.0114																			
Effective shear area in z direction (A <sub>sz</sub> )	3.3E-3																				
Offset in y direction (R <sub>y</sub> )	0.0																				
Offset in z direction (R <sub>z</sub> )	0.0																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Value</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Cross sectional area (A)</td> <td>7.8E-3</td> </tr> <tr> <td>Second moment of area about y axis (I<sub>yy</sub>)</td> <td>15.0665E-6</td> </tr> <tr> <td>Second moment of area about z axis (I<sub>zz</sub>)</td> <td>42.7843E-6</td> </tr> <tr> <td>Product moment of area (I<sub>yz</sub>)</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td>Torsion constant (J<sub>xx</sub>)</td> <td>0.815664E-6</td> </tr> <tr> <td>Effective shear area in y direction (A<sub>sy</sub>)</td> <td>5.7E-3</td> </tr> <tr> <td>Effective shear area in z direction (A<sub>sz</sub>)</td> <td>2.366E-3</td> </tr> <tr> <td>Offset in y direction (R<sub>y</sub>)</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td>Offset in z direction (R<sub>z</sub>)</td> <td>0.0</td> </tr> </tbody> </table>		Value	Cross sectional area (A)	7.8E-3	Second moment of area about y axis (I <sub>yy</sub> )	15.0665E-6	Second moment of area about z axis (I <sub>zz</sub> )	42.7843E-6	Product moment of area (I <sub>yz</sub> )	0.0	Torsion constant (J <sub>xx</sub> )	0.815664E-6	Effective shear area in y direction (A <sub>sy</sub> )	5.7E-3	Effective shear area in z direction (A <sub>sz</sub> )	2.366E-3	Offset in y direction (R <sub>y</sub> )	0.0	Offset in z direction (R <sub>z</sub> )	0.0
		Value																			
	Cross sectional area (A)	7.8E-3																			
	Second moment of area about y axis (I <sub>yy</sub> )	15.0665E-6																			
	Second moment of area about z axis (I <sub>zz</sub> )	42.7843E-6																			
	Product moment of area (I <sub>yz</sub> )	0.0																			
	Torsion constant (J <sub>xx</sub> )	0.815664E-6																			
	Effective shear area in y direction (A <sub>sy</sub> )	5.7E-3																			
Effective shear area in z direction (A <sub>sz</sub> )	2.366E-3																				
Offset in y direction (R <sub>y</sub> )	0.0																				
Offset in z direction (R <sub>z</sub> )	0.0																				

La rigidità viene valutata mediante un semplice modello E.F., tramite il quale si studia lo spostamento trasversale delle estremità inferiori dei montanti sotto l'azione di forze unitarie agenti con medesimo verso (deformata simmetrica) o verso opposto (deformata antisimmetrica), corrispondenti ai due principali modi di instabilizzazione delle piattabanda superiore. Le porzioni di montante posti in ombra alla traverso vengono modellate come elementi rigidi.

Le figure seguenti riportano le deformate qualitative, simmetriche ed antisimmetriche relative ai sette portali studiati.



La rigidezza di riferimento è la minima dedotta tra il caso di deformata simmetrica ed antisimmetrica. La tabella seguente riepiloga per ciascun caso gli spostamenti ottenuti dall'analisi E.F., il calcolo della rigidezza ( $k_h = 1/\delta_h$ ) ed il valore di riferimento adottato.

Rigidezza trasversi					
	$\delta_{hsimm}$ [m]	$\delta_{hasimm}$ [m]	$k_{hsimm}$ [N/m]	$k_{hasimm}$ [N/m]	$k_{hcalcolo}$ [N/m]
Portale(04_02)	2.3776E-07	2.05E-07	4.2059E+06	4.8727E+06	4 205 851

### 9.6.2 Quadro tensionale di riferimento della piattabanda

Il quadro tensionale prescelto come riferimento per la verifica della sicurezza nei confronti dell'instabilità è riferito ad una condizione "reale" (ovviamente non ad un involuppo), che fornisce le massime tensioni di compressione in corrispondenza della piattabanda superiore.

La deduzione delle tensioni lungo la piattabanda superiore viene effettuata sulla base delle caratteristiche efficaci delle sezioni soggette a *local buckling*, e della eventuale plasticizzazione subita, sotto la combinazione in esame, dalle sezioni in classe 1 e 2.

I calcoli vengono effettuati mediante il programma PontiEC4.

X (m)	Sig4,Mmax (N/mm <sup>2</sup> )	Sig4,Mmin (N/mm <sup>2</sup> )	Sig34,Mmax (N/mm <sup>2</sup> )	Sig34,Mmin (N/mm <sup>2</sup> )	Sezione
0.65	131.226	16.307	128.783	15.985	A_1
8.35	12.571	-51.749	12.187	-51.02	A_2
8.36	12.571	-51.749	12.187	-51.02	B_3
15.72	-11.428	-117.057	-11.388	-115.28	B_4
15.73	-11.428	-117.057	-11.388	-115.28	C_5
19.65	-14.086	-126.529	-13.998	-124.596	C_6
23.57	-11.432	-117.081	-11.391	-115.304	C_7
23.58	-11.432	-117.081	-11.391	-115.304	B_8
30.94	12.49	-51.743	12.107	-51.014	B_9
30.95	12.49	-51.743	12.107	-51.014	A_10
38.65	131.077	16.312	128.637	15.99	A_11

### 9.6.3 Calcolo $P_{cr}$ piattabanda inferiore

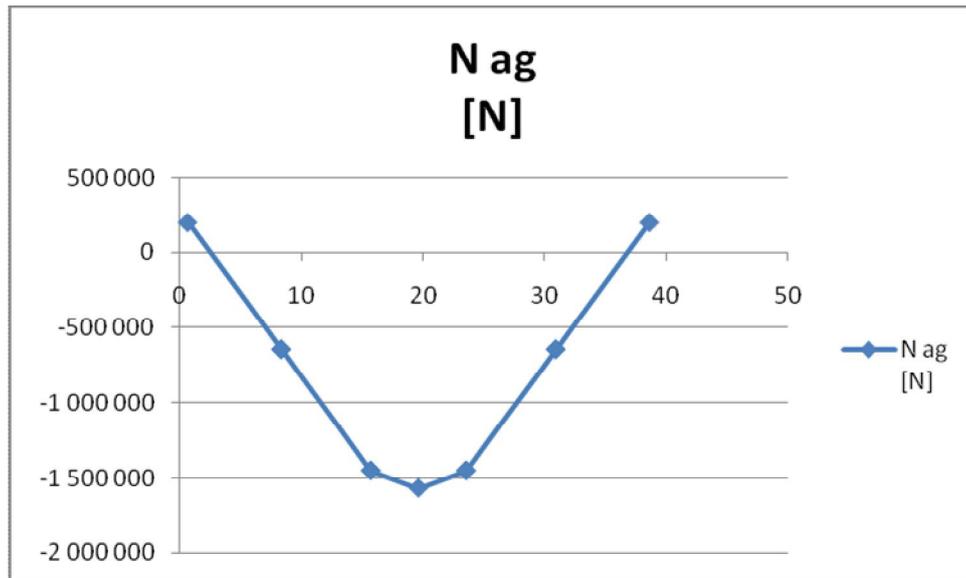
Viene effettuata una analisi di buckling mediante un modello E.F. che riproduce il filo della piattabanda superiore. La mesh adottata rispecchia quella adottata per le travi principali del modello globale. La presenza dei traversi viene schematizzata mediante molle di rigidità  $k_{h, calc}$  pari a quella dedotta poco sopra per i portali.

Il quadro tensionale posto alla base dell'analisi è formato dall'azione assiale insistente lungo la piattabanda, calcolata sulla base della media delle tensioni  $\sigma_{3-4}$  e  $\sigma_4$  valutate dal programma PontEC4.

Per la modellazione vengono impiegati elementi tipo "thick nonlinear beam", di lunghezza caratteristica pari a 0.20 m, ed elementi joint lineari per la modellazione delle molle. Vengono impiegati in totale n. 194 elementi beam + 12 elementi joint.

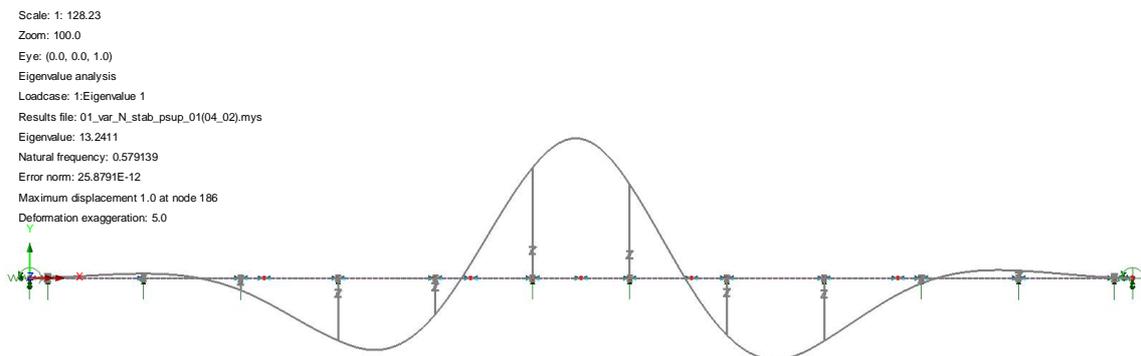
La tabella e il diagramma seguente, dedotto dall'analisi statica preliminare, riporta l'andamento dell'azione assiale implementata nel modello.

X (m)	Sig4,Mmin (N/mm <sup>2</sup> )	Sig34,Mmin (N/mm <sup>2</sup> )	Sezione	$\sigma_{media}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Bf [mm]	tf [mm]	Af [mm <sup>2</sup> ]	N ag [N]
0.65	16.307	15.985	A_1	16.146	500	25	12 500	201 825
8.35	-51.749	-51.02	A_2	-51.3845	500	25	12 500	-642 306
8.36	-51.749	-51.02	B_3	-51.3845	500	25	12 500	-642 306
15.72	-117.057	-115.28	B_4	-116.1685	500	25	12 500	-1 452 106
15.73	-117.057	-115.28	C_5	-116.1685	500	25	12 500	-1 452 106
19.65	-126.529	-124.596	C_6	-125.5625	500	25	12 500	-1 569 531
23.57	-117.081	-115.304	C_7	-116.1925	500	25	12 500	-1 452 406
23.58	-117.081	-115.304	B_8	-116.1925	500	25	12 500	-1 452 406
30.94	-51.743	-51.014	B_9	-51.3785	500	25	12 500	-642 231
30.95	-51.743	-51.014	A_10	-51.3785	500	25	12 500	-642 231
38.65	16.312	15.99	A_11	16.151	500	25	12 500	201 888

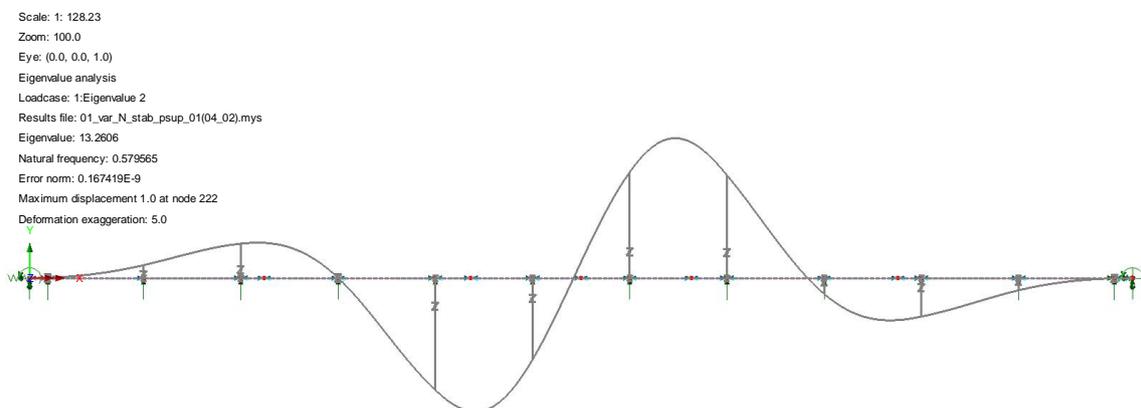


Di seguito si riportano le prime tre deformate critiche significative restituite dall'analisi, unitamente ai moltiplicatori di collasso  $\alpha_{cr}$ . Vengono scartati i modi di instabilità corrispondenti a  $P_{cr}$  negativi, riferiti ovviamente all'inversione di segno, non plausibile, dell'azione assiale nella piattabanda.

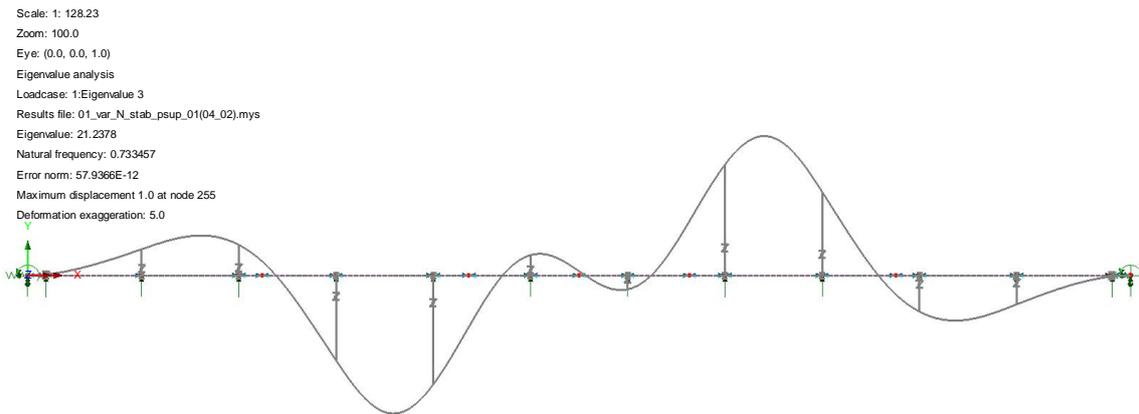
Modo 1;  $\alpha_{cr} = 13.2411$



Modo 2;  $\alpha_{cr} = 13.2606$



### Modo 3; $\alpha_{cr} = 21.2378$



Come si può notare dall'esame della prima deformata critica significativa, il fenomeno di instabilizzazione della piattabanda superiore coinvolge generalmente i due traversi centrali.

#### 9.6.4 Verifica di stabilità flessione torsionale

La snellezza adimensionale viene valutata secondo i criteri di EN 1993-1-1, con la formula:

$$\lambda_{0p} = (\alpha_{ult,k} / \alpha_{cr,op})^{0.5}$$

essendo:

$\alpha_{ult,k}$  = minimo moltiplicatore che causa il raggiungimento dello S.L.U. per tensioni normali

$\alpha_{cr,op}$  = minimo moltiplicatore di collasso dedotto dall'analisi di buckling

Il valore di  $\alpha_{ult,k}$  viene posto pari all'inverso del massimo rapporto di sfruttamento rilevato lungo le sezioni considerate ai fini delle verifiche, quindi (cfr, par. precedenti):

$$\max \eta = 0.48$$

cfr. sezione A\_S2, combinazione max M S.L.U., rapp. sfrutt. per interazione N/M/V.

$$\alpha_{ult,k} = 1/\eta_{max} = 1/0.48 = 2.083$$

Dall'analisi di buckling:

$$\alpha_{cr,op} = 13.2411$$

La snellezza adimensionalizzata risulta pertanto:

$$\lambda_{op} = (2.083/13.2411)^{0.5} = 0.397$$

Risultando  $\lambda_{op} > 0.2$ , si può direttamente concludere che l'elemento in esame risulta influenzato dai fenomeni di instabilità; questo è confermato dallo sviluppo dei calcoli seguenti.

Posto:

$l_0$  : lunghezza libera d'inflessione piattabanda  $\equiv$  interasse traversi = 3.456 m

$\alpha = 0.76$  : fattore di imperfezione

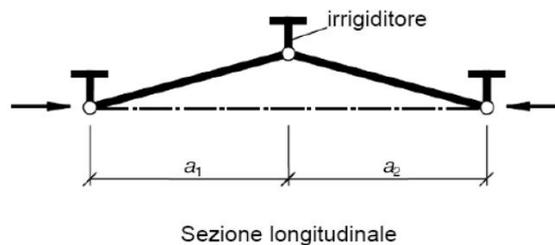
in base a quanto previsto da EN 1993-1-1 § 6.3.1, si ha:

$I_0$ [mm]	3 465
B piattab [mm]	500
sp piattab [mm]	25
$J_{orizz}$ [mm <sup>4</sup> ]	260 416 667
E [N/mm <sup>2</sup> ]	210 000
N <sub>cr</sub> [N]	44 955 345
$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	355
$\lambda_{segn}$ [-]	0.31
$\lambda_{segn\_adott}$ [-]	0.40
$\alpha$ [-]	0.76
$\Phi$ [-]	0.65
$\chi$ [-]	0.8528
$\gamma_{M1}$ [-]	1.10
$N_{b,Rd}$ [N]	3 440 229
$N_{Ed,max}$ [N]	1 569 531
$N_{Ed,max}/N_{b,Rd}$ [-]	● 45.6%

### 9.7 Verifica irrigidenti

In questa sezione vengono verificati gli elementi di irrigidimento trasversale (transverse stiffeners).

Gli irrigidenti trasversali sono solitamente assunti come elementi rigidi, ciò consente di studiare i pannelli posti tra due stiffeners indipendentemente ovvero trascurando l'interazione che avrebbero con i pannelli adiacenti.



Il sistema di stiffeners verticali deve essere pertanto in grado di fornire un adeguato vincolo sufficientemente rigido nei confronti del pannello che stabilizzano, oltre a garantire il necessario ancoraggio alle bande diagonali di trazione, all'atto dell'imbozzamento dei pannelli. Le verifiche effettuate, condotte in accordo con EN1993-1-5 (cfr. Istruzioni delle NTC-08 cap. 4.2.4.1.3.4), comprendono:

- stabilità flesso torsionale
- rigidità flessionale
- resistenza

Le tre verifiche verranno effettuate, in generale, trascurando il vincolo intermedio offerto dal trasverso, e considerando l'elemento stiffener come una "colonna" incernierata alle estremità.

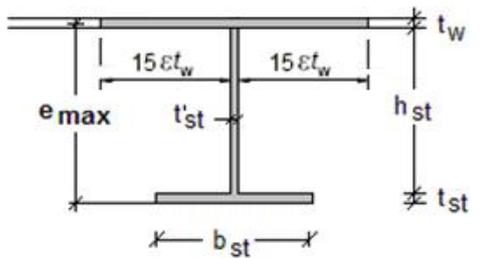
Nell'ambito della verifica di resistenza, mediante analisi separata, si è considerata anche l'adeguatezza del sistema composto da stiffeners e trasverso metallico nei riguardi della

stabilizzazione delle piattabande superiori compresse (v. § 9.6), ai fini della stabilità flessione torsionale delle travi.

9.7.1 Caratteristiche geometriche

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e di materiale necessarie alle seguenti verifiche:

Materiali				
$f_y =$		355	N/mm <sup>2</sup>	
$E_a =$		210000	N/mm <sup>2</sup>	
$\nu =$		0.3		
$G =$		80769	N/mm <sup>2</sup>	
$\epsilon =$		0.814		
$\gamma_{M1} =$		1		

Geometria				
$a =$		3465	mm	interasse fra stiff. verticali
$t_w =$		14	mm	spessore minimo anima
$h_w =$		1450	mm	altezza massima anima
$h_{st} =$		150	mm	
$t'_{st} =$		14	mm	
$b_{st} =$		200	mm	
$t_{st} =$		19	mm	
$b =$	$2 \cdot 15 \cdot \epsilon \cdot t_w + t'_{st} =$	356	mm	

9.7.2 Stabilità flessione torsionale

Relativamente alle problematiche connesse con la stabilità nei confronti del buckling torsionale, si considera quanto proposto in EN 1993-1-5 (8):

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \frac{f_y}{E}$$

dove  $I_t$  e  $I_p$  sono rispettivamente l'inerzia polare (attorno all'asse vincolato) e l'inerzia torsionale del piatto.

Si ha pertanto:

Torsional buckling (Vertical/Horizontal stiffner)				
EN1993-1-5, 9.2.1(8)				
$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \frac{f_y}{E_a}$				
$I_T =$	$\Sigma 1/3 \cdot (h_{st} \cdot t'_{st})^3 =$	5.945E+05	mm <sup>4</sup>	(without web contribution)
$e =$	$(h_{st} \cdot t'_{st} \cdot h_{st} / 2 + b_{st} \cdot t_{st} \cdot (h_{st} + t_{st} / 2)) / (h_{st} \cdot t'_{st} + b_{st} \cdot t_{st})$	129.4	mm	
$I_{Gy} =$		1.371E+07	mm <sup>4</sup>	
$I_{Gz} =$		1.270E+07	mm <sup>4</sup>	
$I_p =$	$I_{Gy} + I_{Gz} =$	2.641E+07	mm <sup>4</sup>	
$\sigma_{cr} =$	$G \cdot I_T / I_p =$	1818	N/mm <sup>2</sup>	$> 2 f_y = 710$ N/mm <sup>2</sup> c.u.= 0.39
$I_T / I_p =$		0.0225		$> 5.3 \cdot f_y / E_a = 0.0090$ c.u.= 0.40

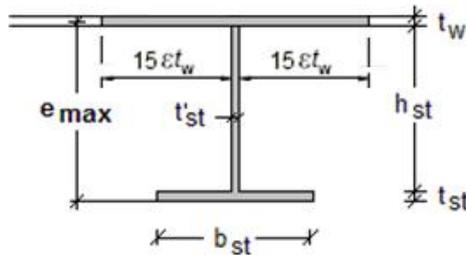
### 9.7.3 Rigidezza flessionale

Si effettua dapprima il controllo dimensionale relativo al rapporto larghezza/spessore del piatto:

Controllo dimensionale			
		EN 1993-1-1 tab. 5.2	
$h_{st}/t'_{st,lim} =$		$14 \cdot \varepsilon =$	11.39
$h_{st}/t'_{st} =$		$=$	10.71

Il controllo relativo all'adeguatezza della rigidezza flessionale dello stiffener viene effettuato secondo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 cap. 9.3.3(3).

Le caratteristiche dello stiffener vengono valutate con riferimento allo schema di figura, conteggiando una porzione di anima collaborante pari a  $15 \varepsilon t_{web}$  (EN 1993-1-5 9.1.(2)).



La verifica consiste nel confrontare l'inerzia dello stiffener  $I_{st}$  con quella limite, da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-1-5 cap. 9.3.3.(3):

$$a/h_w < \sqrt{2}: I_{st} \geq 1,5 h_w^3 t^3 / a^2$$

$$a/h_w \geq \sqrt{2}: I_{st} \geq 0,75 h_w t^3$$

Per semplicità, il controllo viene effettuato, calcolando le caratteristiche del profilo equivalente indipendentemente dalla sua reale posizione sulle varie tipologie di concio.

La tabella seguente riporta il calcolo di  $I_{st}$  effettuato per il concio tipologico, ed il relativo confronto con la rilevante inerzia minima.

