

# UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BOLOGNA

---

---

*Facoltà di Ingegneria*

*D.I.C.A.M. - Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali*

*Scuola di Dottorato in Ingegneria Civile ed Architettura*

*Corso di Dottorato in Ingegneria Strutturale ed Idraulica – XXIII ciclo*

*Coordinatore Chiar.mo Prof. Ing. Erasmo Viola*

## **RESISTENZA DI TRAVI METALLICHE A DOPPIO T CON IRRIGIDIMENTI LONGITUDINALI SOGGETTE A CARICHI TRASVERSALI CONCENTRATI**

*Settore Scientifico Disciplinare ICAR/09 – Tecnica delle Costruzioni*

*Tesi di Dottorato di*

*Fabio Dall'Aglio*

*Tutor*

*Chiar.mo Prof. Ing. Andrea Benedetti*

*Anno 2011*



# UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BOLOGNA

---

---

*Facoltà di Ingegneria*

*D.I.C.A.M. - Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali*

*Scuola di Dottorato in Ingegneria Civile ed Architettura*

*Corso di Dottorato in Ingegneria Strutturale ed Idraulica – XXIII ciclo*

*Coordinatore Chiar.mo Prof. Ing. Erasmo Viola*

**RESISTENZA DI TRAVI METALLICHE A DOPPIO T  
CON IRRIGIDIMENTI LONGITUDINALI  
SOGGETTE A CARICHI TRASVERSALI CONCENTRATI**

*Settore Scientifico Disciplinare ICAR/09 – Tecnica delle Costruzioni*

*Tesi di Dottorato di*

*Fabio Dall'Aglio*

*Tutor*

*Chiar.mo Prof. Ing. Andrea Benedetti*

*Anno 2011*



PAROLE CHIAVE:

Patch Loading

EN 1993-1-5

Travi metalliche a doppio T

Irrigidimenti longitudinali

Instabilità dell'equilibrio

Lastre piane



## INDICE

1.	Prefazione.....	1
2.	Sommario - Summary.....	3
3.	Notazioni e simboli.....	9
4.	Stato dell'arte .....	15
4.1.	Premessa.....	15
4.2.	Elementi strutturali soggetti ad instabilità dell'equilibrio .....	16
4.3.	Carico critico elastico di instabilità per lastre parzialmente caricate .....	20
4.4.	Resistenza ultima per patch loading .....	28
4.4.1.	Modelli empirici ed altri modelli non meccanici .....	29
4.4.2.	Modelli Meccanici (o cinematici) .....	32
4.4.3.	Resistenza delle travi con irrigidimenti longitudinali .....	50
4.4.4.	Interazione con il momento flettente .....	60
4.4.5.	Interazione con il taglio.....	62
4.5.	Resistenza allo stato limite di esercizio .....	63
4.6.	Conclusioni .....	68
5.	Indagini sperimentali.....	71
5.1.	Premessa.....	71
5.2.	Prove di trazione monoassiale .....	71
5.3.	Prove di carico .....	73
5.3.1.	Geometria e configurazione di prova .....	73
5.3.2.	Misure.....	76
5.4.	Risultati delle prove di carico .....	79
5.4.1.	P200 .....	79
5.4.2.	P700 .....	85
5.4.3.	P1440 .....	91

5.5.	Sintesi dei risultati delle indagini sperimentali.....	96
6.	Studio numerico – Calibrazione della modellazione FEM .....	99
6.1.	Le geometrie.....	99
6.2.	Il materiale.....	105
6.3.	Il metodo di iterazione.....	107
6.4.	I risultati P200.....	108
6.5.	I risultati P700.....	112
6.6.	I risultati P1440.....	116
6.7.	Confronto analisi numerica / dati sperimentali.....	121
7.	Studio numerico – Trave con due irrigidimenti longitudinali .....	123
7.1.	I risultati P200 doppiamente irrigidito.....	125
7.1.1.	Anima spessore 6mm .....	125
7.1.2.	Anima spessore 5mm .....	127
7.1.3.	Anima spessore 7mm .....	129
7.2.	I risultati P700 doppiamente irrigidito.....	131
7.2.1.	Anima spessore 6mm .....	131
7.2.2.	Anima spessore 5mm .....	133
7.2.3.	Anima spessore 7mm .....	135
7.3.	I risultati P1440 doppiamente irrigidito .....	137
7.3.1.	Anima spessore 6mm .....	137
7.3.2.	Anima spessore 5mm .....	139
7.3.3.	Anima spessore 7mm .....	141
7.4.	Sintesi risultati .....	143
8.	Resistenza a patch loading della trave con due irrigidimenti longitudinali .....	147
8.1.	Resistenza a snervamento .....	147
8.2.	Carico critico elastico .....	148
8.3.	Funzione di riduzione .....	151
8.4.	Sintesi della procedura proposta.....	153

8.5.	Validazione della procedura proposta.....	156
8.5.1.	Trave con due irrigidimenti .....	156
8.5.2.	Trave senza irrigidimenti .....	160
8.5.3.	Trave con un solo irrigidimento .....	161
8.5.4.	Osservazioni sui risultati presentati.....	163
9.	Conclusioni .....	165
10.	Riferimenti Bibliografici .....	167
11.	Appendice A – Prove di trazione monoassiale .....	173
12.	Appendice B – Test di patch loading .....	177
12.1.	Dimensioni misurate delle travi .....	177
12.2.	Disposizione degli estensimetri sull'anima delle travi .....	178
12.3.	Curve forza-deformazione per il test P200 .....	180
12.4.	Curve forza-deformazione per il test P700 .....	182
12.5.	Curve forza-deformazione per il test P1440 .....	184
13.	Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori .....	187

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 4.1 – Differenti funzioni $\chi$ per elementi strutturali soggetti ad instabilità.....	17
Figura 4.2 - Larghezza efficace delle lastre. Distribuzione delle tensioni di un pannello in cui i bordi longitudinali sono liberi di muoversi nel piano della piastra.....	18
Figura 4.3 – Modello di piastra utilizzato da Zetlin (1955).....	20
Figura 4.4 – Modello agli elementi finiti comprensivo di anima e piattabande secondo Lagerqvist (1994).....	23
Figura 4.5 – Modello di piastra semplicemente appoggiata studiato da Ren e Tong (2005).....	26
Figura 4.6 – Modalità di collasso per travi soggette a patch loading.....	28
Figura 4.7 – Meccanismo di rottura per anime sottili ipotizzato da Roberts e Rockey (1979) .....	33
Figura 4.8 – Meccanismo di rottura ipotizzato per snervamento dell’anima secondo Roberts e Rockey.....	37
Figura 4.9 - Meccanismo di rottura assunto da Roberts e Chong nel caso di patch loading distribuito (1981) .....	38
Figura 4.10 - Modello di meccanismo plastico a rottura secondo Bergfelt .....	42
Figura 4.11 - Meccanismo modificato da Shimizu e colleghi (1989).....	44
Figura 4.12 - Modello meccanico di Ungermann (1990).....	46
Figura 4.13 - Modello meccanico per la resistenza allo snervamento secondo Lagerqvist .....	47
Figura 4.14 – Pannello semplicemente appoggiato proposto da Davaine (2005) .....	57
Figura 4.15 - Domini di interazione proposte in letteratura .....	62
Figura 5.1 - Curva tensione-deformazione da test di trazione monoassiale in direzione parallela e perpendicolare alla direzione di laminazione per entrambi gli spessori. E' riportata una sola curva per ogni spessore e direzione .....	72
Figura 5.2 - Geometria delle travi caricate.....	73
Figura 5.3 - Configurazione delle tre prove sperimentali. Le barre grigie sono bloccate in senso longitudinale .....	75
Figura 5.4 - Foto del test P1440 con gli elementi per la diffusione del carico sulla trave.....	76

Figura 5.5 – Foto del test P1440 con le frecce che indicano i punti di misura degli spostamenti verticali. Sull’anima è stata tracciata una griglia per misurare le imperfezioni iniziali dell’anima e gli spostamenti durante la prova di carico.....	77
Figura 5.6 - Disposizione degli estensimetri sull'anima della trave del test P1440 .....	78
Figura 5.7 – P200 - Curva carico-spostamento verticale dell'anima.....	79
Figura 5.8 - P200 - Imperfezione laterale iniziale lungo l'asse centrale della trave, ovvero , ovvero in corrispondenza dell'asse del carico .....	80
Figura 5.9 - P200 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria, F=200 kN .....	81
Figura 5.10 - Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria, F=300 kN .....	81
Figura 5.11- P200 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria, F=400 kN.....	82
Figura 5.12 - P200 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria, F=500 kN.....	82
Figura 5.13– P200 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria, F=544 kN.....	83
Figura 5.14– P200 – Tensioni membranali verticali lungo piattabanda caricata a F=500 kN e al carico ultimo. I rombi rappresentano gli estensimetri collocati 30mm al di sotto della piattabanda caricata mentre i cerchi rappresentano gli estensimetri collocati 50mm so.....	84
Figura 5.15– P200 – Deformata al momento del collasso. ....	84
Figura 5.16 – P700 – Curva carico – spostamento verticale dell'anima .....	85
Figura 5.17 - P700 – Imperfezione laterale iniziale lungo l'asse centrale della trave, ovvero in corrispondenza dell'asse del carico. ....	86
Figura 5.18 -P700 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria, F=300 kN.....	87
Figura 5.19 - P700 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria, F=500 kN.....	87
Figura 5.20 - P700 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria, F=600 kN.....	88
Figura 5.21 - P700 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria, F=660 kN.....	89
Figura 5.22- P700 – Tensioni membranali verticali lungo piattabanda caricata a F=500 kN e al carico ultimo. I rombi rappresentano gli estensimetri collocati 30mm al di sotto della piattabanda	

caricata mentre i cerchi rappresentano gli estensimetri collocati 50mm sotto la piattabanda caricata.....	89
Figura 5.23 - P700 – Deformata della trave al momento del collasso. ....	90
Figura 5.24 - P1440 – Curva carico – spostamento verticale dell'anima .....	91
Figura 5.25 - P1440 – Imperfezione laterale iniziale lungo l'asse centrale della trave, ovvero in corrispondenza dell'asse del carico .....	92
Figura 5.26 - P1440 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria, F=300 kN .....	93
Figura 5.27 - P1440 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria, F=500 kN .....	93
Figura 5.28 - P1440 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria, F=500 kN .....	94
Figura 5.29 - P1440 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria, F=808 kN .....	94
Figura 5.30 - P1440 – Tensioni membranali verticali lungo piattabanda caricata a F=500 kN e al carico ultimo. I rombi rappresentano gli estensimetri collocati 30mm al di sotto della piattabanda caricata mentre i cerchi rappresentano gli estensimetri collocati 50mm.....	95
Figura 5.31 - P1440 – Deformata della trave al momento del collasso .....	95
Figura 6.1 - Geometria del modello FEM .....	100
Figura 6.2 - Il modello P200 .....	100
Figura 6.3 - Il modello P700 .....	101
Figura 6.4 - Il modello P1440 .....	101
Figura 6.5 - La deformata del 1° modo di vibrare .....	102
Figura 6.6 - La deformata del 2° modo di vibrare .....	103
Figura 6.7 - La deformata del 3° modo di vibrare .....	103
Figura 6.8 - La deformata del 4° modo di vibrare .....	104
Figura 6.9 - La deformata del 5° modo di vibrare .....	104
Figura 6.10 - La deformata del 6° modo di vibrare .....	105
Figura 6.11 - Modello numerico del materiale per le piattabande e gli irrigidimenti.....	106
Figura 6.12 - Modello numerico per il materiale dell'anima.....	106

Figura 6.13 - Autotensioni dovute ai processi di saldatura, a sinistra secondo le indicazioni della norma BSK 99 (1999), a destra come implementate nel modello agli elementi finiti .....	107
Figura 6.14 - Spherical Arc-Length method .....	108
Figura 6.15 - Il modello di calcolo.....	109
Figura 6.16 - P200 - Imperfezione iniziale dell'anima sulla mezzeria della trave .....	109
Figura 6.17 - P200 - Curva carico spostamento verticale .....	110
Figura 6.18 - P200 - Spostamento fuori dal piano dell'anima lungo una linea verticale in mezzeria, $F=0.55F_u$ .....	111
Figura 6.19 - - P200 - Spostamento fuori dal piano dell'anima lungo una linea verticale in mezzeria, $F=F_u$ .....	111
Figura 6.20 - P200 - Deformata della trave in corrispondenza del carico ultimo .....	112
Figura 6.21 - P700 - Il modello di calcolo.....	113
Figura 6.22 - P700 - Imperfezione iniziale dell'anima sulla mezzeria della trave .....	113
Figura 6.23 - P700 - Curva carico spostamento verticale .....	114
Figura 6.24 - P700 - Spostamento fuori dal piano dell'anima lungo una linea verticale in mezzeria, $F=0.45F_u$ .....	115
Figura 6.25 - Spostamento fuori dal piano dell'anima lungo una linea verticale in mezzeria, $F=F_u$ .....	115
Figura 6.26 - P700 - Deformata della trave in corrispondenza del carico ultimo .....	116
Figura 6.27 - P1440 - Il modello di calcolo.....	117
Figura 6.28 - P1440 - Imperfezione iniziale dell'anima sulla mezzeria della trave .....	117
Figura 6.29 - P1440 - Curva carico spostamento verticale .....	118
Figura 6.30 - P1440 - Spostamento fuori dal piano dell'anima lungo una linea verticale in mezzeria, $F=0.62F_u$ .....	119
Figura 6.31 - P1440 - Spostamento fuori dal piano dell'anima lungo una linea verticale in mezzeria, $F=F_u$ .....	119
Figura 6.32 – P1440 – Deformata della trave in corrispondenza del carico ultimo.....	120
Figura 7.1 - Imperfezione geometrica iniziale dell'anima sulla mezzeria .....	124
Figura 7.2 - P200 – Il modello di calcolo con due ribs longitudinali .....	125
Figura 7.3 – Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 6mm senza irrigidimenti longitudinali.....	126

Figura 7.4 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 6mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali .....	126
Figura 7.5 – Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 6mm .....	127
Figura 7.6 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 5mm senza irrigidimenti longitudinali .....	127
Figura 7.7 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 5mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali .....	128
Figura 7.8 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 5mm .....	128
Figura 7.9 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 7mm senza irrigidimenti longitudinali .....	129
Figura 7.10 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 7mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali .....	130
Figura 7.11 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 7mm .....	130
Figura 7.12 - Il modello di calcolo con due ribs longitudinali.....	131
Figura 7.13 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 6mm senza irrigidimenti longitudinali .....	132
Figura 7.14 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 6mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali .....	132
Figura 7.15 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 6mm .....	133
Figura 7.16 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 5mm senza irrigidimenti longitudinali .....	133
Figura 7.17 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 5mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali .....	134
Figura 7.18 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 5mm .....	134

Figura 7.19 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 7mm senza irrigidimenti longitudinali.....	135
Figura 7.20 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 7mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali.....	136
Figura 7.21 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 7mm.....	136
Figura 7.22 - Il modello P1440 con due ribs longitudinali .....	137
Figura 7.23 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 6mm senza irrigidimenti longitudinali.....	138
Figura 7.24 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 6mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali.....	138
Figura 7.25 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 6mm.....	139
Figura 7.26 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 5mm senza irrigidimenti longitudinali.....	139
Figura 7.27 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 5mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali.....	140
Figura 7.28 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 5mm.....	140
Figura 7.29 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 7mm senza irrigidimenti longitudinali.....	141
Figura 7.30 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 7mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali.....	142
Figura 7.31 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 7mm.....	142
Figura 8.1 - Sezione effettiva degli irrigidimenti longitudinali in accordo con EN 1993-1-5 .....	150
Figura 8.2 - Confronto tra diverse funzioni di riduzione.....	152
Figura 8.3 - $F_{u,FE}/F_u$ in funzione della snellezza $\lambda_F$ , per la trave dotata di due irrigidimenti longitudinali.....	158

Figura 8.4 - $F_{u,FE}/F_u$ in funzione della snellezza $\lambda_F$ , per la trave dotata di un solo irrigidimento longitudinale secondo il criterio di calcolo proposto da Clarin (2007) .....	158
Figura 8.5 - $F_{u,FE}/F_u$ in funzione della snellezza $\lambda_F$ , per la trave dotata di un solo irrigidimento longitudinale secondo il criterio di calcolo proposto da Davaine (2005).....	159
Figura 8.6 - $F_{u,FE}/F_u$ in funzione della snellezza $\lambda_F$ , per la trave priva di irrigidimenti longitudinali .....	160
Figura 8.7 - $F_{u,FE}/F_u$ in funzione della snellezza $\lambda_F$ , per la trave dotata di un solo irrigidimento longitudinale .....	162
Figura 11.1 - Curva tensione-deformazione per i tre test di trazione monoassiale su materiale di spessore 20mm lungo la direzione di laminazione, F20L1-3 .....	174
Figura 11.2 - Curva tensione-deformazione per i tre test di trazione monoassiale su materiale di spessore 20mm in direzione perpendicolare alla laminazione, F20T1-3.....	174
Figura 11.3 - Curva tensione-deformazione per i tre test di trazione monoassiale su materiale di spessore 6mm lungo la direzione di laminazione, W6L1-3.....	175
Figura 11.4 - Curva tensione-deformazione per i tre test di trazione monoassiale su materiale di spessore 6mm in direzione perpendicolare alla laminazione, W6T1-3 .....	175
Figura 12.1 - Posizione orientamento e identificazione degli estensimetri applicati alla faccia A dell'anima della trave P200. Gli estensimetri sono posizionati negli stessi punti anche sulla faccia B. Le deformazioni $\varepsilon_x$ , $\varepsilon_y$ e $\varepsilon_{xy}$ sono rilevate in accordo con il sistema di riferimento riportato in basso a sinistra .....	178
Figura 12.2 - Posizione orientamento e identificazione degli estensimetri applicati alla faccia A dell'anima della trave P700. Gli estensimetri sono posizionati negli stessi punti anche sulla faccia B. Le deformazioni $\varepsilon_x$ , $\varepsilon_y$ e $\varepsilon_{xy}$ sono rilevate in accordo con il sistema di riferimento riportato in basso a sinistra .....	178
Figura 12.3 - Posizione orientamento e identificazione degli estensimetri applicati alla faccia A dell'anima della trave P1440. Gli estensimetri sono posizionati negli stessi punti anche sulla faccia B. Le deformazioni $\varepsilon_x$ , $\varepsilon_y$ e $\varepsilon_{xy}$ sono rilevate in accordo con il sistema di riferimento riportato in basso a sinistra.....	179
Figura 12.4 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni disposte sulla linea verticale in asse al carico .....	180
Figura 12.5 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni disposte lungo la piattabanda caricata .....	180
Figura 12.6 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni 211-213 .....	181
Figura 12.7 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni 311-313 .....	181

Figura 12.8 - Curva forza-deformazione membranale per le posizioni disposte sulla linea verticale in asse al carico.....	182
Figura 12.9 - Curva forza-deformazione membranale per le posizioni disposte sulla linea verticale in asse al carico.....	182
Figura 12.10 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni 311-313.....	183
Figura 12.11 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni 411-413.....	183
Figura 12.12- Curva forza-deformazione membranale per le posizioni disposte sulla linea verticale in asse al carico.....	184
Figura 12.13 - Curva forza-deformazione membranale per le posizioni disposte sulla linea verticale in asse al carico.....	184
Figura 12.14 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni 311-313.....	185
Figura 12.15 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni 311-313.....	185

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 4.1 - $k_f$ per piastre caricate parzialmente ottenuti da Zetlin (1955), Rockey e Bagchi (1970), Khan (1970), Lagerqvist (1994), e Ren (2005) .....	22
Tabella 4.2 - $k_f$ valutato in funzione della rigidezza delle piattabande nei modelli di Rockey and Bagchi (1970) e Lagerqvist (1994). $a/hw = 1.0$ , $ss/hw = 0.2$ . Ottenuto da diagramma.....	24
Tabella 5.1 - Valori medi dalle prove di trazione monoassiale.....	72
Tabella 5.2 - Lunghezza del tratto caricato per i tre test in base a due differenti definizioni .....	76
Tabella 5.3 - Confronto tra i risultati delle indagini sperimentali e la resistenza caratteristica calcolata in accordo con EN 1993-1-5 (2006) .....	96
Tabella 5.4 - Confronto tra i risultati delle indagini sperimentali e la resistenza caratteristica calcolata in accordo con EN 1993-1-5 (2006). .....	96
Tabella 6.1 - Confronto tra i dati sperimentali e i risultati dell'analisi numerica .....	121
Tabella 7.1 - Risultati P200 .....	143
Tabella 7.2 - Risultati P700 .....	144
Tabella 7.3 - Risultati P1440 .....	145
Tabella 8.1 - Risultati dell'analisi della trave con due irrigidimenti longitudinali.....	157
Tabella 8.2 - Interpretazione statistica dei risultati mostrati in figura 8.3 .....	159
Tabella 8.3 - Risultati dell'analisi della trave senza irrigidimenti longitudinali.....	160
Tabella 8.4 - Interpretazione statistica dei dati mostrati in figura 8.4 .....	161
Tabella 8.5 - Risultati dell'analisi della trave dotata di un solo irrigidimento longitudinale .....	162
Tabella 8.6 - Interpretazione statistica dei dati mostrati in figura 8.5 .....	163
Tabella 11.1 - Risultati delle prove di trazione monoassiale. Nella sigla del test: F indica materiale di piattabande ed irrigidimenti, W indica materiale di anime, L indica direzione di laminazione, T indica direzione perpendicolare alla laminazione, 20 indica spessore 20mm, 6 indica spessore 6mm, 1, 2 e 3 indicano rispettivamente materiale di test P200, P700 e P1440.....	173
Tabella 12.1 - Geometrie misurate delle travi usate per i test.....	177
Tabella 13.1 - Bamm, D., Lindner, J. and Voss, R.P. (1983). Traglastversuche an ausgesteiften tragerauflagern, Stahlbau, 52 (10), 296-300.....	187

Tabella 13.2 - Granholm, C.A. (1960). Tests on girders with extremely thin web plates (in Swedish), Report 202, Inst. För Byggnadsteknik, Göteborg .....	187
Tabella 13.3 - Galea, Y., Godart, B., Radouant, I. and Raoul, J. (1987). Tests of buckling of panels subjected to in-plane patch loading, Proceedings, ECCS Colloquium, Stability of Plate and Shell Structures, Dubas, P., Vandepitte D., eds., 6-8 April, Ghent, Belgium, 65-71.....	188
Tabella 13.4 - Scheer, J., Liu, X.L., Falke, J. and Peil, U. (1988). Traglastversuche zur lasteinleitung an I-förmigen geschweissten biegeträgern ohne steifen, Stahlbau, 57 (4), 115-121.....	188
Tabella 13.5 - Shimizu, S., Yoshida, S. and Okuhara, H. (1987). An experimental study on patch-loaded web plates, Proceedings, ECCS Colloquium, Stability of Plate and Shell Structures, Dubas, P., Vandepitte D., eds., 6-8 April, Ghent, Belgium, 85-94 .....	189
Tabella 13.6 - Oxfort, J. and Gauger, H.U. (1989). Beultraglast von Vollwandträgern unter Einzellasten, Stahlbau, 58 (11), 331-339 .....	189
Tabella 13.7 - Dubas, P. and Tschamper, H. (1990). Stabilité des ames soumises a une charge concentree et a une flexion globale, Construction Metallique, No. 2, 25-39 .....	190
Tabella 13.8 - Höglund, T. (1991). Local buckling of steel bridge girder webs during launching, Proceedings, Nordic Steel Colloquium, Odense, Denmark, 531-535 .....	192
Tabella 13.9 - Dogaki, M., Kishigami, N. and Yonezawa, H. (1991). Ultimate strength analysis of plate girder webs under patch loading, Proceedings, ICSAS 91, Singapore, 192-201.....	192
Tabella 13.10 - Drdacky, M. and Novotny, R. (1977). Partial edge load-carrying capacity tests of thick plate girder webs, Acta Technica CSAV, 87, 614-620 .....	192
Tabella 13.11 - Bergfelt, A. (1979). Patch loading on a slender web – Influence of horizontal and vertical web stiffeners on the load carrying capacity, Chalmers University of Technology, Dept. of Structural Engineering, Div. of Steel and Timber Structures, publ. S 79:1, Göteborg, Tab.A1:3..	193
Tabella 13.12 - Bergfelt, A. (1979). Patch loading on a slender web – Influence of horizontal and vertical web stiffeners on the load carrying capacity, Chalmers University of Technology, Dept. of Structural Engineering, Div. of Steel and Timber Structures, publ. S 79:1, Göteborg, ser. A, B, R, Tab.1 .....	194
Tabella 13.13 - Bergfelt, A. (1979). Patch loading on a slender web – Influence of horizontal and vertical web stiffeners on the load carrying capacity, Chalmers University of Technology, Dept. of Structural Engineering, Div. of Steel and Timber Structures, publ. S 79:1, Göteborg, Tab.A1:1 ..	195
Tabella 13.14 - Bergfelt, A. (1979). Patch loading on a slender web – Influence of horizontal and vertical web stiffeners on the load carrying capacity, Chalmers University of Technology, Dept. of Structural Engineering, Div. of Steel and Timber Structures, publ. S 79:1, Göteborg, Tab.A1:2 ..	196
Tabella 13.15 - Bergfelt, A. (1979). Girder web stiffening for patch loading, Chalmers University of Technology, Dept. of Structural Engineering, Div. of Steel and Timber Structures, publ. S 83:1, Göteborg.....	198

Tabella 13.16 - Skaloud, M. and Novak, P., dati tratti da Roberts, T.M. and Rockey, K.C. (1979). A mechanism solution for predicting the collapse loads of slender plate girders when subjected to in-plane patch loading, Proc. Instn Civ. Eng., Part 2, 67, 155-175.....	199
Tabella 13.17 - Bagchi, D.K. and Rockey, K.C., dati tratti da Roberts, T.M. and Rockey, K.C. (1979). A mechanism solution for predicting the collapse loads of slender plate girders when subjected to in-plane patch loading, Proc. Instn Civ. Eng., Part 2, 67, 155-175 .....	200
Tabella 13.18 - Roberts, T.M. (1981). Slender plate girders subjected to edge loading, Proc. Instn Civ. Eng., Part 2, 71, 805-819.....	200
Tabella 13.19 - Roberts, T.M. and Coric, B. (1988). Collapse of plate girders subjected to patch loading, Miscellany Dedicated to the 65th Birthday of Academician Professor Dr. Nicola Hajdin, Naerlovic-Veljkovic N ed., University of Belgrade, Belgrade, 203-209 .....	201
Tabella 13.20 - Bossert and Ostapenko (1987), dati tratti da Roberts, T.M. and Chong, C.K. (1981). Collapse of plate girders under edge loading, ASCE, Jour. Struct. Div., ST8, 107, 1503-1509. Distributed patch loading.....	201
Tabella 13.21 - Roberts, T.M. and Markovic, N. (1983). Stocky plate girders subjected to edge loading, Proc. Instn Civ. Eng., Part 2, 75, 539-550.....	202
Tabella 13.22 - Raoul, J., Schaller, I. and Theillout, J.N. (1990). Tests of buckling of panels subjected to in-plane patch loading, Proceedings, Contact Loading and Local Effects in Thin-walled Structures, IUTAM symposium, Prague, 173-183.....	202
Tabella 13.23 - Lagerqvist, O. (1994). Patch loading – Resistance of steel girders subjected to concentrated forces, Doctoral thesis 1994:159D, Luleå University of Technology, ISRN: HLU-TH-T--159-D--SE .....	203
Tabella 13.24 - Shahabian, F. and Roberts, T.M. (2000). Combined Shear-and-Patch loading of plate girders, Journal of Structural Engineering, 126(3), 316-321.....	203
Tabella 13.25 - Unosson, E. (2003). Patch loading of stainless steel girders – Experiments and finite element analyses, Licentiate thesis 2003:12, Luleå University of Technology, ISRN: LTU-LIC—03/12--SE.....	204
Tabella 13.26 - Kuhlmann, U. and Seitz, M. (2004). Longitudinally stiffened girder webs subjected to patch loading, Steelbridge 2004, International Symposium on Steel Bridges, Millau, France	204

## 1. Prefazione

Dopo circa dieci anni dalla mia laurea in Ingegneria Civile conseguita con una tesi sull'analisi non lineare geometrica di strutture spaziali a telaio soggette a fenomeni di instabilità dell'equilibrio, vicende professionali mi hanno spinto a riavvicinarmi al mondo della ricerca universitaria.

Alla decisione di dedicare nuovamente parte del mio tempo allo studio, hanno contribuito in modo determinante il Professor Andrea Benedetti che ha accettato di seguire la mia attività anche quando avrebbe preferito concentrare tutte le sue energie su altri fronti della ricerca e Luca Piacentini, Ingegnere professionista con cui collaboro da alcuni anni, che mi ha dato l'opportunità di affrontare il progetto di alcuni ponti davvero interessanti.

Ricordo anche Alberto Miazzon, Ingegnere di grande esperienza nell'ambito delle strutture metalliche, che mi ha dato preziosi consigli all'inizio di questo lavoro, e Santa Tornabene, giovane Ingegnere, che mi ha aiutato ad affrontare la grande mole di bibliografia reperita sul tema della ricerca.

La spinta ad intraprendere un dottorato di ricerca nasce dalla frequente necessità professionale di trattare il progetto di impalcati metallici da ponte e dalla constatazione che la disponibilità di letteratura scientifica su alcuni temi specifici, nel nostro paese risulta assai ristretta.

Nell'ambito delle strutture da ponte le esperienze recenti più significative sono riconducibili al lavoro di De Miranda, Matildi e Mele (ovviamente, trattando di strutture metalliche, non andrebbero dimenticati almeno tutti gli altri eminenti coautori della importantissima norma CNR-UNI 10011) tuttavia tutte esperienze precedenti agli anni '80.

In epoca successiva si è assistito ad un sempre maggiore interesse da parte della ricerca scientifica italiana ai temi connessi con la progettazione di strutture in zona sismica sia per quanto riguarda la tecnica delle costruzioni in acciaio che la tecnica delle costruzioni in calcestruzzo.

In questo panorama il passaggio dai criteri di progettazione-verifica sanciti dalla notissima CNR-UNI 10011 a cui molti ingegneri sono tuttora assai affezionati, ai metodi richiesti dalla norma europea (gli Eurocodici) a cui anche le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. del 4 gennaio 2008) chiaramente si ispirano, può non essere del tutto immediato.

Il passaggio è ancora meno immediato per quei temi, come per esempio per i metodi di verifica che riguardano fenomeni di instabilità di lastre sottili compresse, che sono sfuggiti quasi completamente alla ricerca italiana degli ultimi anni.

In questo contesto ho deciso di approfondire lo studio della resistenza di travi metalliche a doppio T dotate di due irrigidimenti longitudinali soggette a carichi trasversali concentrati (una condizione di carico nota in letteratura anglosassone con il nome di patch loading che non trova una traduzione sintetica in italiano).

Tale condizione di carico è ricorrente nel varo di punta degli impalcati metallici da ponte (il varo di punta è un metodo di messa in opera dell'impalcato del tutto consueto quando, per qualsiasi motivo, risulta difficoltoso il sollevamento dal basso dell'impalcato stesso) e la configurazione della trave irrigidita con due nervature longitudinali è una soluzione tipica per altezze di trave da tre metri in su, tuttavia non ancora trattata dalla norma europea che considera solo la trave priva di irrigidimenti o con un solo irrigidimento longitudinale.

Nel presentare il mio lavoro non posso non citare Jonas Gozzi e Mattias Clarin, Ingegneri che hanno portato a termine la loro tesi di dottorato all'Università di Lulea nell'anno 2007 (Lulea University of Technology, Department of Civil, Mining and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering, Steel Structures), a cui mi sono largamente ispirato.

Entrambi hanno fatto parte del gruppo di lavoro che si è occupato della redazione della parte 1-5 dell'Eurocodice 3 (EN 1993-1-5) in cui si tratta della resistenza delle travi metalliche a doppio T soggette a carichi trasversali concentrati, e hanno presentato i loro studi sull'argomento in modo molto efficace.

Infine ricordo mia moglie Barbara e i miei figli Tommaso e Leonardo, che restano quanto di meglio la vita mi abbia dato.

Bologna, Gennaio 2011

Fabio Dall'Aglio

## 2. Sommaro - Summary

La resistenza delle travi metalliche a doppio T soggette a carichi trasversali concentrati è una condizione di carico nota con il nome di patch loading, espressione che non trova una traduzione sintetica in italiano.

Il patch loading di una trave in acciaio è una condizione di carico che si concretizza quando una forza concentrata agisce sulla trave perpendicolarmente ad una piattabanda. Questo di norma induce una crisi locale dell'anima della trave in prossimità della piattabanda caricata.

Nelle applicazioni strutturali forze concentrate sono condizioni di carico comuni sulle travi per esempio in corrispondenza dei vincoli (nei punti di appoggio), nei carri-ponte a causa del transito dei carrelli sulla trave e durante il varo di punta degli impalcati da ponte per effetto delle reazioni verticali trasmesse dalle slitte (o rulliere) di varo alle travi quando transitano su di esse.

Il varo di punta di un ponte è un metodo comune di messa in opera degli impalcati metallici (ed anche degli impalcati in struttura mista acciaio-calcestruzzo) e consiste nell'assemblaggio dell'impalcato stesso a terra, nella zona adiacente una spalla, quindi nella spinta della struttura nella sua posizione definitiva, appoggiata su slitte (o rulliere) che consentono il transito sulla spalla stessa e sulle pile, fino a raggiungere la spalla opposta. Il varo di punta è un'operazione molto delicata, sia in fase di costruzione dell'opera che in fase di progettazione. Non di rado le slitte (o le rulliere) utilizzate per il varo, sulle quali transita la trave, inducono delle forze concentrate sulla trave stessa che possono essere di entità tale da risultare determinanti nel dimensionamento dello spessore dell'anima. A tale proposito non è superfluo ricordare che, specialmente per travi di altezza significativa, anche un modesto incremento dello spessore dell'anima può determinare un sensibile incremento del peso della trave e quindi del costo complessivo della struttura. Oltretutto negli ultimi tempi la tendenza nella costruzione di ponti in struttura mista acciaio-calcestruzzo è quella di assemblare prima del varo quanti più elementi possibile, ovvero di disporre da subito le lastre predalle e l'armatura della soletta con evidente incremento del peso della struttura e quindi delle forze concentrate trasmesse dalle slitte.

Per ponti di luce superiore a 40 o 50m è tipica l'adozione di irrigidimenti longitudinali (o ribs) sull'anima per prevenire fenomeni di imbozzamento dei pannelli d'anima dovuti ad azioni flessionali e/o di taglio quando il ponte è in esercizio. E' comprovato che tali irrigidimenti siano, in una certa misura, anche in grado di aumentare la resistenza a patch loading della trave.

Generalmente per travi di altezza inferiore a 2m i ribs non vengono utilizzati per ragioni economiche, ma per altezze superiori diventano sostanzialmente necessari.

Quindi se per carichi fissi il problema di forze concentrate si risolve quasi sempre semplicemente mediante l'adozione di irrigidimenti trasversali in corrispondenza del carico applicato, risulta evidente come per carichi mobili questa soluzione non sia possibile e come sia del tutto consigliabile disporre di un metodo di calcolo che consenta di evitare costosi

sovradimensionamenti della trave a causa di una condizione di carico che si verifica una sola volta nella vita della struttura.

Dagli anni cinquanta sono stati condotti diversi studi sulla resistenza di travi in acciaio soggette a carichi trasversali concentrati, partendo dall'analisi dell'instabilità elastica delle lastre dove solo una porzione della lastra veniva caricata e a cui è seguita la proposta di una serie di funzioni di resistenza.

I primi modelli di resistenza proposti erano divisi in due controlli separati, uno riguardo lo snervamento ed uno riguardo l'instabilità elastica. Tale approccio era seguito anche dalla norma italiana sulle costruzioni metalliche CNR UNI 10011.

Tuttavia i risultati sperimentali non mostrano una chiara distinzione tra queste due cause di collasso. Si riscontra sempre, infatti, un imbozzamento dell'anima in corrispondenza del tratto caricato la cui dimensione aumenta all'aumentare della snellezza dell'anima. Quindi bisogna ipotizzare che si verifichi una transizione graduale tra snervamento e instabilità, e questa evidenza è ben interpretata dalla procedura di calcolo proposta da Lagerqvist (1994) che peraltro appare, nella sua formulazione, ben armonizzata con le regole di progetto contenute nella norma europea per gli altri tipi di problemi di buckling. Gli studi di Lagerqvist sono stati, in tempi recenti, ben approfonditi da Gozzi (2007).

Recentemente sono stati condotti diversi studi anche riguardo la resistenza a patch loading di travi metalliche a doppio T con un irrigidimento longitudinale, tra i quali quelli condotti da Graciano e Johansson (2003), Kuhlmann e Seitz (2004), Davaine e Aribert (2005) e da Clarin (2007).

Gli studi condotti da Lagerqvist e dai suoi collaboratori, e quelli condotti da Graciano con alcune piccole modifiche hanno portato ai criteri di calcolo contenuti nell'Eurocodice 3 (EN 1993-1-5) valido per travi senza irrigidenti longitudinali o con un solo rib.

Questa tesi tratta il caso del patch loading di travi a doppio T con due irrigidenti longitudinali. La configurazione a due irrigidimenti longitudinali rappresenta spesso una soluzione ottimale per travi di altezza superiore a 3 metri ma non è ancora trattata in EN 1993-1-5.

Viene proposto un modello di resistenza allo stato limite ultimo ispirato ai lavori citati in precedenza di Lagerqvist e Graciano, che tratta in modo unitario il problema dello snervamento e della perdita di stabilità dell'equilibrio, quindi con un approccio armonizzato con i metodi di verifica dell'Eurocodice per gli altri problemi di buckling. Il modello contiene tre parti significative, la resistenza allo snervamento, il carico critico di instabilità elastica usato per determinare la snellezza e un fattore di riduzione che lega la snellezza alla resistenza della trave, ma usa le stesse equazioni a prescindere dalla causa prevalente del collasso.

Per controllare la rispondenza del modello di resistenza rispetto l'influenza della lunghezza del tratto caricato sulla resistenza della trave, sono state prese in considerazione tre differenti lunghezze del tratto caricato nelle analisi numeriche presentate.

La tesi è strutturata in otto capitoli, oltre alla Prefazione e al presente Sommario.

Nel Capitolo 3 è riportato un elenco di tutti i simboli che vengono utilizzati.

Il Capitolo 4 presenta un'analisi dello stato dell'arte in materia di patch loading.

Il Capitolo 5 descrive dettagliatamente le indagini sperimentali condotte da Gozzi (2007) su tre campioni sprovvisti di irrigidimenti longitudinali. A causa della difficoltà di portare a termine una personale sperimentazione su modello fisico nell'ambito del dottorato, si è scelto di studiare con attenzione il lavoro di laboratorio presentato da Gozzi ed utilizzarlo come base per la calibrazione dello studio numerico.

Nel Capitolo 6 è presentata la prima parte dello studio numerico. In questa fase si sono riprodotti attraverso un modello agli elementi finiti (realizzato con il programma MIDAS FEA release 2.9.6 dedicato ad analisi non lineari avanzate) i test di laboratorio effettuati da Gozzi. Si è modellato il legame costitutivo del materiale, le tre geometrie soggette a prova di carico e si è effettuata un'analisi iterativa non-lineare a controllo del carico mediante l'utilizzo del cosiddetto Arc-Length method. Si osserva un ottimo accordo dei risultati dell'analisi numerica con i dati dei test su modello fisico, tale evidenza testimonia l'attendibilità della modellazione numerica.

Nel Capitolo 7 sono riportati i risultati dell'analisi numerica della trave dotata di due irrigidimenti longitudinali. Lo studio è condotto per tre diverse lunghezze del tratto caricato: le stesse prese in esame da Gozzi nella configurazione senza ribs. Per ciascuna delle tre lunghezze è stato condotto un set di analisi con differenti spessori dell'anima e con differenti posizionamenti in altezza degli irrigidimenti longitudinali.

Il Capitolo 8 presenta la procedura di calcolo proposta per il calcolo della resistenza a carichi trasversali concentrati della trave provvista di due irrigidimenti longitudinali allo stato limite ultimo.

Il Capitolo 9 contiene una sintesi del lavoro svolto in questa tesi con alcune proposte per i temi più significativi da sviluppare in futuro.

Nel Capitolo 10 sono riportati i riferimenti bibliografici.

Seguono inoltre tre appendici.

In Appendice A sono riportati i dati delle prove sul materiale effettuate da Gozzi nell'ambito della sperimentazione su modello fisico ed utilizzate nella fase di analisi numerica per definire correttamente il modello analitico del materiale.

In Appendice B sono riportate tutte le misure effettuate sulle tre travi soggette a prova di carico durante l'effettuazione delle prove stesse.

In Appendice C è riportata una collezione di tutti i dati da sperimentazione fisica reperiti dalla ricerca bibliografica.

The resistance of I-girders subjected to transverse concentrated loads is a load condition known as patch loading, an expression that does not find a concise translation into Italian.

The patch loading or partial edge loading of steel girder webs is a loading condition that is realized when a concentrated force acting perpendicular to a girder's flange. This usually leads to a local buckling of the web near the loaded flange.

In structural applications, often the girders are subjected to concentrated loading conditions, for example, in correspondence with the constraints (in the support points), in crane because of the transit of trucks on the girder and during bridges launching when a girder section can be subjected to repeated support reactions provided by the slides (or rollers).

The bridge launching is a common method of steel deck installation (and bridge decks in composite steel-concrete). In this method, the deck is assembled on the ground, in the area near the bridge abutment, and then is pushed in its final position, supported on launching shoes that allow the transit on the shoulder and the intermediate supports, until the opposite abutment. The bridge launching is a very delicate operation, both during construction and design. Often the launching shoes, on which runs the girder, cause of the concentrated loads on the girder that can be so severe as to be decisive in the web design. In this regard, it is not superfluous to recall that, especially for girders of significant height, even a modest increase in the thickness can lead to a significant increase in the weight and therefore in the cost of entire structure. Moreover, recently the composite steel-concrete bridge construction is to assemble, before the launch, as many elements as possible, i.e. precast lattice slab with slab's reinforcement are mounted with an obvious increase in the structure weight and then concentrated forces provided by the launching shoes.

For bridges of length greater than 40m or 50m is typical to use longitudinal stiffeners (or ribs) to prevent web buckling caused of bending and/or shearing actions when the bridge is in operation. It is demonstrated that such stiffeners are able to increase the patch loading resistance of the girder.

Generally, for girders with a height less than 2m, the ribs are not used for economic reasons, but for greater heights they become substantially necessary.

So if for fixed loads the problem of concentrated forces are almost always resolved simply by adopting transverse stiffeners at the loaded area, it is clear that for moving loads this solution is not possible and that it is strongly recommended to have a method of calculation that avoids costly oversizing of the girder due to a loading condition that occurs only once in the life of the structure.

From the fifties and later a large amount of studies on the patch loading resistance have been performed, starting with investigations on the elastic buckling of plates where only a part of the edge was loaded and was followed by many test series and resistance functions.

The first resistance models developed were divided into two separate checks, one for yielding and one for buckling or clipping, i.e. partial buckling of the web. This approach was also followed by Italian standards on steel structures (CNR UNI 10011).

Though, the test results do not show of any clear distinction between direct yielding and web buckling. In fact, there is always the web buckling near loaded area growing up with the increase of the web slenderness. So the approach by Lagerqvist (1994) leads to assume that there is a gradual transition from yielding to buckling, and this evidence is well interpreted by the method which also was harmonized with the design methods for other buckling problems contained in the European standards. A slightly modified version of this method was also implemented in Eurocode 3 for plated structural elements (EN 1993-1-5). Lagerqvist studies have been, in recent times, well investigated by Gozzi (2007).

Recently, the patch loading resistance for a longitudinally stiffened steel I-girder is studied by many researchers, including Graciano and Johansson (2003), Kuhlmann and Seitz (2004), Davaine and Aribert (2005) and Clarin (2007).

Studies conducted by Lagerqvist and co., and those conducted by Graciano with some small changes have led to the design criteria contained in Eurocode 3 (EN 1993-1-5) that are valid for girder without or with only one longitudinal stiffener.

This thesis deals with the case of patch loading of I-girder with two longitudinal stiffeners. The configuration with two longitudinal stiffeners is often an excellent solution for beams of higher than 3 meters but has not yet been discussed in EN 1993-1-5.

It is proposed a model of resistance to the ultimate limit state based on the work cited previously by Lagerqvist and Graciano, which treats the problem of yield and buckling, with an approach harmonized with the methods used in Eurocode for the other problems of buckling. The model contains three significant parts: the yield resistance, the elastic critical load used to determine the slenderness parameter and a reduction factor that relates the resistance to the slenderness, but uses the same equations regardless of the prevalent cause of collapse.

To check the compliance of the resistance model than the influence of the loaded length on the girder resistance, in numerical analysis presented were taken into account three different loaded lengths.

The thesis is structured into eight chapters, in addition to Preface and to this Table of Contents (Summary).

Chapter 3 is a list of all symbols used.

Chapter 4 presents a review earlier works.

Chapter 5 details the experimental investigations conducted by Gozzi (2007) on three samples without longitudinal stiffeners. Due to the difficulty of completing a personal physical model testing during the doctorate, it was decided to carefully study the laboratory work by Gozzi and use it as a basis for the calibration of the numerical study.

In Chapter 6 is presented the first part of the numerical study. At this stage, the laboratory tests conducted by Gozzi have been reproduced through a finite element model (created with the program MIDAS FEA release 2.9.6, for mostly advanced non-linear analysis). It was modeled the material constitutive law, the three geometries subjected to load testing and iterative non-linear

analysis is performed under load control through the use of Arc-Length method. It is observed a good agreement of numerical results with test data on the physical model, this evidence attests to the reliability of numerical modeling.

In Chapter 7 summarizes the results of numerical analysis of the girder with two longitudinal stiffeners. The study is conducted for three different loaded lengths: the same sections considered by Gozzi in the configuration without ribs. For each of the three sections a set of analysis was conducted with different thicknesses of the web, and with different placements of longitudinal stiffeners along the height of the girder.

Chapter 8 presents the procedure proposed for calculating the ultimate patch loading resistance of the girder with two longitudinal stiffeners.

Chapter 9 contains a summary of work done in this thesis with suggestions for the most important issues for future development.

Chapter 10 lists the references.

There are also three appendices.

Appendix A shows the test data on the material made by Gozzi used in the process of numerical analysis to properly define the analytical model of the material.

In Appendix B lists all of the measurements made on three girders under a load test during the actual tests.

In Appendix C there is a collection of all data obtained from experimental physics present in literature.

### 3. Notazioni e simboli

Le notazioni e i simboli usati in questa tesi sono elencati e commentati in ordine alfabetico.

$a$	larghezza del pannello d'anima tra due irrigidenti trasversali
$\alpha$	distanza tra linee di snervamento nell'anima
$\alpha, \alpha_f$	fattori di imperfezione
$b$	fattore di correzione
$b$	larghezza
$b_{eff}$	larghezza efficace
$b_f$	larghezza della piattabanda
$\beta$	$(G \times K) / (D \times h_w)$
$\beta, \beta_1, \beta_2$	distanza tra cerniere plastiche nella piattabanda
$c_u$	semi lunghezza del tratto di anima resistente al carico applicato
$D$	rigidezza flessionale della lastra
$\delta$	errore
$\delta$	imperfezione dell'anima
$\delta_w$	spostamento verticale della piattabanda caricata
$E$	modulo di Young
$\varepsilon$	deformazione
$\varepsilon_{yield}$	deformazione totale allo snervamento
$f^*$	tensione di riferimento allo snervamento assunta pari a 300 MPa
$f_u$	tensione ultima
$f_y$	tensione di snervamento
$f_{y,nom}$	tensione nominale di snervamento
$f_{yw}$	tensione di snervamento del materiale dell'anima

$f_{yf}$	tensione di snervamento del materiale della piattabanda
$F$	fattore di sicurezza
$F$	carico applicato nelle prove sperimentali
$F_E$	carico trasversale applicato o patch load
$F_{FE, sis}$	valore del carico trasversale applicato che consente un comportamento reversibile
$F_{cr}$	carico critico elastico
$F_R$	resistenza a patch load
$F_{Rd}$	resistenza di progetto
$F_{R, sis}$	resistenza a patch load allo stato limite di esercizio
$F_{slender}$	resistenza a patch load allo stato limite di esercizio, per travi snelle
$F_{stocky}$	resistenza a patch load allo stato limite di esercizio, per travi snelle
$F_u$	carico ultimo
$F_{u, FE}$	carico ultimo da analisi numerica
$F_y$	carico di snervamento
$g_{rt}(X)$	funzione di resistenza delle variabili base usata come metodo di progetto
$G \bullet K$	rigidezza torsionale della piattabanda
$\gamma$	distanza dalla piattabanda caricata della prima linea di snervamento dell'anima
$\gamma_M$	fattore parziale per la resistenza
$\gamma_M^*$	fattore parziale corretto per la resistenza
$\gamma_{M1}$	fattore parziale per elementi soggetti a instabilità
$h_w$	altezza dell'anima
$\eta$	lunghezza del tratto snervato dell'anima che non offre resistenza a deformazioni flessionali
$\eta$	lunghezza fattore di imperfezione generalizzato, $\eta = \alpha \bullet (\lambda - \lambda_0)$
$I_f$	momento di inerzia della piattabanda
$\chi$	fattore di riduzione
$\chi_F$	fattore di riduzione per patch loading

$\chi_{F,sls}$	fattore di riduzione per patch loading allo stato limite di esercizio che riduce la resistenza ultima alla resistenza di esercizio
$k_{\sigma}$	coefficiente di buckling per instabilità della lastra
$k_F$	coefficiente di buckling per instabilità da patch loading
$k_{FS}$	coefficiente di buckling per la lastra semplicemente appoggiata
$k_{Fc}$	coefficiente di buckling per la lastra incastrata
$K$	costante numerica
$l_y$	lunghezza caricata effettiva
$l_{y,FE}$	lunghezza caricata effettiva in analisi numerica
$l_{y,FE}$	lunghezza caricata effettiva normalizzata in analisi numerica
$l_{y,m1+m2}$	lunghezza caricata effettiva compreso sia $m_1$ che $m_2$ , normalizzata a $l_{y,FE}$
$l_{y,m1}$	lunghezza caricata effettiva compreso solo $m1$ , normalizzata a $l_{y,FE}$
$L_{eff}$	lunghezza effettiva per resistenza a carichi trasversali, $L_{eff} = \chi_F \bullet l_y$
$\lambda$	fattore di correzione che tiene in conto l'influenza di $a/h_w$ su $k_F$
$\lambda$	parametro funzione delle dimensioni della trave e delle proprietà dei materiali
$\lambda$	parametro di snellezza
$\lambda_F$	parametro di snellezza per patch loading
$m$	media
$M_0$	momento flettente esterno iniziale in analisi numerica
$M_E$	momento flettente applicato
$M_i$	momento flettente resistente plastico, cerniera plastica interna
$M_o$	momento flettente resistente plastico, cerniera plastica esterna
$M_{df}$	momento flettente resistente plastico, piattabanda
$M_{pw}$	momento flettente resistente plastico, anima
$M_R$	momento flettente resistente secondo EN 1993-1-5
$M_{u,FE}$	momento flettente ultimo da analisi numerica
$\mu$	coefficiente di attrito
$\nu$	coefficiente di Poisson

$r$	resistenza
$r_d$	valore di progetto della resistenza
$r_e$	valore sperimentale della resistenza
$r_{ei}$	valore sperimentale della resistenza per il campione <i>i-esimo</i>
$r_k$	valore caratteristico della resistenza
$r_m$	valore della resistenza calcolato usando il valor medio delle variabili base $\underline{X}_m$
$r_n$	valore nominale della resistenza
$r_t$	valore teorico della resistenza determinato mediante la funzione di resistenza $g_{rt}(X)$
$r_{ti}$	valore teorico della resistenza determinato mediante i parametri misurati $\underline{X}$ per il campione <i>i-esimo</i>
$s$	deviazione standard
$s_s$	lunghezza del tratto caricato
$s_y$	distanza tra cerniere plastiche sulla piattabanda
$\sigma$	tensione
$\bar{\sigma}$	tensione media
$\sigma_c$	tensione di compressione
$\sigma_{cr}$	tensione critica
$\sigma_{max}$	tensione massima
$\sigma_{min}$	tensione minima
$\sigma_w$	tensione nell'anima
$t$	spessore
$t^*$	spessore dell'anima di riferimento, assunto pari a 2,5 mm
$t_{nom}$	spessore nominale dell'anima
$t_f$	spessore della piattabanda
$t_w$	spessore dell'anima
$\theta$	angolo che definisce la deformazione dell'anima sulle linee di snervamento
$V$	coefficiente di variazione

$V_{\delta}$	stimatore per il coefficiente di variazione dell'errore $\delta$
$V_E$	taglio applicato
$V_R$	resistenza a taglio
$V_r$	$V_r = \sqrt{(V_{\delta}^2 + V_{rt}^2)}$
$V_{rt}$	<i>coefficiente di variazione delle variabili, <math>V_{rt} = 0,08</math></i>
$W$	modulo di resistenza
$W_{eff}$	modulo di resistenza della sezione efficace (secondo EN 1993-1-5)
$W_{el}$	modulo di resistenza elastico
$x_{error}$	deviazione media da 1
$\underline{X}$	variabili base $X_1, \dots, X_n$
$\underline{X}_m$	valor medio delle variabili base



## 4. Stato dell'arte

### 4.1. Premessa

Il problema del patch loading o dell'applicazione di un carico trasversale concentrato agente nel piano dell'anima di una trave in acciaio è un argomento trattato e studiato da parte di molti ricercatori nel corso degli anni. Sin dagli anni cinquanta sono stati svolti molti studi sul tema, a partire da indagini sulla deformazione elastica delle piastre caricate solo parzialmente su un bordo. A questi esperimenti è seguita la formulazione di una serie di numerosi test e funzioni di resistenza. Inizialmente tali funzioni di resistenza sono state ottenute principalmente su base empirica, ma dagli anni settanta in avanti sono stati presentati metodi semi-empirici. Tali metodi erano basati su un modello meccanico, regolato in funzione dei risultati sperimentali. La maggior parte dei modelli di resistenza sviluppati sono stati strutturati controllando separatamente lo snervamento e la stabilità globale o locale dell'anima, tuttavia i risultati dei test non mostrano una chiara distinzione tra lo snervamento e l'instabilità dell'anima, quanto piuttosto una sovrapposizione più o meno contemporanea dei due fenomeni. Si è quindi evidenziato che lo spessore e la resistenza allo snervamento del pannello d'anima sono i parametri più importanti per definire la resistenza ultima di una trave sottoposta a patch loading.

A metà degli anni novanta, Lagerqvist (1994) condusse un'importante ed accurata ricerca sugli studi effettuati fino ad allora sul tema del patch loading. La rassegna contiene una grande quantità di test, prove sul carico critico elastico di instabilità dovuto ad azioni locali e diversi riferimenti alle formule per il calcolo della resistenza ultima in presenza di patch loading. Lagerqvist arrivò a definire un nuovo metodo per determinare la resistenza ultima a patch loading armonizzato con i metodi utilizzati comunemente per trattare altri problemi di instabilità dell'equilibrio delle lastre piane. Il metodo si basava su tre temi: la resistenza allo snervamento, un parametro di snellezza dipendente dalla geometria dell'anima ed un fattore di riduzione che mette in relazione la resistenza alla snellezza. La versione leggermente modificata di questo metodo è stata implementata nell'Eurocodice 3 per la valutazione dell'instabilità degli elementi strutturali, EN 1993-1-5 (2006), e sarà descritto nel seguito.

Oltre alle prove effettuate e trovate in letteratura da Lagerqvist, altri test furono eseguiti dopo il 1994 da altri ricercatori e i risultati incrementano il bacino di dati utilizzabili. Ricordo in particolare i test presentati da Gozzi nel 2007 e descritti dettagliatamente nel capitolo 5, a cui si farà riferimento per la calibrazione dello studio numerico agli elementi finiti. I risultati delle prove disponibili in letteratura sono riportati nell'Appendice C (capitolo 13).

Per quanto concerne lo stato limite di esercizio per travi soggette a patch loading, esiste un numero molto limitato di ricerche disponibili. Gli unici due modelli proposti per la progettazione allo SLE sono stati presentati rispettivamente da Granath (2000) e da Clarin (2007).

Questo capitolo si divide in sei parti oltre alla premessa: il paragrafo 2 tratta l'approccio alla progettazione di elementi strutturali soggetti ad instabilità, il paragrafo 3 tratta del carico critico

elastico di instabilità per lastre parzialmente caricate su un lato, la sezione 4 descrive i più importanti traguardi raggiunti sulla valutazione delle funzioni di resistenza per patch loading allo SLU, il paragrafo 5 riporta l'analisi allo SLE delle travi soggette a patch loading ed infine nella sezione 6 verrà riassunto quanto descritto nei paragrafi precedenti.

## 4.2. Elementi strutturali soggetti ad instabilità dell'equilibrio

Nel corso degli ultimi 40 anni è stato sviluppato un approccio comune ai vari problemi di instabilità dell'equilibrio. L'approccio è basato sull'ipotesi di una transizione uniforme tra lo snervamento e i fenomeni di instabilità attraverso tre concetti fondamentali: innanzitutto la valutazione della resistenza allo snervamento  $F_y$ , che generalmente è considerata come il limite superiore resistenza, ignorando il possibile incrudimento dell'acciaio; secondariamente, il concetto puramente teorico di carico critico elastico di instabilità  $F_{cr}$  determinato secondo la teoria classica della deformazione elastica, che viene utilizzato solo per la definizione delle snellezza secondo l'espressione seguente

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \quad (4.1)$$

Il terzo elemento del modello è una funzione che mette in relazione la resistenza al parametro di snellezza:

$$\chi = \frac{F_R}{F_y} = f(\lambda) \quad (4.2)$$

In Figura 4.1 si può notare come diversi problemi di instabilità siano descritti da funzioni  $\chi$  molto differenti. Se  $F_R$  fosse uguale a  $F_{cr}$ , sostituendo nella 4.1 si ottiene l'equazione:

$$\chi = \frac{F_{cr}}{F_y} = \frac{1}{\lambda^2} \quad (4.3)$$

Come si può vedere in figura 4.1 questa funzione sovrastima la resistenza all'instabilità per una colonna eccetto in corrispondenza di valori di snellezza elevata.

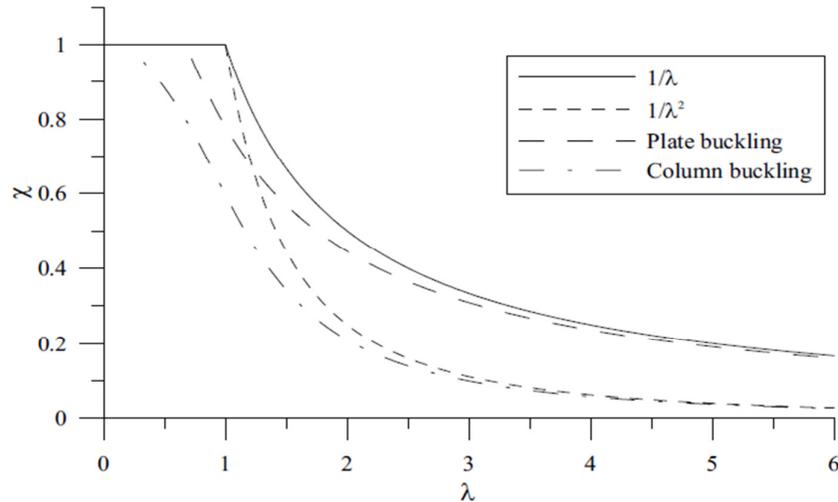


Figura 4.1 – Differenti funzioni  $\chi$  per elementi strutturali soggetti ad instabilità

E' noto che per i problemi di instabilità delle lastre, il carico critico derivante dalla teoria classica non riesce a descrivere la resistenza ultima dell'elemento compresso. La resistenza, per lastre appoggiate ai bordi, è molto influenzata dalla redistribuzione delle tensioni nel ramo post critico. Il concetto di larghezza efficace è un modo per affrontare questo fenomeno.

Nell'approccio che contempla l'utilizzo della larghezza efficace, si assume che il carico massimo sia raggiunto quando le tensioni massime membranali sono pari al limite di snervamento del materiale  $f_y$ . Quando la lastra si imbozza nella zona centrale le tensioni si ridistribuiscono come mostrato in figura 4.2 per una lastra semplicemente appoggiata uniformemente compressa lungo due spigoli opposti.

Questa distribuzione di tensioni si può approssimare collocando le massime tensioni membranali su due strisce di bordo della piastra, mentre la parte centrale della stessa viene trascurata. Se la larghezza di ciascuna striscia è  $b_{eff}/2$  e se il collasso si verifica quando la tensione massima raggiunge il valore di  $f_y$ , allora:

$$b_{eff} \cdot f_y = b \cdot \bar{\sigma} \quad (4.4)$$

Von Karman e colleghi (1932) arrivarono alla conclusione che le due strisce con larghezza totale pari a  $b_{eff}$  collassano quando la tensione critica di instabilità è pari a  $f_y$ , ossia:

$$f_y = \sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b_{eff}}\right)^2 \quad (4.5)$$

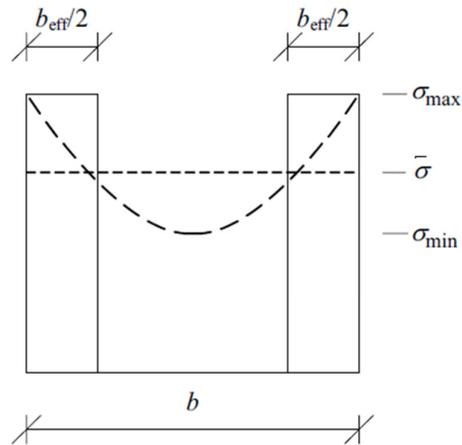


Figura 4.2 - Larghezza efficace delle lastre. Distribuzione delle tensioni di un pannello in cui i bordi longitudinali sono liberi di muoversi nel piano della piastra

La tensione critica elastica che provoca l'instabilità della piastra è data dalla seguente espressione:

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (4.6)$$

Dividendo l'equazione (4.6) con (4.5), è possibile scrivere la formula per la determinazione della larghezza efficace:

$$\frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \quad (4.7)$$

che può essere riscritta come segue:

$$\chi = \frac{b_{eff}}{b} = \frac{1}{\lambda} \quad (4.8)$$

Il metodo di Von Karman è stato originariamente sviluppato per applicazioni aeronautiche, ossia nel caso di lastre molto sottili, e determina risultati in buon accordo con quelli ottenuti dalle prove effettuate su piatti molto snelli. Tuttavia, per valori intermedi di snellezza, la resistenza è sovrastimata. In un approfondito studio di Winter (1947) su campioni laminati a freddo, con rapporti  $b/t$  simili a quelli utilizzati nelle normali applicazioni strutturali, è stata fornita una versione modificata della funzione  $\chi$  che appare nell'equazione (4.8):

$$\chi = \frac{1}{\lambda} - \frac{0,22}{\lambda^2} \quad (4.9)$$

Questa equazione è usata oggi nell' EN 1993-1-5 (2006) per la valutazione dell'instabilità delle piastre, anche se riscritta in altra forma.

Muller (2003) tentò di formulare le curve di instabilità delle piastre similmente a quelle presenti nell'EN 1993-1-1 (2005) per l'instabilità della colonna. Iniziò lo studio prendendo in considerazione la curva generale per le lastre proposta da Maquoi e Rondal (1986):

$$(1 - \chi) \cdot (1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^\gamma) = \eta \cdot \chi \quad (4.10)$$

nella quale il coefficiente di imperfezione generalizzata  $\eta = (\lambda - \lambda_0)$  e  $\gamma$  dipendono principalmente dalle condizioni al contorno della piastra. Se  $\gamma = 2$  si ottengono le curve di instabilità per la trave e la colonna presenti in normativa nell' EN 1993-1-1. In accordo con Muller è possibile interpolare tra la resistenza plastica in corrispondenza di bassi valori di snellezza e la curva di von Kàrmàn (equazione 4.8) per valori di snellezza più elevati, quando  $\gamma \neq 1$ .

Quindi, l'equazione (4.10) è stata riscritta come:

$$(1 - \chi) \cdot (1 - \chi \cdot \bar{\lambda}) = \eta \cdot \chi \quad (4.11)$$

La soluzione dell'equazione (4.11) in funzione del parametro  $\chi$  diventa

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}}} \quad (4.12)$$

con

$$\varphi = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}) \quad (4.13)$$

Inoltre, Muller ha proposto una curva che potrebbe essere utilizzata per il patch loading, con  $\alpha = 0.34$  e  $\bar{\lambda}_0 = 0.8$ . Questa curva è stata proposta per essere utilizzata con il metodo di riduzione della tensione in accordo con il paragrafo 10 presente in EN 1993-1-5 (2006). Ed ancora, Muller ha utilizzato le 41 prove effettuate da Lagerqvist (1994), svolte mediante un'analisi agli elementi finiti, per la definizione degli amplificatori di carico,  $\alpha_{ult,k}$  e  $\alpha_{cr}$  e per la verifica di questa curva.

### 4.3. Carico critico elastico di instabilità per lastre parzialmente caricate

Il carico critico di instabilità per una lastra caricata con un carico concentrato lungo il bordo, secondo la classica teoria elastica, comporta ulteriori difficoltà per l'ottenimento di una rigorosa soluzione rispetto ad una lastra soggetta ad un carico distribuito agente su tutto lo sviluppo del bordo. Quando solo una parte del contorno viene caricata, la distribuzione delle tensioni in tutta la piastra varia notevolmente e questo provoca notevoli difficoltà matematiche da superare.

Le tecniche utilizzate per determinare le soluzioni sono metodi analitici, alle differenze finite e agli elementi finiti (FEM). Come in tutti i problemi di instabilità, secondo la teoria classica dell'elasticità, la soluzione è volta a determinare un valore numerico per il coefficiente di instabilità  $k_F$ , presente nell'equazione (4.14) che dipende dalla geometria e dalle condizioni al contorno.

$$F_{cr} = k_F \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{t_w^3}{h_w} \quad (4.14)$$

Per motivi di coerenza, tutti i valori di  $k_F$  presentati in questo studio avranno la forma esposta nell'equazione (4.14), anche se la soluzione trovata in origine presentava una forma diversa.

Zetlin (1955) propose l'analisi della stabilità elastica di una lastra sottoposta ad un carico uniformemente distribuito agente su una parte del contorno secondo la Figura 4.3. La lastra è semplicemente appoggiata con movimento laterale impedito lungo tutti e quattro i bordi e senza vincolo nel suo piano. Il carico applicato fa nascere alle estremità delle tensioni tangenziali che hanno andamento parabolico. Sono stati presentati nove valori per  $k_F$ , in funzione del tipo di pannello e dei rapporti di carico. Zetlin concluse che otto dei valori presentavano un errore inferiore all'1% e il nono entro il 10%. Cinque dei valori sono riportati nella tabella 4.1.

