

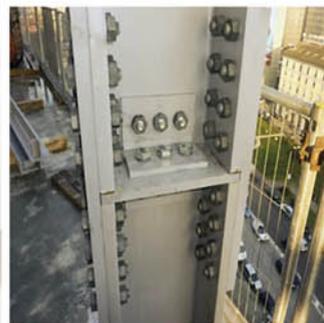
COLLEGAMENTI IN ACCIAIO IN EDIFICI MONOPIANO E MULTIPIANO - Eurocodice 3



In allegato CD contenente:
sagomario dei profili
e schede di calcolo



Scheda sul sito >



Collana Acciaio

serie Monografie

6

COLLEGAMENTI IN ACCIAIO IN EDIFICI MONOPIANO E MULTIPIANO EUROCODICE 3

COLLEGAMENTI IN ACCIAIO IN EDIFICI MONOPIANO E MULTIPIANO – EUROCODICE 3

ISBN 978-88-579-0146-6

© 2012 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686

www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: settembre 2012

Titolo originale:

Multi-Storey Steel Buildings Part 5: Joint Design

Single-Storey Steel Buildings Part 11: Moment Connections

A cura di:

Steel Alliance – frutto della collaborazione tra CTICM (Centre Technique Industriel de la Construction Métallique) e SCI (Steel Construction Institute).

Collegamenti in acciaio in edifici monopiano e multipiano eurocodice 3 / a cura di

Fondazione promozione acciaio. - Palermo : D. Flaccovio, 2012.

ISBN 978-88-579-0146-6

1. Strutture in acciaio. I. Fondazione promozione acciaio.

624.1821 CDD-22

SBN PAL0246204

CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana “Alberto Bombace”

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, settembre 2012

Una pubblicazione di:



Fondazione Promozione Acciaio

Via Vivaio, 11

20122 Milano – Italia

Tel. 02.86313020

Fax. 02.86313031

www.promozioneacciaio.it

Traduzione dall'originale a cura di:

Carla Anahi Romero

In copertina

Foto principale: Istituto Professionale “Giovanni Falcone”, Gallarate (VA)

Committente: Comune di Gallarate (VA)

Progetto Architettonico: Studio Amati Srl

Progetto Strutturale: Consorzio Leonardo Ingegneri Riuniti SpA

© Lorenzo De Simone – Fondazione Promozione Acciaio

Foto secondarie – dall'alto al basso

© Stahlbau Pichler Srl

© Ocam Srl

© Fima Cosma Silos SpA



UN PARTNER D'ACCIAIO



INDICE GENERALE

<i>Prefazione</i>	»	11
-------------------------	---	----

PARTE 1

Edifici monopiano con struttura in acciaio

<i>Sintesi dei contenuti</i>	»	17
------------------------------------	---	----

1. Introduzione

1.1. Criteri di progetto	»	19
1.2. Zona tesa	»	19
1.2.1. Piastra di estremità e ala della colonna soggette a flessione	»	21
1.2.2. Anima della colonna in trazione trasversale	»	22
1.2.3. Anima della trave tesa	»	23
1.3. Distribuzione plastica	»	23
1.4. Resistenza della zona compressa	»	23
1.4.1. Generalità	»	23
1.4.2. Anima di colonna compressa senza irrigidimenti	»	24
1.4.3. Anima di colonna compressa con irrigidimento	»	24
1.4.4. Anima e ala della trave (o del rafter) soggette a compressione	»	24
1.5. Resistenza del pannello d'anima della colonna	»	25
1.6. Calcolo del momento resistente	»	25
1.7. Progettazione delle saldature	»	26
1.7.1. Saldature dell'ala tesa	»	27
1.7.2. Saldature dell'ala compressa	»	27
1.7.3. Saldature d'anima	»	27
1.8. Taglio verticale	»	28
1.9. Irrigidimenti	»	28

2. Rigidezza delle giunzioni

2.1. Classificazione per calcolo	»	31
2.1.1. Rigidezza dei componenti di base di una giunzione	»	32
2.2. Limiti di classificazione	»	32

3. Linee guida tratte dalle buone pratiche per la progettazione di collegamenti soggetti a momento

3.1. Rinforzo del nodo trave-colonna (haunch)	»	33
3.2. Piastra di estremità	»	34
3.3. Irrigidimenti	»	34
3.4. Bulloni	»	35

3.5. Nodi di colmo (trave-trave)	»	35
3.6. Saldature	»	36
4. Tabelle per la progettazione di collegamenti		
4.1. Introduzione generale	»	41
4.2. Principali presupposti progettuali	»	43
4.3. Note alle tabelle	»	43
4.3.1. Nodi di colmo	»	43
4.3.2. Nodi trave-colonna	»	45
4.4. Nodi di colmo	»	46
4.5. Nodi trave-colonna	»	62
Riferimenti bibliografici	»	79

PARTE 2

Edifici multipiano con struttura in acciaio

<i>Sintesi dei contenuti</i>	»	87
------------------------------------	---	----

1. Introduzione

1.1. Informazioni preliminari sul manuale	»	89
1.2. Comporamento delle giunzioni	»	90
1.3. Collegamenti standard	»	91
1.4. Resistenza a “tying” (trazione assiale)	»	91
1.5. Guida alla progettazione fornita in questo manuale	»	92
1.6. Simboli	»	92

2. Giunto flangiato con piastra d'estremità parziale

2.1. Valori raccomandati	»	95
2.2. Verifiche per giunzioni soggette a taglio verticale	»	96
2.2.1. Taglio di progetto dell'anima della trave	»	96
2.2.2. Resistenza a flessione di progetto in corrispondenza dell'intaglio ..	»	97
2.2.2.1. Trave con singolo intaglio	»	97
2.2.2.2. Trave con doppio intaglio	»	98
2.2.3. Stabilità locale di progetto di trave intagliata	»	98
2.2.4. Resistenza di progetto del gruppo di bulloni	»	100
2.2.4.1. Resistenza a taglio dei bulloni	»	100
2.2.4.2. Resistenza a rifollamento della piastra	»	100
2.2.5. Taglio di progetto della piastra di estremità	»	101
2.2.5.1. Resistenza a taglio della sezione lorda	»	102
2.2.5.2. Resistenza a taglio della sezione efficace	»	102
2.2.5.3. Resistenza a “Block Tearing”	»	102
2.2.6. Resistenza di progetto delle saldature	»	103
2.3. Verifiche per giunzioni soggette a “tying” (trazione assiale)	»	103
2.3.1. Resistenza a flessione di progetto della piastra di estremità	»	103
2.3.2. Resistenza di progetto dell'anima della trave	»	105
2.3.3. Resistenza delle saldature	»	105
Esempio svolto – Giunto flangiato	»	106

3. Giunto con piatto saldato in aggetto alla colonna e bullonato all'anima della trave

3.1. Valori raccomandati	» 113
3.2. Verifiche per giunzioni soggetti a taglio verticale	» 114
3.2.1. Resistenza di progetto del gruppo di bulloni.....	» 114
3.2.1.1. Resistenza a taglio dei bulloni	» 114
3.2.1.2. Resistenza a rifollamento del piatto.....	» 115
3.2.1.3. Resistenza a rifollamento dell'anima della trave.....	» 116
3.2.2. Taglio di progetto del piatto	» 117
3.2.2.1. Resistenza a taglio della sezione lorda	» 117
3.2.2.2. Resistenza a taglio della sezione efficace	» 117
3.2.2.3. Resistenza a "block tearing"	» 118
3.2.3. Resistenza a flessione di progetto del piano	» 118
3.2.4. Resistenza a instabilità latero-torsionale del piatto (svergolamento)	» 119
3.2.5. Taglio di progetto dell'anima della trave.....	» 119
3.2.5.1. Resistenza a taglio e "block tearing"	» 119
3.2.5.2. Interazione fra taglio e momento flettente in corrispondenza della seconda fila di bulloni, per lunghezza dell'intaglio $l_n > (e_{2,b} + p_2)$	» 121
3.2.5.3. Interazione fra taglio e momento flettente per travi prive di intaglio	» 122
3.2.6. Flessione di progetto in corrispondenza dell'intaglio	» 124
3.2.6.1. Per singola o doppia fila di bulloni, se $x_N \geq 2d$	» 124
3.2.6.2. Per doppia fila di bulloni, se $x < 2d$	» 125
3.2.7. Stabilità locale della trave intagliata	» 126
3.2.8. Resistenza delle saldature.....	» 127
3.3. Verifiche per giunzioni soggette a "tying" (trazione assiale).....	» 128
3.3.1. Resistenza di progetto del piatto e del gruppo di bulloni	» 128
3.3.1.1. Resistenza a taglio dei bulloni	» 128
3.3.1.2. Resistenza a rifollamento del piatto.....	» 129
3.3.1.3. Resistenza a trazione del piatto	» 129
3.3.2. Resistenza di progetto dell'anima della trave.....	» 130
3.3.2.1. Resistenza a rifollamento dell'anima della trave.....	» 130
3.3.2.2. Resistenza a trazione dell'anima della trave.....	» 131
3.3.3. Resistenza delle saldature.....	» 133
Esempio svolto – Giunto con piatto saldato in aggetto alla colonna	» 134

4. Giunti mediante squadrette (angolari d'anima bullonati)

4.1. Valori raccomandati	» 149
4.2. Verifiche per giunzioni soggette a taglio verticale.....	» 150
4.2.1. Resistenza di progetto del gruppo di bulloni.....	» 150
4.2.1.1. Lato della trave portata	» 150
4.2.1.2. Lato trave portante.....	» 153
4.2.2. Taglio di progetto delle squadrette angolari	» 154
4.2.2.1. Lato della trave portata	» 154
4.2.3. Taglio di progetto dell'anima della trave.....	» 157

4.2.3.1.	Resistenza a taglio e “block tearing”	» 157
4.2.3.2.	Interazione fra taglio e momento flettente in corrispondenza della seconda filea di bulloni, per lunghezza dell’intaglio $I_n > (e_{2,b} + p_2)$	» 159
4.2.4.	Flessione di progetto in corrispondenza dell’intaglio	» 160
4.2.4.1.	Per singola o doppia fila di bulloni, se $x_N \geq 2d$	» 161
4.2.4.2.	Per doppia fila di bulloni, se $x_N < 2d$	» 161
4.2.5.	Stabilità locale della trave intagliata	» 162
4.3.	Verifiche per giunzioni soggette a “tying” (trazione assiale).....	» 163
4.3.1.	Resistenza di progetto delle squadrette angolari e del gruppo di bulloni.....	» 163
4.3.1.1.	Resistenza a flessione di progetto delle squadrette angolari	» 163
4.3.1.2.	Resistenza a taglio dei bulloni	» 165
4.3.1.3.	Resistenza a rifollamento delle squadrette angolari	» 165
4.3.1.4.	Resistenza a “block tearing”	» 166
4.3.2.	Resistenza di progetto dell’anima della trave.....	» 167
4.3.2.1.	Resistenza a rifollamento dell’anima della trave.....	» 167
4.3.2.2.	Resistenza a trazione dell’anima della trave.....	» 168
4.3.2.3.	Resistenza a “block tearing”	» 168
	Esempio svolto – Giunto mediante squadrette (angolari d’anima bullonati)	» 170
5. Giunti colonna-colonna		
5.1.	Valori raccomandati	» 187
5.2.	Verifiche per giunzioni soggette a trazione.....	» 190
5.2.1.	Trazione netta di progetto.....	» 190
5.2.1.1.	Effetti della trazione netta.....	» 190
5.2.1.2.	Resistenza a trazione del coprigiunto d’ala	» 191
5.2.1.3.	Resistenza del gruppo di bulloni	» 193
5.3.	Verifica per giunzioni soggette a taglio orizzontale.....	» 196
5.4.	Verifiche per giunzioni soggette a “tying” verticale	» 196
	Esempio svolto – Giunto colonna-colonna	» 197
6. Giunti di base colonna-fondazione		
6.1.	Dimensione della piastra di base	» 207
6.2.	Calcolo di c	» 208
6.3.	Spessore della piastra di base	» 209
6.4.	Saldature della piastra di base.....	» 210
	Esempio svolto – Giunto colonna-fondazione	» 212
	Appendice A – Instabilità flesso-torsionale.....	» 215
	Riferimenti bibliografici.....	» 217

PREFAZIONE

La presente monografia composta da due macrocapitoli, dedicati l'uno agli edifici monopiano, l'altro alle costruzioni multipiano, è il risultato della traduzione dall'originale di *Single-Storey Steel Buildings – Part 11: Moment Connections* e *Multi-Storey Steel Buildings – Part 5: Joint Design*, pubblicazioni facenti parti del progetto europeo *Facilitating the market development for sections in industrial halls and low rise buildings (SECHALO) RFS2-CT-2008-0030*.

