

Corso di aggiornamento professionale

PROGETTO DI STRUTTURE IN ACCIAIO

Spoleto, 17-19 Maggio 2018

Organizzato da

APICE srl

con il patrocinio di

Ordine degli ingegneri della provincia di Perugia e Fondazione Promozione Acciaio



Prof. Ing. Gianfranco DE MATTEIS

gianfranco.dematteis@unicampania.it



Acciaio è **DIVERSIFICAZIONE**

Peculiarità e tipologie delle strutture in acciaio

Acciaio è **SOSTENIBILITÀ**

Acciaio è **EFFICIENZA**

L' Acciaio è **PROTEZIONE SISMICA**

PONTI



Sidney Harbour Bridge



Bay Bridge _ San Francisco

AEROPORTI



Faro Airport - Algarve Portugal



Munich Airport

COSA PROGETTARE IN ACCIAIO ? _ Utilizzo nell' Architettura

PALASPORT



Palasport Pesaro



Palasport Olimpico Torino

STADI



Stadio Olimpico di Roma



Stadio San Nicola di Bari

LEGGEREZZA E MODULARITÀ

Il Crystal Palace è il più famoso edificio tra i tanti padiglioni costruiti per le esposizioni universali di fine '800.

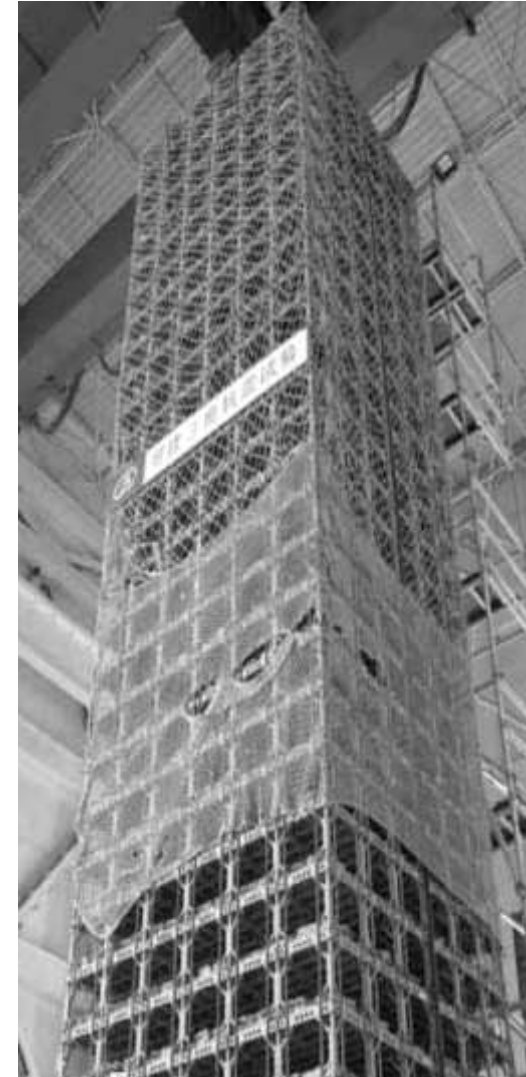
Costruito interamente in ferro e vetro, completamente smontabile, rappresenta la versatilità degli elementi in acciaio che sono sia struttura che architettura. È la rottura con le modalità costruttive precedenti.