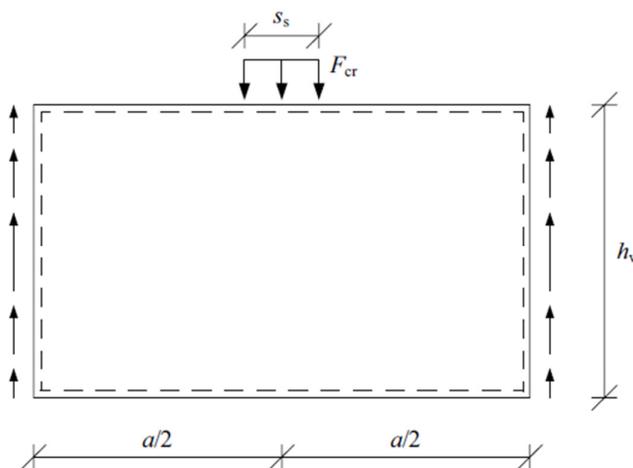


Figura 4.3 – Modello di piastra utilizzato da Zetlin (1955)

In un articolo di Rockey e Bagchi (1970), fu presentato un caso simile di lastra studiata mediante il metodo agli elementi finiti, ma in questo caso le reazioni al carico venivano fornite alle estremità della piastra da tensioni tangenziali uniformemente distribuite. Inoltre, i bordi verticali sono stati lasciati liberi di ruotare come un corpo rigido attorno all'asse neutro della sezione. Rockey e Bagchi ottennero i valori di  $k_F$  per lastre semplicemente appoggiate ma anche per pannelli d'anima di travi in cui le proprietà flessionali e torcenti delle flange venivano incluse nelle analisi.

Per il caso di lastra semplicemente appoggiata, le soluzioni sono state presentate in un diagramma nel quale  $k_F$  era funzione di  $s_s/a$  per differenti valori di  $a/h_w$ . I diagrammi mostrano che  $k_F$  aumenta con l'aumentare di  $s_s/a$ , ossia per un dato carico, più è piccola l'impronta del carico, più aumenta la tendenza all'instabilità.

Per il caso in cui vengano inclusi nell'analisi la rigidezza torsionale e flessionale delle piattabande, i risultati hanno fornito un diagramma che mostra  $k_F$  in funzione di  $t_f/t_w$ . La trave aveva un'anima con  $a/h_w = 1.0$  e  $t_f/t_w$  variabile tra 2.0 e 8.0 e il rapporto tra l'impronta del carico e la larghezza del pannello era  $s_s/a = 0.2$ . La larghezza delle flange,  $b_f$ , è stata definita come  $h_w/4$ . I risultati sono mostrati nella tabella 4.2: l'influenza dello spessore della piattabanda nella distribuzione del carico applicato ha molta importanza, fornendo un aumento del valore di  $k_F$  di circa il 130-160% rispetto al caso di una piastra semplicemente appoggiata.

In una serie di lavori, Khan e Walker (1972), Khan e Johns (1975) e Khan e colleghi (1977), vennero presentate le soluzioni per il problema studiato da Rockey e Bagchi (1970) relativo a lastre semplicemente appoggiate. La ricerca è impostata su un approccio basato sul metodo energetico e negli studi di Khan e Walker (1972)  $k_F$  è stato determinato come la soluzione di un'equazione piuttosto complicata in funzione di  $h_w$ ,  $a$ ,  $s_s$  e della lunghezza d'onda dell'imbozzamento in direzione perpendicolare al carico applicato. Minimizzando questa equazione rispetto alla lunghezza d'onda, poteva essere determinata la soluzione che dava il più piccolo  $k_F$ . In Khan e Johns (1975) la soluzione è stata ampliata al carico combinato e successivamente la soluzione è stata sviluppata nel tentativo di rendere più facile l'approccio computazionale mediante il calcolatore. I risultati ottenuti da Khan e colleghi (1977) sono in buon accordo con i risultati presentati da Rockey e Bagchi come mostrato nella Tabella 4.1.

Nella sua tesi di dottorato Lagerqvist (1994) studiò, mediante un'analisi FEM, il carico critico per entrambi i casi di lastra semplicemente appoggiata ed anima di travi, includendo le flange, sottoposte a patch loading. Nel primo caso, fu usato lo stesso modello fornito da Rockey e Bagchi (1970) ed i risultati sono quelli mostrati nella tabella 4.1. Come si vede i risultati sono in accordo con le altre soluzioni fornite per  $k_F$ . Inoltre Lagerqvist ha proposto la seguente equazione per la previsione di  $k_F$  nel caso di lastra semplicemente appoggiata sulla base dei risultati riportati in tabella 4.1.

$$k_F = 2 + 2,12 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + \left(\frac{s_s}{h_w}\right)^2 \cdot \left[0,5 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2\right] \quad (4.15)$$

Tabella 4.1 -  $k_F$  per piastre caricate parzialmente ottenuti da Zetlin (1955), Rockey e Bagchi (1970), Khan (1970), Lagerqvist (1994), e Ren (2005)

$a/h_w$	$s/h_w$	$k_F$ Zetlin (1955)	$k_F$ Rockey (1970) <sup>a</sup>	$k_F$ Khan (1977)	$k_F$ Lagerqvist (1994)	$k_F$ Ren (2005)
1.0	0		3.25		3.20	3.22
	1/65	3.32				
	0.05	3.36	3.27			
	0.1		3.30		3.23	
	0.2		3.45		3.32	3.36
	0.25			3.42	3.38	3.43
	0.3		3.60			3.51
	0.4		3.70			3.71
	0.5		3.95	3.90	3.87	3.97
	0.6		4.15			
	0.75		4.50	4.65		
	0.8		4.80			
	0.9		5.10			
	1.0	6.20	5.55	5.57		
2.0	0		2.40		2.36	
	0.1		2.45		2.38	
	0.2		2.50		2.41	
	0.25			2.41	2.43	
	0.4		2.60			
	0.5			2.59	2.60	
	0.6		2.80			
	0.75			2.84	2.84	
	0.8		2.90			
	1.0		3.20	3.15	3.17	
3.0	0.25			2.32		
	0.5			2.43		
	0.75			2.66		
	1.0			2.95		
4.0	0				2.07	
	4/65	2.15				
	0.2	2.15			2.12	
	0.25			2.21	2.14	

	0.5			2.34	2.29	
	0.75			2.54	2.52	
	1.0			2.80	2.79	

<sup>a</sup> ottenuto da diagramma

Per il caso più realistico di trave metallica formata da un pannello d'anima e comprensiva di piattabande, Lagerqvist (1994) realizzò il modello rappresentato in Figura 4.4, attraverso un'analisi agli elementi finiti. In presenza di tale particolare condizione di carico, Lagerqvist assunse che il miglior modo per descrivere il comportamento della trave reale fosse quello di applicare il carico stesso lungo l'asse dell'anima e di imporre uguali spostamenti verticali ai bordi della piattabanda, per un tratto di lunghezza uguale all'impronta di carico  $s_s$ . Questo impediva la rotazione della piattabanda lungo l'asse longitudinale all'interno della zona caricata. Inoltre, le flange erano vincolate all'estremità delle travi, ed erano impediti così gli spostamenti verticali.

Il modello in Figura 4.4, è stato usato sia per stabilire un confronto con i dati ottenuti da Rockey e Bagchi (1970), sia per valutare un'equazione che descrivesse  $k_f$  in presenza di piattabande. Nel modello utilizzato per effettuare il confronto con i risultati di Rockey e Bagchi, il sopra citato vincolo, che impedisce la rotazione delle flange, è stato rimosso e nelle analisi è stata considerata una sezione trasversale con  $a/h_w=1.0$ ,  $s_s/h_w=0.2$ ,  $b_f=h_w/4$ ,  $h_w=1.0m$ ,  $t_w=0.004m$  e  $t_f/t_w=2$ ,  $t_f/t_w=4$  e  $t_f/t_w=8$ . I risultati sono mostrati insieme a quelli di Rockey e Bagchi nella Tabella 4.2.

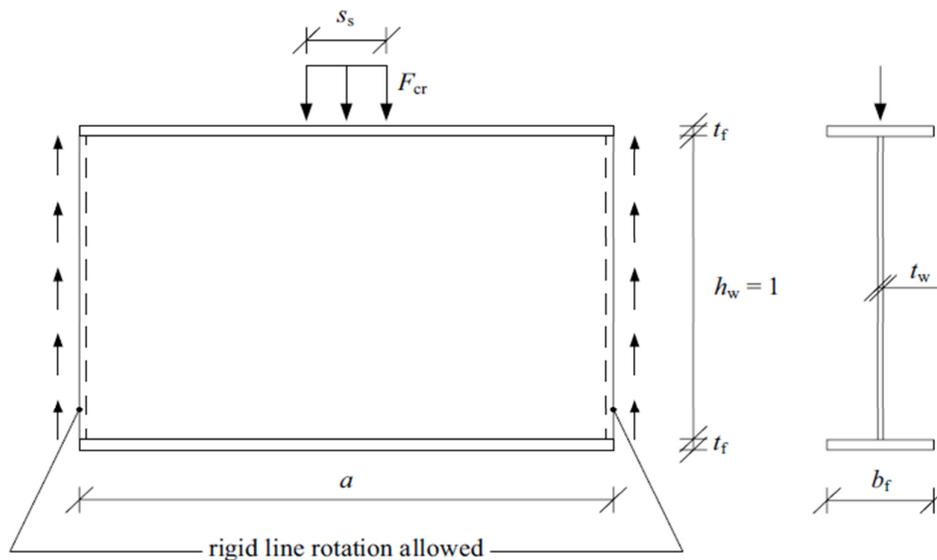


Figura 4.4 – Modello agli elementi finiti comprensivo di anima e piattabande secondo Lagerqvist (1994)

Si può osservare che per i punti finali, in corrispondenza di  $t_f/t_w=2$  e di  $t_f/t_w=8$ , i risultati sono in accordo, ma la differenza diventa più significativa in corrispondenza di  $t_f/t_w=4$ . Inserendo in uno stesso diagramma i  $k_f$  calcolati da entrambi i modelli, si nota che i risultati di Lagerqvist sembrano raggiungere un asintoto orizzontale, mentre la curva ottenuta da Rockey e Bagchi continua a crescere con l'aumentare di  $t_f/t_w$ . Lagerqvist afferma che quest'ultimo comportamento non è realistico, in quanto si può supporre che per un certo valore di  $t_f/t_w$  il vincolo rappresentato dalle piattabande nei confronti del pannello d'anima possa essere teoricamente sostituito bloccando i bordi longitudinali dell'anima. Se fosse questo il caso, l'incremento continuo di  $t_f/t_w$  non avrebbe alcun effetto e  $k_f$  tenderebbe ad un asintoto orizzontale. Per questo motivo, Lagerqvist considerò affidabile il modello agli elementi finiti utilizzato e continuò ad usarlo per definire  $k_f$ .

Tabella 4.2 -  $k_f$  valutato in funzione della rigidezza delle piattabande nei modelli di Rockey and Bagchi (1970) e Lagerqvist (1994).  $a/h_w = 1.0$ ,  $ss/h_w = 0.2$ . Ottenuto da diagramma

$t_f / t_w$	2	3	4	5	6	7	8
$k_f$ Rockey (1970)	7.75	7.85	7.95	8.10	8.30	8.55	8.80
$k_f$ Lagerqvist (1994)	7.85		8.45				8.80

Lagerqvist pensò che una buona valutazione del contributo offerto dalle piattabande alla determinazione di  $k_f$ , si sarebbe potuto ottenere descrivendo  $k_f$  in funzione del rapporto tra la rigidezza torsionale della piattabanda e la rigidezza flessionale dell'anima, definito dal rapporto:

$$\frac{G \cdot K}{D \cdot h_w} \quad (4.16)$$

in cui la rigidezza torsionale della piattabanda viene espressa come segue:

$$G \cdot K = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \cdot \frac{b_f \cdot t_f^3}{3} \quad (4.17)$$

mentre la rigidezza flessionale è:

$$D \cdot h_w = \frac{E \cdot t_w^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot h_w \quad (4.18)$$

Dalle equazioni da (4.16) a (4.18), trascurando la costante numerica 1.4, si ottiene l'espressione del parametro  $\beta$ :

$$\beta = \frac{b_f \cdot t_f^3}{h_w \cdot t_w^3} \quad (4.19)$$

In definitiva, Lagerqvist formulò  $k_F$  in funzione di  $\beta$ ,  $s_s/h_w$  e  $a/h_w$ . Sono state eseguite una serie di analisi agli elementi finiti per testare l'influenza del parametro  $\beta$  su  $k_F$ ; in modo particolare sono stati dati 7 valori differenti a  $\beta$ , con  $a/h_w = 1$ ,  $a/h_w = 2$ ,  $a/h_w = 4$  e con  $s_s/h_w = 0.2$ . Sulla base dei risultati ottenuti, venne proposta un'equazione relativamente semplice per la determinazione di  $k_F$ :

$$k_F = 5,82 + 2,1 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + 0,46 \cdot \sqrt[4]{\beta} \quad (4.20)$$

Infine, Lagerqvist fece altre prove aggiuntive per valutare l'incidenza del parametro  $s_s$  e si arrivò alla seguente espressione:

$$k_F = \left(1 + \frac{s_s}{2 \cdot h_w}\right) \cdot \left(5,3 + 1,9 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + 0,4 \cdot \sqrt[4]{\beta}\right) \quad (4.21)$$

Tuttavia, Lagerqvist, in base ai suoi studi sperimentali, concluse che il termine contenente  $s_s$  nell'equazione (4.21) influiva assai poco nella valutazione di  $k_F$ . Inoltre, senza il contributo dei termini contenuti nella prima parentesi per diversi valori di  $s_s$ , la resistenza ultima al patch loading fornisce ancora una buona previsione del carico ultimo. Pertanto Lagerqvist propose di utilizzare solo il termine contenuto nella seconda parentesi per la determinazione di  $k_F$  e quindi della resistenza ultima.

Lagerqvist definì un'equazione semplificata per il  $k_F$ , introdotta successivamente in EN 1993-1-5 (2006), nella quale il termine che descrive l'influenza della piattabanda assume un valore fissato, trascurando in tal modo la definizione del parametro  $s_s$ :

$$k_F = 6 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \quad (4.22)$$

Shahabian e Roberts (1999) presentarono un articolo riguardante il carico critico elastico di instabilità per l'anima sottile di lastre sottoposte a caricamenti nel piano. Gli autori svilupparono una procedura approssimata per la determinazione del carico critico, e quindi per la determinazione di  $k_F$ . Si riscontrò che la soluzione offerta da Shahabian e Roberts non corrispondeva molto bene con le soluzioni più accurate ottenute da Khan e colleghi. (1977), e solo usando un fattore di correzione era possibile far ricadere i risultati nella medesima regione di quelli ottenuti da Khan.

Ren e Tong (2005) presentarono un ulteriore studio sull'instabilità elastica dei pannelli d'anima di travi ad I soggette a patch loading. Crearono un modello mediante il metodo agli elementi finiti simile a quello usato ad esempio da Rockey e Bagchi (1970) e Khan (1977) e  $k_F$  ricadeva nello

stesso range di valori ottenuti dagli altri autori, come si osserva nella tabella 4.1. Sono state effettuate delle analisi numeriche per un totale di 66, condotte su una piastra rettangolare semplicemente appoggiata avente  $a/h_w = 1-4$  e  $s/h_w = 0-0.5$ , l'estradosso e l'intradosso vincolati in una direzione mentre i bordi verticali vincolati in entrambe le direzioni, vedi Figura 4.5. Oltre a questo, e a differenza degli altri casi, il sesto grado di libertà, ossia la rotazione  $\phi$ , veniva impedito.

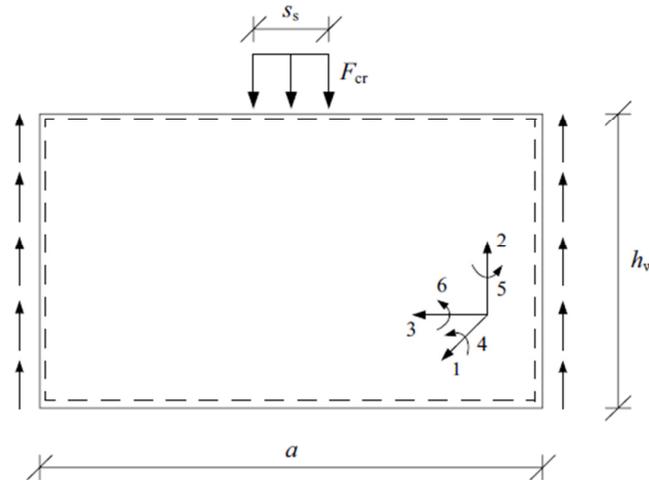


Figura 4.5 – Modello di piastra semplicemente appoggiata studiato da Ren e Tong (2005)

Ren e Tong formularono l'equazione che descrive l'andamento di  $k_F$  per una lastra rettangolare semplicemente appoggiata. Basandosi sull'espressione 4.15 ottenuta da Lagerqvist (1994), ottennero:

$$k_{F_s} = 2,05 + 1,2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + \left(\frac{s_s}{h_w}\right)^2 \cdot \left[0,5 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2\right] \quad (4.23)$$

Inoltre, Ren e Tong (2005) analizzarono una piastra simile a quella riportata in Figura 4.5, nella quale, però, vennero vincolati il bordo superiore ed inferiore, inibendo il sesto grado di libertà. Realizzarono per questo tipo di modello 48 analisi con  $a/h_w = 1.0-4.0$  e  $s_s/h_w = 0-0.5$ . In definitiva, ottennero la relazione per  $k_{F_c}$ , valida per una piastra vincolata su tutti i lati:

$$k_{F_c} = \left(1 + 0,65 \cdot \left(\frac{s_s}{h_w}\right)^2\right) \cdot \left[6,3 - 0,05 \cdot \left(\frac{a}{h_w}\right)^2 + 0,6 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2\right] \quad (4.24)$$

Ren e Tong ipotizzarono che se il vincolo rotazionale offerto dalle piattabande di una trave ad I fosse stato tenuto in considerazione nelle analisi, si poteva calcolare  $k_F$  mediante un'equazione ottenuta come interpolazione tra le (4.23) e (4.24). Considerando la (4.20), si può facilmente osservare che se  $\beta$  tende all'infinito, anche  $k_F$  tende all'infinito. Pertanto, gli autori hanno voluto

studiare l'instabilità dei pannelli d'anima in travi d'acciaio, includendo il vincolo offerto dalle piattabande.

Al fine di evidenziare il vincolo rotazionale fornito dalle flange, Ren e Tong usarono un modello leggermente differente rispetto a quello proposto da Lagerqvist. Le piattabande ed il pannello d'anima sono stati valutati separatamente nel modello e solo i gradi di libertà 1 e 6, ossia lo spostamento fuori dal piano e la rotazione lungo la direzione longitudinale, sono stati accoppiati tra i due elementi (flangia e anima) (vedi Figura 4.5). Inoltre, i bordi delle piattabande, così come i bordi verticali del pannello d'anima sono stati vincolati, inibendo i gradi di libertà 1, 2 e 5. Il carico è stato applicato in corrispondenza dell'anima, lungo uno sviluppo  $s_s$ . Realizzarono per questo tipo di modello 48 analisi con  $a/h_w=1.0-4.0$  e  $s_s/h_w=0-0.5$  e  $\beta=0-128$ . I ricercatori stabilirono che  $\beta$ , ottenuto mediante la (4.19), avrebbe potuto descrivere  $k_F$  per le anime delle travi. Quando il valore di  $\beta$  cresce da zero, anche  $k_F$  aumenta a partire da  $k_{FS}$  e quando  $\beta$  assume valori grandi,  $k_F$  tende a  $k_{FC}$ . Sulla base di ciò, si ottenne la seguente espressione:

$$k_F = \frac{k_{FS} + k_{FC} \cdot \beta}{1 + \beta} \quad (4.25)$$

Tuttavia, l'influenza del rapporto  $a/h_w$ , deve essere tenuta in considerazione, introducendo il fattore  $\lambda$ :

$$\lambda = 0,1 + 0,03 \cdot \frac{a}{h_w} + 1,63 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \quad (4.26)$$

Infine, Ren e Tong proposero la seguente espressione per la determinazione di  $k_F$  nel caso di pannelli d'anima di travi:

$$k_F = \frac{k_{FS} + k_{FC} \cdot \lambda \cdot \beta}{1 + \lambda \cdot \beta} \quad (4.27)$$

È chiaro che Ren e Tong hanno usato il modello sopra descritto al fine di descrivere il vincolo rotazionale offerto dalle flange. Tuttavia, quando viene applicato un carico tipo patch loading sulla trave, generalmente la piattabanda non può ruotare lungo il suo asse longitudinale a causa dello stesso carico applicato. Quindi, l'approccio utilizzato da Lagerqvist, nel quale veniva impedita la rotazione delle flange sotto il carico, fornisce un valore più realistico del parametro  $k_F$ .

Galà e Martin (2006) hanno sviluppato un software, *EBPlate*, per la valutazione del carico critico di instabilità delle lastre. Tale software è molto semplice da usare e può essere utilizzato per lastre rettangolari, appoggiate lateralmente lungo i quattro lati e caricate da sforzi normali, trasversali o taglianti. Nel modello, è possibile introdurre la rigidità torsionale e rotazionale delle piattabande e irrigidimenti longitudinali aperti o chiusi. Nel caso di patch loading, l'unico svantaggio riscontrato con l'utilizzo di *EBPlate* consiste nel fatto che non è possibile vincolare

solo una parte del bordo caricato, ossia la parte centrale in cui viene applicata la sollecitazione trasversale.

#### 4.4. Resistenza ultima per patch loading

Ci sono alcune considerazioni in relazione al patch loading che possono essere ritenute generalmente accettate dai ricercatori. La risposta del pannello d'anima di una trave sottoposta a patch loading può essere descritta mediante uno dei tre meccanismi di collasso rappresentati in Figura 4.6., ossia raggiunge la rottura per snervamento, per instabilità (buckling) o per imbozzamento (cripling). In realtà, non vi è una chiara distinzione tra imbozzamento e instabilità; l'imbozzamento lo si potrebbe vedere come una graduale variazione della forma di instabilità. Normalmente, dapprima si verifica il meccanismo di instabilità, seguito da una forma di imbozzamento locale per valori di carico vicini a quelli ultimi; secondo Edlund (1988), le prove eseguite sui pannelli d'anima sottili mostrano che l'imbozzamento è solitamente un meccanismo correlato alla modalità di instabilità. Il meccanismo di rottura è funzione, principalmente, della geometria della sezione trasversale. In generale, un valore molto elevato del rapporto  $t_f/t_w$  comporta fenomeni instabilità o imbozzamento, mentre nel caso in cui il rapporto  $t_f/t_w$  sia molto basso è più facile incorrere in fenomeni di snervamento. Inoltre, un'anima tozza in genere è soggetta a fenomeni di snervamento mentre anime snelle implicano vanno in crisi per instabilità.

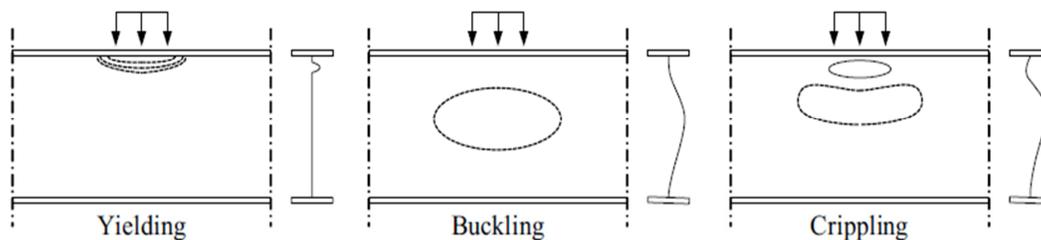


Figura 4.6 – Modalità di collasso per travi soggette a patch loading

Tutti i risultati dei test indicano che la resistenza ultima di una trave sottoposta a patch loading è quasi indipendente dall'altezza del pannello  $h_w$ , ma il carico ultimo è più o meno direttamente proporzionale al quadrato dello spessore dell'anima ed è influenzato in minor misura dalla lunghezza di applicazione del carico  $s_s$ , dalla rigidità delle piattabande e dalla tensione di snervamento  $f_{yw}$  del pannello d'anima.

Il paragrafo relativo alla resistenza ultima delle travi soggette a patch loading, si compone di cinque parti principali. Il primo sottoparagrafo si occupa dei modelli di resistenza empirici, il secondo focalizza l'attenzione sui modelli meccanici, il terzo tratta delle travi con un irrigidimento longitudinale, il quarto descrive i problemi di interazione tra patch loading e sollecitazioni

flettenti mentre la quinta sezione descrive i problemi di interazione tra patch loading e sollecitazioni taglianti.

#### 4.4.1. Modelli empirici ed altri modelli non meccanici

I primi contributi nello sviluppo di modelli per il calcolo della resistenza ultima portarono alla definizione di modelli empirici basati su un numero scarso di prove. Col passare del tempo, il numero di studi effettuati in questo ambito aumentavano, insieme alla realizzazione di modelli sempre più avanzati che riuscivano a tenere in conto un numero sempre più vasto di parametri. Ad ogni modo, l'introduzione di modelli sempre più complessi non comporta necessariamente una migliore determinazione del carico ultimo rispetto modelli più semplici.

Il primo contributo qui descritto riguarda un modello empirico presentato da Granholm (1960). Furono studiati un totale di 11 prove di patch loading considerando diverse geometrie, con il rapporto  $h/t_w$  variabile tra 126 e 264, e variando le lunghezze di caricamento nonché i momenti flettenti. Granholm concluse che si tratta di un fenomeno locale e che quindi il carico di rottura è indipendente dall'altezza del pannello d'anima  $h_w$ . Inoltre, un momento flettente positivo, ossia quando la parte di anima è più vicina alla piattabanda compressa, ha un'influenza negativa sul carico ultimo, mentre un momento flettente negativo e sforzi taglianti non incidono sul carico di rottura stesso.

Sulla base dei risultati dei test, venne definita la relazione per la formulazione del carico di rottura  $F_R$ :

$$F_R = 0,85 \cdot t_w^2 \quad (4.28)$$

nella quale  $F_R$  viene definita in tonnellate mentre  $t_w$  è in millimetri. Questa espressione può essere usata con buona approssimazione e risulta a favore di sicurezza.

Circa 10 anni dopo, Bergfelt (1971) affermò che l'equazione (4.28) fornisce una buona stima del carico ultimo per travi aventi piattabande sottili. Tuttavia, tale relazione fu modificata giungendo a formulare:

$$F_R = 0,045 \cdot E \cdot t_w^2 \quad (4.29)$$

La (4.29) è più o meno simile alla (4.28) ma è espressa in modo dimensionalmente corretto.

Inoltre Bergfelt presentò una serie di test tenendo fisso il rapporto  $h_w/t_w$  e facendo variare le dimensioni delle piattabande, con  $t_f/t_w$  compreso tra 2 e 5, in modo da studiare l'incidenza delle caratteristiche delle flange sul carico di rottura. Sulla base dei risultati ottenuti, formulò un'ulteriore espressione per travi con piattabande spesse:

$$F_R = 0,045 \cdot E \cdot t_w^2 \cdot \left( 0,55 + 0,22 \cdot \frac{t_f}{t_w} \right) \quad (4.30)$$

ponendo l'equazione (4.29) come limite inferiore.

Skaloud e Drdacky (1975) proposero successivamente un nuovo modello per il caso di pannelli d'anima sottili soggetti a patch loading. Il modello presentato nell'equazione (4.31) comprende diversi parametri ed in modo particolare vengono inseriti nel calcolo il valore dell'altezza dell'anima  $h_w$  e la tensione di snervamento  $f_y$ .

$$F_R = 0,55 \cdot t_w \cdot \left( 0,9 \cdot t_w + 1,5 \cdot s_s \cdot \frac{t_w}{h_w} \right) \cdot \sqrt{E \cdot f_{yw}} \cdot \sqrt{\frac{t_f}{t_w}} \quad (4.31)$$

Skaloud e Drdacky conclusero che il momento flettente influisce leggermente sul carico di rottura finchè le tensioni, dovute alla sollecitazione flessionale, non si avvicinano al limite di snervamento dell'anima. I test utilizzati per la calibrazione consideravano un rapporto  $h_w/t_w$  variabile da 200 a 400.

Due anni più tardi Drdacky e Novotny (1977) pubblicarono un altro articolo, col quale ponevano particolare attenzione allo spessore dei pannelli d'anima delle travi, pertanto la ricerca veniva condotta considerando valori di snellezza inferiori rispetto a quelli considerati in precedenza da Skaloud e Drdacky. Effettuarono 16 prove su 8 travi aventi  $h_w/t_w$  compreso tra 75 e 165. Questo significa che tutte le travi sono state caricate prima sulla piattabanda superiore e successivamente, una volta ruotate, caricate sulla piattabanda inferiore. Sono state utilizzate diverse lunghezze di applicazione del carico  $s_s$  e per tutte le prove è stato considerato il rapporto di aspetto  $a/h_w=1.0$ . Inoltre,  $b_f/t_f$  era pari a 5 per 10 delle travi e approssimativamente pari a 3.1 per le rimanenti 6 travi. I test hanno fornito dei buoni risultati in accordo con l'equazione (4.31) e i ricercatori hanno concluso che il modello poteva essere usato per valori di snellezza dell'anima compresi tra 75 e 400.

Bergfelt (1976) presentò, poi, un metodo di progettazione semi-empirico nel caso di patch loading, verificandolo con più di 100 prove. Il metodo di progettazione si compone di due parti, una per lo snervamento, equazione (4.32), ed una parte relativa all'imbozzamento dell'anima, equazione (4.33). La modalità di rottura prevalente dipende dal rapporto tra la rigidità della piattabanda caricata e lo spessore dell'anima e dalla lunghezza del tratto caricato. Per flange sottili, ossia nel caso di  $t_f/t_w=1-2$ , è dominante lo snervamento mentre nel caso di flange più rigide e lunghezze di caricamento maggiori è prevalente il fenomeno di instabilità dell'anima. Il parametro  $f(s)$  presente nell'equazione (4.32) e la relazione (4.33) dipendono dalla lunghezza del tratto caricato ed è compreso tra 1.0 e 1.3 in accordo con Bergfelt:

$$F_{Ry} = 13 \cdot \eta \cdot t_i \cdot t_w \cdot f_{yw} \cdot f(s_s) \quad (4.32)$$

nella quale  $\eta$  dipende da  $t_i/t_w$  secondo:

$$t_i / t_w = \begin{matrix} & 0,5 & 1,0 & 1,0 & 2,0 \\ \eta = & 0,55 & 0,65 & 0,85 & 1,0 \end{matrix}$$

$$F_{Rc} = 0,6 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{E \cdot f_{yw}} \cdot \left(1 + 0,4 \cdot \frac{t_i}{t_w}\right) \cdot f(s_s) ; t_i/t_w > 1-2 \quad (4.33)$$

$t_i$  è quello che Bergfeld definisce spessore ideale della piattabanda, che dovrebbe essere usato quando  $b_f/t_f \neq 25$ , ed è determinato mediante la seguente relazione:

$$t_i = 4 \sqrt[4]{\frac{12 \cdot I_f}{25}} \quad (4.34)$$

Successivamente, Elgaaly (1983) realizzò un'approfondita indagine sui precedenti studi nel settore del patch loading e definì una nuova proposta per il calcolo della resistenza ultima. Il ricercatore affermò che gli sforzi membranali locali nell'anima in presenza di carico, possono raggiungere la tensione di snervamento del materiale di cui è composto il pannello d'anima. Lo snervamento membranale locale non necessariamente comporta la rottura ma potrebbe indurre l'imbozzamento dell'anima, una piega o un'accartocciamento del pannello. Per le prove effettuate su anime spesse, potrebbero essere applicati carichi più gravosi, rispetto a quello che comporta lo snervamento membranale, ma, secondo Elgaaly, la trave giungerebbe a rottura per imbozzamento dell'anima. Inoltre, Elgaaly constatò che durante i test le curve carico-spostamento mostravano un cambio di pendenza in corrispondenza del carico di snervamento, che era causa del significativo snervamento membranale dell'anima. Tuttavia, per anime sottili di trave, l'imbozzamento può verificarsi prima dello snervamento.

Elgaaly dichiarò che tutti i risultati dei test riportati fino a quel momento mostravano che il carico di rottura era quasi indipendente dalla snellezza dell'anima e dal rapporto tra la larghezza e lo spessore della flangia. Tuttavia, il carico ultimo è quasi direttamente proporzionale al quadrato dello spessore dell'anima, ed è anche influenzato in misura minore dalla larghezza caricata, dalla rigidità della piattabanda e dalla tensione di snervamento massima relativa al materiale dell'anima. Elgaaly propose la seguente formula per la valutazione della resistenza ultima di un pannello d'anima sottoposto a patch loading:

$$F_R = 0,5 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{E \cdot f_{yw} \cdot \frac{t_f}{t_w}} \quad (4.35)$$

Per travi che arrivano a rottura per snervamento, ossia travi con anime molto tozze, il carico massimo potrebbe essere molto più elevato rispetto a quello ricavato dalla (4.35), ma in genere per le travi di uso comune l'equazione (4.35) dà stime soddisfacenti per il calcolo del carico ultimo. Il modello è semi-empirico e quindi basato in parte sui risultati dei test, i quali a loro volta sono limitati alle prove con una lunghezza di caricamento inferiore a un terzo dell'altezza dell'anima, pertanto Elgaaly ritenne il modello descritto dalla (4.35) fosse valido per i soli casi in

cui  $s_s/h_w=1/3$ . Per carichi maggiormente distribuiti, Elgaaly si avvale degli studi forniti da Roberts e Chong (1981), descritti più avanti in questa recensione.

Drdacky nel 1986 presentò un nuovo modello sperimentale per la definizione della resistenza ultima di travi sottoposte a patch loading. Il modello, riassunto dalla relazione (4.36), è stato ricavato facendo riferimento al meccanismo di collasso dell'anima e considerando il passaggio graduale dalla condizione di stabilità alla condizione di instabilità dell'anima. Il metodo è stato calibrato con 170 prove sia con che senza irrigidimenti longitudinali:

$$F_R = 19,54 \cdot t_w^2 \cdot f_{yw} \cdot \left(1 + 0,004 \cdot \frac{s_s}{t_w}\right) \cdot \left(\frac{I_f}{I_w}\right)^{0,10} \quad (4.36)$$

In questo nuovo modello, Drdacky esclude la snellezza dell'anima, ma precisa che per bassi valori di  $h_w/t_w$ , la relazione (4.36) deve essere integrata con una correzione a seconda della snellezza del pannello d'anima.

Spinassas et al. (1990) pubblicarono uno studio parametrico su travi soggette a patch loading, realizzato mediante un'analisi agli elementi finiti. I vari parametri in gioco erano  $t_w$ ,  $t_f$ ,  $b_f$ ,  $a/h_w$ ,  $f_{yw}$ ,  $s_s$ , il momento flettente e l'imperfezione laterale iniziale. I ricercatori rilevarono che un aumento di  $t_f$  influenzava positivamente il carico ultimo, specialmente se combinato con una riduzione di  $h_w/t_w$ . Inoltre osservarono che  $t_w$  incideva sulla resistenza ed anche  $f_{yw}$  e  $s_s$  risultavano importanti nella formula proposta per il carico ultimo:

$$F_R = K \cdot E^{0,3} \cdot f_{yw}^{0,7} \cdot t_w^{1,53} \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12}\right)^{0,06} \cdot s_s^{0,23} \quad (4.37)$$

Il coefficiente  $K$  è stato fissato pari a 1.3 nelle valutazioni di Spinassas et al. (1990) ma in una successiva pubblicazione, Raoul (1991) definì  $K=1.38$ , sulla base del confronto fra 118 risultati di prove effettuate. Considerando un valore medio, tale coefficiente diventava circa 1.35.

#### 4.4.2. Modelli Meccanici (o cinematici)

I modelli meccanici, o modelli di resistenza che prevedono il meccanismo di formazione di cerniere plastiche nella piattabanda e/o nell'anima caricate, sono stati introdotti da Roberts e colleghi alla fine degli anni settanta. Nello stesso periodo, anche il ricercatore svedese Bergfelt sviluppava un modello che teneva in conto la plasticizzazione della piattabanda caricata. Questa parte di tesi tratterà in ordine cronologico inizialmente il contributo di Roberts e colleghi e quindi proseguirà con il lavoro di Bergfelt e degli altri ricercatori che hanno contribuito allo sviluppo di tale argomento.

Roberts e Rockey, tra il 1978 e il 1979, pubblicarono due articoli, nei quali i modelli di resistenza a patch loading proposti si basavano sul meccanismo di formazione di cerniere plastiche nelle flange caricate e di linee di snervamento generate sul pannello d'anima. Furono introdotte diverse approssimazioni e modifiche empiriche, in modo da semplificare il modello e rendere

possibile una sua risoluzione manuale. Il modello, nonostante le approssimazioni, era in grado di fornire una buona stima del carico ultimo e delle modalità di rottura fornendo, secondo i ricercatori, risultati soddisfacenti. Una variante del modello fu presentata per travi nelle quali la rottura si verificava a causa dello snervamento diretto dell'anima.

Due anni dopo, Roberts (1981) formulò una forma ridotta del modello, unitamente ad alcuni nuovi test effettuati facendo particolare attenzione all'influenza dell'altezza dell'anima e degli spessori delle piattabande e dell'anima stessa. Il modello completo di Roberts e Rockey sarà riassunto qui e successivamente seguirà la soluzione modificata ridotta ad una semplice forma chiusa.

Il modello di resistenza di Roberts e Rockey si basa sul meccanismo di rottura rappresentato in figura 4.7. Le grandezze  $\beta$  e  $\alpha$  definiscono, rispettivamente, le posizioni assunte dalle cerniere plastiche nella piattabanda e le linee di snervamento nell'anima. L'angolo  $\theta$  definisce la deformazione dell'anima appena prima la rottura.

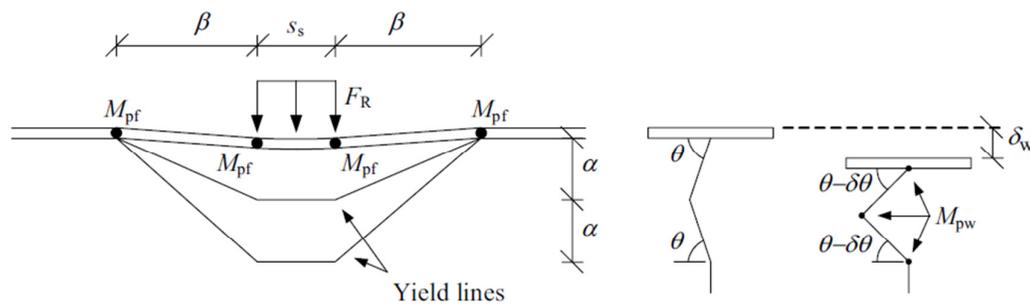


Figura 4.7 – Meccanismo di rottura per anime sottili ipotizzato da Roberts e Rockey (1979)

Quando il carico applicato genera uno spostamento verticale  $\delta_w$ , la rotazione delle cerniere plastiche nella piattabanda risulta  $\delta_w/\beta$  e la rotazione nelle linee di snervamento dell'anima risulta  $\delta_w/2\alpha\cos\theta$ , essendo  $\delta\theta = \delta_w/2\alpha\cos\theta$ . Quest'ultima relazione è ottenuta da:

$$\delta_w = 2 \cdot \alpha \cdot \sin\theta - 2 \cdot \alpha \cdot \sin(\theta - \delta\theta) \quad (4.38)$$

che, per  $\delta\theta$  tendente a zero, si riduce a:

$$\delta_w = 2 \cdot \alpha \cdot \cos\theta \cdot \delta\theta \quad (4.39)$$

I lavori interno ed esterno per il meccanismo di rottura sono espressi dalle quazioni (4.40) e (4.41) rispettivamente:

$$W_i = 4 \cdot M_{pf} \cdot \frac{\delta_w}{\beta} + (8 \cdot \beta \cdot M_{pw} + 4 \cdot s_s \cdot M_{pw} - 4 \cdot \eta \cdot M_{pw}) \cdot \frac{\delta_w}{2 \cdot \alpha \cdot \cos \theta} \quad (4.40)$$

$$W_e = F_R \cdot \delta_w \quad (4.41)$$

dove  $M_{pf}$  è il momento resistente plastico della piattabanda, ossia  $M_{pf} = f_{yf} b_f t_f^2 / 4$ , mentre  $M_{pw}$  è il momento resistente plastico dell'anima per unità di lunghezza, ossia  $M_{pw} = f_{yw} t_w^2 / 4$ . Il coefficiente  $\eta$  definisce una lunghezza del pannello d'anima sotto carico che si presume si snervi a causa della presenza di sforzi membranali di compressione e pertanto non offre alcuna resistenza alla flessione. Uguagliando il lavoro esterno a quello interno si ottiene:

$$F_R = \frac{4 \cdot M_{pf}}{\beta} + \frac{4 \cdot \beta \cdot M_{pw}}{\alpha \cdot \cos \theta} + \frac{2 \cdot s_s \cdot M_{pw}}{\alpha \cdot \cos \theta} - \frac{2 \cdot \eta \cdot M_{pw}}{\alpha \cdot \cos \theta} \quad (4.42)$$

Riscrivendo in funzione di  $\beta$  si ottiene:

$$\beta^2 = \frac{M_{pf} \cdot \alpha \cdot \cos \theta}{M_{pw}} \quad (4.43)$$

La deformazione della piattabanda prima di arrivare a rottura viene valutata per mezzo della teoria dell'elasticità. Si assume che il momento sulla piattabanda vari linearmente da  $+M_{pf}$ , in corrispondenza della prima cerniera plastica, fino a  $-M_{pf}$  in corrispondenza della successiva. La deformazione della piattabanda è data da:

$$\frac{M_{pf} \cdot \beta^2}{6 \cdot E \cdot I_f} \quad (4.44)$$

in cui  $I_f$  è il momento d'inerzia dell'area per la flangia. La deformazione della piattabanda deve essere compatibile con la deformazione dell'anima data da  $2\alpha(1 - \sin \theta)$ , ossia:

$$\frac{M_{pf} \cdot \beta^2}{6 \cdot E \cdot I_f} = 2 \cdot \alpha \cdot (1 - \sin \theta) \quad (4.45)$$

Le equazioni (4.43) e (4.45) danno:

$$\frac{\cos \theta}{1 - \sin \theta} = \frac{4 \cdot E \cdot f_{yw} \cdot t_w^2}{f_{yf}^2 \cdot b_f \cdot t_f} \quad (4.46)$$

in cui tutto è noto eccetto  $\theta$ . Ora è possibile calcolare la resistenza per mezzo delle equazioni (2.42), (2.43) e (2.46) e scegliendo empiricamente il parametro  $\alpha$ . Secondo Roberts e Rockey

l'evidenza sperimentale suggerisce che la profondità della regione di deformazione plastica dell'anima, pari a  $2\alpha$ , non è troppo sensibile alle dimensioni della flangia. Una scelta plausibile per definire  $\alpha$  è data da:

$$\alpha = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f^*}{16 \cdot t^* \cdot f_{yf}} \leq \frac{h_w}{6} \quad (4.47)$$

dove  $t^*$  è lo spessore di anima di riferimento assunto pari a 2.5 mm, che si adatta alle prove TG1-TG5 effettuate da Skaloud e Novak (1972), mentre  $f^*$  è la tensione di snervamento di riferimento assunta pari a 300 MPa. Il termine  $f^*/f_{yf}$  garantisce che la soluzione non sia sensibile alle piccole variazioni di  $M_{pf}$ , e della resistenza allo snervamento del materiale. L'equazione (4.47) può essere riscritta come segue:

$$\alpha = \frac{h_w \cdot t_w}{40} \cdot \frac{300}{f_{yf}} \leq \frac{h_w}{6} \quad (4.48)$$

Secondo i ricercatori il limite superiore di  $\alpha$  è soddisfacente per la maggior parte situazioni pratiche e reali. Infine, per determinare  $\eta$ , si assume che il contributo offerto dall'anima al carico di rottura è trasmesso per una lunghezza  $\eta$  dell'anima in prossimità dell'impronta di carico.

Inoltre, gli autori ritengono che la lunghezza  $\eta$  del pannello d'anima si snervasse in compressione e di conseguenza non offrisse alcuna resistenza alle deformazioni flettenti. Uguagliando il contributo fornito dall'anima per il carico di rottura, ossia gli ultimi tre termini presenti nell'equazione (4.42), per una forza corrispondente al tratto  $\eta$  snervato si giunge alla:

$$(4 \cdot \beta + 2 \cdot s_s - 2 \cdot \eta) \cdot \frac{M_{pw}}{\alpha \cdot \cos \theta} = f_{yw} \cdot t_w \cdot \eta \quad (4.49)$$

da cui  $\eta$  può essere ottenuto in base alla seguente espressione:

$$\eta = \frac{(4 \cdot \beta + 2 \cdot s_s) \cdot M_{pw}}{2 \cdot M_{pw} + f_{yw} \cdot t_w \cdot \alpha \cdot \cos \theta} \quad (4.50)$$

Sono state imposte le seguenti limitazioni:

- Le posizioni delle cerniere plastiche esterne della flangia non devono superare la distanza tra i possibili irrigidimenti verticali in prossimità del carico, cioè il valore di  $\beta$  nell'equazione (4.43) non può superare il valore 0.5 ( $a-s_s$ ).
- Se  $\beta = 0.5 (a-s_s)$ ,  $\alpha$  deve essere determinato secondo l'equazione (4.48) con il termine  $300/f_{yf}$  omissso. Ciò significa che l'angolo  $\theta$  dovrebbe essere determinato direttamente attraverso l'equazione (4.45).

- Per lunghezze maggiori di applicazione del carico  $s_s$ , la resistenza predetta sovrastima, in alcuni casi, il carico ultimo ottenuto dai test e quindi  $s_s$  dovrebbe essere limitata a  $0.2 h_w$  o se  $\beta = 0.5 (\alpha - s_s)$ ,  $s_s$  non dovrebbe superare  $2\beta$ . Dovrebbe essere usato il valore minimo.

Finora è stata descritta la proposta piuttosto complicata di Roberts e Rockey (1979). Tuttavia, tale proposta è stata modificata da Roberts (1981) ottenendo una semplice soluzione in forma chiusa a partire dal medesimo meccanismo, si veda la Figura 4.7, e dalle equazioni (4.40)-(4.45). L'equazione (4.46) è riscritta come:

$$\frac{\cos \theta}{1 - \sin \theta} = \frac{4 \cdot E \cdot f_{yw} \cdot t_w^2}{f_{yf}^2 \cdot b_f \cdot t_f} = H \quad (4.51)$$

Risolviendo l'equazione (4.51) in funzione di  $H$ , si ottiene:

$$\cos \theta = \frac{2 \cdot H}{1 + H^2} \approx \frac{2}{H} \quad (4.52)$$

essendo  $H^2$  molto grande rispetto all'unità.

Sostituendo le equazioni (4.43) e (4.52) nell'equazione (4.42) ed omettendo i termini contenenti  $s_s$  e  $\eta$ , si ricava la seguente espressione per la resistenza:

$$F_R = 2 \cdot \sqrt{2} \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot f_{yw}^2 \cdot t_f}{f_{yf} \cdot \alpha}} \quad (4.53)$$

L'equazione (4.53) mostra una lieve anomalia nel metodo di soluzione, perché implica che se  $f_{yf}$  aumenta,  $F_R$  diminuisce. Roberts risolse il problema assumendo che  $f_{yf}$  sia uguale a  $f_{yw}$ . Inoltre, nella formulazione originaria del metodo,  $\alpha$  è stato assunto in funzione sia di  $h_w$  che di  $t_w$ , come si vede nell'equazione (4.48), ma l'esperienza dimostra che il carico di rottura è indipendente da  $h_w$ . Quindi,  $\alpha$  viene assunto pari a  $25 t_w$ . Il termine contenente  $s_s$  nell'equazione (4.42) viene reintrodotta e la soluzione per la resistenza si riduce a:

$$F_R = 0,56 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot f_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \cdot \left[ 1 + \lambda \cdot s_s \cdot \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{3/2} \right] \quad (4.54)$$

in cui  $\lambda$  è funzione delle dimensioni della trave e delle proprietà del materiale. Per mantenere la semplicità, Roberts impone  $\lambda = 3/h_w$  e, per avere una soluzione limite inferiore per i dati sperimentali disponibili, riduce la costante di 0.56 a 0.5, ossia:

$$F_R = 0,5 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot f_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \cdot \left[ 1 + \frac{3 \cdot s_s}{h_w} \cdot \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{3/2} \right] \quad (4.55)$$

L'equazione (4.55) è la formula finale per la resistenza ultima, ma Roberts decide di assegnare due limitazioni alla resistenza. In primo luogo, quando il rapporto  $s_s/h_w$  aumenta, non è realistico supporre che la flangia rimanga indeformata tra le due cerniere plastiche e quindi le ipotesi sulla geometria non sono del tutto attendibili, pertanto Roberts impose che il rapporto  $s_s/h_w$  sia pari a 0.2. In secondo luogo, per le anime e flange sottili il modello tende a sottostimare il carico di rottura e per evitare questo, pose un limite inferiore di tre al rapporto  $t_f/t_w$  per il confronto con i risultati ottenuti dai test. Tuttavia, questa limitazione non è raccomandabile nel caso di situazioni reali e pratiche.

Oltre ai modelli di resistenza di cui sopra, fu proposta, da Roberts e Rockey nel 1979 e successivamente solo da Roberts (1981), una soluzione per le travi con anime spesse. Si ricorda che per travi tozze ci si aspetta che la rottura avvenga per snervamento diretto dell'anima ma si prevede che le anime spesse aumentino il rapporto tra la rigidezza flessionale fuori dal piano e la rigidezza membranale a compressione. Questa situazione può essere analizzata considerando un meccanismo alternativo di rottura secondo la Figura 4.8.

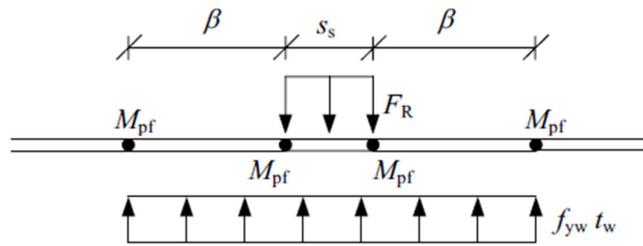


Figura 4.8 – Meccanismo di rottura ipotizzato per snervamento dell'anima secondo Roberts e Rockey

Roberts ipotizza che le cerniere plastiche si formino in corrispondenza della piattabanda e che il tratto di anima compresa tra le cerniere esterne si trovi in compressione. Il lavoro interno ed esterno per il meccanismo in Figura 4.8 compiuto dal carico che si sposta lungo  $\delta_w$  sono dati rispettivamente da:

$$W_i = 4 \cdot M_{pf} \cdot \frac{\delta_w}{\beta} \quad (4.56)$$

$$W_e = F_R \cdot \delta_w - f_{yw} \cdot t_w \cdot \left( s_s \cdot \delta_w + 2 \cdot \beta \cdot \frac{\delta_w}{2} \right) \quad (4.57)$$

Uguagliando il lavoro interno a quello esterno, si ottiene:

$$F_R = \frac{4 \cdot M_{pf}}{\beta} + f_{yw} \cdot t_w \cdot (s_s + \beta) \quad (4.58)$$

Dall'equazione (4.58), si ha che:

$$\beta^2 = \frac{4 \cdot M_{pf}}{f_{yw} \cdot t_w} \quad (4.59)$$

Introducendo  $M_{pf} = f_{yf} b_f t_f^2 / 4$  e l'equazione (4.59) nella (4.58), si ricava l'espressione per la resistenza:

$$F_R = f_{yw} \cdot t_w \cdot \left( s_s + 2 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w}} \right) \quad (4.60)$$

Roberts e Rockey (1979) affermarono che quando si utilizza l'equazione (4.60), la limitazione  $s_s/h_w \leq 0.2$  non è necessaria.

In un altro articolo di Roberts e Chong (1981), è stato fornito un altro modello meccanico simile, considerando il caso di patch loading distribuito. Questa volta il modello conteneva un meccanismo a tre cerniere, sempre in corrispondenza della flangia caricata ed il modello è stato confrontato con le prove effettuate da Bossert e Ostapenko (1967). Tutti i test sono stati caricati lungo l'intera distanza tra due irrigidimenti verticali. Anche per questo caso è stata valutata una funzione di resistenza per l'instabilità dell'anima ed un'altra per lo snervamento diretto della stessa. Si è supposto che una cerniera plastica nella flangia si sviluppi in corrispondenza di ciascun irrigidimento ed uno a metà campata come mostrato in Figura 4.9.

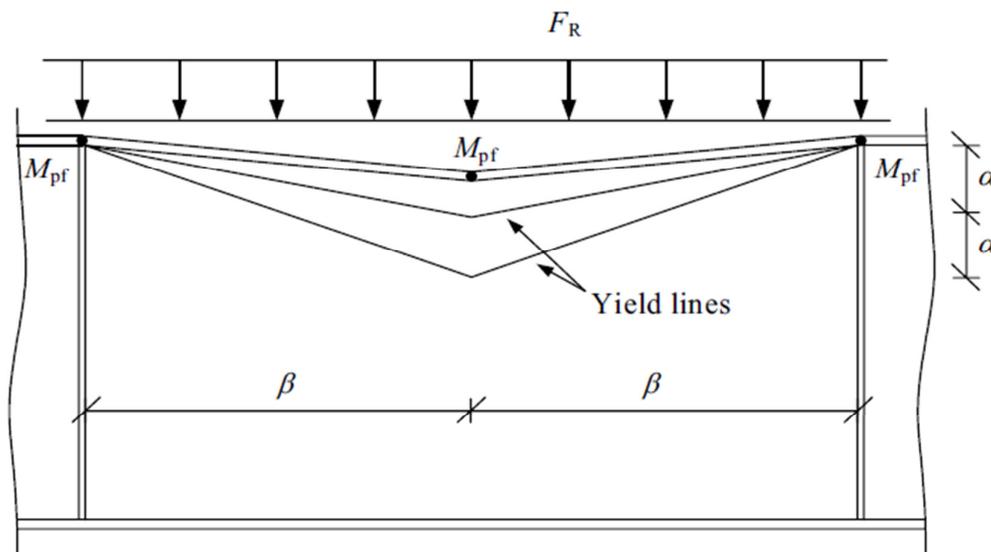


Figura 4.9 - Meccanismo di rottura assunto da Roberts e Chong nel caso di patch loading distribuito (1981)

Seguendo lo stesso procedimento esplicitato per il modello a quattro cerniere, uguagliamo il lavoro esterno ed interno, si ricava la seguente espressione:

$$F_R = \frac{8 \cdot M_{pf}}{\beta} + \frac{8 \cdot \beta \cdot M_{pw}}{\alpha \cdot \cos \theta} \quad (4.61)$$

Ancora una volta, la teoria dell'elasticità è stata utilizzata per la stima della deformazione della piattabanda appena prima di arrivare a rottura. Questa deformazione deve essere compatibile con la deformazione dell'anima al di sotto della cerniera plastica centrale, vedi equazioni (4.44) e (4.45). Si ottiene, quindi, la seguente relazione, dalla quale è possibile ricavare l'angolo  $\theta$ .

$$\sin \theta = 1 - \frac{M_{pf} \cdot \beta^2}{12 \cdot E \cdot I_f \cdot \alpha} \quad (4.62)$$

Il carico uniformemente distribuito sul bordo della membrana produce, sull'anima, tensioni di compressione,  $f_m$ , che riducono il momento resistente plastico dell'anima che assume la forma  $M_{pw} (1 - (f_m/f_{yw})^2)$ . Supponendo una distribuzione uniforme di  $f_m$  lungo la distanza tra le cerniere plastiche esterne, e tenendo presente il secondo termine a destra dell'equazione (4.61), si ha:

$$f_m = \frac{4 \cdot M_{pw}}{\alpha \cdot \cos \theta \cdot t_w} \quad (4.63)$$

Introducendo il momento plastico ridotto nell'equazione (4.61), si perviene ad un'approssimazione del carico di collasso:

$$F_R = \frac{8 \cdot M_{pf}}{\beta} + \frac{8 \cdot \beta \cdot M_{pw}}{\alpha \cdot \cos \theta} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{4 \cdot M_{pw}}{\alpha \cdot \cos \theta \cdot t_w \cdot f_{yw}} \right)^2 \right] \quad (4.64)$$

Secondo Roberts e Chong,  $\alpha$  può essere scelto empiricamente pari a  $25 t_w$  e dalle equazioni (4.62) e (4.64) si può calcolare la resistenza ultima. Ora, per travi tozze, è possibile che la rottura avvenga per snervamento diretto dell'anima così come è stato dimostrato da Roberts nel suo modello a quattro cerniere. In questo caso, utilizzando il modello a tre cerniere, e uguagliando il lavoro esterno ed interno, la resistenza diventa:

$$F_R = \frac{8 \cdot M_{pf}}{\beta} + 2 \cdot \beta \cdot t_w \cdot f_{yw} \quad (4.65)$$

La resistenza deve essere presa come il minore tra i valori forniti dalle equazioni (4.64) e (4.65). Due anni dopo, Roberts e Markovic (1983) hanno presentato un altro studio su delle travi tozze, includendo prove con  $t_w$  da 3mm a 10mm e  $h_w/t_w$  tra 50 e 166. L'obiettivo era quello di colmare la mancanza di risultati certi nel caso di spessori maggiori delle anime e di riuscire così a confrontare i nuovi dati con le funzioni di resistenza sviluppate in precedenza da Roberts e colleghi. I ricercatori hanno studiato le curve di deformazione, e la deformazione era definita

come la deformazione della piattabanda caricata, concludendo che circa ad un terzo del carico di rottura la pendenza della curva cambia senza alcuna significativa deformazione fuori dal piano. Secondo gli studiosi, ciò era dovuto allo snervamento membranale del pannello d'anima. In prossimità del carico ultimo, la curva si appiattisce accompagnata da un rapido aumento delle deformazioni fuori dal piano dell'anima, e ciò implica che la rottura avvenga per flessione e non per snervamento dell'anima. Inoltre, quando confrontando i carichi di rottura delle prove con le equazioni (4.55) e (4.60) è emerso che l'equazione (4.55), vale a dire la funzione di resistenza originariamente sviluppata per le anime sottili, risulta in accordo con i dati ottenuti a prescindere, pertanto, dallo spessore dell'anima.

Infine, Roberts e Newark (1997) presentarono una procedura di progettazione in presenza di patch loading leggermente modificata. Le equazioni principali sono uguali a quelle descritte sopra, con l'aggiunta di alcune variazioni. A partire dalla stessa equazione di prima, viene aggiunto un fattore di sicurezza chiamato  $F$ :

$$F_R = \left( \frac{4 \cdot M_{pf}}{\beta} + \frac{4 \cdot \beta \cdot M_{pw}}{\alpha \cdot \cos \theta} + \frac{2 \cdot s_{se} \cdot M_{pw}}{\alpha \cdot \cos \theta} - \frac{2 \cdot \eta \cdot M_{pw}}{\alpha \cdot \cos \theta} \right) \cdot \frac{1}{F} \quad (4.66)$$

dove  $s_{se}$  è la lunghezza del tratto caricato, considerando una distribuzione a 45° lungo la piattabanda, ossia:

$$s_{se} = s_s + 2 \cdot t_f \quad (4.67)$$

Viene introdotta una nuova approssimazione di  $\alpha$  in base all'equazione (4.68), dove  $f_{yw}/f_{yf}$  è stata incorporata per rimuovere l'anomalia, di cui si è parlato in precedenza, ossia che la resistenza cala con l'aumento di  $f_{yf}$ , vedi equazione (4.53).

$$\alpha = 20 \cdot t_w \cdot \frac{f_{yw}}{f_{yf}} \leq \frac{h_w}{8} \quad (4.68)$$

Inoltre, per travi con flange sottili il valore di  $\beta$  può essere piccolo rispetto ad  $\alpha$  e la geometria del meccanismo plastico assunto diventa irrealistica. Pertanto, se  $\alpha > \beta/2$  il valore di  $\alpha$  deve essere ridotto a  $\beta/2$ . Altre limitazioni citate in precedenza in altri articoli non sono menzionati in questo documento e, quindi, si presume che esse non siano più pertinenti e rilevanti, bensì siano superati. Sostituendo le equazioni (2.43), (4.52) e (4.68) nell'equazione (4.66) si ottiene:

$$F_R = \left( K \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{E \cdot f_{yw} \cdot \frac{t_f}{t_w}} \cdot (1 + \lambda) \right) \cdot \frac{1}{F} \quad (4.69)$$

in cui  $K$  è una costante numerica e  $\lambda$  è una funzione complessa della geometria del sistema e della resistenza a snervamento del materiale. Tenendo in conto una vasta gamma di risultati ottenuti dai test effettuati, è stato possibile modificare empiricamente l'equazione (4.69), ricavando:

$$F_R = \left( 1,1 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{E \cdot f_{yw}} \cdot \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^{1/4} \cdot \left( 1 + \frac{s_{se} \cdot t_w}{h_w \cdot t_f} \right) \right) \cdot \frac{1}{F} \quad (4.70)$$

dove il fattore di sicurezza è assunto pari a  $F = 1.45$ . Utilizzando  $F = 1.45$  si ottiene un limite inferiore di confidenza del 95% attorno all'unità. Nell'articolo viene descritta anche la soluzione del meccanismo per snervamento diretto dell'anima come mostrato nelle equazioni (4.56)-(4.60) e per la progettazione deve essere considerato il minore tra i valori ottenuti dalle (4.60) e (4.70). L'unica differenza tra la funzione di resistenza a snervamento e l'equazione (4.60) è introdotta dall'utilizzo di  $s_{se}$  piuttosto che  $s_s$ , ossia non è necessario, nel caso di snervamento diretto, il fattore di sicurezza.

Secondo Roberts e Newark (1997) le stime fornite dalle equazioni (4.60) e (4.70), confrontate con i 142 risultati dei test, hanno dato una media di 1.45 ed un coefficiente di variazione di 0.24. I ricercatori affermano che per progettazioni tipiche di routine, potrebbero essere usate le equazioni (4.60) e (4.70), ma per travi con flange relativamente tozze e irrigidimenti verticali molto ravvicinati, la soluzione relativa al meccanismo di rottura dovuto all'instabilità dell'anima, deve essere usato al posto della relazione (4.70).

Come si può notare, Roberts e colleghi hanno fornito una grande quantità sia di dati e risultati che di conoscenze in questo ambito ed in definitiva, le funzioni di resistenza proposte sono in buon accordo con i risultati dei test. Tuttavia, ci sono ancora un sacco di restrizioni relative alla modello e ci sono alcuni parametri empirici inclusi. Un punto debole di questo teoria è dovuto al fatto che ci siano due distinte equazioni per la resistenza e quindi due diversi meccanismi di rottura, nonostante i risultati dei test non mostrino alcuna chiara distinzione tra snervamento diretto o instabilità dell'anima. Inoltre, non solo è piuttosto complicato descrivere il completo meccanismo di plasticizzazione, ma ciò che rende ancora più complesso l'approccio è il considerare piattabande relativamente spesse e posizionate molto vicine rispetto agli irrigidimenti verticali.

Bergfelt nel 1979 propose un'altra soluzione meccanica basata su un modello a tre cerniere, mostrato in Figura 4.10, non troppo diverso dal modello proposto da Roberts e Chong. L'origine del modello e le ipotesi erano state già introdotte da Bergfelt nel 1971. La teoria delle tre cerniere è spiegata nel seguito. Soggetta ad un modesto carico, la piattabanda si comporta come una trave su suolo elastico, rappresentato dal pannello d'anima. All'aumentare del carico, si forma una prima cerniera plastica nella piattabanda, in corrispondenza del punto di applicazione dell'azione, mentre nell'anima, al di sotto della cerniera, si generano tensioni che raggiungono la tensione di snervamento  $f_{yw}$ . La zona sul pannello d'anima in cui si ha snervamento aumenta e cresce anche il momento flettente negativo sulla piattabanda. Infine, il collasso ha inizio quando si forma una cerniera plastica rispettivamente a destra e a sinistra del carico. Secondo Bergfelt, se il carico fosse trasferito ad una barra o ad una piastra molto rigida, si potrebbe generare una cerniera plastica su entrambi i lati della lastra invece che una cerniera centrale al di sotto del carico stesso.

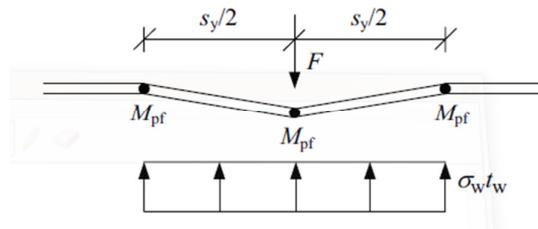


Figura 4.10 - Modello di meccanismo plastico a rottura secondo Bergfelt

Per travi con rapporti usuali di  $t_f/t_w$  compresi tra 2 e 5, l'imbozzamento dell'anima inizia come una forma di instabilità nella zona al di sotto del carico e non a causa del raggiungimento della tensione di snervamento come è stato detto al paragrafo precedente, il che risulta un po' contraddittorio. Nel tentativo di voler trovare un adeguato valore per la tensione  $\sigma_w$ , rappresentata nella figura 4.10, lo studioso utilizzò l'espressione approssimata di von Karman per il calcolo della tensione media di rottura:

$$\sigma_w = \sqrt{\sigma_{cr} \cdot f_{yw}} \quad (4.71)$$

Dopo alcuni passaggi matematici, Bergfelt formulò la seguente relazione per il carico di collasso:

$$F_R = 0,8 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{E \cdot f_{yw}} \cdot \sqrt{\frac{t_i}{t_w}} \cdot f(s_s, h_w, etc); t_i/t_w > \approx 2 \quad (4.72)$$

dove  $t_i$  è in accordo con l'Equazione (4.34), se le dimensioni della piattabanda danno un rapporto di  $b_f/t_f \neq 25$  e non è valida se  $t_i = t_f$ . Il termine  $f(s_s, h_w, etc)$  in equazione (4.72) contiene una serie di funzioni:

$$f(s_s, h_w, etc) = f(s_s) \cdot f(h_w) \cdot f(f_{yw}) \cdot f(M_E) \cdot f(\delta) \cdot f(s_v) \cdot f(s_h) \quad (4.73)$$

in cui  $f(s_v)$  e  $f(s_h)$  implicano, rispettivamente, l'incidenza degli irrigidimenti verticali e orizzontali. Gli altri termini sono fattori di correzione, introdotti da Bergfelt, e generalmente assumono valori prossimi ad 1.0.

$f(s_s)$  introduce la dipendenza, nel calcolo, dalla lunghezza del tratto caricato  $s_s$ . Sulla base dei numerosi test effettuati, venne suggerita una formula semplice per la determinazione di tale funzione:

$$f(s_s) = 1 + 40 \cdot \frac{s_s}{s_y} \cdot \frac{t_w}{h_w} \leq 1,4 \quad (4.74)$$

dove

$$s_y = 5,2 \cdot \frac{b_f}{\eta} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^2 \cdot \sqrt{\frac{t_w}{t_i}} \cdot \frac{f_{yf}}{\sqrt{f_{yw} \cdot E}} \quad (4.75)$$

in cui  $\eta$  è un fattore di correzione per la piattabanda sottoposta a momento flettente.

$f(h_w)$  è il fattore di correzione, che tiene conto dell'influenza dell'altezza dell'anima  $h_w$ . Bergfelt non trovò alcuna incidenza significativa nel caso di pannelli sottili, ma stabilì che per anime tozze, con  $h_w/t_w \leq 60$ , l'altezza dell'anima può essere determinante.