In particolare, le guide sono state redatte sotto la direzione di ArcelorMittal, Peiner Träger e Corus. Il contenuto tecnico è stato realizzato da *Steel Alliance* ed è frutto della collaborazione tra il CTICM (*Centre Technique Industriel de la Construction Métallique*) e lo SCI (*Steel Construction Institute*).

La monografia *Collegamenti in acciaio in edifici monopiano e multipiano – Eurocodice 3* (traduzione delle guide *Single-Storey Steel Buildings – Part 11: Moment Connections* e *Multi-Storey Steel Buildings – Part 5: Joint Design*), è distribuita in Italia quale sesto volume della collana “Acciaio” edita da Fondazione Promozione Acciaio.

Dal 2008 la Fondazione fornisce al professionista una serie di pubblicazioni tecniche dedicate alla progettazione in acciaio aggiornate alle più recenti normative. Fanno parte della medesima collana: *Acciai strutturali, prodotti e sistemi di unione*, *Analisi di una soluzione monopiano con il metodo plastico*, *Edifici monopiano in acciaio ad uso industriale*, *Progettazione di strutture in acciaio secondo le NTC e gli Eurocodici – basi concettuali ed esempi di calcolo* e *Progettazione di strutture composte acciaio-calcestruzzo secondo gli Eurocodici e le Norme Tecniche per le Costruzioni*.

Il nostro auspicio è che la collana “Acciaio” possa contribuire ad una maggiore conoscenza delle opere in acciaio, capaci di distinguersi per gli elevati standard qualitativi offerti e altri importanti vantaggi quali la sostenibilità ambientale, la rispondenza ai requisiti di antisismicità, la funzionalità, le potenzialità architettoniche, la rapidità costruttiva e la semplicità di messa in opera.

Le conoscenze del prodotto acciaio da parte degli utilizzatori hanno un'indiscussa importanza nel processo decisionale sui materiali costruttivi da impiegare. In Italia abbiamo delle quote di mercato delle costruzioni in acciaio che sono molto

inferiori alla media europea, principalmente per la limitata conoscenza dell'acciaio da parte degli utilizzatori. È questo un chiaro segnale delle potenzialità di sviluppo che vengono offerte all'acciaio dal segmento utilizzatore dell'edilizia. Questi presupposti sono alla base della missione della Fondazione di promuovere costantemente la cultura dell'acciaio presso il proprio target di riferimento, costituito da professionisti e studi di progettazione, imprese di costruzione, committenti pubblici e privati. Senza dimenticare di rivolgere uno sguardo al futuro, dedicando molta attenzione all'insegnamento nelle scuole e nelle università.

Fondazione Promozione Acciaio è sostenuta dai maggiori produttori d'acciaio italiani ed europei e da altri importanti rappresentanti della filiera tra cui trasformatori, centri di servizio, costruttori metallici, nonché progettisti, uniti dallo scopo di promuovere l'impiego dell'acciaio nelle costruzioni ed infrastrutture. Il progetto della Fondazione è quello di mettere al servizio degli operatori del settore delle costruzioni italiano gli investimenti dei propri Soci, sviluppando un'azione costante di comunicazione ed informazione a supporto dei professionisti, degli studenti universitari, dei committenti pubblici e privati, sulle possibilità e i vantaggi offerti dalle soluzioni in acciaio.

Fondazione Promozione Acciaio è attiva, oltre che nel presente progetto editoriale, nel settore delle costruzioni e infrastrutture in acciaio attraverso quattro commissioni tecniche: *Commissione Sismica per le Costruzioni in Acciaio*, *Commissione per la Sicurezza delle Costruzioni in Acciaio in caso d'Incendio* e *Commissione per le Costruzioni in Acciaio Ecosostenibili*, che toccano temi prioritari per le costruzioni metalliche: l'efficienza dell'acciaio in zona sismica, la sicurezza di fronte all'incendio e l'eco-compatibilità del materiale. Di recente istituzione è inoltre il *Gruppo di lavoro "Normative"*, creato alla luce delle nuove responsabilità introdotte dalla normativa di settore.

Le commissioni hanno un ruolo di primo piano nell'insegnamento e nella promozione delle soluzioni costruttive in acciaio, curando la realizzazione delle predette monografie tecniche e l'organizzazione di qualificati corsi di formazione oltre al costante aggiornamento del portale www.promozioneacciaio.it.

I ringraziamenti da parte di Fondazione Promozione Acciaio per questo volume vanno principalmente alle aziende ed enti che hanno realizzato il manuale ed il software originale e che hanno concesso la possibilità di tradurlo e pubblicarlo in lingua italiana: ArcelorMittal, Corus, CTICM, Peiner Träger, SCI.

Si ringrazia U.P.I.V.E.B. (Unione Produttori Italiani Viteria e Bulloneria) per il sagomario fornito nel CD-ROM in allegato.

Simona Maura Martelli
Direttore Generale
Fondazione Promozione Acciaio

PARTE **1**

**Edifici monopiano
con struttura in acciaio**

INDICE

Parte Prima – Edifici monopiano con struttura in acciaio

<i>Sintesi dei contenuti</i>	»	17
1. Introduzione		
1.1. Criteri di progetto	»	19
1.2. Zona tesa	»	19
1.2.1. Piastra di estremità e ala della colonna soggette a flessione	»	21
1.2.2. Anima della colonna in trazione trasversale	»	22
1.2.3. Anima della trave tesa	»	23
1.3. Distribuzione plastica	»	23
1.4. Resistenza della zona compressa	»	23
1.4.1. Generalità	»	23
1.4.2. Anima di colonna compressa senza irrigidimenti	»	24
1.4.3. Anima di colonna compressa con irrigidimento	»	24
1.4.4. Anima e ala della trave (o del rafter) soggette a compressione	»	24
1.5. Resistenza del pannello d'anima della colonna	»	25
1.6. Calcolo del momento resistente	»	25
1.7. Progettazione delle saldature	»	26
1.7.1. Saldature dell'ala tesa	»	27
1.7.2. Saldature dell'ala compressa	»	27
1.7.3. Saldature d'anima	»	27
1.8. Taglio verticale	»	28
1.9. Irrigidimenti	»	28
2. Rigidezza delle giunzioni		
2.1. Classificazione per calcolo	»	31
2.1.1. Rigidezza dei componenti di base di una giunzione	»	32
2.2. Limiti di classificazione	»	32
3. Linee guida tratte dalle buone pratiche per la progettazione di collegamenti soggetti a momento		
3.1. Rinforzo del nodo trave-colonna (haunch)	»	33
3.2. Piastra di estremità	»	34
3.3. Irrigidimenti	»	34
3.4. Bulloni	»	35
3.5. Nodi di colmo (trave-trave)	»	35
3.6. Saldature	»	36

4. Tabelle per la progettazione di collegamenti

4.1. Introduzione generale	»	41
4.2. Principali presupposti progettuali	»	43
4.3. Note alle tabelle	»	43
4.3.1. Nodi di colmo	»	43
4.3.2. Nodi trave-colonna	»	45
4.4. Nodi di colmo	»	46
4.5. Nodi trave-colonna	»	62
Riferimenti bibliografici	»	79

SINTESI DEI CONTENUTI

Il presente manuale fornisce indicazioni sulla progettazione di collegamenti bullonati soggetti a momento in edifici monopiano con struttura in acciaio.

Si è cercato di mostrare la complessità della progettazione di questo tipo di collegamenti, un procedimento che comprende numerose fasi: la determinazione della resistenza di singole file di bulloni nella zona soggetta a trazione, la verifica ed eventuale riduzione della resistenza del gruppo di bulloni in base al comportamento degli elementi collegati e la valutazione della resistenza a flessione in base alle resistenze a trazione delle singole file di bulloni. Viene quindi fornita una serie di tabelle con esempi di collegamenti “standard” in modo da agevolare il compito del progettista nella progettazione dei collegamenti, per realizzare nodi trave-colonna in telai rigidi, con e senza irrigidimenti.

1. INTRODUZIONE

La progettazione e realizzazione di collegamenti bullonati soggetti a momento è laboriosa, specialmente quando sono presenti diverse file di bulloni soggette a trazioni interagenti. Ogni modifica della geometria del collegamento o di un suo componente, come la disposizione dei bulloni o la loro dimensione, comporta una completa riprogettazione e il calcolo di questa tipologia di collegamenti è perciò solitamente affidato ad appositi software. In questa sezione verrà fornita un'introduzione ai procedimenti per la verifica descritti nella EN 1993-1-8^[1].

1.1. Criteri di progetto

La verifica di un collegamento soggetto a momento comporta tre fasi distinte:

- determinazione della resistenza teorica delle file di bulloni considerate individualmente nella zona soggetta a trazione;
- verifica della effettiva resistenza globale a trazione, poiché essa può essere limitata dalla resistenza a taglio del pannello d'anima della colonna, o dalla resistenza del collegamento nella zona soggetta a compressione;
- calcolo del momento resistente del collegamento come somma delle forze di trazione agenti sui bulloni, moltiplicata per i rispettivi bracci di leva.

Una delle caratteristiche principali di questo approccio è in primo luogo il fatto che è permessa una distribuzione plastica degli sforzi tra le file di bulloni in presenza di piastra d'estremità o ala della colonna sufficientemente sottile. Il secondo elemento peculiare è la semplificazione della complessa teoria delle linee di rottura nella zona soggetta a trazione mediante un metodo equivalente, semplificato, che ricorre all'utilizzo di *T-stub*.

1.2. Zona tesa

Secondo la EN 1993-1-8 § 6.2.7.2(6), la resistenza efficace a trazione di progetto $F_{tr,Rd}$ per ogni fila di bulloni nella zona tesa è uguale alla minore delle resistenze di una fila di bulloni dei seguenti componenti:

- resistenza della colonna a flessione e resistenza dei bulloni ($F_{t,fc,Rd}$);
- resistenza a trazione (trasversale) dell'anima della colonna ($F_{t,wc,Rd}$);
- resistenza a flessione della piastra di estremità e resistenza dei bulloni ($F_{t,ep,Rd}$);
- resistenza dell'anima della trave più rinforzo (rafter) ($F_{t,wb,Rd}$).