Joseph Paxton, Crystal Palace, esposizione universale (1851), London

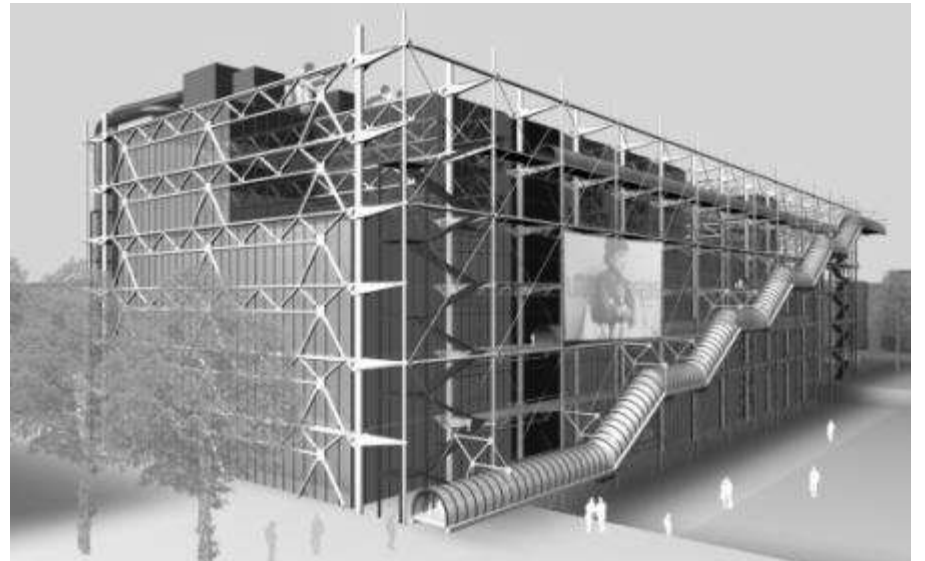
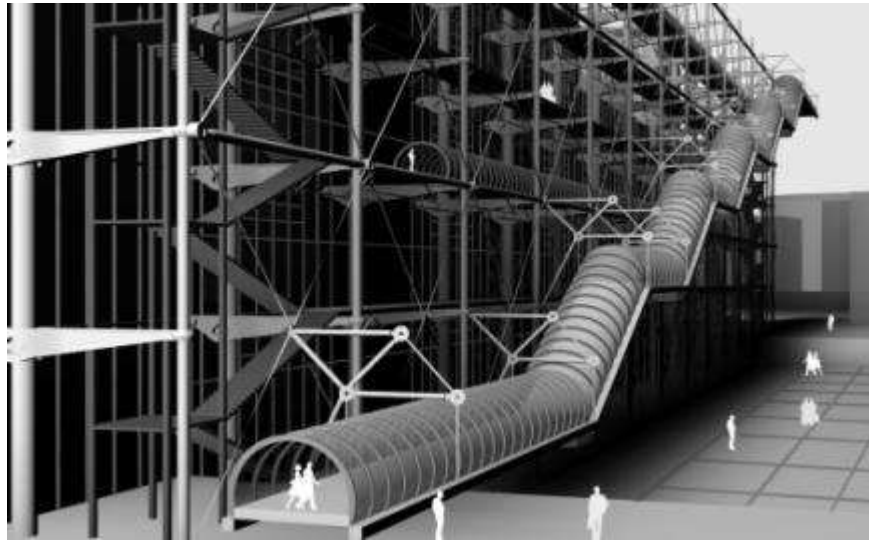
PREFABBRICABILITÀ E RAPIDITÀ

T30 Tower Hotel a Changsha (Cina)