$f(f_{yw})$  è un fattore di correzione che tiene conto della tensione di snervamento nell'anima, attivata in seguito all'instaurarsi dell'instabilità. Tuttavia, la formula risulta incerta, poiché non esistono molti risultati di prove che attestino il comportamento di travi con un valore di resistenza "estremamente" elevato o "estremamente" basso. Fu proposta la seguente espressione:

$$f(f_{yw}) = \sqrt[6]{700 \cdot \frac{f_{yw}}{E}} \quad (4.76)$$

$f(M_E)$  è un fattore di correzione che tiene conto delle sollecitazioni di compressione nella piattabanda dovute al momento flettente. Infine, il fattore di correzione per le imperfezioni iniziali dell'anima  $f(\delta)$  dovrebbe, secondo Bergfelt, essere calcolato come segue:

$$f(\delta) = 1 - 15 \cdot \left( \delta - 0,001 \cdot t_f \cdot \frac{h_w}{t_w} \right) / t_w; \quad 0,8 < f(\delta) \leq 1 \quad (4.77)$$

che vale per  $t_f/t_w > 2$ . Se non si vuole tenere in conto delle imperfezioni dell'anima, la costante, che appare nella (4.72), è assunta pari a 0.77 invece di 0.8  $f(\delta)$ . In un altro studio condotto da Bergfelt (1983), un totale di 26 prove confermarono la scarsa influenza dell'altezza del pannello d'anima nel calcolo del carico a rottura, nel caso di spessori sottili, fino a valori di  $h_w/t_w = 150$ . Inoltre, i risultati dei nuovi test attestarono la funzione di resistenza secondo l'equazione (4.72).

Nel 1989, Shimizu e colleghi proposero una versione modificata del metodo meccanico formulato originariamente da Roberts e Rockey (1979). Presentarono i risultati di 7 prove effettuate con  $s_s$  pari a 0.3 o 0.5 e  $h_w/t_w = 167$ . I ricercatori dimostrarono che, in tutte le travi testate, si formavano due linee di snervamento in contraddizione con le tre linee osservate nei test di Roberts e Rockey. Shimizu e colleghi spiegarono che la differenza di comportamento era dovuta al fatto che il rapporto  $s_s/a$  utilizzato nei loro calcoli era maggiore in confronto con quello utilizzato da Roberts e Rockey, per descrivere il loro meccanismo di collasso. Sulla base di questi nuovi risultati, Shimizu e colleghi idearono un modello meccanico leggermente modificato, come mostrato in figura 4.11.

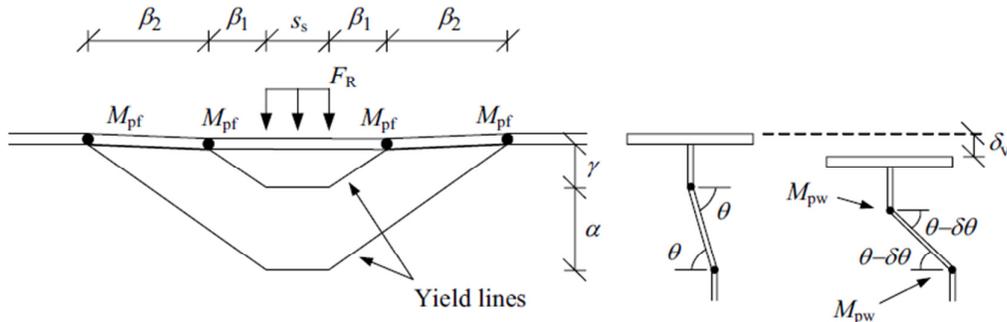


Figura 4.11 - Meccanismo modificato da Shimizu e colleghi (1989)

Seguendo lo stesso procedimento di Roberts e Rockey, vengono valutati, rispettivamente, il lavoro virtuale esterno ed interno per il meccanismo di plasticizzazione sopra rappresentato:

$$W_i = 4 \cdot M_{pf} \cdot \frac{\delta_v}{\beta_2} + 2 \cdot M_{pw} \cdot (s_s + 2 \cdot \beta_1 + 2 \cdot \beta_2) \cdot \frac{\delta_v}{\alpha \cdot \cos \theta} \quad (4.78)$$

$$W_e = F_R \cdot \delta_v \quad (4.79)$$

Uguagliando il lavoro interno ed esterno si ottiene:

$$F_R = 4 \cdot \frac{M_{pf}}{\beta_2} + 2 \cdot \frac{M_{pw} \cdot (s_s + 2 \cdot \beta_1 + 2 \cdot \beta_2)}{\alpha \cdot \cos \theta} \quad (4.80)$$

e riducendo l'espressione rispetto a  $\beta_2$ , si ha:

$$\beta_2 = \sqrt{\frac{M_{pf} \cdot \alpha \cdot \cos \theta}{M_{pw}}} \quad (4.81)$$

$\beta_1$  può essere ricavato, osservando la figura 4.11, dal rapporto

$$\frac{\beta_1}{\beta_2} = \frac{\gamma}{\alpha} \quad (4.82)$$

Utilizzando la stessa ipotesi di Roberts e Rockey, ovvero basandosi sul concetto che la deformazione della flangia deve essere compatibile con la deformazione del pannello d'anima e che il momento, tra le cerniere lungo la piattabanda, è lineare, si ottiene:

$$\frac{M_{pf}}{6 \cdot E \cdot I_f} = \alpha \cdot (1 - \sin \theta) \quad (4.83)$$

Anche Shimizu e colleghi definiscono la lunghezza  $\eta$ , sull'anima che si snerva sotto il carico e che non sviluppa cerniere plastiche. Aggiungendo  $\eta$ , la funzione di resistenza diventa:

$$F_R = 4 \cdot \frac{M_{pf}}{\beta_2} + 2 \cdot \frac{M_{pw} \cdot (s_s + 2 \cdot \beta_1 + 2 \cdot \beta_2 - \eta)}{\alpha \cdot \cos \theta} \quad (4.84)$$

Ponendo il secondo termine a destra dell'uguale della (4.84) pari a  $h f_{yw} t_w$ , si ottiene l'espressione per  $\eta$ :

$$\eta = 2 \cdot M_{pw} \cdot \frac{s_s + 2 \cdot \beta_1 + 2 \cdot \beta_2}{2 \cdot M_{pw} + f_{yw} \cdot t_w \cdot \alpha \cdot \cos \theta} \quad (4.85)$$

I ricercatori affermano che, utilizzando le equazioni (4.81)-(4.85), può essere determinata la resistenza. L'inconveniente sta nel fatto che i parametri  $\alpha$  e  $\gamma$  devono essere determinati mediante prove, il che non è conveniente per la progettazione.

Ungermann nel 1990 suggerisce, insieme ad altri modelli, un modello di progettazione per il patch loading. Il modello include il carico di punta  $F_{cr}$ , la resistenza a snervamento  $F_y$ , e il parametro di snellezza  $\lambda$ . La resistenza a snervamento viene valutata in relazione ad un modello a tre cerniere, rappresentato in Figura 4.12, e viene calcolata come segue:

$$F_y = 2 \cdot c_u \cdot t_w \cdot f_{yw} \quad (4.86)$$

dove

$$2 \cdot c_u = \frac{s_s}{2} + \sqrt{\left(\frac{s_s}{2}\right)^2 + \frac{4 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t_w \cdot f_{yw}}} \quad (4.87)$$

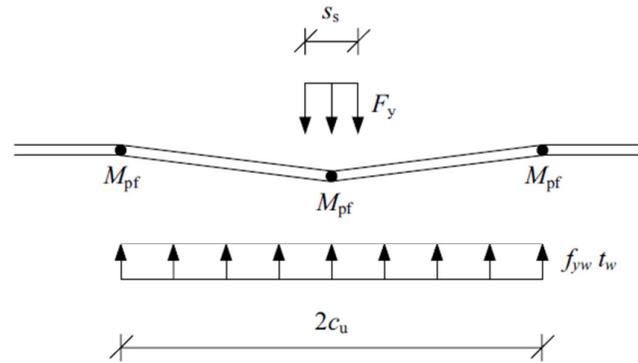


Figura 4.12 - Modello meccanico di Ungermann (1990)

I risultati dei test mostrano che la resistenza al patch loading è indipendente da  $h_w$ ; invece Ungermann considerò la piccola cerniera che appare vicino alla piattabanda caricata poco prima del raggiungimento del carico massimo. Il ricercatore dimostrò che l'altezza di questa piccola cerniera poteva essere presa pari a  $60 t_w$ . Considerando  $k_f = 2.31$  e  $h_w = 60 t_w$ , l'equazione (4.14) può essere riscritta:

$$F_{cr} = 0,0348 \cdot E \cdot t_w^2 \quad (4.88)$$

Il parametro di snellezza risulta:

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \quad (4.89)$$

e la resistenza è data da:

$$\begin{cases} F_R = 2 \cdot c_u \cdot t_w \cdot f_{yw} \cdot \left( \frac{0,525}{\lambda} + \frac{0,375}{\lambda^2} \right) & \text{if } \lambda > 0,80 \\ F_R = 22 \cdot \sqrt[7]{\varepsilon^4} \cdot t_w^2 \cdot f_{yw} & \text{if } \lambda \leq 0,80 \end{cases} \quad (4.90)$$

dove  $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yw}}$ .

Nel 1994, come accennato in precedenza, Lagerqvist presentò la sua tesi di dottorato, incentrata sul problema del patch loading. Venne dimostrato un nuovo modello di progettazione e successivamente venne pubblicato un articolo di Johansson e Lagerqvist (1995), che trattava il medesimo concetto esposto in precedenza nella presentazione della tesi. Il presente documento si concentrerà sugli ultimi risultati raggiunti da Lagerqvist nel 1994 ed esposti nell'articolo uscito a posteriori e redatto da Lagerqvist e Johansson (1996).

Il modello reale proposto da Lagerqvist è in sintonia con altri modelli normalmente usati per descrivere altri problemi di instabilità. Ciò significa che il modello si compone di tre importanti parti. In primo luogo, viene introdotta la valutazione della resistenza allo snervamento,  $F_y$ , sulla base del modello meccanico mostrato in Figura 4.13; la seconda parte introduce il carico teorico critico  $F_{cr}$ , che viene utilizzato solo per la definizione della snellezza  $\lambda$ . Ed infine, viene introdotto il fattore di riduzione  $\chi(\lambda)$ , che mette in relazione la resistenza alla snellezza. L'approccio usato da Lagerqvist tiene conto di tutti i meccanismi di rottura in un'unica verifica, vedi Figura 4.6, e il passaggio dallo snervamento all'instabilità è continua e regolare.

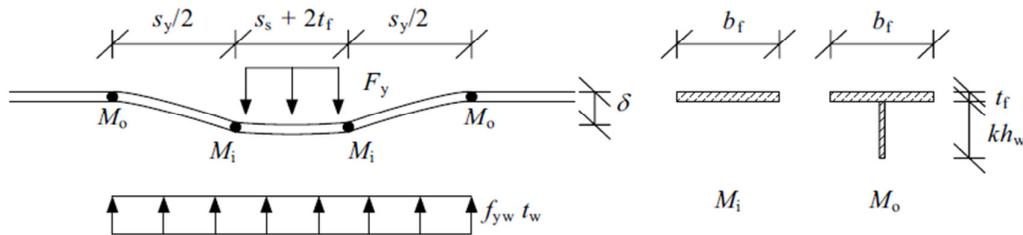


Figura 4.13 - Modello meccanico per la resistenza allo snervamento secondo Lagerqvist

A partire dal modello meccanico mostrato nella Figura 4.13, che è simile al modello per snervamento diretto proposto da Roberts e Rockey. La differenza è che le cerniere plastiche esterne sulla piattabanda contengono anche una parte del pannello d'anima, formando una sezione a T. questo fenomeno è stato introdotto nel modello perché ci si accorse, dai test, che all'aumentare della snellezza dell'anima, si aveva un aumento anche del tratto caricato,  $l_y = s_s + 2t_f + s_y$ . Inserendo una parte dell'anima in  $M_o$ ,  $l_y$  aumenta con l'aumento di  $h_w$ . La resistenza allo snervamento è stata ottenuta uguagliando i lavori virtuali esterno ed interno per il sistema in Figura 4.13, come era stato fatto da Roberts e Rockey, e si perviene alla relazione:

$$F_y = 4 \cdot \frac{M_i + M_o}{s_y} + f_{yw} \cdot t_w \cdot \left( s_s + 2 \cdot t_f + \frac{s_y}{2} \right) \quad (4.91)$$

Riducendo l'equazione (2.91) rispetto a  $s_y$ , si ha:

$$s_y = \sqrt{\frac{8 \cdot (M_i + M_o)}{f_{yw} \cdot t_w}} \quad (4.92)$$

Il momento resistente plastico per le cerniere esterne  $M_o$ , viene ricavato, assumendo che l'asse neutro si trovi in corrispondenza della flangia:

$$M_o = \frac{f_{yf} \cdot b_f \cdot t_f^2}{4} + \frac{f_{yw} \cdot t_w \cdot k^2 \cdot h_w^2}{2} \cdot \left( 1 + \frac{t_f}{k \cdot h_w} - \frac{f_{yw} \cdot t_w}{2 \cdot f_{yf} \cdot b_f} \right) \quad (4.93)$$

Se  $k$  non è troppo piccola, tale da dare un contributo alla resistenza, Lagerqvist afferma che il primo termine all'interno della parentesi è dominante ed è possibile semplificare l'equazione trascurando i rimanenti due termini all'interno della parentesi:

$$M_o = \frac{f_{yf} \cdot b_f \cdot t_f^2}{4} + \frac{f_{yw} \cdot t_w \cdot k^2 \cdot h_w^2}{2} \quad (4.94)$$

Inserendo le (4.92) e (4.94) nell'equazione (4.91) e riordinando, si ricava:

$$F_y = f_{yw} \cdot t_w \cdot \left( s_s + 2 \cdot t_f + 2 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} + k^2 \cdot \left( \frac{h_w}{t_f} \right)^2} \right) \quad (4.95)$$

L'unico parametro sconosciuto nella (4.95) è il fattore  $k$ . Dai risultati dei test, si è dimostrato che assumendo  $k^2=0.02$ , si ottiene una previsione ragionevolmente buona della resistenza al patch loading. Quindi, la resistenza allo snervamento può essere scritta come:

$$F_y = f_{yw} \cdot t_w \cdot \left( s_s + 2 \cdot t_f + 2 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} + 0,02 \cdot \left( \frac{h_w}{t_f} \right)^2} \right) \quad (4.96)$$

Era già stato ricavato in precedenza il coefficiente di instabilità sviluppato da Lagerqvist, perciò vengono riportate qui solo le equazioni finali per rendere la procedura completa. Il carico critico elastico è ottenuto mediante la seguente espressione:

$$F_{cr} = k_F \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{t_w^3}{h_w} \quad (4.97)$$

dove

$$k_F = 5,3 + 1,9 \cdot \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 + 0,4 \cdot \sqrt[4]{\frac{b_f \cdot t_f^3}{h_w \cdot t_w^3}} \quad (4.98)$$

Il parametro di snellezza è dato da:

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \quad (4.99)$$

Successivamente, Lagerqvist propose un fattore di riduzione calibrato su 190 test nei quali  $M_E/M_R \leq 0.4$ . Il fattore di riduzione dà un frattile inferiore al 5% pari a 1.0 per  $F_U/F_R$  ed è determinato dall'equazione:

$$\chi(\lambda) = 0,06 + \frac{0,47}{\lambda} \leq 1,0 \quad (4.100)$$

Pertanto la resistenza al patch loading è data da:

$$F_R = F_y \cdot \chi(\lambda) \quad (4.101)$$

Lagerqvist (1994) ha inoltre proposto un modello semplificato adatto per la progettazione. In questo modello il coefficiente di instabilità, espresso dalla (4.98), è stato semplificato omettendo il termine che tiene conto dell'incidenza della piattabanda, ottenendo:

$$k_F = 6 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \quad (4.102)$$

Johansson e colleghi nel 2001 presentano le regole per la nuova progettazione, introdotte nell'Eurocodice 3 per strutture in acciaio. Le regole di progettazione in presenza di patch loading seguono la procedura formulata da Lagerqvist (1994) e Lagerqvist e Johansson (1996) con una sola eccezione: il fattore di riduzione nella (4.100) è stato semplificato con:

$$\chi(\lambda) = \frac{0,5}{\lambda} \leq 1,0 \quad (4.103)$$

Il modello per la progettazione in presenza di patch loading è stata calibrato in relazione ai risultati di test effettuati mediante una valutazione statistica secondo l'allegato Z1 dell'Eurocodice 3 Parte 1-1, redatti da Johansson e colleghi. Si è constatato che il fattore di sicurezza parziale, deve essere impostato pari a 1.1 e la resistenza di progetto diventa:

$$F_{Rd} = F_y \cdot \chi(\lambda) / \gamma_M^* \quad (4.104)$$

Infine, vengono espone le equazioni per il calcolo della resistenza a patch loading presenti nell'EN 1993-1-5. Si tratta, fondamentalmente, delle stesse equazioni riportate in precedenza ma con notazioni leggermente differenti ed una limitazione rispetto alla metodologia usata da Lagerqvist e Johansson. La resistenza di progetto è ottenuta dalla seguente equazione:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}} \quad (4.105)$$

dove

$$L_{\text{eff}} = \chi_F \cdot l_y \quad (4.106)$$

in cui:

$$l_y = s_s + 2 \cdot t_f \cdot (1 + \sqrt{m_1 + m_2}) \leq a \quad (4.107)$$

e

$$m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} \quad (4.108)$$

$$m_2 = 0,02 \cdot \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 \quad \bar{\lambda}_F > 0,5$$

$$m_2 = 0 \quad \bar{\lambda}_F \leq 0,5 \quad (4.109)$$

Il fatto che  $m_2$  dipenda da  $\lambda_f$  complica il calcolo in quanto il valore di  $\lambda_f$  deve essere assunto prima e poi potrebbe dover essere ricalcolato se il valore assunto dovesse risultare sbagliato.

Il carico critico risulta:

$$F_{\text{cr}} = 0,9 \cdot k_F \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w} \quad (4.110)$$

con  $k_F$  ottenuto dalla (4.102). La snellezza è valutata come segue:

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y \cdot t_w \cdot f_{yw}}{F_{\text{cr}}}} \quad (4.111)$$

e il fattore di riduzione può essere calcolato con l'equazione (4.103).

#### 4.4.3. Resistenza delle travi con irrigidimenti longitudinali

Il calcolo della resistenza a patch loading per travi irrigidite longitudinalmente è spesso stato effettuato usando i criteri di resistenza per una trave non irrigidita. Una volta ottenuta la resistenza a patch loading per un'anima non irrigidita si ottiene la resistenza di un'anima irrigidita tramite un coefficiente di amplificazione (vedi equazione (4.115)). Tuttavia l'approccio tramite un coefficiente di riduzione è diventato il modello attualmente in uso nelle vigenti normative (per esempio EN-1993-1-5). Infatti, studiando modelli di calcolo della resistenza a patch loading sia

per le travi irrigidite longitudinalmente che non irrigidite il metodo di amplificazione non è risultato in accordo con i dati sperimentali.

Nonostante ciò sono stati fatti molti sforzi per il calcolo della resistenza ultima a patch loading per travi irrigidite longitudinalmente mediante il coefficiente di amplificazione (Bergfelt (1979), Janus et al. (1988), Kutmanovà e Skaloud (1992), Graciano ed Edlund (2001)) e saranno riportati brevemente in seguito.

Sebbene questi siano i due metodi storicamente riconosciuti per il calcolo della resistenza al patch loading per travi longitudinalmente irrigidite esistono anche altre metodi ritenuti validi. Un esempio abbastanza originale è il modello sviluppato attraverso algoritmi genetici (GP) presentato da Cevik (2007).

Il metodo di programmazione è automaticamente adattabile a partire da variabili predefinite per ottenere un'espressione in grado di predire i risultati dei test sperimentali. Il programma GP è stato calibrato attraverso 138 prove e utilizza 11 parametri per definire la geometria ed il materiale usati come variabili. Secondo Cevik l'equazione finale mostra una buona corrispondenza con i dati sperimentali usati, mostrando un valor medio di 1.021 ed un coefficiente di varianza di 0.156. Sebbene la relazione con dati sperimentali sia buona, tale formulazione è abbastanza complicata e manca di una base fisica. Questi motivi rendono l'espressione inadeguata quando i dati sono fuori dal range usato da GP.

Inoltre, l'equazione è valida solo per irrigidimenti aperti il che inibisce l'uso del programma GP per gli irrigidimenti chiusi. Tuttavia l'equazione nella quale si inseriscono le geometrie in [mm] e le proprietà dei materiali in [MPa] per ottenere la resistenza in [kN] secondo Cevik risulta:

$$\begin{aligned}
 F_{R1} = & \left( t_w + \frac{\cos(a^3) \cdot \sqrt{f_{yw}}}{(-59,57 \cdot t_{st} + s_s - 83,08)} \right) \cdot \left( \frac{t_f}{\sqrt{t_f} + 17,97 + \frac{184,22}{s_s}} \right) \\
 & \cdot \left( \frac{f_{yf}}{h_w \cdot b_1 + 65,81 + b_f - 98,77 \cdot (s_s - f_{yf})} \right) \\
 & \cdot \left( t_w + \frac{h_w}{t_f^2 - 15,42 \cdot t_{st} + f_{yf} - 34,76 - b_{st}} \right)
 \end{aligned} \tag{4.112}$$

Un altro tipo di modello di valutazione diretta della resistenza è stato valutato da Graciano (2002) e successivamente da Graciano ed Edlund (2003). Il metodo si basa sul modello a 4 cerniere (Roberts e Rockey (1979)) con l'aggiunta dell'irrigidimento longitudinale. Dati  $f_{yw}=f_{yf}$  e assunta la posizione delle cerniere con  $\alpha = b_1/2 \leq 20t_w$ , la resistenza è stata stimata con:

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{R1} = 4 \cdot t_w^2 \sqrt{\frac{E \cdot f_{yw} \cdot t_f}{b_1}} + \frac{24 \cdot E \cdot I_f \cdot (s_s + 2 \cdot t_f - \eta) \cdot M_{pw}^2}{b_1 \cdot M_{pf}^2} \quad \text{if } \frac{b_1}{t_w} \leq 40 \\ F_{R1} = 2 \cdot f_{yw} \cdot t_w^2 \sqrt{\frac{2 \cdot E \cdot t_f}{\alpha \cdot f_{yf}}} + \frac{12 \cdot E \cdot I_f \cdot (s_s + 2 \cdot t_f - \eta) \cdot M_{pw}^2}{\alpha \cdot M_{pf}^2} \quad \text{if } \frac{b_1}{t_w} > 40 \end{array} \right. \quad (4.113)$$

Tale espressione è valida anche per il caso con  $\alpha = 20t_w f_{yw}/f_{yf}$ . Per entrambi i casi si è assunto il parametro  $\eta$ , in accordo con l'equazione (4.114), ipotizzando che il carico di collasso sia trasmesso oltre la zona di plasticizzazione mediante gli sforzi membranali di compressione.

$$\eta = \frac{M_{pw} \cdot (4 \cdot \beta + 2 \cdot (s_s + 2 \cdot t_f))}{2 \cdot M_{pw} + f_{yw} \cdot t_w \cdot \alpha \cdot \frac{M_{pf}^2}{6 \cdot E \cdot I_f \cdot M_{pw}}} \quad (4.114)$$

Tuttavia, in molti casi  $f_{yw} \neq f_{yf}$  pertanto per il calcolo della resistenza al patch loading per travi irrigidite non si possono utilizzare approcci progettuali più semplici rispetto a quello riportato precedentemente.

### Metodi basati su fattori di amplificazione

Come detto precedentemente, i metodi che contemplano fattori di amplificazione e usati per ottenere la resistenza di travi irrigidite soggette a patch loading, si basano sulla resistenza ottenuta per travi non irrigidite moltiplicandola per un fattore di amplificazione, vedi equazione (4.115):

$$F_{R1} = F_R \cdot f(s_1) \quad (4.115)$$

Un metodo consueto per valutare tale fattore di amplificazione è la calibrazione mediante i dati sperimentali di prove su travi con le stesse dimensioni in presenza o meno di irrigidimenti longitudinali. Inoltre, la differenza nella resistenza ultima tra travi con e senza irrigidimenti è stata valutata empiricamente. Alcuni esempi di questo fattore di amplificazione presentati dai diversi autori sono riportati in questo paragrafo.

Uno dei più importanti contributi per la determinazione del fattore di amplificazione è stato dato da Markovic e Hajdin (1992) che suggerivano una equazione lineare secondo la seguente espressione:

$$f(s_1) = 1,28 - 0,7 \cdot \frac{b_1}{h_w} \quad \text{for } 0,1 < \frac{b_1}{h_w} < 0,4 \quad (4.116)$$

ottenuta dai risultati sperimentali presenti in letteratura, mettendo a confronto 133 travi irrigidite longitudinalmente e 318 non irrigidite. Usando l'equazione (4.116), gli autori misero a confronto diverse espressioni per il calcolo della resistenza di travi non irrigidite,  $F_R$ , e cercarono di predire la resistenza delle travi irrigidite in accordo con l'equazione (4.115), vagliando tutti i risultati forniti dai modelli più affidabili.

La migliore, secondo gli autori, delle diverse equazioni testate fu presentata da Roberts (1981). Questa può essere formulata nella forma base oppure considerando il contributo del momento flettente.

Lo stesso anno, Kutmanovà e Skaloud (1992) proposero un altro fattore di amplificazione. La loro ricerca era fondata su esperimenti recenti e sulla teoria di Janus e altri (1988) riguardante travi non irrigidite o irrigidite longitudinalmente su uno o entrambi i lati. I risultati dei test furono analizzati con un approccio di regressione non lineare e la seguente equazione fu stabilita come fattore di amplificazione:

$$f(s_1) = 0,958 - 0,09 \cdot \ln\left(\frac{b_1}{h_w}\right) \quad (4.117)$$

mentre la resistenza ultima di una trave non irrigidita fu ottenuta da:

$$F_R = 12,6 \cdot t_w^2 \cdot f_{yw} \cdot \left(1 + 0,004 \cdot \frac{s_s}{t_w}\right) \cdot \left(\frac{I_f}{t_w^4} \cdot \sqrt{\frac{f_{yf}}{240}}\right)^{0,153} \quad (4.118)$$

Queste equazioni sono simili a quelle formulate da Janus e altri (1988), tuttavia leggermente modificate per avere una stima migliore. Ad ogni modo, uno svantaggio di queste equazioni deriva dal fatto che i test sono stati eseguiti con le stesse condizioni al bordo, stessa colata di acciaio per le travi, uguali irrigidimenti e così via. Pertanto la popolazione utilizzata per l'analisi di regressione è ristretta e quindi favorevole alla validazione dell'equazione.

Basandosi sui risultati dei suoi test, Bergfelt determinò un fattore di amplificazione che tenesse in conto l'influenza dell'irrigidimento longitudinale nel rispetto della resistenza ultima a patch loading.

Bergfelt (1979), insieme al modello a 3 cerniere, propose la funzione di resistenza per travi non irrigidite in accordo con l'equazione (4.72). Lo studio di Bergfelt partì con il tentativo di determinare il fattore  $f(s_1)$ , ma comparandolo con (pochi e limitati) risultati sperimentali, Bergfelt formulò anche l'equazione (4.119) come fattore di amplificazione per una trave longitudinalmente irrigidita:

$$f(s_1) = 1 + \left(\frac{1}{3} + \frac{b_1}{h_w}\right) \cdot \sqrt{\frac{s_\eta}{3b_1}}; \quad 0,1 < \frac{b_1}{h_w} < 0,33 \quad (4.119)$$

nella quale la distanza modificata tra le cerniere plastiche esterne nella flangia superiore è compresa nell'intervallo:

$$s_y + s_s \leq s_\eta \leq s_y + s_s + \frac{s_s^2}{s_y} \quad (4.120)$$

Introducendo un fattore di correzione per il momento flettente  $\eta$ , Bergfelt formulò l'equazione (4.121) per determinare la distanza tra le cerniere plastiche esterne:

$$s_y = 5,2 \cdot \frac{b_f}{\eta} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^2 \cdot \sqrt{\frac{t_w}{t_i}} \cdot \frac{f_{yf}}{\sqrt{E} \cdot f_{yw}} \quad (4.121)$$

Tuttavia, Bergfelt propose anche un modo più semplice per determinare il fattore di amplificazione in presenza di irrigidimenti longitudinali. L'idea dietro a questa formula è quella che l'incremento della resistenza ultima in assenza di irrigidimenti longitudinali, dipenda parzialmente dal rapporto  $s_y/b_1$  e dall'effetto della saldatura. La formulazione alternativa fu formulata come segue:

$$1 + 0,02 \cdot \frac{s_y}{b_1} < f(s_1) < 1,1 + 0,02 \frac{s_y}{b_1} \quad (4.121)$$

Graciano nella sua tesi di dottorato (2002) formulò due modelli. Come base per la resistenza ultima Graciano usò i risultati di Lagerqvist (1994) per il caso non irrigidito. Facendo riferimento al vasto numero di risultati presenti in letteratura, Graciano ideò un'analisi di regressione con i rapporti  $b_1/h_w$ ,  $t_f/t_w$ , e  $f_{yf}/f_{yw}$  come parametri della funzione di amplificazione. I risultati ottenuti da questa analisi di regressione approssimavano nel modo migliore i risultati sperimentali se si usava la seguente espressione per il fattore di amplificazione:

$$f(s_1) = 0,556 - 0,277 \cdot \ln\left(\frac{b_1}{h_w} \cdot \left(\frac{f_{yf}/f_{yw}}{t_f/t_w}\right)\right) \quad (4.122)$$

Tuttavia Graciano, affermò anche, con riferimento alla teoria statistica, che il principale difetto del suo approccio empirico era che la reale accuratezza nel predire la resistenza è fortemente influenzata dalla vastità della popolazione utilizzata per le analisi.

### Metodi basati sul fattore di riduzione e sul carico critico elastico

Il calcolo del carico critico elastico è essenziale per determinare la snellezza dei pannelli d'anima secondo la teoria di Von Karman, teoria utilizzata in molti modelli attuali basati sul fattore di riduzione della resistenza a snervamento. Quindi, il carico critico elastico risulta importante per ottenere una buona correlazione tra la resistenza teorica e quella ottenuta da prove sperimentali dei pannelli d'anima. Il carico critico elastico è stato oggetto di innumerevoli studi ad opera di Rockey ed altri (1979), Graves-Smith e Gierlinski (1982), Kutzelnigg (1982) e Janus e altri (1988).

Le soluzioni approssimate sono state date per valutare il critico elastico sotto varie condizioni di vincolo e di carico. Al giorno d'oggi, il carico critico elastico può essere stimato per esempi difficili tramite approcci con l'utilizzo di analisi FEM. Comunque per la progettazione spesso si fa ricorso ad approssimazioni analitiche per stimare il carico critico o il coefficiente di instabilità dei pannelli d'anima. Graciano (2002) e Davaine (2005) recentemente hanno presentato studi per la determinazione del carico critico per pannelli d'anima irrigiditi longitudinalmente soggetti a patch loading.

Graciano (2002) presentò i suoi studi numerici utilizzando il codice di calcolo ABAQUS. Dapprima studiò i pannelli semplicemente appoggiati con e senza irrigidimenti longitudinali, e li confrontò con gli studi precedentemente presentati. Poi, raffinò il modello aggiungendo le piattabande all'anima e condusse un'analisi di sensitività per valutare l'influenza di alcuni parametri come ad esempio la posizione relativa e l'inerzia dell'irrigidimento e delle piattabande. Inoltre studiò l'influenza della rigidità torsionale degli irrigidimenti longitudinali anche chiusi. I risultati così ottenuti furono utilizzati per modificare il coefficiente di instabilità per anime non irrigidite, proposto da Lagerqvist (1994) con l'aggiunta del termine  $k_{sl}$ , che considera la rigidità dell'irrigidimento longitudinale eq. (4.123). Questo termine fu proposto come funzione della sezione dell'irrigidimento (aperto, chiusa) e del rapporto tra i lati del pannello (direttamente caricato)  $b_1/a$ .

$$k_F = 5,82 + 2,1 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + 0,46 \cdot \sqrt[4]{\frac{b_f \cdot t_f^3}{h_w \cdot t_w^3}} + k_{sl} \quad (4.123)$$

Il termine  $k_{sl}$ , aggiunge il contributo dell'irrigidimento longitudinale, tenendo in conto la relativa inerzia ed il fattore  $C_0$ , dipendente dalla regressione lineare del rapporto  $b_1/a$ , e dal rapporto tra la rigidità flessionale e torsionale dell'irrigidimento, secondo l'espressione seguente:

$$k_{sl} = C_0 \cdot \sqrt{\gamma_{st}} \quad (4.124)$$

I risultati dell'analisi di regressione di Graciano portarono alla definizione del parametro  $C_0$  in accordo con l'equazione (4.115). La prima riferita a irrigidimenti con sezione aperta, la seconda per irrigidimenti a sezione chiusa.

$$C_0 = \begin{cases} 5,44 \cdot \frac{b_1}{a} - 0,21 & \left(\frac{\phi_{st}}{\gamma_{st}} < 0,15\right) \\ 6,51 \cdot \frac{b_1}{a} & \left(\frac{\phi_{st}}{\gamma_{st}} \geq 0,15\right) \end{cases} \quad (4.125)$$

Comunque l'eq. (4.125) è valida solo se:

$$0,05 \leq b_1/a \leq 0,3 \quad (4.126)$$

e

$$b_1 \leq 0,3 \cdot h_w \quad (4.127)$$

Inoltre, la relativa rigidezza flessionale dell'irrigidimento non dovrebbe essere presa più grande della rigidezza di transizione, ossia quella rigidezza per la quale la modalità di instabilirsi dell'anima oscilla tra lo spostamento laterale dell'irrigidimento e l'irrigidimento che agisce come linea nodale per quanto riguarda l'instabilità al di fuori del piano dell'anima stessa. Per questo,  $k_{sl}$  è definito in accordo con:

$$k_{sl} \leq C_o \cdot \sqrt{\gamma_{st,t}} \quad (4.128)$$

Nella quale  $\gamma_{st}$  è la rigidezza di transizione per gli irrigidimenti aperti (ovvero  $\Phi_{st}/\gamma_{st} < 0.15$ ) in accordo con:

$$\gamma_{st,t} = 14 \cdot \left(\frac{a}{h_w}\right)^{2,9} + 211 \cdot \left(0,3 - \frac{b_1}{a}\right) \quad (4.129)$$

e per irrigidimenti chiusi (ovvero  $\Phi_{st}/\gamma_{st} \geq 0.15$ ) in accordo con:

$$\gamma_{st,t} = 45 \cdot \left(\frac{a}{h_w}\right)^{1,3} \quad (4.130)$$

Graciano affermò che questa serie di equazioni sono state ottenute con iterazioni geometriche tra pannelli d'anima ed irrigidimenti longitudinali. Inoltre, le equazioni tengono in conto del passaggio dai modi di instabilità globali a quelli locali. L'approccio descritto sopra per determinare il coefficiente di instabilità per anime irrigidite longitudinalmente soggette a patch loading combinato con il metodo di Lagerqvist (1994) fu definito da Graciano "Modello III: approccio di resistenza post-critica". Questo modello aveva il pregio di essere molto completo e di ottenere risultati in buon accordo con i dati sperimentali. Inoltre più tardi fu leggermente modificato e in EN 1993-1-5 raccomandato come metodo di progettazione. Un ulteriore studio riguardante la valutazione del carico critico elastico fu presentato da Davaine e altri (2004), Davaine and Aribert (2005) e più tardi fu discusso nella tesi di dottorato di Davaine (2005). Il lavoro non era incentrato esclusivamente sulla valutazione della funzione del carico critico elastico ma anche su quella del fattore di riduzione come di seguito esposto.

Il lavoro presentato da Davaine pone l'attenzione sull'instabilità del pannello superiore che aggiunge un contributo all'espressione usata per stimare il carico critico dell'anima.

La proposta era basata nel considerare il pannello superiore in accordo con la figura 4.14, come semplicemente appoggiata e caricata su entrambe le piattabande con una carico asimetrico nel piano.

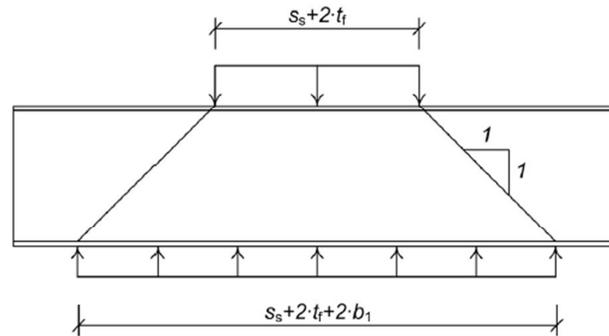


Figura 4.14 – Pannello semplicemente appoggiato proposto da Davaine (2005)

Basandosi su un'analisi numerica di 366 campioni gli autori, fissati  $a/b_1$  e  $(s_s+2t_f)/a$ , giunsero all'espressione del coefficiente di instabilità del pannello superiore:

$$k_{F2} = \left(0,8 \cdot \left(\frac{s_s + 2 \cdot t_f}{a}\right) + 0,6\right) \cdot \left(\frac{a}{b_1}\right)^{\left(0,6 \cdot \frac{s_s + 2 \cdot t_f}{a} + 0,5\right)} \quad (4.131)$$

Il trasferimento del carico applicato attraverso il pannello superiore (diffusione 1:1) mostra che l'equazione (4.131) risulta valida solo quando:

$$s_s + 2 \cdot t_f + 2 \cdot b_1 \leq a \quad (4.132)$$

Il coefficiente di instabilità, espresso dall'equazione (4.131) e dipendente dalle dimensioni globali della trave, insieme all'espressione (4.133) permette di definire il carico critico per il pannello superiore. Questo meccanismo di rottura è stato comunemente osservato nelle analisi numeriche di Davaine (2005) così come negli studi sperimentali di altri autori.

$$F_{cr2} = k_{F2} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{t_w^3}{b_1} \quad (4.132)$$

Infine, Davaine e colleghi proposero una formula di interazione per i due meccanismi di instabilità secondo la seguente espressione:

$$\frac{1}{F_{cr}} = \frac{1}{F_{cr1}} + \frac{1}{F_{cr2}} \quad (4.133)$$

in cui  $F_{cr1}$  è il carico critico secondo EN 1993-1-5. La formula di interazione è basata su i risultati ottenuti durante i cicli di incremento di carico realizzati durante le simulazioni numeriche. Davaine notò che la risposta offerta dall'anima irrigidita si componeva di due contributi: il primo corrispondente al fenomeno di instabilità locale nel pannello inferiore ed il secondo relativo all'instabilità locale della lastra superiore fino ad arrivare a rottura.

L'approccio mediante il fattore di riduzione, usato per definire la resistenza ultima di una trave irrigidita longitudinalmente soggetta a patch loading, dipende quasi totalmente dalla snellezza dell'anima come mostrato in precedenza nel presente documento. Inoltre, le due più recenti pubblicazioni sul tema presenti all'interno di questo capitolo, sono state presentate facendo riferimento ai dettami della EN 1993-1-5. Il metodo mediante coefficiente di riduzione, proposto da Graciano (2002), è stato modificato per essere implementato EN 1993-1-5.

Insieme alla formulazione per definire una stima soddisfacente del carico critico, vedi equazioni (4.132) e (4.133), Davaine (2005) propose un'espressione migliorata per la valutazione del coefficiente di riduzione. Tale relazione è stata calibrata attraverso molteplici simulazioni numeriche effettuate da Davaine, ed è stata validata mediante il confronto con dati sperimentali presenti in letteratura. Davaine definì i parametri  $\alpha_F = 0.21$  e  $\lambda_{OF} = 0.8$  ed inoltre fissò il termine  $m_2 = 0$  nell'espressione della resistenza a snervamento. Poiché tale parametro rappresenta il contributo di resistenza offerto dall'anima alle cerniere plastiche più esterne ipotizzate nel modello a 4 cerniere di Lagerqvist, Davaine osservò che, qualora tale contributo venisse omesso, si otteneva una migliore correlazione con i risultati numerici. L'assunzione di Davaine risulta oltremodo corretta ricordando le conclusioni alle quali pervenne Gozzi (2007) che dimostrano come il parametro  $m_2$  possa essere trascurato.

Un altro metodo la determinazione della resistenza ultima a patch loading nel caso di travi irrigidite longitudinalmente venne proposto da Kuhlmann e Seitz (2002), e più tardi raffinato e presentato nella tesi di dottorato di Seitz (2005). Lo scopo di tale approccio è quello di considerare l'instabilità locale di ogni singolo pannello, nonché l'instabilità globale di tutta l'anima irrigidita. Il metodo è stato condotto sottoponendo i due sottopannelli (con un solo irrigidimento) a diverse tipologie di carico, ad esempio la lastra superiore veniva caricata a patch loading opposto mentre il pannello inferiore da patch loading diretto. Si osservò, in questo modo, che il pannello superiore si deformava mediante il meccanismo di instabilità di colonna mentre il pannello inferiore si imbozzava secondo l'instabilità di lastra, con riserve postcritiche maggiori. Quindi, Kuhlmann e Seitz trassero la conclusione che il comportamento di una trave irrigidita poteva essere definito come interpolazione tra il comportamento a piastra e il comportamento tipo colonna.

Da un'indagine sperimentale e successivi esperimenti numerici, Seitz formulò funzioni di interpolazione utilizzate per determinare la resistenza ultima a patch loading, compresa tra la resistenza all'instabilità di piastra e la resistenza all'instabilità di colonna.

Come precedentemente accennato, le raccomandazioni di progettazione offerte dall'EN 1993-1-5 sono una versione modificata della formulazione del modello III di Graciano (2002). La procedura da seguire è piuttosto semplice ed è presentata in breve.

La resistenza a patch loading di una trave con irrigidimenti longitudinali è valutata mediante la seguente espressione:

$$F_R = \chi_F \cdot F_y \quad (4.134)$$

dove la resistenza a snervamento dell'anima è definita come:

$$F_y = f_{yw} \cdot t_w \cdot (s_s + 2 \cdot t_f \cdot (1 + \sqrt{m_1 + m_2})) \leq f_{yw} \cdot t_w \cdot a \quad (4.135)$$

I parametri  $m_1$  e  $m_2$  sono calcolati, rispettivamente, mediante la seguente espressione

$$m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} \quad (4.136)$$

e secondo l'equazione (4.137):

$$\begin{cases} m_2 = 0,02 \cdot \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 & \text{if } \lambda_F > 0,5 \\ m_2 = 0 & \text{if } \lambda_F \leq 0,5 \end{cases} \quad (4.137)$$

Il rapporto di snellezza  $\lambda_F$  è determinato secondo l'espressione (4.138)

$$\lambda_F = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \quad (4.138)$$

con il carico critico espresso come:

$$F_{cr} = 0,9 \cdot k_F \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w} \quad (4.139)$$

Per tenere in conto della presenza degli irrigidimenti longitudinali, nell'EN 1993-1-5 è stata inserita una versione modificata della proposta di Graciano:

$$k_F = 6 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + \left(5,44 \cdot \frac{b_1}{a} - 0,21\right) \cdot \sqrt{\gamma_{st}} \quad (4.140)$$

in cui la relativa rigidità flessionale del rinforzo longitudinale è calcolata come:

$$\gamma_{st} = 10,9 \cdot \frac{I_{st}}{h_w \cdot t_w^3} \leq 13 \cdot \left(\frac{a}{h_w}\right)^3 + 210 \cdot \left(0,3 - \frac{b_1}{a}\right) \quad (4.141)$$

dove il momento di inerzia dell'irrigidimento,  $I_{st}$ , include il contributo offerto da parti di anima. Secondo l'EN 1993-1-5 l'equazione (4.138) è valida per  $0.05 \leq b_1/a \leq 0.3$  e  $b_1/h_w \leq 0.3$ . Ultimo ma non meno importante, il fattore di riduzione si ottiene utilizzando l'equazione (2.52), ossia:

$$\chi_F(\lambda_F) = \frac{0.5}{\lambda_F} \leq 1$$

Il lettore attento può qui notare le differenze nelle proposte iniziali di Lagerqvist (1994) e Graciano (2002).

#### 4.4.4. Interazione con il momento flettente

In quasi tutti i casi in cui una trave è soggetta ad un carico trasversale concentrato, si generano contemporaneamente degli effetti flessionali. Di conseguenza, molti ricercatori e molti codici di progettazione propongono alcuni modelli per tenere in conto l'interazione di patch loading con momento flettente.

Bergfelt (1971) propose il dominio di interazione tra patch loading e momento flettente espresso mediante l'equazione seguente:

$$\left(\frac{F_E}{F_R}\right)^8 + \left(\frac{M_E}{M_R}\right)^2 = 1 \quad (4.142)$$

La sua teoria prevede di tenere in conto gli effetti del momento flettente sulla resistenza a patch loading solo quando  $M_E/M_R > 0.6$ .

Elgaaly (1983) formulò, successivamente, una diversa espressione di interazione:

$$\left(\frac{F_E}{F_R}\right)^3 + \left(\frac{M_E}{M_R}\right)^3 = 1 \quad (4.143)$$

Nel 1992 Herzog diede il proprio contributo sul tema dell'interazione tra momento flettente e patch loading, definendo l'equazione (4.145). Tale relazione è valida se si considera il carico concentrato dovuto a patch loading correlato con il carico che provoca imbozzamento, come formulato dalla (4.144) e se si pensa che il momento flettente agente  $M_E$ , sia quello relativo alla piattabanda completamente plasticizzata senza considerare il contributo dell'anima. L'equazione (4.144) è stata sviluppata mediante un'analisi basata sulla regressione, confrontando i risultati con il carico massimo ottenuto su 136 prove. E' stato definito come il frattile 50% del carico di imbozzamento.

$$F_R = 25 \cdot f_{yw} \cdot t_w \cdot 3 \sqrt{\frac{t_f}{t_w}} \cdot \sqrt{0.4 + \frac{h_w}{a}} \quad (4.144)$$

$$\left(\frac{F_E}{F_R}\right)^2 + \frac{M_E}{M_{Rf}} = 0,9 \quad (4.145)$$

con  $M_{Rf} = f_{yf} b_f t_f (h_w + t_f)$ .

La formula di interazione è stata confrontata con 42 test. I dati confrontati, però, non risultavano in buon accordo ed appare strano inserire 0.9 come livello massimo, infatti questo significa che se anche il momento flettente è molto basso, l'intera resistenza a patch loading non può essere utilizzata.

Ungermann (1990) definì la seguente equazione di interazione:

$$\frac{F_E}{F_R} + \frac{M_E}{M_R} = 1,4 \quad (4.146)$$

In seguito nell'articolo di Johansson e Lagerqvist (1995), venne presentata una formula di interazione accoppiata ad una precedente proposta per la resistenza al patch loading, leggermente diversa da quello proposta da Lagerqvist nel 1994. L'equazione di interazione risulta:

$$\frac{F_E}{F_R} + 1,25 \cdot \frac{M_E}{M_R} = 1,75 \quad (4.147)$$

A causa di alcune modifiche al modello di resistenza a patch loading, rispetto alla proposta in Johansson e Lagerqvist (1995) 1, vennero definite altre due equazioni di interazione, l'equazione (4.148) per travi saldate e l'equazione (4.149) per travi laminate:

$$\frac{F_E}{F_R} + 0,8 \cdot \frac{M_E}{M_R} = 1,4 \quad (4.148)$$

$$\left(\frac{F_E}{F_R}\right)^2 + \left(\frac{M_E}{M_R}\right)^2 = 1 \quad (4.149)$$

L'equazione (4.148) è la stessa assunta come criterio di verifica in EN 1993-1-5 (2006).

In generale, per le equazioni riportate in questo paragrafo, devono essere comunque soddisfatte le due condizioni  $F_E/F_R \leq 1$  e  $M_E/M_R \leq 1$ .

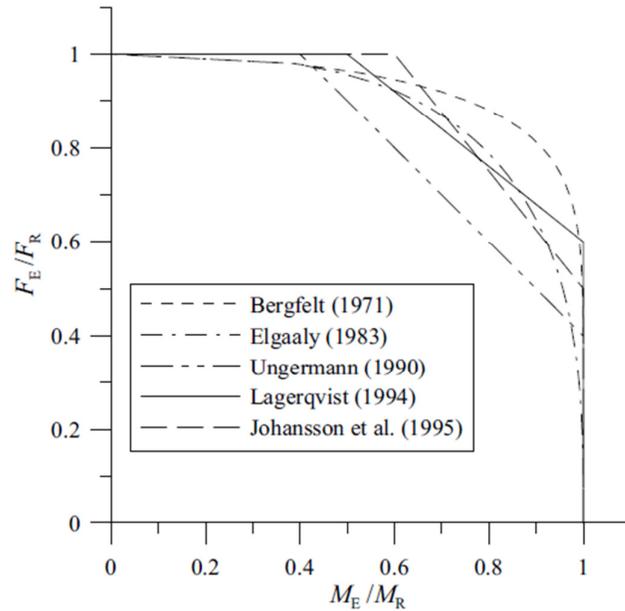


Figura 4.15 - Domini di interazione proposte in letteratura

Come si vede dalla Figura 4.44 che rappresenta una comparazione dei domini di interazione discussi precedentemente, la proposta di Unger mann (1990) rappresenta l'approccio maggiormente cautelativo tra quelli esaminati tuttavia è opportuno ricordare che la formula di interazione dipende fortemente dalla previsione effettiva della resistenza a patch loading utilizzata.

1. L'articolo di Johansson e Lagerqvist (1995) è stato presentato nel 1993, accettato nel marzo del 1994 e pubblicato nel 1995, il che spiega perché esso contenga una versione precedente del modello di resistenza a patch loading rispetto a Lagerqvist (1994).

#### 4.4.5. Interazione con il taglio

Essendo lo sforzo tagliante causato da patch loading sempre presente, appare opportuno considerare anche l'interazione con il taglio.

Zoetemeijer (1980) concluse che la forza di taglio causata da patch loading non ha alcuna influenza sulla resistenza. Tuttavia mediante il suo studio su elementi laminati, Zoetemeijer ha proposto un'equazione di interazione dove compare lo sforzo tagliante generato da carichi diversi dal carico trasversale concentrato:

$$\left(\frac{F_E}{F_R}\right)^2 + \left(\frac{V_E}{V_R}\right)^2 \leq 1$$

(4.150)

dove  $V_E$  è la forza di taglio, senza il contributo dovuto a patch loading.

In uno studio eseguito da Shahabian e Roberts (2000) su travi in acciaio irrigidite è stato accertato che l'equazione (4.150) non è molto concorde con i risultati dei test. Furono eseguite prove su un totale di 24 travi in acciaio irrigidite caratterizzate dal rapporto  $h_w/t_w$  compreso tra 146 e 290 e dal rapporto  $s_w/h_w$  compreso tra 0.05 a 0.1. Basandosi sui risultati dei test, Shahabian e Roberts proposero la seguente espressione di interazione:

$$\frac{F_E}{F_R} + \left(\frac{V_E}{V_R}\right)^2 \leq 1 \quad (4.151)$$

dove, ancora,  $V_E$  è la forza di taglio, senza il contributo dovuto a patch loading.

Inoltre, nell'ambito del progetto di ricerca ComBri, "*Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures*", ulteriori indagini furono condotte da Kuhlmann e Braun (2007) considerando l'interazione tra taglio e patch loading. Per mezzo di due prove su modello fisico, grazie ai risultati di test presenti in letteratura e ad una grande quantità di simulazioni numeriche, proposero una nuova espressione di interazione:

$$\frac{F_E}{F_R} + \left(\frac{V_E}{V_R}\right)^{1,6} \leq 1 \quad (4.152)$$

dove  $V_E$  è la forza di taglio, senza il contributo dovuto a patch loading. L'equazione, utilizzata in combinazione con la resistenza a patch loading secondo Kuhlmann e Braun, fornisce buoni risultati.

#### 4.5. Resistenza allo stato limite di esercizio

La resistenza allo stato limite di esercizio in generale, e lo stato limite di esercizio per travi soggette a patch loading in particolare, è un argomento meno studiato rispetto alla resistenza allo stato limite ultimo. Ciò è probabilmente dovuto a due fattori: in primo luogo l'evidenza che in strutture ordinarie (ovvero che non presentano particolarità strutturali significative come per esempio la costruzione per fasi o condizioni di carico transitorie che richiedono un forte impegno statico della struttura) la verifica fondamentale agli effetti della resistenza dell'opera è quella allo stato limite ultimo, in secondo luogo la maggiore difficoltà ad individuare per gli stati limite di esercizio i parametri significativi di controllo per effettuare la verifica.

Il problema di definire lo stato di limite, in particolare il parametro di controllo in base al quale effettuare la verifica, non è affatto un problema banale, esso infatti può variare a seconda del tipo di struttura e a seconda della problematica più critica in fase di esercizio. Possibili requisiti nel caso di patch loading sono ad esempio quelli che limitano le deformazioni residue e la soglia di comportamento plastico dell'anima.

Nel caso dei ponti con impalcato metallico lo stato limite di esercizio più significativo, su cui impostare un criterio di verifica, è la condizione che si verifica durante il varo. La struttura infatti è sottoposta a stati di sollecitazione spesso assai gravosi che però non devono determinare effetti permanenti.

Per i ponti in acciaio, in accordo al concetto appena espresso, la norma europea EN 1993-2 (2003) richiede che non si verifichi alcuno snervamento membranale in condizioni di stato limite di esercizio.

Durante il varo una singola sezione della trave può essere soggetta a numerose ripetizioni dell'applicazione del carico trasversale concentrato quando la sezione stessa transita sulle sottostrutture (spalle e pile) dove sono state disposte le slitte (o le rulliere); di conseguenza è importante limitare le deformazioni residue per assicurarsi che la trave sia in grado di resistere alle azioni per le quali è stata progettata una volta terminate le operazioni di messa in opera. Inoltre, nel caso del varo di un ponte, non si tratta di un patch loading statico bensì mobile.

La ricerca in questo ambito è molto limitata, ma ci sono alcuni studi svolti che saranno brevemente descritti, insieme ad alcuni studi generali nel caso di patch loading ciclico.

Skaloud e Novak (1972) effettuarono un totale di 22 test. 11 dei test furono eseguiti in condizioni statiche, i rimanenti sono stati condotti considerando un carico puntuale ciclico, che veniva gradualmente incrementato. Per ciascuno step di carico, venivano applicati 1000 cicli di carico. L'obiettivo di queste prove cicliche era quello di osservare se si verificasse l'aumento della flessione dell'anima nel corso di un certo numero di cicli di carico fino a determinare fenomeni di pasticizzazione, e nel caso si verificasse l'aumento della flessione nell'anima, se tale deformazione cessasse dopo un limitato numero di applicazioni di carico. Infine, si voleva evidenziare se l'incremento di deformazione durante il carico ciclico influenzasse il carico massimo. Sono state condotte sia una prova statica che una prova di carico ciclico su travi identiche per consentire un confronto in relazione al carico massimo ammissibile. Le travi presentavano le seguenti caratteristiche geometriche  $a/h_w=1$ ,  $h_w/t_w=250-400$ ,  $s_s/h_w=0.10-0.20$ . È stato osservato un aumento della flessione dell'anima, ma tale incremento si è arrestato dopo 3-5 cicli di carico. Lo stesso comportamento è stato riscontrato quando il carico è stato incrementato nella fase di carico successivo. Inoltre, il carico massimo ottenuto dalle prove di carico ciclico, in tutti i casi con  $h_w/t_w=400$ , è stato superiore al carico ultimo ottenuto da prove di carico statico. Invece, nei casi con  $h_w/t_w=250$ , il carico massimo, confrontato con quello ottenuto dalle prove di carico statico, era più elevato in alcuni casi e più basso in altri.

Come complemento al proprio studio, Novak e Skaloud nel 1973 effettuarono 29 nuove prove. La serie di test comprendeva sia prove di patch loading statiche che cicliche nelle quali  $a/h_w=21$ ,  $h_w/t_w=400$ ,  $s_s/h_w=0.10-0.20$ .

12 prove di carico ciclico sono state condotte con un tasso di carico più lento, circa 100 volte più lento rispetto agli altri test di carico ciclici. La velocità del movimento della pressa di carico era di 6mm/min e venivano applicati 50 cicli di carico in ogni step di carico successivo. Le conclusioni, tratte dai ricercatori, sono state che nel caso delle prove a caricamento ciclico più veloce il carico di rottura non era inferiore rispetto al carico massimo ottenuto dalle prove statiche. Invece, nel caso di caricamento ciclico lento il carico massimo è risultato in alcuni casi inferiore in altri

superiore. Si evidenziava un carico di rottura nelle prove di carico ciclico più alto rispetto a quello ottenuto da prove statiche. Tuttavia, la differenza nel carico di rottura tra il carico ciclico e statico, indipendentemente dalla velocità, è risultato inferiore al 10%.

Drdacky (1986) presentò alcuni risultati relativi alla plasticizzazione dell'anima della trave soggetta a patch loading. L'inizio della plasticizzazione è stata determinata mediante un metodo basato su emissioni acustiche e controllato con estensimetri collocati in punti discreti. Drdacky scoprì che, nel caso di pannelli d'anima tozzi, una parte dell'anima poteva trovarsi plasticizzata (snervamento membranale) già al 25% del carico massimo. Dai risultati, non molto accurati, presentati per travi con  $h_w/t_w=250$ , si può osservare che quando il rapporto  $h_w/t_w$  aumenta questo livello di carico incrementa a sua volta. Tuttavia, è anche dimostrato che la lunghezza del tratto caricato  $s_s$ , svolge un ruolo importante. A parità di dimensioni della trave ma considerando una lunghezza di caricamento  $s_s$  maggiore, si ottiene un livello di carico più elevato prima che si verifichi lo snervamento membranale. Drdacky definì quindi una regola di progettazione per travi soggette a carichi dinamici di punta, proponendo una riduzione del 50% della resistenza ultima ottenuta nel caso di caricamento statico.

Kutmanová e Skaloud, nel 1992, effettuarono un altro studio sul caricamento ripetuto di punta. La maggior parte delle travi testate erano longitudinalmente irrigidite, ma 16 travi non presentavano irrigidimenti longitudinali. Alcune delle travi sono state sottoposte a carico costante per offrire un termine di confronto. Tuttavia, non sono state fornite informazioni sul numero di travi che sono state oggetto di caricamento costante o di carichi ripetuti. Le travi senza irrigidimenti longitudinali avevano  $h_w=500\text{mm}$ ,  $a/h_w=1$ ,  $t_w=4\text{mm}$ ,  $s_s/h_w=0.10-0.30$ . Inoltre, le dimensioni delle piattabande sono state variate per studiare il comportamento in presenza di flange sottili o spesse.

Il carico, nelle prove a caricamento ciclico effettuate da Kutmanová e Skaloud, oscillava tra zero ed un valore massimo  $P_{max}$ . Tale valore variava tra il carico massimo dovuto a caricamento costante e il carico che induceva lo snervamento sempre ricavato dalle prove a caricamento costante. Così, le anime delle travi sono state testate in campo elasto-plastico e di conseguenza ci si aspettava che il loro comportamento fosse governato dalla fatica per un basso numero di cicli. I risultati ottenuti dalle prove a patch loading ciclico erano forniti in funzione dei carichi che generavano l'insorgenza dello snervamento e della fatica per bassi cicli di carico, ed erano determinati come i valori di carico massimo in presenza dei quali nessuna formazione di linee di snervamento (la traduzione di cracks con fessure è più indicato per il c.a) o altro tipo di rottura venivano rilevate dopo  $5 \times 10^4$  cicli di carico. Questi carichi sono stati forniti come frazione del carico di rottura,  $F_u$ , ottenuto dalle prove a caricamento costante per entrambe le tipologie di flange "sottili" e "spesse". Il carico in corrispondenza del quale si verificava l'insorgenza dello snervamento lungo la superficie, per entrambi i tipi di flange, è risultato pari a  $0.39 F_u$ , mentre il carico a causa del quale si verificano fenomeni di fatica è risultato pari a  $0.75 F_u$  e  $0.9 F_u$ , rispettivamente, per piattabande "sottili" e "spesse". Le informazioni riguardanti i test ed i risultati sono limitate e sono stati effettuati test con solo un valore di snellezza dell'anima  $h_w/t_w$ .

Lagerqvist, nel 1994, formulò una stima approssimativa del livello di carico per evitare deformazioni residue. Sulla base delle curve di carico-deformazione ottenute dalle sue prove, Lagerqvist notò che, con poche eccezioni, il comportamento rimaneva lineare almeno fino al 70%

del carico massimo ammissibile. Se si assume questo come limite superiore del campo elastico, si potrebbe definire una resistenza di  $0.7 F_R$  in condizione di stato limite di esercizio.

Granath e colleghi nel 2000, fornirono uno studio numerico in cui diversi tipi di travi sono state sottoposte ad un carico mobile associato ad un momento flettente. Purtroppo, alcune informazioni riguardanti l'applicazione del carico ed il vincolo delle piattabande, (se fosse permessa o meno la rotazione) non sono rintracciabili.

Le travi sono state suddivise in diverse categorie:

- Trave Normale con  $h_w/t_w = 100$  e  $b_f/t_f = 14$
- Trave Snella con  $h_w/t_w = 167$  e  $b_f/t_f = 28$
- Trave Tozza con  $h_w/t_w = 50$  e  $b_f/t_f = 14$

L'ampiezza delle imperfezioni iniziali utilizzate sono state  $h_w/160$ ,  $h_w/96$ ,  $h_w/200$  rispettivamente.

I risultati hanno mostrato che per la Trave Normale, caricata con  $0.5F_w$ ,  $F_E$  e  $0.69M_R$ , non si verificava alcun aumento dell'instabilità dovuta all'imperfezione iniziale dopo tre passaggi di carico. Tuttavia, quando si passava ad un livello di carico pari a  $0.72F_w$ ,  $F_E$  e  $0.73M_R$  l'ampiezza aumentava ad ogni step; dopo tre passaggi di carico l'aumento è stato di circa 5mm e dopo dodici passaggi di circa 8mm. I livelli di carico di cui sopra, ossia  $0.5F_w$ ,  $F_E$  e  $0.72F_w$ , sono stati ricalcolati per soddisfare l'interazione tra patch loading e momento flettente, come visto nell'equazione (4.118), dal momento che ci dovrebbe essere un effetto significativo sui livelli di carico dovuto al momento flettente.

Per la Trave Snella sono stati usati due livelli di carico  $0.46F_w$ ,  $F_E$  e  $0.52 M_R$ , nonché  $0.68 F_w$ ,  $F_E$  e  $0.50 M_R$ . Il primo livello di carico ha fornito una crescita residua dell'ampiezza di circa 2mm, quasi costante. Al livello di carico successivo, l'ampiezza inizialmente cresceva fino a raggiungere i 3mm, poi gradualmente cambiava forma e dopo sei passaggi di carico passava da una forma sinusoidale ad una a forma ad S formando una piccola cerniera locale vicino alla piattabanda caricata.

Anche la Trave Tozza è stata sottoposta a due differenti livelli di carico pari, rispettivamente, a  $0.49F_w$ ,  $F_E$  associato a  $0.46M_R$  e  $0.68F_w$ ,  $F_E$  con  $0.61M_R$ . Come previsto, il primo livello di carico non ha dato quasi nessun aumento dell'ampiezza. Invece, in corrispondenza dell'ultimo livello di carico si è manifestato l'aumento dell'ampiezza ed anche in questo caso la cerniera ha cambiato forma come nel caso dell'anima snella.

Granath e colleghi pervennero alla conclusione che in presenza di carico mobile, un livello di carico di circa  $0.50F_w$ ,  $F_E$ , implica un comportamento reversibile, pertanto considerare il 70% del carico massimo, come proposto da Lagerqvist per i carichi statici, è eccessivo nel caso dei carichi mobili. Si dovrebbe notare, però, che l'ampiezza dell'imperfezione iniziale utilizzata per la Trave Snella è grande se paragonata con quella raccomandata dall'EN 1993-1-5, in cui si ha  $h_w/200$ .

Granath presentò un criterio di progettazione allo stato limite di esercizio in presenza di patch loading, basandosi su una vasta serie di analisi non lineari agli elementi finiti. Lo stato limite è stato definito in modo tale che la tensione che si genera sulla superficie dell'anima non debba

superare il limite di snervamento. Granath eseguì delle analisi non lineari su 155 prove raccolte in precedenza da Lagerqvist, per determinare a quale livello di carico,  $F_{FEM}$ , le tensioni sulla superficie dell'anima raggiungessero il carico di snervamento del materiale. Tali analisi mostrarono che per un basso valore di  $\lambda_f$ , secondo l'equazione (4.111), la differenza tra  $F_{FEM}$  e  $F_u$  era grande, ma per valori elevati del parametro  $\lambda_f$  la differenza era molto piccola. Questo risultato indica, come d'altra parte prevedibile, che un pannello sottile rischia di instabilizzarsi ancora prima di raggiungere lo snervamento, mentre un'anima tozza arriverà prima allo snervamento durante il caricamento. Oltre alle analisi di cui sopra, Granath effettuò altre prove in modo da coprire più casi, ad esempio testò travi in acciaio ad alta resistenza e travi soggette a significativi momenti flettenti agenti globalmente sull'intera sezione.

Quindi, venne proposto un criterio di progettazione per patch loading in condizioni di stato limite di esercizio, calcolando la resistenza della trave nel modo seguente:

$$F_{R,sls} = \min \begin{cases} F_{stocky} \\ F_{slender} \end{cases} \quad (4.153)$$

con

$$F_{stocky} = 0,885 \cdot f_{yw} \cdot t_w \cdot (s_s + 5 \cdot t_f) \cdot 8 \sqrt{\frac{b_f}{h_w}} \quad (4.154)$$

e

$$F_{slender} = 3,93 \cdot f_{yw} \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{(s_s + 5 \cdot t_f) \cdot \frac{E}{h_w \cdot t_w \cdot f_{yw}} \cdot \sqrt{\frac{t_f}{a}}} \quad (4.155)$$

Secondo Granath almeno il 95% di entrambe le travi tozze e snelle presentavano un  $F_{FEM}$  più elevato di  $F_{R,sls}$ .

Infine, fu formulata un'equazione di interazione patch loading-momento flettente allo SLE:

$$\begin{cases} \text{If } \frac{M_E}{W_{eff} \cdot f_{yw}} \leq 0,43 \rightarrow \frac{F_E}{F_{R,sls}} \leq 1 \\ \text{If } \frac{M_E}{W_{eff} \cdot f_{yw}} > 0,43 \rightarrow \frac{F_E}{F_{R,sls}} + 1,75 \cdot \frac{M_E}{W_{eff} \cdot f_{yw}} \leq 1,75 \end{cases} \quad (4.156)$$

Il lavoro presentato da Granath è molto ampio, ma tutte le analisi che costituiscono la base per la progettazione allo SLE sono valutate in presenza di carichi statici.

Appare infine significativo l'approccio al problema delle verifiche allo stato limite di esercizio proposto da Gozzi (2007), che invece di sviluppare un'espressione della resistenza allo stato limite di esercizio completamente diversa e indipendente da quella usata per lo stato limite ultimo, correla i due valori appena citati mediante un parametro che dipende dalla snellezza, secondo la seguente equazione

$$F_{R,sls} = \chi_{F,sls}(\bar{\lambda}_F) \cdot F_R \quad (4.157)$$

dove  $\chi_{F,sls}(\lambda_F)$  è il parametro funzione della snellezza che riduce la resistenza calcolata allo stato limite ultimo.