Per ogni fila di bulloni, la resistenza effettiva a trazione di progetto può dunque essere espressa come:

$$F_{tr,Rd} = \min(F_{t,fc,Rd}; F_{t,wc,Rd}; F_{t,ep,Rd}; F_{t,wb,Rd})$$

I punti pertinenti della EN 1993-1-8 per la progettazione dei componenti precedentemente menzionati sono forniti nella tabella 1.1.

Tabella 1.1. Componenti del collegamento per la determinazione della resistenza teorica di progetto di una fila di bulloni

Componenti		Punto pertinente EN 1993-1-8
Resistenza ala della colonna inflessa	$F_{t,fc,Rd}$	6.2.6.4 e tabella 6.2
Resistenza a trazione dell'anima della colonna	$F_{t,wc,Rd}$	6.2.6.3
Resistenza piastra di base inflessa	$F_{t,ep,Rd}$	6.2.6.5 e tabella 6.6
Resistenza anima tesa della trave	$F_{t,wb,Rd}$	6.2.6.8

La resistenza di ogni fila è considerata individualmente. Quella del collegamento può essere limitata da:

- resistenza di progetto di un gruppo di bulloni;
- rigidità dell'ala della colonna o della piastra di estremità, che può impedire la distribuzione plastica degli sforzi di trazione;
- resistenza a taglio del pannello d'anima della colonna;
- resistenza della zona compressa.

Poiché la resistenza a trazione di una fila considerata individualmente può essere limitata dalle forze agenti sulle altre file del gruppo di bulloni, le resistenze a trazione di progetto sono solo teoriche, in quanto la loro realizzazione può essere limitata da altri elementi della progettazione.

La resistenza teorica a trazione di progetto di ogni fila di bulloni $F_{tr,Rd}$ deve essere determinata in modo sequenziale partendo dalla fila più lontana dal centro di compressione (con il braccio più lungo). In conformità con § 6.2.7.2(4), per il calcolo della resistenza di una specifica fila o di un gruppo di bulloni, la resistenza di ogni fila di bulloni più vicina al centro di compressione deve essere ignorata.

Le file consecutive sono verificate sia individualmente sia come gruppo, in combinazione con le file superiori. La resistenza attribuita alla fila 2 (interna) è perciò la minore tra:

- la resistenza della seconda fila considerata individualmente;
- la differenza tra la resistenza delle file 1 e 2 agenti come gruppo e la resistenza precedentemente attribuita alla fila 1 (esterna).

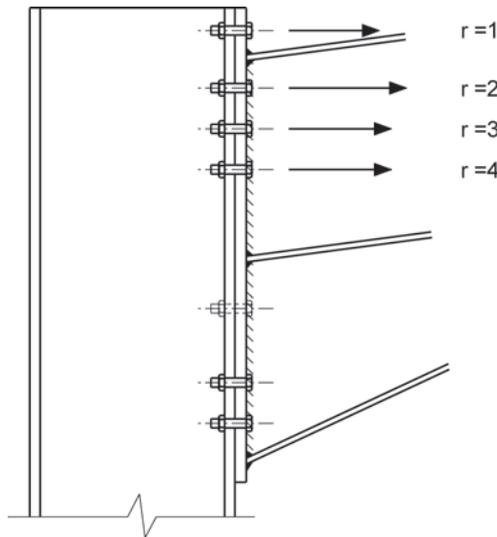


Figura 1.1. Piastra di estremità estesa in un nodo trave-colonna con rinforzo

La numerazione delle file avviene in successione, partendo dalla fila 1, ovvero quella più lontana dal centro di compressione.

Un irrigidimento alla colonna o alla trave blocca ogni linea di rottura e di conseguenza non è necessario sottoporre a questa verifica su quel lato i gruppi che presentano tale rinforzo. In un elemento con piastra di estremità estesa, come in figura 1.1, l'ala della trave fa sì che non possa esserci una comune configurazione delle linee di rottura intorno alle due file di bulloni superiori sulla piastra di estremità. Questa configurazione delle linee può invece presentarsi intorno alle due file superiori sul lato della colonna, che è quindi necessario verificare.

1.2.1. Piastra di estremità e ala della colonna soggette a flessione

Per determinare la resistenza a trazione teorica della piastra di estremità, $F_{t,ep,Rd}$ o dell'ala della colonna inflesse $F_{t,fc,Rd}$, la EN 1993-1-8 utilizza T-stub equivalenti in sostituzione alle linee di snervamento reali della piastra. Solitamente, ad ogni possibile configurazione delle linee di rottura è possibile far corrispondere un T-stub equivalente, tra i quali è in seguito preso in considerazione il più corto. Quando i bulloni si trovano in prossimità di un irrigidimento o sono adiacenti all'ala della trave, l'aumento della resistenza dell'ala o della piastra si traduce in una maggiore lunghezza del T-stub equivalente. I bulloni in prossimità di un bordo libero non irrigidito avranno T-stub più corto.

Le lunghezze efficaci dei T-stub equivalenti (l_{eff}) in ali non irrigidite sono indicate

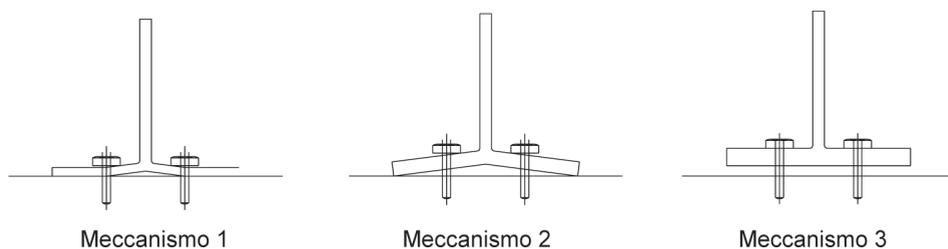


Figura 1.2. Meccanismi di comportamento di un T-stub equivalente

nella tabella 6.4 della EN 1993 1-8. Le tabelle 6.6 e 6.5 si riferiscono invece rispettivamente a piastre di estremità non irrigidite e ad ali irrigidite.

In tutti i casi, sono fornite le lunghezze efficaci dei T-stub equivalenti modellati sia per ogni fila di bulloni considerata individualmente che per gruppi di file considerate contemporaneamente. La lunghezza del T-stub per il gruppo di bulloni è pari alla somma dei contributi delle file nel gruppo.

L'effetto positivo degli irrigidimenti dipende dalla sua geometria, dalla posizione del bullone e dalla vicinanza all'anima, come illustrato nella tabella 6.11 della EN 1993-1-8, che fornisce un coefficiente α per determinare la lunghezza efficace del T-stub equivalente. Quando il bullone è sufficientemente lontano sia dall'anima sia dall'irrigidimento, quest'ultimo non ha alcun effetto e la lunghezza efficace è uguale a quella di una zona non irrigidita.

Una volta determinata la lunghezza efficace del T-stub, occorre calcolarne la resistenza. La figura 1.2 illustra i 3 diversi meccanismi di collasso considerati:

- meccanismo 1, collasso per snervamento della flangia del T-stub con deformazione delle superfici di contatto delle flange collegate;
- meccanismo 2, collasso sotto il medesimo carico di snervamento di flangia e bulloni;
- meccanismo 3, collasso dei bulloni (la resistenza è quella a trazione dei bulloni).

Le espressioni per calcolare la resistenza nei tre diversi casi sono fornite dalla tabella 6.2 della EN 1993-1-8.

1.2.2. Anima della colonna in trazione trasversale

La resistenza di progetto dell'anima di una colonna non irrigidita soggetta a trazione trasversale è data dall'espressione 6.15 contenuta nella EN 1993-1-8, ed è semplicemente rappresentata dalla resistenza di una data lunghezza d'anima, a cui si applica il coefficiente di riduzione ω in conseguenza dell'interazione con il taglio nel pannello d'anima della colonna. Per i collegamenti bullonati, il § 6.2.6.3(3) stabilisce che per ogni fila o gruppo di file si deve considerare una

lunghezza d'anima pari alla lunghezza del T-stub equivalente modellato per quella specifica fila o gruppo.

1.2.3. Anima della trave tesa

La resistenza di progetto dell'anima di una trave tesa è indicata al § 6.2.6.8 e il procedimento è analogo a quello per il calcolo della resistenza dell'anima della colonna soggetta a trazione trasversale (vedi paragrafo 1.2.2), senza considerare il taglio. La lunghezza dell'anima della trave tesa è considerata pari alla lunghezza del T-stub equivalente modellato per quella specifica coppia o gruppo di bulloni.

1.3. Distribuzione plastica

È possibile una distribuzione plastica delle forze nelle file di bulloni solo qualora possa avere luogo la deformazione dell'ala della colonna o della piastra di estremità. Ciò è assicurato attraverso l'imposizione di un limite alla distribuzione delle forze che agiscono sulle file di bulloni nell'eventualità di meccanismo di collasso di tipo 3, poiché quest'ultimo non è duttile.

Secondo il § 6.2.7.2(9) della EN 1993-1-8, questo limite è applicabile nel caso in cui la resistenza di una delle file precedenti di bulloni sia superiore a $1,9 F_{t,Rd}$ dove:

$F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di un singolo bullone

Il suddetto limite si applica riducendo la resistenza della fila presa in considerazione a un valore pari a $F_{tr,Rd}$, tale che:

$F_{tr,Rd} \leq F_{tx,Rd} h_r / h_x$ dove:

$F_{tx,Rd}$ trazione di progetto della fila più lontana dal centro di compressione che abbia resistenza a trazione superiore a $1,9 F_{t,Rd}$

h_x braccio di leva tra il centro di compressione e la fila resistente $F_{tx,Rd}$

h_r braccio di leva tra il centro di compressione e la fila considerata.

L'effetto di questa limitazione è una distribuzione triangolare degli sforzi nelle file di bulloni.

1.4. Resistenza della zona compressa

1.4.1. Generalità

La resistenza di progetto della zona compressa è condizionata da:

- la resistenza dell'anima della colonna ($F_{c,wc,Rd}$), oppure
- resistenza dell'anima e dell'ala della trave soggetta a compressione ($F_{c,fb,Rd}$).

I punti pertinenti della EN 1993-1-8 sono forniti nella tabella 1.2.

Tabella 1.2. Componenti del collegamento soggetto a compressione

Componenti		Punto pertinente della en 1993-1-8
Resistenza dell'anima della colonna	$F_{c,wc,Rd}$	6.2.6.2
Resistenza ala e anima della trave	$F_{c,fb,Rd}$	6.2.6.7

1.4.2. Anima di colonna compressa senza irrigidimenti

È preferibile evitare di ricorrere a irrigidimenti nella colonna, poiché costosi e talvolta controproducenti quando si realizzano collegamenti sull'asse minore. Tuttavia gli irrigidimenti sono solitamente necessari nella zona compressa della colonna, specialmente nei nodi trave-colonna dei telai rigidi. In un telaio il momento flettente è ampio e produce un notevole sforzo di compressione e la colonna è solitamente profilata con sezione a I di anima relativamente sottile.

La resistenza di progetto dell'anima della colonna non irrigidita soggetta a compressione trasversale è fornita nella EN 1993-1-8 al § 6.2.6.2. Questa resistenza è calcolata su una larghezza efficace d'anima compressa, per anima verificata come puntone, con un coefficiente di riduzione ω per il taglio e un coefficiente ρ per la trazione longitudinale di compressione esercitata sulla colonna.

1.4.3. Anima di colonna compressa con irrigidimento

La resistenza di progetto di una colonna irrigidita soggetta a compressione trasversale può essere calcolata in conformità con il § 9.4 della EN 1993-1-5.