$a/h_w =$		2.39	
$I_{st \min} =$	$0.75 \cdot h_w \cdot t_w^3 =$	2.984E+06	mm <sup>4</sup>
$I_{st} =$			mm <sup>4</sup>
$A_{st} =$	$b \cdot t_w + h_{st} \cdot t'_{st} + t_{st} \cdot b_{st} =$	10880	mm <sup>2</sup>
$S_{st} =$	$t'_{st} \cdot h_{st} \cdot (h_{st} + t_w) / 2 + t_{st} \cdot b_{st} \cdot (t_{st} / 2 + h_{st} + t_w / 2) =$	804900	mm <sup>3</sup>
$Z_G =$	$S_{st} / A_{st} =$	74	mm
$I_{stG} =$	$b \cdot t_w^3 / 12 + b \cdot t_w \cdot z_G^2 +$ $1/12 \cdot t'_{st} \cdot h_{st}^3 + t'_{st} \cdot h_{st} \cdot (h_{st} / 2 + t_w / 2 - z_G)^2 +$ $1/12 \cdot b_{st} \cdot t_{st}^3 + t_{st} \cdot b_{st} \cdot (t_{st} / 2 + h_{st} + t_w / 2 - z_G)^2 =$	6.405E+07	mm <sup>4</sup>
	<b><math>I_{st} &gt; I_{st \min}</math> VERIFICATO</b>		

La rigidezza minima è pertanto soddisfatta.

#### 9.7.4 Verifica di resistenza

Si adotta il metodo semplificato proposto da EN 1993-1-5, cap. 9.3.3.(3). Le azioni insistenti sullo stiffener, nel caso più generale, sono quelle dovute a differenti meccanismi, quali:

*a) ancoraggio bande di trazione del pannello stabilizzato.*

L'azione di compressione insistente sull'elemento viene valutata come differenza tra il taglio agente  $V_{Ed}$  e l'azione tagliante critica sviluppata in corrispondenza del medesimo pannello.

$$\left( V_{Ed} - \frac{1}{\lambda_w^2} f_{yw} h_w t / (\sqrt{3} \gamma_{M1}) \right)$$

*b) contributo alla stabilità dell'anima sotto l'azione di azioni normali.*

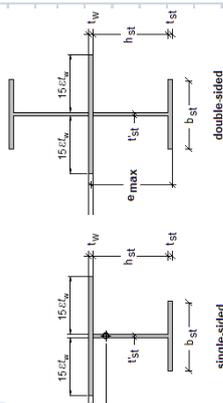
Per la valutazione dell'azione destabilizzante trasmessa dall'anima, si applica la formulazione contenuta in EN 1993-1-5 9.2.1(5). Il quadro tensionale e geometrico caratterizzante il pannello viene tratto direttamente dall'output di PontiEC4 per le sezioni esaminate, qui riportato.

	<b>A_1</b>	<b>A_2</b>	<b>B_3</b>	<b>B_4</b>	<b>C_5</b>	<b>C_6</b>
<b>b</b>	1450	1450	1450	1450	1450	1450
<b><math>\sigma_{cr0E}</math></b>	17.71	17.71	17.71	17.71	17.71	17.71
<b><math>\sigma_{sup}</math></b>	115.09	-29.8	-17.85	-83.64	-94.08	-59.37
<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	-142.29	7.32	-9.23	63.91	76.79	43.87
<b><math>\psi</math></b>	-0.809	-0.246	0.517	-0.764	-0.816	-0.739
<b><math>K_{\sigma}</math></b>	19.3	9.9	5.2	18.3	19.5	17.8
<b><math>\lambda_P</math></b>	1.02	1.42	1.96	1.05	1.01	1.06
<b><math>b_c</math></b>	801.6	1164	1450	821.9	798.4	833.8
<b><math>b_{c,sup}</math></b>	481	465.6	646.9	328.8	319.4	333.5
<b><math>b_{c,inf}</math></b>	320.6	698.4	803.1	493.2	479	500.3
<b><math>\rho_{loc}</math></b>	0.865	0.629	0.46	0.844	0.869	0.832
<b><math>b_{c,eff}</math></b>	693.5	732.5	667.7	693.5	693.6	693.7
<b><math>b_{c,eff,sup}</math></b>	416.1	293	297.9	277.4	277.4	277.5
<b><math>b_{c,eff,inf}</math></b>	277.4	439.5	369.8	416.1	416.1	416.2
<b><math>\phi_{foro}</math></b>	108.1	431.6	782.3	128.4	104.8	140.1

*c) azione di carichi verticali di tipo diretto.*

Per il caso in esame i contributi del tipo "c" sono assenti; inoltre, visto il passo non particolarmente fitto prescelto per gli stiffener, i contributi del tipo b) non risultano particolarmente significativi, come dimostrato dal calcolo per esteso effettuato nel seguito

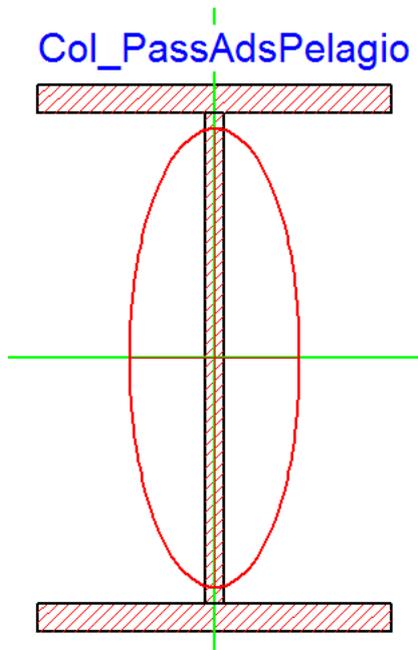
Sezione	A.1	A.2	B.3	B.4	C.5	C.6	Rif.
$a =$	3465	3465	3465	3465	3465	3465	
$h_w =$	1450	1450	1450	1450	1450	1450	
$t_w =$	1	1	1	1	1	1	
$t_{st} =$	14	14	14	14	14	14	
$t_{st} =$	150	150	150	150	150	150	
$t_{st} =$	14	14	14	14	14	14	
$b_{st} =$	200	200	200	200	200	200	
$t_{st} =$	19	19	19	19	19	19	
$f_y =$	355	355	355	355	355	355	
$E_{acc} =$	210000	210000	210000	210000	210000	210000	
$\gamma_{MI} =$	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	
$\epsilon$	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814	
$b =$	356	356	356	356	356	356	
$A_{st} =$	10880	10880	10880	10880	10880	10880	
$S_{st} =$	804900	804900	804900	804900	804900	804900	
$e_1 =$	74.0	74.0	74.0	74.0	74.0	74.0	
$I_{st} =$	$6.41E+07$	$6.41E+07$	$6.41E+07$	$6.41E+07$	$6.41E+07$	$6.41E+07$	
$\Theta_{max} =$	--	--	--	--	--	--	
$V_{Ed} =$	$5.10E+05$	$3.14E+05$	$3.14E+05$	$1.36E+05$	$1.36E+05$	$4.77E+04$	
$b_c =$	801.6	1164	1450	821.9	798.4	833.8	
$w =$	0.809	0.246	0.517	0.764	0.816	0.739	
$\sigma_{max} =$	142.29	29.8	17.85	83.64	94.08	59.37	
$\sigma_{cr,p} =$	341.77	176.16	92.69	324.6	344.64	315.26	
$\sigma_{cr,c} =$	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	
$K_t =$	6.04	6.04	6.04	6.04	6.04	6.04	
$t_{cr} =$	107.0	107.0	107.0	107.0	107.0	107.0	
$\lambda_w =$	1.384	1.384	1.384	1.384	1.384	1.384	
$V_{cr} =$	$1.97E+06$	$1.97E+06$	$1.97E+06$	$1.97E+06$	$1.97E+06$	$1.97E+06$	
$N_{st,Ed} =$	0	0	0	0	0	0	
$N_{st2,Ed} =$	0	0	0	0	0	0	
$N_{st,ten} =$	$N_{st,Ed} + N_{st2,Ed}$	0	0	0	0	0	
$N_{Ed} =$	$\sqrt{V_{cr}^2 + \sigma_{cr,p}^2} \cdot b_c \cdot t_w =$	$6.459E+05$	$9.367E+04$	$3.676E+05$	$4.290E+05$	$2.561E+05$	
$0.5 < \sigma_{cr,c} / \sigma_{cr,p} < 1.0$	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	
$\sigma_m =$	$\sigma_{cr,c} / \sigma_{cr,p} \cdot N_{Ed} / h_w [1/(a/2)] =$	0.257	0.024	0.037	0.146	0.171	
$\Delta N_{st,Ed} =$	$\sigma_m \cdot h_w^2 \cdot \pi^2 =$	$5.477E+04$	$5.065E+03$	$7.948E+03$	$3.118E+04$	$3.638E+04$	
$\Sigma N_{st,Ed} =$	$N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} =$	$5.477E+04$	$5.065E+03$	$7.948E+03$	$3.118E+04$	$3.638E+04$	
$N_{st} =$	$\pi^2 \cdot E \cdot I_{st} / h_w^2 =$	$6.314E+07$	$6.314E+07$	$6.314E+07$	$6.314E+07$	$6.314E+07$	
$w_0 =$	$\min(h_w/300 ; a/300) =$	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	
$f$	$W + W_0 =$	--	--	--	--	--	
$W < h_w/300$	$w_0 / (N_{st,Ed} / \Sigma N_{st,Ed} - 1) =$	--	--	--	--	--	
$\sigma_{max} < f_y / \gamma_{MI}$	$N_{st,ten} / A_{st} + \Sigma N_{st,Ed} \cdot e_{max} / I_{st} =$	--	--	--	--	--	
$\delta_m$	$N_{st,ten} \cdot e_1 / (\Sigma N_{st,Ed} \cdot W_0) =$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
$W < h_w/300$	$w_0 / (N_{cr} / \Sigma N_{st,Ed} - 1) \cdot (1 + 1.25 \cdot \delta_m) =$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
$\sigma_{max} < f_y / \gamma_{MI}$	$N_{st,Ed} / A_{st} + \Sigma N_{st,Ed} \cdot e_1 / I_{st} \cdot W_0 / (1 - \Sigma N_{st,Ed} / N_{st,st}) \cdot (1 + 1.11 \cdot \delta_m) =$	0.31	0.03	0.04	0.17	0.20	



### 10 Verifica traliccio colonna

Il traliccio della colonna che sorregge la passerella è verificato a pressoflessione considerando i fenomeni di instabilità trasversale delle sole piattabande esterne e di l'instabilità longitudinale considerando l'intero traliccio in base a quanto previsto in EN 1993-1-1 § 6.3.4.

#### 10.1 Sezione colonna



- g (Kg/m) = 451.375
- h (mm) = 780
- b (mm) = 500
- tw (mm) = 25
- tf (mm) = 40
- r (mm) = 0
- A (cm<sup>2</sup>) = 575
- I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>) = 619591.6875
- W<sub>y</sub> (cm<sup>3</sup>) = 15886.9658203125
- W<sub>pl,y</sub> (cm<sup>3</sup>) = 17862.5
- i<sub>y</sub> (cm) = 32.8260688781738
- I<sub>z</sub> (cm<sup>4</sup>) = 83424.4765625
- W<sub>z</sub> (cm<sup>3</sup>) = 3336.97924804688
- W<sub>pl,z</sub> (cm<sup>3</sup>) = 5109.375
- i<sub>z</sub> (cm) = 12.0451669692993
- I<sub>T</sub> (cm<sup>4</sup>) = 2497.91650390625
- I<sub>w</sub> (cm<sup>6</sup>) = 114208112.902144

Col\_PassAdsPela Acciaio **S355 (Fe510)** f<sub>y</sub> (N/mm<sup>2</sup>) **355**

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{237.5}{40 \times 0.81} = 7.3$	
	<p><b>FLESSIONE M<sub>z</sub></b>  <math>0 &lt; \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9</math> Classe 1</p>	<p><b>COMPRESSIONE</b>  <math>0 &lt; \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9</math> Classe 1</p>
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{700.0}{25 \times 0.81} = 34.41$	
	<p><b>FLESSIONE M<sub>y</sub></b>  <math>0 &lt; \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72</math> Classe 1</p>	<p><b>COMPRESSIONE</b>  <math>33 &lt; \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 38</math> Classe 2</p>

**Classe Presso-Flessione 1 ?**

Col_PassAdsPelagio	N <sub>by,Rd</sub> [kN] 19 440	M <sub>cy,Rd</sub> [kNm] 6 039
g (Kg/m): 451.4	N <sub>bz,Rd</sub> [kN] 19 440	M <sub>cz,Rd</sub> [kNm] 1 727
h (mm): 780	V <sub>ply,Rd</sub> [kN] 3 416	V <sub>plz,Rd</sub> [kN] 7 808
b (mm): 500	A (cm <sup>2</sup> ): 575	i <sub>y</sub> (cm): 32.83
tw (mm): 25	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> ): 619 592	i <sub>z</sub> (cm): 12.05
tf (mm): 40	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> ): 15 887	I <sub>T</sub> (cm <sup>4</sup> ): 2 498
r (mm): 0	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> ): 17 863	I <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> ): 114 208 113
	W <sub>z</sub> (cm <sup>3</sup> ): 3 337	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> ): 5 109

## 10.2 Determinazione carichi agenti

Si riportano di seguito le azioni massime agenti sulla colonna e si ipotizza che agiscano interamente sull'altezza della stessa.

N max ..... -934 kN  
M max ..... 2 668 kNm

Si determinano, in funzione delle sollecitazioni agenti, le tensioni sulla piattabanda esterna:

$$\sigma = N/A + M/W = 934\,000\text{ N} / 57\,500\text{ mm}^2 + 2\,668\,000\,000\text{ Nmm} / 15\,887\,000\text{ mm}^3 =$$

$$= 16.24\text{ N/mm}^2 + 167.94\text{ N/mm}^2 = \dots\dots\dots 184.18\text{ N/mm}^2$$

$$N_{\text{ala}} = 184.18\text{ N/mm}^2 \times (500 \times 40)\text{ mm}^2 = \dots\dots\dots 3\,3683.6\text{ kN}$$

## 10.3 Modelli di buckling

### 10.3.1 Buckling trasversale ala

Si predispone un'analisi di buckling con LUSAS che modella le piattabande esterne della colonna unite dai diagonal e caricate con l'azione determinata in precedenza (v. Figura 10-1).

I gradi di vincolo applicati permettono la libera deformazione nel piano delle ali.

Scale: 1: 19.6475  
Zoom: 45.2349  
Eye: (-0.474847, -0.5881, 0.65472)  
Eigenvalue analysis  
Loadcase: 1:Eigenvalue 1  
Results file: StabPiattColonna(02).mys  
Eigenvalue: 21.5271  
Natural frequency: 0.738436  
Error norm: 0.375057E-12  
Maximum displacement 1.0239 at node 68  
Deformation exaggeration: 0.270385

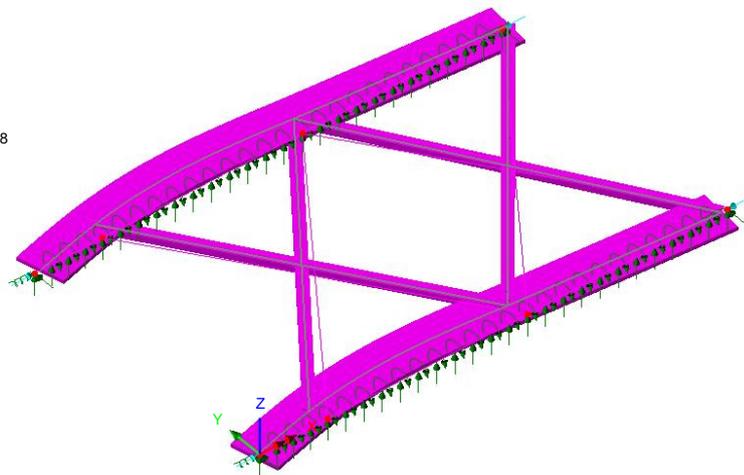


Figura 10-1 - Modello di buckling trasversale ali colonna

Dall'analisi di buckling si ricavano i seguenti moltiplicatori del carico applicato:

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	21.5271	21.5271	0.375057E-12
2	34.8635	34.8635	0.224732E-10
3	43.6668	43.6668	0.265713E-08

Per il caso in esame risulta:

$$\alpha_{cr,op} = 21.5271$$

### 10.3.2 Buckling longitudinale

Si predispone un'analisi di buckling con LUSAS che modelli l'intera colonna unita dalle due serie dei diagonali e caricate con l'azione determinata in precedenza (v. Figura 10-2).

I gradi di vincolo applicati permettono la libera deformazione nel piano longitudinale con un "pattino" alla testa delle colonne.

Scale: 1: 35.3797  
 Zoom: 89.2857  
 Eye: (-0.573255, -0.552389, 0.605182)  
 Eigenvalue analysis  
 Loadcase: 1:Eigenvalue 1  
 Results file: Colonna\_bucling (07).mys  
 Eigenvalue: 188.828  
 Natural frequency: 2.18702  
 Error norm: 18.5781E-9  
 Maximum displacement 1.0 at node 213  
 Deformation exaggeration: 0.530695

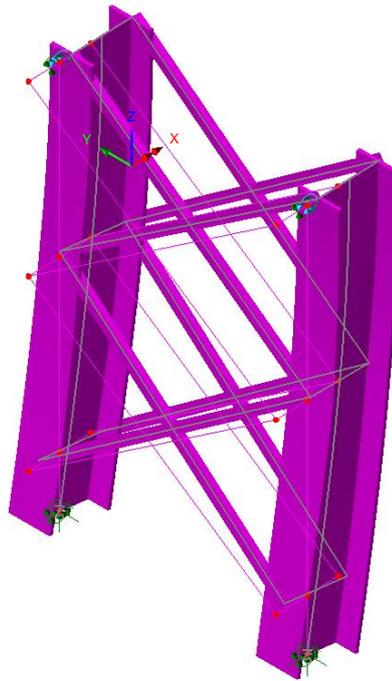


Figura 10-2 - Modello di buckling longitudinale

Dall'analisi di buckling si ricavano i seguenti moltiplicatori del carico applicato:

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	188.828	188.828	0.185781E-07
2	191.383	191.383	0.336018E-07
3	218.485	218.485	0.916065E-09

Per il caso in esame risulta:

$$\alpha_{cr,op} = 188.828$$

### 10.3.3 Moltiplicatore di resistenza caratteristica

Il moltiplicatore dei carichi di progetto  $\alpha_{ult,k}$  che porta alla resistenza caratteristica della sezione, si ottiene direttamente dalle tensioni ricavate allo SLU per la colonna (v. Figura 10-3).

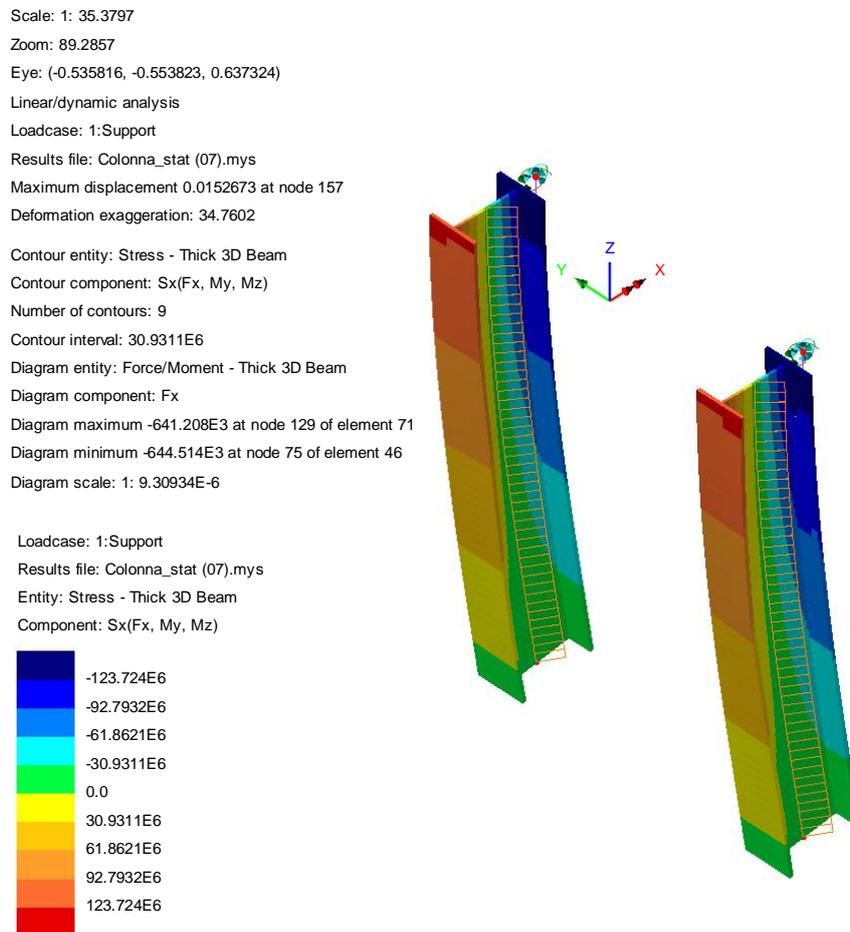


Figura 10-3 - Tensioni allo SLU nelle colonne

$$\alpha_{ult,k} = 355 \text{ N/mm}^2 / 123.72 \text{ N/mm}^2 = \dots\dots\dots 2.87 -$$

### 10.3.4 Verifica di buckling

In base a quanto previsto in EN 1993-1-1 § 6.3.4, si ottiene:

$$\alpha_{cr,op} = \min[\alpha_{cr,op} \text{ (trasv. ala)} ; \alpha_{cr,op} \text{ (long. colonna)}] = \dots\dots\dots 21.5271 -$$

$$\alpha_{ult,k} \dots\dots\dots 2.87 -$$

$$\lambda_{op} = (\alpha_{ult,k} / \alpha_{cr,op})^{0.5} = (2.87 / 21.5271)^{0.5} = \dots\dots\dots 0.365 -$$

Curva b,c  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.34$  (peggiore)

$$\Phi = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT}(\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.5 \times [1 + 0.34(0.365 - 0.2) + 0.365^2] = \dots\dots\dots 0.5946 -$$

$$\chi = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{0.5}) = 1 / (0.5946 + (0.5946^2 - 0.365^2)^{0.5}) = \dots\dots\dots 94.0 \%$$

$$\chi_{op} \times \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1} = 0.94 \times 2.87 / 1.05 = \dots\dots\dots 2.57 > 1.00$$

Verifica soddisfatta.

### 10.4 Verifica diagonali e traversi colonna

I diagonali e traversi delle colonne (elementi biella) si verificano per la sola trazione e compressione con instabilità.