#### 4.6. Conclusioni

Per quanto riguarda il carico critico elastico di instabilità per lastre semplicemente appoggiate, Zetlin (1955), Rockey e Bagchi (1970), Khan e colleghi (1977), Lagerqvist (1994) e Ren e Tong (2005) hanno presentato tutti valori per  $k_F$ , ottenendo risultati concordi l'uno con l'altro. I modelli utilizzati sono quasi identici, ad eccezione per le condizioni al contorno per i bordi verticali. Rockey e Lagerqvist hanno usato modelli che permettono la rotazione dei bordi verticali come corpi rigidi attorno all'asse neutro della sezione, e questo non era consentito nei modelli realizzati dagli altri.

Rockey e Bagchi (1970) hanno inoltre presentato i valori di  $k_F$  ottenuti per una sezione in cui venivano considerati gli effetti flessionali e torsionali delle piattabande. Questo si è dimostrato rilevante per osservare il comportamento di una trave soggetta a patch loading ed è emerso che il carico critico aumenta significativamente se le flange sono incluse nel calcolo. Lagerqvist (1994) ha fatto uno studio approfondito del carico critico su sezioni trasversali comprendendo anima e piattabande, per mezzo di analisi FEM, al fine di determinare soluzioni approssimate per  $k_F$ . Recentemente, Ren e Tong (2005) hanno cercato di ottenere un'espressione di  $k_F$ , che si trovi in mezzo tra la soluzione per una piastra semplicemente appoggiata ed una vincolata ai bordi orizzontali. Per piattabande sottili, la soluzione di  $k_F$  dovrebbe ricadere vicino alla soluzione tipica di una lastra semplicemente appoggiata, mentre per flange spesse la soluzione è simile a quella relativa ad una piastra vincolata ai bordi. Tuttavia, il modello che comprende le piattabande usato per studiare il vincolo rotazionale non ha impedito tutte le rotazioni in presenza di carico, il che rende l'approccio un po' dubbioso e poco pratico ai fini della progettazione.

Per quanto riguarda la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, sono stati eseguiti molti studi ed esistono molte equazioni di resistenza, ottenute a partire da modelli completamente empirici fino ad arrivare a modelli basati su meccanismi di rottura, con o senza linee di snervamento lungo il pannello d'anima. L'idea generale che lo spessore dell'anima sia un parametro fondamentale nel calcolo della resistenza è stata confermata dai risultati presentati da

Raoul e colleghi nel 1991, i quali pervennero alla (4.37). Per prevedere il carico a rottura di anime imbozzate, Roberts e colleghi hanno proposto un modello a quattro cerniere plastiche localizzate nella piattabanda caricata, con l'aggiunta di tre linee di snervamento in corrispondenza dell'anima. Inoltre Roberts ha proposto un modello per snervamento diretto del pannello d'anima, proponendo in definitiva come resistenza effettiva quella minore tra le resistenze ottenute mediante i due modelli. Bergfelt, invece, propose un meccanismo a tre cerniere utilizzando l'approccio di von Karman per descrivere la resistenza ultima dell'anima. Tale soluzione contiene una serie di fattori di correzione, che rendono il metodo piuttosto complicato.

Seguendo l'approccio di Roberts e Bergfelt ed utilizzando le soluzioni relative dai rispettivi metodi, Ungermann (1990) e Lagerqvist (1994) hanno sviluppato i propri modelli di resistenza. Tali modelli includono una resistenza plastica, ottenuta in riferimento ad un meccanismo a cerniera plastica che si instaura in corrispondenza della piattabanda caricata, il carico critico di instabilità ed un fattore di riduzione che mette in relazione la snellezza con la resistenza. Il modello utilizzato da Ungermann è basato su di un meccanismo a tre cerniere, riconducendosi ad un'espressione semplificata per il carico critico di instabilità, mentre Lagerqvist ha utilizzato un meccanismo a quattro cerniere, pervenendo ad un'espressione di  $kF$  più sofisticata ed esposta in precedenza. Inoltre, l'approccio di Lagerqvist presenta un ulteriore vantaggio legato al fatto che si possono utilizzare le medesime equazioni indipendentemente dal tipo di elemento strutturale considerato. Ungermann, invece, ha proposto due diverse equazioni, una per  $\lambda \leq 0.80$ , formulata per travi laminate, l'altra valida per  $\lambda \geq 0.80$  per travi saldate.

L'autore della presente tesi considera gli approcci di Ungermann e Lagerqvist molto interessanti dal momento che seguono la stessa metodologia sviluppata in altri problemi di instabilità presenti nei codici di progetto. Inoltre, un meccanismo a quattro cerniere ha più probabilità di svilupparsi nella realtà e Lagerqvist ha trovato prove di questo nella sua indagine sperimentale. L'ultimo vantaggio, rispetto alla maggior parte degli altri modelli sviluppati, è che il modello di resistenza di Lagerqvist considera solo una verifica che copre tutti i possibili modi di rottura e il passaggio dallo snervamento all'imbozzamento e quindi all'instabilità è regolare e continuo.

In letteratura sono presenti studi e suggerimenti che vedono come tema principale l'influenza e l'interazione tra la resistenza a patch loading e la presenza di un coesistente momento flettente. Alcuni di loro sono stati analizzati nella rassegna e la conclusione generale è che per valori bassi del rapporto  $ME/MR$  l'influenza è trascurabile. È stata studiata anche l'influenza sulla resistenza a patch loading di un'eventuale forza di taglio esterno; l'ultimo contributo in questo ambito è stato offerto da Kuhlmann e Braun (2007).

La quantità di studi trovati in letteratura, che parlino della resistenza a patch loading in condizioni di stato limite di esercizio, come nel caso del varo di un ponte, è molto limitata. L'unico reale criterio di progettazione è stato proposto da Granath (2000) il quale definì lo stato limite come la condizione in cui le tensioni efficaci sulla superficie dell'anima non debbano superare il limite di snervamento del materiale. L'ultimo criterio è stato sviluppato attraverso l'analisi di regressione basata su un gran numero di analisi FEM in cui il livello di carico allo SLE, FFEM, è stato determinato per diverse geometrie e condizioni di carico. Lo svantaggio del modello di Granath è che è stato sviluppato per carico statico, e questa non è la condizione di carico tipica del varo di un ponte.

Lagerqvist ha proposto una stima approssimativa, basata sui risultati dei suoi test, secondo la quale non si verificherebbero deformazioni residue se si fosse considerato 0.7FR come criterio allo SLE. Drdacky (1986) ha dimostrato che lo snervamento membranale dell'anima inizia ad un livello di carico più basso in relazione al carico massimo ammissibile per un basso valore del rapporto  $h_w / t_w$  rispetto ad un valore più elevato dello stesso rapporto.

L'interesse principale in relazione allo stato limite di esercizio è quello di trovare un criterio di progettazione allo SLE per travi da ponte che devono essere montate e varate. Durante il varo, la trave viene fatta scorrere su una serie di appoggi e ciò significa che la trave è sottoposta ad una serie di forze concentrate in movimento, inoltre, nella situazione di carico successiva agiranno sul ponte taglio e momento flettente. Pertanto, la resistenza reale a patch loading dopo diversi carichi ripetuti non sono di interesse primario. L'unico studio che tiene in conto carichi mobili è stato presentato da Granath, il quale effettuò analisi FEM di tre diverse geometrie soggette ad un massimo di 12 step di carico. Si è concluso che, anche in presenza di un basso livello di carico, si genera una deformazione residua significativa.

Le prove citate in precedenza vengono aggiunte a quelle raccolte da Lagerqvist e riportate nell'Appendice C, e saranno utilizzate per ulteriori valutazioni di in relazione alla realizzazione di un nuovo modello di progettazione per travi dotate di due irrigidimenti longitudinali.

## 5. Indagini sperimentali

### 5.1. Premessa

Le analisi sperimentali a cui si farà riferimento per la calibrazione della modellazione agli elementi finiti, sono state condotte ponendo l'attenzione sull'influenza della lunghezza del tratto caricato sulla resistenza ultima per patch loading della trave a doppio T senza irrigidimenti longitudinali. Infatti analizzando la letteratura a disposizione, si può constatare come la gran parte dei test sono stati condotti con modeste lunghezze del tratto caricato. E' noto tuttavia che la resistenza della trave soggetta a patch loading aumenta all'aumentare del tratto caricato. Inoltre, per evitare problemi durante il varo di punta degli impalcati metallici è tipico aumentare la lunghezza delle slitte. Si pone quindi il problema di capire se una configurazione geometrica che prevede una slitta (e quindi una lunghezza del tratto caricato) di lunghezza paragonabile all'altezza della trave sia coperto dagli attuali criteri di verifica. Questo è stato l'obiettivo della sperimentazione condotta da Gozzi (2007).

Per evitare onerose prove su modello fisico ma al tempo stesso per calibrare in modo assolutamente attendibile la modellazione FEM, si è fatto riferimento a tre prove sperimentali di patch loading condotte con diverse lunghezze del tratto caricato condotte da Gozzi (2007) nell'ambito della sua tesi di dottorato, e dettagliatamente descritte nella tesi stessa.

I risultati delle prove, riportati nel presente capitolo, sono stati studiati approfonditamente per avere basi certe di interpretazione dei risultati delle successive analisi FEM.

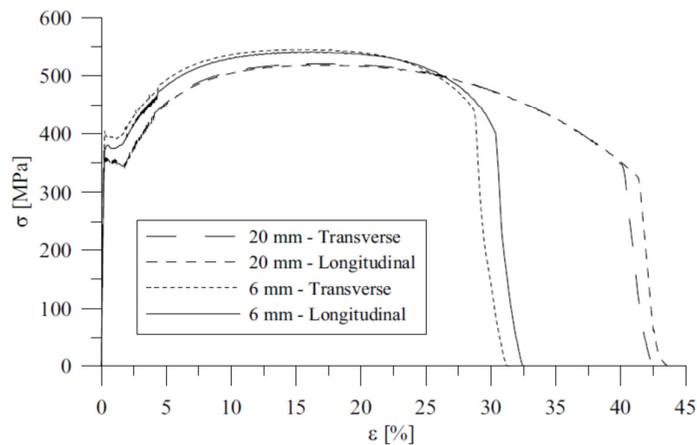
Nel contesto dei test effettuati da Gozzi sono state condotte anche 12 prove di trazione monoassiale per determinare le proprietà meccaniche del materiale in termini di curve tensione-deformazione per le lamiere usate nella composizione delle travi utilizzate nei test. Il materiale utilizzato è acciaio S355, il set completo dei risultati dei test è riportato nell'Appendice A e nell'Appendice B.

### 5.2. Prove di trazione monoassiale

Le prove di trazione monoassiale sono state condotte per determinare le proprietà meccaniche del materiale usato per la costruzione dei campioni soggetti alla prova di patch loading. In un secondo tempo le curve tensione-deformazione ottenute dai test saranno utilizzate nello studio numerico, ovvero per definire nel modello FEM una legge di comportamento del materiale che riproduca il comportamento reale.

Sono state testate travi a doppio T con piattabande di 20mm di spessore, anima di 6mm di spessore, realizzate in acciaio S355. E' tipico che differenti spessori del materiale determinino differenti comportamenti meccanici a causa del diverso grado di laminazione. Questo aspetto è stato investigato attraverso sei prove di trazione monoassiale su ciascuno dei due spessori

utilizzati, e ciascuno dei due gruppi di sei prove è stato differenziato in tre test in direzione della laminazione e tre in direzione perpendicolare alla laminazione. Nella figura 5.1, sono riportate quattro curve tensione-deformazione, una per ogni spessore e direzione.



*Figura 5.1 - Curva tensione-deformazione da test di trazione monoassiale in direzione parallela e perpendicolare alla direzione di laminazione per entrambi gli spessori. E' riportata una sola curva per ogni spessore e direzione*

Come si può vedere, per il materiale più sottile si rileva una leggera anisotropia, cioè un diverso comportamento tra la direzione di laminazione e quella perpendicolare, per valori di tensione prossimi allo snervamento, mentre per entrambi gli spessori si rileva una leggera differenza tra le due direzioni per quanto riguarda la deformazione ultima. Una sintesi dei risultati è riportata nella tabella 5.1 seguente, mentre i risultati delle singole prove monoassiali sono riportate in Appendice A.

*Tabella 5.1 - Valori medi dalle prove di trazione monoassiale*

Section	Direction	Number of tests	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]
Web	Longitudinal	3	371	542
Web	Transverse	3	394	543
Flange/Stiffener	Longitudinal	3	354	519
Flange/Stiffener	Transverse	3	354	521

### 5.3. Prove di carico

#### 5.3.1. Geometria e configurazione di prova

Le tre travi soggette a prova di carico sono del tipo a doppio T, e presentano doppia simmetria, verticale ed orizzontale. In corrispondenza degli appoggi è presente un irrigidimento verticale che presenta le stesse caratteristiche geometriche delle piattabande. L'unico parametro che differenzia i tre test è la lunghezza del tratto caricato  $s_s$ . Le travi caricate sono semplicemente appoggiate alle estremità e in corrispondenza di uno dei due appoggi è disposto un elemento in Teflon accoppiato ad una piastra in acciaio inossidabile lucidato senza ritegni in direzione longitudinale in modo da evitare la presenza di azioni normali nella trave durante i test. Le dimensioni della trave sono illustrate nella figura 5.2. Le saldature di composizione tra l'anima e le piattabande presentano uno spessore di gola di 5mm. Le esatte dimensioni di ciascuna delle tre travi soggette a prova di carico sono riportate in Appendice B.

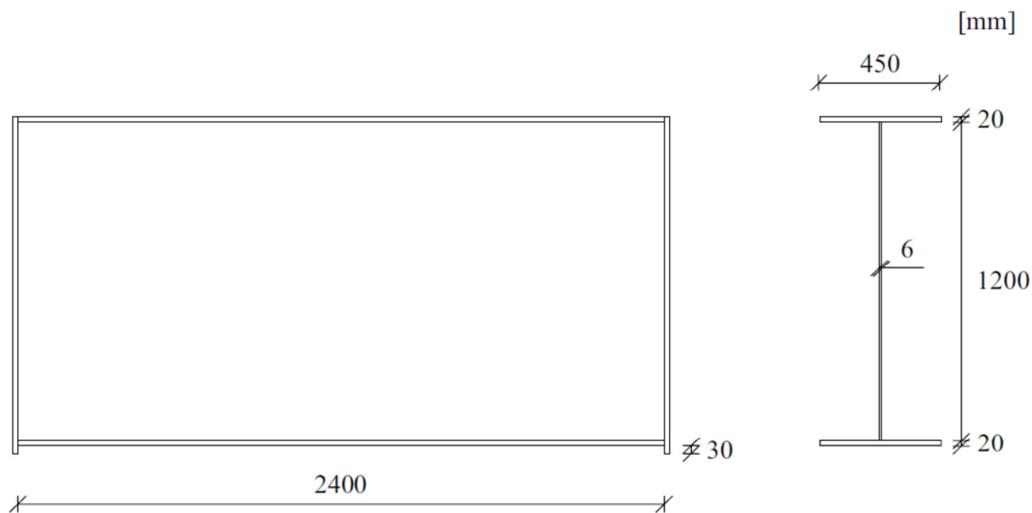


Figura 5.2 - Geometria delle travi caricate

La lunghezza del tratto caricato  $s_s$  dipende da come la stessa viene definita. Uno degli scopi dello studio è investigare l'influenza della lunghezza del tratto caricato, nei tre test 200mm, 700mm e 1440mm, sulla resistenza della trave.

Per una trave caricata mediante una piastra come nel caso della maggior parte dei test documentati in letteratura è banale definire il valore di  $s_s$ , che è uguale alla lunghezza della piastra stessa.

Per lunghezze del tratto caricato significative, come nel caso di 700 e 1440 mm, è difficile realizzare una piastra di rigidità tale da garantire una uniforme diffusione del carico su tutta la

lunghezza. Quindi nei tre test presentati si è scelto di utilizzare una piastra nel caso di 200 mm, due piastre con una trave di ripartizione del carico nel caso di 700 mm e quattro piastre con tre travi di ripartizione del carico nel caso di 1440 mm come illustrato in figura 5.3.

I tre test saranno quindi denominati P200, P700 e P 1440 con evidente riferimento alla distanza tra i due lembi estremi delle piastre di carico. Se queste stesse dimensioni possono essere assunte come valore di  $s_s$ , è un argomento di discussione e dipende dal modello meccanico utilizzato nella definizione della resistenza allo snervamento.

In accordo con quanto raccomandato in EN 1993-1-5 (2006) per carichi applicati attraverso più forze concentrate, il parametro  $s_s$  dovrebbe essere assunto pari alla distanza tra i punti di applicazione delle due forze più esterne, aumentato della diffusione attraverso le piastre. La norma europea, inoltre, prevede un limite superiore per  $s_s$  che non dovrebbe superare  $h_w$ . Nella tabella 5.2 sono riportati valori di  $s_s$  calcolati per i casi oggetto della prova di carico.

I test sono stati effettuati mediante un attuatore idraulico con una capacità di 1000 kN, ed è stato applicato uno spostamento verticale costante di 0.005 mm/sec fino al carico ultimo poi di 0.025 mm/sec.

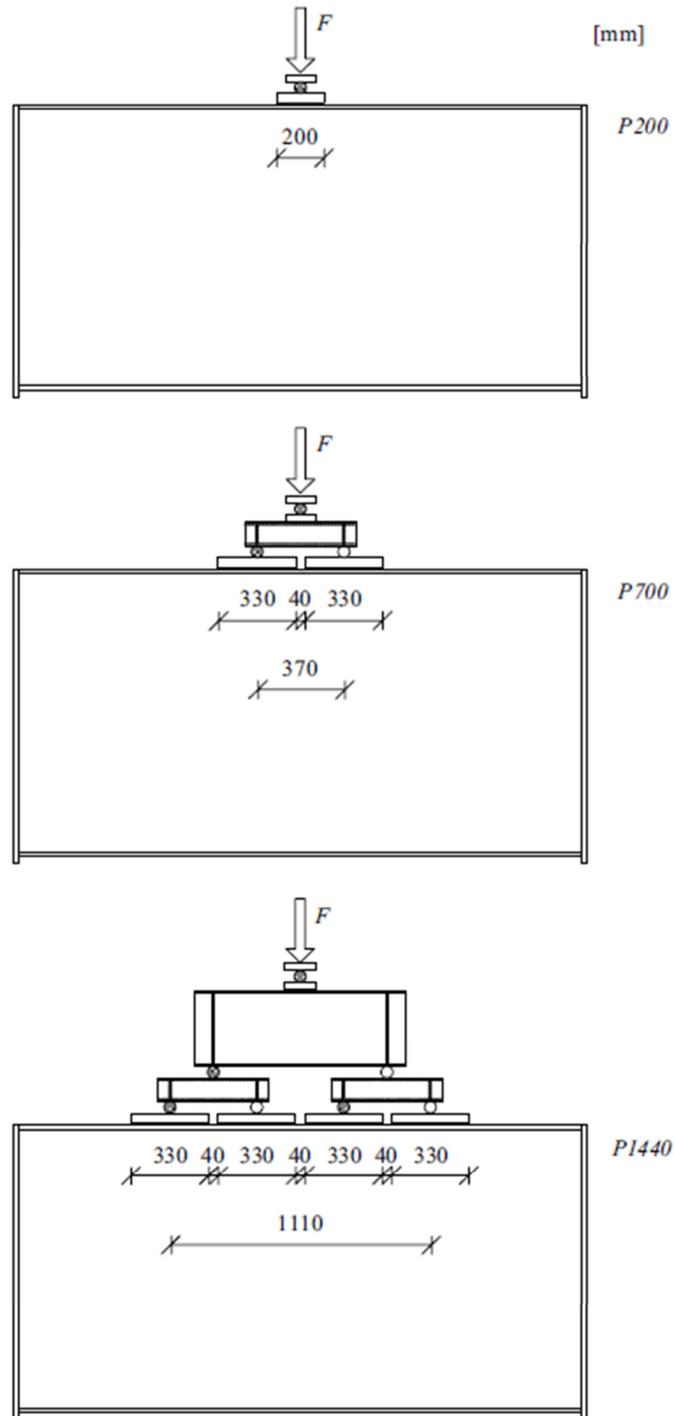


Figura 5.3 - Configurazione delle tre prove sperimentali. Le barre grigie sono bloccate in senso longitudinale

Tabella 5.2 - Lunghezza del tratto caricato per i tre test in base a due differenti definizioni

Test	Lunghezza esterna del tratto caricato (mm)	$S_s / h_w$	Lunghezza del tratto caricato secondo EN 1993-1-5(mm)	$S_s / h_w$
P200	200	0.17	80	0.067
P700	700	0.58	450	0.380
P1440	1440	1.20	1190	0.990



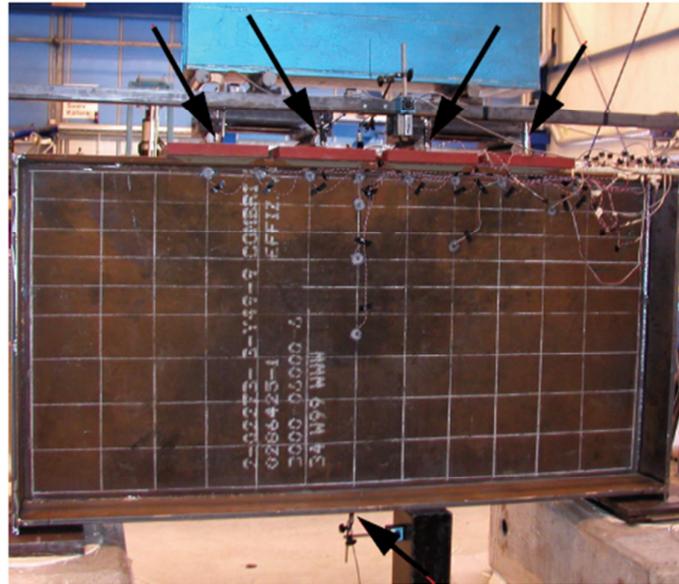
Figura 5.4 - Foto del test P1440 con gli elementi per la diffusione del carico sulla trave

### 5.3.2. Misure

Prima di iniziare la prova di carico sono state misurate le imperfezioni geometriche della trave, ovvero le deformazioni fuori dal piano dell'anima. La misura delle imperfezioni è stata effettuata mediante un trasduttore di spostamenti che misura perpendicolarmente al piano dell'anima. Lo strumento consiste in una barra metallica che guida il trasduttore lungo un percorso verticale individuato da una griglia applicata all'anima che indica i punti dove effettuare le letture. La griglia sull'anima della trave è illustrata nella figura 5.5.

Durante i test sono stati registrati i dati relativi a differenti misure: il carico e la corsa degli attuatori idraulici, le deformazioni misurate dagli estensimetri e gli spostamenti.

Gli spostamenti verticali sono stati misurati nel punto medio dell'asse delle piastre di carico e nel punto medio della trave sulla piattabanda superiore. Questo significa che per il test P200 sono stati utilizzati due trasduttori di spostamento, tre per il test P700 e cinque per il test P1440 come mostrato in figura 5.5.



*Figura 5.5 – Foto del test P1440 con le frecce che indicano i punti di misura degli spostamenti verticali. Sull'anima è stata tracciata una griglia per misurare le imperfezioni iniziali dell'anima e gli spostamenti durante la prova di carico*

Le deformazioni sono state misurate durante le prove mediante una serie di estensimetri monoassiali e triassiali. Gli estensimetri erano applicati nelle stesse posizioni su entrambi i lati dell'anima per consentire la stima delle deformazioni membranali.

Sono stati usati un totale di 14 estensimetri monoassiali nei due test P200 e P700 e 22 per la trave del test P1440, ovvero 7 e 11 su ciascun lato dell'anima rispettivamente. Per tutti i test sono stati utilizzati 4 estensimetri triassiali. Uno schema della disposizione degli estensimetri per il test P1440 è riportato in figura 5.6. La disposizione degli estensimetri nei test P200 e P700 è riportata in Appendice B.

Durante i test è stata misurata anche la deformazione dell'anima fuori dal piano a determinati livelli di carico con gli stessi strumenti utilizzati per rilevare le imperfezioni geometriche iniziali. Quando sono stati raggiunti i livelli di carico stabiliti è stato temporaneamente arrestato il processo di caricamento e sono state condotte le misure. Tali misure sono state effettuate solo lungo una linea verticale in corrispondenza della mezzera della trave in asse al carico applicato.

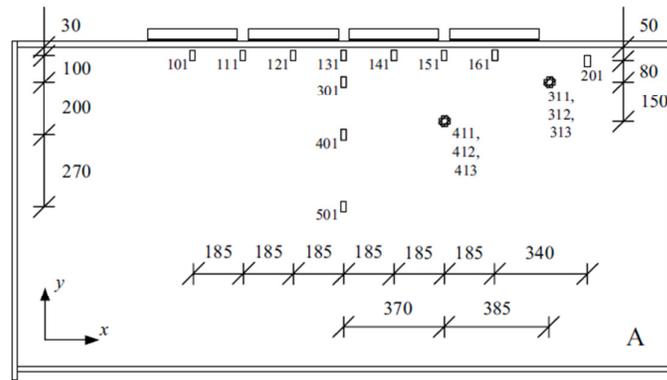


Figura 5.6 - Disposizione degli estensimetri sull'anima della trave del test P1440

## 5.4. Risultati delle prove di carico

In questo paragrafo sono riportati in forma grafica i risultati delle prove di carico, sotto forma di curve carico-deformazione sia per quanto riguarda la deformazione trasversale (fuori dal piano) dell'anima sia per quanto riguarda la deformazione verticale in corrispondenza dell'asse centrale della trave. In Appendice B è riportato il quadro completo dei risultati delle prove sperimentali sulle travi.

### 5.4.1. P200

La prova di carico denominata P200, prevede una lunghezza del tratto caricato  $s_c$  di 200mm.

La figura 5.7 mostra la curva carico-spostamento verticale dell'anima in corrispondenza dell'asse di applicazione del carico. Il carico ultimo per il test P200 risulta  $F_u=544$  kN.

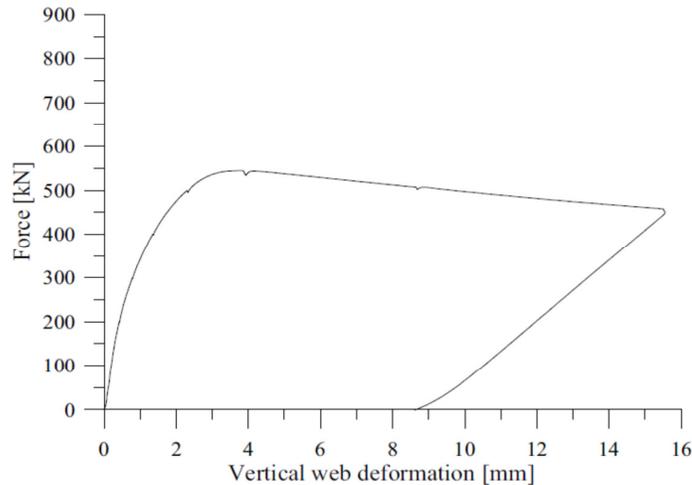


Figura 5.7 – P200 - Curva carico-spostamento verticale dell'anima

Le imperfezioni iniziali (deformazioni fuori dal piano) dell'anima sono state misurate prima della prova di carico come descritto in precedenza. La figura 5.8 mostra le imperfezioni iniziali lungo l'asse verticale centrale dell'anima, ovvero in corrispondenza dell'asse di applicazione del carico. Come si può vedere l'imperfezione massima risulta approssimativamente 0,27 volte lo spessore della trave, cioè 1,6mm, e l'imperfezione presenta una forma ad arco. Nelle figure che seguono i punti rappresentano deformazioni misurate mentre le linee che congiungono i punti sono semplicemente l'involuppo dei risultati misurati.

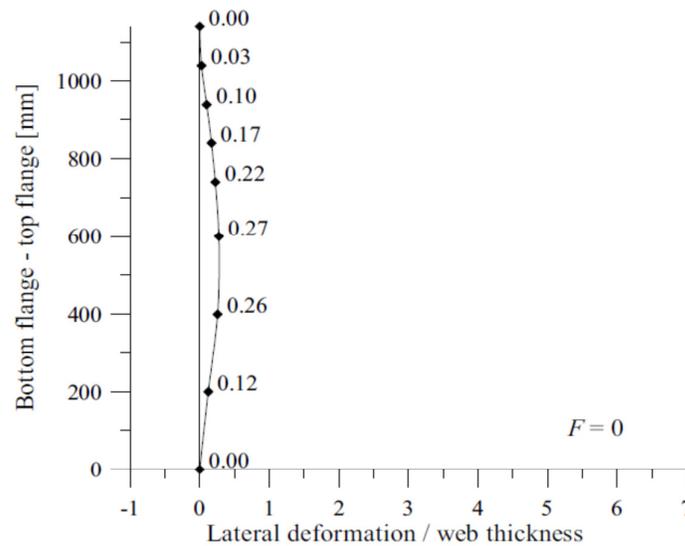


Figura 5.8 - P200 - Imperfezione laterale iniziale lungo l'asse centrale della trave, ovvero, ovvero in corrispondenza dell'asse del carico

Per ottenere informazioni su come avviene il collasso nei tre differenti casi di carico, durante le prove sono stati misurati gli spostamenti laterali dell'anima e le deformazioni misurate lungo la linea verticale in corrispondenza del punto medio della trave sono state trasformate in tensioni membranali.

Nelle figure da 5.9. a 5.13 sono riportati gli spostamenti laterali dell'anima e le tensioni membranali per cinque successivi livelli di carico. Il valore della tensione ad altezza nulla è stato assunto essere 0 anche se non è stato misurato, e potrebbe assumere un valore diverso da zero, ma comunque molto piccolo e quindi non significativo. In una prova di carico simile effettuata la Lagerqvist (1994) la tensione membranale a 20mm dalla piattabanda inferiore è stata misurata ed ha mostrato costantemente un valore pari a circa 0,02 volte la tensione di snervamento a tutti gli step di carico considerati fino al carico ultimo. Le tensioni sono rappresentate in rapporto alla tensione di snervamento del materiale usato per l'anima, che come detto in precedenza è stata determinata mediante la prova di carico monoassiale su campioni di lamiera. Questo significa che sono state misurate le deformazioni su ciascuna faccia dell'anima, trasformate in tensioni e poi determinata la media che è il valore qui utilizzato, assumendo una variazione lineare attraverso lo spessore.

Le figure da 5.9 a 5.11 mostrano come aumenta la deformazione dell'anima con l'aumentare del carico e come si sviluppa la diffusione delle azioni di compressione membranale. Le tensioni membranali aumentano significativamente nella parte alta dell'anima e la diffusione, come previsto, diminuisce allontanandosi dalla piattabanda caricata.

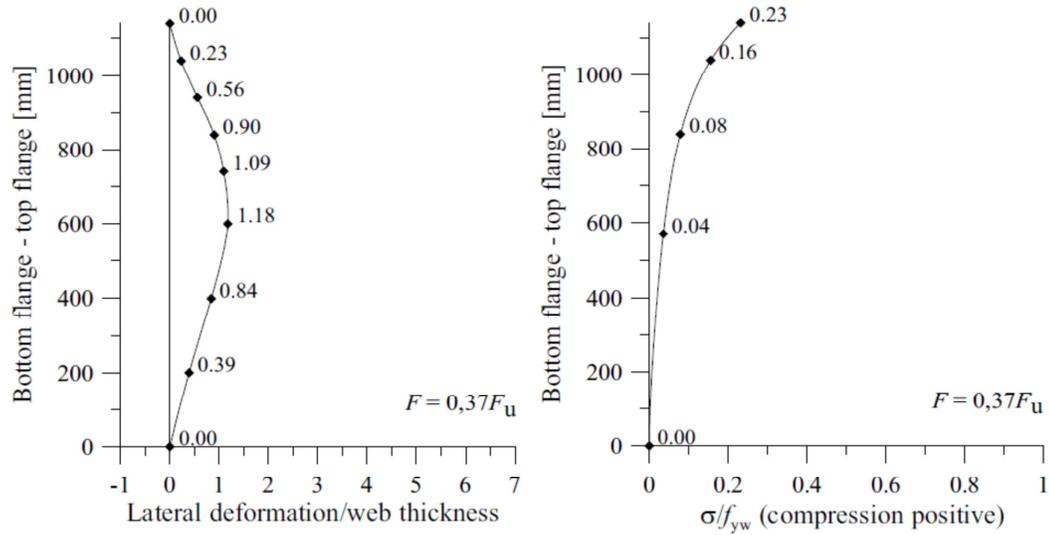


Figura 5.9 - P200 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=200$  kN

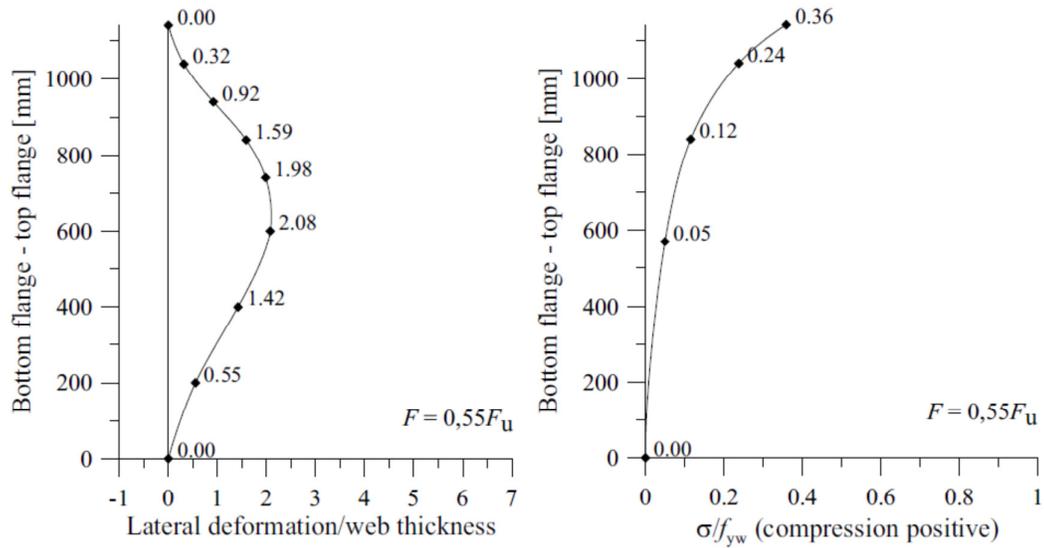


Figura 5.10 - Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=300$  kN

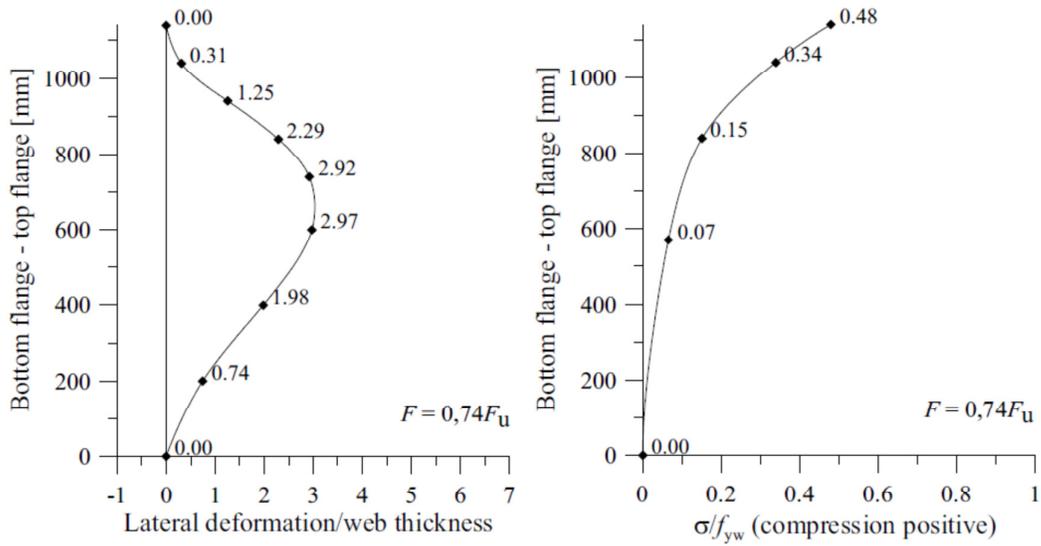


Figura 5.11- P200 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=400$  kN

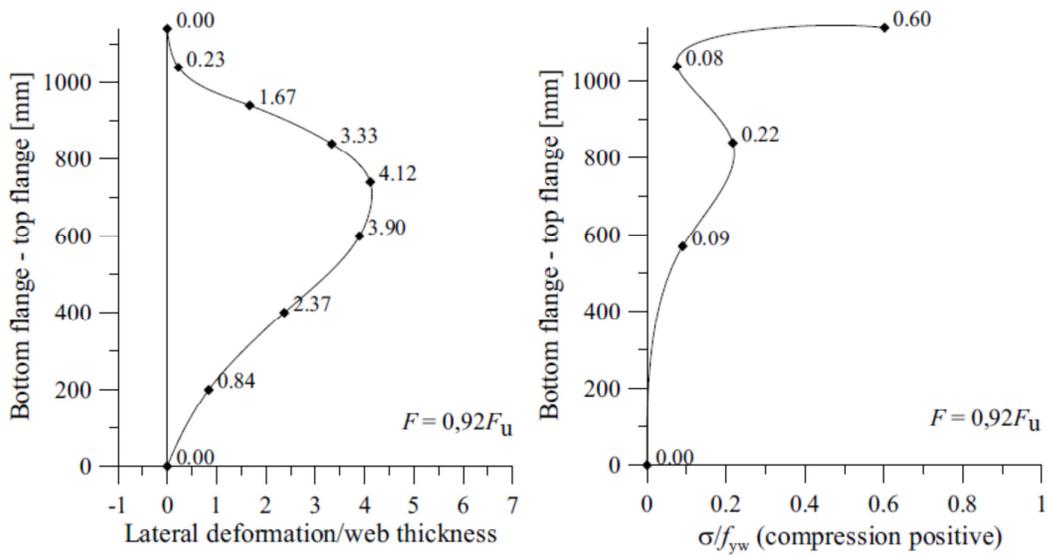


Figura 5.12 - P200 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=500$  kN

Quando il carico raggiunge approssimativamente il 90% del carico ultimo, figura 5.12, si osserva quanto segue.

In primo luogo la forma dell'anima inizia a cambiare ed in secondo luogo la tensione membranale in corrispondenza del secondo estensimetro a partire dall'alto cala significativamente a causa della flessione dell'anima. In questa posizione la tensione di compressione su una faccia ha superato il limite dello snervamento ed è situata nella zona piatta del diagramma  $\sigma$ - $\varepsilon$  e la tensione di trazione sull'altro lato dell'anima ha quasi raggiunto lo snervamento. Le tensioni nella posizione superiore sono ancora di compressione su entrambi i lati dell'anima ma su un lato esse decrescono rispetto alla tensione del livello di carico precedente, mostrando flessione dell'anima in questa posizione.

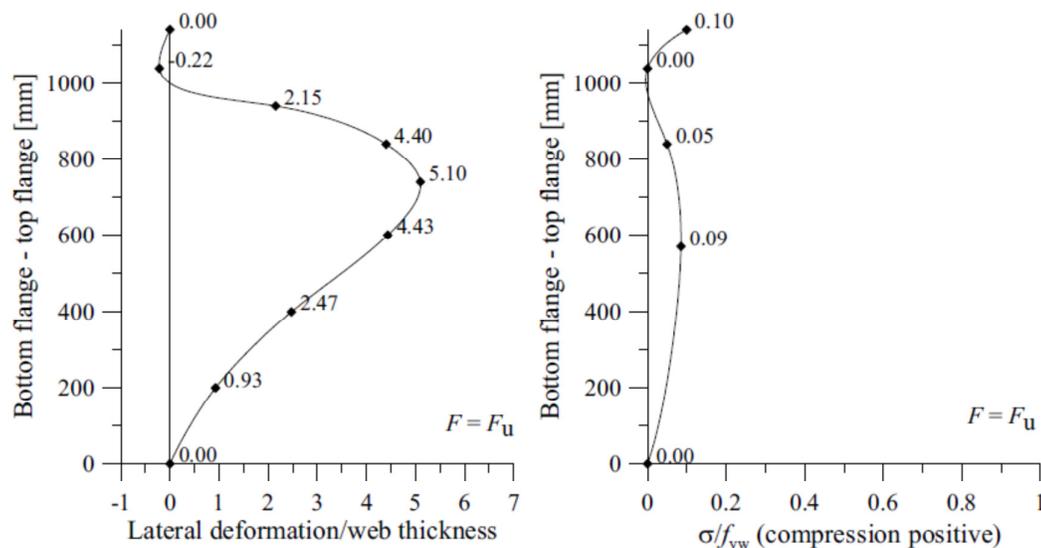


Figura 5.13– P200 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=544$  kN

In corrispondenza del carico ultimo, figura 5.13, la deformata dell'anima ha assunto la caratteristica forma ad S e le tensioni membranali sono molto influenzate dalla flessione nella zona adiacente la piattabanda superiore. Le tensioni membranali sono molto basse nei punti di misura ma sulle superfici dell'anima le tensioni hanno superato lo snervamento sul lato compresso su tre punti superiori e sul lato teso la trazione ha superato o è molto prossima al valore di snervamento.

La figura 5.14 mostra le tensioni membranali verticali rilevate con gli estensimetri posizionati sull'anima in prossimità della piattabanda caricata. I rombi corrispondono agli estensimetri posizionati 30mm al di sotto della piattabanda (vedere figura 12.1 in Appendice B) e i cerchietti corrispondono agli estensimetri posizionati 50mm al di sotto della piattabanda.

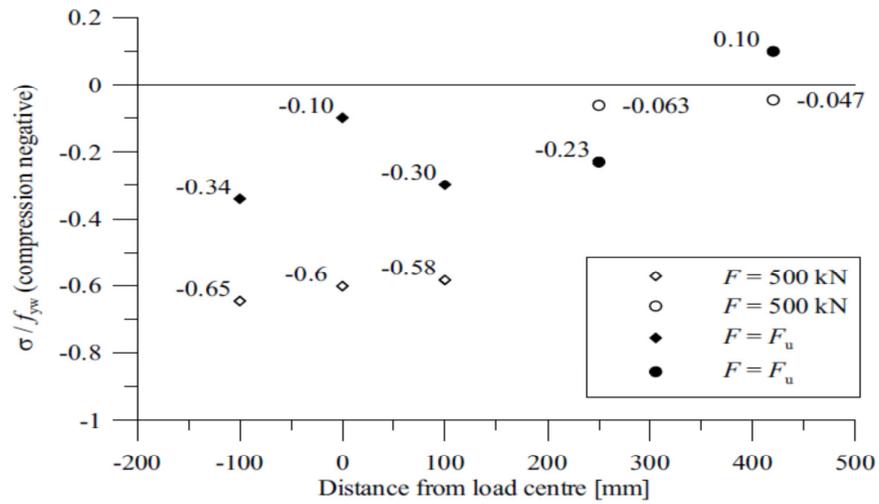


Figura 5.14– P200 – Tensioni membranali verticali lungo piattabanda caricata a  $F=500 \text{ kN}$  e al carico ultimo. I rombi rappresentano gli estensimetri collocati 30mm al di sotto della piattabanda caricata mentre i cerchi rappresentano gli estensimetri collocati 50mm so

La figura 5.15 mostra la trave deformata del test P200 al momento del collasso e si può osservare come gli estensimetri nella parte superiore dell'anima siano posizionati proprio sulla zona imbozzata.

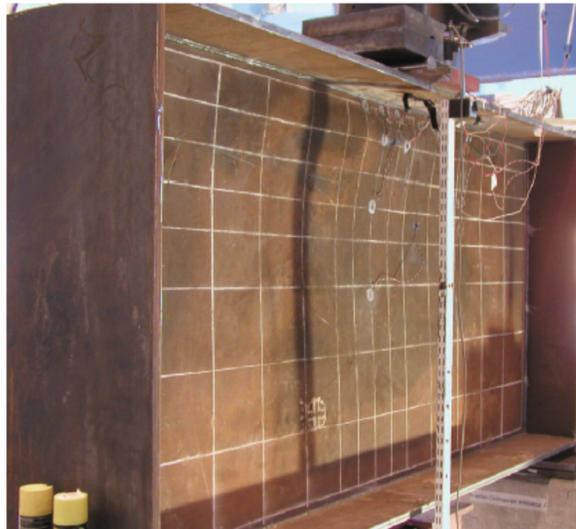


Figura 5.15– P200 – Deformata al momento del collasso.

### 5.4.2. P700

La figura 5.16 mostra il diagramma carico-deformazione verticale dell'anima, ovvero lo spostamento verticale medio delle due piastre di carico al netto dello spostamento verticale della piattabanda inferiore, per il test denominato P700. La parte iniziale della curva che mostra un basso valore di rigidità può essere determinata da piccole rotazioni per assestamento delle piastre di carico. Il carico ultimo per il test P700 è risultato  $F_u=660$  kN.

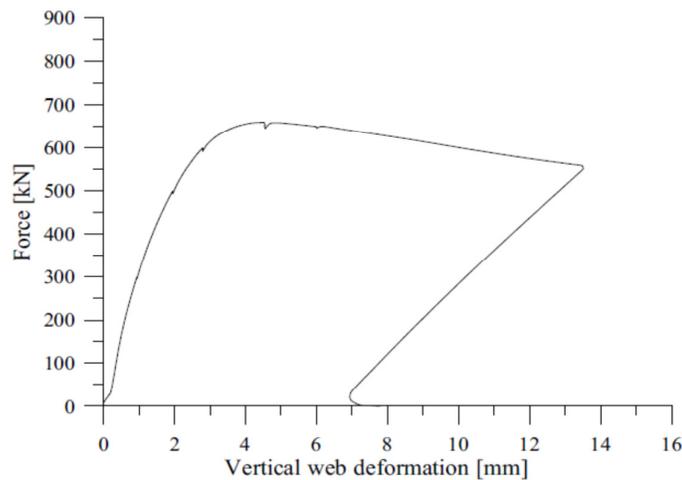


Figura 5.16 – P700 – Curva carico – spostamento verticale dell'anima

In figura 5.17 sono illustrate le imperfezioni iniziali dell'anima (spostamenti laterali fuori dal piano normalizzati allo spessore dell'anima stessa) lungo la linea verticale media. Come si può vedere l'imperfezione massima risulta circa 1,07 volte lo spessore dell'anima, quindi 6,4mm. L'imperfezione della trave del test P700 è significativamente maggiore di quella della trave del test P200. Comunque l'imperfezione della trave del test P700 è di poco superiore ad  $h_w/250$  che è l'imperfezione prevista dalla norma europea per i pannelli d'anima.

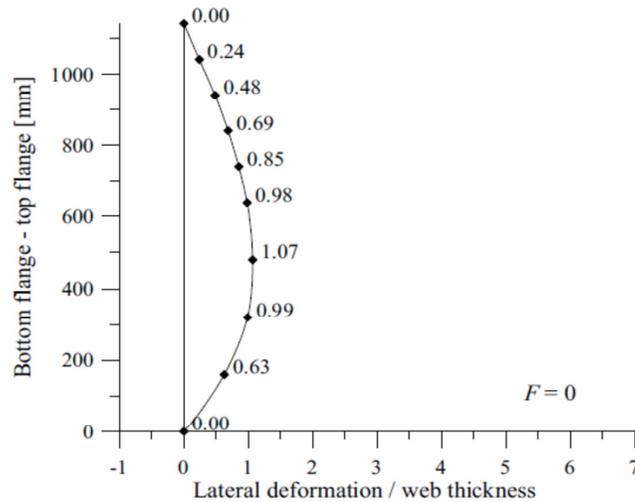


Figura 5.17 - P700 – Imperfezione laterale iniziale lungo l'asse centrale della trave, ovvero in corrispondenza dell'asse del carico.

Le figure da 5.18 a 5.21 mostrano gli spostamenti laterali dell'anima e le tensioni membranali dal 45% del carico ultimo al carico ultimo. Per il test P700 è stato osservato che la forma dell'anima soggetta al carico non passa mai ad una configurazione a S, e che le tensioni membranali sono sensibilmente inferiori rispetto a quelle rilevate nel test P200. Se si considerano le figure 5.18 e 5.19 si può vedere come le tensioni membranali nella posizione superiore non aumentano velocemente come nella posizione sottostante. Probabilmente questo comportamento è dovuto al fatto che l'estensimetro più vicino alla piattabanda caricata è posizionato tra le due piastre di carico (in direzione longitudinale rispetto la trave) e considerando la figura 5.22 si può vedere come le tensioni membranali in corrispondenza dell'asse delle piastre di carico sono più alte, cioè le tensioni membranali sono leggermente inferiori in mezzeria. A parte quest'ultima osservazione la curva carico-spostamento è simile a quella del test P200 a livelli di carico più bassi.

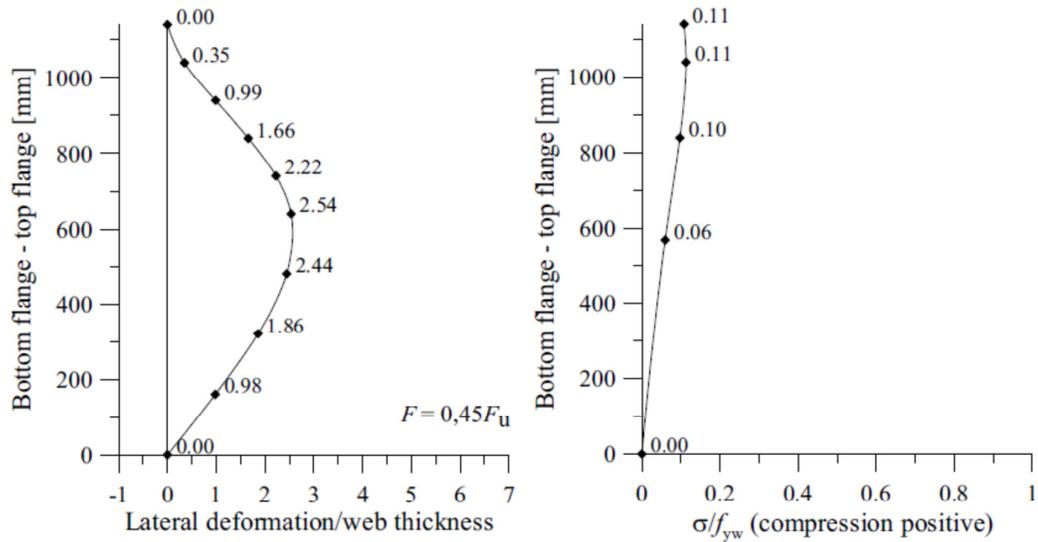


Figura 5.18 -P700 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=300\text{ kN}$

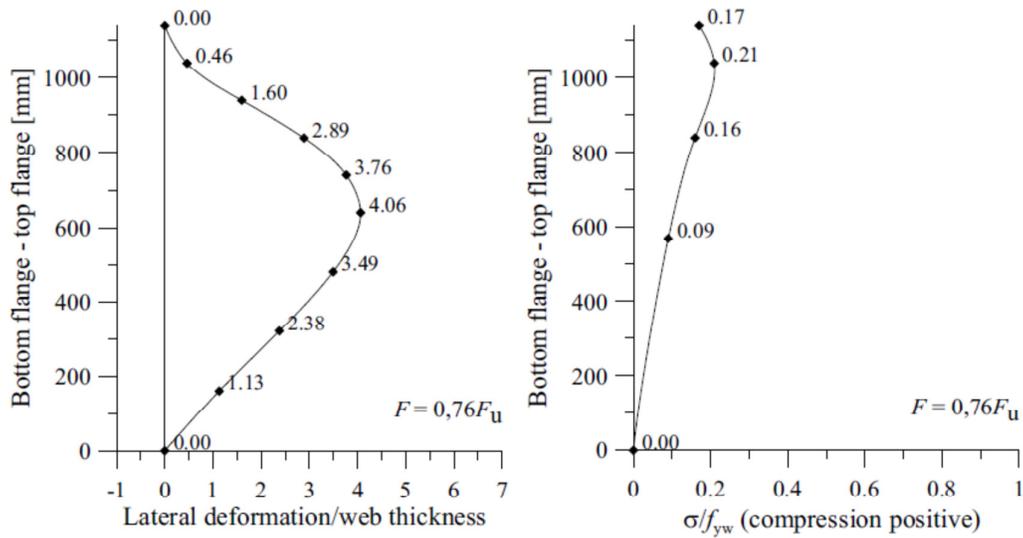


Figura 5.19 - P700 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=500\text{ kN}$

Quando il carico raggiunge il 91% del carico ultimo, vedere la figura 5.20, la seconda posizione dalla piattabanda compressa mostra chiari segni di flessione dell'anima e le tensioni membranali decrescono in corrispondenza di questa posizione. Anche la terza posizione dalla piattabanda caricata mostra gli effetti dell'incremento della flessione, con le tensioni sulla superficie in compressione situate nella zona piatta del diagramma  $\sigma$ - $\varepsilon$  e la tensione di trazione sull'altro lato dell'anima non lontano dallo snervamento. Solo la posizione superiore ha tensioni di compressione su entrambi i lati dell'anima.

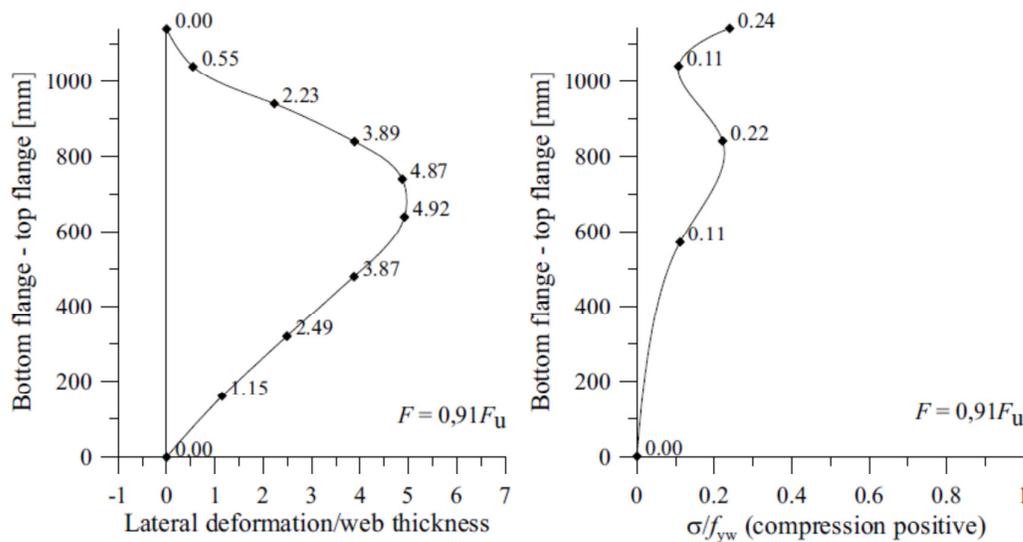


Figura 5.20 - P700 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=600$  kN

Al carico ultimo, la seconda e la terza posizione mostrano effetti quasi esclusivamente flessionali e le tensioni membranali sono circa zero. Entrambe le posizioni hanno tensioni molto vicine o superiori allo snervamento sia sulla superficie compressa che sulla superficie tesa dell'anima. Le tensioni nella posizione più vicina alla piattabanda compressa sono ancora di compressione su entrambe i lati dell'anima.

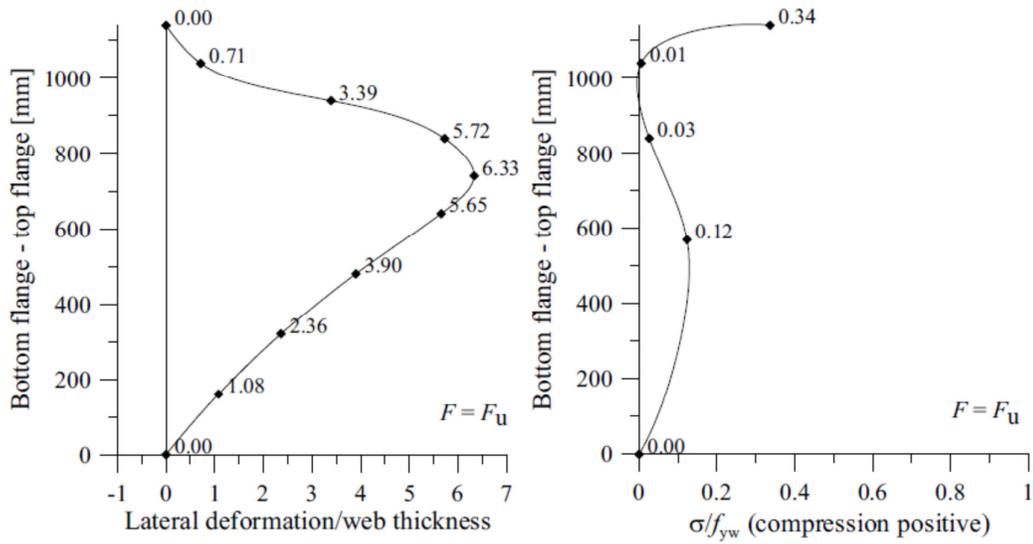


Figura 5.21 - P700 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=660$  kN

La figura 5.22 mostra le tensioni membranali verticali rilevate con gli estensimetri posizionati sull'anima in prossimità della piattabanda caricata. I rombi corrispondono agli estensimetri posizionati 30mm al di sotto della piattabanda (vedere figura 12.2 in Appendice B).

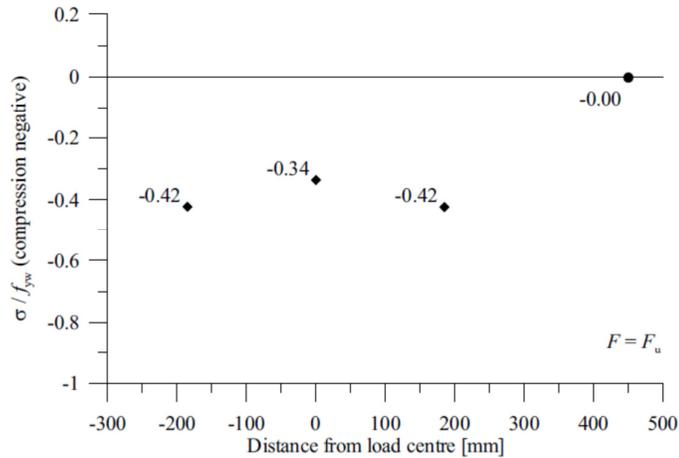


Figura 5.22- P700 – Tensioni membranali verticali lungo piattabanda caricata a  $F=500$  kN e al carico ultimo. I rombi rappresentano gli estensimetri collocati 30mm al di sotto della piattabanda caricata mentre i cerchi rappresentano gli estensimetri collocati 50mm sotto la piattabanda caricata

La deformata al momento del collasso della trave P700 è riportata in figura 5.23, dove si può vedere che la tipica forma a S sotto alla piattabanda caricata non è apparsa in questo caso.



*Figura 5.23 - P700 – Deformata della trave al momento del collasso.*

### 5.4.3. P1440

La figura 5.24 mostra il diagramma carico-deformazione verticale dell'anima, ovvero lo spostamento verticale medio delle due piastre di carico interne al netto dello spostamento verticale della piattabanda inferiore, per il test denominato P1440. La parte iniziale della curva può essere spiegata da piccole rotazioni per assestamento delle piastre di carico che causano un iniziale sollevamento delle piastre sul lato dove sono effettuate le misure. Il carico ultimo per il test P1440 è risultato  $F_v=808$  kN.

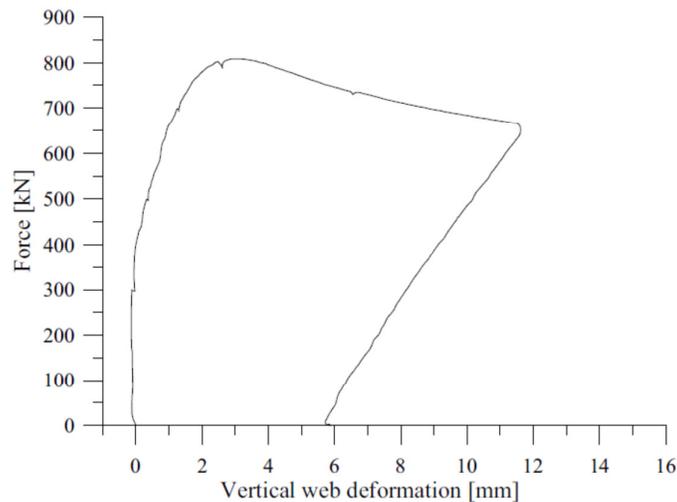


Figura 5.24 - P1440 – Curva carico – spostamento verticale dell'anima

In figura 5.25 sono illustrate le imperfezioni iniziali dell'anima (spostamenti laterali fuori dal piano normalizzati allo spessore dell'anima stessa) lungo la linea verticale media. Come si può vedere l'imperfezione massima risulta circa 0,62 volte lo spessore dell'anima, quindi 3,7mm.

Per il campione di questo test la massima ampiezza dell'imperfezione geometrica dell'anima è un po' spostata verso la zona inferiore dell'anima.

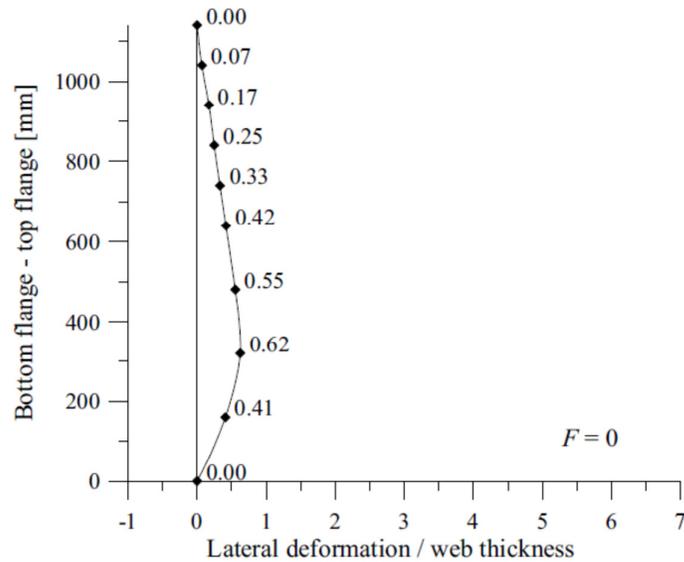


Figura 5.25 - P1440 – Imperfezione laterale iniziale lungo l'asse centrale della trave, ovvero in corrispondenza dell'asse del carico

Le figure da 5.26 a 5.29 mostrano gli spostamenti laterali dell'anima e le tensioni membranali dal 37% del carico ultimo al carico ultimo. Per il test P1440 è stato osservato che la forma dell'anima imbozzata non passa mai ad una configurazione a S e che le tensioni membranali sono sempre inferiori rispetto a quelle rilevate nel test P700. Inoltre, come per il test P700, gli estensimetri superiori sono posizionati longitudinalmente tra due piastre di carico e questo può spiegare perchè le tensioni membranali sono più basse in questa posizione rispetto alla posizione sottostante nelle fasi iniziali del test.

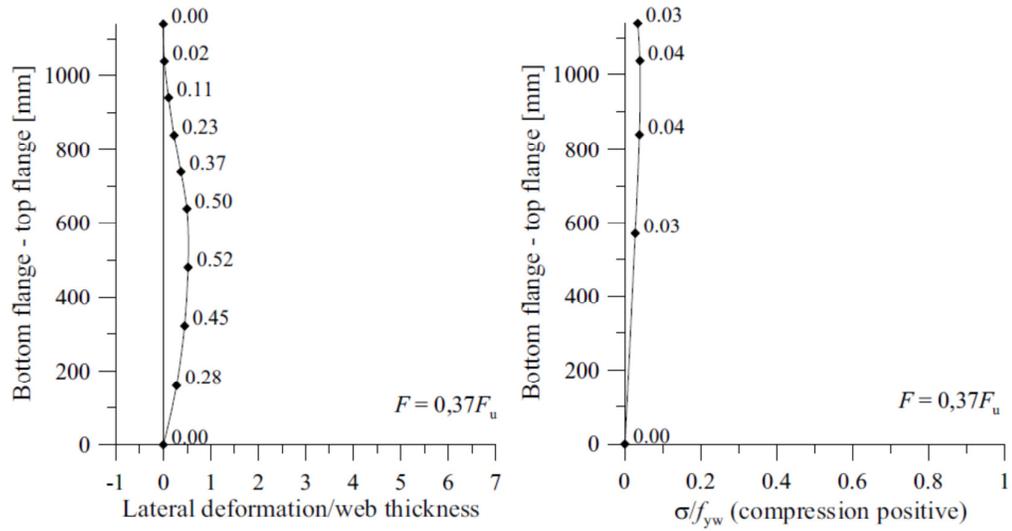


Figura 5.26 - P1440 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=300$  kN

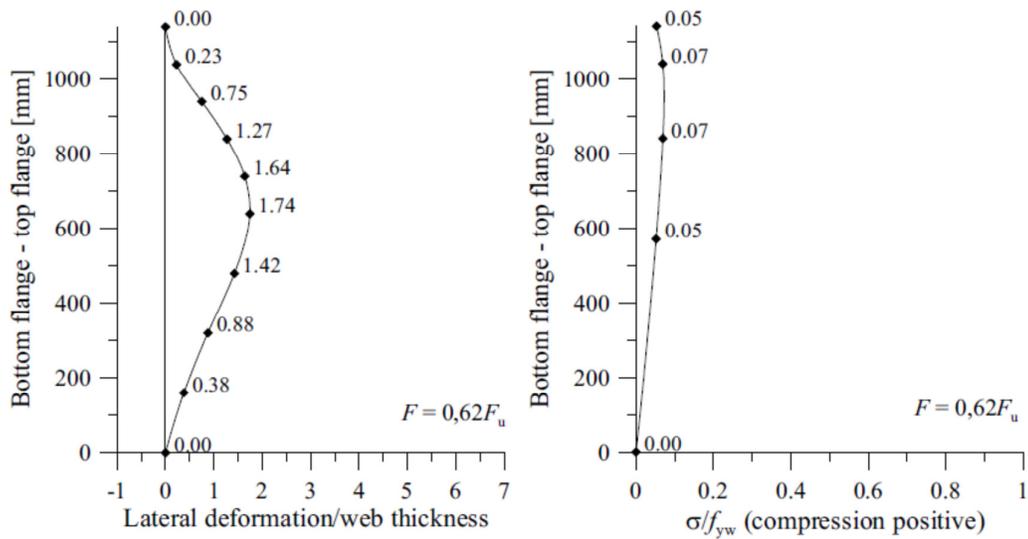


Figura 5.27 - P1440 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=500$  kN

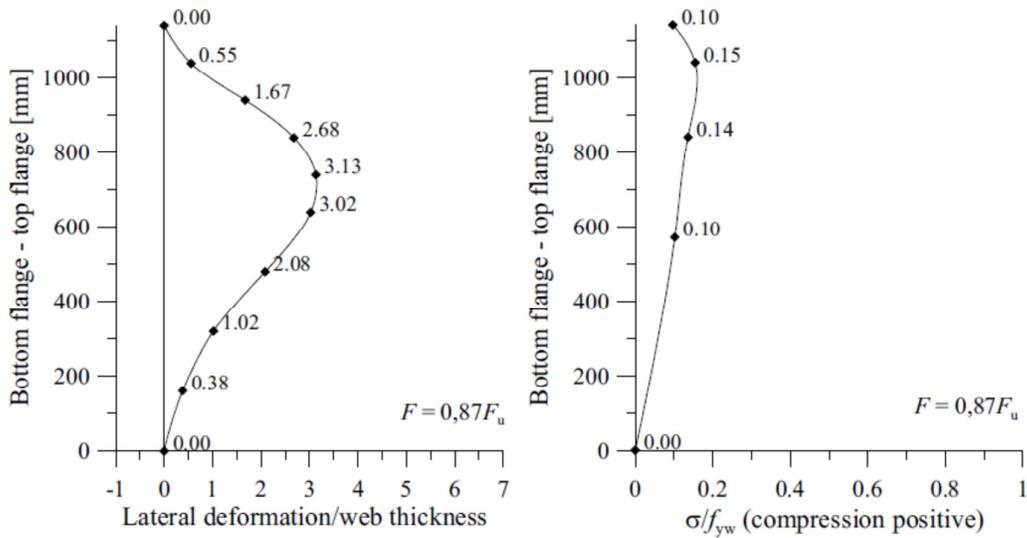


Figura 5.28 - P1440 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=500$  kN

In figura 5.29 sono riportati gli spostamenti laterali e le tensioni membranali dell'anima sulla mezzeria della trave in corrispondenza del carico ultimo. Si osserva come le tensioni membranali nella seconda e nella terza posizione sono affette da flessione e le tensioni sulla faccia compressa hanno superato lo snervamento. Le tensioni sul lato teso, in queste posizioni, sono vicine ma inferiori allo snervamento.