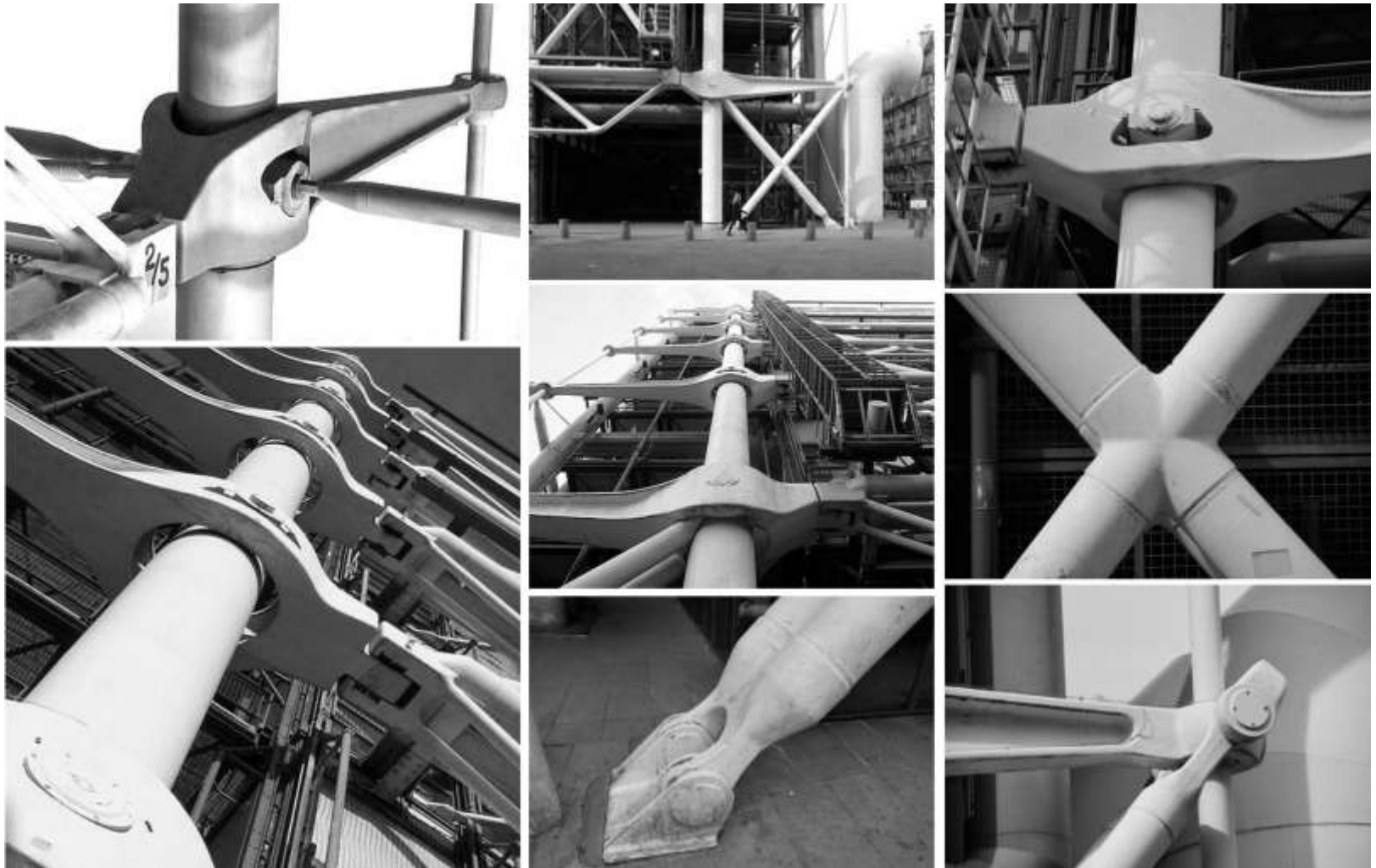
ASSEMBLAGGIO

DIVERSIFICAZIONE E
VALORIZZAZIONE DEL DETTAGLIO



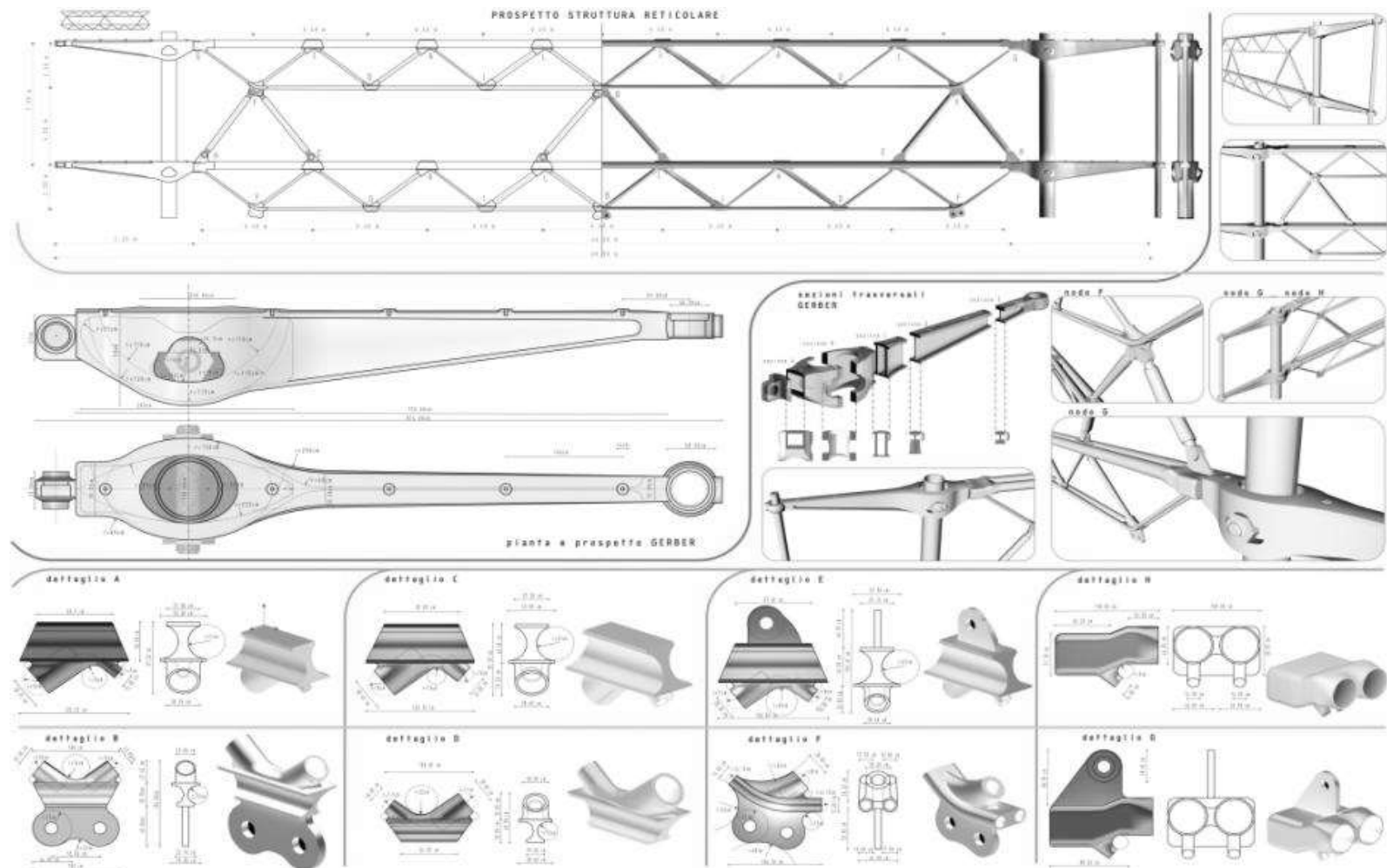
Renzo Piano, Le Centre Pompidou, Parigi

PERCHÈ PROGETTARE IN ACCIAIO ? _ Utilizzo nell' Architettura



Renzo Piano, Le Centre Pompidou, Parigi

PERCHÈ PROGETTARE IN ACCIAIO ? _ Utilizzo nell' Architettura