1.4.4. Anima e ala della trave (o del rafter) soggette a compressione

La resistenza a compressione dell'ala della trave e dell'anima compressa adiacente è fornita al § 6.2.6.7 della EN 1993-1-8 e si ottiene da:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h - t_{fb})}$$

dove

h altezza della trave collegata

$M_{c,Rd}$ momento resistente di progetto della sezione trasversale della trave, opportunamente ridotto qualora la sollecitazione di taglio sia presente (cfr. EN 1993-1-1, § 6.2.5). Per travi con rinforzo al nodo, come nel caso di una

trave a sezione variabile al nodo (rafter)¹, $M_{c,Rd}$ può essere calcolato senza considerare l'ala intermedia

t_{fb} spessore d'ala della trave collegata.

Per le travi rinforzate, come quelle solitamente utilizzate nei rafter di telai rigidi, l'altezza h deve essere considerata pari a quella della sezione fabbricata, mentre lo spessore t_{fb} deve essere quello dell'ala del rinforzo.

Se l'altezza del rafter (trave + rinforzo) supera i 600 mm, il contributo dell'anima del rinforzo alla resistenza a compressione di progetto deve essere limitato al 20%. Ciò significa che se la resistenza dell'ala è pari a: $t_{fb} b_{fb} f_{y,fb}$, allora:

$$F_{c,fb,Rd} \leq \frac{t_{fb} b_{fb} f_{y,fb}}{0,8}$$

1.5. Resistenza del pannello d'anima della colonna

La resistenza del pannello d'anima della colonna è indicata al § 6.2.6.1 della EN 1993-1-8, ed è valida per $d/t_w \leq 69\epsilon$.

La resistenza di un pannello d'anima di colonna non rinforzata soggetta a taglio, $V_{wp,Rd}$, si ottiene da:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

dove:

A_{vc} area della colonna resistente a taglio, cfr. EN 1993-1-1 § 6.2.6(3).

1.6. Calcolo del momento resistente

Una volta calcolate le resistenze teoriche nella zona tesa (paragrafo 1.2), la resistenza di progetto della zona compressa (paragrafo 1.4) e la resistenza del pannello d'anima della colonna soggetta a taglio (paragrafo 1.5), è possibile determinare le resistenze efficaci di progetto nella zona tesa.

Al § 6.2.7.2(7) della EN 1993-1-8 si indica come la resistenza globale di progetto nella zona tesa non debba superare la resistenza di progetto della zona compressa. Analogamente, si richiede che la resistenza globale di progetto non sia superiore

¹ NdT: viene considerata "rafter" una trave a sezione variabile al nodo, in seguito alla presenza del rinforzo. Per semplicità, d'ora in poi questa situazione verrà indicata col termine "rafter".

a quella del pannello d'anima della colonna, modificata dal parametro di trasformazione, β . Ciò è espresso da:

$$\sum F_{t,Rd} \leq V_{wp,Rd} / \beta$$

Il suddetto parametro β è tratto dalla tabella 5.4 del § 5.3(7), ed è considerato pari a 1.0 per collegamenti su un solo lato.

Qualora la resistenza nel pannello d'anima della colonna o quella nella zona compressa siano inferiori alla resistenza globale di progetto nella zona tesa, le resistenze nella zona tesa devono essere ridotte.

Ciò avviene riducendo per prima la resistenza della fila di bulloni più prossima al centro di compressione, procedendo con la fila successiva, finché la resistenza globale nella zona tesa non sia più superiore alla resistenza a compressione o a quella del pannello d'anima a taglio. La riduzione della resistenza delle file di bulloni realizzata in questo modo è soddisfacente, poiché secondo i criteri di progetto si suppone una distribuzione plastica delle forze nei bulloni.

Un'alternativa alla riduzione di resistenza nella zona tesa è l'inserimento di irrigidimenti, i quali possono aumentare la resistenza di progetto dei pannelli d'anima soggetti a taglio e dell'anima compressa.

In seguito al calcolo delle resistenze efficaci a trazione di progetto, riducendo le resistenze teoriche qualora necessario, è possibile calcolare il momento resistente di progetto del collegamento come somma dei prodotti della resistenza a trazione di ciascuna fila per il braccio di leva dal centro di compressione, per cui:

$$\text{(come descritto al § 6.2.7.2 della EN 1993-1-8)} \quad M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd}$$

Si considera infine che il centro di compressione sia allineato al centro dell'ala compressa.

1.7. Progettazione delle saldature

La EN 1993-1-8 § 6.2.3(4) stabilisce che il momento resistente di progetto del collegamento sia sempre limitato dalla resistenza di progetto degli altri componenti di base, e non da quella delle saldature. Una soluzione conservativa conveniente è perciò l'adozione di saldature ad alta resistenza, ovvero continue e resistenti a momento (full strength weld) dei componenti in tensione. Quando i componenti sono compressi, come nel caso dell'ala inferiore di un rinforzo, essi sono normalmente semplicemente appoggiati ed è quindi necessaria solo una saldatura semplice. Qualora la giunzione sia sottoposta a momenti flettenti di segno reversibile è necessario tener conto del fatto che la saldatura dovrà sopportare qualche sforzo di trazione.

1.7.1. Saldature dell'ala tesa

Le saldature poste fra l'ala tesa e la piastra di estremità possono essere ad alta resistenza.

In alternativa, nella pratica comune le saldature dell'ala tesa sono progettate per una resistenza che è la minore tra:

- la resistenza a trazione dell'ala, uguale a $b_f t_f f_y$;
- la resistenza a trazione totale nelle tre file di bulloni superiori in una piastra di estremità estesa o delle due file di bulloni superiori per giunti flangiati fra travi.

Questo approccio può risultare conservativo, ma allo stato limite ultimo può verificarsi una tendenza della piastra di estremità ad estendersi verticalmente fra le ali della trave. Di conseguenza, in tal caso l'ala tesa è soggetta a un carico superiore di quello proveniente esclusivamente dai bulloni adiacenti.

Una saldatura ad alta resistenza dell'ala tesa può essere ottenuta mediante una delle seguenti soluzioni:

- giunti a T con cordoni di saldatura simmetrici, in cui la somma degli spessori di gola è pari allo spessore dell'ala;
- due saldature di testa simmetriche a parziale penetrazione con cordoni di saldatura sovrapposti;
- saldature di testa a completa penetrazione.

Per la maggior parte delle travi di piccola o media dimensione, le saldature dell'ala tesa sono cordoni di saldatura simmetrici ad alta resistenza (giunti a T). Quando il lato del cordone di saldatura richiesto supera i 12 mm, l'adozione di elementi ad alta resistenza con saldature di testa a parziale penetrazione e cordoni sovrapposti può rappresentare una soluzione più economica.

1.7.2. Saldature dell'ala compressa

Laddove l'ala compressa presenti un'estremità tagliata parzialmente, quest'ultima può considerarsi semplicemente appoggiata alla piastra di estremità, cosicché sarà sufficiente utilizzare semplici cordoni di saldatura. Qualora non si possa assumere in questo modo, la saldatura deve essere dimensionata per sopportare l'intero sforzo di compressione.

1.7.3. Saldature d'anima

Si raccomanda che le saldature d'anima nella zona tesa siano ad alta resistenza. Nel caso di anima della trave con spessore fino a 11,3 mm, ciò si può ottenere utilizzando cordoni di saldatura con lato di 8 mm (e gola di 5,6 mm). È quindi

opportuno prendere in considerazione l'adozione di saldature ad alta resistenza lungo tutta l'altezza dell'anima, nel cui caso non è necessario calcolare la resistenza a taglio e trazione.

In presenza di anime più spesse, le saldature all'anima possono essere trattate considerando separatamente due aree distinte: una zona tesa intorno ai bulloni deputati ad assorbire la trazione e il resto dell'anima agisce come zona resistente a taglio.

ZONA TESA

Si raccomanda l'utilizzo di saldature ad alta resistenza. Suddette saldature in corrispondenza della zona tesa dell'anima devono estendersi al di sotto della fila di bulloni di fondo resistente a trazione, a una distanza pari a $1,73g/2$, dove g è il passo (interasse) tra i bulloni. Ciò consente una distribuzione efficace a 60° tra la fila di bulloni considerata e la piastra di estremità.

ZONA SOGGETTA A TAGLIO

La resistenza a sforzo da taglio verticale delle saldature all'anima deve essere considerata uguale a:

$$P_{sw} = 2 \times a \times f_{vw,d} \times L_{ws}$$

dove:

- a spessore gola di saldatura
- $f_{vw,d}$ resistenza di progetto del cordone di saldatura (tratto da EN 1993-1-8, § 4.5.3.3(2))
- L_{ws} lunghezza delle saldature in corrispondenza dell'area soggetta a taglio (la parte restante dell'anima non identificata come zona tesa).

1.8. Taglio verticale

La progettazione per unioni soggette a taglio verticale è semplice. Solitamente si suppone che i bulloni nella parte più bassa del collegamento non sopportino nessuna trazione significativa e che la loro funzione sia quella di sopportare lo sforzo da taglio verticale. I bulloni devono quindi essere verificati a taglio e a rifollamento in conformità con quanto stabilito nella EN 1993-1-8 tabella 3.4.

1.9. Irrigidimenti

I componenti del giunto possono essere rinforzati tramite piatti aggiuntivi, sebbene ciò implichi costi addizionali. La tabella 1.3 sintetizza le diverse situazioni in cui è possibile rinforzare collegamenti soggetti a momento, mentre le diverse tipologie di irrigidimento sono illustrate nella figura 1.3.

Tabella 1.7. Tipi di irrigidimento

Tipo di irrigidimento	Effetto	Note
1 Irrigidimento resistente a compressione	Aumenta la resistenza a compressione	Necessari solitamente nei collegamenti di telai rigidi
2 Irrigidimento d'ala in corrispondenza della zona tesa	Aumenta la resistenza a flessione dell'ala della colonna	
4 Irrigidimento resistente a taglio diagonale	Migliora la resistenza dell'anima della colonna e rinforza l'ala soggetta a trazione	Soluzione molto diffusa – i collegamenti sull'asse minore possono rivelarsi più complessi
5 Piatto d'anima supplementare	Aumenta la resistenza a taglio e compressione dell'anima della colonna	I collegamenti sull'asse minore sono semplificati, l'elemento richiede l'utilizzo di numerose saldature. Consultare il § 6.2.6.1 della en 1993-1-8
6 Irrigidimento della piastra di estremità	Aumenta la resistenza a flessione della piastra di estremità	Evitare l'utilizzo – ricorrere invece a piastra di estremità più spessa
3 Piatto superiore	Aumenta la resistenza a flessione dell'ala e la resistenza a compressione (in situazioni di momenti di segno reversibile)	Solitamente annesso alla colonna, allineato all'ala superiore del "rafter". È comunemente previsto per carichi di segno reversibile, ma risulta efficace come irrigidimento per sforzo da trazione in corrispondenza dell'ala della colonna
7 Irrigidimento d'ala	Aumenta la resistenza a flessione dell'ala	Efficace solo per supportare il meccanismo 1, vedi en 1993-1-8, § 6.2.4.3