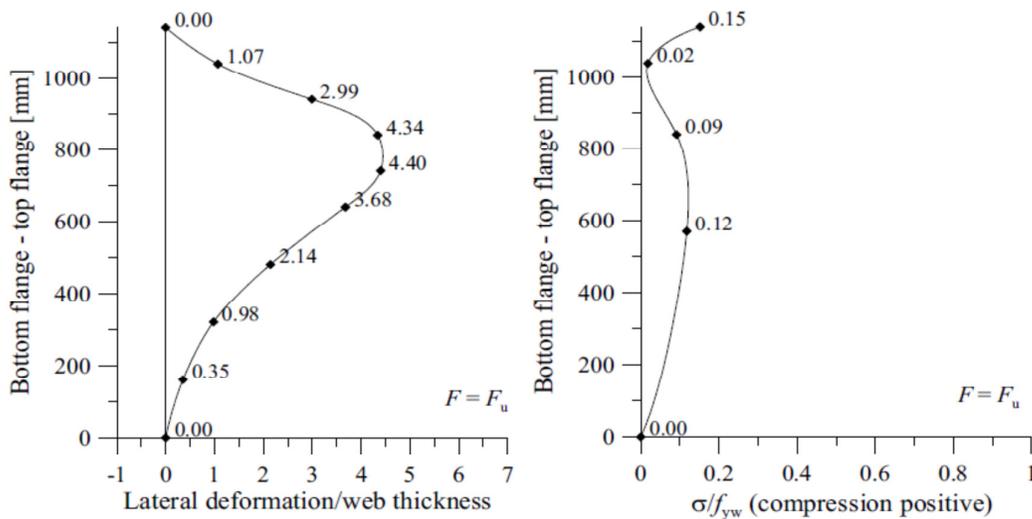
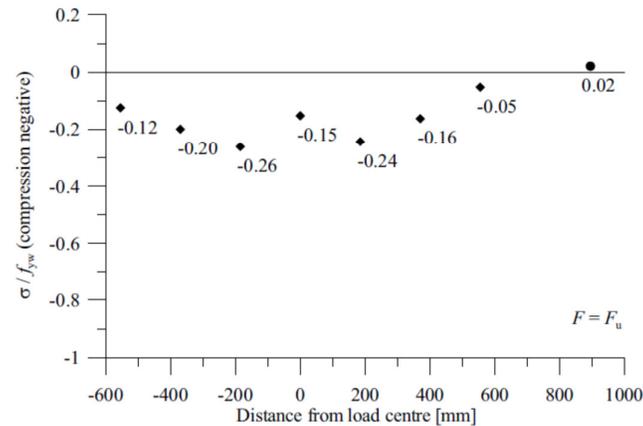


Figura 5.29 - P1440 – Spostamenti fuori dal piano e tensioni membranali lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=808$  kN

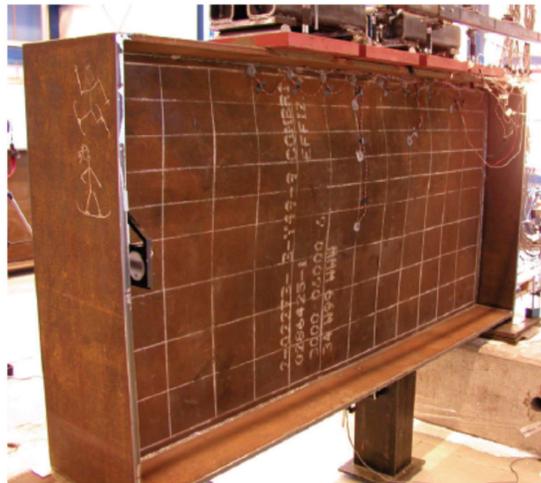
La figura 5.30 mostra le tensioni membranali verticali misurate dagli estensimetri posizionati sull'anima lungo la piattabanda caricata. I rombi rappresentano gli estensimetri posizionati 30mm al di sotto della piattabanda caricata (vedere la figura 12.3 in Appendice B).



Le tensioni sul lato compresso dell'anima hanno chiaramente passato lo snervamento e sul lato teso sono appena al di sotto del tratto piatto del diagramma tensione-deformazione.

*Figura 5.30 - P1440 – Tensioni membranali verticali lungo piattabanda caricata a  $F=500$  kN e al carico ultimo. I rombi rappresentano gli estensimetri collocati 30mm al di sotto della piattabanda caricata mentre i cerchi rappresentano gli estensimetri collocati 50mm*

Infine in figura 5.31 è riportata un'immagine della deformata della trave del test P1440 al momento del collasso. Si può notare come la deformazione dell'anima è significativamente più estesa in senso longitudinale rispetto agli altri due test.



*Figura 5.31 - P1440 – Deformata della trave al momento del collasso*

### 5.5. Sintesi dei risultati delle indagini sperimentali

Per confronto è stata calcolata la resistenza caratteristica secondo la norma europea EN 1993-1-5 (2006), facendo riferimento alle geometrie e alle caratteristiche dei materiali dei test e considerando  $\gamma_{M1}=1$ , ed è stata confrontata con i risultati sperimentali ottenuti dai tre test. Le equazioni da utilizzare per il calcolo della resistenza si possono trovare nel capitolo sullo Stato dell'arte. La tensione di snervamento dell'anima è stata assunta come il valor medio tra lo snervamento nella direzione di laminazione e nella direzione perpendicolare. A seconda di come viene definito il parametro  $s_s$  sono stati calcolati due differenti valori della resistenza e ciascuno è stato comparato con il carico ultimo ottenuto dai test, nelle tabelle 5.3 e 5.4. Come si può vedere in tabella 5.3, dove la distanza tra i punti estremi delle piastre di carico è stata assunta come  $s_s$ , la resistenza calcolata è inferiore rispetto il carico ultimo ottenuto dai test.

Tabella 5.3 - Confronto tra i risultati delle indagini sperimentali e la resistenza caratteristica calcolata in accordo con EN 1993-1-5 (2006)

Test	Loaded length $s_s$ [mm]	Ultimate load $F_u$ [kN]	Resistance $F_R$ [kN]	$F_u/F_R$
P200	200	544	301	1,81
P700	700	660	393	1,68
P1440	1440	808	498	1,62

Al diminuire della lunghezza  $s_s$ , calcolata in accordo con quanto indicato in EN 1993-1-5, cala anche la resistenza come mostrato in tabella 5.4, e quindi aumenta il coefficiente di sicurezza.

Tabella 5.4 - Confronto tra i risultati delle indagini sperimentali e la resistenza caratteristica calcolata in accordo con EN 1993-1-5 (2006).

Test	Loaded length $s_s$ [mm]	Ultimate load $F_u$ [kN]	Resistance $F_R$ [kN]	$F_u/F_R$
P200	80	544	275	1,98
P700	450	660	350	1,89
P1440	1190	808	465	1,74

L'obiettivo principale di questa analisi sperimentale condotta da Gozzi (2007) era quella di studiare l'influenza della lunghezza del tratto caricato sulla resistenza ultima. Non rappresenta

una sorpresa il fatto che il carico ultimo aumenti all'aumentare della lunghezza del tratto caricato.

Le massime tensioni membranali sono state rilevate nella trave del test P200 e decrescono all'aumentare della lunghezza del tratto caricato (P700 e P1440). In generale si riscontra che le tensioni membranali sono affette dalla flessione dell'anima e al collasso tutti i test hanno tensioni su una superficie dell'anima oltre lo snervamento in molti punti.

Per quanto riguarda la struttura della presente tesi, i dati sperimentali appena esposti consentiranno di verificare l'attendibilità delle analisi numeriche che si intende utilizzare per la valutazione della resistenza della trave dotata di due irrigidimenti longitudinali. La fase di calibrazione della modellazione FEM, ovvero il confronto dei risultati dell'analisi numerica con i dati sperimentali appena esposti, verrà presentata nel prossimo capitolo.



## 6. Studio numerico – Calibrazione della modellazione FEM

Il passo successivo verso la definizione di un metodo di calcolo per travi provviste di due irrigidimenti longitudinali consiste nella calibrazione della modellazione FEM: un'affidabile modellazione consentirà di effettuare uno studio parametrico su un certo numero di differenti configurazioni geometrico-statiche, e su di esso formulare il criterio di calcolo della resistenza caratteristica della trave dotata di due irrigidimenti longitudinali.

Tutta l'analisi agli elementi finiti è stata effettuata con il programma di calcolo MIDAS FEA versione 2.9.6 dedicato ad analisi non-lineari avanzate. Per una descrizione più estesa delle caratteristiche del programma di calcolo si rimanda ai manuali MidasFEA – Analysis and Algorithm e MidasFEA – Verification dove vengono diffusamente descritti le caratteristiche e gli esempi di verifica dell'efficienza del software.

### 6.1. Le geometrie

Il modello è stato realizzato utilizzando i seguenti elementi:

- elementi bidimensionali a quattro nodi (2D element) per la trave; ovvero per le piattabande, per l'anima e per gli irrigidimenti trasversali
- elementi tridimensionali a otto nodi (3D element) per le piastre di carico
- elementi di connessione (link element) per connettere rigidamente nella sola direzione verticale i nodi delle piastre di carico con i corrispondenti della piattabanda superiore.

Per quanto riguarda la dimensione della mesh e il tipo di elementi utilizzato sono state effettuate una serie di prove con l'obiettivo di valutare l'accuratezza della soluzione e contemporaneamente il tempo impiegato per il calcolo. Questa valutazione preliminare ha evidenziato come non si abbia un vantaggio significativo nel passaggio da 4 nodi a 8 nodi per gli elementi bidimensionali e nel passaggio da 8 nodi a 20 nodi per gli elementi tridimensionali a condizione di mantenere la dimensione massima degli stessi elementi al di sotto di 50mm.

Per la calibrazione, quindi, il modello riproduce fedelmente la geometria dei campioni testati da Gozzi che presentavano piattabande larghe 450mm e spesse 20mm, anima spessa 6mm ed irrigidimenti trasversali alle estremità della trave di 20mm di spessore come illustrato nella figura 6.1.

La trave è lunga 2400mm e viene studiata, come nelle prove su modello fisico, con tre diverse lunghezze di applicazione del carico, 200mm, 700mm e 1440mm riportate nelle figure 6.2, 6.3 e 6.4 rispettivamente.

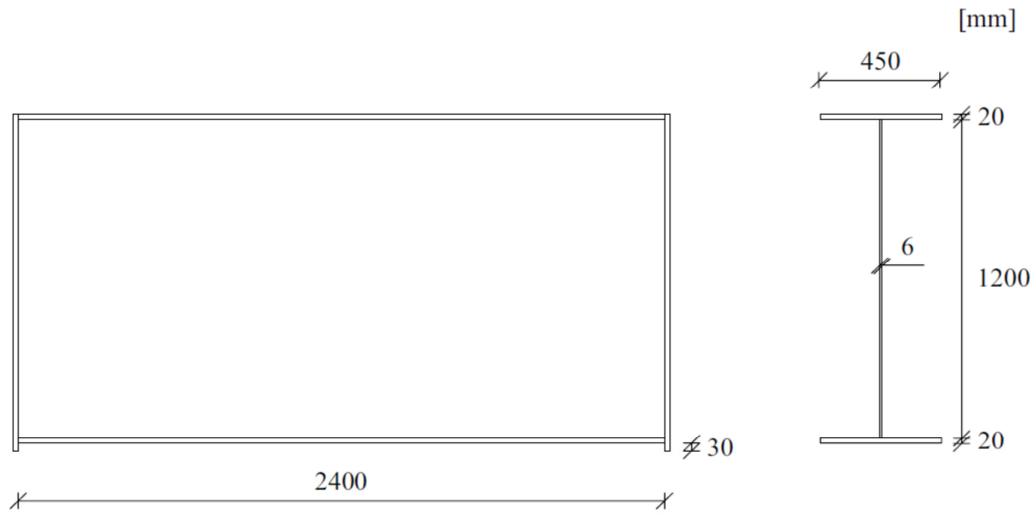


Figura 6.1 - Geometria del modello FEM

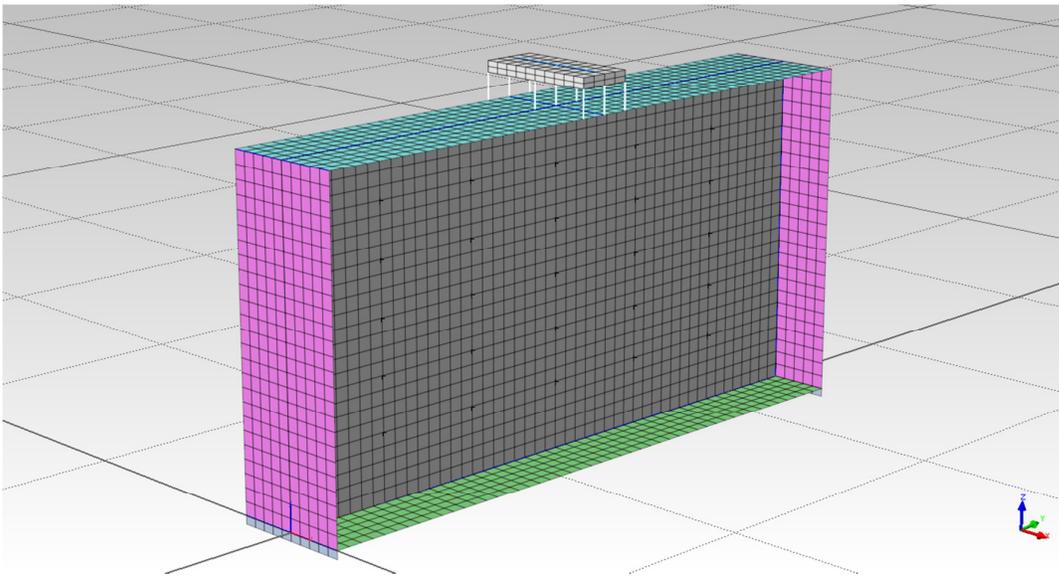


Figura 6.2 - Il modello P200

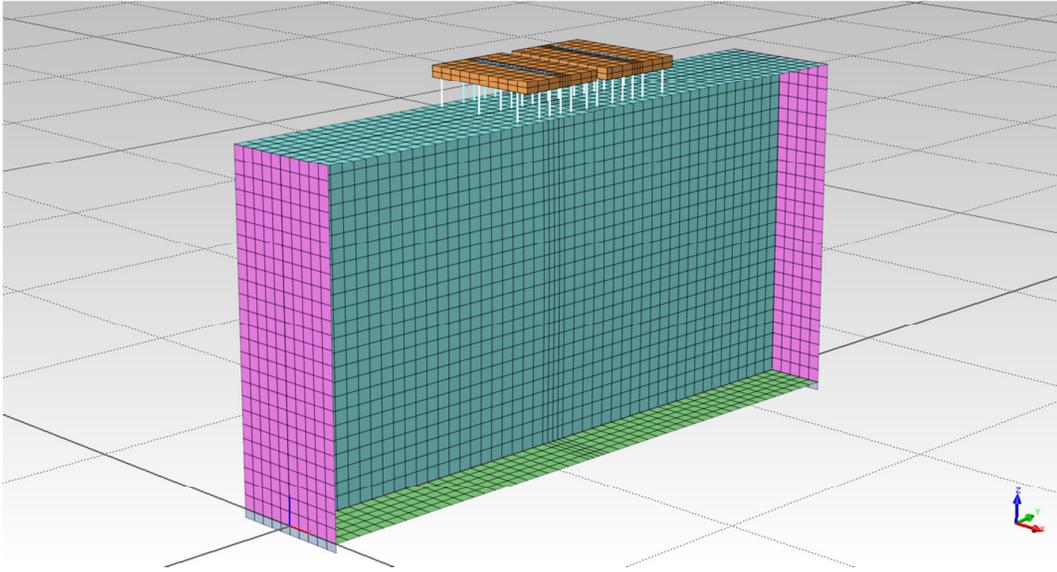


Figura 6.3 - Il modello P700

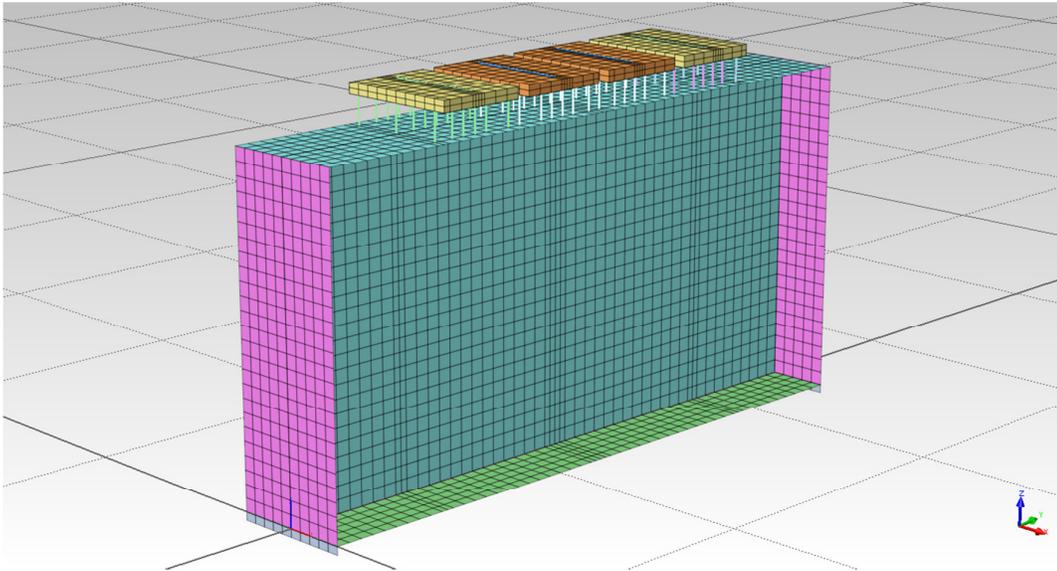


Figura 6.4 - Il modello P1440

Lo studio numerico dei tre campioni viene effettuato mediante un'analisi statica non-lineare sia per legge sostitutiva del materiale che per variazione di geometria. Come noto affinché l'analisi statica non-lineare evidenzi correttamente la sensibilità della struttura a fenomeni di instabilità dell'equilibrio è necessario che la geometria iniziale sia perturbata o mediante l'applicazione di una forza esterna o attraverso l'imposizione di una imperfezione.

Nel presente lavoro è stata scelta la seconda soluzione, quindi preliminarmente è stata effettuata un'analisi modale per individuare una configurazione geometrica iniziale significativa rispetto la deformazione attesa a seguito dell'applicazione del carico.

Nelle figure da 6.5 a 6.10, dove sono illustrati i primi sei modi di vibrare della trave, si vede come il primo modo abbia una forma molto simile al meccanismo di collasso tipo buckling mentre il quarto ed il sesto modo richiamano il meccanismo di collasso tipo crippling (ai quali si è fatto cenno nel capitolo 4).

E' opportuno inoltre notare come il primo modo abbia una forma simile anche alle imperfezioni geometriche dell'anima misurate sui campioni testati da Gozzi.

Proprio in ragione di questa ultima evidenza per i tre modelli FEM P200, P700 e P1440 si è scelto di imporre una geometria iniziale dell'anima affetta da una imperfezione geometrica derivata dalla prima deformata modale e di valore massimo uguale al massimo misurato sui tre campioni corrispondenti testati durante le prove di carico.

Il vincolamento, in analogia con quello delle prove di carico, prevede il blocco dei tre gradi di libertà traslazionali di tutti i nodi alla base dell'irrigidimento trasversale ad un'estremità della trave ed il blocco dei gradi di libertà traslazionali in direzione verticale e trasversale sull'altro irrigidimento.

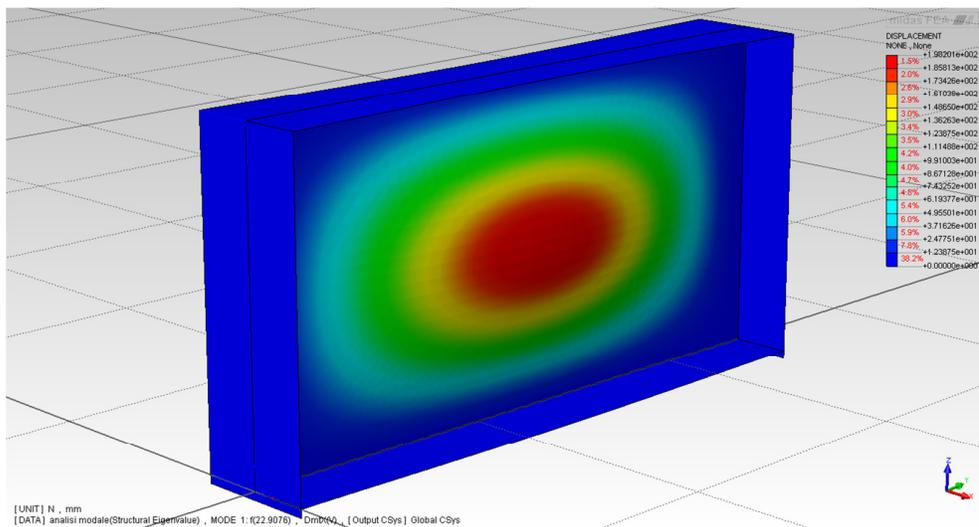


Figura 6.5 - La deformata del 1° modo di vibrare

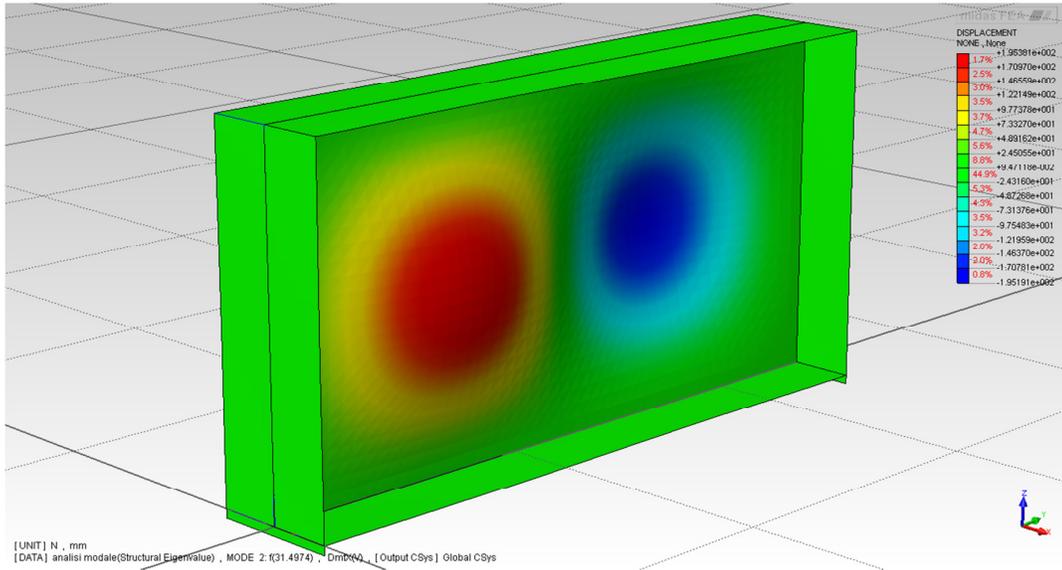


Figura 6.6 - La deformata del 2° modo di vibrare

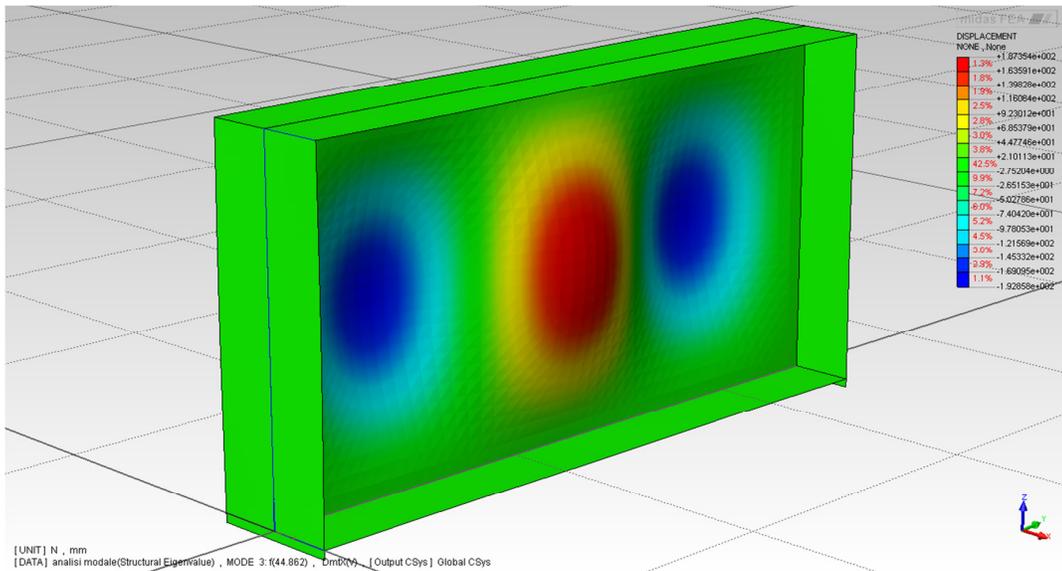


Figura 6.7 - La deformata del 3° modo di vibrare

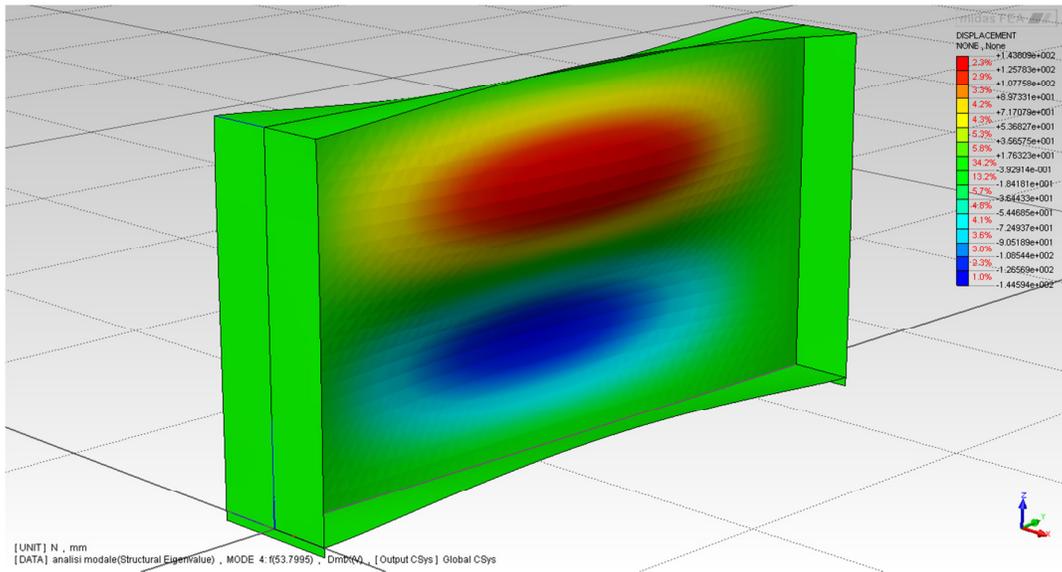


Figura 6.8 - La deformata del 4° modo di vibrare

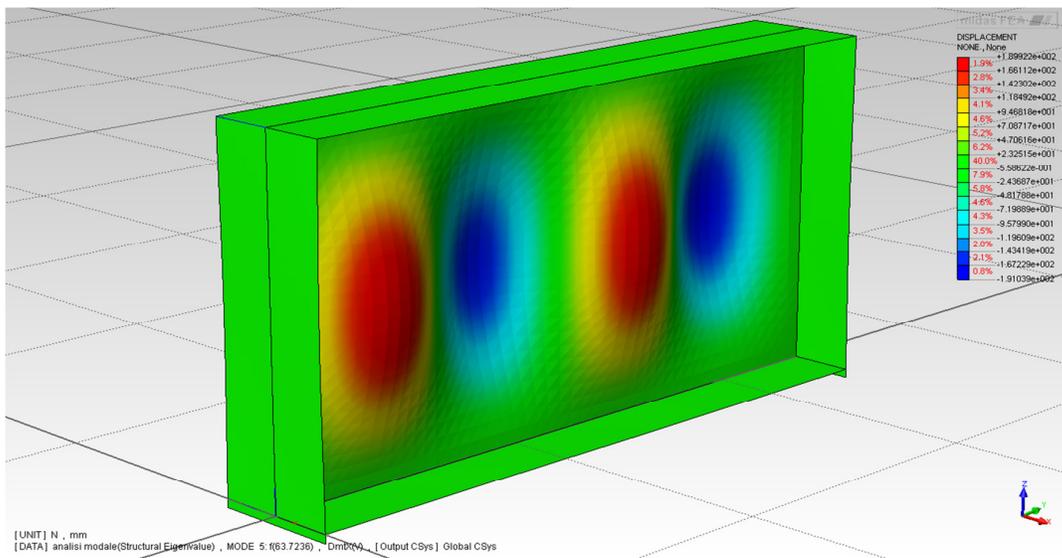


Figura 6.9 - La deformata del 5° modo di vibrare

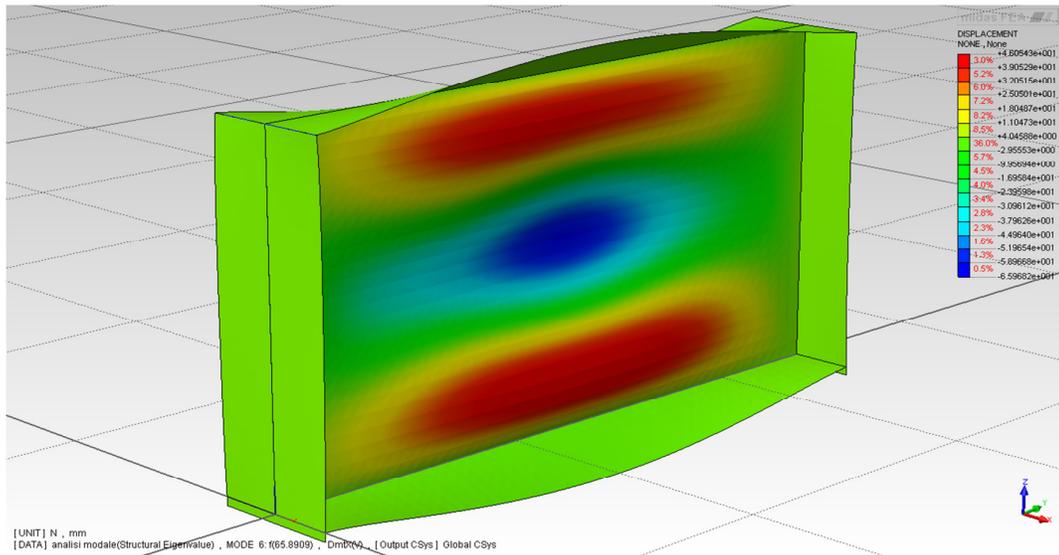


Figura 6.10 - La deformata del 6° modo di vibrare

## 6.2. Il materiale

La non-linearità meccanica viene tenuta in conto nel modello mediante la definizione di due funzioni di hardening che descrivono il comportamento del materiale.

Vengono implementate due funzioni distinte, una per il materiale di piattabande ed irrigidimenti (figura 6.11) ed una per il materiale dell'anima (figura 6.12) perché le prove di trazione monoassiale sui campioni di acciaio prelevati durante la realizzazione delle tre travi testate hanno mostrato caratteristiche meccaniche leggermente differenti, sicuramente riconducibili al diverso spessore e quindi al diverso processo di laminazione.

In merito al comportamento del materiale non è superfluo notare come nelle travi assemblate per saldatura siano inevitabilmente presenti delle autotensioni che mostrano i valori più elevati proprio in prossimità dei nodi piattabande/anima. In accordo con lo studio di Gozzi, nel modello numerico è stata tenuta in conto una distribuzione delle autotensioni come mostrato nella figura 6.13 a destra. Tale distribuzione è una semplificazione di quella indicata dalla norma BSK 99 (figura 6.13 a sinistra) ed ovviamente presenta risultante nulla sulla sezione. Tuttavia la presenza di autotensioni non influenza significativamente la resistenza a patch loading della trave e quindi nello studio della trave irrigidita con due ribs longitudinali non se ne terra conto.

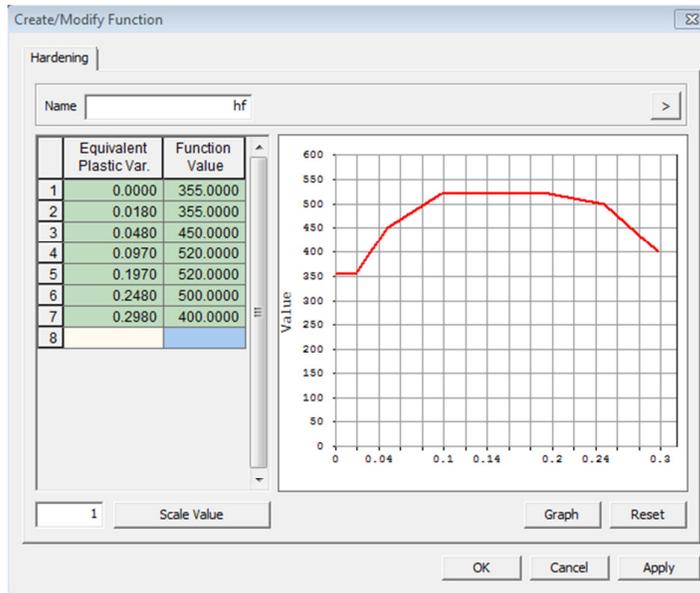


Figura 6.11 - Modello numerico del materiale per le piattabande e gli irrigidimenti

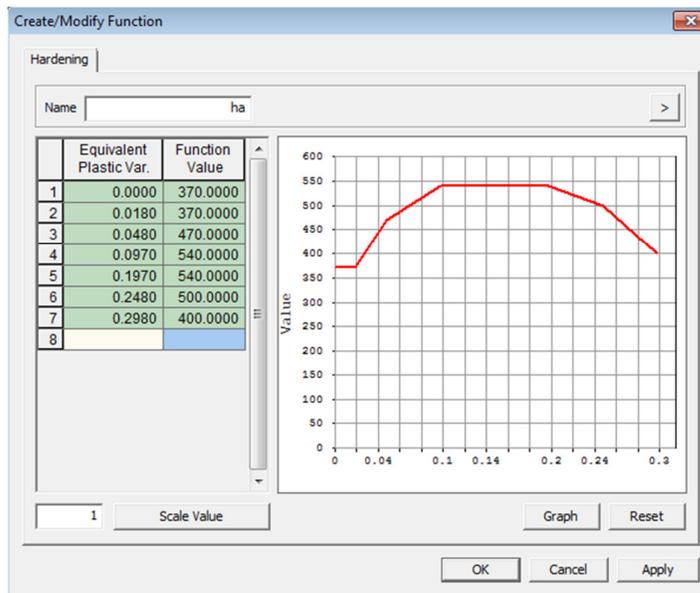


Figura 6.12 - Modello numerico per il materiale dell'anima

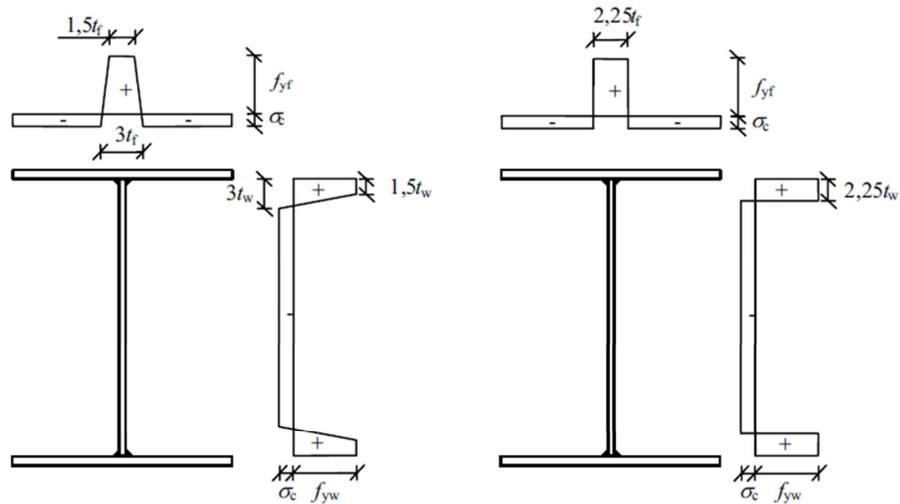


Figura 6.13 - Autotensioni dovute ai processi di saldatura, a sinistra secondo le indicazioni della norma BSK 99 (1999), a destra come implementate nel modello agli elementi finiti

### 6.3. Il metodo di iterazione

Come accennato in precedenza l'analisi numerica viene effettuata mediante un'analisi statica non-lineare sia per legge sostitutiva del materiale che per variazione di geometria. Per determinare in modo attendibile la resistenza della trave è quindi necessario esaminare anche almeno l'inizio del ramo post-critico della curva carico-spostamento.

In questo ambito un processo iterativo ordinario (come per esempio il metodo di Newton-Raphson o di Newton-Raphson modificato) andrebbe in crisi in prossimità del valore massimo della resistenza quando la curva carico-spostamento diventa quasi orizzontale e quindi quando incrementi di carico anche piccoli determinano spostamenti molto grandi, non potendone cogliere con sufficiente precisione il valore corretto.

Il problema può essere superato mediante un'analisi incrementale a controllo di spostamento o con un'analisi incrementale a controllo di forza dotata però di un metodo di taratura dell'entità dell'incremento di carico.

In MIDAS FEA è implementato l'Arc-Length method noto come Spherical Path (Crisfield 1991).

L' Arc-Length method è basato sull'imposizione di un valore fisso alla norma degli spostamenti incrementali. Questo risultato si ottiene modificando l'entità dell'incremento di carico che non è fisso ma viene tarato opportunamente all'interno del processo di iterazione.

Nello Spherical Path, l'equazione di vincolo della norma degli spostamenti incrementali è

$$\Delta \mathbf{u}_i^T \Delta \mathbf{u}_i = \Delta l^2$$

16.10

dove  $\Delta l$ , la lunghezza del raggio della sfera (vedere figura 6.14), è il parametro che consente tarare il valore dell'incremento di carico ad ogni step.

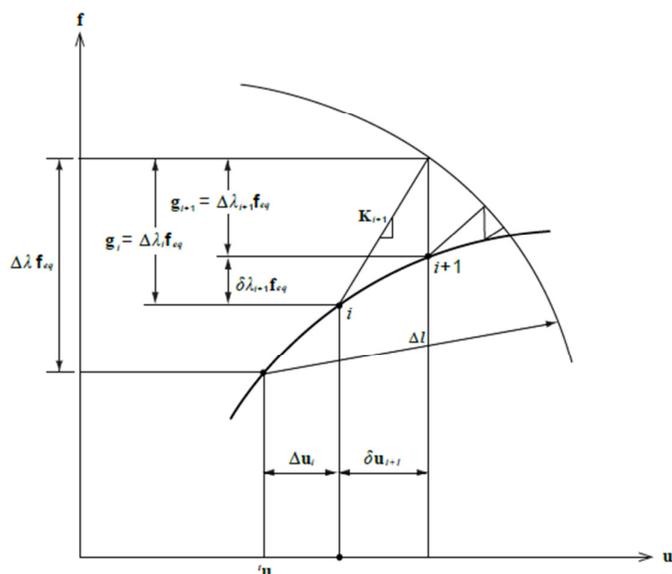


Figura 6.14 - Spherical Arc-Length method

L'uso del cosiddetto Arc-Length method consente di analizzare sistemi caratterizzati da un comportamento di tipo Snap-Through che potrebbero essere studiati anche mediante un'analisi a controllo di spostamenti. Inoltre, usando l' Arc-Length method, possono essere analizzati sistemi caratterizzati da un comportamento di tipo Snap-Back dove anche un'analisi a controllo di spostamenti fallirebbe. Per questo motivo l'Arc-Length method appare un metodo di calcolo robusto per affrontare lo studio di sistemi che mostrano fenomeni di instabilità dell'equilibrio, e quindi repentine e sensibili variazioni di rigidezza.

#### 6.4. I risultati P200

Vengono presentati i risultati dell'analisi numerica effettuata sul modello agli elementi finiti che riproduce fedelmente le condizioni geometriche e statiche del test P200 su modello fisico effettuato da Gozzi e presentato nel capitolo 5.

La figura 6.15 illustra il modello di calcolo che fa riferimento al test denominato P200.

Si vede la trave completa degli irrigidimenti trasversali alle estremità e della piastra di carico che ha sviluppo longitudinale pari a 200mm.

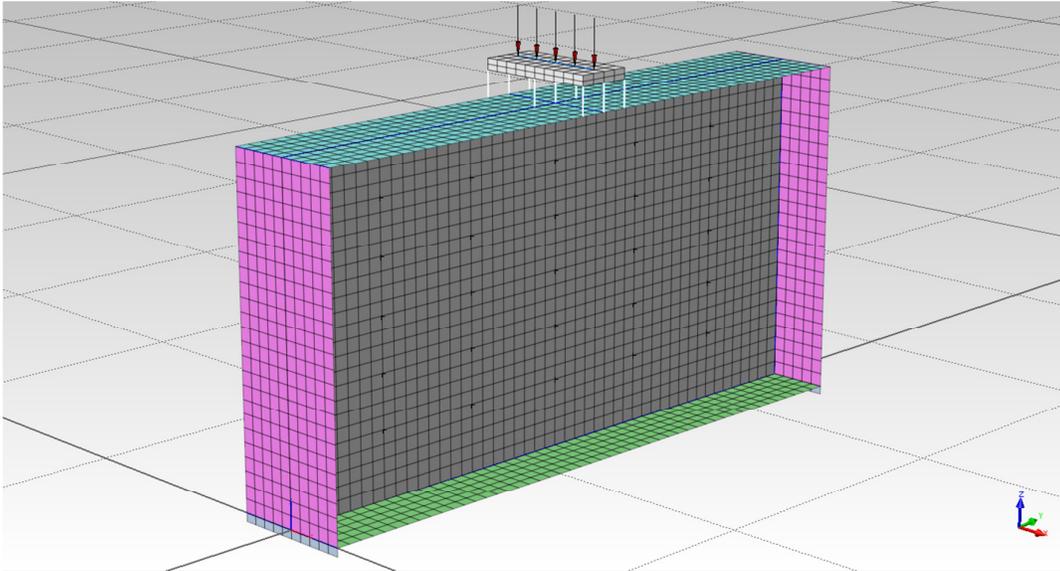


Figura 6.15 - Il modello di calcolo

La figura 6.16 rappresenta l'andamento dell'imperfezione iniziale dell'anima (eccentricità rispetto al piano verticale) misurata sulla sezione di mezzeria della trave. Il valore massimo di 1.6mm pari a 0.27 volte lo spessore dell'anima stessa, è uguale a quello misurato durante i test di Gozzi. La forma dell'imperfezione, per i motivi descritti all'inizio del capitolo, deriva da quella del primo modo di vibrare.

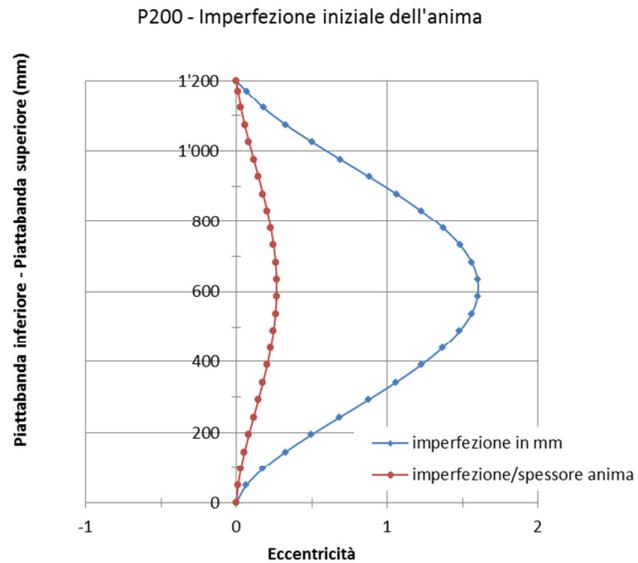


Figura 6.16 - P200 - Imperfezione iniziale dell'anima sulla mezzeria della trave

La figura 6.17 riporta la curva carico/spostamento verticale della piattabanda superiore della trave misurato in asse alla trave.

Si osserva un ottimo accordo dei risultati ottenuti mediante l'analisi numerica con i risultati sperimentali, sia per quanto riguarda il valore del carico ultimo ( $F_{u,sp} = 544$ ,  $F_{u,FEM} = 544$  quindi  $F_{u,sp} / F_{u,FEM} = 1.00$ ) che per quanto riguarda la forma della curva, sostanzialmente sovrapponibile a quella sperimentale.

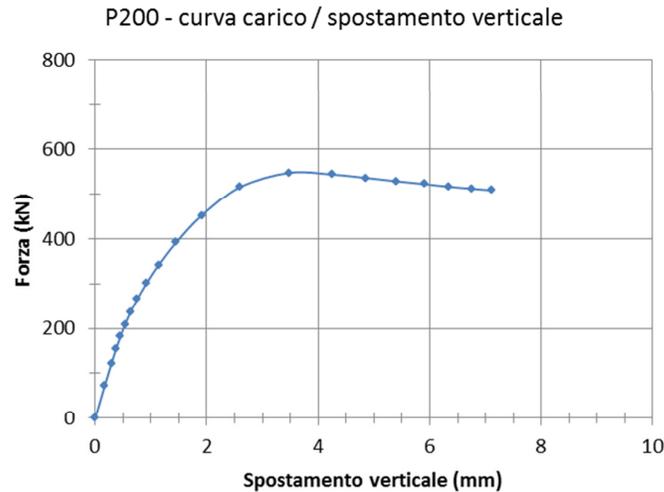


Figura 6.17 - P200 - Curva carico spostamento verticale

Nelle figure 6.19 e 6.20 è rappresentato lo spostamento dell'anima fuori dal suo piano, lungo una linea verticale in mezzzeria, in corrispondenza dei due livelli di carico:

- $F = 0.55 \times F_u = 300 \text{ kN}$
- $F = 1.00 \times F_u = 544 \text{ kN}$

Anche in questo caso sia il valore degli spostamenti che la forma assunta dall'anima nelle due configurazioni deformate, mostrano un ottimo accordo con i risultati sperimentali.

P200 - spostamento laterale dell'anima -  $F = 0.55 F_u$

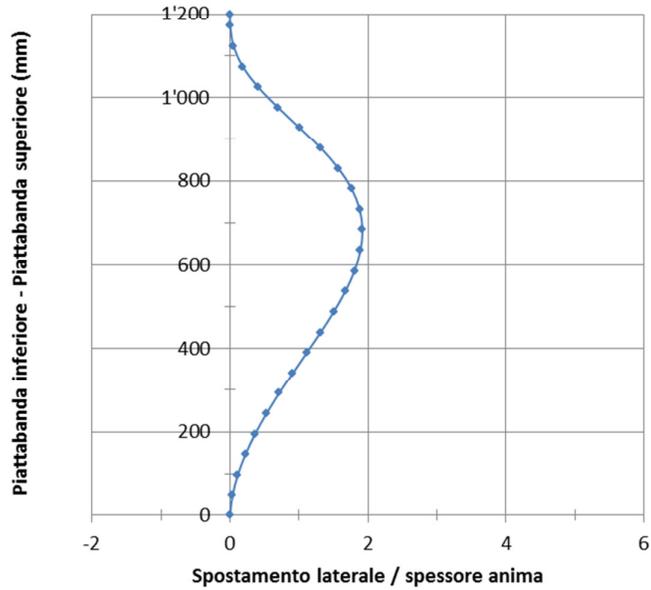


Figura 6.18 - P200 - Spostamento fuori dal piano dell'anima lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=0.55F_u$

P200 - spostamento laterale dell'anima -  $F = F_u$

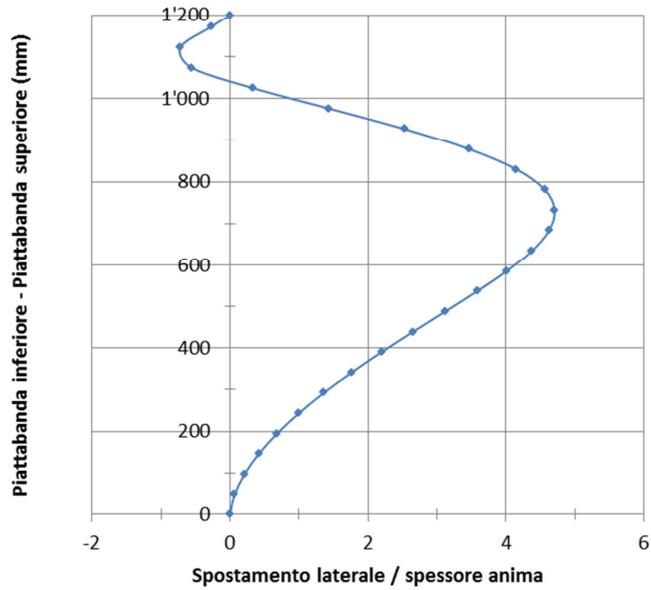


Figura 6.19 - - P200 - Spostamento fuori dal piano dell'anima lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=F_u$

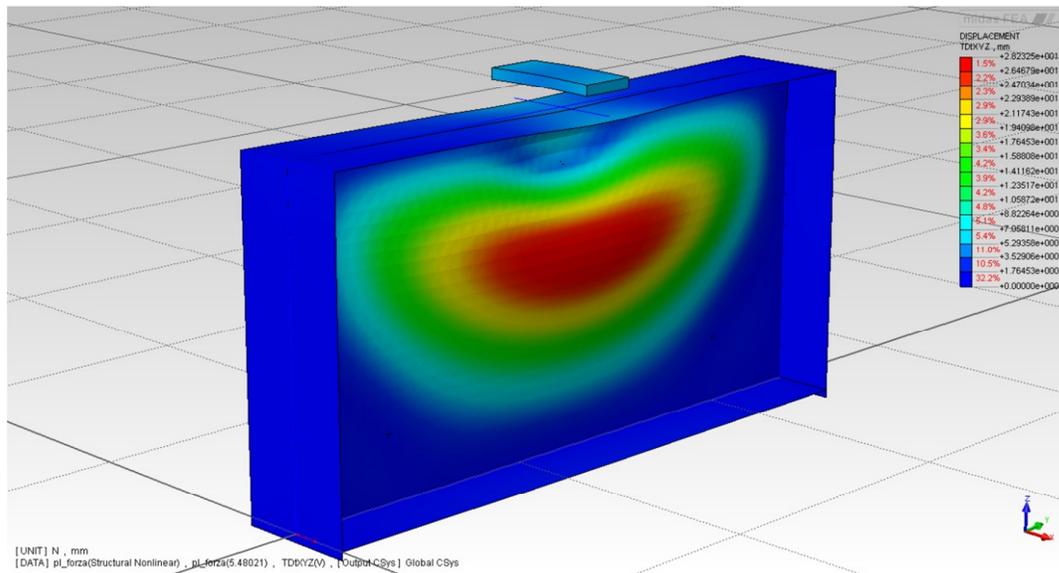


Figura 6.20 - P200 - Deformata della trave in corrispondenza del carico ultimo

La figura 6.20 illustra la configurazione deformata della trave P200 in corrispondenza del carico ultimo  $F = 1.00 \times F_u = 544 \text{ kN}$  che riproduce in modo molto soddisfacente la forma della trave imbozzata al termine della prova di laboratorio.

## 6.5. I risultati P700

Vengono presentati i risultati dell'analisi numerica effettuata sul modello agli elementi finiti che riproduce fedelmente le condizioni geometriche e statiche del test P700 su modello fisico effettuato da Gozzi e presentato nel capitolo 5.

La figura 6.21 illustra il modello di calcolo che fa riferimento al test denominato P700.

Si vede la trave completa degli irrigidimenti trasversali alle estremità e delle due piastre di carico che sono disposte (in accordo con la geometria delle prove sperimentali) in modo da presentare una distanza tra i due lati esterni, in direzione longitudinale, pari a 700mm.

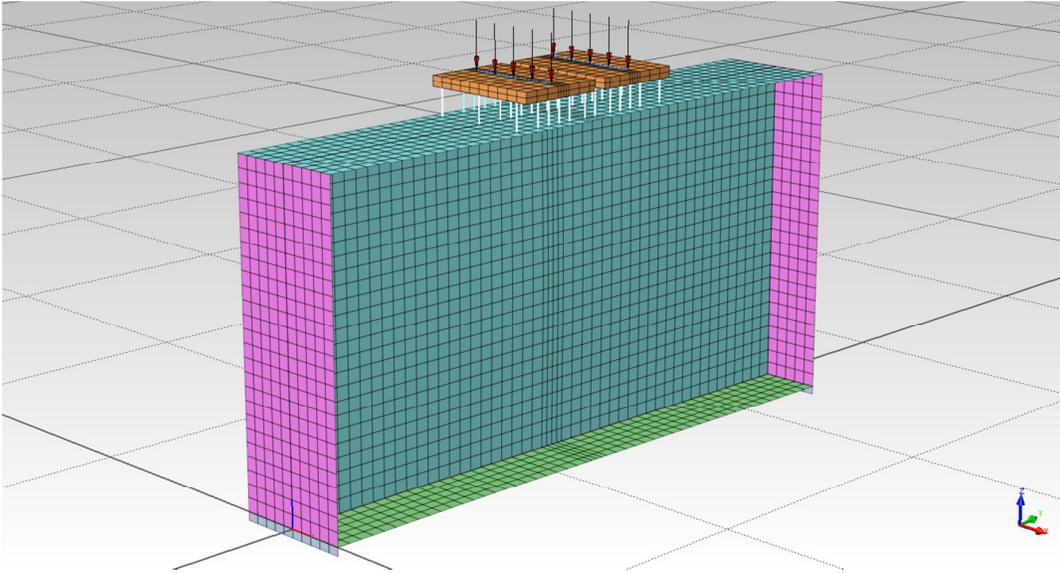


Figura 6.21 - P700 - Il modello di calcolo

La figura 6.22 rappresenta l'andamento dell'imperfezione iniziale dell'anima (eccentricità rispetto al piano verticale) misurata sulla sezione di mezzeria della trave. Il valore massimo di 6.4mm pari a 1.07 volte lo spessore dell'anima stessa, è uguale a quello misurato durante i test di Gozzi. La forma dell'imperfezione, per i motivi descritti all'inizio del capitolo, deriva da quella del primo modo di vibrare.

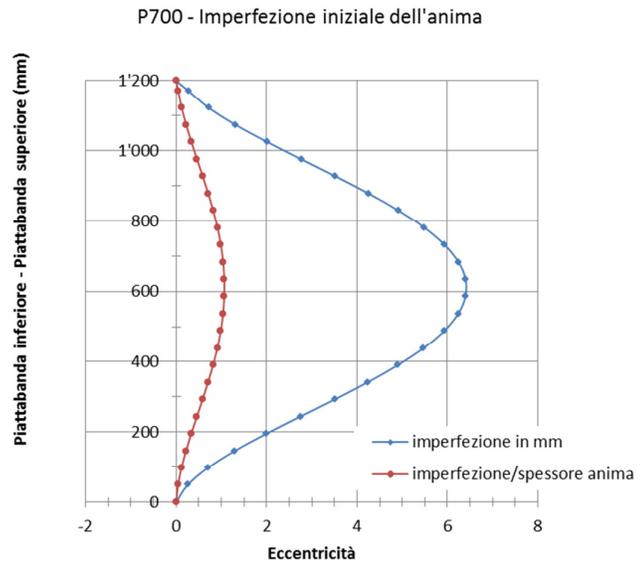


Figura 6.22 - P700 - Imperfezione iniziale dell'anima sulla mezzeria della trave

La figura 6.23 riporta la curva carico/spostamento verticale della piattabanda superiore della trave misurato in asse alla trave.

Si osserva un ottimo accordo dei risultati ottenuti mediante l'analisi numerica con i risultati sperimentali, sia per quanto riguarda il valore del carico ultimo ( $F_{u,sp} = 660$ ,  $F_{u,FEM} = 684$  quindi  $F_{u,sp} / F_{u,FEM} = 0.96$ ) che per quanto riguarda la forma della curva, sostanzialmente sovrapponibile a quella sperimentale.

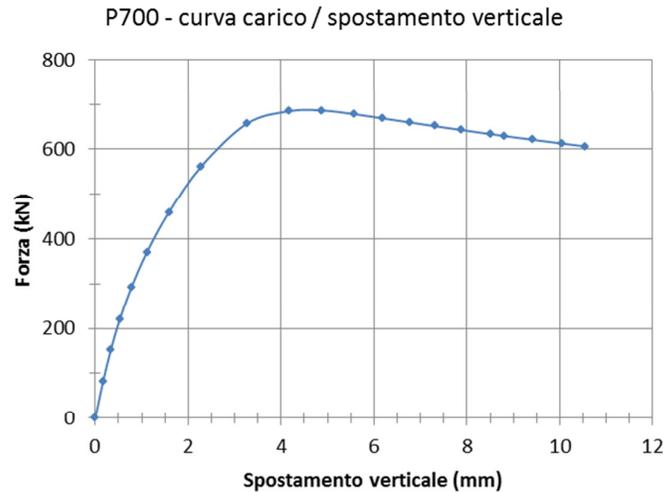


Figura 6.23 - P700 - Curva carico spostamento verticale

Nelle figure 6.24 e 6.25 è rappresentato lo spostamento dell'anima fuori dal suo piano, lungo una linea verticale in mezzzeria, in corrispondenza dei due livelli di carico:

- $F = 0.45 \times F_u = 300 \text{ kN}$
- $F = 1.00 \times F_u = 684 \text{ kN}$

Anche in questo caso sia il valore degli spostamenti che la forma assunta dall'anima nelle due configurazioni deformate, mostrano un ottimo accordo con i risultati sperimentali.

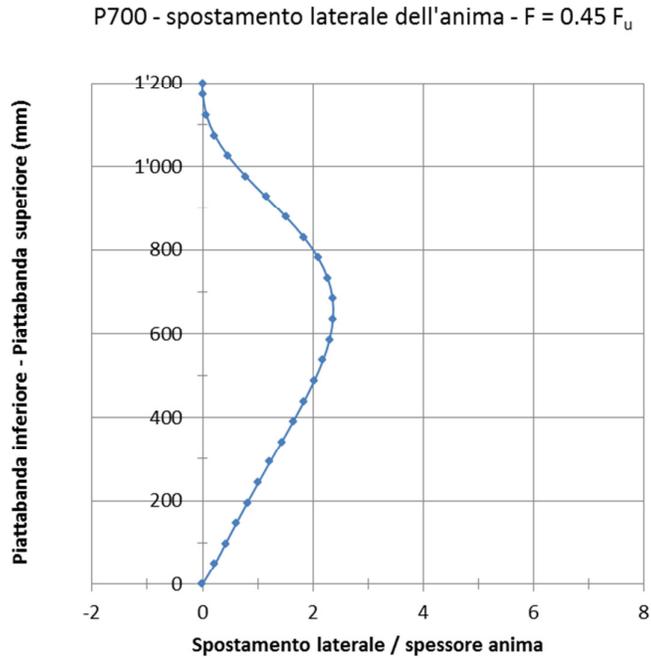


Figura 6.24 - P700 - Spostamento fuori dal piano dell'anima lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=0.45F_u$

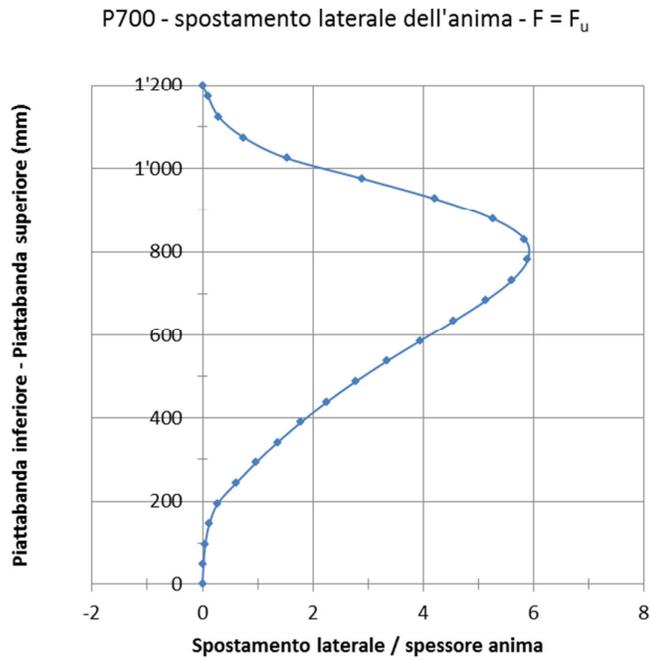


Figura 6.25 - Spostamento fuori dal piano dell'anima lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=F_u$

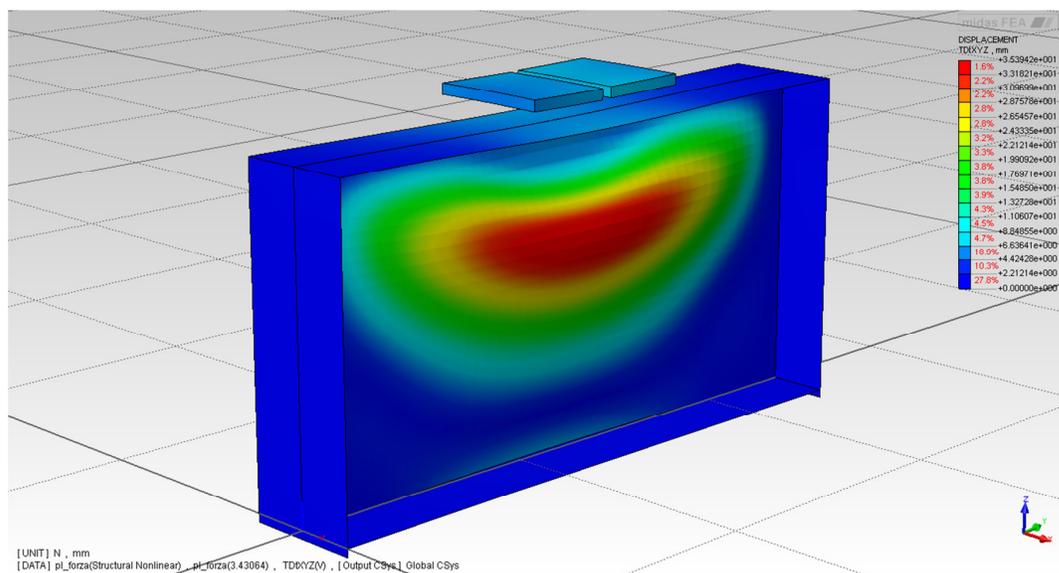


Figura 6.26 - P700 - Deformata della trave in corrispondenza del carico ultimo

La figura 6.26 illustra la configurazione deformata della trave P700 in corrispondenza del carico ultimo  $F = 1.00 \times F_u = 684 \text{ kN}$  che riproduce in modo molto soddisfacente la forma della trave imbozzata al termine della prova di laboratorio.

Si vede come, in accordo con i risultati sperimentali, a differenza della geometria P200 che presentava in corrispondenza del carico ultimo una deformata dell'anima a S con una piccola zona a spostamento negativo in prossimità della piattabanda caricata ed un'ampia zona a spostamento positivo sul resto dell'anima, la geometria P700 presenta, al collasso, una deformata con spostamenti dell'anima tutti da una sola parte.

## 6.6. I risultati P1440

Vengono presentati i risultati dell'analisi numerica effettuata sul modello agli elementi finiti che riproduce fedelmente le condizioni geometriche e statiche del test P1440 su modello fisico effettuato da Gozzi e presentato nel capitolo 5.

La figura 6.27 illustra il modello di calcolo che fa riferimento al test denominato P1440.

Si vede la trave completa degli irrigidimenti trasversali alle estremità e delle quattro piastre di carico che sono disposte (in accordo con la geometria delle prove sperimentali) in modo da presentare una distanza tra i due lati esterni, in direzione longitudinale, pari a 1440mm.

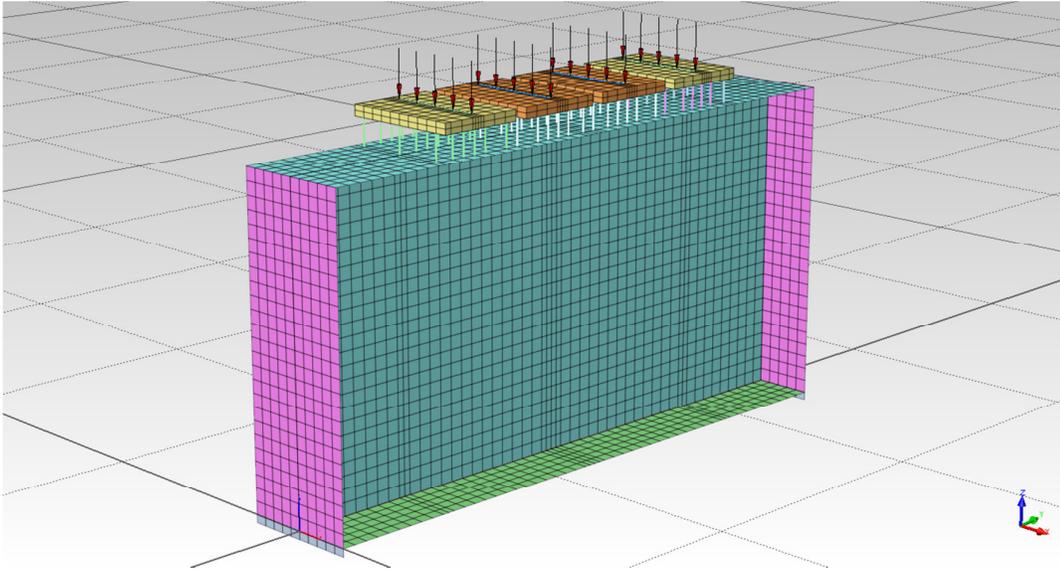


Figura 6.27 - P1440 - Il modello di calcolo

La figura 6.28 rappresenta l'andamento dell'imperfezione iniziale dell'anima (eccentricità rispetto al piano verticale) misurata sulla sezione di mezzeria della trave. Il valore massimo di 3.7mm pari a 0.62 volte lo spessore dell'anima stessa, è uguale a quello misurato durante i test di Gozzi. La forma dell'imperfezione, per i motivi descritti all'inizio del capitolo, deriva da quella del primo modo di vibrare.