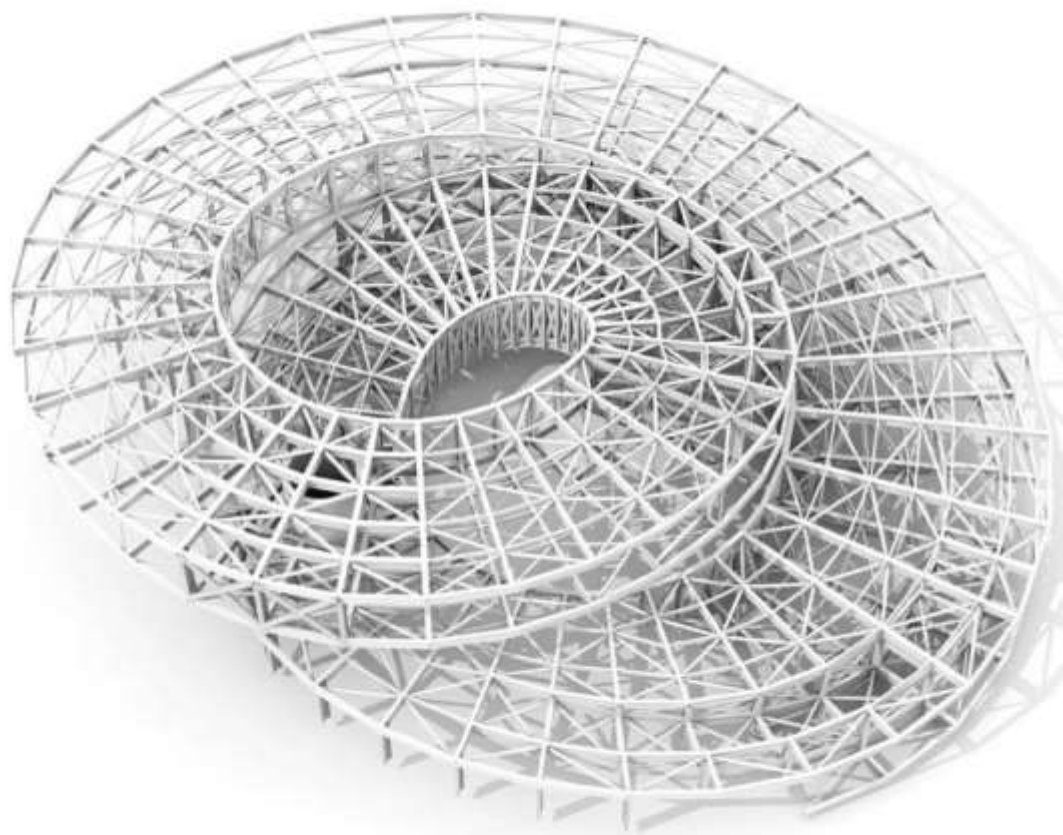


Renzo Piano, Le Centre Pompidou, Parigi

TRASPARENZA E MODELLABILITÀ



VALORIZZAZIONE DELLA FORMA MEDIANTE L'UTILIZZO DI ELEMENTI TRADIZIONALI



BIG group, padiglione danese expo 2010 – Shanghai

SOSTENIBILITÀ

RICICLO

Oltre il 70% dell'acciaio utilizzato per la struttura del New York Times è RICICLATO.