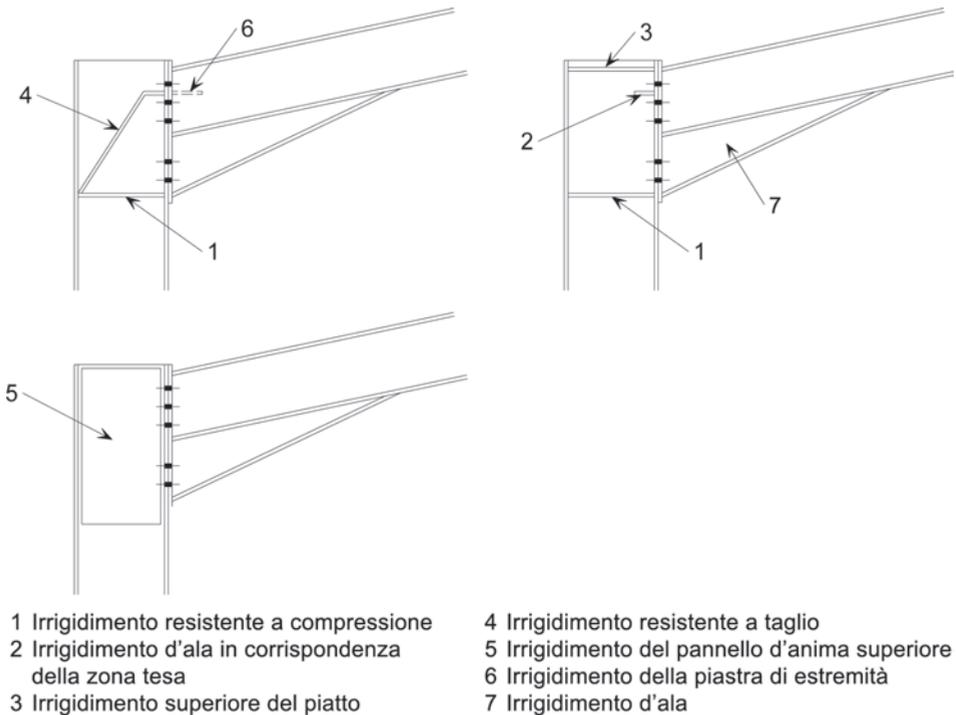


Figura 1.3. Tipi di irrigidimento

2. RIGIDEZZA DELLE GIUNZIONI

La EN 1993-1-8 § 5.2 prevede che tutte le giunzioni siano classificate secondo resistenza o rigidezza. La classificazione secondo resistenza è adatta per l'analisi globale plastica.

Secondo quanto indicato al § 5.2.2.1(1), una giunzione deve essere classificata in base alla sua rigidezza rotazionale, la quale deve essere calcolata in conformità col metodo descritto al § 6.3 della EN 1993-1-8. Si raccomanda l'utilizzo del software per calcolare la rigidezza iniziale della giunzione. Il paragrafo 2.1 fornisce un'introduzione a questo approccio.

Al § 5.2.2.1(2) si evidenzia come le giunzioni possano essere classificate sulla base di prove sperimentali, esperienze di casi simili precedenti di efficacia accertata o calcoli verificati tramite prove. In alcuni Paesi si accetta la classificazione basata su casi simili precedenti di efficacia accertata, confermata nell'Annesso Tecnico Nazionale, il quale può fare riferimento a metodi di progettazione o elementi della giunzione accettati a livello nazionale, consentendo che questi siano classificati senza calcolo.

2.1. Classificazione per calcolo

Al § 6.3.1(4) la rigidezza iniziale, S_j è definita come:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}}$$

dove

- E modulo di elasticità
- μ rapporto di rigidezza, variabile a seconda del rapporto del momento applicato al momento resistente della giunzione
- z braccio di leva, fornito al § 6.2.7
- k_i rigidezza dei componenti di base della giunzione.

2.1.1. Rigidezza dei componenti di base di una giunzione

La tabella 6.10 della EN 1993-1-8 identifica i componenti di base di una giunzione da considerare. Per un collegamento con piastra di estremità bullonata su un solo lato, come nel caso di nodo telaio-trave di un telaio rigido, i componenti di base di una giunzione da prendere in considerazione sono forniti nella tabella 2.1.

Tabella 2.1. Componenti di base di una giunzione in un nodo trave-colonna di un telaio rigido

Coefficiente di rigidezza	Componente della giunzione
k_1	Pannello d'anima della colonna soggetta a taglio
k_2	Anima della colonna soggetta a compressione
k_3	Anima della colonna soggetta a trazione
k_4	Ala della colonna soggetta a flessione
k_5	Piastra di estremità soggetta a flessione
k_{10}	Bulloni soggetti a trazione

In caso di giunzione con due o più file di bulloni, ai componenti di base per ogni fila dovrà corrispondere una rigidezza equivalente, k_{eq} . In caso di giunto trave-colonna con collegamento e piastra di estremità, questa rigidezza equivalente è determinata utilizzando k_3 , k_4 , k_5 e k_{10} per ogni singola fila di bulloni, e braccio di leva equivalente (cfr. EN 1993-1-8, § 6.3.3.1(4)).

La tabella 6.11 della EN 1993-1-1 indica come individuare i singoli coefficienti di rigidezza.

2.2. Limiti di classificazione

I limiti di classificazione sono forniti al § 5.2.2.5 della EN 1993-1-8. Essi variano a seconda della rigidezza iniziale, $S_{j,ini}$, del momento d'inerzia della trave I_b , della lunghezza della trave, l_b e del coefficiente, k_b il quale a sua volta dipende dalla rigidezza del telaio.

Le giunzioni sono rigide quando $S_{j,ini} \geq k_b EI_b / l_b$

Perciò, per una data rigidezza iniziale $S_{j,ini}$, può essere calcolata una lunghezza minima di trave, l_b , che permetta di classificare la giunzione come collegamento rigido. Questa è la base per le lunghezze minime fornite nella sezione 4 del presente volume.

3. LINEE GUIDA TRATTE DALLE BUONE PRATICHE PER LA PROGETTAZIONE DI COLLEGAMENTI SOGGETTI A MOMENTO

Ogni collegamento soggetto a momento comporta spese aggiuntive rispetto ad elementi semplici (soggetti esclusivamente a taglio). I collegamenti dovrebbero essere progettati con caratteristiche tali da sopportare gli sforzi e i momenti applicati nel modo più economico. Ciò può comportare il ricorso a elementi più grandi, o modifiche alla geometria del collegamento per ridurre gli oneri di fabbricazione dovuti all'inserimento di irrigidimenti.

Le seguenti sezioni offrono indicazioni per un corretto calcolo degli elementi.

3.1. Rinforzo del nodo trave-colonna (haunch)¹

Il rinforzo in un telaio rigido comporta solitamente il ricorso a un ritaglio di forma triangolare saldato sotto la trave in corrispondenza del collegamento con la colonna. La lunghezza del ritaglio corrisponde solitamente a circa il 10% della campata, fino al 15% nelle progettazioni elastiche più efficienti. Il rinforzo ha inoltre solitamente la stessa sezione della trave, o una sezione più alta e abbondante.

Coppie di ritagli al rinforzo sono prodotte dalla lunghezza di un elemento, come mostrato in figura 3.1. Se il rinforzo è tagliato dalla sezione della trave, l'altezza massima della sezione rinforzata sarà perciò poco meno che due volte l'altezza della sezione della trave. Rinforzi più alti richiedono sezioni più grandi o realizzazione del rinforzo mediante piatti.

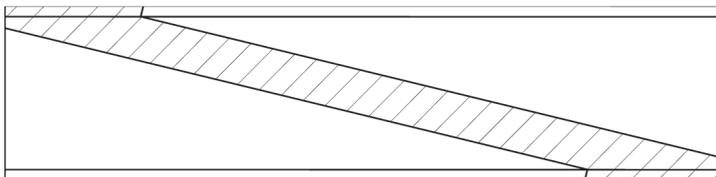


Figura 3.1. Realizzazione di ritagli al rinforzo

¹ NdT: "haunch" come da denominazione anglosassone.

3.2. Piastra di estremità

Le piastre di estremità sono solitamente in acciaio S275 o S235. Per bulloni di classe 8.8 e acciaio S275, lo spessore della piastra di estremità deve essere circa uguale al diametro del bullone. Gli spessori più comuni sono:

- 20 mm quando si utilizzano bulloni M20 classe 8.8
- 25 mm quando si utilizzano bulloni M24 classe 8.8.

La piastra di estremità deve essere più larga della sezione della trave per permettere di effettuare la saldatura lungo le ali. La piastra di estremità deve inoltre estendersi oltre i bordi della sezione rinforzata per permettere l'inserimento di cordoni di saldatura. Come mostrato in figura 3.2, nella zona soggetta a compressione, la piastra di estremità deve estendersi al di sotto del cordone di saldatura per una distanza che sia almeno pari allo spessore della piastra, per permettere di massimizzare la lunghezza rigida efficace quando si verifica una colonna soggetta a compressione.

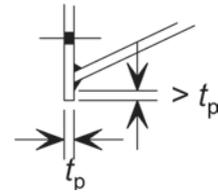
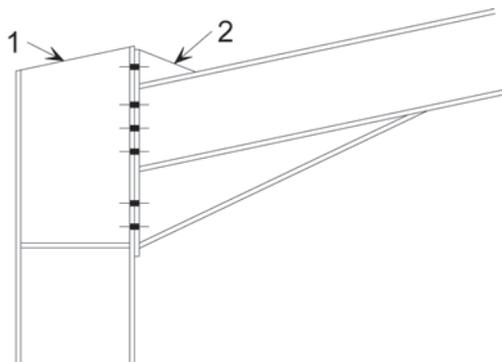


Figura 3.2. Piastra di estremità – zona soggetta a compressione

3.3. Irrigidimenti

I vari tipi di irrigidimento utilizzati nei nodi di collegamento trave-colonna sono mostrati in figura 1.3. L'irrigidimento a compressione è solitamente previsto, mentre è preferibile evitare l'utilizzo di altri irrigidimenti, laddove possibile. Gli irrigidimenti alla piastra di estremità, ad esempio, non sono mai necessari, poiché è sufficiente utilizzare una piastra di estremità più spessa per aumentare la resistenza. Gli irrigidimenti all'ala della colonna sono utilizzati per aumentare la resistenza del collegamento. In alternativa agli irrigidimenti, una maggiore resistenza può essere ottenuta:



- 1 Colonna estesa – può richiedere taglio iclinato
- 2 Irrigidimento alla piastra di estremità – non preferibile

Figura 3.3. Collegamento con piastra di estremità estesa

- inserendo più file di bulloni;
- estendendo la piastra di estremità oltre al bordo superiore della trave, come mostrato in figura 3.3;
- aumentando l'altezza del rinforzo;
- aumentando il peso della sezione di colonna.

3.4. Bulloni

I bulloni utilizzati nei collegamenti soggetti a momento sono solitamente di tipo M20 o M24, classe 8.8 o 10.9. In alcuni Paesi, lo standard prevede l'utilizzo di bulloni classe 8.8. I bulloni devono essere completamente filettati, il che implica che gli stessi bulloni possono essere utilizzati in tutta la struttura.

I bulloni sono generalmente disposti a un interasse (passo orizzontale) di 90 o 100 mm, mentre il passo verticale è compreso di norma tra i 70 e i 90 mm. In alcuni paesi è comune avere bulloni posti a distanze regolari lungo l'intera lunghezza del collegamento. In altri paesi, la distanza tra bulloni resistenti a taglio ed a trazione può essere considerevole. La EN 1991-1-8 non preclude nessuna delle due soluzioni, ma lo Standard indica il passo massimo per assicurare che i componenti non diventino instabili (comportamento che non può aver luogo nei collegamenti alla piastra di estremità).

I bulloni precaricati non sono richiesti nei collegamenti di telai rigidi.

3.5. Nodi di colmo (trave-trave)

La figura 3.4 rappresenta un tipico nodo di colmo. Quando sono presenti carichi gravitazionali, la parte inferiore del rinforzo è soggetta a trazione. Detto rinforzo può essere realizzato dalla sezione della trave o dalla piastra.