#### 10.4.1 Classe sezione 1/2 IPE240

Flange

$$c = (b - t_w - 2 \times r) / 2 = (120 - 6.2 - 2 \times 15) / 2 = \dots\dots\dots 41.9 \text{ mm}$$

$$c / (\varepsilon \times t) = 41.9 \text{ mm} / (0.81 \times 9.8 \text{ mm}) = \dots\dots\dots 5.28 -$$

$$c / (\varepsilon \times t) < 9.00 \text{ (compressione)} \rightarrow \text{classe 1}$$

Anima

$$c = (b - t_w - 2 \times r) / 2 = 240/2 - 9.8 - 15 = \dots\dots\dots 95.2 \text{ mm}$$

$$c / (\varepsilon \times t) = 95.2 \text{ mm} / (0.81 \times 6.2 \text{ mm}) = \dots\dots\dots 18.96 -$$

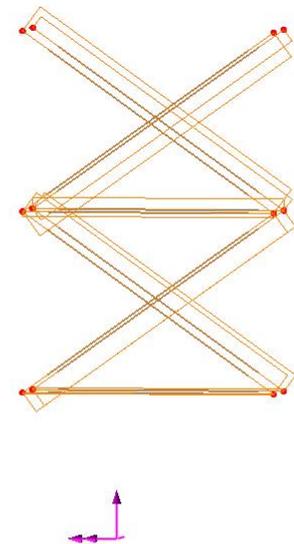
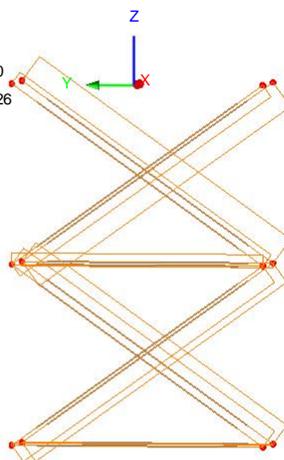
$$c / (\varepsilon \times t) < 33.00 \text{ (compressione)} \rightarrow \text{classe 1}$$

#### 10.4.2 Sollecitazioni agenti

Dal modello agli elementi finiti si ricava:

##### Massima compressione

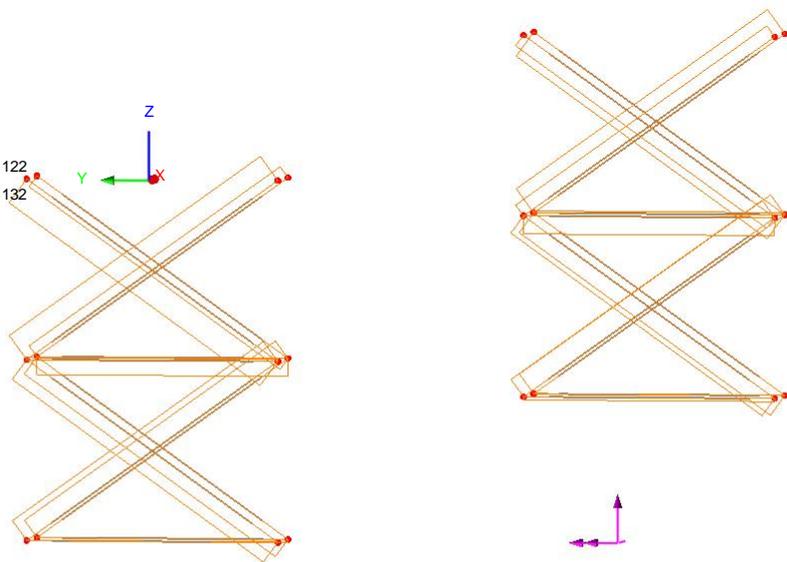
Scale: 1: 108.114  
 Zoom: 183.52  
 Eye: (-0.986996, -0.154179, 0.045475)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fx  
 SLU\_Fondam (Min)  
 Diagram entity: Force/Moment - Bar  
 Diagram component: Fx  
 Diagram maximum 20.049E3 at node 179 of element 130  
 Diagram minimum -133.233E3 at node 215 of element 126  
 Diagram scale: 1: 45.0339E-6



N min ..... -133.23 kN

## Massima trazione

Scale: 1: 108.114  
 Zoom: 183.52  
 Eye: (-0.986996, -0.154179, 0.045475)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fx  
 SLU\_Fondam (Max)  
 Diagram entity: Force/Moment - Bar  
 Diagram component: Fx  
 Diagram maximum 123.922E3 at node 213 of element 122  
 Diagram minimum -8.54155E3 at node 166 of element 132  
 Diagram scale: 1: 48.4176E-6



N max ..... +123.92 kN

### 10.4.3 Verifica di buckling a compressione

Sezione resistente:

1/2 IPE 240 -  $l_0 = 3.69$  m

J min ..... 1 413 390 mm<sup>4</sup>

A ..... 1 955.81 mm<sup>2</sup>

$$N_{cr} = \pi^2 \times E \times J_{min} / l_0^2 = \pi^2 \times 210\,000 \text{ MPa} \times 1\,413\,390 \text{ mm}^4 / (3\,690 \text{ mm})^2 = 215.14 \text{ kN}$$

$$\lambda_{sgn} = (A \times f_{yk} / N_{cr})^{0.5} = (1\,955.81 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ MPa} / 215\,140 \text{ N})^{0.5} = \dots\dots\dots 1.80 -$$

$$\alpha_{LT} \text{ (curva "b")} \dots\dots\dots 0.34 -$$

$$\Phi = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT}(\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.5 \times [1 + 0.34(1.80 - 0.2) + 1.80^2] = \dots\dots\dots 2.46 -$$

$$\chi = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{0.5}) = 1 / (2.46 + (2.46^2 - 0.2^2)^{0.5}) = \dots\dots\dots 24.0 \%$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_{yk} / \gamma_{M1} = 0.24 \times 1\,955.81 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ MPa} / 1.05 = \dots\dots\dots - 158.70 \text{ kN}$$

$$N_{Sd,compr} \text{ (SLU)} \dots\dots\dots -133.23 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta.

### 10.4.4 Verifica a trazione

$$N_{Sd,traz} \text{ (SLU)} \dots\dots\dots +123.92 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,traz} = A \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 1\,955.81 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ MPa} / 1.05 = \dots\dots\dots +661.25 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta.

## 11 Analisi frequenze proprie di vibrazione passerella

Al fine di evitare fenomeni di risonanza causati dalle vibrazioni prodotte dal passaggio della folla sulla passerella, si esaminano i modi propri di vibrare della struttura.

Il controllo viene effettuato confrontando le frequenze proprie di vibrazione della struttura con le frequenze caratteristiche e tipiche della presenza di folla sulla passerella.

In base a quanto previsto dalla Normativa ed in letteratura (v. Istruzioni NTC'08 §C5.1.4.9.1 e EN 1991-2'03 §5.7(2)), si possono considerare le seguenti indicazioni:

- in assenza di significativa risposta da parte del ponte, una persona che cammina eccita il ponte con un'azione periodica verticale con frequenza compresa tra 1 e 3 Hz e un'azione orizzontale simultanea con frequenza compresa tra 0,5 e 1,5 Hz.
- un gruppo di persone in leggera corsa eccita il ponte con una frequenza verticale pari a circa 3 Hz.

Cautelativamente si impone una "finestra limite" pari al  $\pm 20\%$  delle vibrazioni di risonanza entro la quale non devono trovarsi i modi propri della struttura.

L'analisi dei primi 50 modi di vibrare della passerella restituisce quanto segue.

Tabella 11-1 - Analisi dei modi di vibrare della struttura

MODE	X DIRECTION			Y DIRECTION			Z DIRECTION		
	P.FACTOR	MASS	SUM	P.FACTOR	MASS	SUM	P.FACTOR	MASS	SUM
1	0.00	0.00%	0.00%	10.13	0.18%	0.18%	0.00	0.00%	0.00%
2	0.00	0.00%	0.00%	0.00	0.00%	0.18%	0.00	0.00%	0.00%
3	0.00	0.00%	0.00%	0.00	0.00%	0.18%	-13.46	0.32%	0.32%
4	135.40	31.91%	31.91%	0.00	0.00%	0.18%	0.00	0.00%	0.32%
5	0.00	0.00%	31.91%	-5.85	0.06%	0.24%	0.00	0.00%	0.32%
6	-177.30	54.78%	86.69%	0.00	0.00%	0.24%	0.00	0.00%	0.32%
7	0.00	0.00%	86.69%	0.00	0.00%	0.24%	0.00	0.00%	0.32%
8	0.00	0.00%	86.69%	2.06	0.01%	0.25%	0.00	0.00%	0.32%
9	0.00	0.00%	86.69%	0.00	0.00%	0.25%	1.70	0.01%	0.32%
10	-1.80	0.01%	86.70%	0.00	0.00%	0.25%	0.00	0.00%	0.32%
11	0.00	0.00%	86.70%	0.00	0.00%	0.25%	0.14	0.00%	0.32%
12	0.00	0.00%	86.70%	-27.78	1.34%	1.59%	0.00	0.00%	0.32%
13	0.00	0.00%	86.70%	0.00	0.00%	1.59%	0.00	0.00%	0.32%
14	0.00	0.00%	86.70%	0.00	0.00%	1.59%	164.20	46.94%	47.26%
15	-1.20	0.00%	86.70%	0.00	0.00%	1.59%	0.00	0.00%	47.26%
16	0.00	0.00%	86.70%	0.00	0.00%	1.59%	75.80	10.01%	57.26%
17	0.00	0.00%	86.70%	-14.68	0.38%	1.97%	0.00	0.00%	57.26%
18	0.00	0.00%	86.70%	0.00	0.00%	1.97%	0.00	0.00%	57.26%
19	0.00	0.00%	86.70%	0.00	0.00%	1.97%	-12.48	0.27%	57.54%
20	-1.11	0.00%	86.70%	0.00	0.00%	1.97%	0.00	0.00%	57.54%
21	0.00	0.00%	86.70%	-197.60	68.02%	69.99%	0.00	0.00%	57.54%
22	0.00	0.00%	86.70%	7.43	0.10%	70.08%	0.00	0.00%	57.54%
23	0.00	0.00%	86.70%	0.00	0.00%	70.08%	0.00	0.00%	57.54%
24	-0.94	0.00%	86.71%	0.00	0.00%	70.08%	0.00	0.00%	57.54%
25	0.00	0.00%	86.71%	0.00	0.00%	70.08%	0.99	0.00%	57.54%
26	0.00	0.00%	86.71%	9.37	0.15%	70.23%	0.00	0.00%	57.54%
27	0.00	0.00%	86.71%	0.00	0.00%	70.23%	0.00	0.00%	57.54%
28	0.00	0.00%	86.71%	0.00	0.00%	70.23%	0.00	0.00%	57.54%
29	68.39	8.15%	94.85%	0.00	0.00%	70.23%	0.00	0.00%	57.54%
30	0.00	0.00%	94.85%	0.00	0.00%	70.23%	0.00	0.00%	57.54%
31	0.00	0.00%	94.85%	-120.10	25.11%	95.34%	0.00	0.00%	57.54%
32	0.00	0.00%	94.85%	0.00	0.00%	95.34%	20.05	0.70%	58.24%
33	0.00	0.00%	94.85%	0.00	0.00%	95.34%	-69.43	8.40%	66.64%
34	-0.38	0.00%	94.85%	11.00	0.21%	95.55%	0.02	0.00%	66.64%
35	-0.63	0.00%	94.85%	0.00	0.00%	95.55%	0.00	0.00%	66.64%
36	0.00	0.00%	94.85%	0.00	0.00%	95.55%	0.20	0.00%	66.64%
37	-0.31	0.00%	94.85%	0.00	0.00%	95.55%	0.00	0.00%	66.64%
38	0.00	0.00%	94.85%	0.00	0.00%	95.55%	0.10	0.00%	66.64%
39	-0.19	0.00%	94.85%	0.00	0.00%	95.55%	0.00	0.00%	66.64%
40	0.00	0.00%	94.85%	0.00	0.00%	95.55%	-0.14	0.00%	66.64%
41	-0.08	0.00%	94.85%	0.00	0.00%	95.55%	0.00	0.00%	66.64%
42	0.03	0.00%	94.85%	0.00	0.00%	95.55%	0.00	0.00%	66.64%
43	0.00	0.00%	94.85%	0.00	0.00%	95.55%	0.06	0.00%	66.64%
44	0.00	0.00%	94.85%	0.00	0.00%	95.55%	-1.08	0.00%	66.64%
45	0.08	0.00%	94.85%	0.00	0.00%	95.55%	0.00	0.00%	66.64%
46	0.00	0.00%	94.85%	0.00	0.00%	95.55%	6.47	0.07%	66.71%
47	-1.96	0.01%	94.86%	0.00	0.00%	95.55%	0.00	0.00%	66.71%
48	17.48	0.53%	95.39%	0.00	0.00%	95.55%	0.00	0.00%	66.71%
49	0.00	0.00%	95.39%	0.00	0.00%	95.55%	0.06	0.00%	66.71%
50	0.00	0.00%	95.39%	0.00	0.00%	95.55%	0.32	0.00%	66.71%

Associando le masse partecipanti maggiori alle frequenze di vibrazione corrispondenti, si determina quanto segue:

Tabella 11-2 - Dettaglio frequenze significative della struttura

			X	Y	Z
<b>Delta</b>		inf ok	0.40	0.40	0.80
<b>20%</b>		Limite min	0.50	0.50	1.00
	Frequenze [Hz]	Limite max	1.50	1.50	3.00
		sup ok	1.80	1.80	3.60
MODE	EIGENVALUE	FREQUENCY	X	Y	Z
1	470.91	3.454			
2	784.95	4.459			
3	798.35	4.497			
4	804.45	4.514	<b>4.51</b>		
5	805.11	4.516			
6	806.51	4.520	<b>4.52</b>		
7	808.31	4.525			
8	809.51	4.528			
9	811.69	4.534			
10	814.80	4.543			
11	815.98	4.546			
12	839.34	4.611			
13	840.25	4.613			
14	841.62	4.617			<b>4.62</b>
15	842.04	4.618			
16	842.14	4.619			<b>4.62</b>
17	850.57	4.642			
18	868.25	4.690			
19	870.14	4.695			
20	876.80	4.713			
21	894.35	4.760		<b>4.76</b>	
22	1051.62	5.161			
23	1079.03	5.228			
24	1100.98	5.281			
25	1102.06	5.284			
26	1587.34	6.341			
27	6182.37	12.514			
28	6964.58	13.282			
29	7073.32	13.385	<b>13.39</b>		
30	12859.10	18.048			
31	14837.30	19.386		<b>19.39</b>	
32	23787.60	24.547			
33	24474.80	24.899			<b>24.90</b>
34	25205.10	25.268			
35	28624.60	26.927			
36	28628.20	26.929			
37	28629.50	26.929			
38	28630.10	26.930			
39	28630.50	26.930			
40	28630.70	26.930			
41	28630.80	26.930			
42	28630.90	26.930			
43	28631.00	26.930			
44	28631.70	26.931			
45	28633.80	26.932			
46	28665.80	26.947			
47	32621.60	28.746			
48	61254.00	39.390			
49	63090.80	39.976			
50	76851.40	44.121			

Dal prospetto appena riportato si nota come le frequenze proprie di vibrazione della struttura si posizionino al di fuori delle finestre di risonanza.

## 12 Scala

### 12.1 Descrizione generale

Le scale di accesso alla passerella pedonale presentano struttura metallica con cosciali costituiti da UPN300 uniti da crociere di profili ad L 45x45x6 singoli o accoppiati. I sostegni sono realizzati con montanti HEA200 e diagonali 1/2 IPE120.

Le rampe di larghezza utile pari a 1.500 m presentano gradini con pedate di larghezza pari a 30 cm ed alzate di 17 cm.

Le scale di accesso presentano struttura simmetrica e nel presente elaborato sono presentati i risultati dello studio della scala Est (v. Figura 12-1).

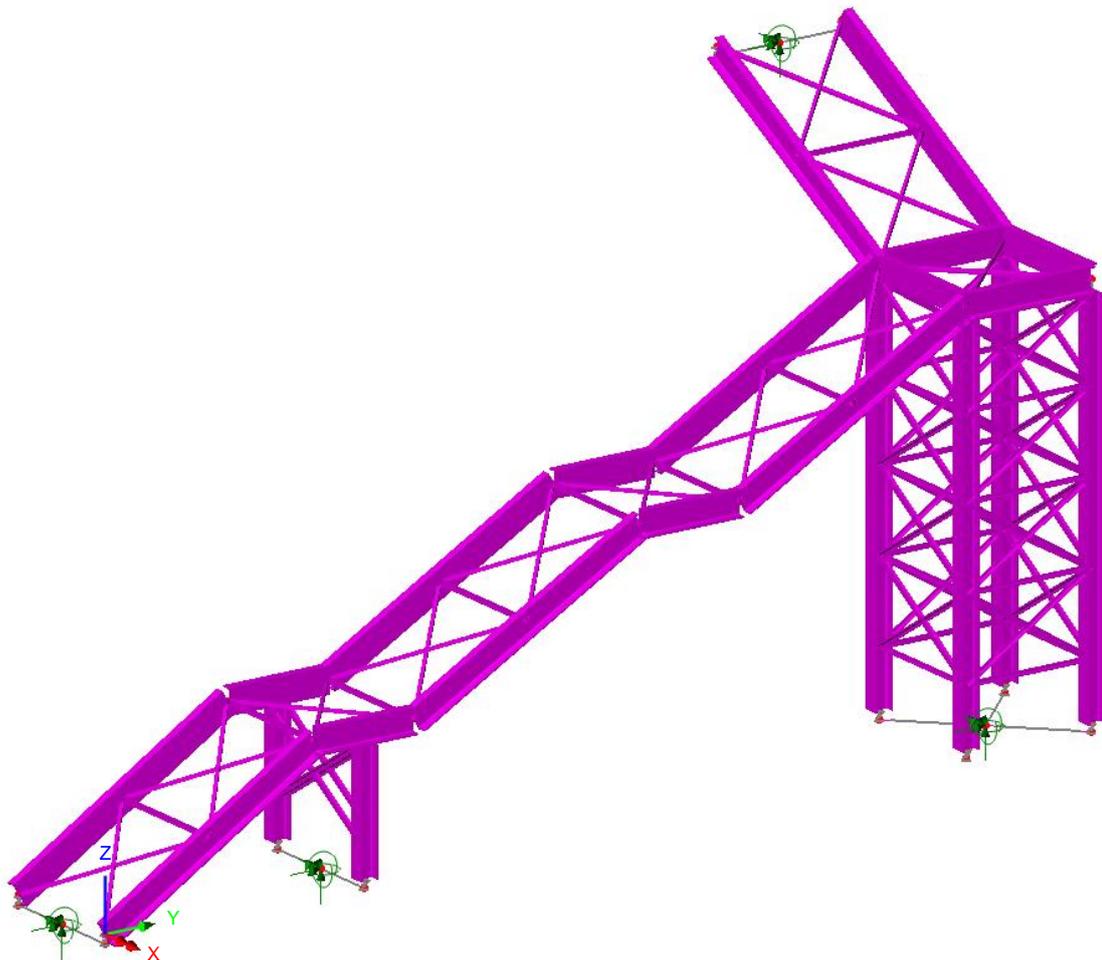


Figura 12-1 - Schema strutturale Scala Est

La scala è costituita da quattro rampe (10 + 9 + 9 + 9 gradini da 17 cm = ~6.30 m), tre pianerottoli intermedi ed uno di sbarco il quale si collega frontalmente alle travi portanti della passerella.

Il cosciale esterno è sorretto tra la prima e la seconda rampa da una prima colonna di due HEA200 con diagonali 1/2 IPE120 e tra la terza e la quarta rampa da un traliccio con quattro montanti HEA200 con diagonali e traversi 1/2 IPE120.

## 12.2 Carichi e combinazioni di carico

I carichi agenti sulla scala sono derivati da quanto riportato in §3.1.4 e §3.3.2.

PP+Perm su cosciali = 3.00 kN/m / 2 cosciali = ..... 1.50 kN/m

Accidentali su cosciali = 5.00 kN/m<sup>2</sup> x 1.50 m / 2 cosciali = ..... 3.75 kN/m

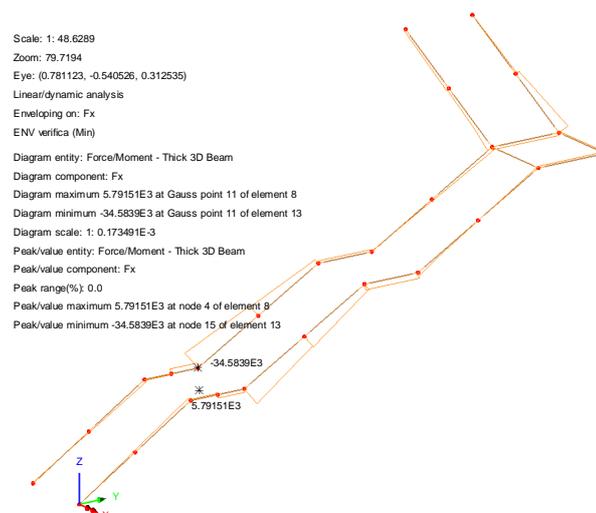
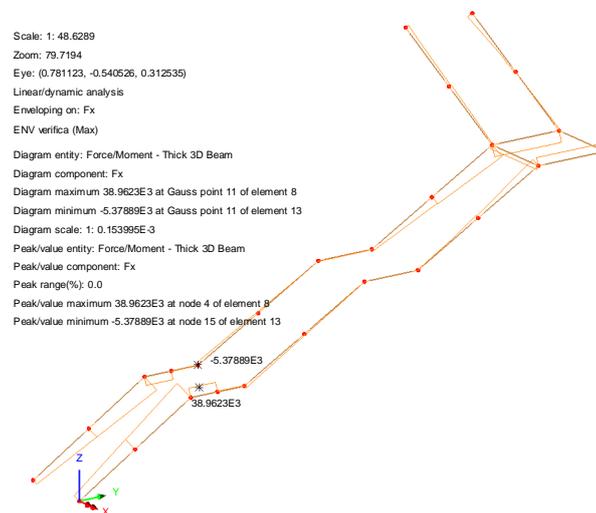
Come già visto in §3.4, è presente un'azione sismica "di massa" pari a circa il 40% dell'accelerazione di gravità.

Le combinazioni di carico sono le stesse riportate al Cap. 4.

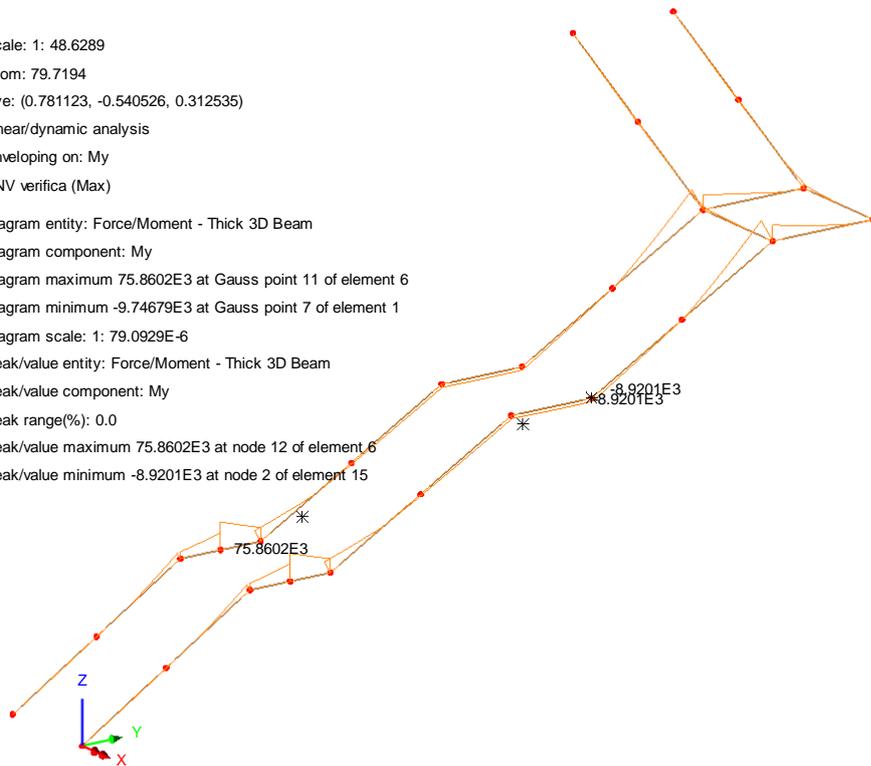
## 12.3 Verifica cosciali UPN300

### 12.3.1 Sollecitazioni

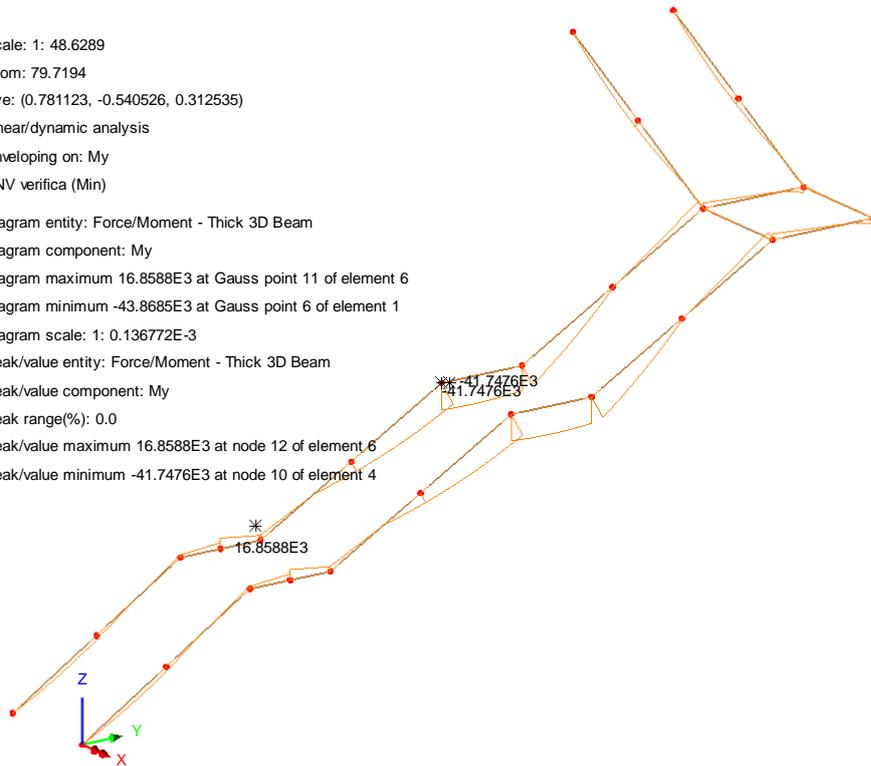
Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sui cosciali nelle combinazioni di verifica involuppate SLU\_STR e SISMICA.