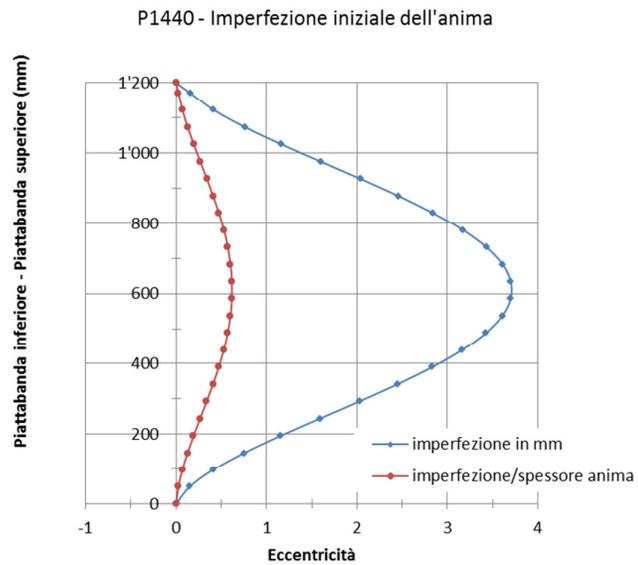


Figura 6.28 - P1440 - Imperfezione iniziale dell'anima sulla mezzeria della trave

La figura 6.29 riporta la curva carico/spostamento verticale della piattabanda superiore della trave misurato in asse alla trave.

Si osserva un ottimo accordo dei risultati ottenuti mediante l'analisi numerica con i risultati sperimentali, sia per quanto riguarda il valore del carico ultimo ( $F_{u,sp} = 808$ ,  $F_{u,FEM} = 824$  quindi  $F_{u,sp} / F_{u,FEM} = 0.98$ ) che per quanto riguarda la forma della curva, sostanzialmente sovrapponibile a quella sperimentale.

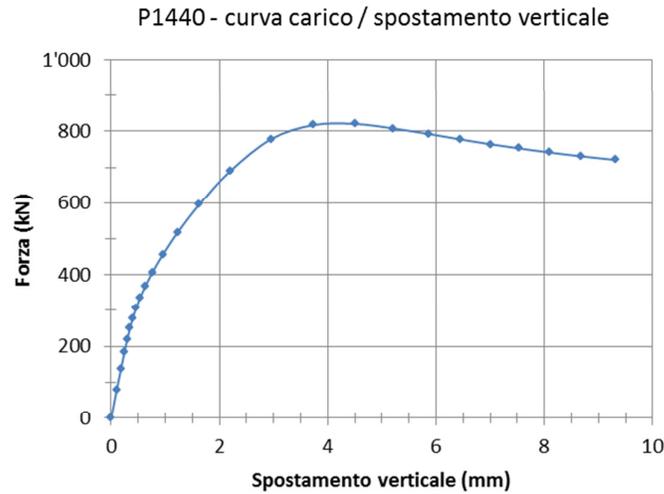


Figura 6.29 - P1440 - Curva carico spostamento verticale

Nelle figure 6.30 e 6.31 è rappresentato lo spostamento dell'anima fuori dal suo piano, lungo una linea verticale in mezzzeria, in corrispondenza dei due livelli di carico:

- $F = 0.62 \times F_u = 500 \text{ kN}$
- $F = 1.00 \times F_u = 824 \text{ kN}$

Anche in questo caso sia il valore degli spostamenti che la forma assunta dall'anima nelle due configurazioni deformate, mostrano un ottimo accordo con i risultati sperimentali.

P1440 - spostamento laterale dell'anima -  $F = 0.62 F_u$

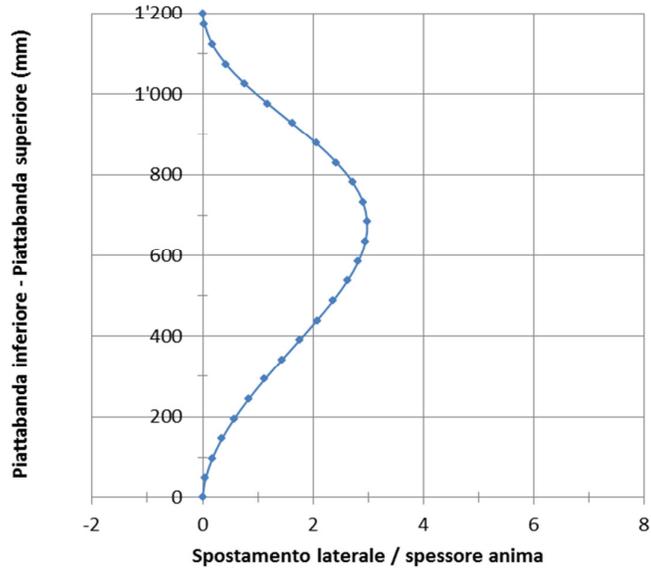


Figura 6.30 - P1440 - Spostamento fuori dal piano dell'anima lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=0.62F_u$

P1440 - spostamento laterale dell'anima -  $F = F_u$

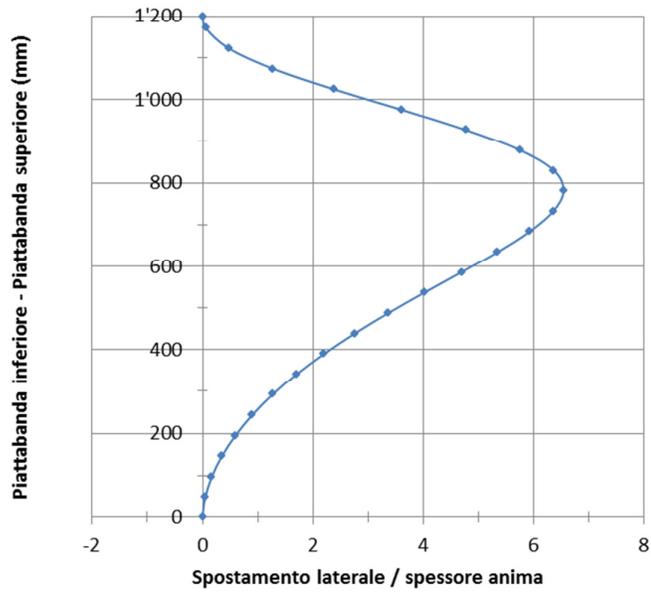


Figura 6.31 - P1440 - Spostamento fuori dal piano dell'anima lungo una linea verticale in mezzeria,  $F=F_u$

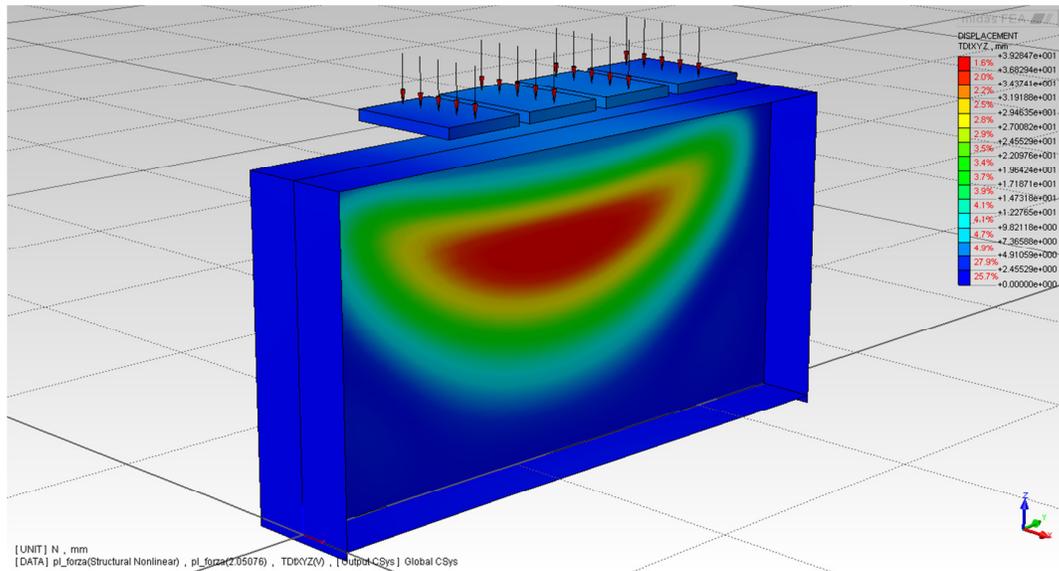


Figura 6.32 – P1440 – Deformata della trave in corrispondenza del carico ultimo

La figura 6.32 illustra la configurazione deformata della trave P1440 in corrispondenza del carico ultimo  $F = 1.00 \times F_u = 824 \text{ kN}$  che riproduce in modo molto soddisfacente la forma della trave imbozzata al termine della prova di laboratorio.

Si vede come, in accordo con i risultati sperimentali, a differenza della geometria P200 che presentava in corrispondenza del carico ultimo una deformata dell'anima a S con una piccola zona a spostamento negativo in prossimità della piattabanda caricata ed un'ampia zona a spostamento positivo sul resto dell'anima, e analogamente alla geometria P700, la geometria P1440 presenta, al collasso, una deformata con spostamenti dell'anima tutti da una sola parte.

## 6.7. Confronto analisi numerica / dati sperimentali

Nella tabella 6.1 sono riportati i valori della resistenza ultima determinata nelle prove di laboratorio effettuate da Gozzi e mediante l'analisi numerica oggetto del presente lavoro.

*Tabella 6.1 - Confronto tra i dati sperimentali e i risultati dell'analisi numerica*

Geometria	Dati sperimentali	Analisi numerica	$F_{u,sp} / F_{u,FEM}$
P200	544	544	1.00
P700	660	684	0.96
P1440	808	824	0.98

L'accordo tra le due serie di risultati è assolutamente soddisfacente.

Anche l'accordo tra la forma e l'entità degli spostamenti misurati e la forma e l'entità degli spostamenti calcolati è del tutto soddisfacente.

Tale evidenza consente di affermare che la modellazione agli elementi finiti ha tenuto in conto di tutti i fattori significativi nel comportamento della trave soggetta a patch loading, ed è stata in grado di prevedere con ottima approssimazione il comportamento reale della trave in tutte e tre le configurazioni di carico considerate.

Grazie all'esito positivo del confronto tra evidenza sperimentale ed analisi numerica, si procede quindi allo studio della trave dotata di due irrigidimenti longitudinali mediante modellazione agli elementi finiti per disporre di una base di risultati sulla quale impostare un metodo di calcolo della resistenza allo stato limite ultimo.



## 7. Studio numerico – Trave con due irrigidimenti longitudinali

Come detto al termine del capitolo precedente, l'ottimo accordo dei risultati dell'analisi numerica con i risultati sperimentali consente di procedere allo studio della trave dotata di due irrigidimenti longitudinali.

L'obiettivo è quello di ottenere una base di diverse geometrie analizzate tramite il modello agli elementi finiti, che consenta di elaborare una proposta per il calcolo della resistenza ultima.

Nell'ottica di condurre uno studio armonizzato con la parte di calibrazione dell'analisi numerica, l'analisi della trave dotata di due irrigidimenti longitudinali è condotta sulle medesime geometrie studiate nel capitolo precedente.

In particolare si analizzeranno le seguenti varianti dei tre campioni P200, P700 e P1440:

- la trave dotata di un solo irrigidimento longitudinale posto a distanza di 0.20 volte l'altezza della trave (ovvero 240mm) dall'estradosso; è noto dalla letteratura che tale posizionamento del ribs è ottimale nel caso di una sola nervatura;
- la trave dotata di due irrigidimenti longitudinali a 0.20 e 0.28 volte l'altezza della trave (ovvero 240mm e 336mm) dall'estradosso;
- la trave dotata di due irrigidimenti longitudinali a 0.16 e 0.28 volte l'altezza della trave (ovvero 192mm e 336mm) dall'estradosso;
- la trave dotata di due irrigidimenti longitudinali a 0.20 e 0.32 volte l'altezza della trave (ovvero 192mm e 384mm) dall'estradosso;
- le quattro varianti appena descritte verranno ripetute oltre che con la stessa geometria della trave adottata nella fase di calibrazione che ha l'anima di 6mm di spessore, anche con l'anima di 5mm e di 7mm di spessore;

La scelta delle tre soluzioni appena citate per la disposizione degli irrigidimenti longitudinali discende da un'analisi preliminare che ha mostrato come ottimale la soluzione con ribs a 0.16 e 0.28 volte l'altezza, ovvero la seconda delle tre presentate.

L'unica variante rispetto allo studio presentato nel capitolo precedente sulla trave "nuda" consiste nell'imperfezione geometrica iniziale dell'anima: non avendo un campione fisico a cui fare riferimento (e di cui dover riprodurre il comportamento) tutte le analisi illustrate nel presente capitolo sono state condotte considerando una geometria iniziale dell'anima affetta da una imperfezione geometrica derivata dalla prima deformata modale, di valore massimo uguale ad  $1/200$  l'altezza della trave (ovvero 4.8mm) come mostrato in figura 7.1 per la sezione verticale in corrispondenza della mezzeria, in accordo a quanto indicato in EN 1993-1-5.

In realtà si osserva come, entro certi limiti, l'entità dell'imperfezione geometrica iniziale non influenzi in modo significativo il comportamento della trave. Tale imperfezione, dal punto di vista

dell'analisi numerica, ha il compito innescare i fenomeni di instabilità dell'equilibrio dell'anima che in una analisi statica non-lineare non entrerebbero in gioco con una geometria perfetta, ed in assenza di forze perturbative che deformano l'anima fuori dal proprio piano.

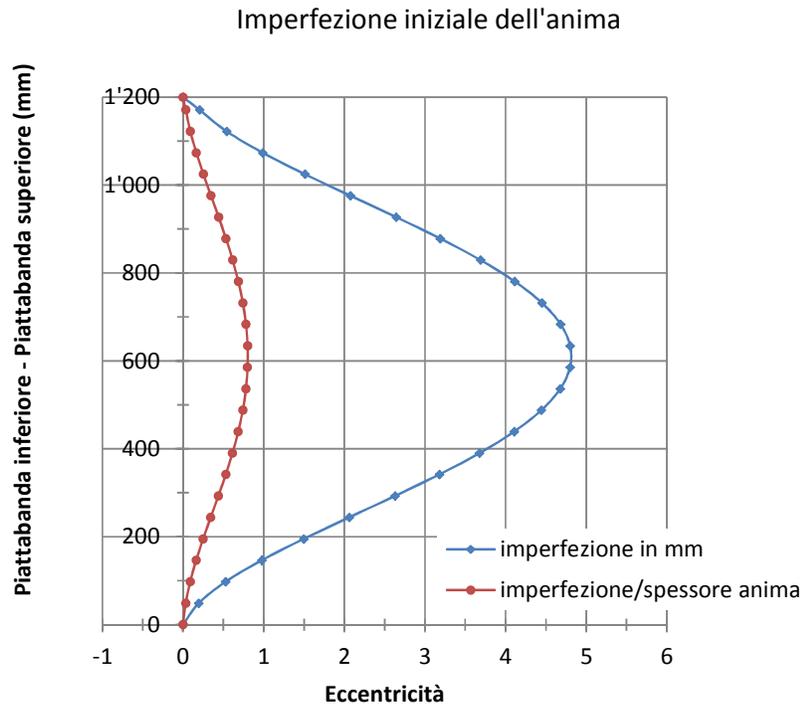


Figura 7.1 - Imperfezione geometrica iniziale dell'anima sulla mezzeria

## 7.1. I risultati P200 doppiamente irrigidito

Vengono presentati i risultati dell'analisi numerica effettuata sul modello denominato P200, dotato di due irrigidimenti longitudinali illustrato nella figura 7.2.

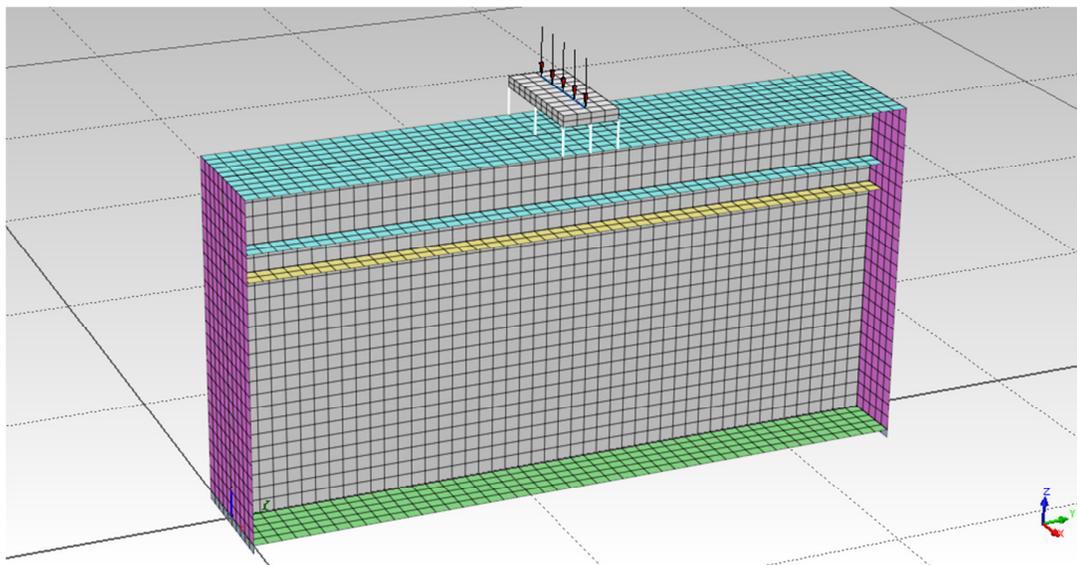


Figura 7.2 - P200 – Il modello di calcolo con due ribs longitudinali

Nei tre paragrafi che seguono sono illustrati i risultati in termini di curva carico-spostamento della piattabanda superiore nella sezione di mezzeria, per i tre spessori di anima esaminati: per primo lo spessore 6mm che deriva dalla fase di calibrazione, quindi le due varianti con 5mm e 7mm per valutare le variazioni di resistenza al mutare della snellezza.

### 7.1.1. Anima spessore 6mm

Si riportano i risultati delle analisi sulla geometria P200 originale, ovvero con spessore dell'anima di 6mm.

La figura 7.3 riporta, per confronto, la curva carico-spostamento della trave senza ribs analizzata nel capitolo precedente, la figura 7.4 illustra le curve carico spostamento della trave con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 volte l'altezza e con due irrigidimenti nelle tre varianti a 0.20 e 0.28 volte l'altezza, 0.16 e 0.28 volte l'altezza e 0.20e 0.32 volte l'altezza rispettivamente.

Infine nella figura 7.5 sono sovrapposte le cinque curve per evidenziare l'incremento di rigidezza della trave al variare della configurazione degli irrigidimenti longitudinali.

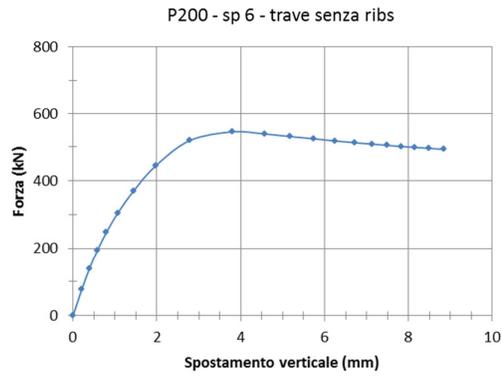


Figura 7.3 – Curva carico/spostamento verticale dell’anima per geometria P200, anima spessore 6mm senza irrigidimenti longitudinali

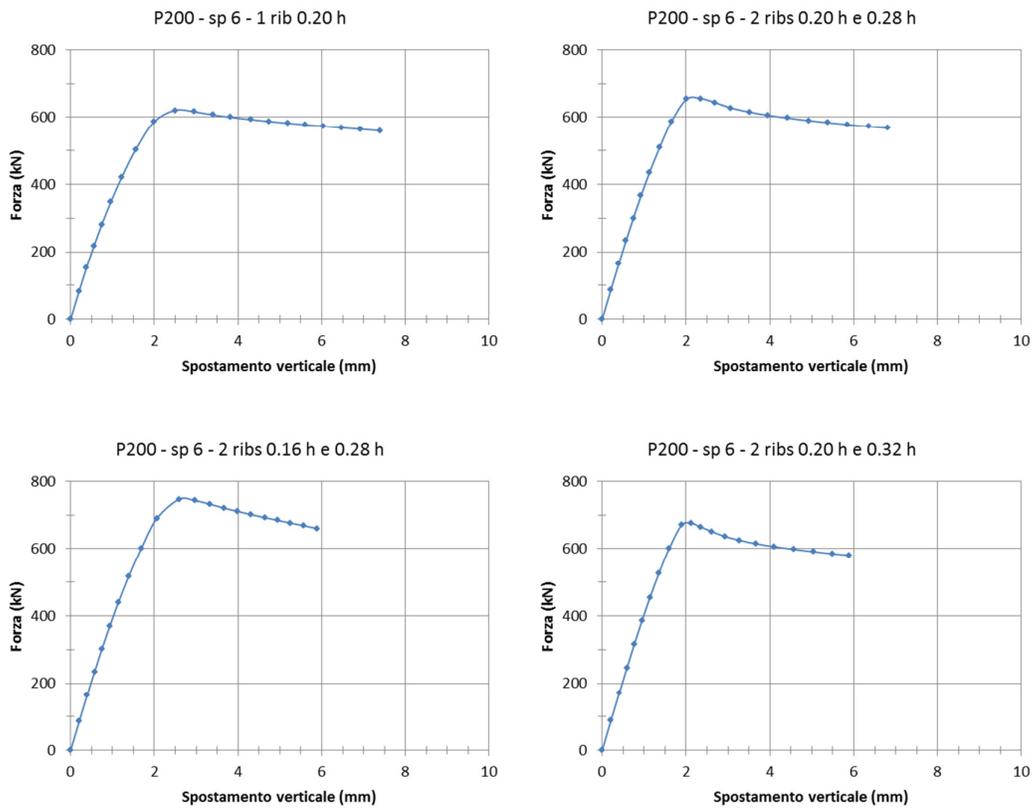


Figura 7.4 - Curve carico/spostamento verticale dell’anima per geometria P200, anima spessore 6mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali

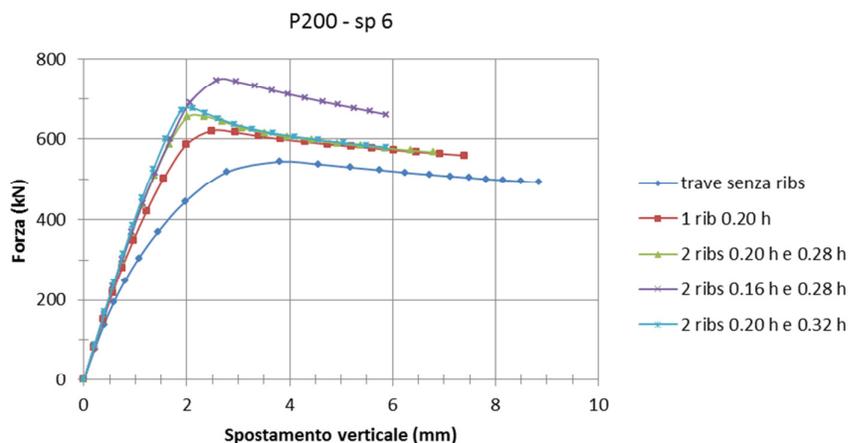


Figura 7.5 – Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 6mm

### 7.1.2. Anima spessore 5mm

Si riportano i risultati delle analisi sulla geometria P200 con spessore dell'anima ridotto a 5mm.

La figura 7.6 riporta la curva carico-spostamento della trave senza ribs, la figura 7.7 illustra le curve carico spostamento della trave con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 volte l'altezza e con due irrigidimenti nelle tre varianti a 0.20 e 0.28 volte l'altezza, 0.16 e 0.28 volte l'altezza e 0.20 e 0.32 volte l'altezza rispettivamente.

Infine nella figura 7.8 sono sovrapposte le cinque curve per evidenziare l'incremento di rigidità della trave al variare della configurazione degli irrigidimenti longitudinali.

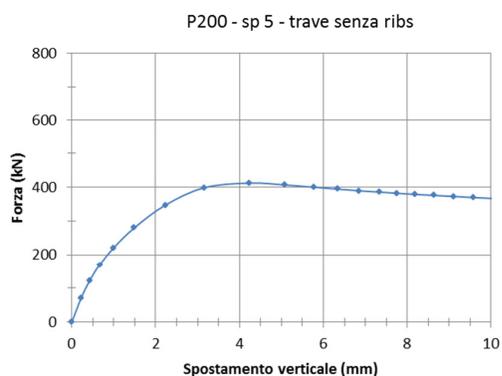


Figura 7.6 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 5mm senza irrigidimenti longitudinali

Studio numerico – Trave con due irrigidimenti longitudinali

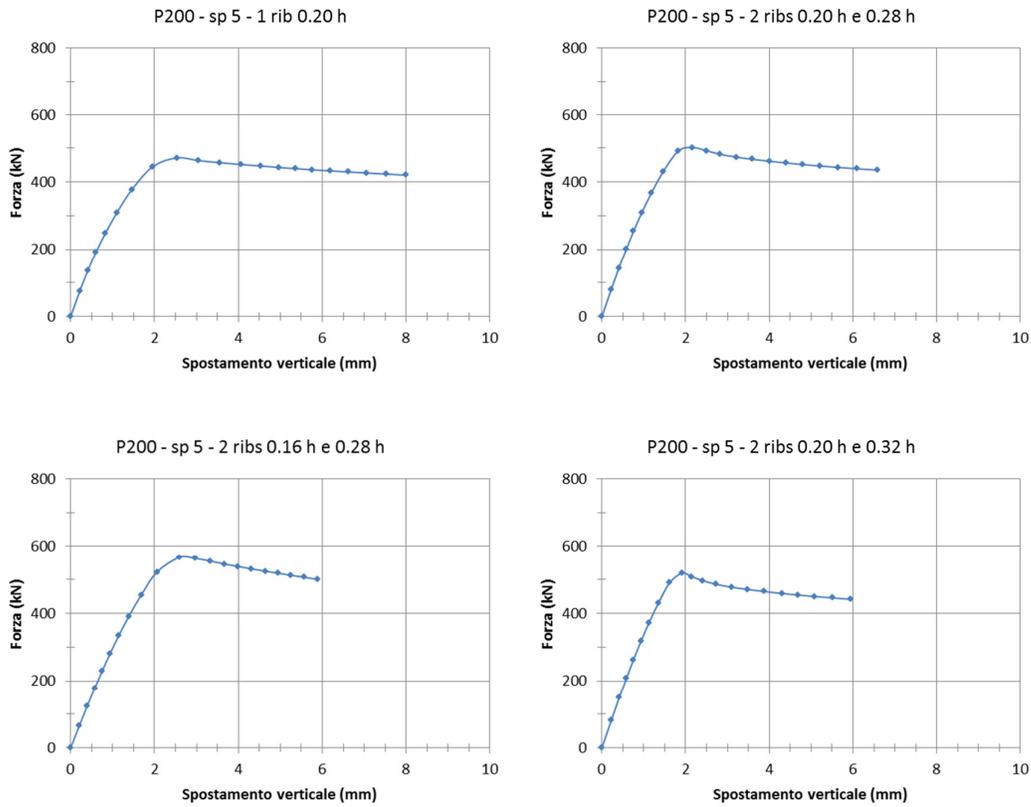


Figura 7.7 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 5mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali

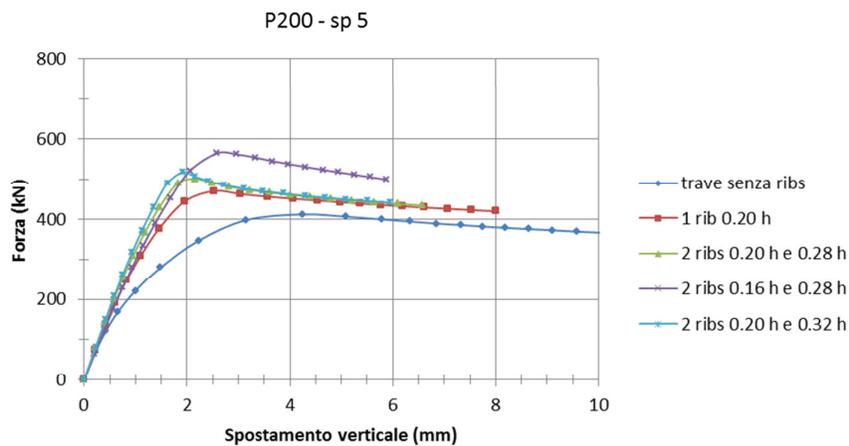


Figura 7.8 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 5mm

### 7.1.3. Anima spessore 7mm

Si riportano i risultati delle analisi sulla geometria P200 con spessore dell'anima aumentato a 7mm.

La figura 7.9 riporta la curva carico-spostamento della trave senza ribs, la figura 7.10 illustra le curve carico spostamento della trave con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 volte l'altezza e con due irrigidimenti nelle tre varianti a 0.20 e 0.28 volte l'altezza, 0.16 e 0.28 volte l'altezza e 0.20 e 0.32 volte l'altezza rispettivamente.

Infine nella figura 7.11 sono sovrapposte le cinque curve per evidenziare l'incremento di rigidezza della trave al variare della configurazione degli irrigidimenti longitudinali.

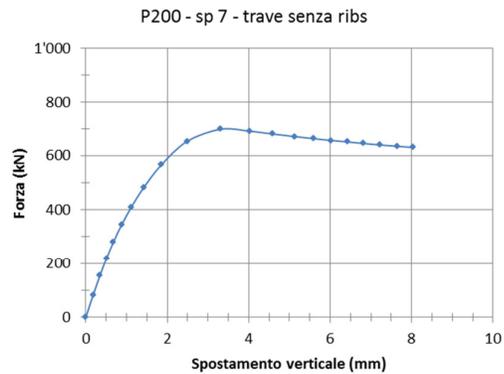


Figura 7.9 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 7mm senza irrigidimenti longitudinali

Studio numerico – Trave con due irrigidimenti longitudinali

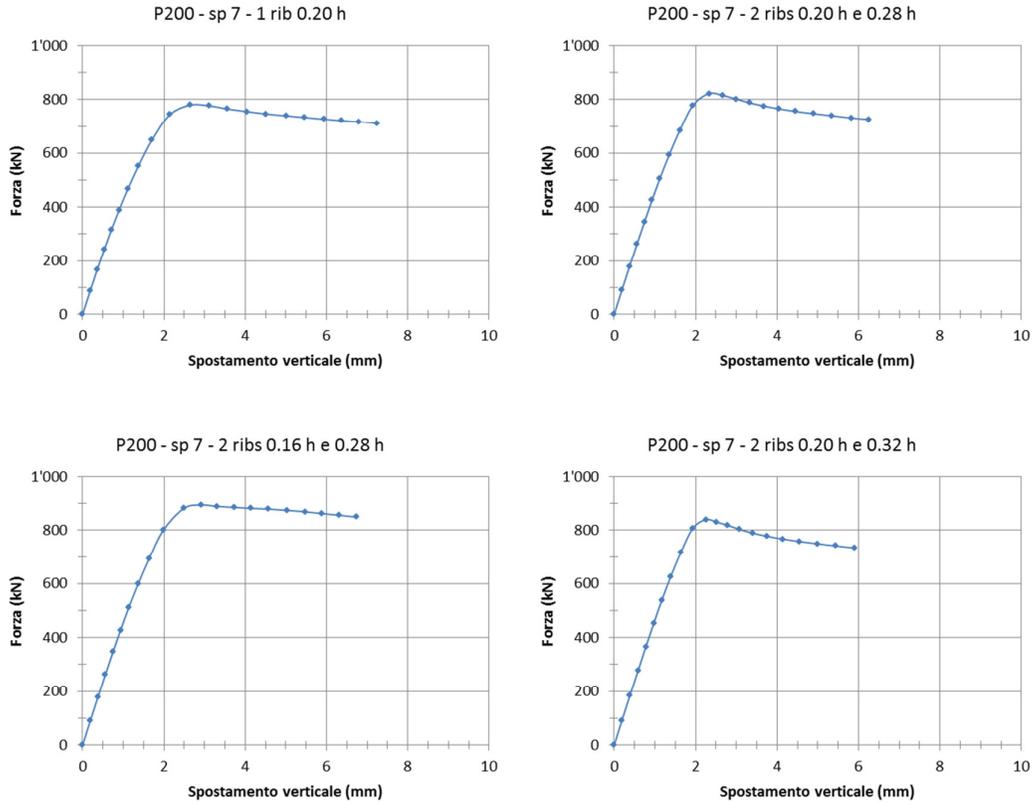


Figura 7.10 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 7mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali

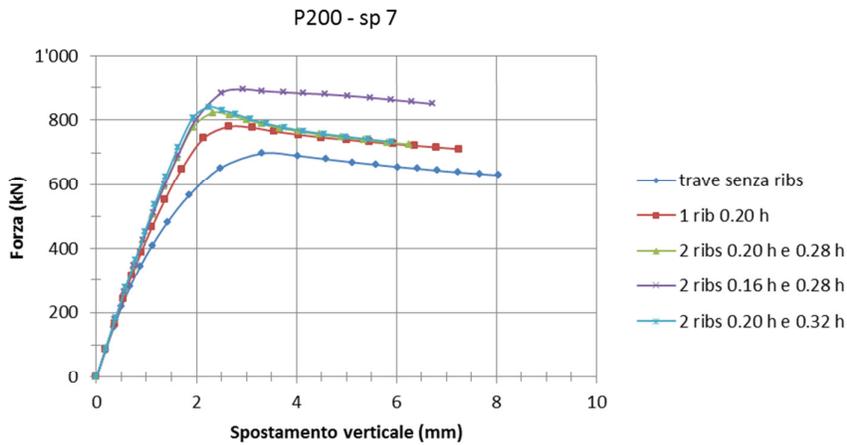


Figura 7.11 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P200, anima spessore 7mm

## 7.2. I risultati P700 doppiamente irrigidito

Vengono presentati i risultati dell'analisi numerica effettuata sul modello denominato P700, dotato di due irrigidimenti longitudinali illustrato nella figura 7.12.

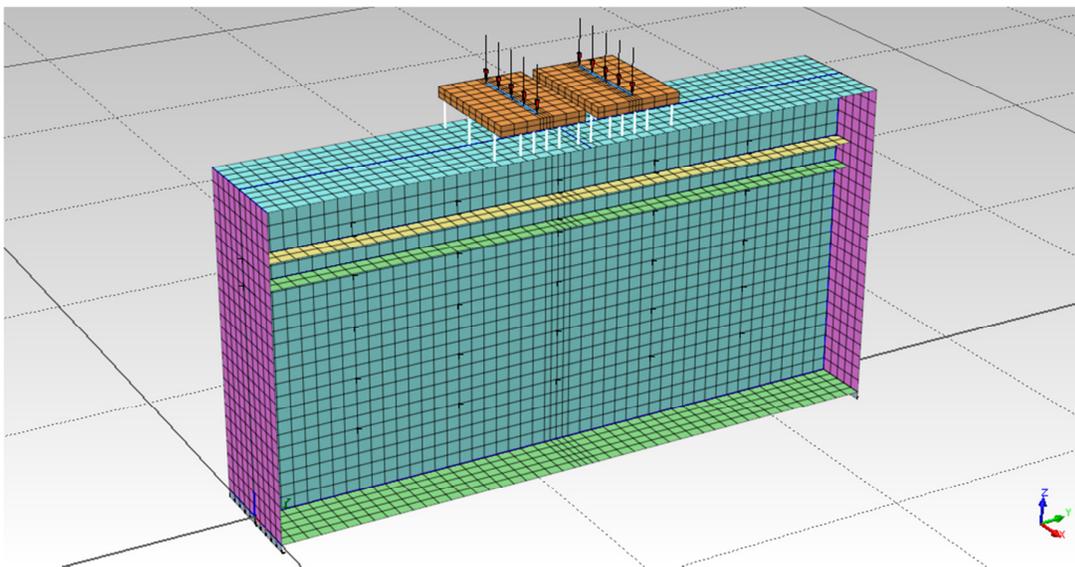


Figura 7.12 - Il modello di calcolo con due ribs longitudinali

Nei tre paragrafi che seguono sono illustrati i risultati in termini di curva carico-spostamento della piattabanda superiore nella sezione di mezzeria, per i tre spessori di anima esaminati: per primo lo spessore 6mm che deriva dalla fase di calibrazione, quindi le due varianti con 5mm e 7mm per valutare le variazioni di resistenza al mutare della snellezza.

### 7.2.1. Anima spessore 6mm

Si riportano i risultati delle analisi sulla geometria P700 originale, ovvero con spessore dell'anima di 6mm.

La figura 7.13 riporta, per confronto, la curva carico-spostamento della trave senza ribs analizzata nel capitolo precedente, la figura 7.14 illustra le curve carico spostamento della trave con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 volte l'altezza e con due irrigidimenti nelle tre varianti a 0.20 e 0.28 volte l'altezza, 0.16 e 0.28 volte l'altezza e 0.20e 0.32 volte l'altezza rispettivamente.

Infine nella figura 7.15 sono sovrapposte le cinque curve per evidenziare l'incremento di rigidezza della trave al variare della configurazione degli irrigidimenti longitudinali.

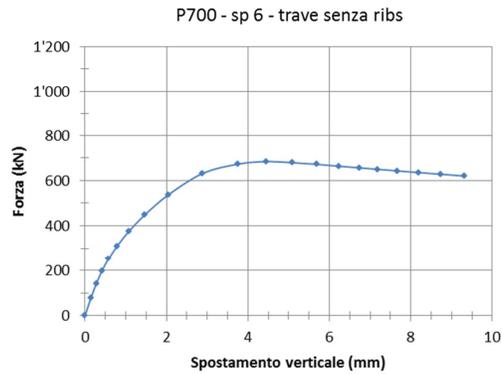


Figura 7.13 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 6mm senza irrigidimenti longitudinali

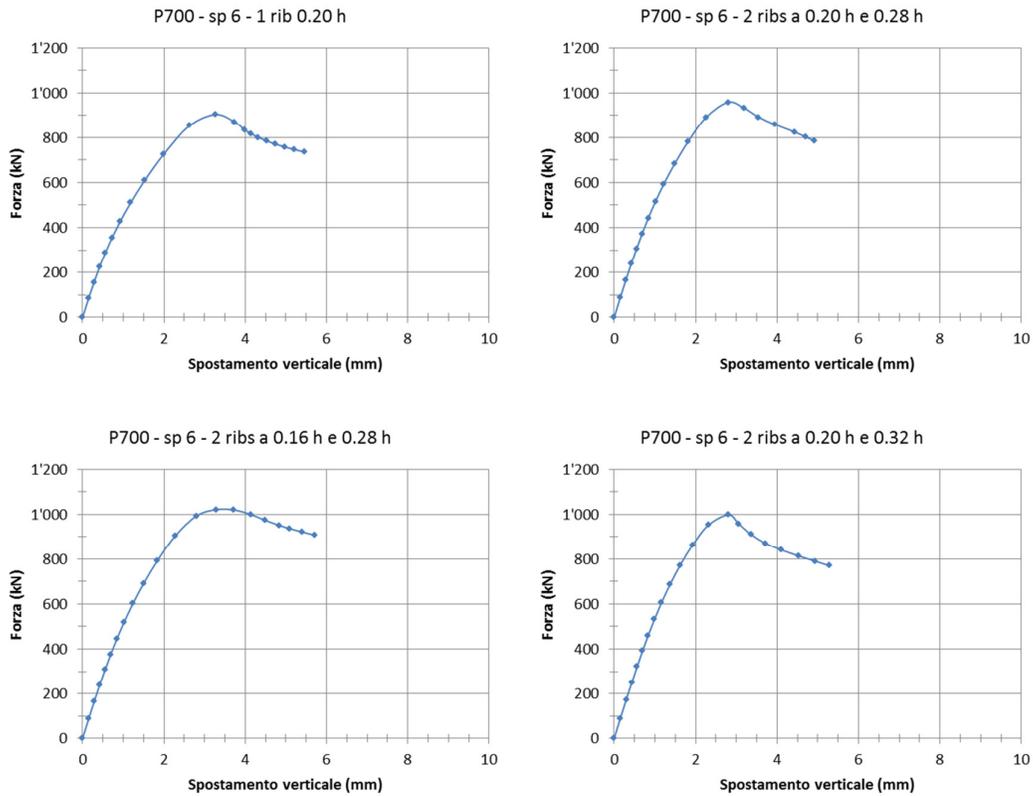


Figura 7.14 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 6mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali

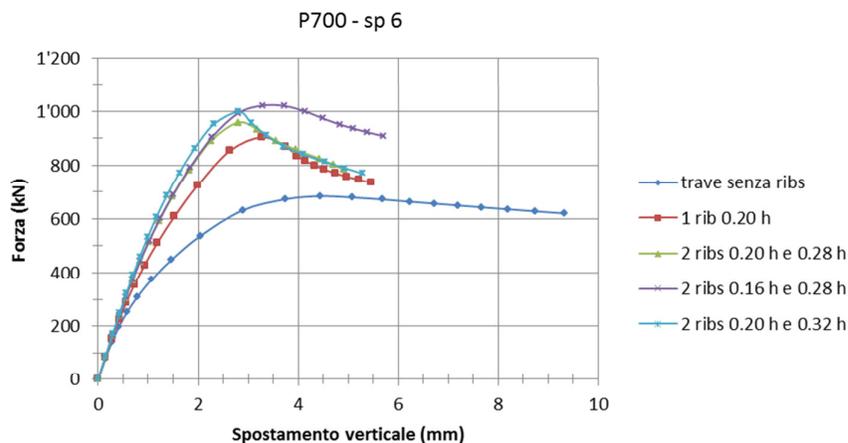


Figura 7.15 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 6mm

### 7.2.2. Anima spessore 5mm

Si riportano i risultati delle analisi sulla geometria P700 con spessore dell'anima ridotto a 5mm.

La figura 7.16 riporta la curva carico-spostamento della trave senza ribs, la figura 7.17 illustra le curve carico spostamento della trave con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 volte l'altezza e con due irrigidimenti nelle tre varianti a 0.20 e 0.28 volte l'altezza, 0.16 e 0.28 volte l'altezza e 0.20 e 0.32 volte l'altezza rispettivamente.

Infine nella figura 7.18 sono sovrapposte le cinque curve per evidenziare l'incremento di rigidezza della trave al variare della configurazione degli irrigidimenti longitudinali.

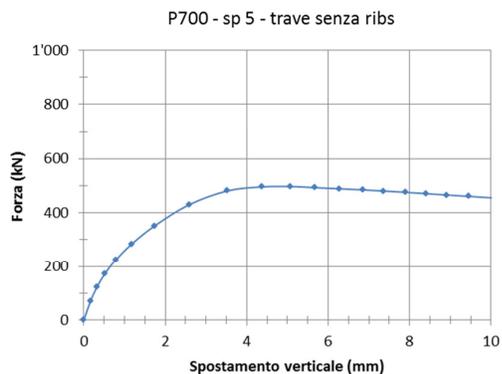


Figura 7.16 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 5mm senza irrigidimenti longitudinali

## Studio numerico – Trave con due irrigidimenti longitudinali

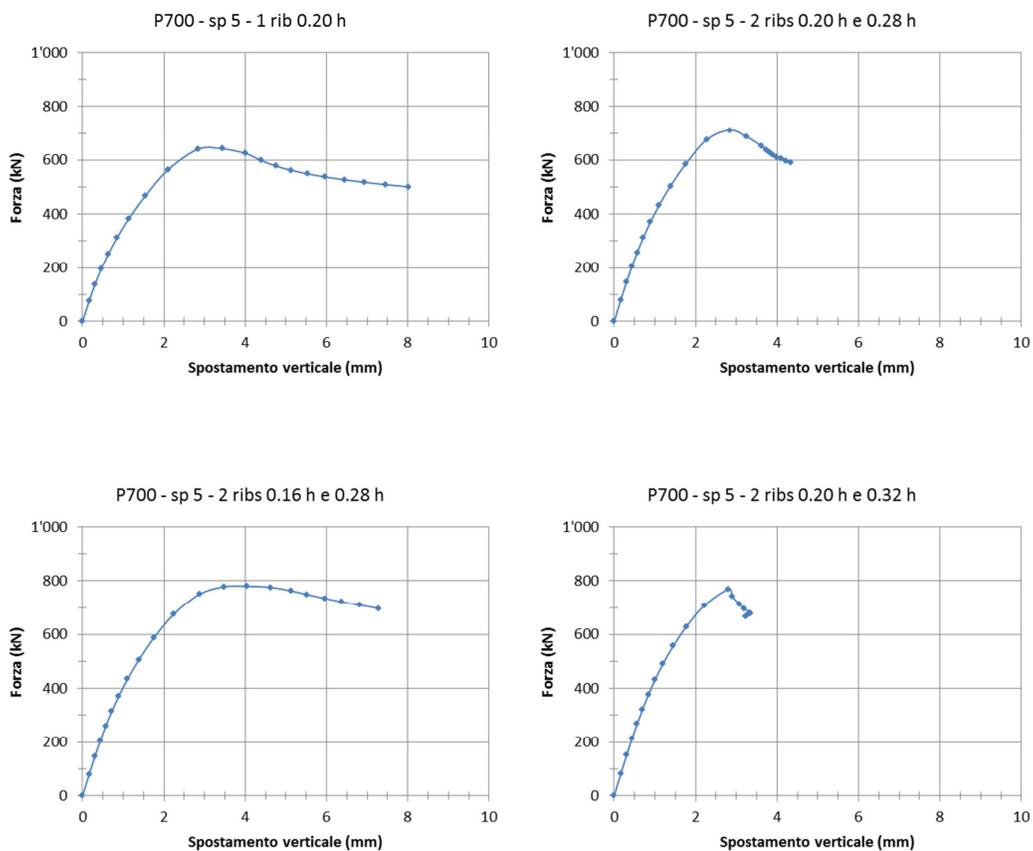


Figura 7.17 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 5mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali

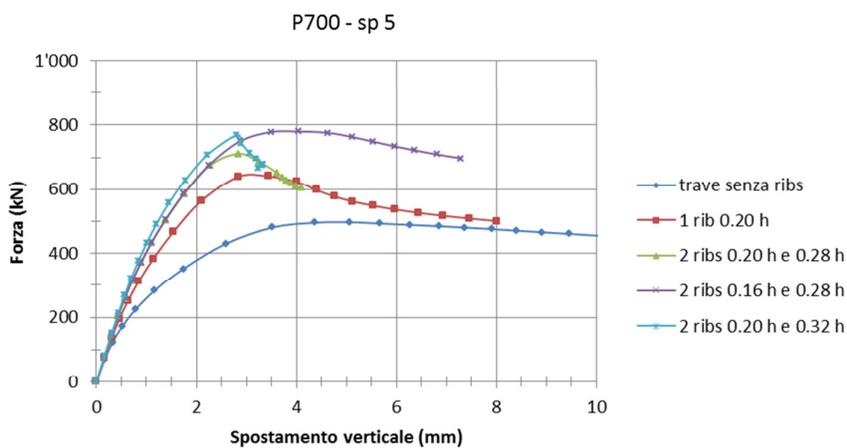


Figura 7.18 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 5mm

### 7.2.3. Anima spessore 7mm

Si riportano i risultati delle analisi sulla geometria P700 con spessore dell'anima aumentato a 7mm.

La figura 7.19 riporta la curva carico-spostamento della trave senza ribs, la figura 7.21 illustra le curve carico spostamento della trave con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 volte l'altezza e con due irrigidimenti nelle tre varianti a 0.20 e 0.28 volte l'altezza, 0.16 e 0.28 volte l'altezza e 0.20 e 0.32 volte l'altezza rispettivamente.

Infine nella figura 7.21 sono sovrapposte le cinque curve per evidenziare l'incremento di rigidità della trave al variare della configurazione degli irrigidimenti longitudinali.

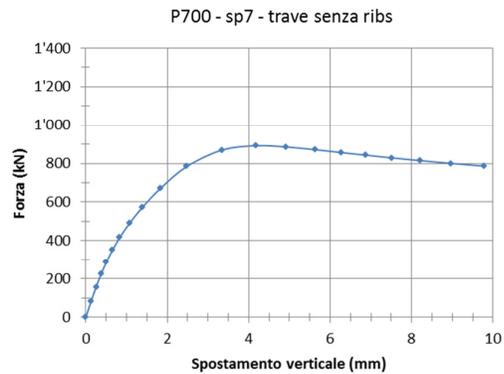


Figura 7.19 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 7mm senza irrigidimenti longitudinali

Studio numerico – Trave con due irrigidimenti longitudinali

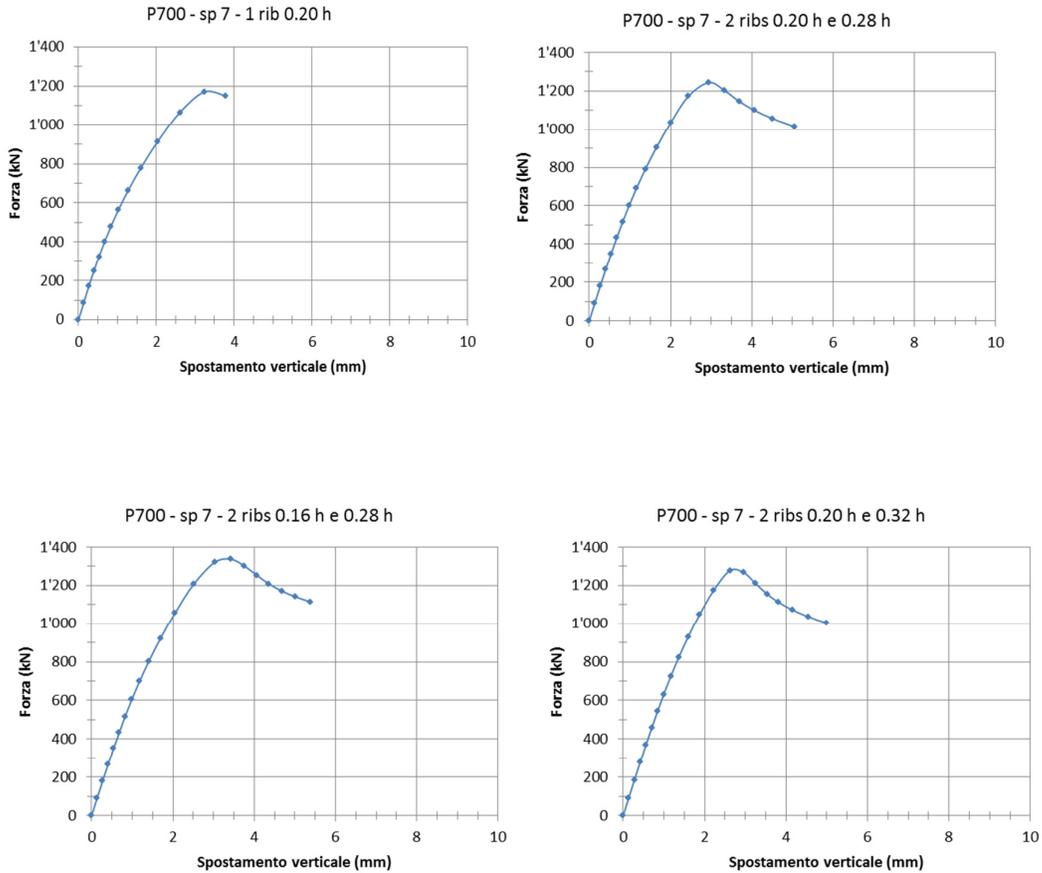


Figura 7.20 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 7mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali

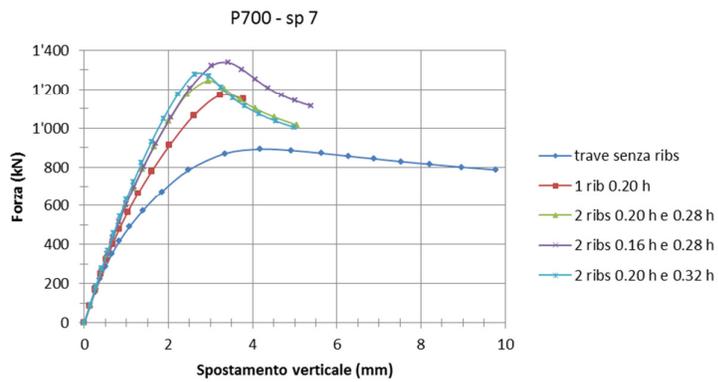


Figura 7.21 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P700, anima spessore 7mm

### 7.3. I risultati P1440 doppiamente irrigidito

Vengono presentati i risultati dell'analisi numerica effettuata sul modello denominato P700, dotato di due irrigidimenti longitudinali illustrato nella figura 7.22.

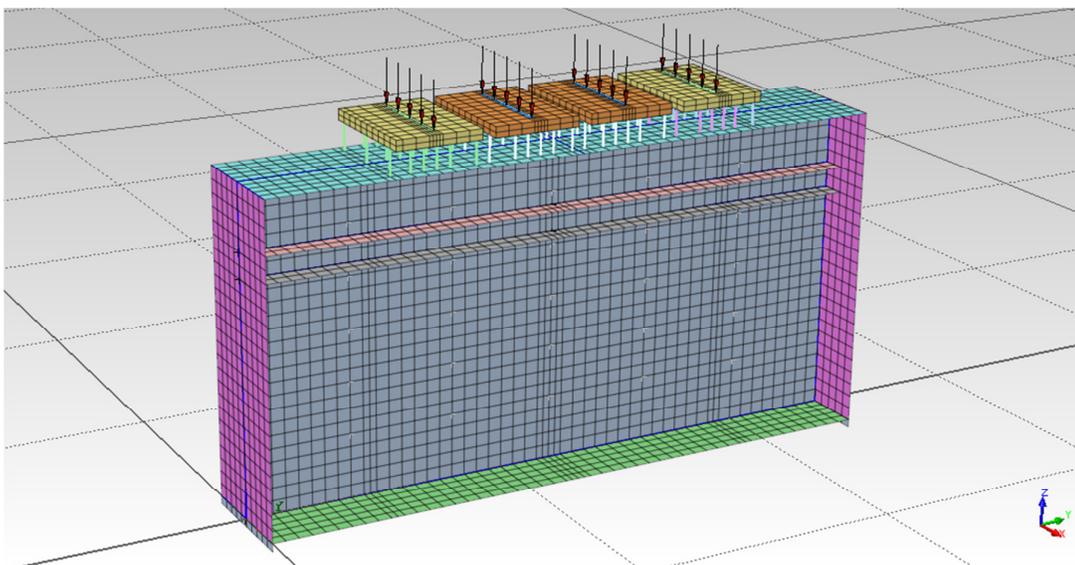


Figura 7.22 - Il modello P1440 con due ribs longitudinali

Nei tre paragrafi che seguono sono illustrati i risultati in termini di curva carico-spostamento della piattabanda superiore nella sezione di mezzeria, per i tre spessori di anima esaminati: per primo lo spessore 6mm che deriva dalla fase di calibrazione, quindi le due varianti con 5mm e 7mm per valutare le variazioni di resistenza al mutare della snellezza.

#### 7.3.1. Anima spessore 6mm

Si riportano i risultati delle analisi sulla geometria P1440 originale, ovvero con spessore dell'anima di 6mm.

La figura 7.23 riporta, per confronto, la curva carico-spostamento della trave senza ribs analizzata nel capitolo precedente, la figura 7.24 illustra le curve carico spostamento della trave con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 volte l'altezza e con due irrigidimenti nelle tre varianti a 0.20 e 0.28 volte l'altezza, 0.16 e 0.28 volte l'altezza e 0.20e 0.32 volte l'altezza rispettivamente.

Infine nella figura 7.25 sono sovrapposte le cinque curve per evidenziare l'incremento di rigidezza della trave al variare della configurazione degli irrigidimenti longitudinali.

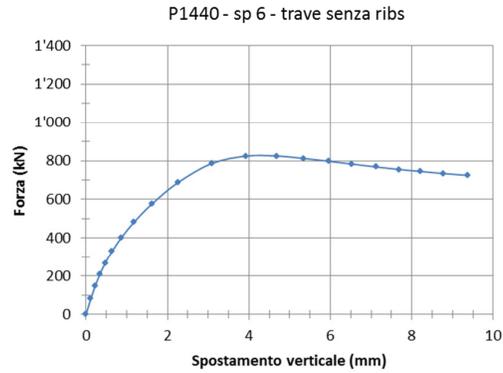


Figura 7.23 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 6mm senza irrigidimenti longitudinali

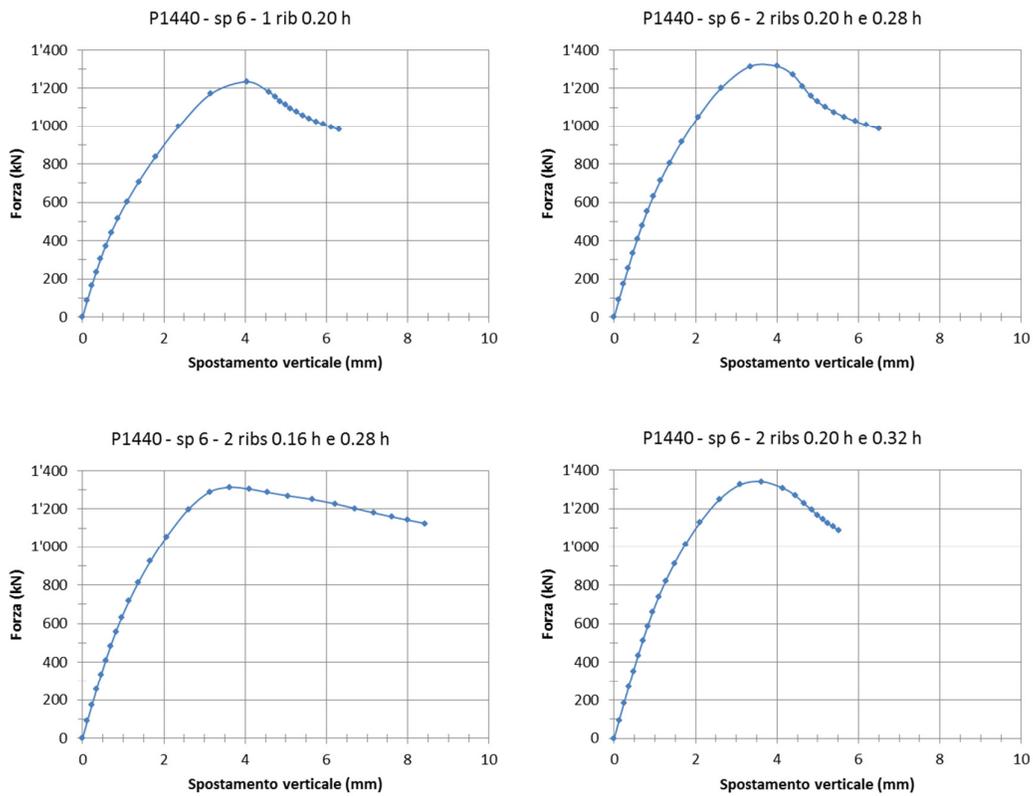


Figura 7.24 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 6mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali

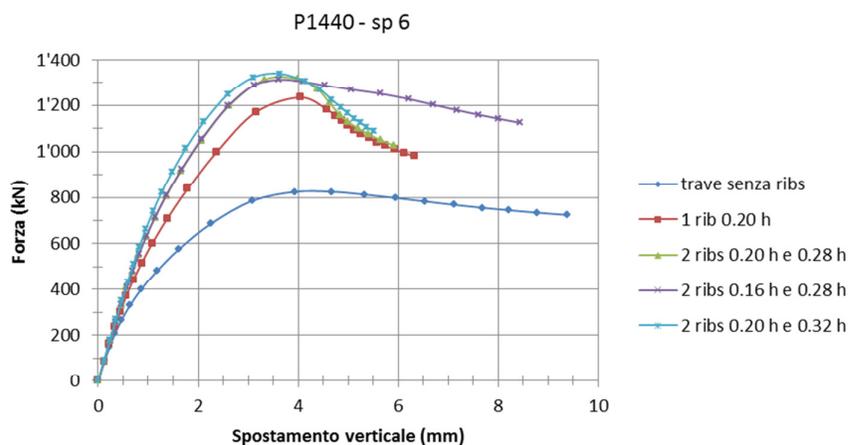


Figura 7.25 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 6mm

### 7.3.2. Anima spessore 5mm

Si riportano i risultati delle analisi sulla geometria P1440 con spessore dell'anima ridotto a 5mm.

La figura 7.26 riporta la curva carico-spostamento della trave senza ribs, la figura 7.27 illustra le curve carico spostamento della trave con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 volte l'altezza e con due irrigidimenti nelle tre varianti a 0.20 e 0.28 volte l'altezza, 0.16 e 0.28 volte l'altezza e 0.20 e 0.32 volte l'altezza rispettivamente.

Infine nella figura 7.28 sono sovrapposte le cinque curve per evidenziare l'incremento di rigidezza della trave al variare della configurazione degli irrigidimenti longitudinali.

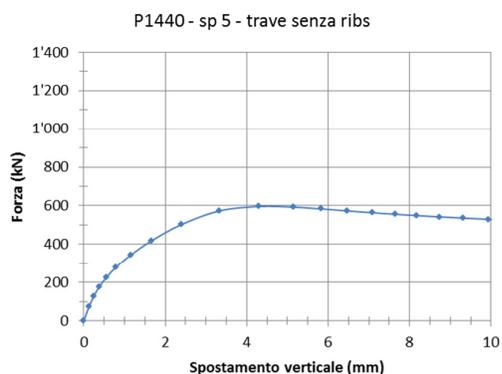


Figura 7.26 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 5mm senza irrigidimenti longitudinali

Studio numerico – Trave con due irrigidimenti longitudinali

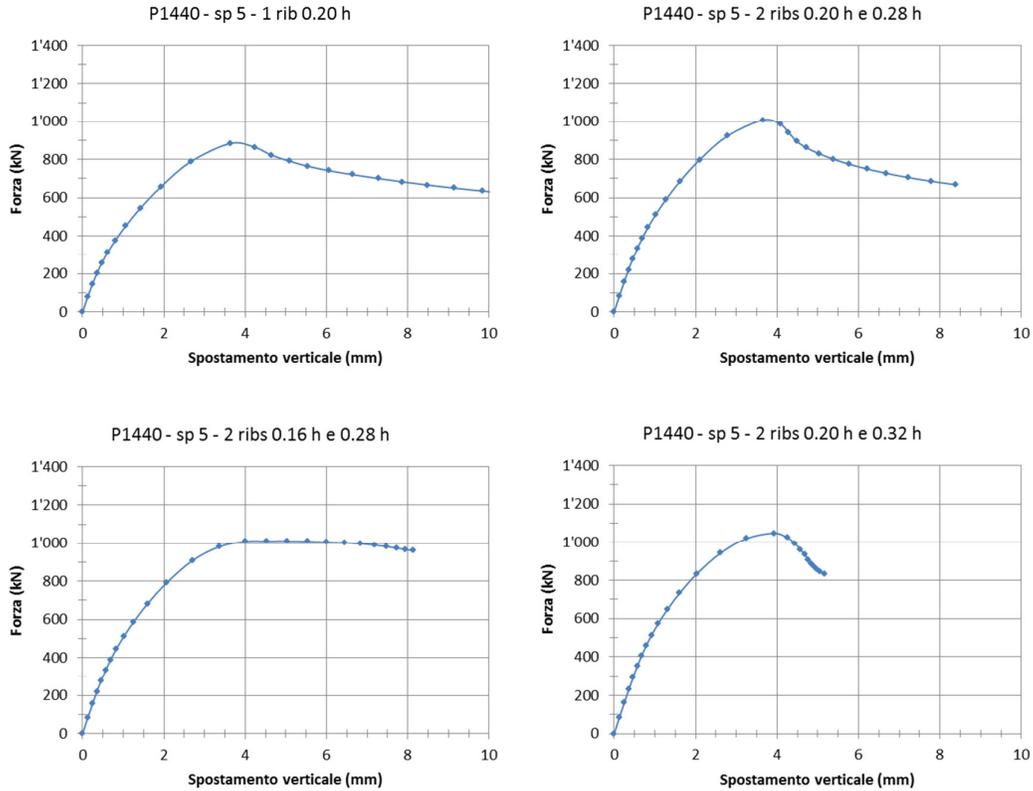


Figura 7.27 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 5mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali

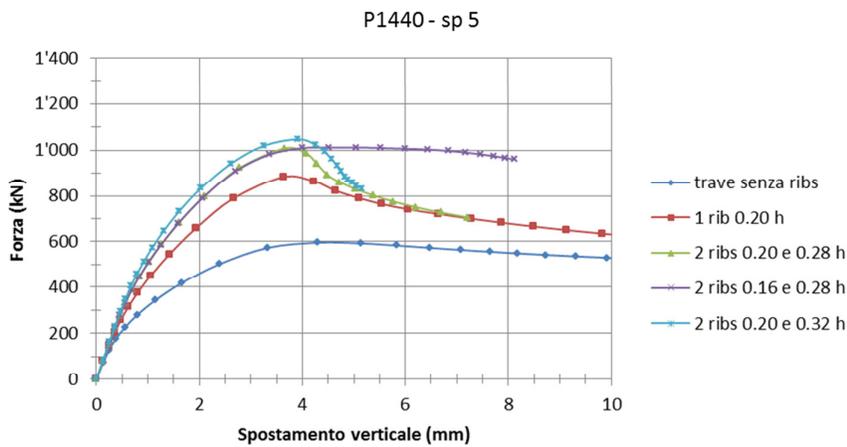


Figura 7.28 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 5mm

### 7.3.3. Anima spessore 7mm

Si riportano i risultati delle analisi sulla geometria P1440 con spessore dell'anima aumentato a 7mm.

La figura 7.29 riporta la curva carico-spostamento della trave senza ribs, la figura 7.30 illustra le curve carico spostamento della trave con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 volte l'altezza e con due irrigidimenti nelle tre varianti a 0.20 e 0.28 volte l'altezza, 0.16 e 0.28 volte l'altezza e 0.20 e 0.32 volte l'altezza rispettivamente.

Infine nella figura 7.31 sono sovrapposte le cinque curve per evidenziare l'incremento di rigidezza della trave al variare della configurazione degli irrigidimenti longitudinali.