Per strutture modeste e momenti flettenti minimi, il nodo di colmo può utilizzare semplicemente una piastra di irrigidimento come in figura 3.5, piuttosto che ricorrere a un rinforzo flangiato.

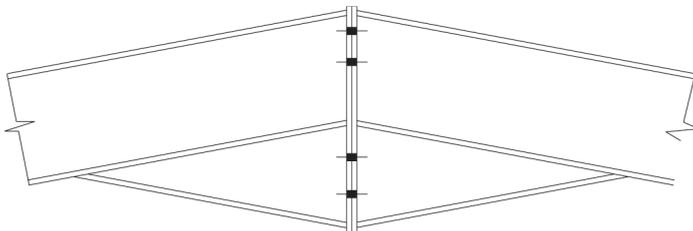


Figura 3.4. Tipico nodo di colmo

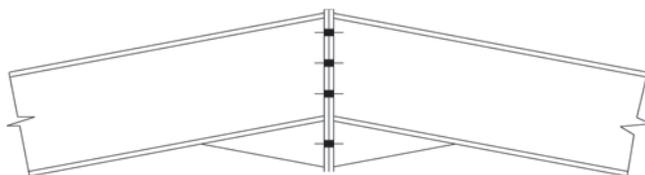


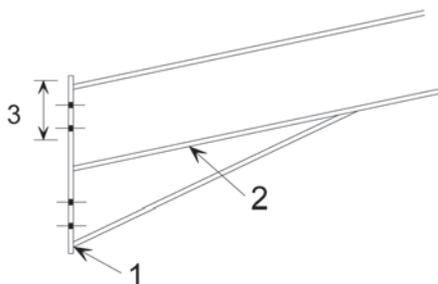
Figura 3.5. Dettaglio alternativo del nodo di colmo

3.6. Saldature

Come descritto nella sezione 1.7, le saldature continue resistenti a momento (full strength welds) sono solitamente necessarie sull'ala soggetta a trazione e adiacenti ai bulloni resistenti a trazione, come mostrato in figura 3.6 per quanto riguarda i nodi trave-colonna. Il resto della saldatura sull'anima è progettato per sopportare le sollecitazioni da taglio. Sebbene le saldature d'anima resistenti a taglio possano essere di dimensioni minori rispetto a quelle presenti nella zona tesa, nella pratica si è soliti realizzare saldature di uguale dimensione lungo tutta la lunghezza dell'anima.

Nella zona soggetta a compressione, ipotizzando che le estremità delle membrature siano state parzialmente tagliate, i componenti sono in appoggio diretto ed è necessaria solo una saldatura semplice. Per quanto concerne la progettazione in presenza di momento reversibile (con sollevamenti dovuti al vento), le saldature localizzate nella parte inferiore del rinforzo e alla sommità del nodo di colmo sono soggette a trazione, ed è necessario verificare l'adeguatezza delle saldature a queste azioni combinate.

La saldatura compresa tra il rinforzo e il lato inferiore della trave è solitamente un cordone di saldatura continuo. Sebbene una saldatura intermittente sarebbe



- 1 saldatura semplice (verificata a trazione per momento reversibile)
- 2 cordone di saldatura continuo
- 3 saldatura continua resistente a momento (full strength weld)

Figura 3.6. Saldature al rinforzo

perfettamente adeguata da un punto di vista strutturale, è solitamente più conveniente utilizzare una saldatura continua.

Integrazione al testo originale

a cura di Fondazione Promozione Acciaio

e U.P.I.V.E.B. (Unione Produttori Italiani Viteria e Bulloneria)

Fermo restando che le anteriori indicazioni scaturiscono da uno “standard” proposto nel libro, niente preclude l’uso di altre tipologie di bulloni con differenti caratteristiche, a questo proposito Fondazione Promozione Acciaio e U.P.I.V.E.B. hanno integrato al paragrafo 3.4 le seguenti considerazioni utili alla progettazione. Infatti, in linea del tutto generale, i prodotti sottoposti a marcatura CE (in accordo alla direttiva EU 89/106/CEE) completano il corretto proporzionamento e assemblaggio della giunzione bullonata, essendo noti, attraverso definite procedure di collaudo standardizzate, i parametri di serraggio, indispensabili per la posa in opera in qualità e sicurezza.

L’elemento di unione è composto da: vite, dado e rondelle. Esso è definito “assieme”. Nell’ipotesi in cui il giunto richieda soluzioni a serraggio controllato i sistemi di unione devono essere prescelti fra quelli indicati dalla norma EN 14399-3 (sistema HR) o dalla norma EN 14399-4 (sistema HV) (elementi di unione precaricati o “a serraggio controllato”).

In merito alle classi di resistenza, tali assieme possono essere utilizzati con viti nelle classi 8.8 e 10.9.

In presenza di soluzioni non precaricate e di sollecitazioni prevalenti di taglio, i sistemi più appropriati risultano essere i sistemi SB, regolamentati in ambito internazionale CEN dalle norme EN 15048-1 (elementi di unione non precaricati o a “non a serraggio controllato”).

I sistemi di unione precaricati sono utilizzabili anche in giunzioni a taglio in alternativa alla soluzione SB.

Se la scelta progettativa è orientata al sistema SB, particolare attenzione deve essere posta al momento della posa in opera degli elementi di unione. La norma EN 15048-1 ammette la composizione dell’assieme di assemblaggio utilizzando componenti provenienti da bulloneria standard ISO, come ad esempio ISO 4014 (viti a filetto parziale), oppure ISO 4017 (viti a tutto filetto), combinata con ISO 4032 (dadi) e, se richiesto dal progettista, anche con ISO 7091 (rondelle). È però importante essere sicuri che tali componenti siano identificati e contrassegnati in modo chiaro e univoco con il marchio SB, stampigliato sulla testa della vite sulla superficie del dado, in accordo alla norma EN 15048-1. Il marchio CE per questi prodotti è anch’esso obbligatorio e deve essere esposto obbligatoriamente sulle etichette che identificano le singole confezioni.

In merito alle classi di resistenza, tali assieme possono essere utilizzati con viti nelle classi 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.8, 8.8 e 10.9.

Dati tecnici

Le norme europee di riferimento per la bulloneria impiegata nelle costruzioni metalliche (assiemi vite + dado + rondella) sono quindi:

- UNI EN 14399-1 per collegamenti precaricati;
- UNI EN 15048-1 per collegamenti non precaricati.

Nel presente paragrafo sono considerati sistemi di unione elementari, in quanto parti costituenti i collegamenti strutturali tra le membrature in acciaio. Le tipologie di unione analizzate sono quelle realizzate tramite bulloni. Le unioni realizzate con bulloni si distinguono in “precaricate” e “non precaricate”. La bulloneria conforme alla UNI EN 14399-1 è adatta anche ad essere utilizzata per soddisfare i requisiti della bulloneria per giunzioni non precaricate (UNI EN 15048-1).

Bulloni per giunzioni precaricate

Gli assiemi vite/dado/rondelle impiegati nelle giunzioni precaricate devono soddisfare:

- i requisiti di cui alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1;
- la regolamentazione per la marcatura CE.

Le viti, i dadi e le rondelle in acciaio devono essere associati come indicato nella tabella seguente.

Sistema	Viti		Dadi		Rondelle		Piastrine*	
	Classe di resistenza	Riferimento	Classe di resistenza	Riferimento	Durezza	Riferimento	Durezza	Riferimento
HR	8.8	UNI EN 4399, parte 3	8	UNI EN 14399, parte 3	300-370 HV	UNI EN 14399 parti 5 e 6	300-370 HV	UNI 5715 UNI 5716
	10.9	UNI EN 14399, parte 3	10	UNI EN 14399, parte 3				
HV	10.9	UNI EN 14399, parte 4	10	UNI EN 14399, parte 4				
HRC	10.9	UNI EN 14399, parte 10	10	UNI EN 14399, parte 3	300-370 HV	UNI EN 14399 parti 5 e 6	----	-----

* L'utilizzo delle piastrine non è contemplato nelle norme armonizzate.

N.B.: Il CD allegato contiene un sagomario della bulloneria strutturale.

Bulloni per giunzioni non precaricate

Gli assiemi viti/dadi/rondelle devono soddisfare:

- i requisiti di cui alla norma europea UNI EN 15048-1;
- la regolamentazione per la marcatura CE.

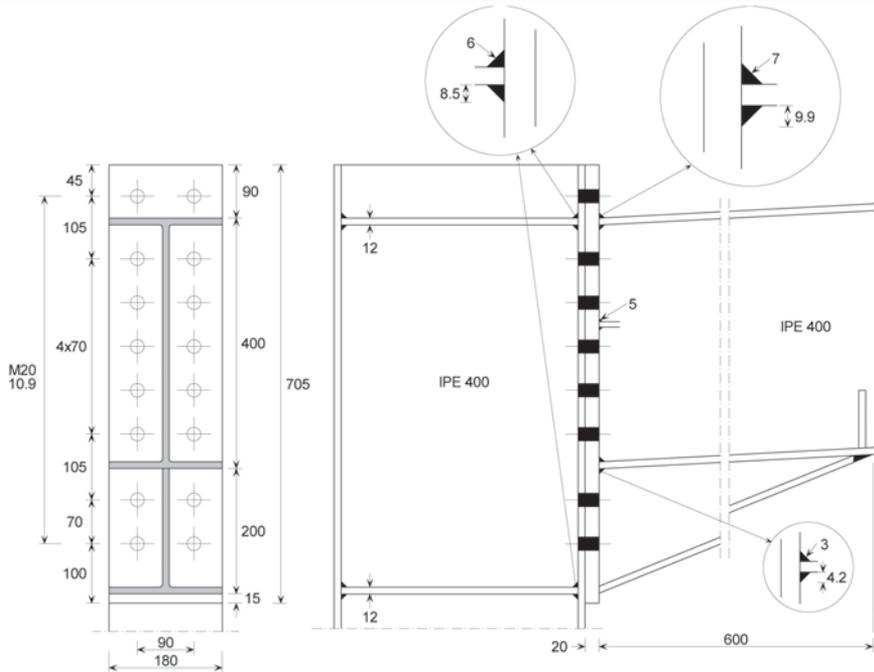
- in alternativa anche gli assiemi conformi alle specifiche tecniche prescritte dalla norma UNI EN 14399-1 sono idonei per l'uso in giunzioni non precaricate.

Viti/dadi/rondelle in acciaio devono essere associate come da tabella seguente.