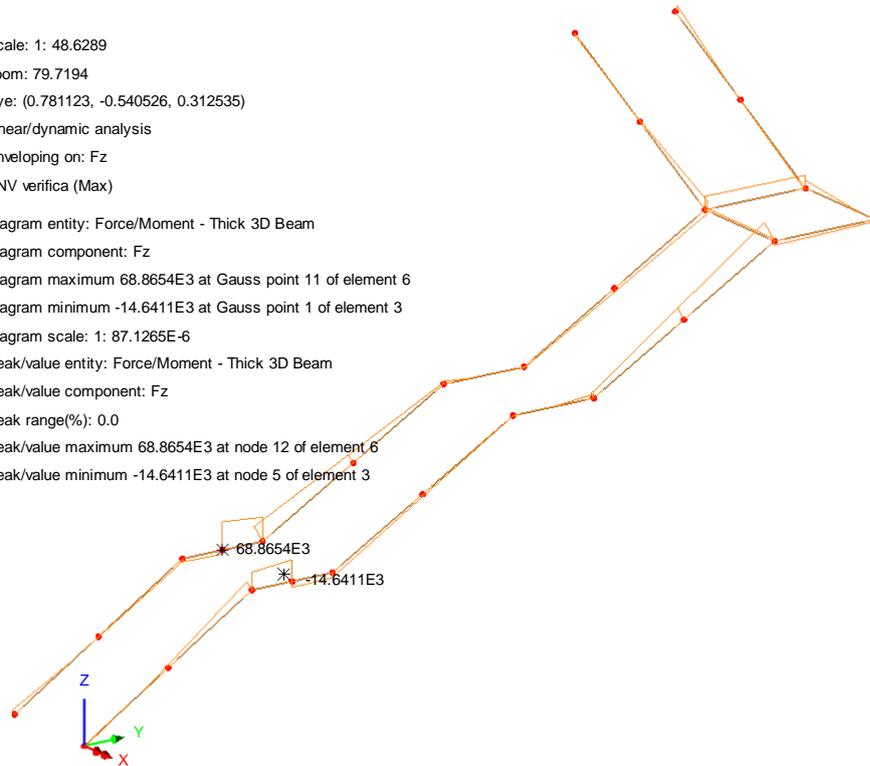
Scale: 1: 48.6289  
 Zoom: 79.7194  
 Eye: (0.781123, -0.540526, 0.312535)  
 Linear/dynamic analysis  
 Enveloping on: My  
 ENV verifica (Max)  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My  
 Diagram maximum 75.8602E3 at Gauss point 11 of element 6  
 Diagram minimum -9.74679E3 at Gauss point 7 of element 1  
 Diagram scale: 1: 79.0929E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My  
 Peak range(%): 0.0  
 Peak/value maximum 75.8602E3 at node 12 of element 6  
 Peak/value minimum -8.9201E3 at node 2 of element 15



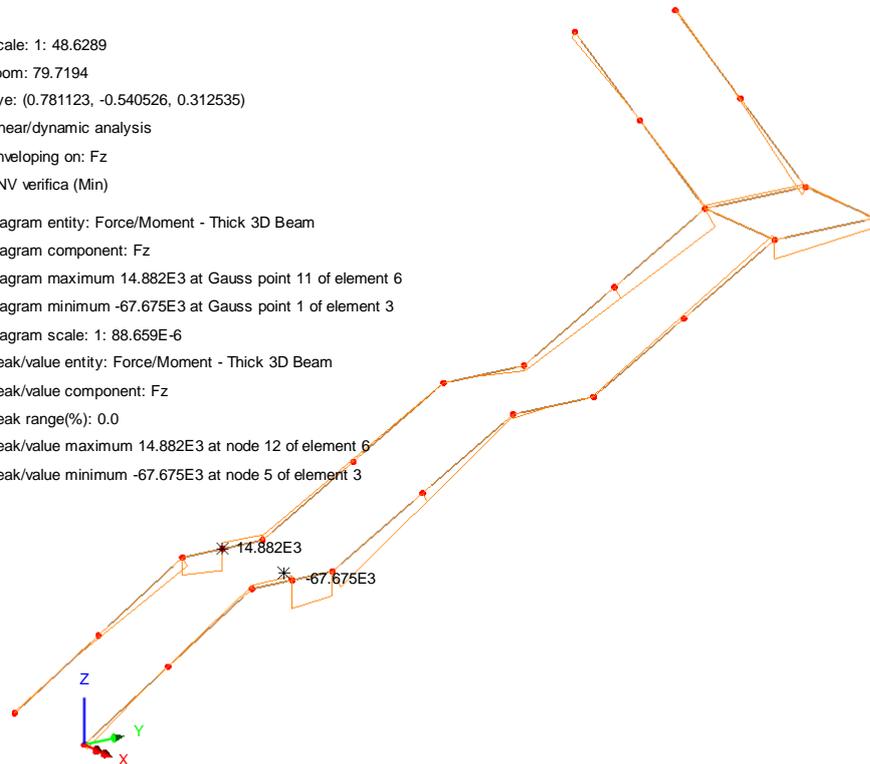
Scale: 1: 48.6289  
 Zoom: 79.7194  
 Eye: (0.781123, -0.540526, 0.312535)  
 Linear/dynamic analysis  
 Enveloping on: My  
 ENV verifica (Min)  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My  
 Diagram maximum 16.8588E3 at Gauss point 11 of element 6  
 Diagram minimum -43.8685E3 at Gauss point 6 of element 1  
 Diagram scale: 1: 0.136772E-3  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My  
 Peak range(%): 0.0  
 Peak/value maximum 16.8588E3 at node 12 of element 6  
 Peak/value minimum -41.7476E3 at node 10 of element 4



Scale: 1: 48.6289  
 Zoom: 79.7194  
 Eye: (0.781123, -0.540526, 0.312535)  
 Linear/dynamic analysis  
 Enveloping on: Fz  
 ENV verifica (Max)  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz  
 Diagram maximum 68.8654E3 at Gauss point 11 of element 6  
 Diagram minimum -14.6411E3 at Gauss point 1 of element 3  
 Diagram scale: 1: 87.1265E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fz  
 Peak range(%): 0.0  
 Peak/value maximum 68.8654E3 at node 12 of element 6  
 Peak/value minimum -14.6411E3 at node 5 of element 3



Scale: 1: 48.6289  
 Zoom: 79.7194  
 Eye: (0.781123, -0.540526, 0.312535)  
 Linear/dynamic analysis  
 Enveloping on: Fz  
 ENV verifica (Min)  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz  
 Diagram maximum 14.882E3 at Gauss point 11 of element 6  
 Diagram minimum -67.675E3 at Gauss point 1 of element 3  
 Diagram scale: 1: 88.659E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fz  
 Peak range(%): 0.0  
 Peak/value maximum 14.882E3 at node 12 of element 6  
 Peak/value minimum -67.675E3 at node 5 of element 3



Riepilogo sollecitazioni massime:

Nsd = -34.584 kN ÷ +38.962 kN

MSd = -41.748 kNm ÷ +75.860 kNm

VSd = -67.675 kN ÷ +68.865 kN

Le sollecitazioni nel piano orizzontale (Mz e Fy) risultano trascurabili.

12.3.2 Dati sezione

UPN300 -  $l_0 = 7.82$  m (massima tra colonna bassa e colonna alta)

UPN 300	$N_{by,Rd}$ [kN]	1 223	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	213.7
	$N_{bz,Rd}$ [kN]	139.9	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	43.95
$g$ (Kg/m):	$V_{ply,Rd}$ [kN]	604.3	$V_{plz,Rd}$ [kN]	624.6
$h$ (mm):	$r_2$ (cm):	8		
$b$ (mm):	$A$ (cm <sup>2</sup> ):	58.8	$i_y$ (cm):	11.7
$t_w$ (mm):	$I_y$ (cm <sup>4</sup> ):	8 030	$I_z$ (cm <sup>4</sup> ):	495
$t_f$ (mm):	$W_y$ (cm <sup>3</sup> ):	535	$W_z$ (cm <sup>3</sup> ):	67.8
$r_1$ (mm):	$W_{pl,y}$ (cm <sup>3</sup> ):	632	$W_{pl,z}$ (cm <sup>3</sup> ):	130
			$I_T$ (cm <sup>4</sup> ):	37.4
			$I_w$ (cm <sup>6</sup> ):	69 100

UPN 300	Acciaio	S355 (Fe510)	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	355
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$				
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{100}{16 \times 0.81} = 7.68$			
	<b>FLESSIONE <math>M_z</math></b> $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 10$ Classe 1	<b>COMPRESSIONE</b> $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 10$ Classe 1		
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{232.06}{10 \times 0.81} = 28.52$			
	<b>FLESSIONE <math>M_y</math></b> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1	<b>COMPRESSIONE</b> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 33$ Classe 1		
				Classe Presso-Flessione 1 ?

Classe ..... 1

12.3.3 Verifica a taglio

$V_{Sd} = -67.67 \div 68.86$  kN <  $0.5 \times (V_{pl,z} R_d = 624.6$  kN) = 312.3 kN

Verificato - No interazione

12.3.4 Verifica shear buckling

$h_w/t = (300 - 2 \times 16 = 268$  mm) / 10 mm = 26.8 - <  $72 \times \epsilon / 1.20 = 72 \times 0.81 / 1.20 = 48.6$  -

No shear buckling

12.3.5 Riduzioni M principale per carico assile N

$N_{Ed} < 0.25 \times N_{pl,Rd}$  ( $N_{b,Rd}$  senza buckling) =  $0.25 \times 1\ 223$  kN = 308 kN

$N_{Ed} < 0.5 \times h_w \times t_w \times f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 268$  mm x 10 mm x 355 MPa / 1.05 = 453 kN

$N_{Ed} \max = -34.6 \div +38.9$  kN

No riduzioni

12.3.6 Pressoflessione biassiale

UPN 300		Acciaio S355 (Fe510)		fy (N/mm2) 355	
<b>Momento attorno all'asse:</b>					
		<b>y - y</b>		<b>z - z</b>	
Classe sezione		1		1	
W [mm <sup>3</sup> ]		Plastico 632 000		Plastico 130 000	
M <sub>e,Rd</sub> [kNm]		213.7		43.95	

$(M_y, S_d / M_y, R_d)^\alpha + (M_z, S_d / M_z, R_d)^\beta = (75.86 \text{ kNm} / 213.7 \text{ kNm})^1 = \dots\dots\dots 35.5 \%$   
 Verificato.

Flessione sul piano orizzontale trascurabile.

12.3.7 Buckling compressione

UPN 300		Acciaio S355 (Fe510)		fy (N/mm2) 355	
$\gamma_{M1} = 1.05$	$\beta_A = 1.0$	$\epsilon = 0.81$	$\lambda_1 = 93.9$	$\epsilon = 76.4$	
<b>Instabilità attorno all'asse</b>					
		<b>y - y</b>		<b>z - z</b>	
Snellezza	$\lambda$	66.84		269.66	
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 \cdot \beta_A^{0.5}$	0.8749		3.5296	
Curva di instabilità		c		c	
Coefficiente di imperfezione	$\alpha$	0.49		0.49	
$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$		1.048		7.5447	
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$		0.6154		0.0704	
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$ (kN)		1223.33		139.873	

NS<sub>d,max</sub> (compr.) ..... -34.58 kN  
 Verificato.

12.3.8 Buckling flessione

$M_{cr} = m_{cr} [kNm^2] / L_{cr} [m] = 556 \text{ kNm}^2 / 7.82 \text{ m} = \dots\dots\dots 71.1 \text{ kNm}$   
 $m_{cr,UPN300}$  (tabellare) ..... 556 kNm<sup>2</sup>  
 $\lambda_{LT} = (W_y \times f_y / M_{cr})^{0.5} = (535 \text{ 000 mm}^3 \times 355 / 556 \text{ 000 000 000 Nmm})^{0.5} = \dots\dots 0.58 -$   
 Curva c  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.49$   
 $\Phi = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] = 0.5 \times [1 + 0.49(0.58 - 0.2) + 0.58^2] = \dots\dots 0.76 -$   
 $\chi_{LT} = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}) = 1 / (0.76 + (0.76^2 - 0.58^2)^{0.5}) = \dots\dots\dots 0.80 -$   
 $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_y \times f_y / \gamma_{M1} = 0.80 \times 535 \text{ 000 mm}^3 \times 355 / 1.05 = \dots\dots\dots 144.70 \text{ kNm}$   
 MS<sub>d,max</sub> ..... 75.86 kNm  
 Verificato.

12.3.9 Buckling compressione e flessione

12.3.9.1 Metodo generale

$$N_{Ed} / (\chi N_{Rk} / \gamma_{M1}) + M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \times M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) \dots \leq 100 \%$$

$$34.6 \text{ kN} / 139.837 \text{ kN} + 75.86 \text{ kNm} / 144.70 \text{ kNm} = \dots 77.2 \%$$

Verificato.

12.3.9.2 Metodo 2

$$(N_{Ed} / N_{b,Rd,y}) + k_{yy} \times (M_{y,Ed} / M_{b,Rd,y}) + k_{yz} \times (M_{z,Ed} / M_{b,Rd,z}) \leq 1.00$$

$$(N_{Ed} / N_{b,Rd,z}) + k_{zy} \times (M_{y,Ed} / M_{b,Rd,y}) + k_{zz} \times (M_{z,Ed} / M_{b,Rd,z}) \leq 1.00$$

Calcolo fattori di interazione con METODO 2 (v. EN 1993-1-1 - Annex B).

Tabella B.3:  $M_h = +75.86 \text{ kNm}$  -  $M_s = \alpha_s \times M_h = -41.75 \text{ kNm}$  -  $\psi M_h = +68.70 \text{ kNm}$

$$\alpha_s = -41.75 / 75.86 = -0.55$$

$$\psi = 68.70 / 75.86 = 0.90$$

unif. l.: 1 / conc. l.:2			Classe sez.	1
1				
			$\lambda_y$ [-]	0.8749
			$\lambda_z$ [-]	3.5296
Mh [kNm]	Ms [kNm]	$\psi M_h$ [kNm]	NEd [kN]	34.58
75.86	-41.75	68.70	Nby,Rk [kN]	1223.33
			Nbz,Rk [kN]	139.87
$\psi$ [-]	0.906		Sezion type	
$\alpha_s$ [-]	-0.550		1: I / 2: RSH	1
$\alpha_h$ [-]	-1.817		Tors. def.	
Cmy	0.540		1: no / 2: si	1
unif. l.: 1 / conc. l.:2				
1				
			kyy	0.551
Mh [kNm]	Ms [kNm]	$\psi M_h$ [kNm]	kyz	0.808
0.01	0.01	0.01	kzy	0.330
			kzz	1.346
$\psi$ [-]	1.000			
$\alpha_s$ [-]	1.000			
$\alpha_h$ [-]	1.000			
Cmz	1.000			
unif. l.: 1 / conc. l.:2				
1				
Mh [kNm]	Ms [kNm]	$\psi M_h$ [kNm]		
75.86	-41.75	68.70		
$\psi$ [-]	0.906			
$\alpha_s$ [-]	-0.550			
$\alpha_h$ [-]	-1.817			
CmLT	0.540			

$$34.6 \text{ kN} / 139.837 \text{ kN} + 0.551 \times (75.86 \text{ kNm} / 144.70 \text{ kNm}) = \dots 53.6 \%$$

$$34.6 \text{ kN} / 139.837 \text{ kN} + 0.330 \times (75.86 \text{ kNm} / 144.70 \text{ kNm}) = \dots 42.0 \%$$

Verificato.

## 12.4 Verifica diagonali rampe

I diagonali delle rampe (elementi biella) si verificano per la sola trazione e compressione con instabilità.

### 12.4.1 Sezione L45x6

$L_0 = 2.193 \text{ m}$

L 45 x 45 x 6	$N_{by,Rd}$ [kN]	30.01	$N_{bv,Rd}$ [kN]	13.64			
	$N_{bz,Rd}$ [kN]	30.01	?				
g (Kg/m):	4						
h (mm):	45	A (cm <sup>2</sup> ):	5.09				
b (mm):	45	$I_y$ (cm <sup>4</sup> ):	9.162	$W_z$ (cm <sup>3</sup> ):	2.882	$I_v$ (cm <sup>4</sup> ):	3.827
t (mm):	6	$W_y$ (cm <sup>3</sup> ):	2.882	$i_z$ (cm):	1.341	$i_v$ (cm):	0.867
r1 (mm):	7	$i_y$ (cm):	1.341	$I_u$ (cm <sup>4</sup> ):	14.5		
r2 (mm):	3.5	$i_z$ (cm <sup>4</sup> ):	9.162	$i_u$ (cm):	1.687		

L 45 x 45 x 6	Acciaio	S355 (Fe510)	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	355
---------------	---------	--------------	----------------------------	-----

**COMPRESSIONE**

$$\alpha = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

$$\frac{h}{t \alpha} = \frac{45}{6 \times 0.81} = 9.22$$

$$0 < \frac{h}{t \alpha} \leq 10 \quad \text{Classe 1}$$

**Classe Sezione 1**

Classe sezione ..... 1

### 12.4.2 Sollecitazioni agenti

Dal modello agli elementi finiti si ricava:

$NSd = -4.867 \text{ kN} \div +5.278 \text{ kN}$

## 12.4.3 Verifica di buckling a compressione

L 45 x 45 x 6		Acciaio	S355 (Fe510)	fy (N/mm2)	355
$\gamma_{M1} = 1.05$		$\beta_A = 1.0$	$\varepsilon = 0.81$	$\lambda_1 = 93.9$	$\varepsilon = 76.4$
<b>Instabilità attorno all'asse</b>					
		<b>y - y</b>	<b>z - z</b>	<b>v - v</b>	
Snellezza	$\lambda$	163.53	163.53	252.97	
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 \beta_A^{0.5}$	2.1405	2.1405	3.3112	
Curva di instabilità		c	c	c	
Coefficiente di imperfezione	$\alpha$	0.49	0.49	0.49	
$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\lambda - 0.2)^2 + \lambda^2]$		3.2664	3.2664	6.7442	
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \lambda^2)^{0.5}]$		0.1744	0.1744	0.0792	
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$	(kN)	30.014	30.014	13.637	

NSd,compr (SLU) ..... -4.867 kN

Verifica soddisfatta.

## 12.4.4 Verifica a trazione

NSd,traz (SLU) ..... +5.287 kN

NRd,traz =  $A \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 509 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ MPa} / 1.05 = \dots\dots\dots +172.090 \text{ kN}$

Verifica soddisfatta.

## 12.5 Verifica traversi rampe

I diagonali delle rampe (elementi biella) si verificano per la sola trazione e compressione con instabilità.

## 12.5.1 Sezione 2xL45x6

$L_0 = 1.50 \text{ m}$

2 L 45 x 45 x 6	$N_{by,Rd}$ [kN]	112.4	$N_{bv,Rd}$ [kN]	54.36
	$N_{bz,Rd}$ [kN]	242.4	?	
g (Kg/m):	8			
h (mm):	45	A (cm2):	10.18	
b (mm):	45	Iy (cm4):	18.32	Wz (cm3): 13.29
t (mm):	6	Wy (cm3):	5.763	Iv (cm4): 3.827
r1 (mm):	7	iy (cm):	1.341	iz (cm): 2.680
r2 (mm):	3.5	Iz (cm4):	73.12	Iv (cm): 0.867
		Iu (cm4):	14.5	
		Iu (cm):	1.687	

L 45 x 45 x 6    Acciaio S355 (Fe510)    fy (N/mm2) 355

**COMPRESSIONE**

$$e = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$


---


$$\frac{h}{t e} = \frac{45}{6 \times 0.81} = 9.22$$

$$0 < \frac{h}{t e} \leq 10 \quad \text{Classe 1}$$

**Classe Sezione 1**

Classe sezione ..... 1

12.5.2 Sollecitazioni agenti

Dal modello agli elementi finiti si ricava:

NSd = -1.209 kN ÷ +1.124 kN

12.5.3 Verifica di buckling a compressione

2 L 45 x 45 x 6    Acciaio S355 (Fe510)    fy (N/mm2) 355

$\gamma_{M1} = 1.05$      $\beta_A = 1.0$      $e = 0.81$      $\lambda_1 = 93.9 e = 76.4$

		Instabilità attorno all'asse		
		y - y	z - z	v - v
Snellezza	$\lambda$	111.86	55.97	173.03
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$	1.4641	0.7326	2.2648
Curva di instabilità		c	c	c
Coefficiente di imperfezione	$\alpha$	0.49	0.49	0.49
$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)^2 + \lambda]$		1.8815	0.8988	3.5706
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^{-2})^{0.5}]$		0.3264	0.7044	0.158
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$	(kN)	112.357	242.445	54.364

NSd,compr (SLU) ..... -1.209 kN

Verifica soddisfatta.

12.5.4 Verifica a trazione

NSd,traz (SLU) ..... +1.124 kN

NRd,traz = A x fyk /  $\gamma_{M0}$  = 1 018 mm<sup>2</sup> x 355 MPa / 1.05 = ..... +344.181 kN

Verifica soddisfatta.

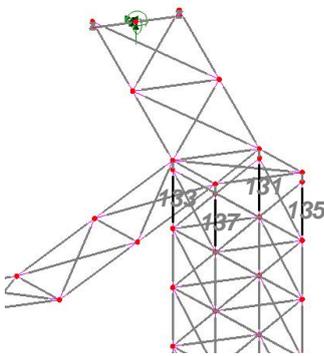
## 13 Verifica colonna alta

La colonna più alta che sorregge la scala è verificata a pressoflessione considerando i fenomeni di instabilità globale considerando l'intero traliccio in base a quanto previsto in EN 1993-1-1 § 6.3.4. Le membrature della colonna bassa si ritengono verificate in quanto meno snelle, meno caricate e di sezione trasversale equivalente.

### 13.1 Determinazione carichi agenti

Si riportano di seguito le azioni massime agenti sulla colonna allo SLU e si ipotizza che agiscano interamente sull'altezza della stessa.