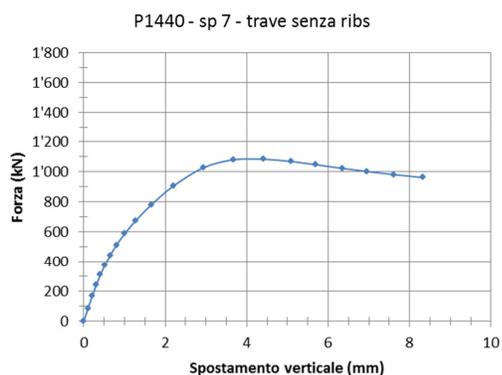


Figura 7.29 - Curva carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 7mm senza irrigidimenti longitudinali

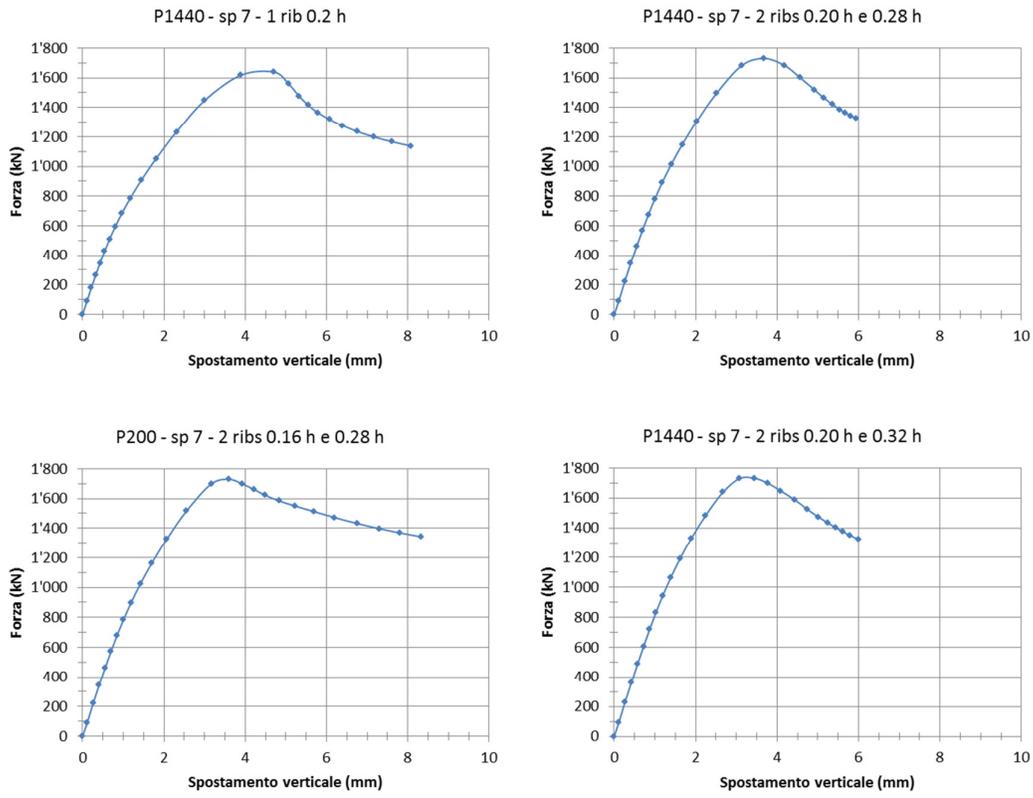


Figura 7.30 - Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 7mm con 1 irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore e con tre combinazioni con 2 irrigidimenti longitudinali

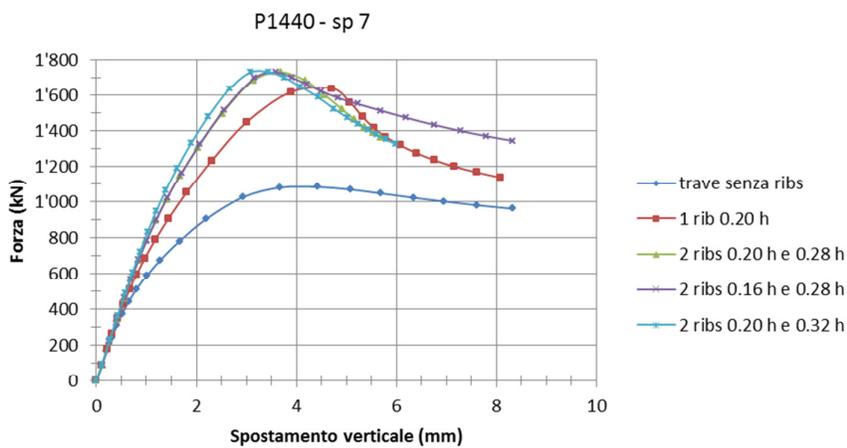


Figura 7.31 - Confronto Curve carico/spostamento verticale dell'anima per geometria P1440, anima spessore 7mm

#### 7.4. Sintesi risultati

Nelle tre tabelle che seguono (7-1, 7-2 e 7-3) si riporta la sintesi dei risultati delle analisi in termini di carico ultimo, per le tre geometrie P200, P700 e P1440, in tutte le configurazioni studiate: senza irrigidimenti longitudinali, con un irrigidimento longitudinale a 0.20 h dalla piattabanda superiore, con due irrigidimenti a 0.20h e 0.28 h, a 0.16 h e 0.28 h e a 0.16 h e 0.32 h dalla piattabanda superiore, in abbinamento ai tre spessori dell'anima presi in considerazione 5mm, 6mm e 7mm.

Tabella 7.1 - Risultati P200

<b>P200</b>		
Spessore anima (mm)	Ribs	Carico ultimo (kN)
5 mm	-	412
	1 a 0.20 h	471
	2 a 0.20 h e 0.28 h	502
	2 a 0.16 h e 0.28 h	566
	2 a 0.20 h e 0.32 h	518
6 mm	-	544
	1 a 0.20 h	621
	2 a 0.20 h e 0.28 h	656
	2 a 0.16 h e 0.28 h	747
	2 a 0.20 h e 0.32 h	676
7 mm	-	698
	1 a 0.20 h	780
	2 a 0.20 h e 0.28 h	823
	2 a 0.16 h e 0.28 h	894
	2 a 0.20 h e 0.32 h	840

Tabella 7.2 - Risultati P700

<b>P700</b>		
Spessore anima (mm)	Ribs	Carico ultimo (kN)
5 mm	-	497
	1 a 0.20 h	642
	2 a 0.20 h e 0.28 h	712
	2 a 0.16 h e 0.28 h	780
	2 a 0.20 h e 0.32 h	769
6 mm	-	684
	1 a 0.20 h	904
	2 a 0.20 h e 0.28 h	959
	2 a 0.16 h e 0.28 h	1022
	2 a 0.20 h e 0.32 h	998
7 mm	-	891
	1 a 0.20 h	1170
	2 a 0.20 h e 0.28 h	1244
	2 a 0.16 h e 0.28 h	1337
	2 a 0.20 h e 0.32 h	1278

Tabella 7.3 - Risultati P1440

<b>P1440</b>		
Spessore anima (mm)	Ribs	Carico ultimo (kN)
5 mm	-	596
	1 a 0.20 h	884
	2 a 0.20 h e 0.28 h	1008
	2 a 0.16 h e 0.28 h	1012
	2 a 0.20 h e 0.32 h	1047
6 mm	-	824
	1 a 0.20 h	1235
	2 a 0.20 h e 0.28 h	1316
	2 a 0.16 h e 0.28 h	1313
	2 a 0.20 h e 0.32 h	1340
7 mm	-	1082
	1 a 0.20 h	1639
	2 a 0.20 h e 0.28 h	1730
	2 a 0.16 h e 0.28 h	1729
	2 a 0.20 h e 0.32 h	1732



## 8. Resistenza a patch loading della trave con due irrigidimenti longitudinali

Il risultato di formulare un criterio di calcolo della resistenza a patch loading per le travi dotate di due irrigidimenti longitudinali armonizzato con i criteri già previsti dalla norma europea EN 1993-1-5 per le travi non irrigidite o con un solo rib si ottiene attraverso tre passi fondamentali:

1. la formulazione della **resistenza a snervamento** dell'anima della trave;
2. la valutazione del **carico critico elastico** per determinare la snellezza;
3. la formulazione della **funzione di riduzione** che consente di determinare il fattore di riduzione della resistenza a snervamento in base alla snellezza.

I principi dell'approccio basato sul fattore di riduzione utilizzato per determinare la resistenza ultima a patch loading sono stati illustrati nel capitolo 4, quando si sono presentati gli studi degli autori che hanno portato ai criteri attuali contenuti nella norma europea.

La formulazione del metodo proposto è basata sui risultati ottenuti dall'analisi numerica presentata nel capitolo 7. Sicuramente ulteriori indagini numeriche o sperimentali su geometrie diverse da quelle prese in considerazione nel presente lavoro sarebbero importanti per validare il criterio di calcolo qui presentato.

### 8.1. Resistenza a snervamento

Alcune normative, tra cui la norma europea EN 1993-1-5, raccomandano l'uso delle stesse equazioni per il calcolo della resistenza a snervamento sia per travi non irrigidite che per travi irrigidite. Questo approccio oltre che conferire una impostazione unitaria ad una gamma di problemi omogenei, è preferibile anche dal punto di vista dei progettisti.

Quindi per la resistenza a snervamento della trave dotata di due irrigidimenti longitudinali soggetta a patch loading verrà utilizzata l'espressione (8.1) che è la stessa prevista dall'eurocodice per le travi non irrigidite

$$F_y = f_{yw} \cdot t_w \cdot \left( s_s + 2 \cdot t_f \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w}} \right) \right) \quad (8.1)$$

dove la parte compresa tra le parentesi tonde corrisponde al calcolo della lunghezza efficace evidenziato in (8.2)

$$L_{eff} = s_s + 2 \cdot t_f \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w}} \right) \quad (8.2)$$

Tuttavia, dal momento che il calcolo della resistenza a patch loading considera sempre solo un pannello caricato, cioè la porzione di trave compresa tra due irrigidimenti trasversali successivi, valore della resistenza a snervamento dovrà essere calcolato in accordo con la (8.3) che presenta il valore limite superiore:

$$F_y = f_{yw} \cdot t_w \cdot \left( s_s + 2 \cdot t_f \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w}} \right) \right) \leq f_{yw} \cdot t_w \cdot a \quad (8.3)$$

## 8.2. Carico critico elastico

Probabilmente il passo più difficile dei tre necessari per la valutazione della resistenza a patch loading della trave, è il calcolo del carico critico elastico per l'anima irrigidita.

Come descritto nel capitolo 4 i lavori più recenti riguardo la resistenza di travi irrigidite sono quelli presentati da Graciano (2002) e da Davaine (2005). Il lavoro di Graciano, con qualche modifica, è stato utilizzato per la redazione della norma europea per il caso della trave con un solo irrigidimento longitudinale. Tuttavia il carico critico elastico considerato da Graciano riguarda solo l'intero pannello d'anima. Nel lavoro di Davaine questa semplificazione è stata in qualche modo affrontata considerando anche il comportamento del pannello superiore (quello compreso tra piattabanda superiore e anima e quindi direttamente interessato dal carico esterno) usando un coefficiente di buckling modificato. Questo approccio è motivato dall'osservazione dell'autore che le analisi numeriche mostrerebbero una interazione tra il modo instabile dell'intero pannello d'anima (quello già considerato nella formulazione di Graciano) e il modo instabile del solo pannello superiore.

Appare però una forzatura giustificare il calcolo di un carico critico elastico che verrà utilizzato per definire la snellezza dell'anima, attraverso l'interazione di due differenti modi instabili, di norma correlati a due diversi livelli di carico esterno applicato.

Il metodo più intuitivo, proposto nel presente lavoro ed in accordo anche con gli studi di Clarin (2007), è quello di utilizzare il minore dei carichi critici caratteristici di ogni pannello. Quindi nel caso in oggetto della trave con due irrigidimenti longitudinali potranno essere significativi il carico critico dell'intero pannello d'anima  $F_{cr1}$ , il carico critico del pannello superiore  $F_{cr2}$  (è il pannello compreso tra la piattabanda superiore ed il primo dei due irrigidimenti) e il carico critico del pannello d'anima intermedio  $F_{cr3}$  (è il pannello d'anima compreso tra il primo irrigidimento ed il secondo irrigidimento).

Si avrà quindi

$$F_{cr} = \min \begin{cases} F_{cr1} \\ F_{cr2} \\ F_{cr3} \end{cases} \quad (8.4)$$

Il valore del carico critico dell'intero pannello d'anima viene calcolato in accordo con l'impostazione data in EN 1993-1-5

$$F_{cr1} = 0.9 \cdot k_{F1} \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w} \quad (8.5)$$

dove però il coefficiente di buckling  $k_{F1}$  tiene in conto della presenza dei due irrigidimenti longitudinali attraverso i termini  $k_{st1}$  e  $k_{st2}$ .

$$k_{F1} = 6 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{st1} + k_{st2} \quad (8.6)$$

La valutazione dei due termini  $k_{st1}$  e  $k_{st2}$  che compaiono nella (8.6) è sicuramente il punto fondamentale dell'approccio proposto per il calcolo della resistenza a patch loading della trave con due ribs.

Tutti gli studi precedenti, pur dando un indirizzo per quanto riguarda la quota di posizionamento dell'unico irrigidente preso in considerazione (attraverso un limite superiore ed uno inferiore), non correlano diverse posizioni a diversi valori del carico ultimo ma indicano un solo valore della resistenza a prescindere dalla quota del rib (a condizione che siano rispettati i limiti prescritti). Nel caso di due irrigidenti risulta sostanzialmente necessario introdurre una procedura che possa stimarne l'efficacia in base al posizionamento altimetrico. Tale possibilità consente di ottenere una formulazione della resistenza più aderente alla vera geometria della trave presa in esame.

Attraverso l'analisi numerica sono stati quindi calibrati i due coefficienti di buckling per l'intero pannello d'anima che tengono in conto del contributo offerto dalla presenza dei ribs.

In particolare per l'irrigidente superiore si ha

$$\text{se } d_1 < 0.16 \quad k_{st1} = \left(3 \cdot 0.225 \cdot \frac{h_w}{a}\right) \cdot \sqrt{\gamma_{st1}} \cdot (6.25 \cdot d_1) \quad (8.7)$$

$$\text{se } d_1 \geq 0.16 \quad k_{st1} = \left(3 \cdot 0.225 \cdot \frac{h_w}{a}\right) \cdot \sqrt{\gamma_{st1}} \cdot (1.190 - 1.190 \cdot d_1) \quad (8.8)$$

dove  $d_1$  = quota irrigidente dall'estradosso della trave/h, ricordando che il valore 0.16 h come quota di posizionamento del rib superiore risulta ottimale.

Per l'irrigidente inferiore si ha

$$\text{se } d_2 < 0.28 \quad k_{st2} = \left( 3 \cdot 0.225 \cdot \frac{h_w}{a} \right) \cdot \sqrt{\gamma_{st2}} \cdot (3.571 \cdot d_2) \quad (8.9)$$

$$\text{se } d_2 \geq 0.28 \quad k_{st2} = \left( 3 \cdot 0.225 \cdot \frac{h_w}{a} \right) \cdot \sqrt{\gamma_{st2}} \cdot (1.389 - 1.389 \cdot d_1) \quad (8.10)$$

dove  $d_2$  = quota irrigidente dall'estradosso della trave/h, ricordando che il valore 0.28 h come quota di posizionamento del rib inferiore risulta ottimale.

Nelle espressioni da (8.7) a (8.10) compaiono le rigidzze flessionali dei due irrigidimenti calcolate in accordo con la norma europea EN 1993-1-5

$$\gamma_{st1} = 10.9 \cdot \frac{I_{st1}}{h_w \cdot t_w^3} \quad (8.11)$$

$$\gamma_{st2} = 10.9 \cdot \frac{I_{st2}}{h_w \cdot t_w^3} \quad (8.12)$$

dove il momento di inerzia degli stessi è calcolato, sempre in accordo con la norma europea, tenendo in conto del contributo dell'anima come evidenziato della figura 8.1.

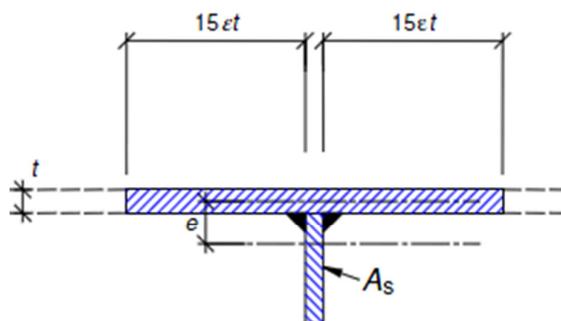


Figura 8.1 - Sezione effettiva degli irrigidimenti longitudinali in accordo con EN 1993-1-5

Per il pannello superiore (compreso tra piattabanda superiore e primo irrigidimento, quindi direttamente interessato dal carico) si valuta il carico critico in accordo con l'impostazione di Davaine, si ha quindi

$$F_{cr2} = k_{F2} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{t_w^3}{b_1} \quad (8.13)$$

Con il coefficiente di buckling calcolato secondo l'espressione 8.14.

$$k_{F2} = \left( 0.8 \cdot \left( \frac{s_s + 2 \cdot t_f}{a} \right) + 0.6 \right) \cdot \left( \frac{a}{b_1} \right)^{\left( 0.6 \cdot \frac{s_s + 2 \cdot t_f}{a} + 0.5 \right)} \quad (8.14)$$

Infine per il pannello intermedio (compreso tra i due irrigidimenti) si calcola il carico critico con l'espressione 8.15, analoga a quella utilizzata per l'intero pannello d'anima nel caso senza irrigidimenti

$$F_{cr3} = 0.75 \cdot k_{F3} \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{b_2} \quad (8.15)$$

Dove il coefficiente di buckling vale

$$k_{F3} = 6 + 2 \cdot \left( \frac{b_2}{a} \right)^2 \quad (8.16)$$

### 8.3. Funzione di riduzione

Come descritto in precedenza, negli anni sono state proposte molte forme diverse per l'espressione della funzione di riduzione. Inoltre non è superfluo notare che la funzione di riduzione dipende dalla snellezza e quindi la calibrazione di questi due parametri è importante che avvenga contemporaneamente.

Per perseguire l'obiettivo di utilizzare lo stesso fattore di riduzione sia per travi irrigidite che per travi non irrigidite, sono state prese in esame due formulazioni: quella contenuta in EN 1993-1-5 e quella presentata da Gozzi (2007).

La seconda soluzione, pur elaborata originariamente per travi non irrigidite, determina valori di resistenza più aderenti ai risultati numerici e quindi viene adottata per il calcolo della resistenza della trave, nella forma seguente

$$\chi_F = \frac{1}{\varphi_F + \sqrt{\varphi_F^2 - \lambda_F}} \leq 1.2 \quad (8.17)$$

dove  $\varphi_F = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha_F \cdot (\lambda_F - \lambda_{F0}) + \lambda_F)$  (8.18)

e dove  $\alpha_f = 0.5$  e  $\lambda_{f0} = 0.6$  in accordo con EN 1993-1-5.

Il parametro di snellezza  $\lambda_f$  contenuto in (8.18) è calcolato come

$$\lambda_F = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \quad (8.19)$$

Nella figura 8.2 sono confrontate diverse funzioni di riduzione tra cui quella di Winter, quella suggerita dall'eurocodice ( $0.5/\lambda_f$ ) e quella proposta nel presente lavoro (in linea continua).

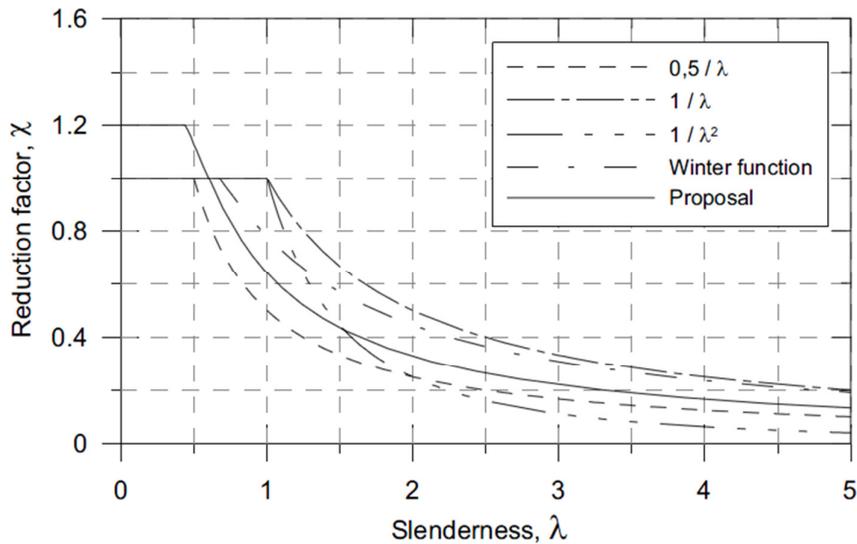


Figura 8.2 - Confronto tra diverse funzioni di riduzione

#### 8.4. Sintesi della procedura proposta

Nei paragrafi precedenti è stata presentata una procedura studiata per calcolare la resistenza ultima a patch loading di travi a doppio T provviste di due irrigidimenti longitudinali.

La procedura è valida solo per irrigidimenti longitudinali a sezione aperta ma con disposizione geometrica qualunque sul pannello d'anima.

Le fasi relative al metodo di progettazione proposto sono qui riassunte.

La resistenza a snervamento dell'anima della trave viene calcolata utilizzando:

$$F_y = f_{yw} \cdot t_w \cdot \left( s_s + 2 \cdot t_f \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w}} \right) \right) \leq f_{yw} \cdot t_w \cdot a \quad (8.20)$$

che viene moltiplicata per il coefficiente di riduzione in base alla:

$$F_R = \chi_F \cdot F_y \quad (8.21)$$

La funzione di riduzione presenta la seguente espressione:

$$\chi_F = \frac{1}{\varphi_F + \sqrt{\varphi_F^2 - \lambda_F}} \leq 1.2 \quad (8.22)$$

in cui:

$$\varphi_F = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha_F \cdot (\lambda_F - \lambda_{F0}) + \lambda_F) \quad (8.23)$$

La snellezza dell'anima della trave è calcolata utilizzando il metodo Von Karman secondo la relazione:

$$\lambda_F = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \quad (8.24)$$

Il carico critico elastico viene calcolato come il più basso tra quelli che riguardano l'intero pannello d'anima, il pannello superiore e il pannello intermedio rispettivamente, ossia:

$$F_{cr} = \min \begin{cases} F_{cr1} \\ F_{cr2} \\ F_{cr3} \end{cases} \quad (8.25)$$

in cui il carico critico per l'intero pannello, dovrebbe essere calcolato in base alla:

$$F_{cr1} = 0.9 \cdot k_{F1} \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w} \quad (8.26)$$

con il coefficiente di instabilità  $k_{F1}$ :

$$k_{F1} = 6 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{st1} + k_{st2} \quad (8.27)$$

Per quanto riguarda il pannello superiore, il carico critico elastico viene calcolato utilizzando la seguente equazione:

$$F_{cr2} = k_{F2} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{t_w^3}{b_1} \quad (8.28)$$

con un coefficiente di instabilità pari a:

$$k_{F2} = \left(0.8 \cdot \left(\frac{s_s + 2 \cdot t_f}{a}\right) + 0.6\right) \cdot \left(\frac{a}{b_1}\right)^{\left(0.6 \cdot \frac{s_s + 2 \cdot t_f}{a} + 0.5\right)} \quad (8.29)$$

Per quanto riguarda il pannello intermedio, il carico critico elastico viene calcolato utilizzando la seguente equazione:

$$F_{cr3} = 0.75 \cdot k_{F3} \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{b_2} \quad (8.30)$$

con un coefficiente di instabilità pari a:

$$k_{F3} = 6 + 2 \cdot \left(\frac{b_2}{a}\right)^2 \quad (8.31)$$

La rigidezza migliorata  $k_{F1}$  dell'intero pannello d'anima in presenza di due rinforzi longitudinali, contiene i due  $k_{st1}$  e  $k_{st2}$  calcolati secondo le espressioni seguenti. Per  $k_{st1}$  si ha

$$\text{se } d_1 < 0.16 \quad k_{st1} = \left(3 \cdot 0.225 \cdot \frac{h_w}{a}\right) \cdot \sqrt{\gamma_{st1}} \cdot (6.25 \cdot d_1) \quad (8.32)$$

$$\text{se } d_1 \geq 0.16 \quad k_{st1} = \left(3 \cdot 0.225 \cdot \frac{h_w}{a}\right) \cdot \sqrt{\gamma_{st1}} \cdot (1.190 - 1.190 \cdot d_1) \quad (8.32)$$

e per  $k_{st2}$

$$\text{se } d_2 < 0.28 \quad k_{st2} = \left(3 \cdot 0.225 \cdot \frac{h_w}{a}\right) \cdot \sqrt{\gamma_{st2}} \cdot (3.571 \cdot d_2) \quad (8.33)$$

$$\text{se } d_2 \geq 0.28 \quad k_{st2} = \left(3 \cdot 0.225 \cdot \frac{h_w}{a}\right) \cdot \sqrt{\gamma_{st2}} \cdot (1.389 - 1.389 \cdot d_1) \quad (8.34)$$

con la relativa rigidezza flessionale dell'irrigidimento espressa come:

$$\gamma_{sti} = 10.9 \cdot \frac{I_{sti}}{h_w \cdot t_w^3} \quad (8.35)$$

in cui il momento d'inerzia dell'irrigidimento,  $I_{sti}$ , comprende le parti dell'anima che contribuiscono alla resistenza in accordo con la Figura 8.1.

La resistenza di progetto è valutata mediante la relazione:

$$F_{Rd} = \chi_F \cdot F_y / \gamma_{M1} \quad (8.36)$$

con il fattore parziale di sicurezza in accordo con la norma europea EN 1993, cioè con  $\gamma_{M1} = 1.0$ .

## 8.5. Validazione della procedura proposta

Nei tre paragrafi che seguono vengono confrontati i risultati dell'analisi numerica con i valori della resistenza calcolati mediante la procedura di calcolo proposta.

Il confronto è presentato primariamente per la trave dotata di due irrigidimenti longitudinali, che è il tema di questa ricerca. Secondariamente il medesimo confronto è presentato anche per la trave priva di irrigidimenti longitudinali e con un solo irrigidimento longitudinale al fine di evidenziare come anche in questi due casi il metodo proposto fornisca ottimi risultati nonostante non sia stato appositamente calibrato.

### 8.5.1. Trave con due irrigidimenti

La procedura per calcolare la resistenza ultima a patch loading di travi a doppio T provviste di due irrigidimenti longitudinali appena descritta è stata applicata ai casi studiati mediante l'analisi numerica.

I risultati numerici sono riportati nella tabella 8.1 dove sono riportati i seguenti parametri (oltre alla sigla della geometria della trave in esame):

- lo spessore dell'anima,  $s_p$  anima, in mm;
- la snellezza,  $\lambda_f$ ;
- la quota dell'irrigidimento longitudinale superiore in proporzione all'altezza della trave,  $b_1/h$ ;
- la quota dell'irrigidimento longitudinale inferiore, in proporzione all'altezza della trave,  $b_2/h$ ;
- il carico ultimo calcolato con la formulazione proposta,  $F_u$ , in kN;
- il carico ultimo determinato mediante l'analisi numerica,  $F_{u,FE}$ , in kN;
- il rapporto  $F_{u,FE} / F_u$ .

Tabella 8.1 - Risultati dell'analisi della trave con due irrigidimenti longitudinali

Risultati trave con due irrigidimenti longitudinali							
	sp anima	$\lambda_f$	$b_1/h$	$b_2/h$	$F_u$	$F_{u,FE}$	$F_{u,FE}/F_u$
<b>P200</b>	5mm	2.23	0.20	0.28	334	502	1.503
		1.89	0.16	0.28	393	566	1.440
		2.23	0.20	0.32	334	518	1.551
	6mm	1.81	0.20	0.28	466	656	1.408
		1.63	0.16	0.28	517	747	1.445
		1.81	0.20	0.32	466	676	1.451
	7mm	1.52	0.20	0.28	618	823	1.332
		1.43	0.16	0.28	655	894	1.365
		1.52	0.20	0.32	618	840	1.359
<b>P700</b>	5mm	2.57	0.20	0.28	528	712	1.348
		2.55	0.16	0.28	532	780	1.466
		2.55	0.20	0.32	532	769	1.445
	6mm	2.24	0.20	0.28	706	959	1.358
		2.22	0.16	0.28	710	1022	1.439
		2.22	0.20	0.32	710	998	1.406
	7mm	1.98	0.20	0.28	905	1244	1.375
		1.97	0.16	0.28	911	1337	1.468
		1.97	0.20	0.32	910	1278	1.404
<b>P1440</b>	5mm	3.31	0.20	0.28	684	1008	1.474
		3.29	0.16	0.28	689	1012	1.469
		3.30	0.20	0.32	688	1047	1.522
	6mm	2.90	0.20	0.28	919	1316	1.432
		2.88	0.16	0.28	925	1313	1.419
		2.89	0.20	0.32	924	1340	1.450
	7mm	2.59	0.20	0.28	1186	1730	1.459
		2.57	0.16	0.28	1193	1729	1.449
		2.57	0.20	0.32	1192	1732	1.453

Il rapporto  $F_{u,FE}/F_u$  viene graficato in funzione della snellezza della trave nella figura 8.3.

Come termine di paragone per l'accuratezza dei risultati ottenuti, si riporta in figura 8.4 la medesima rappresentazione dei risultati ottenuti per travi dotate di un solo irrigidimento longitudinale mediante la formulazione di Clarin (2007) ed in figura 8.5 secondo la formulazione di Davaine (2005). Le formulazioni di Clarin e Davaine, come descritto nel capitolo 4, sono gli studi più recenti sulla trave con un solo irrigidente.

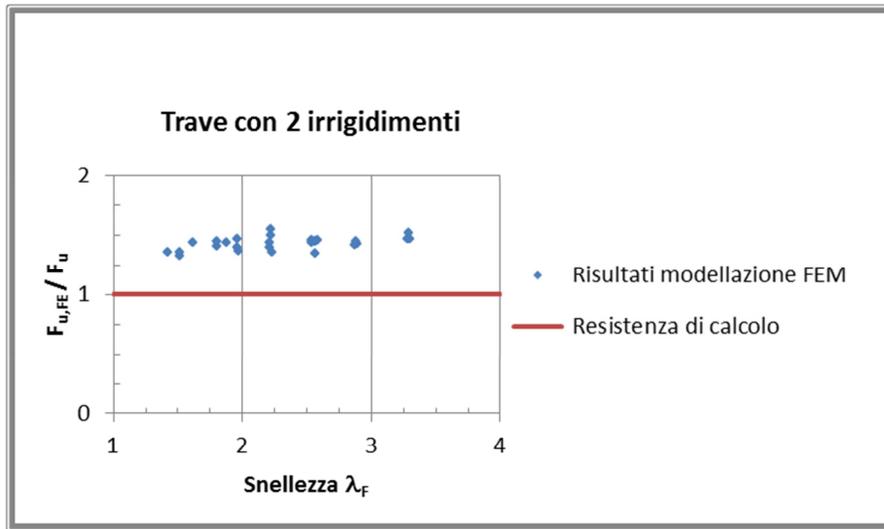


Figura 8.3 –  $F_{u,FE}/F_u$  in funzione della snellezza  $\lambda_f$ , per la trave dotata di due irrigidimenti longitudinali

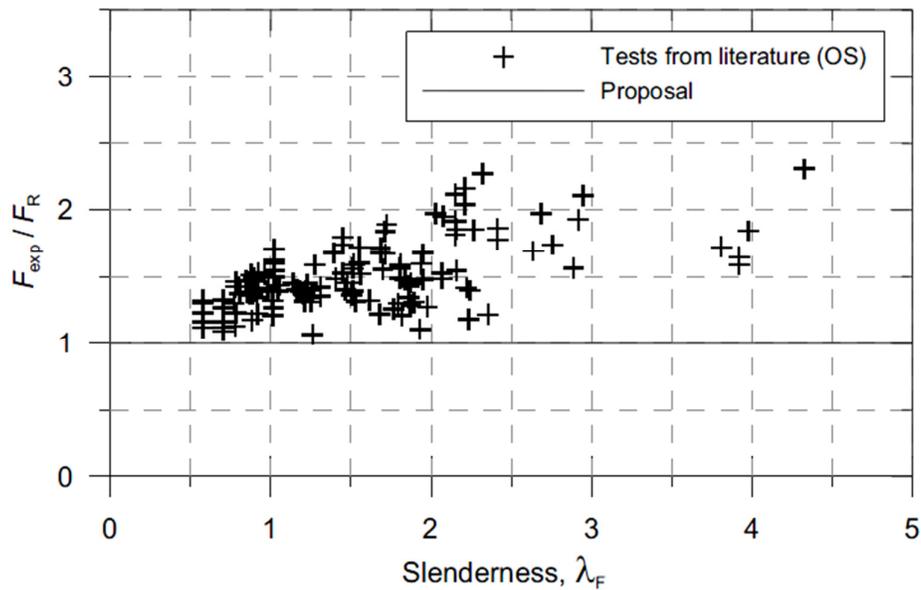


Figura 8.4 -  $F_{u,FE}/F_u$  in funzione della snellezza  $\lambda_f$ , per la trave dotata di un solo irrigidimento longitudinale secondo il criterio di calcolo proposto da Clarin (2007)

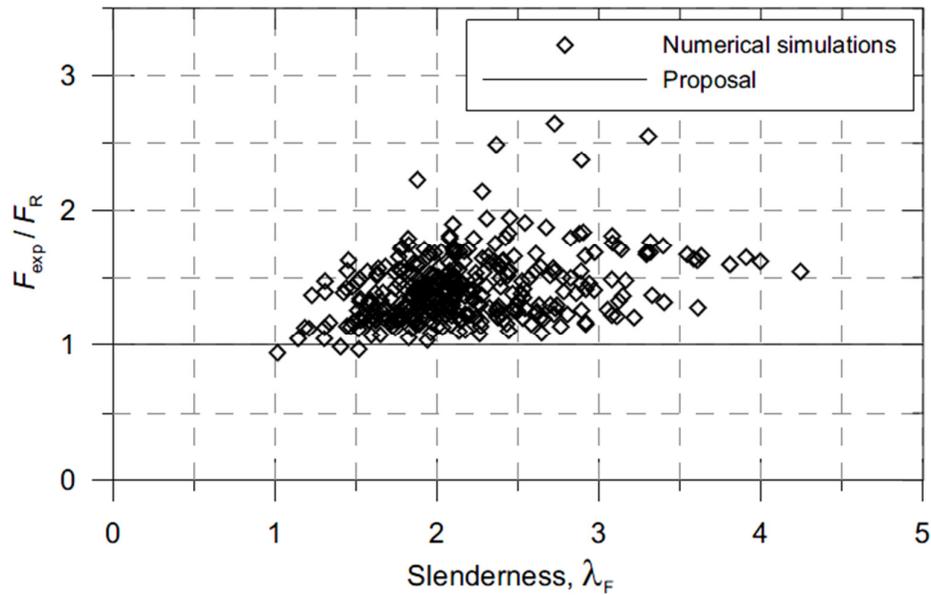


Figura 8.5 -  $F_{u,FE}/F_u$  in funzione della snellezza  $\lambda_F$ , per la trave dotata di un solo irrigidimento longitudinale secondo il criterio di calcolo proposto da Davaine (2005)

In tabella 8.2 è riportata una interpretazione statistica dei risultati presentati in forma grafica nella figura 8.3, attraverso il calcolo del valor medio, della deviazione standard, della varianza, e dei frattili 5% e 95%.

Tabella 8.2 - Interpretazione statistica dei risultati mostrati in figura 8.3

media	1.433
deviazione	0.053
varianza	0.003
frattile inf 5%	1.338
frattile sup 5%	1.539

Si osserva come l'interpretazione statistica dei risultati sia in ottimo accordo con gli studi presentati in precedenza da altri autori sia per la trave priva di irrigidimenti che per la trave con un solo irrigidimento, mostrando anzi una minore dispersione dei risultati.

### 8.5.2. Trave senza irrigidimenti

Sebbene non sia il tema della presente ricerca, si riportano anche i risultati relativi alla trave senza irrigidimenti.

I dati da analisi numerica sono quelli presentati nel capitolo 6 dove si è trattato della calibrazione del modello agli elementi finiti, mentre i valori del carico ultimo sono stati dedotti attraverso la formulazione proposta per il caso con due ribs annullandone l'efficacia.

Tabella 8.3 - Risultati dell'analisi della trave senza irrigidimenti longitudinali

Risultati trave senza irrigidimenti longitudinali							
	sp anima	$\lambda_f$	$b_1/h$	$b_2/h$	$F_u$	$F_{u,FE}$	$F_{u,FE}/F_u$
<b>P200</b>	5mm	2.23	0	0	251	412	1.641
	6mm	1.81	0	0	352	544	1.545
	7mm	1.52	0	0	467	698	1.495
<b>P700</b>	5mm	2.57	0	0	340	497	1.462
	6mm	2.24	0	0	482	684	1.419
	7mm	1.98	0	0	647	891	1.377
<b>P1440</b>	5mm	3.31	0	0	439	596	1.358
	6mm	2.90	0	0	626	824	1.316
	7mm	2.59	0	0	846	1082	1.279

Il rapporto  $F_{u,FE} / F_u$  viene graficato in funzione della snellezza della trave nella figura 8.6.

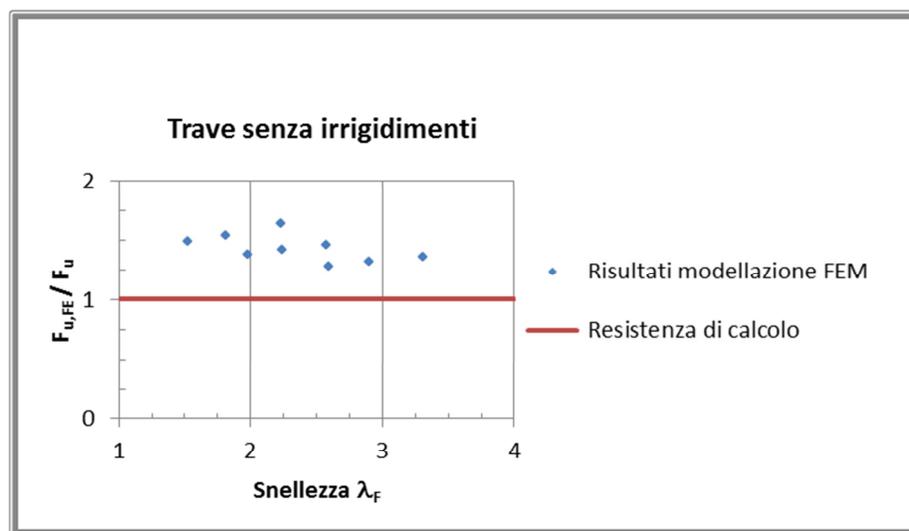


Figura 8.6 -  $F_{u,FE}/F_u$  in funzione della snellezza  $\lambda_f$ , per la trave priva di irrigidimenti longitudinali

In tabella 8.4 è riportata una interpretazione statistica dei risultati presentati in forma grafica nella figura 8.6, attraverso il calcolo del valor medio, della deviazione standard, della varianza, e dei frattili 5% e 95%.

*Tabella 8.4 - Interpretazione statistica dei dati mostrati in figura 8.4*

media	1.432
deviazione	0.116
variazione	0.013
frattile inf 5%	1.279
frattile sup 5%	1.641

Si osserva come l'interpretazione statistica dei risultati indichi un buon comportamento della formulazione proposta anche applicata alla trave senza irrigidimenti, annullando semplicemente l'efficacia degli irrigidenti stessi.

Sebbene l'estendibilità della procedura proposta al caso di trave priva di irrigidimenti non fosse tra gli obiettivi della ricerca, il risultato è confortante dimostrando come il metodo proposto sia ben armonizzato con il caso più semplice della trave non irrigidita (e si vedrà nel paragrafo successivo anche nel caso della trave con un solo irrigidimento).

### **8.5.3. Trave con un solo irrigidimento**

Sebbene non sia il tema della presente ricerca, si riportano anche i risultati relativi alla trave con un solo irrigidimento.

I dati da analisi numerica sono quelli presentati nel capitolo 7 come fase di transizione dallo studio della trave "nuda" allo studio della trave doppiamente irrigidita, mentre i valori del carico ultimo sono stati dedotti attraverso la formulazione proposta per il caso con due ribs annullando l'efficacia di uno dei due irrigidenti.

Tabella 8.5 - Risultati dell'analisi della trave dotata di un solo irrigidimento longitudinale

Risultati trave con un solo irrigidimento longitudinale							
	sp anima	$\lambda_f$	b <sub>1</sub> /h	b <sub>2</sub> /h	F <sub>u</sub>	F <sub>u,FE</sub>	F <sub>u,FE</sub> /F <sub>u</sub>
<b>P200</b>	5mm	2.23	0.00	0.20	308	471	1.529
	6mm	1.81	0.00	0.20	417	621	1.489
	7mm	1.52	0.00	0.20	540	780	1.444
<b>P700</b>	5mm	2.57	0.00	0.20	417	642	1.540
	6mm	2.24	0.00	0.20	572	904	1.580
	7mm	1.98	0.00	0.20	750	1170	1.560
<b>P1440</b>	5mm	3.31	0.00	0.20	539	884	1.640
	6mm	2.90	0.00	0.20	744	1235	1.660
	7mm	2.59	0.00	0.20	981	1730	1.764

Il rapporto  $F_{u,FE} / F_u$  viene graficato in funzione della snellezza della trave nella figura 8.7.

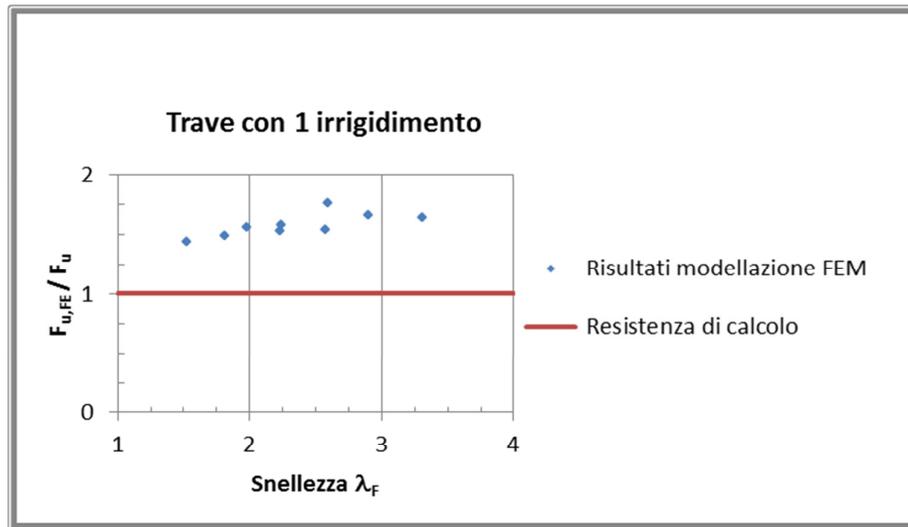


Figura 8.7 -  $F_{u,FE}/F_u$  in funzione della snellezza  $\lambda_f$ , per la trave dotata di un solo irrigidimento longitudinale

In tabella 8.5 è riportata una interpretazione statistica dei risultati presentati in forma grafica nella figura 8.7, attraverso il calcolo del valor medio, della deviazione standard, della varianza, e dei frattili 5% e 95%.

Tabella 8.6 - Interpretazione statistica dei dati mostrati in figura 8.5

media	1.578
deviazione	0.097
variazione	0.009
frattile inf 5%	1.444
frattile sup 5%	1.764

Sebbene l'estendibilità della procedura proposta al caso di trave dotata di un solo irrigidimento non fosse tra gli obiettivi della ricerca, analogamente a quanto osservato per il caso della trave priva di irrigidimenti il risultato è confortante dimostrando come il metodo proposto si presti anche allo studio di questo caso.

#### 8.5.4. Osservazioni sui risultati presentati

I risultati presentati nei tre precedenti paragrafi mostrano un ottimo accordo tra la resistenza valutata con il metodo proposto e il carico di collasso determinato mediante le analisi numeriche.

Il metodo proposto appare molto efficace per il calcolo della resistenza a patch loading di travi dotate di due irrigidimenti longitudinali, caso per il quale è stato calibrato, ma fornisce risultati molto buoni anche nella stima della resistenza della trave senza irrigidimenti o con un solo irrigidimento (annullando nell'espressione del carico critico elastico il contributo di entrambi i ribs o di uno solo di essi, rispettivamente). Tale evidenza testimonia la robustezza dell'impostazione del modello di calcolo che potrebbe costituire, con una opportuna ulteriore ricalibrazione, una metodologia unitaria per tutti i casi di patch loading.

E' opportuno comunque notare che la base di dati derivanti da sperimentazione o analisi numerica per il caso con due irrigidimenti è molto scarsa ed andrebbe ampliata al fine di validare la procedura proposta con una più ampia casistica di condizioni geometrico-statiche considerate.

Inoltre rimane da estendere la procedura ad irrigidimenti a sezione chiusa, dotati quindi di una significativa inerzia torsionale.



## 9. Conclusioni

L'attività di ricerca è stata incentrata sul tema della definizione di un metodo di calcolo della resistenza a carichi trasversali concentrati di travi metalliche a doppio T dotate di due irrigidimenti longitudinali a sezione aperta.

La scelta di questo argomento è motivata dall'obiettivo di ampliare il campo di applicazione della norma europea EN 1993-1-5 che sino ad ora prevede solo il caso di trave senza irrigidimenti longitudinali o al più con un solo irrigidente. Il caso di due ribs risulta una scelta del tutto opportuna per travi di altezza significativa (da tre metri in su) soggette a patch loading.

E' stato quindi proposto un metodo di calcolo della resistenza di progetto per travi a due elementi irrigidenti longitudinali a sezione aperta soggette a patch loading, armonizzato con la parte esistente della norma europea. Tale procedura si basa sul calcolo del carico di snervamento  $F_y$ , sul calcolo del carico critico elastico  $F_{cr}$  per l'intero pannello d'anima in esame e per i due pannelli superiori adiacenti alla piattabanda caricata, sulla valutazione della funzione di riduzione  $\chi_F$  ed infine sul calcolo della resistenza della trave  $F_R$ .

Il metodo di calcolo proposto mostra un ottimo accordo con i dati ottenuti dall'analisi numerica.

Gli sviluppi futuri sono riconducibili a quattro indirizzi:

1. Ampliare l'analisi parametrica agli elementi finiti con una casistica più ampia delle caratteristiche geometriche della trave in esame (altezza totale, larghezza e spessore delle piattabande, spessore dell'anima, quota degli irrigidimenti longitudinali e lunghezza del tratto caricato).
2. Verificare l'applicabilità del metodo di calcolo anche a travi con acciai S420 ed S460 il cui utilizzo dovrebbe aumentare nel prossimo futuro.
3. Valutare le eventuali modifiche al metodo di calcolo nel caso si considerino irrigidenti longitudinali a sezione chiusa piuttosto che a sezione aperta.
4. Proporre un metodo di calcolo della resistenza allo Stato Limite di Esercizio, non ancora previsto dalla norma europea nemmeno nel caso di trave senza irrigidenti longitudinali che rappresenta sicuramente un criterio di verifica fondamentale per condizioni di carico transitorie che richiedono assenza di deformazioni permanenti della struttura, come sicuramente è il caso del varo di un impalcato da ponte.



## 10. Riferimenti Bibliografici

- Bergfelt, A. and Hovik, J. (1968). Thin-walled deep plate girders under static loads, Final report, IABSE Congress, New York, 465-477.
- Bergfelt, A. (1971). Studies and tests on slender plate girders without stiffeners – Shear strength and local web crippling, Proceedings, IABSE Colloquium, London, 67-83.
- Bergfelt, A. (1976). The behavior and design of slender webs under partial edge loading, International conference on steel plated structures, Dowling, P.J., Harding, J.E., Frieze, P.A., eds., Imperial College, London, Crosby Lockwood Staples, 486-502.
- Bergfelt, A. (1979). Patch loading on a slender web – Influence of horizontal and vertical web stiffeners on the load carrying capacity, Chalmers University of Technology, Dept. of Structural Engineering, Div. of Steel and Timber Structures, publ. S 79:1, Goteborg.
- Bergfelt, A. (1983). Girder web stiffening for patch loading, Chalmers University of Technology, Dept. of Structural Engineering, Div. of Steel and Timber Structures, publ. S 83:1, Goteborg.
- Bossert, T.W. and Ostapenko, A. (1967). Buckling and ultimate loads for plate girder web plates under edge loading, Report No. 319.1, Fritz Engineering Laboratory, Dept. of Civil Engineering, Lehigh University, Bethlehem, Pa.
- Brush, D.O. and Almroth, B.O. (1975). "Buckling of Bars, Plates and Shells", McGraw-Hill Inc., USA.
- Carolin, A., Olofsson, T. and Taljsten, B. (2004). Photografic strain monitoring for Civil Engineering, The Second International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, Adelaide, Australia.
- Cevik, A. (2007). "A new formulation for longitudinally stiffened webs subjected to patch loading", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 63. pp. 1328-1340.
- Clarín, M. (2004). High Strength Steel – Local buckling and residual stresses, Licentiate thesis 2004:54, Lulea University of Technology, ISRN: LTU-LIC—04/54—SE.
- Clarín, M. (2007). Plate buckling resistance – Patch loading of longitudinally stiffened webs and local buckling, Doctoral thesis 2007:31, Lulea University of Technology, ISRN:LTU-DT—07/31—SE.
- ComBri (2007). Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures, Final Report, RFCS Contract No. RFS-CR-03018.
- Crisfield, M.A. (1991). Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures, vol.1:Essentials, John Wiley & Sons.
- Davaine, L., Raoul, J. and Aribert, J.M. (2004). Patch load resistance of longitudinally stiffened bridge girder, Steelbridge 2004, International Symposium on Steel Bridges, Millau, France.
- Davaine, L. and Aribert, J.M. (2005). Launching of steel girder bridge, Proceedings of the fourth European conference on Steel and Composite Structures, Eurosteel 2005, Maastricht, Netherlands.
- Davaine, L. (2005). "Formulations de la résttance au lancement d'une âme métallique de pont raide longitudinalement", Doctoral Thesis D05-05, INSA de Rennes, France. (In French).

- Dogaki, M., Murata, M., Nishijima, Y., Okumura, T. and Yonezawa, H. (1990). "Ultimate strength of plat girders with longitudinal stiffeners under patch loading", Technology Reports of Kansai University, Vol. 33, 1990. pp. 121-132.
- Drdacky, M. and Novotny, R. (1977). Partial edge load-carrying capacity tests of thick plate girder webs, *Acta Technica CSAV*, 87, 614-620.
- Drdacky, M. (1986). Limit states of steel plate girder webs under patch loading, Proceedings, Regional Colloquium on Stability of Steel Structures, Ivanyi M. ed., Tihany, Hungary, 687-694.
- Dubas, P. and Gehri, E. (1986). "Behaviour and Design of Steel Plated Structures", ECCS - Technical committee 8 - Structural stability, Technical working group 8.3 – Plated Structures, ECCS printing No. 44, 1st edition. Swiss Federal Institute of Technology, Zürich, Switzerland.
- Dubas, P. and Tschamper, H. (1990). "Stabilité des Âmes Soumises à une Charge Concentrée et à une Flexion Globale", *Construction Métallique*, No. 2, 1990. pp. 25-39. (In French).
- Edlund, B. (1988). Buckling and failure modes in slender plate girders under patch loading, *Der Metallbau im Konstruktiven-Ingenieurbau (K-I)*, Karlsruhe, Germany, 461-469.
- Elgaaly, M. (1983). Web design under compressive edge loads, *Engineering Journal*, AISC, 20, 4th Q., 153-171.
- EN 10002-1:2001 (2001) - "Metallic materials - Part 1: Method of test at ambient temperature", CEN, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- EN 1990 (2002). Eurocode – Basis of structural design, CEN, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- EN 1993-1-1 (2005). Eurocode 3 – Design of steel structures, Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- EN 1993-1-5 (2006). Eurocode 3 – Design of steel structures, Part 1.5: Plated structural elements, CEN, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- EN 1993-2 (2003). Eurocode 3 – Design of steel structures, Part 2: Steel bridges, CEN, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- EUR 20344 EN (2002). Partial safety factors for resistance of steel elements to EC3 and EC4 – Calibration of various steel products and failure criteria, Final report, European commission, Luxembourg.
- Farshad, M. (1994). "Stability of Structures", *Developments in civil engineering* Vol. 43, Elsevier Science B.V, Amsterdam, The Netherlands.
- Forde, B.W.R., and Stiemer, S.F. (1987). Improved Arc-length Orthogonality methods for nonlinear Finite Element Analysis, *Computers & Structures* 27, 5, 625-630.
- Galea, Y., Godart, B., Radouant, I. and Raoul, J. (1987). "Tests of buckling of panels subjected to in-plane patch loading", *ECCS Colloquium on Stability of Plates and Shell Structures*, Ghent University, Belgium. 6-8 April. pp. 65-71.
- Galea, Y. and Martin, P.O. (2006). EBPlate – Elastic buckling of plates: Presentation manual of EBPlate, RFCS contract RFCS-CR-03018, ComBri – Report – CTICM-005, CTICM, France.

- Gozi, J., Olsson, A. and Talja, A. (2004). Cold-formed stainless steel profiles subjected to bending and concentrated forces – Test results, numerical modeling and design guidance, Proceedings of the 10th Nordic Steel Constructional Steel Research, 59, 561-586.
- Gozi, J. (2004). "Plastic Behaviour of Steel - Experimental Investigation and Modelling", Lic.Thesis 2004:51, Division of Structural Engineering - Steel Structures, Luleå University of Technology, Luleå., ISRN: LTU-LIC--04/51—SE.
- Gozi, J. (2007). Patch Loading Resistance of Plated Girders – Ultimate and serviceability limit state, Doctoral thesis 2007:30, Lulea University of Technology, ISRN: LTU-DT—07/30—SE.
- Graciano, C. (2002). "Patch Loading - Resistance of Longitudinally Stiffened Steel Girder Webs", Doctoral Thesis 2002:18, Division of Steel Structures, Luleå University of Technology, Luleå. ISSN: 1402-1544.
- Graciano, C.A. and Edlund, B. (2003). "Failure mechanism of slender girder webs with a longitudinal stiffener under patch loading", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 59. pp. 27-45.
- Graciano, C. and Johansson, B. (2003). Resistance of longitudinally stiffened I-Girders subjected to concentrated loads, Journal of Constructional Steel Research, 59, 561-586.
- Graciano, C. and Casanova, E. (2005). "Ultimate strength of longitudinally stiffened I-girder webs subjected to combined patch loading and bending", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61. pp. 93-111.
- Granath, P. (1998). Distribution of support reaction against a steel girder on a launching shoe, Journal of Constructional Steel Research, 47, 245-270.
- Granath, P. (2000). Serviceability limit state of I-shaped steel girders subjected to patch loading, Journal of Constructional Steel Research, 54, 387-408.
- Granath, P., Thorsson, A. and Edlund, B. (2000). I-shaped steel girders subjected to bending moment and travelling patch loading, Journal of Constructional Steel Research, 54, 409-421.
- Granhölm, C. A. (1960). Tests on girders with extremely thin web plates (in Swedish), Report 202, Inst. för Byggnadsteknik, Göteborg.
- Graves Smith, T.R. and Gierlinski, J.T. (1982). "Buckling of stiffened webs by local edge loads", ASCE - Journal of the Structural Division, No. 108. pp. 1357-1366.
- Herzog, M. A. M. (1986). Die Krüppellast von Blechträger- und Walzprofilstegen, Stahlbau, 55(3), 87-88.
- Herzog, M. A. M. (1992). Web crippling with bending and shear of thin-walled plate girders, Journal of Constructional Steel Research, 22, 87-97.
- Janus, K., Kárníková, I. and Skaloud, M. (1988). "Experimental investigation into the ultimate load behaviour of longitudinally stiffened steel webs under partial edge loading", ACTA Technica CSAV, No. 2. pp. 158-195.
- Johansson, B. and Lagerqvist, O. (1995). Resistance of plate edges to concentrated forces, Journal of Constructional Steel Research, 32, 69-105.
- Johansson, B., Maquoi, R. and Sedlacek, G. (2001). New design rules for plated structures in Eurocode 3, Journal of Constructional Steel Research, 57, 279-311.

- Von Kármán, T., Sechler, E. E. and Donnell, L. H. (1932). The strength of thin plates in compression, Transactions ASME, APM 54-5, 53-57.
- Khan, M. Z. and Walker, A. C. (1972). Buckling of plates subjected to localized edge loading, The Structural Engineer, 50, No. 6, June, 225-232.
- Khan, M. Z. and Johns, K. C. (1975). Buckling of web plates under combined loadings, Journal of the Structural Division, Proceedings, ASCE, 101, No. ST10, October, 2079-2092.
- Khan, M. Z., Johns, K. C. and Hayman, B. (1977). Buckling of plates with partially loaded edges, Journal of the Structural Division, Proceedings, ASCE, 103, No. ST3, March, 547-558.
- Kuhlmann, U. and Seitz, M. (2002). "Behaviour of longitudinally stiffened girder webs subjected to patch loading", Proceedings of the 3rd European conference on steel structures, Coimbra, Portugal. 19-20 September. pp. 581-590.
- Kuhlmann, U. and Seitz, M. (2004). Longitudinally stiffened girder webs subjected to patch loading, Steelbridge 2004, International Symposium on Steel Bridges, Millau, France.
- Kuhlmann, U. and Braun, B. (2007). Combined Shear- and Patch Loading: Numerical studies and development of an interaction equation, RFCS contract RFCS-CR-03018, ComBri-Report-USTUTT-002, Universität Stuttgart, Germany.
- Kutmanová, I. and Skaloud, M. (1992). Ultimate limit state of slender steel webs subjected to (i) constant and (ii) repeated partial edge loading, Journal of Constructional Steel Research, 21, 147-162.
- Lagerqvist, O. (1994). Patch loading - Resistance of steel girders subjected to concentrated forces, Doctoral thesis 1994:159D, Luleå University of Technology, ISBN: HLU-TH-T--159-D—SE.
- Lagerqvist, O. and Johansson, B. (1996). Resistance of I-girders to Concentrated loads, Journal of Constructional Steel Research, 39, 87-119.
- Lääne, A. (2003). Post-critical behaviour of composite bridges under negative moment and shear, Thesis no. 2889(2003), Lausanne EPFL, Switzerland.
- Maquoi, R. and Rondal, J. (1986). From thick to thin or from thin to thick?, Proceedings IABSE Colloquium, Thin-Walled Metal Structures in Buildings, Stockholm.
- Müller, C. (2003). Zum Nachweis ebener Tragwerke aus Stahl gegen seitliches Ausweichen, Stahlbau, RWTH Aachen, Heft 47, ISBN 3-8322-1574-3.
- Novak, P. and Skaloud, M. (1973). Incremental collapse of thin webs subjected to cyclic concentrated loads, Preliminary report, IABSE symposium, Lisbon, 179-184.
- Olsson, A. (2001). Stainless Steel Plasticity -Material modelling and structural applications-, Doctoral thesis 2001:19, Luleå University of Technology, ISBN: LTU-DT--01/19—SE.
- Raoul, J., Schaller, I. and Theillout, J. -N. (1990). Tests of buckling of panels subjected to inplane patch loading, Proceedings, Contact Loading and Local Effects in Thin-walled Structures, IUTAM symposium, Prague, 173-183.
- Raoul, J., Spinassas, I. and Virlogeux, M. (1991). Étude par éléments finis d'une âme soumise à une charge locale dans son plan, Construction Metallique, No. 1, 29-40.

- Raoul, J. and Davaine, L. (2006). I-girder launching: Influence of load eccentricity, RFCS contract RFCS-CR-03018, ComBri-Report- SETRA-001, SETRA, France.
- Ren, T. and Tong, G. S. (2005). Elastic buckling of web plates in I-girders under patch and wheel loading, *Engineering Structures*, 27, 1528-1536.
- Roberts, T. M. and Rockey, K. C. (1978). Méthod pour prédire la charge de ruine d'une poutre a ame mince soumise a une charge simi-répartie dans le plan de l'ame, *Construction Metallique*, No. 3, 3-13.
- Roberts, T. M. and Rockey, K. C. (1979). A mechanism solution for predicting the collapse loads of slender plate girders when subjected to in-plane patch loading, *Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2*, 67, 155-175.
- Roberts, T.M. (1981). "Slender plate girders subjected to edge loading", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2*, 71. pp. 805-819.
- Roberts, T. M. and Chong, C. K. (1981). Collapse of plate girders under edge loading, *ASCE, Jour. Struct. Div., ST8*, 107, 1503-1509.
- Roberts, T. M. and Markovic, N. (1983). Stocky plate girders subjected to edge loading, *Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2*, 75, 539-550.
- Roberts, T. M. and Coric, B. (1988). Collapse of plate girders subjected to patch loading, *Miscellany Dedicated to the 65th Birthday of Academician Professor Dr. Nicola Hajdin, N. Naerlovic-Veljkovic ed.*, University of Belgrade, Belgrade, 203-209.
- Roberts, T. M. and Newark, A. C. B. (1997). Strength of webs subjected to compressive edge loading, *Journal of Structural Engineering*, 123(2), 176-183.
- Rockey, K. C. and Bagchi, D. K. (1970). Buckling of plate girder webs under partial edge loadings, *International Journal of Mechanical Science*, 12, 61-76.
- Rockey, K. C. and El-Gaaly, M. A. (1971). Ultimate strength of plates when subjected to in-plane patch loading, *Proceedings, IABSE Colloquium, London*, 401-407.
- Rockey, K.C., Bergfelt, A. and Larsson, L. (1978). "Behaviour of longitudinally reinforced plate girders when subjected to inplane patch loading", *Publication S 78:19*, Department of Structural Engineering, Division of Steel and Timber Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg.
- Rockey, K.C., Samuelsson, A. and Wennerström, H. (1979). "The Buckling of Longitudinally Reinforced Web Plates Loaded by a Central In-plane Patch Load", *Stability problems in engineering structures and componets*, Richards, T.H. and Stanley, P. editors, Applied Science Publishers LTD., London, 1979. pp. 75-88.
- Seitz, M. (2005). "Tragverhalten längsversteifter Blechträger unter quergerichteter Krafteinleitung", *Doctoral Thesis Nr. 2005-2*, Institute of Structural Design, Universität Stuttgart, Germany. (ISSN: 1439-3751). (In German).
- Shahabian, F. and Roberts, T. M. (1999). Buckling of slender web plates subjected to combinations of in-plane loading, *Journal of Constructional Steel Research*, 51, 99-121.
- Shahabian, F. and Roberts, T. M. (2000). Combined Shear-and-Patch loading of plate girders, *Journal of Structural engineering*, 126(3), 316-321.

- Shimizu, S., Yoshida, S. and Okuhara, H. (1987). "An experimental study on patch-loaded web plates", ECCS Colloquium on Stability of Plates and Shell Structures, Ghent University, Belgium. 6-8 April. pp. 85-94.
- Shimizu, S., Yabana, H. and Yoshida, S. (1989a). "A New Collapse Model for Patch-Loaded Web Plates", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 13. pp. 61-73.
- Shimizu, S., Horii, S. and Yoshida, S. (1989b). "The Collapse Mechanisms of Patch Loaded Web Plates", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 14. pp. 321-337.
- Skaloud, M. and Novak, P. (1972). Post-buckling behaviour and incremental collapse of webs subjected to concentrated loads, *Proceedings, IABSE, 9th Congress, Amsterdam*, 101-110.
- Skaloud, M. and Drdacky, M. (1975). Ultimate load design of webs of steel plated structures - Part 3 Webs under concentrated loads (in Czech), *Staveb. Casopis*, 23, C3, Veda Bratislava, 140-160
- Spinassas, I., Raoul, J. and Virlogeux, M. (1990). Parametric study on plate girders subjected to patch loading, *Proceedings, Contact Loading and Local Effects in Thin-walled Structures, IUTAM symposium, Prague*, 192-203.
- Timoshenko, S.P. and Gere, J.M. (1963). "Theory of Elastic Stability", 2nd edition, McGraw- Hill International Editions. (ISBN: 0-07-Y85821-7).
- Tryland, T., Hopperstad, O. S. and Langseth, M. (1999). Steel girders subjected to concentrated loading - Validation of numerical simulations, *Journal of Constructional Steel Research*, 50, 199-216.
- Ungermann, D. (1990). Bemessungsverfahren für vollwand- und kastenträger unter besonderer berücksichtigung des stegverhaltens, *Stahlbau, RWTH Aachen, Heft 17, ISSN 0722-1037*
- Unosson, E. (2003). Patch loading of stainless steel girders – Experiments and finite element analyses, *Licentiate thesis 2003:12, Lulea University of technology, ISRN: LTU-LIC—03/12—SE*.
- Veljkovic, M. and Johansson, B. (2001). Design for buckling of plates due to direct stress, *Proceedings of the 9th Nordic Steel Construction Conference, Helsinki, Finland*.
- Walbridge, S. and Lebet, J.-P. (2001). "Patch loading tests of bridge girders with longitudinal web stiffeners", *Rapport d'essais école Polytechnique Fédérale de Lausanne, ICOM 447*.
- Winter, G. (1947). Strength of thin steel compression flanges, *Transactions ASCE*, 112, 527-544.
- Zetlin, L. (1955). Elastic instability of flat plates subjected to partial edge loads, *Proceedings, ASCE, Vol.81, Separate paper No. 795, 1-24*.
- Zoetemeijer, P. (1980). The influence of normal-, bending- and shear stresses on the ultimate compression force exerted laterally to European rolled sections, *Report 6-80-5, Facultiet der Civiele Techniek, Technische Universiteit Delft, Delft*.

## 11. Appendice A – Prove di trazione monoassiale

Per valutare le caratteristiche meccaniche dell'acciaio utilizzato per la costruzione delle tre travi dei test illustrati nel capitolo 5, sono state effettuate prove di trazione monoassiale del materiale impiegato per la realizzazione delle travi caricate, sia nella direzione di laminazione che nella direzione perpendicolare alla laminazione. Tutte le prove di trazione monoassiale sono state condotte sotto controllo degli spostamenti. I risultati delle prove monoassiali sono presentati in tabella 11.1 e nelle figure da 11.1 a 11.4.