Sistema	Viti	Dadi	Rondelle	Riferimento
	Classe di resistenza	Classe di resistenza	Durezza	
SB	4.6	4, 5, 6 oppure 8	100 HV min	UNI EN 15048 parte 1
SB	4.8			
SB	5.6	5, 6 oppure 8		
SB	5.8			
SB	6.8	6 oppure 8		
SB	8.8	8 oppure 10	100 HV min oppure 300 HV min	
SB	10.9	10 oppure 12		

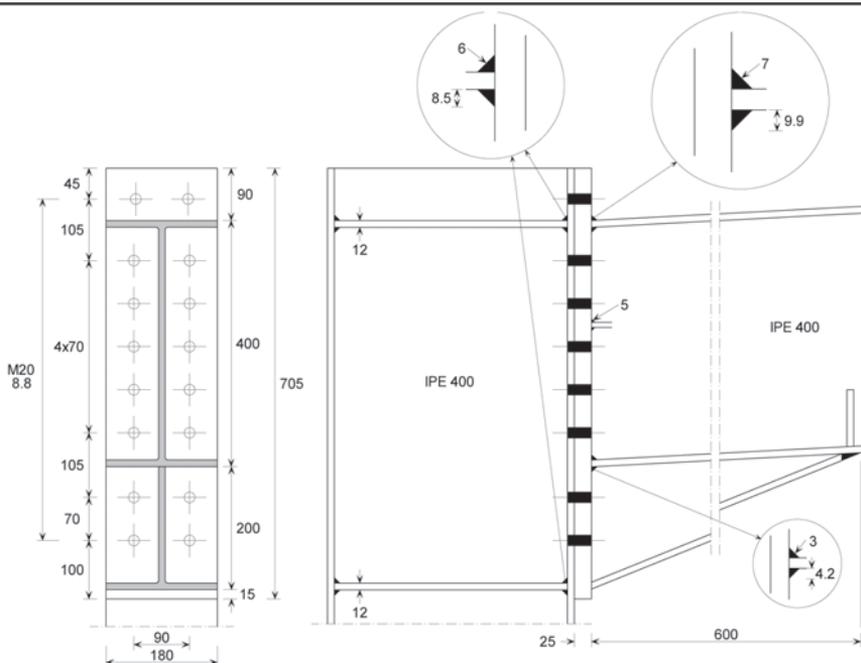
N.B.: Il CD allegato contiene un sagomario della bulloneria strutturale.

Tabella 4.31. Nodo trave-colonna – IPE 400



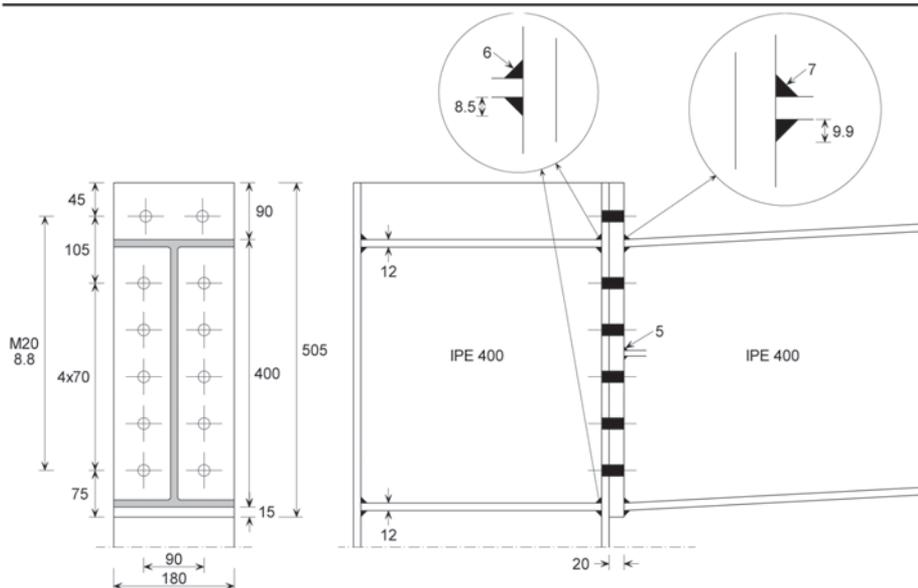
Bulloni M20	10.9			
Diametro foro	22 mm			
Irrigidimenti alla colonna	$t_p = 12$ mm			
Piastra di estremità	$t_p = 20$ mm			
Colonna IPE 400	Trave IPE 400	S235	S275	S355
Momento positivo				
Momento resistente di progetto $M_{j,Rd}$ (kNm)		293,9	341,6	435,2
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)			11,53	
Momento negativo				
Momento resistente di progetto $M_{j,Rd}$ (kNm)		234,9	274,3	336,5
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)			16,56	
Resistenza assiale di progetto				
Trazione $N_{tj,Rd}$ (kN)		579	678	875
Compressione $N_{cj,Rd}$ (kN)		579	678	875
Resistenza a taglio di progetto $V_{j,Rd}$ (kN)			439	

Tabella 4.32. Nodo trave-colonna – IPE 400



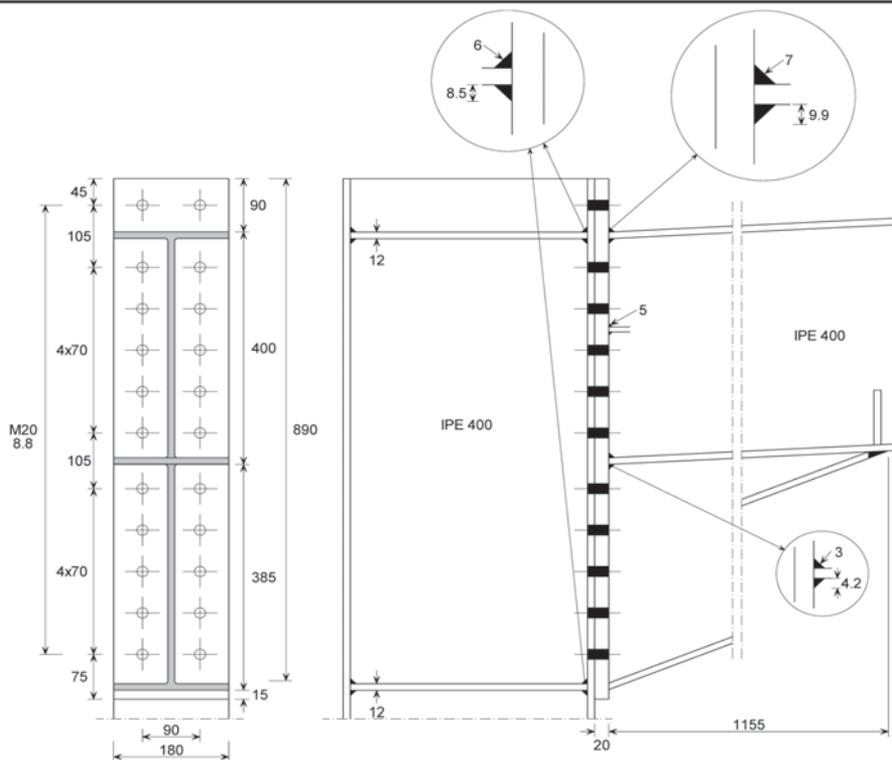
Bulloni M20	8.8			
Diametro foro	22 mm			
Irrigidimenti alla colonna	$t_p = 12$ mm			
Piastra di estremità	$t_p = 25$ mm			
Colonna IPE 400	Trave IPE 400	S235	S275	S355
Momento positivo				
Momento resistente di progetto $M_{j,Rd}$ (kNm)		291,2	338,3	420,8
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)			11,41	
Momento negativo				
Momento resistente di progetto $M_{j,Rd}$ (kNm)		233,9	263,0	311,8
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)			16,49	
Resistenza assiale di progetto				
Trazione $N_{t,j,Rd}$ (kN)		579	678	875
Compressione $N_{c,j,Rd}$ (kN)		579	678	875
Resistenza a taglio di progetto $V_{j,Rd}$ (kN)			421	

Tabella 4.33. Nodo trave-colonna – IPE 400



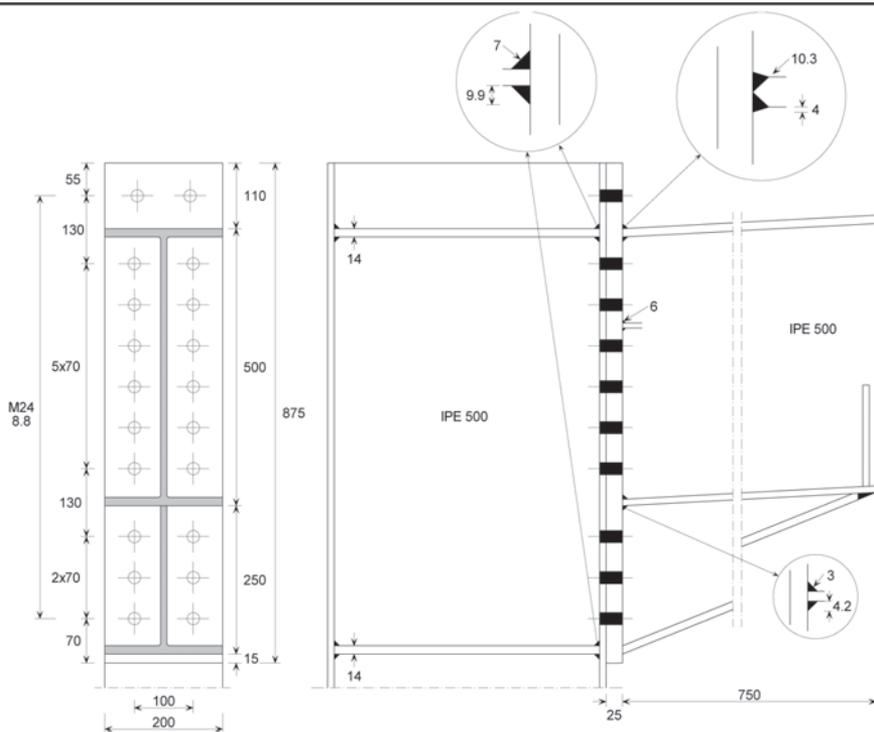
Bulloni M20	8.8			
Diametro foro	22 mm			
Irrigidimenti alla colonna	$t_p = 12$ mm			
Piastra di estremità	$t_p = 20$ mm			
Colonna IPE 400	Trave IPE 400	S235	S275	S355
Momento positivo				
Momento resistente di progetto $M_{i,Rd}$ (kNm)	186,6	214,8	258,2	
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)		21,58		
Momento negativo				
Momento resistente di progetto $M_{i,Rd}$ (kNm)	142,7	160,0	176,5	
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)		35,16		
Resistenza assiale di progetto				
Trazione $N_{t,i,Rd}$ (kN)	579	678	875	
Compressione $N_{c,i,Rd}$ (kN)	579	678	875	
Resistenza a taglio di progetto $V_{j,Rd}$ (kN)		316		

Tabella 4.34. Nodo trave-colonna – IPE 400



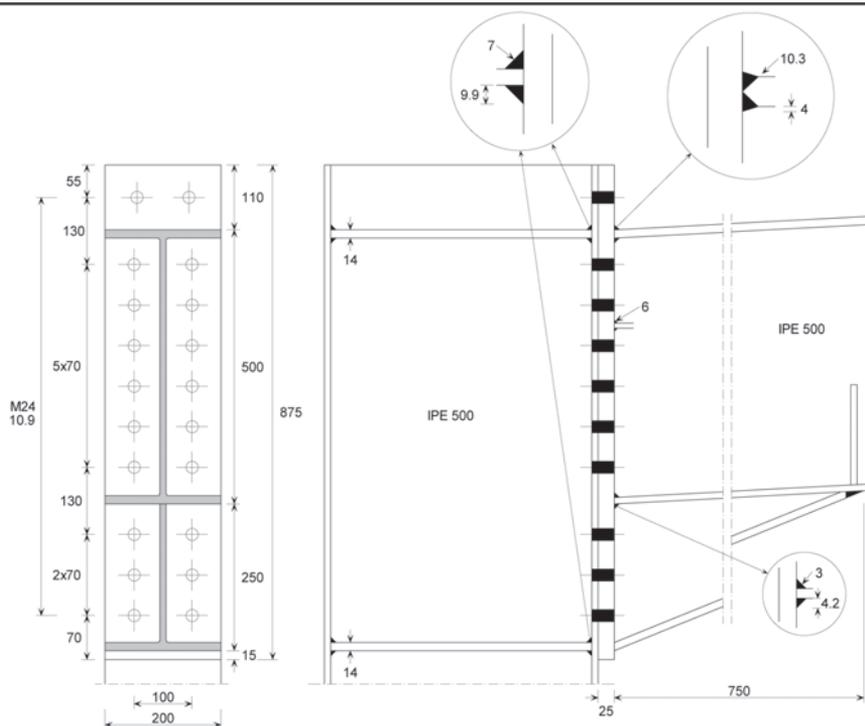
Bulloni M20	8.8			
Diametro foro	22 mm			
Irrigidimenti alla colonna	$t_p = 12$ mm			
Piastra di estremità	$t_p = 20$ mm			
Colonna IPE 400	Trave IPE 400	S235	S275	S355
Momento positivo				
Momento resistente di progetto $M_{j,Rd}$ (kNm)	388,0	451,8	564,0	
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)		7,95		
Momento negativo				
Momento resistente di progetto $M_{j,Rd}$ (kNm)	347,3	400,9	498,3	
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)		9,59		
Resistenza assiale di progetto				
Trazione $N_{t,j,Rd}$ (kN)	579	678	875	
Compressione $N_{c,j,Rd}$ (kN)	579	678	875	
Resistenza a taglio di progetto $V_{j,Rd}$ (kN)		580		