Non è questo l'unico esperimento di Renzo Piano in termini di riciclo dell'acciaio per realizzare la parte portante di una sua architettura.



New York Times, Renzo Piano_ 2007

**SOSTENIBILITÀ
ED
EVOLUZIONE**

CITTÀ VERTICALE

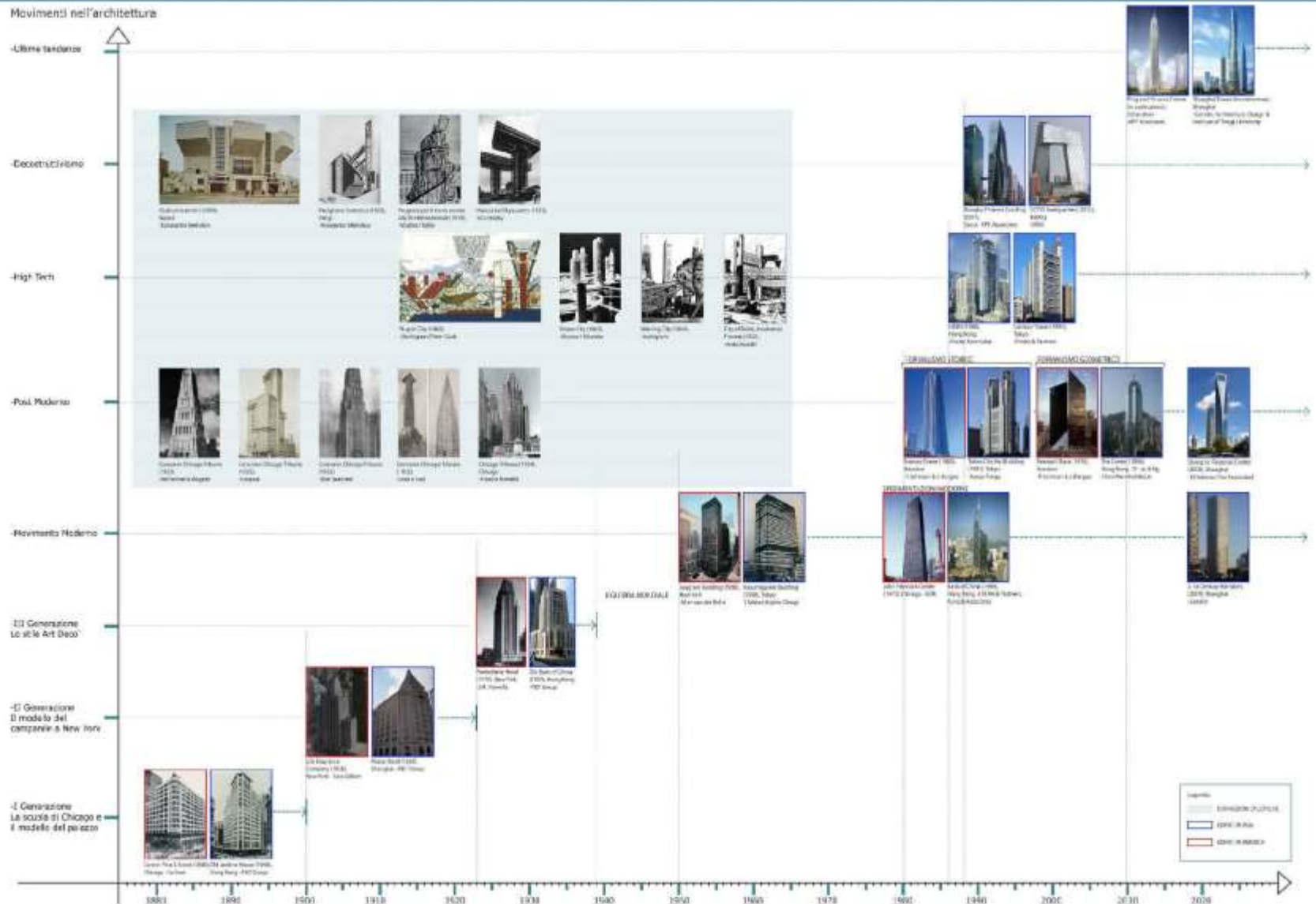
Minore utilizzo del suolo e maggiore efficienza nei trasporti, con conseguente riduzione dell'inquinamento