Tali sollecitazioni saranno applicate alla testa della colonna per le analisi di buckling.



N max (el 133) .....	-125 kN
N max (el 137) .....	-95 kN
N max (el 131) .....	-37 kN
N max (el 135) .....	-8 kN

### 13.2 Analisi buckling

Si predispone un'analisi di buckling con LUSAS che modelli l'intera colonna unita dalle serie dei diagonali e caricate con l'azione determinata in precedenza (v. Figura 13-1).

Scale: 1: 48.6289  
 Zoom: 90.3226  
 Eye: (0.522558, -0.729375, 0.441527)  
 Eigenvalue analysis  
 Loadcase: 1:Eigenvalue 1  
 Results file: ColonnaBuckling (01).mys  
 Eigenvalue: 376.342  
 Natural frequency: 3.08753  
 Error norm: 5.8611E-6  
 Maximum displacement 1.05788 at node 5  
 Deformation exaggeration: 0.689523

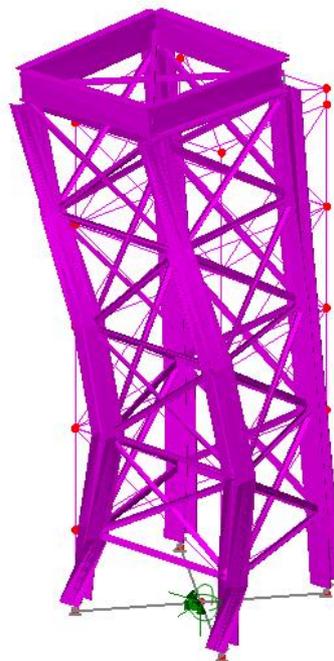


Figura 13-1 - Modello di buckling

Dall'analisi di buckling si ricavano i seguenti moltiplicatori del carico applicato:

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	376.342	<b>376.342</b>	0.586110E-05
2	389.724	389.724	0.487924E-06
3	484.516	484.516	0.224225E-04
4	542.214	542.214	0.459138E-04
5	597.020	597.020	0.304774E-04

Per il caso in esame risulta:

$$\alpha_{cr,op} = 376.342$$

### 13.2.1 Moltiplicatore di resistenza caratteristica

Il moltiplicatore dei carichi di progetto  $\alpha_{ult,k}$  che porta alla resistenza caratteristica della sezione, si ottiene direttamente dalle tensioni ricavate allo SLU per la colonna (v. Figura 13-2).

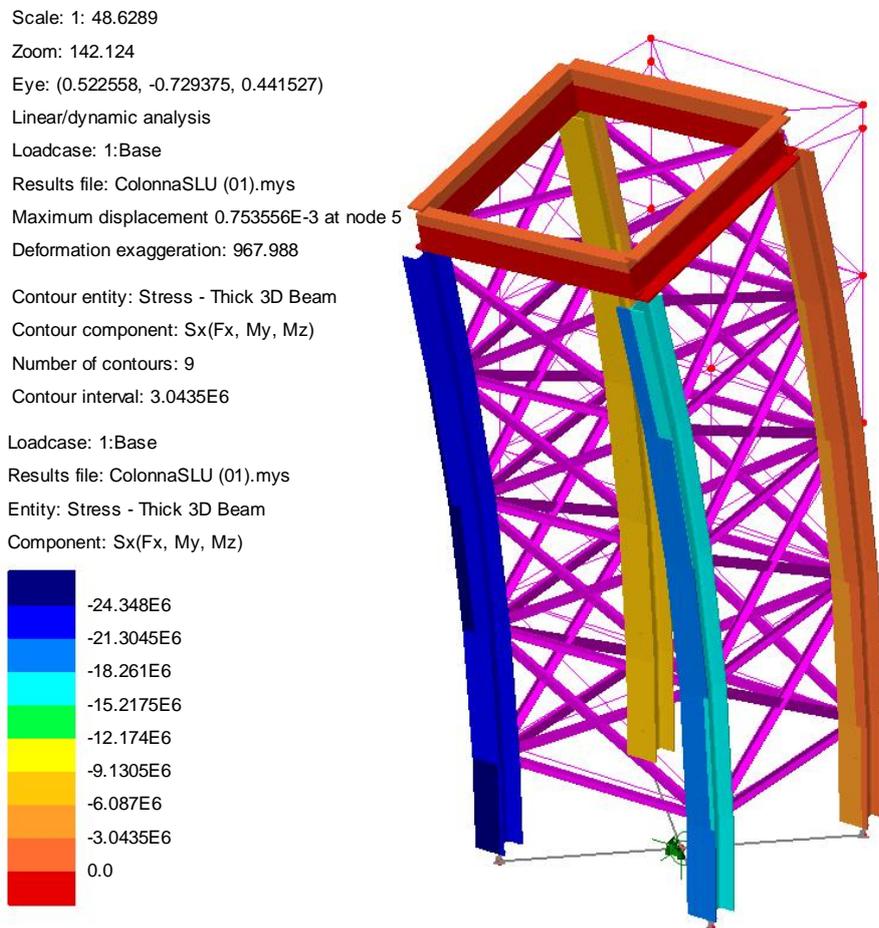


Figura 13-2 - Tensioni allo SLU nella colonna

$$\alpha_{ult,k} = 355 \text{ N/mm}^2 / 24.34 \text{ N/mm}^2 = \dots\dots\dots 14.57 -$$

### 13.2.2 Verifica di buckling

In base a quanto previsto in EN 1993-1-1 § 6.3.4, si ottiene:

$$\lambda_{op} = (\alpha_{ult,k} / \alpha_{cr,op})^{0.5} = (14.57 / 376.342)^{0.5} = \dots\dots\dots 0.197 < 0.200 \quad -$$

$$\text{Curva b} \rightarrow \alpha_{LT} = 0.34$$

$$\Phi = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT}(\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.5 \times [1 + 0.34(0.200 - 0.2) + 0.2^2] = \dots\dots\dots 0.52 \quad -$$

$$\chi = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{0.5}) = 1 / (0.52 + (0.52^2 - 0.2^2)^{0.5}) = \dots\dots\dots 100.0 \quad \%$$

$$\chi_{op} \times \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1} = 0.94 \times 14.57 / 1.05 = \dots\dots\dots 13.87 > 1.00$$

Verifica soddisfatta.

### 13.3 Verifica diagonali e traversi colonne

I diagonali e traversi delle colonne (elementi biella) si verificano per la sola trazione e compressione con instabilità.

#### 13.3.1 Classe sezione 1/2 IPE120

Flange

$$c = (b - t_w - 2 \times r) / 2 = (64 - 4.4 - 2 \times 7) / 2 = \dots\dots\dots 36.8 \quad \text{mm}$$

$$c / (\varepsilon \times t) = 36.8 \text{ mm} / (0.81 \times 6.3 \text{ mm}) = \dots\dots\dots 7.21 \quad -$$

$$c / (\varepsilon \times t) < 9.00 \text{ (compressione)} \rightarrow \text{classe 1}$$

Anima

$$c = (b - t_w - 2 \times r) / 2 = 120/2 - 6.3 - 7 = \dots\dots\dots 46.7 \quad \text{mm}$$

$$c / (\varepsilon \times t) = 46.7 \text{ mm} / (0.81 \times 4.4 \text{ mm}) = \dots\dots\dots 13.10 \quad -$$

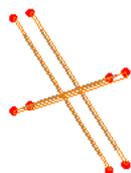
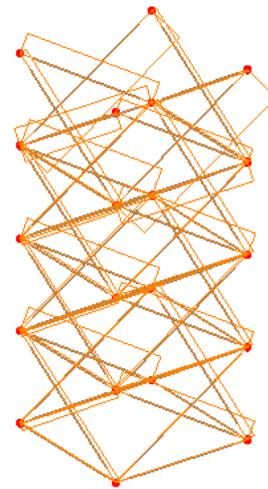
$$c / (\varepsilon \times t) < 33.00 \text{ (compressione)} \rightarrow \text{classe 1}$$

### 13.3.2 Sollecitazioni agenti

Dal modello agli elementi finiti si ricava:

#### Massima compressione

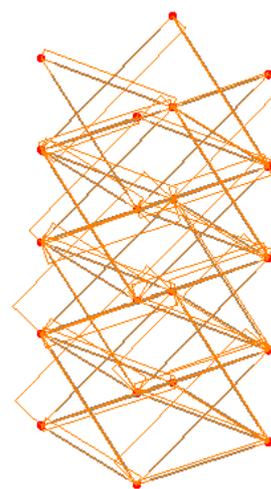
Scale: 1: 48.6289  
 Zoom: 79.7194  
 Eye: (0.723478, -0.525167, 0.448084)  
 Linear/dynamic analysis  
 Enveloping on: Fx  
 ENV\_verifica (Min)  
 Diagram entity: Force/Moment - Bar  
 Diagram component: Fx  
 Diagram maximum 871.065 at node 110 of element 105  
 Diagram minimum -13.5613E3 at node 86 of element 139  
 Diagram scale: 1: 0.442435E-3



N min ..... -13.561 kN

#### Massima trazione

Scale: 1: 48.6289  
 Zoom: 79.7194  
 Eye: (0.723478, -0.525167, 0.448084)  
 Linear/dynamic analysis  
 Enveloping on: Fx  
 ENV\_verifica (Max)  
 Diagram entity: Force/Moment - Bar  
 Diagram component: Fx  
 Diagram maximum 6.31833E3 at node 110 of element 105  
 Diagram minimum -2.95738E3 at node 86 of element 139  
 Diagram scale: 1: 0.949618E-3



N max ..... +6.318 kN

## 13.3.3 Verifica di buckling a compressione

Sezione resistente:

1/2 IPE 120 -L<sub>0</sub> = 1.7753 mJ<sub>min</sub> ..... 138 000 mm<sup>4</sup>A ..... 660 mm<sup>2</sup> $N_{cr} = \pi^2 \times E \times J_{min} / l_0^2 = \pi^2 \times 210\,000 \text{ MPa} \times 138\,000 \text{ mm}^4 / (1\,775 \text{ mm})^2 = \dots 90.75 \text{ kN}$  $\lambda_{sgn} = (A \times f_{yk} / N_{cr})^{0.5} = (660 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ MPa} / 90\,750 \text{ N})^{0.5} = \dots 1.61 -$  $\alpha_{LT} \text{ (curva "c")} \dots 0.49 -$  $\Phi = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT}(\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.5 \times [1 + 0.49(1.61 - 0.2) + 1.61^2] = \dots 2.14 -$  $\chi = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{0.5}) = 1 / (2.14 + (2.14^2 - 1.61^2)^{0.5}) = 137 \% \dots \rightarrow 100.0 \%$  $N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_{yk} / \gamma_{M1} = 1.00 \times 660 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ MPa} / 1.05 = \dots -223.1 \text{ kN}$ NS<sub>d,compr</sub> (SLU) ..... -13.6 kN

Verifica soddisfatta.

## 13.3.4 Verifica a trazione

NS<sub>d,traz</sub> (SLU) ..... +6.318 kN $NR_{d,traz} = A \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 660 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ MPa} / 1.05 = \dots +223.14 \text{ kN}$ 

Verifica soddisfatta.

## Allegato 1 - Esempio esteso di verifica in PontiEC4

## 1. Sezione A\_1

### 1.1 Caratteristiche generali

Trave		Soletta		Irrigidimenti		Materiali		Coeff. materiali	
$h_{met}$	1500	$h_{cop}$	0	$a$	3465	$E_a$	210000	$\gamma_c$	1.5
$b_{inf}$	500	$b_1$	0	$N_{panel}$	1	$f_{cd}$	20	$\gamma_s$	1.15
$t_{inf}$	25	$b_{cls}$	0	$h_1$	0	$f_{yd}$	391	$\gamma_{M0}$	1.05
$b_{sup}$	500	$t_{cls}$	0	$h_2$	0	$f_{ydabf}$	338	$\gamma_{M1}$	1.1
$t_{sup}$	25	$nE_0$	1E+300	$b_{sldx}$	0	$f_{ydw}$	338	$\gamma_{M2}$	1.25
$h_{wr}$	1450	$nE_{Perm}$	1E+300	$t_{bsldx}$	0	$f_{ydatf}$	338	$\gamma_{MSERV}$	1
$t_{wr}$	14	$nE_{Rit}$	1E+300	$h_{sldx}$	0	$f_{yabf}$	355	$\eta$	1.2
$c_{sup}$	0	$nE_{Def}$	1E+300	$t_{hsldx}$	0	$f_{yaw}$	355		
$c_{inf}$	0	$nG_0$	1E+300	$b_{slsx}$	0	$f_{yatf}$	355		
$p b_{sup}$	0	$nG_{Perm}$	1E+300	$t_{bslsx}$	0	$\epsilon_{abf}$	0.814		
$p b_{inff}$	0	$nG_{Rit}$	1E+300	$h_{slsx}$	0	$\epsilon_w$	0.814		
$\phi_{sup}$	0	$nG_{Def}$	1E+300	$t_{hslsx}$	0	$\epsilon_{atf}$	0.814		
$\phi_{inf}$	0								

Tabella 1 – Dati generali. [N, mm]

Componenti	$A_i$	$Z_{Gi}$
Flangia inf.	12500	12
Web	20300	750
Flangia sup.	12500	1488
Acciaio	45300	750
Soletta (omog. con $nE_0$ )	0	1500
Raccordo cls (omog. con $nE_0$ )	0	1500
Armatura sup.	0	1500
Armatura inf.	0	1500

Tabella 2 – Area e baricentro dei vari componenti della sezione. [mm]

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_2c	fase_3	cracked
$A$	4.53E+4	4.53E+4	4.53E+4	4.53E+4	4.53E+4	4.53E+4
$z_G$	7.5E+2	7.5E+2	7.5E+2	7.5E+2	7.5E+2	7.5E+2
$J_y$	1.716E+10	1.716E+10	1.716E+10	1.716E+10	1.716E+10	1.716E+10
$J_z$	5.212E+8	5.212E+8	5.212E+8	5.212E+8	5.212E+8	5.212E+8
$W_{y,0}$	-2.287E+7	-2.287E+7	-2.287E+7	-2.287E+7	-2.287E+7	-2.287E+7
$W_{y,1}$	-2.366E+7	-2.366E+7	-2.366E+7	-2.366E+7	-2.366E+7	-2.366E+7
$W_{y,3}$	2.366E+7	2.366E+7	2.366E+7	2.366E+7	2.366E+7	2.366E+7
$W_{y,4}$	2.287E+7	2.287E+7	2.287E+7	2.287E+7	2.287E+7	2.287E+7
$W_{y,5}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{y,6}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{y,7}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{y,8}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$S_{y,1}$	9.219E+6	9.219E+6	9.219E+6	9.219E+6	9.219E+6	9.219E+6
$S_{y,2}$	1.29E+7	1.29E+7	1.29E+7	1.29E+7	1.29E+7	1.29E+7
$S_{y,3}$	9.219E+6	9.219E+6	9.219E+6	9.219E+6	9.219E+6	9.219E+6
$S_{y,4}$	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
$e$						

Tabella 3 – Caratteristiche statiche della sezione composta, nella varie fasi. [mm]



## 1.2 Domini di plasticità

Dominio di plasticità sezione completa				
ramo I e II (azioni assiali negative)				
N- (kN)	z <sub>pl</sub> (mm)	M+ (kNm)	z <sub>pl</sub> (mm)	M- (kNm)
0E+00	750	8.722E+3	750	-8.722E+3
-1.532E+3	911.79	8.598E+3	588.21	-8.598E+3
-3.063E+3	1073.57	8.226E+3	426.43	-8.226E+3
-4.595E+3	1235.36	7.607E+3	264.64	-7.607E+3
-6.126E+3	1397.14	6.739E+3	102.86	-6.739E+3
-7.658E+3	1477.35	5.657E+3	22.65	-5.657E+3
-9.189E+3	1481.88	4.539E+3	18.12	-4.539E+3
-1.072E+4	1486.41	3.415E+3	13.59	-3.415E+3
-1.225E+4	1490.94	2.283E+3	9.06	-2.283E+3
-1.378E+4	1495.47	1.145E+3	4.53	-1.145E+3
-1.532E+4	1500	5.071E-1	0	1.907E-12
ramo III e IV (azioni assiali positive)				
N- (kN)	z <sub>pl</sub> (mm)	M+ (kNm)	z <sub>pl</sub> (mm)	M- (kNm)
0E+00	750	8.722E+3	750	-8.722E+3
1.532E+3	588.21	8.598E+3	911.79	-8.598E+3
3.063E+3	426.43	8.226E+3	1073.57	-8.226E+3
4.595E+3	264.64	7.607E+3	1235.36	-7.607E+3
6.126E+3	102.86	6.739E+3	1397.14	-6.739E+3
7.658E+3	22.65	5.657E+3	1477.35	-5.657E+3
9.189E+3	18.12	4.539E+3	1481.88	-4.539E+3
1.072E+4	13.59	3.415E+3	1486.41	-3.415E+3
1.225E+4	9.06	2.283E+3	1490.94	-2.283E+3
1.378E+4	4.53	1.145E+3	1495.47	-1.145E+3
1.532E+4	0	-1.907E-12	1500	-5.071E-1

Tabella 4 – Dominio della sezione intera

Dominio di plasticità sezione senza anima				
ramo I e II (azioni assiali negative)				
N- (kN)	z <sub>pl</sub> (mm)	M+ (kNm)	z <sub>pl</sub> (mm)	M- (kNm)
0E+00	1475	6.234E+3	1475	-6.234E+3
-8.452E+2	1477.5	5.62E+3	22.5	-5.62E+3
-1.69E+3	1480	5.004E+3	20	-5.004E+3
-2.536E+3	1482.5	4.386E+3	17.5	-4.386E+3
-3.381E+3	1485	3.766E+3	15	-3.766E+3
-4.226E+3	1487.5	3.143E+3	12.5	-3.143E+3
-5.071E+3	1490	2.519E+3	10	-2.519E+3
-5.917E+3	1492.5	1.892E+3	7.5	-1.892E+3
-6.762E+3	1495	1.264E+3	5	-1.264E+3
-7.607E+3	1497.5	6.329E+2	2.5	-6.329E+2
-8.452E+3	1500	5.071E-1	0	-9.537E-13
ramo III e IV (azioni assiali positive)				
N- (kN)	z <sub>pl</sub> (mm)	M+ (kNm)	z <sub>pl</sub> (mm)	M- (kNm)
0E+00	1475	6.234E+3	1475	-6.234E+3
8.452E+2	22.5	5.62E+3	1477.5	-5.62E+3
1.69E+3	20	5.004E+3	1480	-5.004E+3
2.536E+3	17.5	4.386E+3	1482.5	-4.386E+3
3.381E+3	15	3.766E+3	1485	-3.766E+3
4.226E+3	12.5	3.143E+3	1487.5	-3.143E+3
5.071E+3	10	2.519E+3	1490	-2.519E+3
5.917E+3	7.5	1.892E+3	1492.5	-1.892E+3
6.762E+3	5	1.264E+3	1495	-1.264E+3
7.607E+3	2.5	6.329E+2	1497.5	-6.329E+2
8.452E+3	0	9.537E-13	1500	-5.071E-1

Tabella 5 – Dominio della sezione senza anima

### 1.3 Preclassificazione

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti					
	N <sub>pl</sub>	z <sub>N</sub>	z <sub>max</sub>	z <sub>min</sub>	descrizione
<b>Ncur</b>	0E+00	1500	1500	1500	<b>Nu</b> strato di cls superiore
<b>Nclur</b>	0E+00	1500	1500	1500	<b>Nu</b> strato di cls intermedio alle armature
<b>Nclr</b>	0E+00	1500	1500	1500	<b>Nu</b> strato di cls inferiore
<b>Nst</b>	0E+00	1500	1500	1500	<b>Nu</b> armatura superiore
<b>Nsb</b>	0E+00	1500	1500	1500	<b>Nu</b> armatura inferiore
<b>Ncop</b>	0E+00	1500	1500	1500	<b>Nu</b> raccordo in cls
<b>Natf</b>	4.226E+6	1488	1500	1475	<b>Nu</b> flangia superiore trave acciaio
<b>Naweb</b>	6.863E+6	750	1475	25	<b>Nu</b> anima trave in acciaio
<b>Nabf</b>	4.226E+6	12	25	0	<b>Nu</b> flangia inferiore trave acciaio

Tabella 6 – - Caratteristiche plastiche dei vari componenti. [N, mm]



Azione assiale plastica			
Sezione composta completa		Sezione composta formata dalle sole flange	
$N_{pl,Rd}^+$	1.532E+7 N	$N_{f,Rd}^+$	8.452E+6 N
$N_{pl,Rd}^-$	-1.532E+7 N	$N_{f,Rd}^-$	-8.452E+6 N

Tabella 7 – Azione assiale plastica. [N]

Pre-Classificazione degli elementi della sezione								
Classificazione Piattabande				Classificazione anima				
	c/t	M+ classe	M- classe		c/t	alfa	Psi (*)	classe
				M+	103.571	0.5	-1	1
Sup.	9.72	1	1	M-	103.571	0.5	-1	4
Inf.	9.72	3	1	N-	103.571	1	1	4
$Eps_{abf} = 0.814$		$Eps_{atf} = 0.814$		$Eps_{aw} = 0.814$			(*) calcolato in Fase 3	

Tabella 8 – Preclassificazione della sezione. [mm]

## 1.4 Verifiche S.L.U. sezione composta - comb. Mmax

### 1.4.1 Pressoflessione - Analisi plastica

Sollecitazioni per la Combinazione Mmax				
	N	V	M	T
Fase 1	-1.6E+5	-1.693E+5	9.149E+5	6.422E+0
Fase 2a	-1.119E+5	-1.218E+5	6.39E+5	-2.352E+0
Fase 2b *	-1.895E+1	-1.263E-5	1.08E+2	2.071E+1
Fase 2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Fase 3a *	-9.109E+4	2.934E-9	5.192E+5	-1.688E+0
Fase 3b	-1.929E+5	-2.191E+5	1.225E+6	2.182E+3
<b>totale</b>	<b>-5.559E+5</b>	<b>-5.103E+5</b>	<b>3.298E+6</b>	<b>2.205E+3</b>

Tabella 9 – Sollecitazioni per la combinazione Mmax. [N, m]

(\*: Le fasi 2b e 3a comprendono i solo effetti iperstatici rispettivamente del ritiro e della variazione termica.)