Tabella 4.35. Nodo trave-colonna – IPE 500



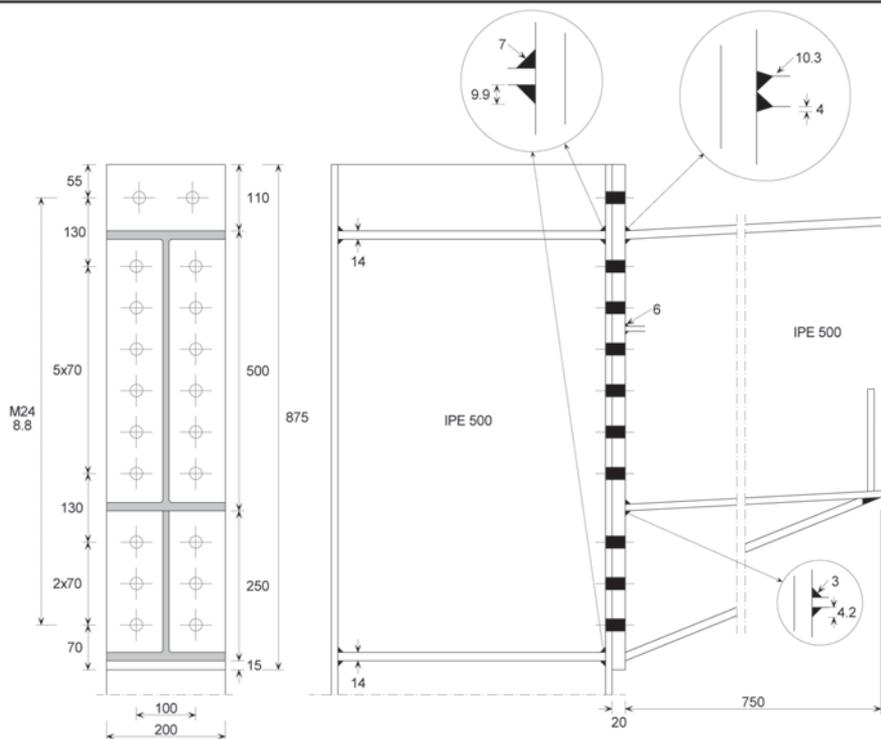
Bulloni M24	8.8			
Diametro foro	26 mm			
Irrigidimenti alla colonna	$t_p = 14$ mm			
Piastra di estremità	$t_p = 25$ mm			
Colonna IPE 500	Trave IPE 500	S235	S275	S355
Momento positivo				
Momento resistente di progetto $M_{j,Rd}$ (kNm)		511,0	593,9	739,7
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)			13,80	
Momento negativo				
Momento resistente di progetto $M_{j,Rd}$ (kNm)		458,4	529,9	650,5
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)			16,62	
Resistenza assiale di progetto				
Trazione $N_{tj,Rd}$ (kN)		812	951	1227
Compressione $N_{cj,Rd}$ (kN)		812	951	1227
Resistenza a taglio di progetto $V_{j,Rd}$ (kN)				
			759	

Tabella 4.36. Nodo trave-colonna – IPE 500



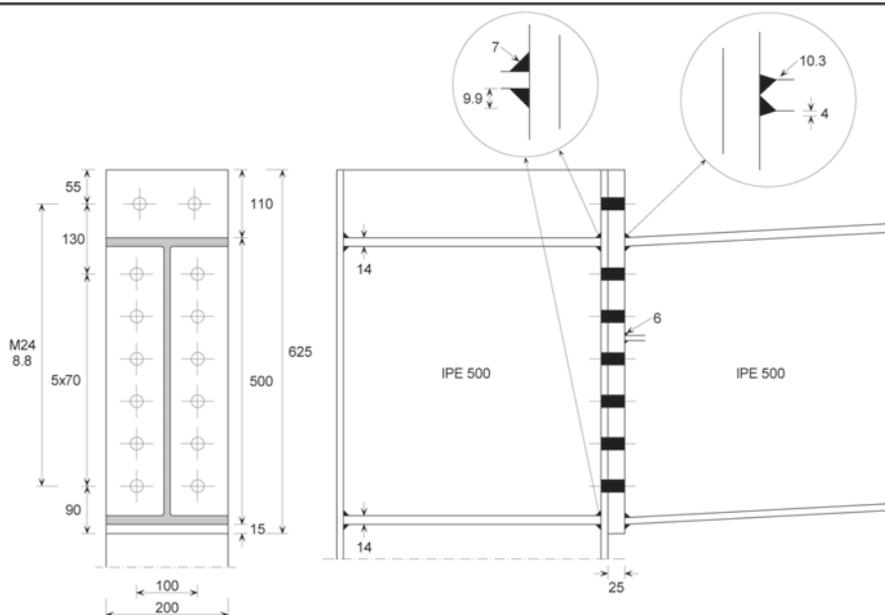
Bulloni M24	10.9			
Diametro foro	26 mm			
Irrigidimenti alla colonna	$t_p = 14$ mm			
Piastra di estremità	$t_p = 25$ mm			
Colonna IPE 500	Trave IPE 500	S235	S275	S355
Momento positivo				
Momento resistente di progetto $M_{j,Rd}$ (kNm)		514,9	599,2	763,7
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)			13,80	
Momento negativo				
Momento resistente di progetto $M_{j,Rd}$ (kNm)		492,3	537,6	682,1
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)			16,62	
Resistenza assiale di progetto				
Trazione $N_{t,j,Rd}$ (kN)		812	951	1227
Compressione $N_{c,j,Rd}$ (kN)		812	951	1227
Resistenza a taglio di progetto $V_{j,Rd}$ (kN)				
			791	

Tabella 4.37. Nodo trave-colonna – IPE 500



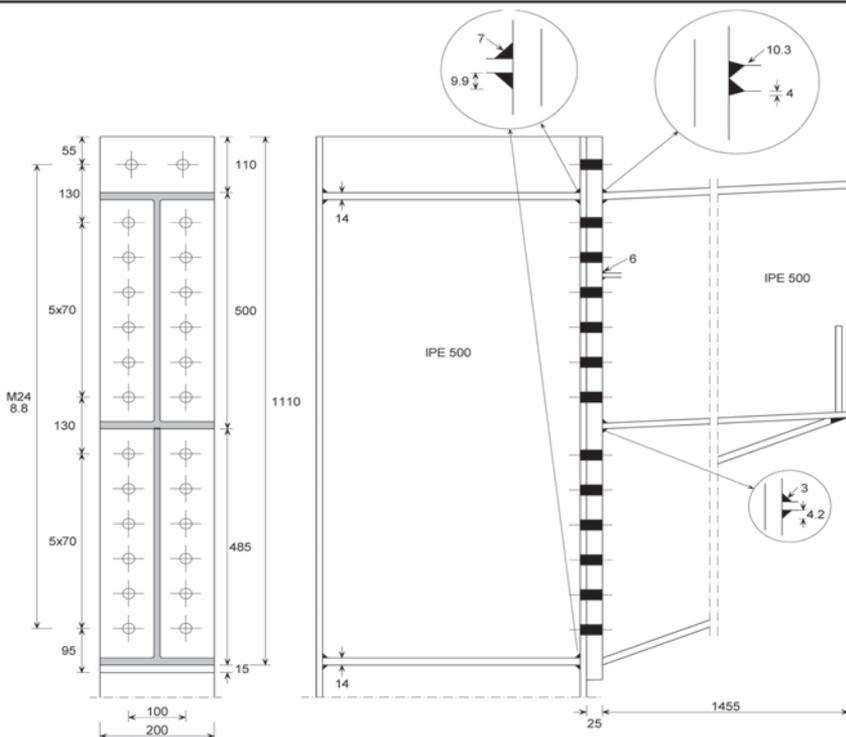
Bulloni M24	8.8			
Diametro foro	26 mm			
Irrigidimenti alla colonna	$t_p = 14$ mm			
Piastra di estremità	$t_p = 20$ mm			
Colonna IPE 500	Trave IPE 500	S235	S275	S355
Momento positivo				
Momento resistente di progetto $M_{i,Rd}$ (kNm)		500,2	580,9	716,4
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)			14,17	
Momento negativo				
Momento resistente di progetto $M_{i,Rd}$ (kNm)		458,4	529,9	650,5
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)			16,77	
Resistenza assiale di progetto				
Trazione $N_{t,j,Rd}$ (kN)		812	951	1227
Compressione $N_{c,j,Rd}$ (kN)		812	951	1227
Resistenza a taglio di progetto $V_{j,Rd}$ (kN)				
			759	

Tabella 4.38. Nodo trave-colonna – IPE 500



Bulloni M24	8.8			
Diametro foro	26 mm			
Irrigidimenti alla colonna	$t_p = 14$ mm			
Piastra di estremità	$t_p = 25$ mm			
Colonna IPE 500	Trave IPE 500	S235	S275	S355
Momento positivo				
Momento resistente di progetto $M_{j,Rd}$ (kNm)		327,8	379,0	462,3
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)			25,97	
Momento negativo				
Momento resistente di progetto $M_{j,Rd}$ (kNm)		258,4	297,9	353,7
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)			40,84	
Resistenza assiale di progetto				
Trazione $N_{t,j,Rd}$ (kN)		812	951	1227
Compressione $N_{c,j,Rd}$ (kN)		812	951	1227
Resistenza a taglio di progetto $V_{j,Rd}$ (kN)			531	

Tabella 4.39. Nodo trave-colonna – IPE 500



Bulloni M24	8.8			
Diametro foro	26 mm			
Irrigidimenti alla colonna	$t_p = 14$ mm			
Piastra di estremità	$t_p = 25$ mm			
Colonna IPE 500	Trave IPE 500	S235	S275	S355
Momento positivo				
Momento resistente di progetto $M_{i,Rd}$ (kNm)		683,3	795,8	1000
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)			9,45	
Momento negativo				
Momento resistente di progetto $M_{i,Rd}$ (kNm)		612,8	712,6	899,3
Lunghezza minima campata per collegamento rigido $L_{b,min}$ (m)			11,28	
Resistenza assiale di progetto				
Trazione $N_{t,j,Rd}$ (kN)		812	951	1227
Compressione $N_{c,j,Rd}$ (kN)		812	951	1227
Resistenza a taglio di progetto $V_{j,Rd}$ (kN)			987	