*Tabella 11.1 - Risultati delle prove di trazione monoassiale. Nella sigla del test: F indica materiale di piattabande ed irrigidimenti, W indica materiale di anime, L indica direzione di laminazione, T indica direzione perpendicolare alla laminazione, 20 indica spessore 20mm, 6 indica spessore 6mm, 1, 2 e 3 indicano rispettivamente materiale di test P200, P700 e P1440*

Test	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$A_5$ [%]	mean $f_y$	mean $f_u$
F20L1	360	519	42	354	519
F20L2	349	521	41		
F20L3	354	518	41		
F20T1	356	521	40	354	521
F20T2	352	520	40		
F20T3	355	522	41		
W6L1	375	541	30	371	542
W6L2	369	541	29		
W6L3	369	544	30		
W6T1	395	542	29	394	543
W6T2	395	544	29		
W6T3	393	545	29		

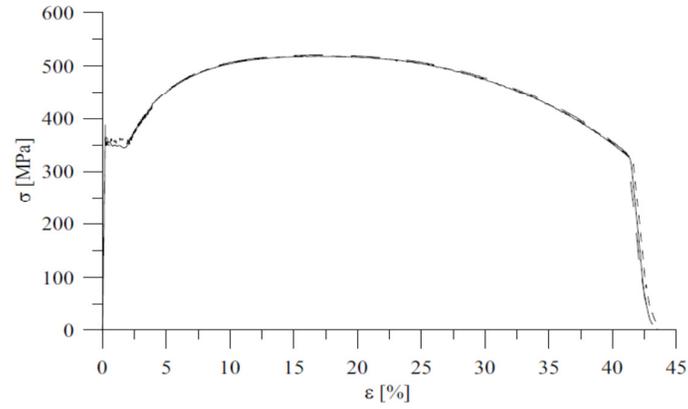


Figura 11.1 - Curva tensione-deformazione per i tre test di trazione monoassiale su materiale di spessore 20mm lungo la direzione di laminazione, F20L1-3

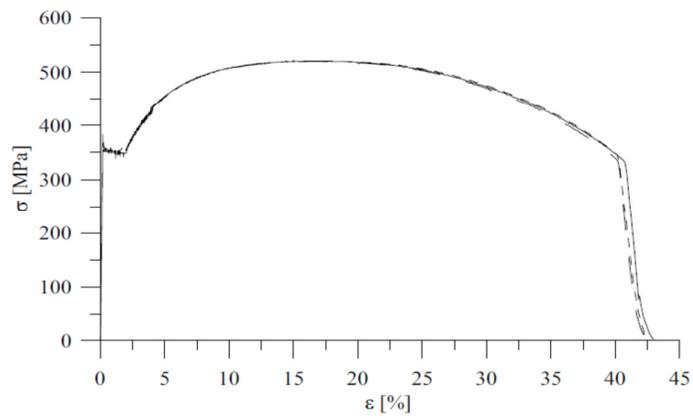


Figura 11.2 - Curva tensione-deformazione per i tre test di trazione monoassiale su materiale di spessore 20mm in direzione perpendicolare alla laminazione, F20T1-3

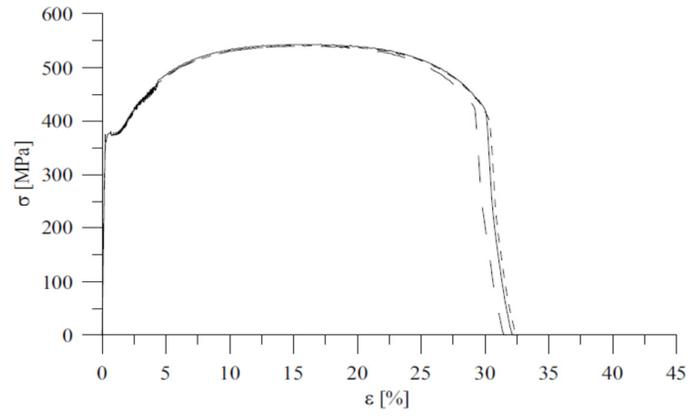


Figura 11.3 - Curva tensione-deformazione per i tre test di trazione monoassiale su materiale di spessore 6mm lungo la direzione di laminazione, W6L1-3

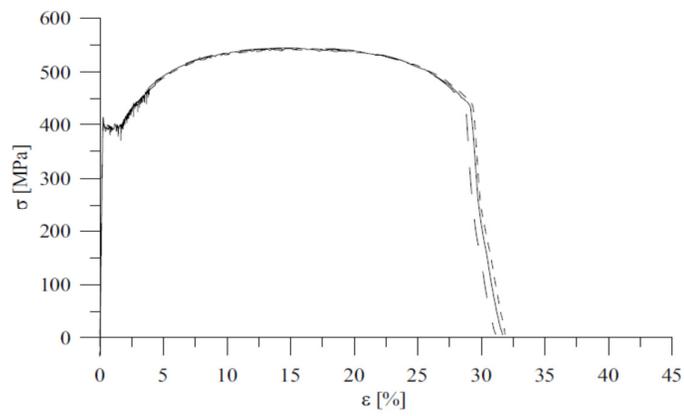


Figura 11.4 - Curva tensione-deformazione per i tre test di trazione monoassiale su materiale di spessore 6mm in direzione perpendicolare alla laminazione, W6T1-3



## 12. Appendice B – Test di patch loading

### 12.1. Dimensioni misurate delle travi

In tabella 12.1 è riportato il valor medio delle caratteristiche geometriche misurate delle travi usate per i test di patch loading. L'indice  $u$  è utilizzato per indicare la piattabanda superiore e l'indice  $l$  per indicare la piattabanda inferiore.

Tabella 12.1 - Geometrie misurate delle travi usate per i test

Girder	$h_w$ [mm]	$t_w$ [mm]	$b_{fl}$ [mm]	$t_{fl}$ [mm]	$b_{fu}$ [mm]	$t_{fu}$ [mm]	$a$ [mm]
P200	1198	5,9	446	20,0	449	20,0	2401
P700	1200	5,9	450	20,0	450	20,0	2400
P1440	1200	5,9	450	20,0	450	20,0	2400

## 12.2. Disposizione degli estensimetri sull'anima delle travi

Le deformazioni dell'anima delle travi sono state misurate durante i tre test. La disposizione degli estensimetri nei tre test è mostrata nelle figure da 12.1 a 12.3.

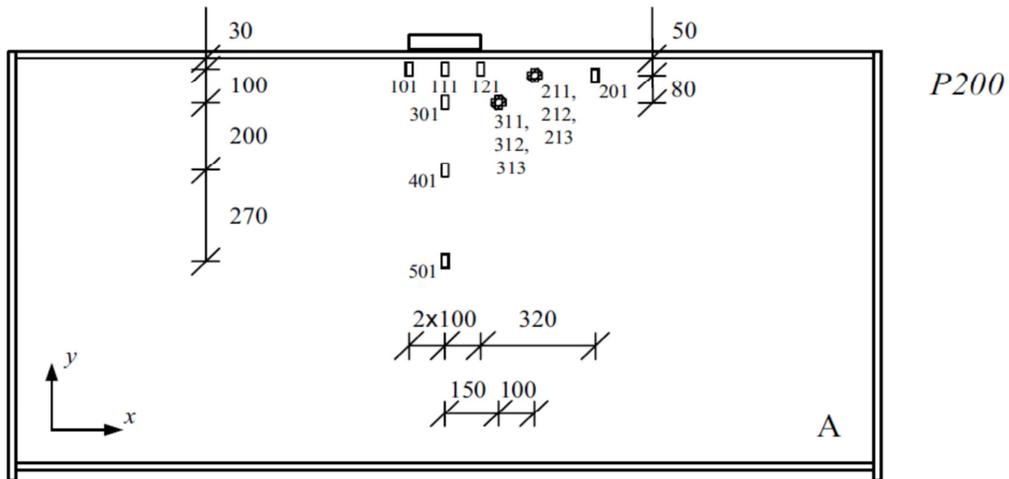


Figura 12.1 - Posizione orientamento e identificazione degli estensimetri applicati alla faccia A dell'anima della trave P200. Gli estensimetri sono posizionati negli stessi punti anche sulla faccia B. Le deformazioni  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_y$  e  $\epsilon_{xy}$  sono rilevate in accordo con il sistema di riferimento riportato in basso a sinistra

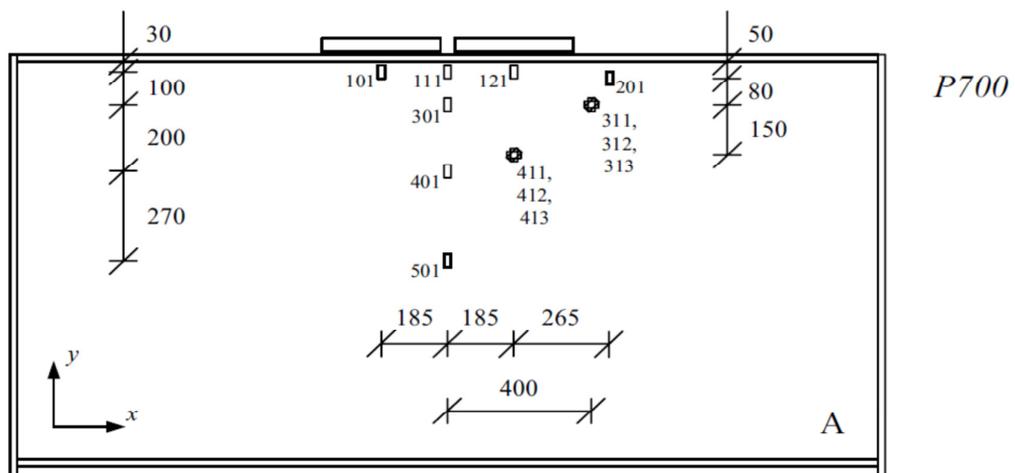


Figura 12.2 - Posizione orientamento e identificazione degli estensimetri applicati alla faccia A dell'anima della trave P700. Gli estensimetri sono posizionati negli stessi punti anche sulla faccia B. Le deformazioni  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_y$  e  $\epsilon_{xy}$  sono rilevate in accordo con il sistema di riferimento riportato in basso a sinistra

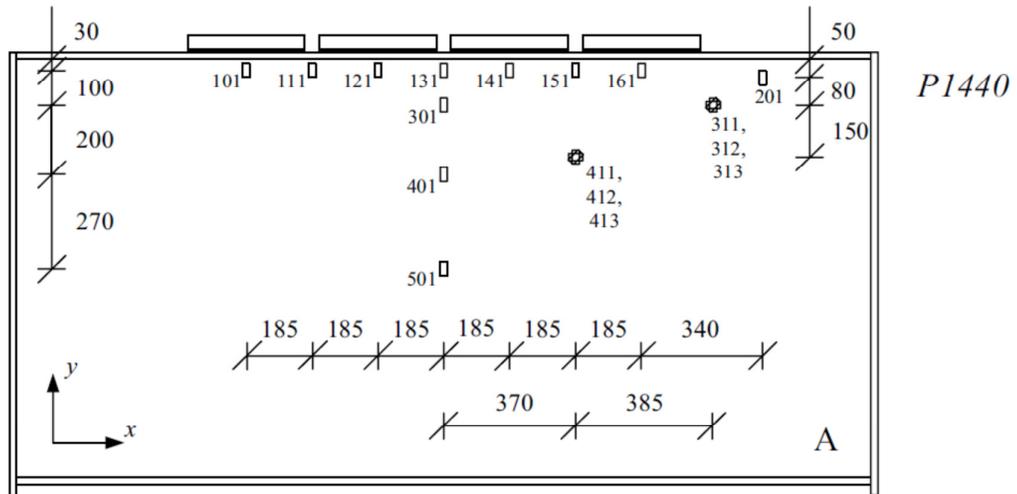


Figura 12.3 - Posizione orientamento e identificazione degli estensimetri applicati alla faccia A dell'anima della trave P1440. Gli estensimetri sono posizionati negli stessi punti anche sulla faccia B. Le deformazioni  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_y$  e  $\epsilon_{xy}$  sono rilevate in accordo con il sistema di riferimento riportato in basso a sinistra

### 12.3. Curve forza-deformazione per il test P200

Le figure da 12.4 a 12.7 mostrano le curve forza-deformazione per il test P200. In figura 12.4 si vedono le deformazioni verticali membranali,  $\varepsilon_y$ , ottenute dagli estensimetri uniassiali disposti lungo una linea verticale in asse al carico, ovvero nelle posizioni 111, 301, 401 e 501. In figura 12.5 si vedono le deformazioni verticali membranali lungo la piattabanda, ovvero nelle posizioni 101, 111, 121 e 201. Tutte le deformazioni sono riportate in rapporto alla deformazione di snervamento  $\varepsilon_{yield} = 2550 \mu\text{m/m}$ .

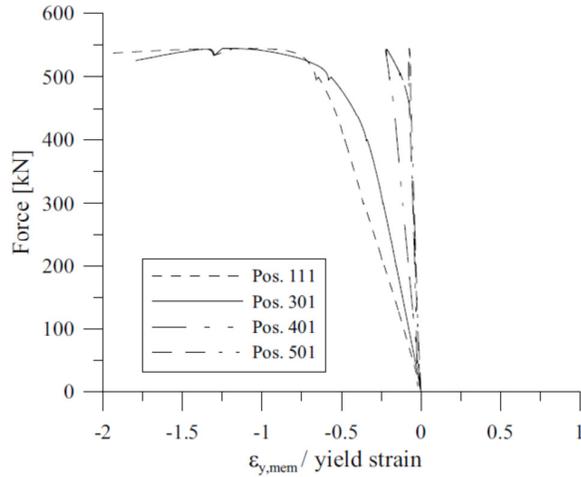


Figura 12.4 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni disposte sulla linea verticale in asse al carico

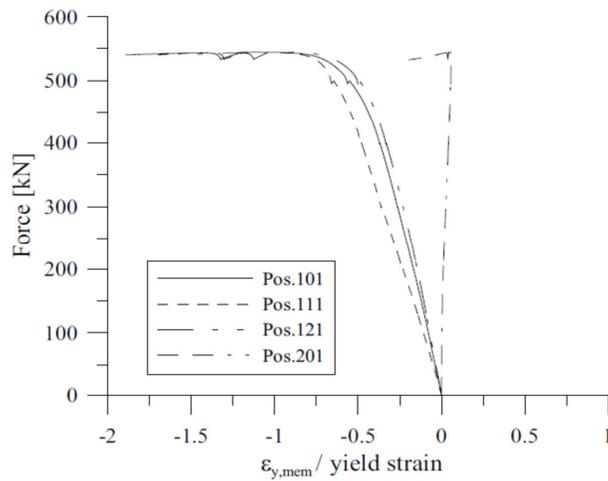


Figura 12.5 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni disposte lungo la piattabanda caricata

Le figure 12.6 e 12.7 mostrano le deformazioni misurate mediante gli estensimetri triassiali nelle posizioni 211, 212 e 213 e nelle posizioni 311, 312 e 313 rispettivamente.

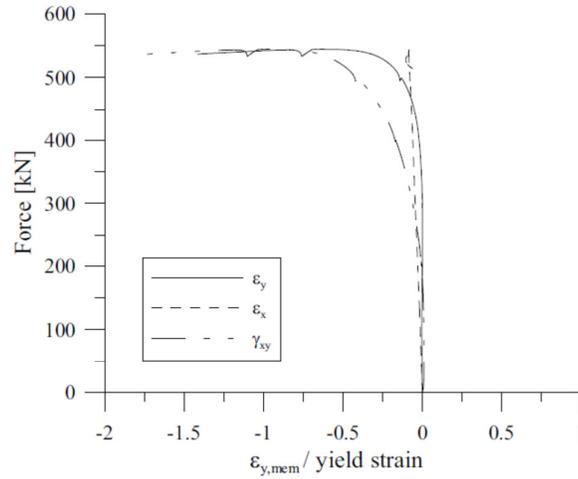


Figura 12.6 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni 211-213

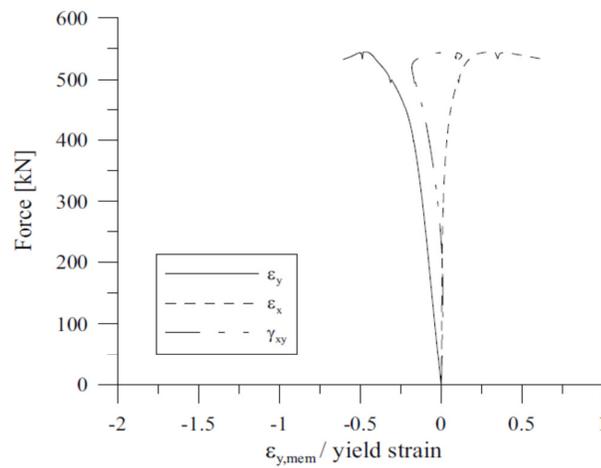


Figura 12.7 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni 311-313

### 12.4. Curve forza-deformazione per il test P700

In figura 12.8 sono riportate le deformazioni verticali membranali,  $\varepsilon_y$ , ottenute dagli estensimetri uniassiali disposti lungo una linea verticale in asse al carico, ovvero nelle posizioni 111, 301, 401 e 501. In figura 12.9 si vedono le deformazioni verticali membranali lungo la piattabanda, ovvero nelle posizioni 101, 111, 121 e 201. Tutte le deformazioni sono riportate in rapporto alla deformazione di snervamento  $\varepsilon_{yield} = 2550 \mu\text{m/m}$ .

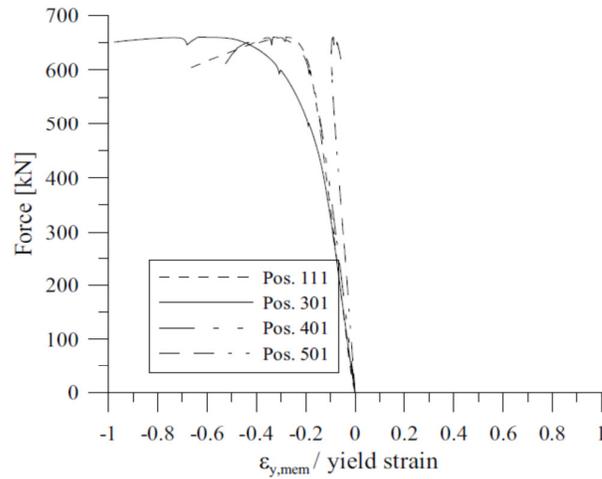


Figura 12.8 - Curva forza-deformazione membranale per le posizioni disposte sulla linea verticale in asse al carico

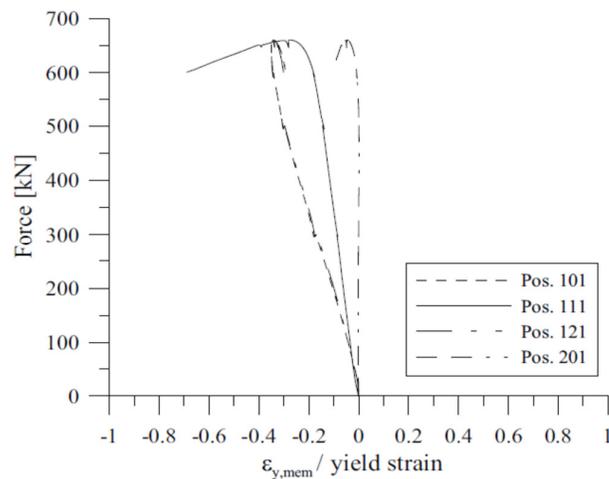


Figura 12.9 - Curva forza-deformazione membranale per le posizioni disposte sulla linea verticale in asse al carico

Le figure 12.10 e 12.11 mostrano le deformazioni misurate mediante gli estensimetri triassiali nelle posizioni 311, 312 e 313 e nelle posizioni 411, 412 e 413 rispettivamente.

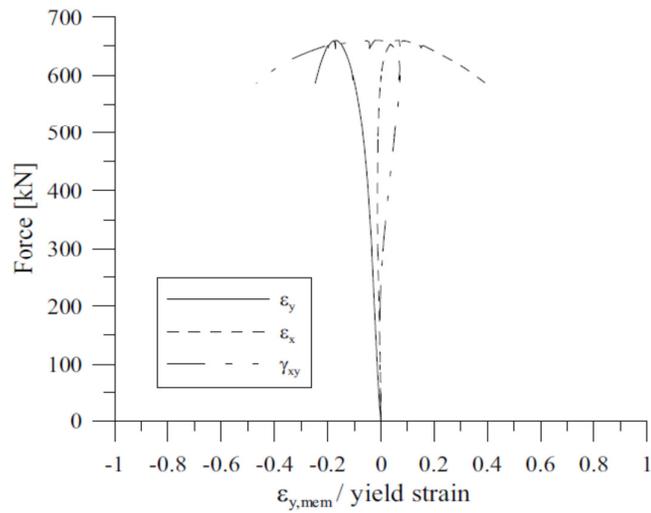


Figura 12.10 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni 311-313

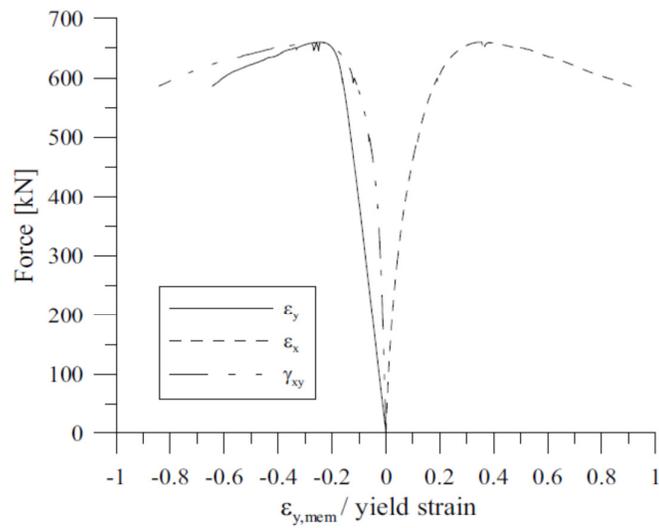


Figura 12.11 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni 411-413

### 12.5. Curve forza-deformazione per il test P1440

In figura 12.12 sono riportate le deformazioni verticali membranali,  $\epsilon_y$ , ottenute dagli estensimetri uniassiali disposti lungo una linea verticale in asse al carico, ovvero nelle posizioni 131, 301, 401 e 501. In figura 12.13 si vedono le deformazioni verticali membranali lungo la piattabanda, ovvero nelle posizioni 101, 111, 121, 131, 141, 151, 161 e 201. Tutte le deformazioni sono riportate in rapporto alla deformazione di snervamento  $\epsilon_{yield} = 2550 \mu\text{m/m}$ .

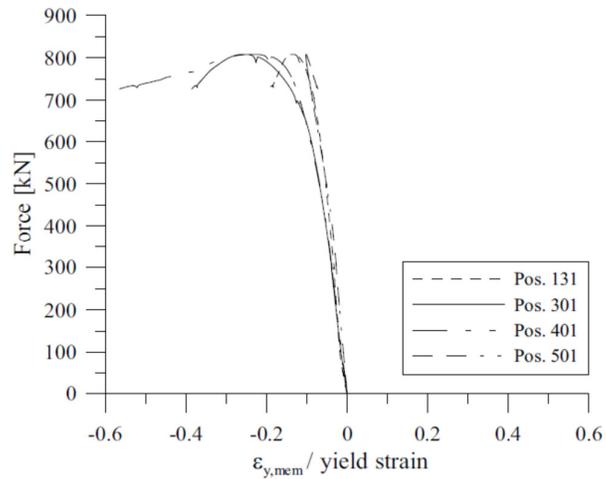


Figura 12.12– Curva forza-deformazione membranale per le posizioni disposte sulla linea verticale in asse al carico

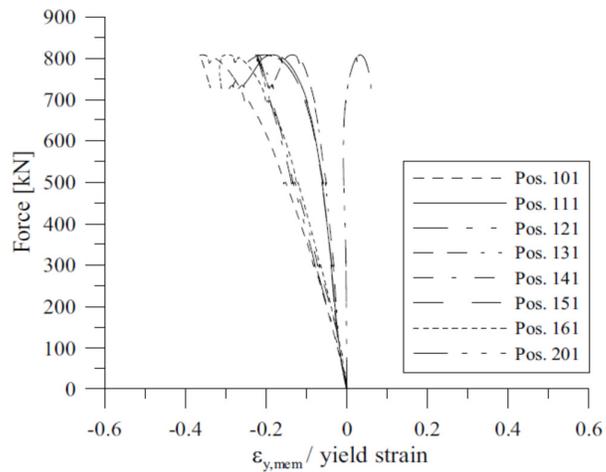


Figura 12.13 - Curva forza-deformazione membranale per le posizioni disposte sulla linea verticale in asse al carico

Le figure 12.14 e 12.15 mostrano le deformazioni misurate mediante gli estensimetri triassiali nelle posizioni 311, 312 e 313 e nelle posizioni 411, 412 e 413 rispettivamente.

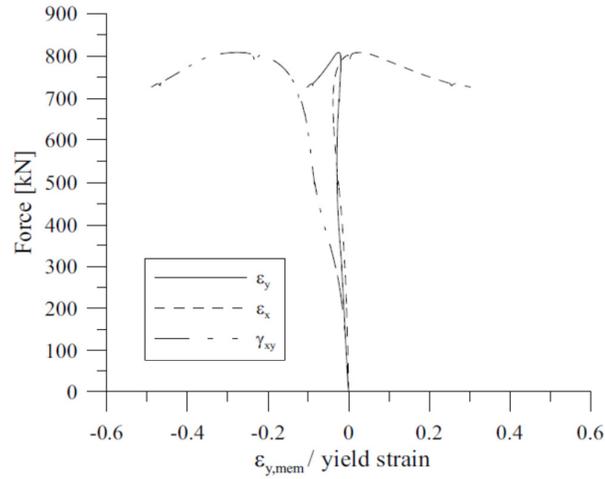


Figura 12.14 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni 311-313

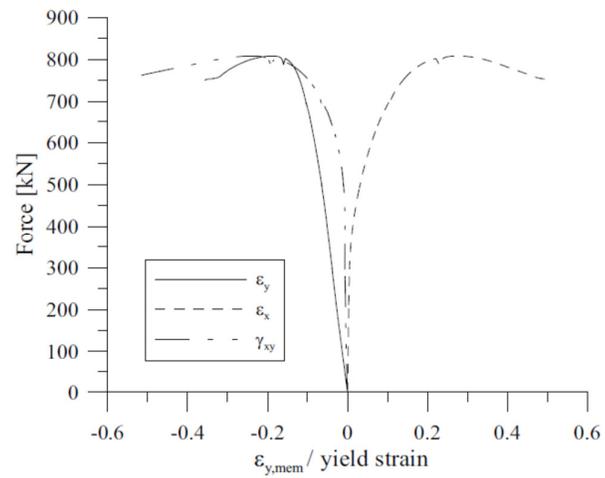


Figura 12.15 - Curve forza-deformazione membranale per le posizioni 311-313



### 13. Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori

L'appendice C contiene tutti i test reperiti dalla letteratura e riporta sia la numerazione di Lagerqvist (1994) che quella della fonte originale. I test esclusi dal database creato da Lagerqvist, per esempio i test sulle sezioni laminate a caldo, qui non sono riportati. Inoltre i test successivi all'anno 1994 sono aggiunti alla fine dell'appendice con una numerazione che prosegue la numerazione di Lagerqvist. Nel titolo delle tabelle che seguono, è riportato il riferimento completo della fonte dei dati.

*Tabella 13.1 - Bamm, D., Lindner, J. and Voss, R.P. (1983). Traglastversuche an ausgesteiften tragerauflagern, Stahlbau, 52 (10), 296-300*

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}$ MPa	a mm	$s_s$ mm	$F_u$ kN	$M_s$ kNm
2001	77	8.0	558	305	16.0	150	427	1840	37.5	652	300
2002	78	8.0	558	305	16.0	150	427	1840	75	610	281
2003	79	8.0	558	305	8.0	300	305	1840	75	525	242
2004	80	8.0	558	286	16.0	150	427	1840	75	625	288

*Tabella 13.2 - Granholm, C.A. (1960). Tests on girders with extremely thin web plates (in Swedish), Report 202, Inst. För Byggnadsteknik, Göteborg*

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}^*$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}^*$ MPa	a mm	$s_s$ mm	$F_u$ kN	$M_s$ kNm
2005	A9	2.2	580*	275	9.0*	180*	343	2000	120	44.1	22
2006	E21	4.6	580	275	9.0	180	343	8000	120	170	339
2007	E23	4.6	580	275	9.0	180	343	8000	0	178	354
2008	E31	3.1	580	275	9.0	180	343	8000	120	91.2	182
2009	34	3.1	580	275	9.0	180	343	8000	0	83.4	313
2010	E36	3.1	580	275	9.0	180	343	8000	0	106	257
2011	E43	3.1	580	275	10.0	200	343	8000	0	105	210

\* valore incerto

Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori

Tabella 13.3 - Galea, Y., Godart, B., Radouant, I. and Raoul, J. (1987). Tests of buckling of panels subjected to in-plane patch loading, Proceedings, ECCS Colloquium, Stability of Plate and Shell Structures, Dubas, P., Vandepitte D., eds., 6-8 April, Ghent, Belgium, 65-71

Nr Lagerqvist	Nr fonte	t <sub>w</sub> mm	h <sub>w</sub> mm	f <sub>yw</sub> MPa	t <sub>f</sub> mm	b <sub>f</sub> mm	f <sub>yf</sub> MPa	a mm	s <sub>s</sub> * mm	F <sub>u</sub> kN	M <sub>s</sub> kNm
2023	P1	6	1274	276	40	230	250	1800	690	530	2040

\* quattro rulli con interasse 230mm

Tabella 13.4 - Scheer, J., Liu, X.L., Falke, J. and Peil, U. (1988). Traglastversuche zur lasteinleitung an I-förmigen geschweissten biegeträgern ohne steifen, Stahlbau, 57 (4), 115-121

Nr Lagerqvist	Nr fonte	t <sub>w</sub> mm	h <sub>w</sub> mm	f <sub>yw</sub> MPa	t <sub>f</sub> mm	b <sub>f</sub> mm	f <sub>yf</sub> MPa	a mm	s <sub>s</sub> mm	F <sub>u</sub> kN	M <sub>s</sub> kNm
2024	A11	3.72	800	341	20.2	200	363	2300	280	176	925
2025	A12	3.73	800	341	20.2	200	363	2300	280	9.6	1204
2026	A13	3.73	800	341	20.3	201	363	2300	280	228	622
2027	A14	3.72	800	341	20.3	200	363	2300	280	139	1102
2028	A15	4.14	800	352	20.3	199	363	2300	280	217	922
2029	A16	3.74	800	341	20.3	200	363	2300	140	178	943
2030	A17	3.73	800	341	20.3	199	363	2300	140	201	556
2031	A21	3.75	800	341	30.3	298	329	2300	280	236	916
2032	A22	3.77	800	341	30.2	300	329	2300	280	264	716
2033	A23	3.75	800	341	30.1	301	329	2300	280	244	1302
2034	A24	3.74	800	341	30.3	301	329	2300	280	262	397
2035	A25	3.73	800	341	30.2	301	329	2300	280	205	1656
2036	A26	3.74	800	341	30.4	299	329	2300	140	238	1243
2037	A27	4.14	800	352	30.1	299	329	2300	140	258	702
2038	B11	6.27	800	329	20.4	201	335	1700	280	439	1156
2039	B12	5.97	800	328	20.4	201	335	1700	140	397	1051
2040	B13	6.13	800	325	20.2	201	327	2700	280	469	1219
2041	B21	5.08	800	332	30.4	299	329	2300	280	309	2421
2042	B22	5.11	800	332	30.2	300	329	2300	280	357	1854
2043	B23	5.09	800	332	30.1	300	329	2300	280	396	1047
2044	C11	7.35	800	378	20.3	201	363	2300	280	544	1412
2045	C12	7.33	800	378	20.3	198	363	2300	280	267	1450
2046	C13	7.31	800	378	20.2	200	363	2300	280	375	1574
2047	C14	7.33	800	378	20.2	200	363	2300	280	204	1698
2048	C15	6.42	800	373	20.1	199	363	2300	280	572	859

Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori

2049	C21	7.41	800	378	30.9	299	329	2300	280	806	2072
2050	C22	7.4	800	378	30.3	301	329	2300	280	314	2466
2051	C23	7.46	800	378	30.3	299	329	2300	280	623	2378
2052	C24	7.45	800	378	30.2	298	329	2300	280	500	2581
2053	C25	6.34	800	373	30.2	300	329	2300	280	631	951

*Tabella 13.5 - Shimizu, S., Yoshida, S. and Okuhara, H. (1987). An experimental study on patch-loaded web plates, Proceedings, ECCS Colloquium, Stability of Plate and Shell Structures, Dubas, P., Vandepitte D., eds., 6-8 April, Ghent, Belgium, 85-94*

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}^*$ MPa	a mm	$s_s$ mm	$F_u$ kN	$M_s$ kNm
2054	AL-1	6	1000	319	9	300	320	1000	300	332	747
2055	AL-2	6	1000	320	9	300	320	1000	500	355	799
2056	AS-1	6	1000	320	9	300	320	1000	300	353	529
2057	AS-2	6	1000	325	9	300	320	1000	500	480	720
2058	BL-1	6	1000	340	9	300	320	600	180	274	616
2059	BL-2	6	1000	405	9	300	320	600	300	352	792
2060	BL-2C	6	1000	365	9	300	320	600	300	326	733
2061	BS-1	6	1000	320	9	300	320	600	180	356	533

\* valore incerto

*Tabella 13.6 - Oxford, J. and Gauger, H.U. (1989). Beultraglast von Vollwandträgern unter Einzellasten, Stahlbau, 58 (11), 331-339*

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}$ MPa	a mm	$s_s$ mm	$F_u$ kN	$M_s$ kNm
2062	V1	11.8	1300	215	38.3	302	195	2000	100	888	2334
2063	V2	7.7	1300	339	38.1	261	329	2000	100	663	2975

Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori

Tabella 13.7 - Dubas, P. and Tschamper, H. (1990). *Stabilité des ames soumises a une charge concentree et a une flexion globale, Construction Metallique, No. 2, 25-39*

Nr Lagerqvist	Nr fonte	t <sub>w</sub> mm	h <sub>w</sub> mm	f <sub>yw</sub> MPa	t <sub>f</sub> mm	b <sub>f</sub> mm	f <sub>yf</sub> MPa	a mm	s <sub>s</sub> mm	F <sub>u</sub> kN	M <sub>s</sub> kNm
2064	T01-1	4.0	990	360	10.0	150	281	2400	40	120	450
2065	T01-2	4.0	990	360	10.0	150	281	1800	40	177	80
2066	T01-3	4.0	990	360	10.0	150	281	1800	40	174	78
2067	T01-5	4.0	990	360	10.0	150	274	1800	40	173	78
2068	T01-6	4.0	990	360	10.0	150	274	1800	40	165	74
2069	T02-1	4.0	990	349	8.0	150	293	2400	40	134	309
2070	T02-2	4.0	990	349	8.0	150	293	1800	40	157	71
2071	T02-3	4.0	990	349	8.0	150	293	1800	40	154	69
2072	T02-5	4.0	990	349	8.0	150	298	1800	40	150	67
2073	T02-6	4.0	990	349	8.0	150	298	1800	40	161	72
2074	T03-1	5.0	990	317	8.0	150	294	2400	40	107	466
2075	T03-2	5.0	990	317	8.0	150	294	1800	40	196	88
2076	T03-3	5.0	990	317	8.0	150	294	1800	40	194	87
2077	T03-5	5.0	990	317	8.0	150	294	1800	40	197	89
2078	T03-6	5.0	990	317	8.0	150	294	1800	40	197	89
2079	VT01-1	3.8	1000	369	8.35	150	293	2480	240*	125	305
2080	VT01-2	3.8	1000	369	8.35	150	293	1760	40	146	64
2081	VT01-3	3.8	1000	369	8.35	150	293	1760	240*	193	85
2082	VT01-4	3.8	1000	369	8.45	150	327	2480	240*	124	466
2083	VT01-5	3.8	1000	369	8.45	150	327	1760	240*	191	84
2084	VT01-6	3.8	1000	369	8.45	150	327	1760	40	146	64
2085	VT02-1	3.8	1000	352	11.9	100	292	2480	40	97	356
2086	VT02-2	3.8	1000	352	11.9	100	292	1760	40	143	63
2087	VT02-3	3.8	1000	352	11.9	100	292	1760	40	145	64
2088	VT02-4	3.8	1000	352	11.9	100	292	2480	40	125	310
2089	VT02-5	3.8	1000	352	11.9	100	292	1760	40	144	63
2090	VT03-1	5.2	1000	305	12.0	150	286	2480	40	140	668
2091	VT03-2	5.2	1000	305	12.0	150	286	1760	40	259	114
2092	VT03-3	5.2	1000	305	12.0	150	286	1760	240*	353	155
2093	VT03-5	5.2	1000	305	12.0	150	277	1760	40	231	102
2094	VT03-6	5.2	1000	305	12.0	150	277	1760	240*	333	146

Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori

2095	VT04-1	5.2	1000	300	12.0	150	279	2480	240*	187	588
2096	VT04-2	5.2	1000	300	12.0	150	279	1760	40	243	107
2097	VT04-3	5.2	1000	300	12.0	150	279	1760	640**	421	185
2098	VT04-4	5.2	1000	300	12.0	150	284	2480	640**	292	628
2099	VT04-5	5.2	1000	300	12.0	150	284	1760	40	246	108
2100	VT04-6	5.2	1000	300	12.0	150	284	1760	640**	427	188
2101	VT05-1	5.0	800	292	8.4	150	300	2480	40	114	382
2102	VT05-2	5.0	800	292	8.4	150	300	1760	40	179	79
2103	VT05-3	5.0	800	292	8.4	150	300	1760	240*	250	110
2104	VT05-5	5.0	800	292	8.4	150	300	1760	40	187	82
2105	VT05-6	5.0	800	292	8.4	150	300	1760	240*	255	112
2106	VT06-1	5.0	800	301	12.0	150	291	2480	40	172	364
2107	VT06-2	5.0	800	301	12.0	150	291	1760	40	211	93
2108	VT06-3	5.0	800	301	12.0	150	286	1760	240*	266	117
2109	VT06-4	5.0	800	301	12.0	150	286	2480	240*	217	455
2110	VT06-5	5.0	800	301	12.0	150	286	1760	40	216	95
2111	VT06-6	5.0	800	301	12.0	150	291	1760	640**	388	171

\* due piastre in acciaio larghe 40mm con interasse 200mm

\*\* quattro piastre in acciaio larghe 40mm con interasse 200mm

Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori

Tabella 13.8 - Höglund, T. (1991). Local buckling of steel bridge girder webs during launching, Proceedings, Nordic Steel Colloquium, Odense, Denmark, 531-535

Nr Lagerqvist	Nr fonte	t <sub>w</sub> mm	h <sub>w</sub> mm	f <sub>yw</sub> MPa	t <sub>f</sub> mm	b <sub>f</sub> mm	f <sub>yf</sub> MPa	a mm	s <sub>s</sub> mm	F <sub>u</sub> kN	M <sub>s</sub> kNm
2112	1	4.9	830	422	10.0	200	355	3150	170a	250	197
2113	5	4.9	830	422	10.0	200	355	3150	0b	224	176

\* due rulli con interasse 170mm

\*\* un rullo

Tabella 13.9 - Dogaki, M., Kishigami, N. and Yonezawa, H. (1991). Ultimate strength analysis of plate girder webs under patch loading, Proceedings, ICSAS 91, Singapore, 192-201

Nr Lagerqvist	Nr fonte	t <sub>w</sub> mm	h <sub>w</sub> mm	f <sub>yw</sub> MPa	t <sub>f</sub> mm	b <sub>f</sub> mm	f <sub>yf</sub> MPa	a mm	s <sub>s</sub> mm	F <sub>u</sub> kN	M <sub>s</sub> kNm
2114	1	3.2	900	255	5.0	80	308	900	90	110	25
2115	2	6.0	900	306	5.0	80	308	900	90	298	67

Tabella 13.10 - Drdacky, M. and Novotny, R. (1977). Partial edge load-carrying capacity tests of thick plate girder webs, Acta Technica CSAV, 87, 614-620

Nr Lagerqvist	Nr fonte	t <sub>w</sub> mm	h <sub>w</sub> mm	f <sub>yw</sub> MPa	t <sub>f</sub> mm	b <sub>f</sub> mm	f <sub>yf</sub> MPa	a mm	s <sub>s</sub> mm	F <sub>u</sub> kN	M <sub>s</sub> kNm
2135	TTG1	3.97	300	285	10.0	49	269	300	30	130	10
2136	TTG2	4.0	300	270	9.9	50	288	300	30	148	11
2137	TTG3	4.01	300	281	15.9	50	265	300	30	170	13
2138	TTG4	3.97	450	267	10.0	49	267	450	45	120	14
2139	TTG6	3.96	450	249	15.8	50	265	450	45	150	17
2140	TTG7	3.57	600	257	10.0	50	274	600	60	140	21
2141	TTG8	3.63	600	282	10.1	50	279	600	60	148	22
2142	TTG9	3.67	600	306	16.0	49	282	600	60	150	22
2143	TTG'1	3.97	300	285	10.0	49	269	300	45	150	11
2144	TTG'2	4.0	300	270	9.9	50	288	300	60	146	11
2145	TTG'3	4.01	300	281	15.9	49	265	300	30	150	11
2146	TTG'4	3.97	450	267	10.0	49	267	450	60	136	15
2147	TTG'6	3.96	450	249	15.8	50	265	450	45	160	18
2148	TTG'7	3.57	600	257	10.0	50	274	600	30	119	18
2149	TTG'8	3.63	600	282	10.1	50	279	600	45	138	21

Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori

2150	TTG'9	3.67	600	306	16.0	49	282	600	60	146	22
------	-------	------	-----	-----	------	----	-----	-----	----	-----	----

Tabella 13.11 - Bergfelt, A. (1979). Patch loading on a slender web – Influence of horizontal and vertical web stiffeners on the load carrying capacity, Chalmers University of Technology, Dept. of Structural Engineering, Div. of Steel and Timber Structures, publ. S 79:1, Göteborg, Tab.A1:3.

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}$ MPa	a mm	$s_s$ mm	$F_u$ kN	$M_s$ kNm
2151*	B12	2.0	300	330	6.0	100	285	2400	180	66	39
2153*	B13	2.0	400	275	8.0	100	285	2400	180	54	32
2154*	B14	2.0	400	275	8.0	100	285	2400	180	59	36
2155*	B15	2.0	500	275	10.0	100	285	2400	180	54	33
2156*	B16	2.0	500	275	10.0	100	285	2400	180	55	33
2157*	B18	2.0	600	275	12.0	100	285	2900	180	62	45
2158*	B17	2.0	600	275	12.0	100	285	2900	0	54	39
2159*	B19	2.0	700	275	15.0	100	285	3500	180	55	48
2160*	B20	2.0	700	275	15.0	100	285	3500	0	56	49
2161*	B21	3.4	700	295	10.0	250	275	9800	0	115	282
2162*	"	3.4	700	295	10.0	250	275	9800	0	113	276
2163*	"	3.4	700	295	10.0	250	275	9800	0	101	248
2164*	"	3.4	700	295	10.0	250	275	9800	0	117	286
2165*	B22	3.4	700	295	10.0	250	275	9800	100	120	294
2166*	"	3.4	700	295	10.0	250	275	9800	100	116	285
2167*	B23	3.4	700	295	10.0	250	275	9800	200	121	297
2168	B1	3.26	700	325	6.1	150	347	9400	0	95	57
2169	B2	3.26	700	325	6.1	150	347	9400**	100	106	64
2170	B3	3.26	700	325	8.5	200	235	9400**	0	110	66
2171	B4	3.26	700	325	8.5	200	235	9400**	100	122	73
2172	B5	3.26	700	325	10.1	250	243	9400**	0	121	72
2173	B6	3.26	700	325	10.1	250	243	9400**	100	133	80
2174	B7	3.26	700	325	11.9	250	232	9400**	0	135	81
2175	B8	3.26	700	325	11.9	250	232	9400**	100	139	84
2176	B9	3.26	700	325	15.3	300	305	9400**	0	151	91
2177	B10	3.26	700	325	15.3	300	305	9400**	100	156	94

\* dati sul materiale incerti

\*\* lunghezza della campata 2400mm

Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori

Tabella 13.12 - Bergfelt, A. (1979). Patch loading on a slender web – Influence of horizontal and vertical web stiffeners on the load carrying capacity, Chalmers University of Technology, Dept. of Structural Engineering, Div. of Steel and Timber Structures, publ. S 79:1, Göteborg, ser. A, B, R, Tab.1

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}$ MPa	a mm	$s_s$ mm	$F_u$ kN	$M_s$ kNm
2178	R1	2.05	800	266	15.5	300	295	800	40	60	12
2179	R12	2.05	800	266	15.5	300	295	800	40	66	13
2180	R3	2.0	800	266	5.07	120	285	800	40	38	7.6
2181	R32	2.0	800	266	5.07	120	285	800	40	41	8.2
2182	A11	2.12	800	300	15.4	300	295	2500	40	64	8
2183	A13	2.12	800	300	15.4	300	295	1200	40	66	20
2184	A21	3.03	800	245	12.0	250	265	2500	40	84	17
2185	A23	3.03	800	245	12.0	250	265	1200	40	85	26
2186	A31	2.08	680	354	5.05	120	290	2200	40	47.1	56
2187	A33	2.08	680	354	5.05	120	290	1020	40	50.7	13
2188	B8	2.07	800	285	5.03	120	290	800	40	48	9.6
2189	B6	2.07	600	285	5.03	120	290	800	40	42	8.4
2190	B4	2.07	400	285	5.03	120	290	800	40	48	9.6
2191	B3	2.07	300	285	5.03	120	290	800	40	49	9.8
2192	B41	2.07	400	285	5.03	120	290	400	40	53	5.3
2193	B31	2.07	300	285	5.03	120	290	400	40	51	5.1
2194	B83	2.9	800	328	12.4	250	298	800	40	121	24
2195	B63	2.9	600	328	12.4	250	298	800	40	120	24
2196	B43	2.9	400	328	12.4	250	298	800	40	119	24
2197	A15	2.12	800	300	15.4	300	295	600	40	84	13
2198	A25	3.03	800	245	12.0	250	265	600	40	96.8	14
2199	A35	2.08	680	354	5.05	120	290	510	40	51.5	6.6

Tabella 13.13 - Bergfelt, A. (1979). Patch loading on a slender web – Influence of horizontal and vertical web stiffeners on the load carrying capacity, Chalmers University of Technology, Dept. of Structural Engineering, Div. of Steel and Timber Structures, publ. S 79:1, Göteborg, Tab.A1:1

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}$ MPa	a mm	$s_s$ mm	$F_u$ kN	$M_s$ kNm
2200	laBp	3.26	700	332	6.0	150	354	2400	100	106	64
2201	laBae	3.26	700	332	6.0	150	354	1400	0	95.2	33
2202	laCe	3.26	700	332	8.0	200	240	2400	0	110	66
2203	laFp	3.26	700	332	8.0	200	240	2400	100	101	61
2204	laCu,p	3.26	700	332	10.0	250	248	2400	100	134	81
2205	laGu,e	3.26	700	332	10.0	250	248	2400	0	121	72
2206	laDp	3.26	700	332	12.0	250	237	2400	100	99.1	59
2207	laGe	3.26	700	332	12.0	250	237	2400	0	135	81
2208	laEp	3.26	700	332	15.0	300	311	2400	100	155	93
2209	laHce	3.26	700	332	15.0	300	311	2400	0	151	91
2210	laH2e	3.26	700	332	15.0	300	311	2400	0	150	90
2211	laBu,p	3.26	700	332	10.0	250	248	9400	100	128	302
2212	laEu,e	3.26	700	332	10.0	250	248	9400	0	102	240
2213	lb1e	3.26	700	332	6.0	152	279	9400	0	62.8	148
2214	lb3p	3.26	700	332	6.0	152	279	9400	100	86.8	204
2215	lb5e	3.26	700	332	6.0	152	279	2400	0	90.3	54
2216	lb6p	3.26	700	332	6.0	152	279	2400	50	98.1	59
2217	lc1e	2.91	700	310	6.0	150	294	9400	0	58.9	138
2218	lc4e	2.91	700	310	5.9	151	294	2400	0	65.7	39
2219	lc5p	2.91	700	310	5.9	151	294	2400	100	81.4	49
2220	II1e	3.05	700	309	12.1	251	815	2400	0	107	64
2221	II2p	3.08	700	305	8.2	200	705	2400	100	83.4	50
2222	II3e	3.08	700	305	6.8	151	788	2400	0	67.7	41
2223	II4e	2.9	700	600	6.8	152	788	2400	0	113	68
2224	II5e	2.9	700	600	8.1	200	705	2400	0	135	81
2225	II7e	2.9	700	600	2.9	100	600	2400	0	55.4	33
2226	III1e	2.1	500	355	3.9	151	288	2400	0	39.7	24
2227	III2e	2.1	500	355	8.6	203	328	2400	0	57.9	35
2228	III3e	2.1	500	355	9.8	253	269	2400	0	66.7	40
2229	III4e	2.1	500	355	5.9	151	282	2400	0	47.6	29
2230	III5p	2.1	500	355	8.6	203	323	2400	100	63.3	38
2231	III6p	2.1	500	355	3.9	151	288	2400	100	53.5	32
2232	III7p	2.1	500	355	9.9	253	269	2400	100	63.8	38
2233	III8p	2.1	500	355	5.9	151	282	2400	100	59.8	36
2234	III9p	2.1	500	355	5.9	150	282	9600	100	40.7	98

Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori

2235	III10e	2.1	500	355	6	151	282	9600	0	41.7	100
2236	IV1e	5.83	700	329	5.9	151	289	2400	0	178	107
2237	IV2e	5.83	700	329	8.7	203	328	2400	0	244	147
2238	IV3e	5.83	700	329	11.6	251	248	2400	0	280	168
2239	IV4e	5.83	700	329	17.7	355	263	2400	0	363	218
2240	IV5p	5.83	700	329	8.7	202	328	2400	100	291	175
2241	IV6p	5.83	700	329	11.7	253	248	2400	100	343	206
2242	IV7p	5.83	700	329	18.3	350	274	2400	100	417	250
2243	IV14p	5.83	700	329	11.7	251	248	2400	100	356	214
2244	IV17e	5.83	700	329	11.7	251	250	9600	0	212	509

*Tabella 13.14 - Bergfelt, A. (1979). Patch loading on a slender web – Influence of horizontal and vertical web stiffeners on the load carrying capacity, Chalmers University of Technology, Dept. of Structural Engineering, Div. of Steel and Timber Structures, publ. S 79:1, Göteborg, Tab.A1:2*

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}$ MPa	$a$ mm	$s_s$ mm	$F_u$ kN	$M_s$ kNm
2245	IaBe	3.26	700	332	6.0	150	354	2400	0	95.2	57
2246	IaCp	3.26	700	332	8.0	200	240	2400	100	122	73
2247	IaFe	3.26	700	332	8.0	200	240	2400	0	101	61
2248	IaCu,e	3.26	700	332	10.0	250	248	2400	0	121	72
2249	IaGu,p	3.26	700	332	10.0	250	248	2400	100	132	79
2250	IaDe	3.26	700	332	12.0	250	237	2400	0	117	70
2251	IaGp	3.26	700	332	12.0	250	237	2400	100	139	84
2252	IaEe	3.26	700	332	15.0	300	311	2400	0	153	92
2253	IaH2p	3.26	700	332	15.0	300	311	2400	100	158	95
2254	IaBu,e	3.26	700	332	10.0	250	248	9400	0	118	277
2255	IaEu,p	3.26	700	332	10.0	250	248	9400	100	118	277
2256	II1p	3.05	700	308	12.1	251	815	2400	100	108	65
2257	II2e	3.08	700	305	8.2	200	705	2400	0	78.5	47
2258	II3p	3.08	700	305	6.8	151	788	2400	100	70.6	42
2259	II4p	2.9	700	600	6.8	152	788	2400	100	126	76
2260	II5p	2.9	700	600	8.1	200	705	2400	100	140	84
2261	II6e	2.9	700	600	12.1	250	815	2400	0	149	89
2262	II6p	2.9	700	600	12.1	250	815	2400	100	158	95
2263	II7p	2.9	700	600	2.9	100	600	2400	100	59.8	36
2264	II7b,e	3.03	700	316	2.9	100	600	400	0	63.3	6.3
2265	II7b,p	3.03	700	316	2.9	100	600	400	100	80.9	8.1
2266	II8e	3.08	700	305	8.1	201	705	9600	0	88.3	212

Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori

2267	II9e	2.9	700	600	6.6	151	788	9600	0	73.6	177
2268	II11e	2.9	700	600	8.1	201	705	9600	0	99.1	238
2269	II51p	2.11	500	355	3.94	151	288	2400	100	45.1	27
2270	II52p	2.11	500	355	8.58	203	328	2400	100	59.8	36
2271	II53p	2.09	500	355	9.83	253	269	2400	100	69.7	42
2272	II54p	2.09	500	355	5.86	151	282	2400	100	52.5	32
2273	II55e	2.12	500	355	8.62	203	323	2400	0	56.9	34
2274	II56e	2.12	500	355	3.94	151	288	2400	0	43.2	26
2275	II57e	2.1	500	355	9.98	253	269	2400	0	58.9	35
2276	II58e	2.11	500	355	5.9	151	282	2400	0	40.2	24
2277	II59e	2.09	500	355	5.88	150	282	9600	0	39.7	95
2278	II510p	2.12	500	355	5.98	151	282	9600	100	43.9	105
2279	IV1p	5.83	700	329	5.93	151	289	2400	100	240	144
2280	IV1e	5.83	700	329	5.93	151	289	2400	0	169	101
2281	IV2p	5.83	700	329	8.66	203	328	2400	100	29	176
2282	IV3p	5.83	700	329	11.6	251	248	2400	100	324	194
2283	IV4p	5.83	700	329	17.7	355	263	2400	100	376	225
2284	IV5e	5.83	700	329	8.69	202	328	2400	0	215	129
2285	IV6e	5.83	700	329	11.7	253	248	2400	0	235	141
2286	IV7e	5.83	700	329	18.3	350	274	2400	0	373	224
2287	IV14e	5.83	700	329	11.7	251	248	2400	0	274	164

Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori

Tabella 13.15 - Bergfelt, A. (1979). Girder web stiffening for patch loading, Chalmers University of Technology, Dept. of Structural Engineering, Div. of Steel and Timber Structures, publ. S 83:1, Göteborg

Nr Lagerqvist	Nr fonte	t <sub>w</sub> mm	h <sub>w</sub> mm	f <sub>yw</sub> * MPa	t <sub>f</sub> mm	b <sub>f</sub> mm	f <sub>yf</sub> MPa	a mm	s <sub>s</sub> mm	F <sub>u</sub> kN	M <sub>s</sub> kNm
2288	324	2.0	300	207	6.1	100	277	2400	40	39.8	24
2289	325	2.0	300	207	6.1	100	277	900	40	34.1	7.7
2290	326	2.0	300	207	6.1	100	277	900	120	38.3	8.6
2291	624	2.0	600	206	6.1	100	284	2400	40	35	21
2292	625	2.0	600	206	6.1	100	284	900	40	31	7
2293	626	2.0	600	206	6.1	100	284	900	120	37.5	8.4
2294	424	2.0	400	205	12.2	100	278	3000	40	40.7	30
2295	425	2.0	400	205	12.2	100	278	1100	40	36.9	10
2296	426	2.0	400	205	12.2	100	278	1100	120	42.1	12
2297	824	2.0	800	205	12.1	100	277	3000	40	41.9	31
2298	825	2.0	800	205	12.1	100	277	1100	40	40.5	11
2299	826	2.0	800	205	12.1	100	277	1100	120	46.5	13
2300	827	2.0	800	206	12.3	250	273	3000	40	38.2	29
2301	828	2.0	800	206	12.3	250	273	1100	40	41.4	11
2302	829	2.0	800	206	12.3	250	273	1100	120	41.4	11
2303	837	3.0	800	215	12	250	268	3000	40	81.5	61
2304	838	3.0	800	215	12	250	268	1100	40	90.7	25
2305	839	3.0	800	215	12	250	268	1100	120	92.5	25

\*  $\sigma_{0.2}$

Tabella 13.16 - Skaloud, M. and Novak, P., dati tratti da Roberts, T.M. and Rockey, K.C. (1979). A mechanism solution for predicting the collapse loads of slender plate girders when subjected to in-plane patch loading, Proc. Instn Civ. Eng., Part 2, 67, 155-175

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}$ MPa	a mm	$s_s$ mm	$F_u$ kN	$M_s$ kNm
2306*	TG1	2.5	1000	298	5.5	160	342	1000	100	51.5	13
2307	TG2	2.5	1000	299	10.1	200	253	1000	100	63.8	16
2308	TG3	2.5	1000	251	16.2	200	266	1000	100	68.7	17
2309	TG4	2.5	1000	254	20.2	200	231	1000	100	88.3	22
2310**	TG5	2.5	1000	289	30.5	250	261	1000	100	179	45
2311**	TG6	3.0	1000	290	6.3	160	294	2000	100	81.9	41
2312	TG7	3.0	1000	297	10	200	253	2000	100	98.1	49
2313	TG8	3.0	1000	308	16.6	200	266	2000	100	118	59
2314	TG9	3.0	1000	300	19.8	200	231	2000	100	126	63
2315**	TG10	3.0	1000	299	30	250	261	2000	100	147	74
2316**	TG11	3.0	1000	290	6.3	160	294	2000	200	93.2	47
2317	TG12	3.0	1000	297	10	200	253	2000	200	118	59
2318	TG13	3.0	1000	308	16.6	200	266	2000	200	132	66
2319	TG14	3.0	1000	300	19.8	200	231	2000	200	152	76
2320**	TG15	3.0	1000	299	30	250	261	2000	200	158	79
2321**	STG12	2.0	500	243	6	50	294	500	50	37.3	4.7
2322**	STG34	2.0	500	243	16.2	45	261	500	50	54	6.8
2323**	STG56	2.0	500	243	24.6	50	225	500	50	76	9.5
2324**	STG78	2.0	500	280	5	50	294	1000	100	35.6	8.9
2325**	STG910	2.0	500	280	15.9	45	261	1000	100	49.3	12
2326**	STG1112	2.0	500	280	24.8	60	225	1000	100	56.4	14

\* valore medio di tre test

\*\* valore medio di due test

Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori

Tabella 13.17 - Bagchi, D.K. and Rockey, K.C., dati tratti da Roberts, T.M. and Rockey, K.C. (1979). A mechanism solution for predicting the collapse loads of slender plate girders when subjected to in-plane patch loading, Proc. Instn Civ. Eng., Part 2, 67, 155-175

Nr Lagerqvist	Nr fonte	t <sub>w</sub> mm	h <sub>w</sub> mm	f <sub>yw</sub> MPa	t <sub>f</sub> mm	b <sub>f</sub> mm	f <sub>yf</sub> MPa	a mm	s <sub>s</sub> mm	F <sub>u</sub> kN	M <sub>s</sub> kNm
2327	BR1	3.25	635	250	12.7	152	250	660	75	141	23
2328	BR2	3.25	635	250	12.7	152	250	864	50	124	27
2329	BR3	3.25	635	250	12.7	152	250	1270	50	89.4	28

Tabella 13.18 - Roberts, T.M. (1981). Slender plate girders subjected to edge loading, Proc. Instn Civ. Eng., Part 2, 71, 805-819

Nr Lagerqvist	Nr fonte	t <sub>w</sub> mm	h <sub>w</sub> mm	f <sub>yw</sub> MPa	t <sub>f</sub> mm	b <sub>f</sub> mm	f <sub>yf</sub> MPa	a mm	s <sub>s</sub> mm	F <sub>u</sub> kN	M <sub>s</sub> kNm
2330	A1-3	0.99	250	193	3.05	149	221	600	50	9.02	1.4
2331	A1-7	0.99	250	193	6.75	149	279	600	50	11.5	1.7
2332	A1-12	0.99	250	193	11.8	149	305	600	50	27.8	4.2
2333	A2-3	2.12	250	224	3.05	149	221	600	50	32.6	4.9
2334	A2-7	2.12	250	224	6.75	149	279	600	50	42.2	6.3
2335	A2-12	2.12	250	224	11.8	149	305	600	50	52.8	7.9
2336	A3-3	3.05	250	221	3.05	149	221	600	50	79.7	12
2337	A3-7	3.05	250	221	6.75	149	279	600	50	101	15
2338	A3-12	3.05	250	221	11.8	149	305	600	50	129	19
2339	B1-3	0.99	500	192	3.05	149	221	600	50	8.45	1.3
2340	B1-7	0.99	500	192	6.75	149	279	600	50	10.8	1.6
2341	B1-12	0.99	500	192	11.8	149	305	600	50	28.8	4.3
2342	B2-2	2.12	500	224	3.05	149	221	600	50	34.1	5.1
2343	B2-7	2.12	500	224	6.75	149	279	600	50	37.9	5.7
2344	B2-12	2.12	500	224	11.8	149	305	600	50	44.2	6.6
2345	B2-20	2.12	500	224	20.1	149	305	600	50	84.5	13
2346	B3-3	3.05	500	221	3.05	149	221	600	50	70.6	11
2347	B3-7	3.05	500	221	6.75	149	279	600	50	90.7	14
2348	B3-12	3.05	500	221	11.8	149	305	600	50	111.4	17
2349	B3-20	3.05	500	221	20.1	149	305	600	50	131	20
2350	C2-3	2.12	750	224	3.05	149	221	600	50	30	4.5
2351	C2-7	2.12	750	224	6.75	149	279	600	50	38.4	5.8
2352	C2-12	2.12	750	224	11.8	149	305	600	50	53.0	8
2353	C3-3	3.05	750	221	3.05	149	221	600	50	67.4	10

Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}$ MPa	a mm	$s_s$ mm	$F_u$ kN	$M_s$ kNm
2354	C3-7	3.05	750	221	6.75	149	279	600	50	81.1	12
2355	C3-12	3.05	750	221	11.8	149	305	600	50	99.6	15

Tabella 13.19 - Roberts, T.M. and Coric, B. (1988). Collapse of plate girders subjected to patch loading, Miscellany Dedicated to the 65th Birthday of Academician Professor Dr. Nicola Hajdin, Naerlovic-Veljkovic N ed., University of Belgrade, Belgrade, 203-209

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}$ MPa	a mm	$s_s$ mm	$F_u$ kN	$M_s$ kNm
2356	D2-2	1.96	380	178	3.05	80	272	760	50	33.6	6.4
2357	D3-6	2.99	380	245	6.25	80	298	760	50	84.1	16
2358	D5-10	4.94	380	292	9.97	100	305	760	50	253	48
2359	D2-3S	1.96	380	178	3.05	80	272	760	50	32	18
2360	D3-6S	3	380	245	6.25	80	298	760	50	84	48

Tabella 13.20 - Bossert and Ostapenko (1987), dati tratti da Roberts, T.M. and Chong, C.K. (1981). Collapse of plate girders under edge loading, ASCE, Jour. Struct. Div., ST8, 107, 1503-1509. Distributed patch loading

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}$ MPa	a mm	$s_s$ mm	$F_u$ kN	$\sigma_b / f_{yf}$
2361	EG1.1	3.1	914	233	15.9	203	300	711	711	221	0.36
2362	EG1.2	3.1	914	233	15.9	203	300	711	711	125	0.97
2363	EG1.3	3.1	914	233	15.9	203	300	711	711	163	0.79
2364	EG1.4	3.1	914	233	15.9	203	300	711	711	183	0.40
2365	EG2.1	2.9	914	252	15.9	203	300	1092	1092	134	0.70
2366	EG2.2	2.9	914	252	15.9	203	300	1092	1092	254*	0.71
2367	EG2.3	2.9	914	252	15.9	203	300	1092	1092	205	0.33
2368	EG2.4	2.9	914	252	15.9	203	300	1092	1092	194	0.28
2369	EG3.1	3.1	914	236	15.9	203	300	1448	1448	201	0.36
2370	EG3.2	3.1	914	236	15.9	203	300	1448	1448	170	0.51

\* carico applicato mediante una trave in legno

Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori

Tabella 13.21 - Roberts, T.M. and Markovic, N. (1983). Stocky plate girders subjected to edge loading, Proc. Instn Civ. Eng., Part 2, 75, 539-550

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}^*$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}^*$ MPa	a mm	$s_s$ mm	$F_u$ kN	$M_s$ kNm
2371	E10-1/1	9.95	500	222	10.0	150	240	500	0	716	90
2372	E10-2/1	9.95	500	247	10.0	150	250	500	100	787	98
2373	E10-1/2	9.95	500	222	10.0	150	240	500	50	698	87
2374	E10-2/2	9.95	500	247	10.0	150	250	500	50	738	92
2375	E6-1/1	6.0	500	253	10.0	150	250	500	0	304	38
2376	E6-1/2	6.0	500	253	10.0	150	250	500	50	378	47
2377	E6-2/1	6.0	500	253	10.0	150	237	500	100	399	50
2378	E6-2/2	6.0	500	253	10.0	150	237	500	50	344	43
2379	F3-1/1	3.01	500	242	5.94	150	308	500	50	89	11
2380	F3-1/2	3.01	500	242	5.94	150	308	500	50	89	11

\* la tensione di snervamento per carichi statici è stata determinata come la tensione corrispondente allo 0.5% di deformazione dopo che la deformazione è stata mantenuta costante per 5 minuti.

Tabella 13.22 - Raoul, J., Schaller, I. and Theillout, J.N. (1990). Tests of buckling of panels subjected to in-plane patch loading, Proceedings, Contact Loading and Local Effects in Thin-walled Structures, IUTAM symposium, Prague, 173-183

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}$ MPa	a mm	$s_s^*$ mm	$F_u$ kN	$M_s$ kNm
2384	1	6	1274	362	40	230	286	1780	230	610	271

\* due rulli con interasse 230 mm.

Tabella 13.23 - Lagerqvist, O. (1994). Patch loading – Resistance of steel girders subjected to concentrated forces, Doctoral thesis 1994:159D, Luleå University of Technology, ISRN: HLU-TH-T--159-D--SE

Nr Lagerqvist	Nr fonte	t <sub>w</sub> mm	h <sub>w</sub> mm	f <sub>yw</sub> MPa	t <sub>f</sub> mm	b <sub>f</sub> mm	f <sub>yf</sub> MPa	a mm	s <sub>s</sub> mm	F <sub>u</sub> kN	M <sub>s</sub> kNm
2385	A13p	3.8	239.8	830	12.0	118.5	844	1008	40	323	81
2386	A14p	3.8	239.8	830	12.0	118.5	844	1008	80	346	87
2387	A22p	3.8	278.1	830	12.0	119.9	844	1260	80	357	113
2388	A32p	3.9	319.7	832	12.0	120.1	844	1404	40	334	117
2389	A41p	3.8	359.6	832	11.9	120.5	844	1315	40	311	102
2390	A51p	3.8	397.7	830	12.0	120.0	844	1900	40	310	147
2391	A61p	3.8	439.9	830	12.0	120.0	844	1626	40	293	119
2392	A71p	7.9	320.7	762	11.9	120.5	844	1405	40	931	327
2393	A81p	8	400.5	762	12.0	120.4	844	1684	40	929	391

Tabella 13.24 - Shahabian, F. and Roberts, T.M. (2000). Combined Shear-and-Patch loading of plate girders, Journal of Structural Engineering, 126(3), 316-321

Nr Lagerqvist	Nr fonte	t <sub>w</sub> mm	h <sub>w</sub> mm	f <sub>yw</sub> * MPa	t <sub>f</sub> mm	b <sub>f</sub> mm	f <sub>yf</sub> * MPa	a mm	s <sub>s</sub> mm	F <sub>u</sub> kN	M <sub>s</sub> kNm
2394	PG1-1	4.1	600	343	12.5	200	257	600	50	220	33
2395	PG2-1	3.1	900	285	10.2	300	254	900	50	113	25
2396	PG3-1	3.2	600	282	10.1	200	264	900	50	120	27
2397	PG4-1	1.9	500	250	9.9	200	293	1000	50	52	13

\*  $\sigma_{0.2}$

Appendice C – Dati da sperimentazione fisica di altri autori

Tabella 13.25 - Unosson, E. (2003). Patch loading of stainless steel girders – Experiments and finite element analyses, Licentiate thesis 2003:12, Luleå University of Technology, ISRN: LTU-LIC—03/12--SE

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}$ MPa	a mm	$s_s^*$ mm	$F_u$ kN	$M_s$ kNm
2398	Pli 4301:1	4.1	238.3	297	11.8	118.1	285	998	40	176	44
2399	Pli 4301:2	4.1	238.3	297	11.9	118.8	285	996	80	196	49
2400	Pli 4301:3	4.1	316.0	297	11.9	120.1	285	1397	40	168	59
2401	Pli 4301:4	4.1	438.4	297	12.0	121.1	285	1623	40	169	69
2402	Pli 4301:5	8.8	400.9	245b	12.0	120.5	285	1682	40	478	201

\*  $R_{p0.2}$

Tabella 13.26 - Kuhlmann, U. and Seitz, M. (2004). Longitudinally stiffened girder webs subjected to patch loading, Steelbridge 2004, International Symposium on Steel Bridges, Millau, France

Nr Lagerqvist	Nr fonte	$t_w$ mm	$h_w$ mm	$f_{yw}$ MPa	$t_f$ mm	$b_f$ mm	$f_{yf}^*$ MPa	a mm	$s_s^{**}$ mm	$F_u$ kN	$M_s$ kNm
2403	I	6	1200	367	20	260	396	2400	700	659	395

\*\* quattro piastre di carico larghe 100mm ad interasse 200mm