	$\epsilon_{\text{soletta}}$	N	M	$\epsilon_{\text{unif}}$	$\epsilon_{\text{grad}}$	$\gamma*\psi$
Ritiro	3.154E-4	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	1.2
Variazione termica	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0.72

Tabella 10 – Effetti primari (isostatici) del ritiro e della variazione termica. [N, m]

Classificazione sezione sulla base della c.c. corrente Mmax					
	c/t	zpl (mm)	$\alpha$	$\psi$ (*)	classe
anima	103.57	808.72	0.54	-0.84	4
piatt. sup.	9.72				1
piatt. inf.	9.72				3
<b>classe compl.</b>	<b>4</b>				

Tabella 11 – Classificazione della sezione per la combinazione Mmax. [mm]

Verifica a Presso-Tenso flessione : Combinazione Mmax					
Analisi plastica N – M – interazione N-M					
Classe di riferimento della sezione: <b>4</b>					
Analisi plastica: <b>Non applicabile</b>					
Azione assiale		Flessione M		Interazione N/M	
$N_{Ed}$	-5.559E+5	$M_{Ed}$	3.298E+6	$N_{Ed}$	-5.559E+5
$N_{c,Rd}$	-1.532E+7	$M_{c,Rd}$	8.722E+6	$M_{Ed}$	3.298E+6
				$M_{N,Rd}$	8.705E+6
$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	<b>0.036</b>	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	<b>0.378</b>	$M_{Ed}/M_{N,Rd}$	<b>0.379</b>
Non applicabile		Non applicabile		Non applicabile	

Tabella 12 – Verifica plastica per la sezione Mmax. [N, m]



### 1.4.2 Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

	1	2a	2a	2b	2b	2c	2c	2 tot
		No fes	Fes	No fes	fes	No fes	fes	
$\sigma_8$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	---	-2.47	-2.47	0	0	0	0	-2.47
$\sigma_6$	---	-2.47	-2.47	0	0	0	0	-2.47
$\sigma_5$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	36.46	25.46	25.46	0	0	0	0	61.93
$\sigma_3$	35.13	24.53	24.53	0	0	0	0	59.67
$\sigma_2$	-3.53	-2.47	-2.47	0	0	0	0	-6
$\sigma_1$	-42.2	-29.47	-29.47	0	0	0	0	-71.67
$\sigma_0$	-43.53	-30.4	-30.4	-0.01	-0.01	0	0	-73.94

Tabella 13 – Tensioni normali sulla sezione lorda, fasi 1 e 2, per la combinazione Mmax. [N/mm<sup>2</sup>]

	3a	3a	3b	3b	3 tot	$\eta_1$	$\eta_{1max}$
	No fes	Fes	No fes	fes			
$\sigma_8$	0	0	0	0	0	0	0.479
$\sigma_7$	-2.01	-2.01	-4.26	-4.26	-8.74	0.02	
$\sigma_6$	-2.01	-2.01	-4.26	-4.26	-8.74	0.02	
$\sigma_5$	0	0	0	0	0	0	
$\sigma_4$	20.69	20.69	49.27	49.27	131.9	0.39	
$\sigma_3$	19.93	19.93	47.49	47.49	127.09	0.38	
$\sigma_2$	-2.01	-2.01	-4.26	-4.26	-12.27	0.04	
$\sigma_1$	-23.95	-23.95	-56.01	-56.01	-151.63	0.45	
$\sigma_0$	-24.71	-24.71	-57.79	-57.79	-156.44	0.46	

Tabella 14 – Tensioni normali sulla sezione lorda, fase 3, per la combinazione Mmax. [N/mm<sup>2</sup>]

#### NOTE:

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 2 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 3 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”

### 1.4.3 Pressoflessione - Calcolo tensioni efficaci

#### 1.4.3.1 Calcolo caratteristiche geometriche efficaci

Componente	c	t	$\lambda_p$	$\rho$	$b_{eff}$
Piattabanda superiore	243	25	--	--	500
Piattabanda inferiore	243	25	--	--	500

Tabella 15 – Instabilità locale delle piattabande (comb. Mmax) . [mm]



	anima (gl.)	subp.1	subp.2	subp.3
<b>b</b>	1450			
$\sigma_{cr0E}$	17.71			
$\sigma_{sup}$	126.46			
$\sigma_{inf}$	-156.47			
$\psi$	-0.81			
<b>k<math>\sigma</math></b>	19.28			
$\lambda_p$	1.02			
<b>b<sub>c</sub></b>	801.92			
<b>b<sub>csup</sub></b>	481.15			
<b>b<sub>cinf</sub></b>	320.77			
$\rho_{loc}$	0.86			
<b>b<sub>ceff</sub></b>	693.54			
<b>b<sub>ceff sup</sub></b>	416.12			
<b>b<sub>ceff inf</sub></b>	277.41			
$\phi_{foro}$	108.38			

Tabella 16 – Instabilità locale dei pannelli d'anima (comb. Mmax) . [N, mm]

Caratteristiche anima compressa			
	A	z <sub>G</sub>	J <sub>y</sub>
<b>A<sub>c,edge sup</sub></b>	6.736E+3	586.3	1.3E+8
<b>A<sub>c,1</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c,2</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c,edge inf</sub></b>	4.491E+3	185.4	3.85E+7
<b>A<sub>c tot</sub></b>	1.123E+4	426	6.016E+8
<b>A<sub>c</sub></b>	0E+00		

Tabella 17 – Caratteristiche dell'anima compressa, ribs esclusi (comb. Mmax) . [mm]

Depurazione per instabilità locale			
	A	z <sub>G</sub>	J <sub>y</sub>
<b>A<sub>c, eff, edge sup</sub></b>	5.826E+3	618.857	8.406E+7
<b>A<sub>c, eff, 1</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c, eff, 2</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c,edge inf</sub></b>	3.884E+3	163.7	2.491E+7
<b>A<sub>c, eff, tot</sub></b>	9.709E+3	436.8	5.917E+8
<b>A<sub>c, eff, loc</sub></b>	0E+00		

Tabella 18 – Caratteristiche dell'anima compressa, depurata per instabilità locale (comb. Mmax) . [mm]

	rib1	rib2	lumped
$A_{sl}$	0E+00	0E+00	0E+00
$e_{sl}$	0	0	0
$I_{sl}$	0E+00	0E+00	0E+00
$A_{sl,eff}$	0E+00	0E+00	0E+00
$e_{sl,eff}$	0	0	0
$I_{sl,eff}$	0E+00	0E+00	0E+00
$\sigma_{cr,sl,i} (p)$	0	0	0
$\sigma_{cr,p,i} (p)$	0	0	0
$\sigma_{cr,sl} (c)$	0	0	
$\sigma_{cr,c} (c)$	0	0	
$\alpha_e$	0.21		

Tabella 19 – Tensioni critiche per l'anima (comb. Mmax) . [N, mm]

Calcolo dei coefficienti di riduzione per instabilità					
	plate (p)	column (c)		pl. buckling (p)	col. buckling (c)
$\sigma_{cr,p} (p) , (c)$	341.51	3.1	$\rho_p , \chi_c$	0.865	0.009
$\beta_{ac} (p) , (c)$	1	1	$\xi$	1	
$\lambda_p , \lambda_c$	1.02	10.704	$\rho_c$	0.865	

Tabella 20 – Coefficienti di riduzione per l'anima (comb. Mmax) . [mm]

Anima depurata per instabilità locale e globale			
	A	$z_G$	$J_y$
<b>edge sup</b>	5.826E+3	618.9	8.406E+7
<b>1</b>	0E+00	0	0E+00
<b>2</b>	0E+00	0	0E+00
<b>edge inf</b>	3.884E+3	163.7	2.491E+7
<b>Totale</b>	9.709E+3	436.8	5.917E+8

Tabella 21 – Anima depurata per instabilità locale e globale dell'anima (comb. Mmax) . [mm]

Depurazione complessiva da applicare alla sezione			
	$A_{\text{eff,comp}}$	$z_G$	$J_y$
<b>Anima</b>	-1.517E+3	356.6	-1.485E+6
<b>Piatt. sup.</b>	0E+00	1487.5	0E+00
<b>Piatt. inf.</b>	0E+00	12.5	0E+00

Tabella 22 – Depurazione complessiva da applicare alla sezione (comb. Mmax) . [mm]

### Caratteristiche statiche geometriche efficaci (Sezione depurata)

	fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3	cracked
$A_{\text{eff}}$	4.378E+4	4.4E+4	4.4E+4	4.4E+4	4.4E+4	4.4E+4
$z_{\text{Geff}}$	763.6	763.6	763.6	763.6	763.6	763.6
$\Delta z_G$	-13.6	-13.6	-13.6	-13.6	-13.6	-13.6
$J_{\text{yeff}}$	1.691E+10	1.691E+10	1.691E+10	1.691E+10	1.691E+10	1.691E+10
$W_{y,0\text{eff}}$	-2.215E+7	-2.215E+7	-2.215E+7	-2.215E+7	-2.215E+7	-2.215E+7
$W_{y,1\text{eff}}$	-2.29E+7	-2.29E+7	-2.29E+7	-2.29E+7	-2.29E+7	-2.29E+7
$W_{y,3\text{eff}}$	2.377E+7	2.377E+7	2.377E+7	2.377E+7	2.377E+7	2.377E+7
$W_{y,4\text{eff}}$	2.297E+7	2.297E+7	2.297E+7	2.297E+7	2.297E+7	2.297E+7
$W_{y,5\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{y,6\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{y,7\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{y,8\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300

Tabella 23 – Caratteristiche geometriche efficaci della sezione (comb. Mmax). [mm]

### Momento aggiuntivo per “shift” dell’asse neutro

	fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3a	fase 3b
$\Delta M_{\text{cracked}}$	2.182E+3	1.525E+3	2.583E-1	0E+00	1.242E+3	2.63E+3
$\Delta M_{\text{uncracked}}$	2.182E+3	1.525E+3	2.583E-1	0E+00	1.242E+3	2.63E+3

Tabella 24 – Momenti aggiuntivi per shift asse neutro (comb. Mmax). [Nm]

NOTA:

Le caratteristiche efficaci sono state calcolate iterativamente in **2** iterazioni, con la seguente variazione percentuale del coefficiente  $\psi$ .

Var. % $\psi$	
$(\psi_1 - \psi_0) / \psi_0 * 100$	3.576
$(\psi_2 - \psi_1) / \psi_1 * 100$	0.468
$(\psi_3 - \psi_2) / \psi_2 * 100$	
$(\psi_4 - \psi_3) / \psi_3 * 100$	
$(\psi_5 - \psi_4) / \psi_4 * 100$	

Tabella 25 – Variazione percentuale del coefficiente  $\psi$  ad ogni iterazione

1.4.3.2 Calcolo tensioni efficaci

	1	2a No fes	2a Fes	2b No fes	2b fes	2c No fes	2c fes	2 tot
$\sigma_8$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	---	-2.55	-2.55	0	0	0	0	-2.56
$\sigma_6$	---	-2.55	-2.55	0	0	0	0	-2.56
$\sigma_5$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	36.28	25.33	25.33	0	0	0	0	61.62
$\sigma_3$	34.92	24.39	24.39	0	0	0	0	59.31
$\sigma_2$	-3.65	-2.55	-2.55	0	0	0	0	-6.21
$\sigma_1$	-43.71	-30.53	-30.53	-0.01	-0.01	0	0	-74.25
$\sigma_0$	-45.07	-31.48	-31.48	-0.01	-0.01	0	0	-76.55

Tabella 26 – Tensioni normali sulla sezione depurata, fasi 1 e 2, per la combinazione Mmax. [N/mm<sup>2</sup>]

	3a No fes	3a Fes	3b No fes	3b fes	3 tot	$\eta_1$	$\eta_{1MAX}$
$\sigma_8$	0	0	0	0	0	0	
$\sigma_7$	-2.08	-2.08	-4.41	-4.41	-9.04	0.023	
$\sigma_6$	-2.08	-2.08	-4.41	-4.41	-9.04	0.023	
$\sigma_5$	0	0	0	0	0	0	
$\sigma_4$	20.58	20.58	49.03	49.03	131.23	0.388	0.479
$\sigma_3$	19.81	19.81	47.21	47.21	126.34	0.374	
$\sigma_2$	-2.08	-2.08	-4.41	-4.41	-12.7	0.038	
$\sigma_1$	-24.81	-24.81	-58.01	-58.01	-157.06	0.465	
$\sigma_0$	-25.58	-25.58	-59.82	-59.82	-161.95	0.479	

Tabella 27 – Tensioni normali sulla sezione depurata, fase 3, per la combinazione Mmax. [N/mm<sup>2</sup>]

NOTE:

1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>

2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>

⇒ La sezione a fine fase 2 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”

3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>

4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>

⇒ La sezione a fine fase 3 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”



#### 1.4.4 Taglio

$h_w/t_w$	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_\tau}$
103.571	> 51.658
Verifica a "Shear Buckling" : <b>NECESSARIA</b>	

a/h <sub>w</sub>	η	I <sub>sl</sub>	K <sub>τsl</sub>	K <sub>τ</sub>
2.39	1.2	0E+00	0	6.04

Tabella 28 – Valutazione della necessità di calcolo della resistenza a "Shear buckling"

Shear buckling resistance						
Contributo Anima Appoggio non rigido			Contributo Flange			
χ <sub>w</sub>	$\bar{\lambda}_w$	τ <sub>cr</sub>	C	M <sub>Ed</sub>	M <sub>f,Rd</sub>	M <sub>Ed</sub> /M <sub>f,Rd</sub>
0.6	1.384	107	925.109	3.578E+6	5.83E+6	0.614
V <sub>bw,Rd</sub> = 2.268E+6 N			V <sub>bf,Rd</sub> = 6.795E+4 N			
<b>V<sub>b,Rd</sub> = 2.336E+6 N</b>						

Tabella 29 – Determinazione della resistenza a "Shear buckling"

Resistenza a Shear bukling	Resistenza Plastica	Resistenza a Taglio
V <sub>b,Rd</sub> = 2.336E+6 N	V <sub>pl,Rd</sub> = 4.755E+6 N	<b>V<sub>Rd</sub> = 2.336E+6 N</b>

Essendo:  $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}; V_{b,Rd})$ , se è necessaria la verifica a "Shear buckling"  
 $V_{Rd} = V_{pl,Rd}$  se non necessaria la verifica a "Shear buckling"

Tabella 30 – Calcolo resistenza a taglio

	Coefficienti
$\eta_3 = V_{Ed} / V_{Rd}$	0.218
$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd}$	0.225
$\eta_1 = \max[\eta_i]$	0.479
$\eta_1 = M_{Ed} / M_{Rd}$	Classe>2

Tabella 31 – Coefficienti di sicurezza

#### 1.4.5 Interazione pressoflessione - taglio (N-M-V)

test	interazione pressoflessione - taglio
$\eta_3 < 0.5$	Non c'è interazione
$M_{Ed} / M_{fl,Rd} < 1.0$	

Tabella 32 – Interazione taglio-flessione



## 1.5 Verifiche S.L.U. sezione composta - comb. Mmin

### 1.5.1 Pressoflessione - Analisi plastica

Sollecitazioni per la Combinazione Mmin				
	N	V	M	T
Fase 1	-1.185E+5	-1.254E+5	6.777E+5	4.757E+0
Fase 2a	-8.286E+4	-9.025E+4	4.733E+5	-1.742E+0
Fase 2b *	-1.676E-9	1.263E-5	-2.4E-4	1.026E-9
Fase 2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Fase 3a *	6.267E+4	2.375E-10	-3.572E+5	1.162E+0
Fase 3b	2.713E+4	7.097E+4	-3.611E+5	-3.58E+3
<b>totale</b>	<b>-1.116E+5</b>	<b>-1.447E+5</b>	<b>4.327E+5</b>	<b>-3.576E+3</b>

Tabella 33 – Sollecitazioni per la combinazione Mmin. [N, m]

(\*: Le fasi 2b e 3a comprendono i solo effetti iperstatici rispettivamente del ritiro e della variazione termica.)

	$\epsilon_{soletta}$	N	M	$\epsilon_{unif}$	$\epsilon_{grad}$	$\gamma*\psi$
Ritiro	3.154E-4	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	1.2
Variazione termica	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0.72

Tabella 34 – Effetti primari (isostatici) del ritiro e della variazione termica. [N, m]

Classificazione sezione sulla base della c.c. corrente Mmin					
	c/t	zpl (mm)	$\alpha$	$\psi$ (*)	classe
anima	103.57	761.79	0.51	-0.76	4
piatt. sup.	9.72				1
piatt. inf.	9.72				3
<b>classe compl.</b>	<b>4</b>				

Tabella 35 – Classificazione della sezione per la combinazione Mmin. [mm]

Verifica a Presso-Tenso flessione : Combinazione Mmin					
Analisi plastica N – M – interazione N-M					
Classe di riferimento della sezione: <b>4</b>					
Analisi plastica: <b>Non applicabile</b>					
Azione assiale		Flessione M		Interazione N/M	
$N_{Ed}$	-1.116E+5	$M_{Ed}$	4.327E+5	$N_{Ed}$	-1.116E+5
$N_{c,Rd}$	-1.532E+7	$M_{c,Rd}$	8.722E+6	$M_{Ed}$	4.327E+5
				$M_{N,Rd}$	8.721E+6
$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	<b>0.007</b>	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	<b>0.05</b>	$M_{Ed}/M_{N,Rd}$	<b>0.05</b>
Non applicabile		Non applicabile		Non applicabile	

Tabella 36 – Verifica plastica per la sezione Mmin. [N, m]



### 1.5.2 Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

	1	2a	2a	2b	2b	2c	2c	2 tot
		No fes	Fes	No fes	fes	No fes	fes	
$\sigma_8$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	---	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-1.83
$\sigma_6$	---	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-1.83
$\sigma_5$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	27.01	18.86	18.86	0	0	0	0	45.87
$\sigma_3$	26.02	18.17	18.17	0	0	0	0	44.2
$\sigma_2$	-2.62	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-4.45
$\sigma_1$	-31.26	-21.83	-21.83	0	0	0	0	-53.09
$\sigma_0$	-32.24	-22.52	-22.52	0	0	0	0	-54.76

Tabella 37 – Tensioni normali sulla sezione lorda, fasi 1 e 2, per la combinazione Mmin. [N/mm<sup>2</sup>]

	3a	3a	3b	3b	3 tot	$\eta_1$	$\eta_{1max}$
	No fes	Fes	No fes	fes			
$\sigma_8$	0	0	0	0	0	0	0.066
$\sigma_7$	1.38	1.38	0.6	0.6	0.15	0	
$\sigma_6$	1.38	1.38	0.6	0.6	0.15	0	
$\sigma_5$	0	0	0	0	0	0	
$\sigma_4$	-14.23	-14.23	-15.19	-15.19	16.45	0.05	
$\sigma_3$	-13.71	-13.71	-14.66	-14.66	15.82	0.05	
$\sigma_2$	1.38	1.38	0.6	0.6	-2.46	0.01	
$\sigma_1$	16.48	16.48	15.86	15.86	-20.75	0.06	
$\sigma_0$	17	17	16.39	16.39	-21.38	0.06	

Tabella 38 – Tensioni normali sulla sezione lorda, fase 3, per la combinazione Mmin. [N/mm<sup>2</sup>]

#### NOTE:

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 2 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 3 è stata considerata: “ **Fessurata ( m.)** ”

### 1.5.3 Pressoflessione - Calcolo tensioni efficaci

#### 1.5.3.1 Calcolo caratteristiche geometriche efficaci

Componente	c	t	$\lambda_p$	$\rho$	$b_{eff}$
Piattabanda superiore	243	25	--	--	500
Piattabanda inferiore	243	25	--	--	500

Tabella 39 – Instabilità locale delle piattabande (comb. Mmin) . [mm]



	anima (gl.)	subp.1	subp.2	subp.3
<b>b</b>	1450			
$\sigma_{cr0E}$	17.71			
$\sigma_{sup}$	15.69			
$\sigma_{inf}$	-21.64			
$\psi$	-0.72			
<b>k<math>\sigma</math></b>	17.51			
$\lambda_p$	1.07			
<b>b<sub>c</sub></b>	840.59			
<b>b<sub>csup</sub></b>	504.35			
<b>b<sub>cinf</sub></b>	336.24			
$\rho_{loc}$	0.83			
<b>b<sub>ceff</sub></b>	693.81			
<b>b<sub>ceff sup</sub></b>	416.28			
<b>b<sub>ceff inf</sub></b>	277.52			
$\phi_{foro}$	146.78			

Tabella 40 – Instabilità locale dei pannelli d'anima (comb. Mmin) . [N, mm]

Caratteristiche anima compressa			
	A	z <sub>G</sub>	J <sub>y</sub>
<b>A<sub>c,edge sup</sub></b>	7.061E+3	613.4	1.497E+8
<b>A<sub>c,1</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c,2</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c,edge inf</sub></b>	4.707E+3	193.1	4.435E+7
<b>A<sub>c tot</sub></b>	1.177E+4	445.3	6.929E+8
<b>A<sub>c</sub></b>	0E+00		

Tabella 41 – Caratteristiche dell'anima compressa, ribs esclusi (comb. Mmin) . [mm]

Depurazione per instabilità locale			
	A	z <sub>G</sub>	J <sub>y</sub>
<b>A<sub>c, eff, edge sup</sub></b>	5.828E+3	657.446	8.416E+7
<b>A<sub>c, eff, 1</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c, eff, 2</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c,edge inf</sub></b>	3.885E+3	163.8	2.494E+7
<b>A<sub>c, eff, tot</sub></b>	9.713E+3	460	6.773E+8
<b>A<sub>c, eff, loc</sub></b>	0E+00		

Tabella 42 – Caratteristiche dell'anima compressa, depurata per instabilità locale (comb. Mmin) . [mm]

	rib1	rib2	lumped
$A_{sl}$	0E+00	0E+00	0E+00
$e_{sl}$	0	0	0
$I_{sl}$	0E+00	0E+00	0E+00
$A_{sl,eff}$	0E+00	0E+00	0E+00
$e_{sl,eff}$	0	0	0
$I_{sl,eff}$	0E+00	0E+00	0E+00
$\sigma_{cr,sl,i} (p)$	0	0	0
$\sigma_{cr,p,i} (p)$	0	0	0
$\sigma_{cr,sl} (c)$	0	0	
$\sigma_{cr,c} (c)$	0	0	
$\alpha_e$	0.21		

Tabella 43 – Tensioni critiche per l'anima (comb. Mmin) . [N, mm]

Calcolo dei coefficienti di riduzione per instabilità					
	plate (p)	column (c)		pl. buckling (p)	col. buckling (c)
$\sigma_{cr,p} (p) , (c)$	310.15	3.1	$\rho_p , \chi_c$	0.825	0.009
$\beta_{ac} (p) , (c)$	1	1	$\xi$	1	
$\lambda_p , \lambda_c$	1.07	10.704	$\rho_c$	0.825	

Tabella 44 – Coefficienti di riduzione per l'anima (comb. Mmin) . [mm]

Anima depurata per instabilità locale e globale			
	A	$z_G$	$J_y$
<b>edge sup</b>	5.828E+3	657.4	8.416E+7
<b>1</b>	0E+00	0	0E+00
<b>2</b>	0E+00	0	0E+00
<b>edge inf</b>	3.885E+3	163.8	2.494E+7
<b>Totale</b>	9.713E+3	460	6.773E+8

Tabella 45 – Anima depurata per instabilità locale e globale dell'anima (comb. Mmin) . [mm]



Depurazione complessiva da applicare alla sezione			
	$A_{\text{eff,comp}}$	$z_G$	$J_y$
<b>Anima</b>	-2.055E+3	375.9	-3.689E+6
<b>Piatt. sup.</b>	0E+00	1487.5	0E+00
<b>Piatt. inf.</b>	0E+00	12.5	0E+00

Tabella 46 – Depurazione complessiva da applicare alla sezione (comb. Mmin) . [mm]

### Caratteristiche statiche geometriche efficaci (Sezione depurata)

	fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3	cracked
$A_{\text{eff}}$	4.325E+4	4.3E+4	4.3E+4	4.3E+4	4.3E+4	4.3E+4
$z_{\text{Geff}}$	767.8	767.8	767.8	767.8	767.8	767.8
$\Delta z_G$	-17.8	-17.8	-17.8	-17.8	-17.8	-17.8
$J_{\text{yeff}}$	1.685E+10	1.685E+10	1.685E+10	1.685E+10	1.685E+10	1.685E+10
$W_{y,0\text{eff}}$	-2.195E+7	-2.195E+7	-2.195E+7	-2.195E+7	-2.195E+7	-2.195E+7
$W_{y,1\text{eff}}$	-2.269E+7	-2.269E+7	-2.269E+7	-2.269E+7	-2.269E+7	-2.269E+7
$W_{y,3\text{eff}}$	2.383E+7	2.383E+7	2.383E+7	2.383E+7	2.383E+7	2.383E+7
$W_{y,4\text{eff}}$	2.301E+7	2.301E+7	2.301E+7	2.301E+7	2.301E+7	2.301E+7
$W_{y,5\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{y,6\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{y,7\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{y,8\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300

Tabella 47 – Caratteristiche geometriche efficaci della sezione (comb. Mmin). [mm]

### Momento aggiuntivo per “shift” dell’asse neutro

	fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3a	fase 3b
$\Delta M_{\text{cracked}}$	2.107E+3	1.473E+3	2.98E-11	0E+00	-1.114E+3	-4.823E+2
$\Delta M_{\text{uncracked}}$	2.107E+3	1.473E+3	2.98E-11	0E+00	-1.114E+3	-4.823E+2

Tabella 48 – Momenti aggiuntivi per shift asse neutro (comb. Mmin). [Nm]

NOTA:

Le caratteristiche efficaci sono state calcolate iterativamente in **2** iterazioni, con la seguente variazione percentuale del coefficiente  $\psi$ .

Var. % $\psi$	
$(\psi_1 - \psi_0) / \psi_0 * 100$	4.927
$(\psi_2 - \psi_1) / \psi_1 * 100$	0.628
$(\psi_3 - \psi_2) / \psi_2 * 100$	
$(\psi_4 - \psi_3) / \psi_3 * 100$	
$(\psi_5 - \psi_4) / \psi_4 * 100$	

Tabella 49 – Variazione percentuale del coefficiente  $\psi$  ad ogni iterazione

1.5.3.2 Calcolo tensioni efficaci

	1	2a No fes	2a Fes	2b No fes	2b fes	2c No fes	2c fes	2 tot
$\sigma_8$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	---	-1.92	-1.92	0	0	0	0	-1.92
$\sigma_6$	---	-1.92	-1.92	0	0	0	0	-1.92
$\sigma_5$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	26.8	18.71	18.71	0	0	0	0	45.51
$\sigma_3$	25.79	18.01	18.01	0	0	0	0	43.8
$\sigma_2$	-2.74	-1.92	-1.92	0	0	0	0	-4.66
$\sigma_1$	-32.71	-22.84	-22.84	0	0	0	0	-55.55
$\sigma_0$	-33.72	-23.55	-23.55	0	0	0	0	-57.26

Tabella 50 – Tensioni normali sulla sezione depurata, fasi 1 e 2, per la combinazione Mmin. [N/mm<sup>2</sup>]

	3a No fes	3a Fes	3b No fes	3b fes	3 tot	$\eta_1$	$\eta_{1MAX}$
$\sigma_8$	0	0	0	0	0	0	
$\sigma_7$	1.45	1.45	0.63	0.63	0.16	0	
$\sigma_6$	1.45	1.45	0.63	0.63	0.16	0	
$\sigma_5$	0	0	0	0	0	0	
$\sigma_4$	-14.12	-14.12	-15.08	-15.08	16.31	0.048	0.066
$\sigma_3$	-13.59	-13.59	-14.55	-14.55	15.66	0.046	
$\sigma_2$	1.45	1.45	0.63	0.63	-2.58	0.008	
$\sigma_1$	17.25	17.25	16.57	16.57	-21.74	0.064	
$\sigma_0$	17.78	17.78	17.1	17.1	-22.38	0.066	

Tabella 51 – Tensioni normali sulla sezione depurata, fase 3, per la combinazione Mmin. [N/mm<sup>2</sup>]

NOTE:

1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>

2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>

⇒ La sezione a fine fase 2 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”

3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>

4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>

⇒ La sezione a fine fase 3 è stata considerata: “ **Fessurata ( m.)** ”



### 1.5.4 Taglio

$h_w/t_w$	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_\tau}$
103.571	> 51.658
Verifica a "Shear Buckling" : <b>NECESSARIA</b>	

a/h <sub>w</sub>	η	I <sub>sl</sub>	K <sub>τsl</sub>	K <sub>τ</sub>
2.39	1.2	0E+00	0	6.04

Tabella 52 – Valutazione della necessità di calcolo della resistenza a "Shear buckling"

Shear buckling resistance						
Contributo Anima Appoggio non rigido			Contributo Flange			
χ <sub>w</sub>	λ̄ <sub>w</sub>	τ <sub>cr</sub>	C	M <sub>Ed</sub>	M <sub>f,Rd</sub>	M <sub>Ed</sub> /M <sub>f,Rd</sub>
0.6	1.384	107	925.109	4.89E+5	6.153E+6	0.079
V <sub>bw,Rd</sub> = 2.268E+6 N			V <sub>bf,Rd</sub> = 1.083E+5 N			
<b>V<sub>b,Rd</sub> = 2.376E+6 N</b>						

Tabella 53 – Determinazione della resistenza a "Shear buckling"

Resistenza a Shear bukling	Resistenza Plastica	Resistenza a Taglio
V <sub>b,Rd</sub> = 2.376E+6 N	V <sub>pl,Rd</sub> = 4.755E+6 N	<b>V<sub>Rd</sub> = 2.376E+6 N</b>

Essendo:

$V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}; V_{b,Rd})$ , se è necessaria la verifica a "Shear buckling"  
 $V_{Rd} = V_{pl,Rd}$  se non necessaria la verifica a "Shear buckling"

Tabella 54 – Calcolo resistenza a taglio

	Coefficienti
$\eta_3 = V_{Ed} / V_{Rd}$	0.061
$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd}$	0.064
$\eta_1 = \max[\eta_i]$	0.066
$\eta_1 = M_{Ed} / M_{Rd}$	Classe>2

Tabella 55 – Coefficienti di sicurezza

### 1.5.5 Interazione pressoflessione - taglio (N-M-V)

test	interazione pressoflessione - taglio
$\eta_3 < 0.5$	Non c'è interazione
$M_{Ed} / M_{fl,Rd} < 1.0$	

Tabella 56 – Interazione taglio-flessione



## 1.6 Verifiche S.L.U. sezione composta - comb. Vmax

### 1.6.1 Pressoflessione - Analisi plastica

Sollecitazioni per la Combinazione Vmax				
	N	V	M	T
Fase 1	-1.185E+5	-1.254E+5	6.777E+5	4.757E+0
Fase 2a	-8.286E+4	-9.025E+4	4.733E+5	-1.742E+0
Fase 2b *	-1.895E+1	1.263E-5	1.08E+2	2.071E+1
Fase 2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Fase 3a *	7.793E+3	4.427E-9	-4.442E+4	1.444E-1
Fase 3b	2.713E+4	7.097E+4	-3.611E+5	-3.58E+3
<b>totale</b>	<b>-1.665E+5</b>	<b>-1.447E+5</b>	<b>7.456E+5</b>	<b>-3.556E+3</b>

Tabella 57 – Sollecitazioni per la combinazione Vmax. [N, m]

(\*: Le fasi 2b e 3a comprendono i solo effetti iperstatici rispettivamente del ritiro e della variazione termica.)

	$\epsilon_{\text{soletta}}$	N	M	$\epsilon_{\text{unif}}$	$\epsilon_{\text{grad}}$	$\gamma*\psi$
Ritiro	3.154E-4	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	1.2
Variazione termica	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0.72

Tabella 58 – Effetti primari (isostatici) del ritiro e della variazione termica. [N, m]

Classificazione sezione sulla base della c.c. corrente Vmax					
	c/t	zpl (mm)	$\alpha$	$\psi$ (*)	classe
anima	103.57	767.59	0.51	-0.79	4
piatt. sup.	9.72				1
piatt. inf.	9.72				3
<b>classe compl.</b>	<b>4</b>				

Tabella 59 – Classificazione della sezione per la combinazione Vmax. [mm]

Verifica a Presso-Tenso flessione : Combinazione Vmax					
Analisi plastica N – M – interazione N-M					
Classe di riferimento della sezione: <b>4</b>					
Analisi plastica: <b>Non applicabile</b>					
Azione assiale		Flessione M		Interazione N/M	
$N_{Ed}$	-1.665E+5	$M_{Ed}$	7.456E+5	$N_{Ed}$	-1.665E+5
$N_{c,Rd}$	-1.532E+7	$M_{c,Rd}$	8.722E+6	$M_{Ed}$	7.456E+5
				$M_{N,Rd}$	8.72E+6
$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	<b>0.011</b>	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	<b>0.085</b>	$M_{Ed}/M_{N,Rd}$	<b>0.086</b>
Non applicabile		Non applicabile		Non applicabile	

Tabella 60 – Verifica plastica per la sezione Vmax. [N, m]



## 1.6.2 Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

	1	2a	2a	2b	2b	2c	2c	2 tot
		No fes	Fes	No fes	fes	No fes	fes	
$\sigma_8$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	---	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-1.83
$\sigma_6$	---	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-1.83
$\sigma_5$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	27.01	18.86	18.86	0	0	0	0	45.88
$\sigma_3$	26.02	18.17	18.17	0	0	0	0	44.2
$\sigma_2$	-2.62	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-4.45
$\sigma_1$	-31.26	-21.83	-21.83	0	0	0	0	-53.09
$\sigma_0$	-32.24	-22.52	-22.52	-0.01	-0.01	0	0	-54.77

Tabella 61 – Tensioni normali sulla sezione lorda, fasi 1 e 2, per la combinazione Vmax. [N/mm<sup>2</sup>]

	3a	3a	3b	3b	3 tot	$\eta_1$	$\eta_{1max}$
	No fes	Fes	No fes	fes			
$\sigma_8$	0	0	0	0	0	0	0.112
$\sigma_7$	0.17	0.17	0.6	0.6	-1.06	0	
$\sigma_6$	0.17	0.17	0.6	0.6	-1.06	0	
$\sigma_5$	0	0	0	0	0	0	
$\sigma_4$	-1.77	-1.77	-15.19	-15.19	28.92	0.09	
$\sigma_3$	-1.71	-1.71	-14.66	-14.66	27.83	0.08	
$\sigma_2$	0.17	0.17	0.6	0.6	-3.68	0.01	
$\sigma_1$	2.05	2.05	15.86	15.86	-35.18	0.1	
$\sigma_0$	2.11	2.11	16.39	16.39	-36.27	0.11	

Tabella 62 – Tensioni normali sulla sezione lorda, fase 3, per la combinazione Vmax. [N/mm<sup>2</sup>]

### NOTE:

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 2 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 3 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”

## 1.6.3 Pressoflessione - Calcolo tensioni efficaci

### 1.6.3.1 Calcolo caratteristiche geometriche efficaci

Componente	c	t	$\lambda_p$	$\rho$	$b_{eff}$
Piattabanda superiore	243	25	--	--	500
Piattabanda inferiore	243	25	--	--	500

Tabella 63 – Instabilità locale delle piattabande (comb. Vmax) . [mm]



	anima (gl.)	subp.1	subp.2	subp.3
<b>b</b>	1450			
$\sigma_{cr0E}$	17.71			
$\sigma_{sup}$	27.64			
$\sigma_{inf}$	-36.55			
$\psi$	-0.76			
<b>k<math>\sigma</math></b>	18.16			
$\lambda_p$	1.05			
<b>b<sub>c</sub></b>	825.61			
<b>b<sub>csup</sub></b>	495.36			
<b>b<sub>cinf</sub></b>	330.24			
$\rho_{loc}$	0.84			
<b>b<sub>ceff</sub></b>	693.58			
<b>b<sub>ceff sup</sub></b>	416.15			
<b>b<sub>ceff inf</sub></b>	277.43			
$\phi_{foro}$	132.03			

Tabella 64 – Instabilità locale dei pannelli d'anima (comb. Vmax) . [N, mm]

Caratteristiche anima compressa			
	A	z <sub>G</sub>	J <sub>y</sub>
<b>A<sub>c,edge sup</sub></b>	6.935E+3	602.9	1.418E+8
<b>A<sub>c,1</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c,2</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c,edge inf</sub></b>	4.623E+3	190.1	4.202E+7
<b>A<sub>c tot</sub></b>	1.156E+4	437.8	6.565E+8
<b>A<sub>c</sub></b>	0E+00		

Tabella 65 – Caratteristiche dell'anima compressa, ribs esclusi (comb. Vmax) . [mm]

Depurazione per instabilità locale			
	A	z <sub>G</sub>	J <sub>y</sub>
<b>A<sub>c, eff, edge sup</sub></b>	5.826E+3	642.534	8.408E+7
<b>A<sub>c, eff, 1</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c, eff, 2</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c,edge inf</sub></b>	3.884E+3	163.7	2.491E+7
<b>A<sub>c, eff, tot</sub></b>	9.71E+3	451	6.433E+8
<b>A<sub>c, eff, loc</sub></b>	0E+00		

Tabella 66 – Caratteristiche dell'anima compressa, depurata per instabilità locale (comb. Vmax) . [mm]

	rib1	rib2	lumped
$A_{sl}$	0E+00	0E+00	0E+00
$e_{sl}$	0	0	0
$I_{sl}$	0E+00	0E+00	0E+00
$A_{sl,eff}$	0E+00	0E+00	0E+00
$e_{sl,eff}$	0	0	0
$I_{sl,eff}$	0E+00	0E+00	0E+00
$\sigma_{cr,sl,i} (p)$	0	0	0
$\sigma_{cr,p,i} (p)$	0	0	0
$\sigma_{cr,sl} (c)$	0	0	
$\sigma_{cr,c} (c)$	0	0	
$\alpha_e$	0.21		

Tabella 67 – Tensioni critiche per l'anima (comb. Vmax) . [N, mm]

Calcolo dei coefficienti di riduzione per instabilità					
	plate (p)	column (c)		pl. buckling (p)	col. buckling (c)
$\sigma_{cr,p} (p) , (c)$	321.67	3.1	$\rho_p , \chi_c$	0.84	0.009
$\beta_{ac} (p) , (c)$	1	1	$\xi$	1	
$\lambda_p , \lambda_c$	1.051	10.704	$\rho_c$	<b>0.84</b>	

Tabella 68 – Coefficienti di riduzione per l'anima (comb. Vmax) . [mm]

Anima depurata per instabilità locale e globale			
	A	$z_G$	$J_y$
<b>edge sup</b>	5.826E+3	642.5	8.408E+7
<b>1</b>	0E+00	0	0E+00
<b>2</b>	0E+00	0	0E+00
<b>edge inf</b>	3.884E+3	163.7	2.491E+7
<b>Totale</b>	9.71E+3	451	6.433E+8

Tabella 69 – Anima depurata per instabilità locale e globale dell'anima (comb. Vmax) . [mm]



Depurazione complessiva da applicare alla sezione			
	$A_{\text{eff,comp}}$	$z_G$	$J_y$
<b>Anima</b>	-1.848E+3	368.4	-2.685E+6
<b>Piatt. sup.</b>	0E+00	1487.5	0E+00
<b>Piatt. inf.</b>	0E+00	12.5	0E+00

Tabella 70 – Depurazione complessiva da applicare alla sezione (comb. Vmax) . [mm]

### Caratteristiche statiche geometriche efficaci (Sezione depurata)

	fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3	cracked
$A_{\text{eff}}$	4.345E+4	4.3E+4	4.3E+4	4.3E+4	4.3E+4	4.3E+4
$z_{\text{Geff}}$	766.2	766.2	766.2	766.2	766.2	766.2
$\Delta z_G$	-16.2	-16.2	-16.2	-16.2	-16.2	-16.2
$J_{\text{yeff}}$	1.687E+10	1.687E+10	1.687E+10	1.687E+10	1.687E+10	1.687E+10
$W_{y,0\text{eff}}$	-2.202E+7	-2.202E+7	-2.202E+7	-2.202E+7	-2.202E+7	-2.202E+7
$W_{y,1\text{eff}}$	-2.276E+7	-2.276E+7	-2.276E+7	-2.276E+7	-2.276E+7	-2.276E+7
$W_{y,3\text{eff}}$	2.381E+7	2.381E+7	2.381E+7	2.381E+7	2.381E+7	2.381E+7
$W_{y,4\text{eff}}$	2.299E+7	2.299E+7	2.299E+7	2.299E+7	2.299E+7	2.299E+7
$W_{y,5\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{y,6\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{y,7\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{y,8\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300

Tabella 71 – Caratteristiche geometriche efficaci della sezione (comb. Vmax). [mm]

### Momento aggiuntivo per “shift” dell’asse neutro

	fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3a	fase 3b
$\Delta M_{\text{cracked}}$	1.924E+3	1.345E+3	3.076E-1	0E+00	-1.265E+2	-4.404E+2
$\Delta M_{\text{uncracked}}$	1.924E+3	1.345E+3	3.076E-1	0E+00	-1.265E+2	-4.404E+2

Tabella 72 – Momenti aggiuntivi per shift asse neutro (comb. Vmax). [Nm]

NOTA:

Le caratteristiche efficaci sono state calcolate iterativamente in **2** iterazioni, con la seguente variazione percentuale del coefficiente  $\psi$ .

Var. % $\psi$	
$(\psi_1 - \psi_0) / \psi_0 * 100$	4.4
$(\psi_2 - \psi_1) / \psi_1 * 100$	0.566
$(\psi_3 - \psi_2) / \psi_2 * 100$	
$(\psi_4 - \psi_3) / \psi_3 * 100$	
$(\psi_5 - \psi_4) / \psi_4 * 100$	

Tabella 73 – Variazione percentuale del coefficiente  $\psi$  ad ogni iterazione

### 1.6.3.2 Calcolo tensioni efficaci

	1	2a No fes	2a Fes	2b No fes	2b fes	2c No fes	2c fes	2 tot
$\sigma_8$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	---	-1.91	-1.91	0	0	0	0	-1.91
$\sigma_6$	---	-1.91	-1.91	0	0	0	0	-1.91
$\sigma_5$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	26.83	18.74	18.74	0	0	0	0	45.57
$\sigma_3$	25.82	18.03	18.03	0	0	0	0	43.86
$\sigma_2$	-2.73	-1.91	-1.91	0	0	0	0	-4.64
$\sigma_1$	-32.58	-22.76	-22.76	-0.01	-0.01	0	0	-55.35
$\sigma_0$	-33.59	-23.46	-23.46	-0.01	-0.01	0	0	-57.06

Tabella 74 – Tensioni normali sulla sezione depurata, fasi 1 e 2, per la combinazione Vmax. [N/mm<sup>2</sup>]

	3a No fes	3a Fes	3b No fes	3b fes	3 tot	$\eta_1$	$\eta_{1MAX}$
$\sigma_8$	0	0	0	0	0	0	
$\sigma_7$	0.18	0.18	0.62	0.62	-1.1	0.003	
$\sigma_6$	0.18	0.18	0.62	0.62	-1.1	0.003	
$\sigma_5$	0	0	0	0	0	0	
$\sigma_4$	-1.76	-1.76	-15.1	-15.1	28.71	0.085	0.112
$\sigma_3$	-1.69	-1.69	-14.56	-14.56	27.6	0.082	
$\sigma_2$	0.18	0.18	0.62	0.62	-3.83	0.011	
$\sigma_1$	2.14	2.14	16.51	16.51	-36.71	0.109	
$\sigma_0$	2.2	2.2	17.04	17.04	-37.81	0.112	

Tabella 75 – Tensioni normali sulla sezione depurata, fase 3, per la combinazione Vmax. [N/mm<sup>2</sup>]

NOTE:

1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>

2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>

⇒ La sezione a fine fase 2 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”

3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>

4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>

⇒ La sezione a fine fase 3 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”



### 1.6.4 Taglio

$h_w/t_w$	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_\tau}$
103.571	> 51.658
Verifica a "Shear Buckling" : <b>NECESSARIA</b>	

a/h <sub>w</sub>	η	I <sub>sl</sub>	K <sub>τsl</sub>	K <sub>τ</sub>
2.39	1.2	0E+00	0	6.04

Tabella 76 – Valutazione della necessità di calcolo della resistenza a "Shear buckling"

Shear buckling resistance						
Contributo Anima Appoggio non rigido			Contributo Flange			
χ <sub>w</sub>	λ̄ <sub>w</sub>	τ <sub>cr</sub>	C	M <sub>Ed</sub>	M <sub>f,Rd</sub>	M <sub>Ed</sub> /M <sub>f,Rd</sub>
0.6	1.384	107	925.109	8.297E+5	6.113E+6	0.136
V <sub>bw,Rd</sub> = 2.268E+6 N			V <sub>bf,Rd</sub> = 1.07E+5 N			
<b>V<sub>b,Rd</sub> = 2.375E+6 N</b>						

Tabella 77 – Determinazione della resistenza a "Shear buckling"

Resistenza a Shear bukling	Resistenza Plastica	Resistenza a Taglio
V <sub>b,Rd</sub> = 2.375E+6 N	V <sub>pl,Rd</sub> = 4.755E+6 N	<b>V<sub>Rd</sub> = 2.375E+6 N</b>

Essendo:  $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}; V_{b,Rd})$ , se è necessaria la verifica a "Shear buckling"  
 $V_{Rd} = V_{pl,Rd}$  se non necessaria la verifica a "Shear buckling"

Tabella 78 – Calcolo resistenza a taglio

	Coefficienti
$\eta_3 = V_{Ed} / V_{Rd}$	0.061
$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd}$	0.064
$\eta_1 = \max[\eta_i]$	0.112
$\eta_1 = M_{Ed} / M_{Rd}$	Classe>2

Tabella 79 – Coefficienti di sicurezza

### 1.6.5 Interazione pressoflessione - taglio (N-M-V)

test	interazione pressoflessione - taglio
$\eta_3 < 0.5$	Non c'è interazione
$M_{Ed} / M_{fl,Rd} < 1.0$	

Tabella 80 – Interazione taglio-flessione



## 1.7 Verifiche S.L.U. sezione composta - comb. Vmin

### 1.7.1 Pressoflessione - Analisi plastica

Sollecitazioni per la Combinazione Vmin				
	N	V	M	T
Fase 1	-1.6E+5	-1.693E+5	9.149E+5	6.422E+0
Fase 2a	-1.119E+5	-1.218E+5	6.39E+5	-2.352E+0
Fase 2b *	-6.985E-10	-1.263E-5	2.4E-4	-1.02E-9
Fase 2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Fase 3a *	-3.888E+4	-2.654E-9	2.216E+5	-7.207E-1
Fase 3b	-1.929E+5	-2.191E+5	1.225E+6	2.182E+3
<b>totale</b>	<b>-5.037E+5</b>	<b>-5.103E+5</b>	<b>3E+6</b>	<b>2.185E+3</b>

Tabella 81 – Sollecitazioni per la combinazione Vmin. [N, m]

(\*: Le fasi 2b e 3a comprendono i solo effetti iperstatici rispettivamente del ritiro e della variazione termica.)

	$\epsilon_{soletta}$	N	M	$\epsilon_{unif}$	$\epsilon_{grad}$	$\gamma*\psi$
Ritiro	3.154E-4	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	1.2
Variazione termica	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0.72

Tabella 82 – Effetti primari (isostatici) del ritiro e della variazione termica. [N, m]

Classificazione sezione sulla base della c.c. corrente Vmin					
	c/t	zpl (mm)	$\alpha$	$\psi$ (*)	classe
anima	103.57	803.21	0.54	-0.84	4
piatt. sup.	9.72				1
piatt. inf.	9.72				3
<b>classe compl.</b>	<b>4</b>				

Tabella 83 – Classificazione della sezione per la combinazione Vmin. [mm]

Verifica a Presso-Tenso flessione : Combinazione Vmin					
Analisi plastica N – M – interazione N-M					
Classe di riferimento della sezione: <b>4</b>					
Analisi plastica: <b>Non applicabile</b>					
<b>Azione assiale</b>		<b>Flessione M</b>		<b>Interazione N/M</b>	
$N_{Ed}$	-5.037E+5	$M_{Ed}$	3E+6	$N_{Ed}$	-5.037E+5
$N_{c,Rd}$	-1.532E+7	$M_{c,Rd}$	8.722E+6	$M_{Ed}$	3E+6
				$M_{N,Rd}$	8.708E+6
$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	<b>0.033</b>	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	<b>0.344</b>	$M_{Ed}/M_{N,Rd}$	<b>0.345</b>
Non applicabile		Non applicabile		Non applicabile	

Tabella 84 – Verifica plastica per la sezione Vmin. [N, m]



### 1.7.2 Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

	1	2a	2a	2b	2b	2c	2c	2 tot
		No fes	Fes	No fes	fes	No fes	fes	
$\sigma_8$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	---	-2.47	-2.47	0	0	0	0	-2.47
$\sigma_6$	---	-2.47	-2.47	0	0	0	0	-2.47
$\sigma_5$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	36.46	25.46	25.46	0	0	0	0	61.93
$\sigma_3$	35.13	24.53	24.53	0	0	0	0	59.66
$\sigma_2$	-3.53	-2.47	-2.47	0	0	0	0	-6
$\sigma_1$	-42.2	-29.47	-29.47	0	0	0	0	-71.67
$\sigma_0$	-43.53	-30.4	-30.4	0	0	0	0	-73.93

Tabella 85 – Tensioni normali sulla sezione lorda, fasi 1 e 2, per la combinazione Vmin. [N/mm<sup>2</sup>]

	3a	3a	3b	3b	3 tot	$\eta_1$	$\eta_{1max}$
	No fes	Fes	No fes	fes			
$\sigma_8$	0	0	0	0	0	0	0.436
$\sigma_7$	-0.86	-0.86	-4.26	-4.26	-7.59	0.02	
$\sigma_6$	-0.86	-0.86	-4.26	-4.26	-7.59	0.02	
$\sigma_5$	0	0	0	0	0	0	
$\sigma_4$	8.83	8.83	49.27	49.27	120.03	0.36	
$\sigma_3$	8.51	8.51	47.49	47.49	115.66	0.34	
$\sigma_2$	-0.86	-0.86	-4.26	-4.26	-11.12	0.03	
$\sigma_1$	-10.22	-10.22	-56.01	-56.01	-137.9	0.41	
$\sigma_0$	-10.55	-10.55	-57.79	-57.79	-142.27	0.42	

Tabella 86 – Tensioni normali sulla sezione lorda, fase 3, per la combinazione Vmin. [N/mm<sup>2</sup>]

#### NOTE:

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 2 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 3 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”

### 1.7.3 Pressoflessione - Calcolo tensioni efficaci

#### 1.7.3.1 Calcolo caratteristiche geometriche efficaci

Componente	c	t	$\lambda_p$	$\rho$	$b_{eff}$
Piattabanda superiore	243	25	--	--	500
Piattabanda inferiore	243	25	--	--	500

Tabella 87 – Instabilità locale delle piattabande (comb. Vmin) . [mm]



	anima (gl.)	subp.1	subp.2	subp.3
<b>b</b>	1450			
$\sigma_{cr0E}$	17.71			
$\sigma_{sup}$	115.09			
$\sigma_{inf}$	-142.29			
$\psi$	-0.81			
<b>k<math>\sigma</math></b>	19.3			
$\lambda_p$	1.02			
<b>b<sub>c</sub></b>	801.62			
<b>b<sub>csup</sub></b>	480.97			
<b>b<sub>cinf</sub></b>	320.65			
$\rho_{loc}$	0.87			
<b>b<sub>ceff</sub></b>	693.54			
<b>b<sub>ceff sup</sub></b>	416.12			
<b>b<sub>ceff inf</sub></b>	277.41			
$\phi_{foro}$	108.09			

Tabella 88 – Instabilità locale dei pannelli d'anima (comb. Vmin) . [N, mm]

Caratteristiche anima compressa			
	A	z <sub>G</sub>	J <sub>y</sub>
<b>A<sub>c,edge sup</sub></b>	6.734E+3	586.1	1.298E+8
<b>A<sub>c,1</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c,2</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c,edge inf</sub></b>	4.489E+3	185.3	3.846E+7
<b>A<sub>c tot</sub></b>	1.122E+4	425.8	6.01E+8
<b>A<sub>c</sub></b>	0E+00		

Tabella 89 – Caratteristiche dell'anima compressa, ribs esclusi (comb. Vmin) . [mm]

Depurazione per instabilità locale			
	A	z <sub>G</sub>	J <sub>y</sub>
<b>A<sub>c, eff, edge sup</sub></b>	5.826E+3	618.561	8.406E+7
<b>A<sub>c, eff, 1</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c, eff, 2</sub></b>	0E+00	0	0E+00
<b>A<sub>c,edge inf</sub></b>	3.884E+3	163.7	2.491E+7
<b>A<sub>c, eff, tot</sub></b>	9.71E+3	436.6	5.911E+8
<b>A<sub>c, eff, loc</sub></b>	0E+00		

Tabella 90 – Caratteristiche dell'anima compressa, depurata per instabilità locale (comb. Vmin) . [mm]

	rib1	rib2	lumped
$A_{sl}$	0E+00	0E+00	0E+00
$e_{sl}$	0	0	0
$I_{sl}$	0E+00	0E+00	0E+00
$A_{sl,eff}$	0E+00	0E+00	0E+00
$e_{sl,eff}$	0	0	0
$I_{sl,eff}$	0E+00	0E+00	0E+00
$\sigma_{cr,sl,i} (p)$	0	0	0
$\sigma_{cr,p,i} (p)$	0	0	0
$\sigma_{cr,sl} (c)$	0	0	
$\sigma_{cr,c} (c)$	0	0	
$\alpha_e$	0.21		

Tabella 91 – Tensioni critiche per l'anima (comb. Vmin) . [N, mm]

Calcolo dei coefficienti di riduzione per instabilità					
	plate (p)	column (c)		pl. buckling (p)	col. buckling (c)
$\sigma_{cr,p} (p) , (c)$	341.77	3.1	$\rho_p , \chi_c$	0.865	0.009
$\beta_{ac} (p) , (c)$	1	1	$\xi$	1	
$\lambda_p , \lambda_c$	1.019	10.704	$\rho_c$	0.865	

Tabella 92 – Coefficienti di riduzione per l'anima (comb. Vmin) . [mm]

Anima depurata per instabilità locale e globale			
	A	$z_G$	$J_y$
edge sup	5.826E+3	618.6	8.406E+7
1	0E+00	0	0E+00
2	0E+00	0	0E+00
edge inf	3.884E+3	163.7	2.491E+7
Totale	9.71E+3	436.6	5.911E+8

Tabella 93 – Anima depurata per instabilità locale e globale dell'anima (comb. Vmin) . [mm]



Depurazione complessiva da applicare alla sezione			
	$A_{\text{eff,comp}}$	$z_G$	$J_y$
<b>Anima</b>	-1.513E+3	356.5	-1.473E+6
<b>Piatt. sup.</b>	0E+00	1487.5	0E+00
<b>Piatt. inf.</b>	0E+00	12.5	0E+00

Tabella 94 – Depurazione complessiva da applicare alla sezione (comb. Vmin) . [mm]

### Caratteristiche statiche geometriche efficaci (Sezione depurata)

	fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3	cracked
$A_{\text{eff}}$	4.379E+4	4.4E+4	4.4E+4	4.4E+4	4.4E+4	4.4E+4
$z_{\text{Geff}}$	763.6	763.6	763.6	763.6	763.6	763.6
$\Delta z_G$	-13.6	-13.6	-13.6	-13.6	-13.6	-13.6
$J_{\text{yeff}}$	1.691E+10	1.691E+10	1.691E+10	1.691E+10	1.691E+10	1.691E+10
$W_{y,0\text{eff}}$	-2.215E+7	-2.215E+7	-2.215E+7	-2.215E+7	-2.215E+7	-2.215E+7
$W_{y,1\text{eff}}$	-2.29E+7	-2.29E+7	-2.29E+7	-2.29E+7	-2.29E+7	-2.29E+7
$W_{y,3\text{eff}}$	2.377E+7	2.377E+7	2.377E+7	2.377E+7	2.377E+7	2.377E+7
$W_{y,4\text{eff}}$	2.297E+7	2.297E+7	2.297E+7	2.297E+7	2.297E+7	2.297E+7
$W_{y,5\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{y,6\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{y,7\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{y,8\text{eff}}$	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300

Tabella 95 – Caratteristiche geometriche efficaci della sezione (comb. Vmin). [mm]

### Momento aggiuntivo per “shift” dell’asse neutro

	fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3a	fase 3b
$\Delta M_{\text{cracked}}$	2.176E+3	1.521E+3	9.5E-12	0E+00	5.288E+2	2.624E+3
$\Delta M_{\text{uncracked}}$	2.176E+3	1.521E+3	9.5E-12	0E+00	5.288E+2	2.624E+3

Tabella 96 – Momenti aggiuntivi per shift asse neutro (comb. Vmin). [Nm]

NOTA:

Le caratteristiche efficaci sono state calcolate iterativamente in **2** iterazioni, con la seguente variazione percentuale del coefficiente  $\psi$ .

Var. % $\psi$	
$(\psi_1 - \psi_0) / \psi_0 * 100$	3.565
$(\psi_2 - \psi_1) / \psi_1 * 100$	0.467
$(\psi_3 - \psi_2) / \psi_2 * 100$	
$(\psi_4 - \psi_3) / \psi_3 * 100$	
$(\psi_5 - \psi_4) / \psi_4 * 100$	

Tabella 97 – Variazione percentuale del coefficiente  $\psi$  ad ogni iterazione

### 1.7.3.2 Calcolo tensioni efficaci

	1	2a No fes	2a Fes	2b No fes	2b fes	2c No fes	2c fes	2 tot
$\sigma_8$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	---	-2.55	-2.55	0	0	0	0	-2.55
$\sigma_6$	---	-2.55	-2.55	0	0	0	0	-2.55
$\sigma_5$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	36.28	25.33	25.33	0	0	0	0	61.61
$\sigma_3$	34.92	24.39	24.39	0	0	0	0	59.31
$\sigma_2$	-3.65	-2.55	-2.55	0	0	0	0	-6.21
$\sigma_1$	-43.71	-30.53	-30.53	0	0	0	0	-74.23
$\sigma_0$	-45.06	-31.47	-31.47	0	0	0	0	-76.54

Tabella 98 – Tensioni normali sulla sezione depurata, fasi 1 e 2, per la combinazione Vmin. [N/mm<sup>2</sup>]

	3a No fes	3a Fes	3b No fes	3b fes	3 tot	$\eta_1$	$\eta_{1MAX}$
$\sigma_8$	0	0	0	0	0	0	
$\sigma_7$	-0.89	-0.89	-4.41	-4.41	-7.85	0.02	
$\sigma_6$	-0.89	-0.89	-4.41	-4.41	-7.85	0.02	
$\sigma_5$	0	0	0	0	0	0	
$\sigma_4$	8.79	8.79	49.03	49.03	119.43	0.353	0.436
$\sigma_3$	8.46	8.46	47.22	47.22	114.98	0.34	
$\sigma_2$	-0.89	-0.89	-4.41	-4.41	-11.5	0.034	
$\sigma_1$	-10.59	-10.59	-58	-58	-142.83	0.422	
$\sigma_0$	-10.92	-10.92	-59.82	-59.82	-147.27	0.436	

Tabella 99 – Tensioni normali sulla sezione depurata, fase 3, per la combinazione Vmin. [N/mm<sup>2</sup>]

NOTE:

1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>

2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>

⇒ La sezione a fine fase 2 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”

3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>

4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>

⇒ La sezione a fine fase 3 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”



### 1.7.4 Taglio

$h_w/t_w$	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_\tau}$
103.571	> 51.658
Verifica a "Shear Buckling" : <b>NECESSARIA</b>	

a/h <sub>w</sub>	η	I <sub>sl</sub>	K <sub>τsl</sub>	K <sub>τ</sub>
2.39	1.2	0E+00	0	6.04

Tabella 100 – Valutazione della necessità di calcolo della resistenza a "Shear buckling"

Shear buckling resistance						
Contributo Anima Appoggio non rigido			Contributo Flange			
χ <sub>w</sub>	λ̄ <sub>w</sub>	τ <sub>cr</sub>	C	M <sub>Ed</sub>	M <sub>f,Rd</sub>	M <sub>Ed</sub> /M <sub>f,Rd</sub>
0.6	1.384	107	925.109	3.254E+6	5.868E+6	0.555
V <sub>bw,Rd</sub> = 2.268E+6 N			V <sub>bf,Rd</sub> = 7.549E+4 N			
<b>V<sub>b,Rd</sub> = 2.343E+6 N</b>						

Tabella 101 – Determinazione della resistenza a "Shear buckling"

Resistenza a Shear bukling	Resistenza Plastica	Resistenza a Taglio
V <sub>b,Rd</sub> = 2.343E+6 N	V <sub>pl,Rd</sub> = 4.755E+6 N	<b>V<sub>Rd</sub> = 2.343E+6 N</b>

Essendo:  $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}; V_{b,Rd})$ , se è necessaria la verifica a "Shear buckling"  
 $V_{Rd} = V_{pl,Rd}$  se non necessaria la verifica a "Shear buckling"

Tabella 102 – Calcolo resistenza a taglio

	Coefficienti
$\eta_3 = V_{Ed} / V_{Rd}$	0.218
$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd}$	0.225
$\eta_1 = \max[\eta_i]$	0.436
$\eta_1 = M_{Ed} / M_{Rd}$	Classe>2

Tabella 103 – Coefficienti di sicurezza

### 1.7.5 Interazione pressoflessione - taglio (N-M-V)

test	interazione pressoflessione - taglio
$\eta_3 < 0.5$	Non c'è interazione
$M_{Ed} / M_{fl,Rd} < 1.0$	

Tabella 104 – Interazione taglio-flessione



## 1.8 Verifiche S.L.E Tensioni

### 1.8.1 Comb. SLS caratteristica Mmax

	1	2a No fes	2a Fes	2b No fes	2b fes	2c No fes	2c fes	2 tot
$\sigma_8$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	---	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-1.83
$\sigma_6$	---	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-1.83
$\sigma_5$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	27.01	18.86	18.86	0	0	0	0	45.88
$\sigma_3$	26.02	18.17	18.17	0	0	0	0	44.2
$\sigma_2$	-2.62	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-4.45
$\sigma_1$	-31.26	-21.83	-21.83	0	0	0	0	-53.09
$\sigma_0$	-32.24	-22.52	-22.52	0	0	0	0	-54.77
$\tau_4$	0	0	0	0	0	0	0	0
$\tau_3$	-4.81	-3.46	-3.46	0	0	0	0	-8.28
$\tau_2$	-6.74	-4.85	-4.85	0	0	0	0	-11.58
$\tau_1$	-4.81	-3.46	-3.46	0	0	0	0	-8.28
$\tau_0$	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 105 – Tensioni su sezione lorda, fasi 1 e 2, per la comb. caratteristica di SLS Mmax. [N/mm<sup>2</sup>]

	3a No fes	3a Fes	3b No fes	3b fes	3 tot	$\sigma_{id}$	c.s.
$\sigma_8$	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	-1.68	-1.68	-3.13	-3.13	-6.63	6.63	0.02
$\sigma_6$	-1.68	-1.68	-3.13	-3.13	-6.63	6.63	0.02
$\sigma_5$	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	17.24	17.24	35.83	35.83	98.95	98.95	0.28
$\sigma_3$	16.61	16.61	34.53	34.53	95.34	98.54	0.28
$\sigma_2$	-1.68	-1.68	-3.13	-3.13	-9.25	36.07	0.1
$\sigma_1$	-19.96	-19.96	-40.79	-40.79	-113.84	116.54	0.33
$\sigma_0$	-20.59	-20.59	-42.09	-42.09	-117.45	117.45	0.33
$\tau_4$	0	0	0	0	0		
$\tau_3$	0	0	-6.11	-6.11	-14.39		
$\tau_2$	0	0	-8.55	-8.55	-20.13		
$\tau_1$	0	0	-6.11	-6.11	-14.39		
$\tau_0$	0	0	0	0	0		

Tabella 106 – Tensioni su sezione lorda, fase 3, per la comb. caratteristica di SLS Mmax. [N/mm<sup>2</sup>]

#### NOTE:

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 2 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 3 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”



### 1.8.2 Comb. SLS caratteristica Mmin

	1	2a No fes	2a Fes	2b No fes	2b fes	2c No fes	2c fes	2 tot
$\sigma_8$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	---	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-1.83
$\sigma_6$	---	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-1.83
$\sigma_5$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	27.01	18.86	18.86	0	0	0	0	45.87
$\sigma_3$	26.02	18.17	18.17	0	0	0	0	44.2
$\sigma_2$	-2.62	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-4.45
$\sigma_1$	-31.26	-21.83	-21.83	0	0	0	0	-53.09
$\sigma_0$	-32.24	-22.52	-22.52	0	0	0	0	-54.76
$\tau_4$	0	0	0	0	0	0	0	0
$\tau_3$	-4.81	-3.46	-3.46	0	0	0	0	-8.28
$\tau_2$	-6.74	-4.85	-4.85	0	0	0	0	-11.58
$\tau_1$	-4.81	-3.46	-3.46	0	0	0	0	-8.28
$\tau_0$	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 107 – Tensioni su sezione lorda, fasi 1 e 2, per la comb. caratteristica di SLS Mmin. [N/mm<sup>2</sup>]

	3a No fes	3a Fes	3b No fes	3b fes	3 tot	$\sigma_{id}$	c.s.
$\sigma_8$	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	1.15	1.15	0.4	0.4	-0.28	0.28	0
$\sigma_6$	1.15	1.15	0.4	0.4	-0.28	0.28	0
$\sigma_5$	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	-11.86	-11.86	-10.14	-10.14	23.88	23.88	0.07
$\sigma_3$	-11.43	-11.43	-9.78	-9.78	22.98	25.56	0.07
$\sigma_2$	1.15	1.15	0.4	0.4	-2.89	15.92	0.04
$\sigma_1$	13.73	13.73	10.58	10.58	-28.77	30.87	0.09
$\sigma_0$	14.17	14.17	10.93	10.93	-29.66	29.66	0.08
$\tau_4$	0	0	0	0	0		
$\tau_3$	0	0	1.82	1.82	-6.46		
$\tau_2$	0	0	2.54	2.54	-9.04		
$\tau_1$	0	0	1.82	1.82	-6.46		
$\tau_0$	0	0	0	0	0		

Tabella 108 – Tensioni su sezione lorda, fase 3, per la comb. caratteristica di SLS Mmin. [N/mm<sup>2</sup>]

**NOTE:**

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 2 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 3 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”



### 1.8.3 Comb. SLS caratteristica Vmax

	1	2a No fes	2a Fes	2b No fes	2b fes	2c No fes	2c fes	2 tot
$\sigma_8$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	---	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-1.83
$\sigma_6$	---	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-1.83
$\sigma_5$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	27.01	18.86	18.86	0	0	0	0	45.88
$\sigma_3$	26.02	18.17	18.17	0	0	0	0	44.2
$\sigma_2$	-2.62	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-4.45
$\sigma_1$	-31.26	-21.83	-21.83	0	0	0	0	-53.09
$\sigma_0$	-32.24	-22.52	-22.52	0	0	0	0	-54.77
$\tau_4$	0	0	0	0	0	0	0	0
$\tau_3$	-4.81	-3.46	-3.46	0	0	0	0	-8.28
$\tau_2$	-6.74	-4.85	-4.85	0	0	0	0	-11.58
$\tau_1$	-4.81	-3.46	-3.46	0	0	0	0	-8.28
$\tau_0$	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 109 – Tensioni su sezione lorda, fasi 1 e 2, per la comb. caratteristica di SLS Vmax. [N/mm<sup>2</sup>]

	3a No fes	3a Fes	3b No fes	3b fes	3 tot	$\sigma_{id}$	c.s.
$\sigma_8$	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	0.14	0.14	0.4	0.4	-1.29	1.29	0
$\sigma_6$	0.14	0.14	0.4	0.4	-1.29	1.29	0
$\sigma_5$	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	-1.47	-1.47	-10.14	-10.14	34.27	34.27	0.1
$\sigma_3$	-1.42	-1.42	-9.78	-9.78	32.99	34.84	0.1
$\sigma_2$	0.14	0.14	0.4	0.4	-3.9	16.14	0.05
$\sigma_1$	1.71	1.71	10.58	10.58	-40.8	42.31	0.12
$\sigma_0$	1.76	1.76	10.93	10.93	-42.07	42.07	0.12
$\tau_4$	0	0	0	0	0		
$\tau_3$	0	0	1.82	1.82	-6.46		
$\tau_2$	0	0	2.54	2.54	-9.04		
$\tau_1$	0	0	1.82	1.82	-6.46		
$\tau_0$	0	0	0	0	0		

Tabella 110 – Tensioni su sezione lorda, fase 3, per la comb. caratteristica di SLS Vmax. [N/mm<sup>2</sup>]

#### NOTE:

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 2 è stata considerata: " **Non Fessurata ( m.)** "
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 3 è stata considerata: " **Non Fessurata ( m.)** "



### 1.8.4 Comb. SLS caratteristica Vmin

	1	2a No fes	2a Fes	2b No fes	2b fes	2c No fes	2c fes	2 tot
$\sigma_8$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	---	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-1.83
$\sigma_6$	---	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-1.83
$\sigma_5$	---	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	27.01	18.86	18.86	0	0	0	0	45.87
$\sigma_3$	26.02	18.17	18.17	0	0	0	0	44.2
$\sigma_2$	-2.62	-1.83	-1.83	0	0	0	0	-4.45
$\sigma_1$	-31.26	-21.83	-21.83	0	0	0	0	-53.09
$\sigma_0$	-32.24	-22.52	-22.52	0	0	0	0	-54.76
$\tau_4$	0	0	0	0	0	0	0	0
$\tau_3$	-4.81	-3.46	-3.46	0	0	0	0	-8.28
$\tau_2$	-6.74	-4.85	-4.85	0	0	0	0	-11.58
$\tau_1$	-4.81	-3.46	-3.46	0	0	0	0	-8.28
$\tau_0$	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 111 – Tensioni su sezione lorda, fasi 1 e 2, per la comb. caratteristica di SLS Vmin. [N/mm<sup>2</sup>]

	3a No fes	3a Fes	3b No fes	3b fes	3 tot	$\sigma_{id}$	c.s.
$\sigma_8$	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_7$	-0.72	-0.72	-3.13	-3.13	-5.67	5.67	0.02
$\sigma_6$	-0.72	-0.72	-3.13	-3.13	-5.67	5.67	0.02
$\sigma_5$	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_4$	7.36	7.36	35.83	35.83	89.06	89.06	0.25
$\sigma_3$	7.09	7.09	34.53	34.53	85.82	89.36	0.25
$\sigma_2$	-0.72	-0.72	-3.13	-3.13	-8.29	35.84	0.1
$\sigma_1$	-8.52	-8.52	-40.79	-40.79	-102.4	105.39	0.3
$\sigma_0$	-8.79	-8.79	-42.09	-42.09	-105.64	105.64	0.3
$\tau_4$	0	0	0	0	0		
$\tau_3$	0	0	-6.11	-6.11	-14.39		
$\tau_2$	0	0	-8.55	-8.55	-20.13		
$\tau_1$	0	0	-6.11	-6.11	-14.39		
$\tau_0$	0	0	0	0	0		

Tabella 112 – Tensioni su sezione lorda, fase 3, per la comb. caratteristica di SLS Vmin. [N/mm<sup>2</sup>]

**NOTE:**

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 2 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm<sup>2</sup>  
 ⇒ La sezione a fine fase 3 è stata considerata: “ **Non Fessurata ( m.)** ”