John Hancock Tower_ Skidmore, Owings & Merrill Architects

PERCHÈ PROGETTARE IN ACCIAIO ? _ Utilizzo nell' Architettura

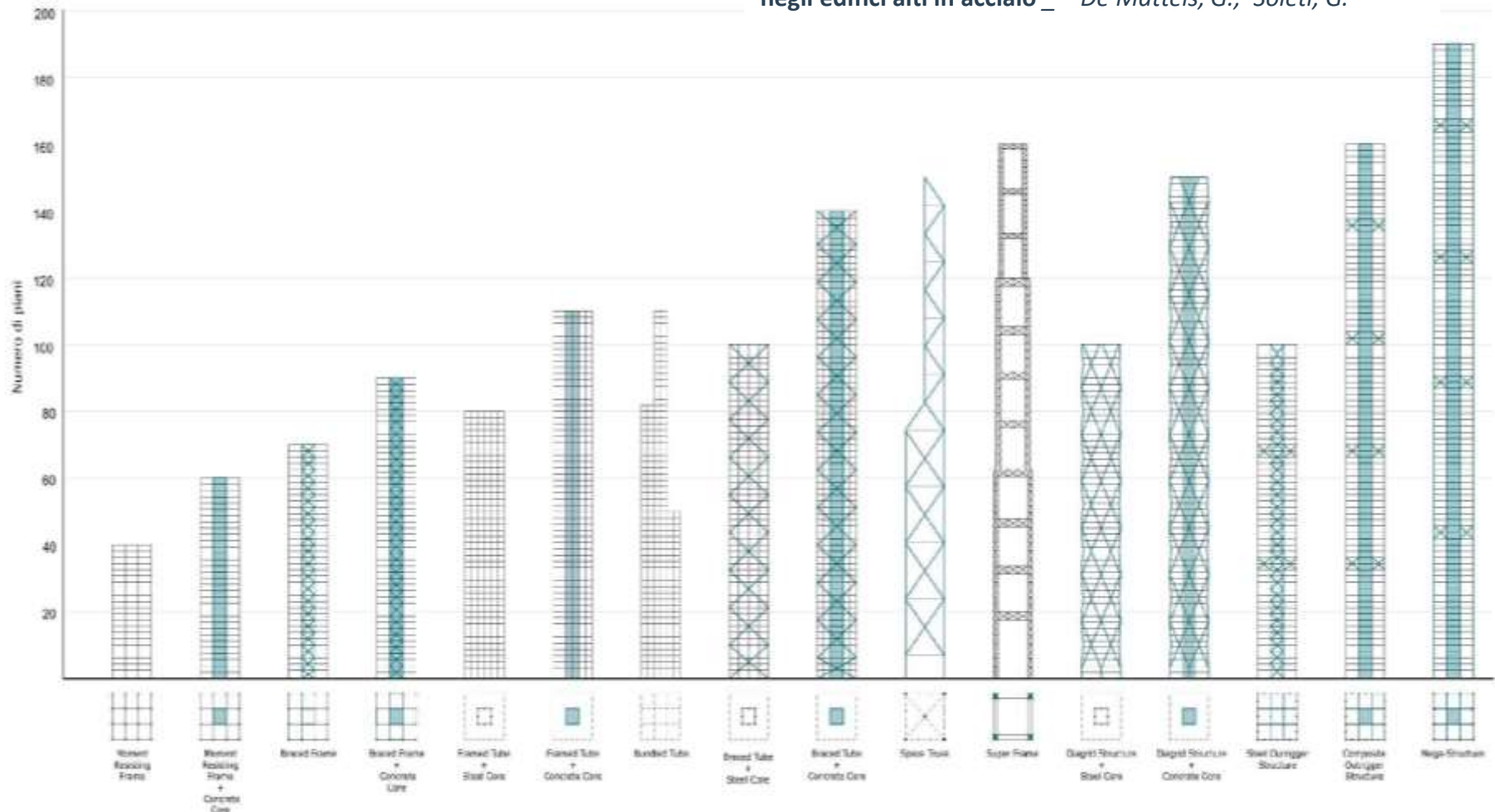
Evoluzione stilistica degli edifici alti



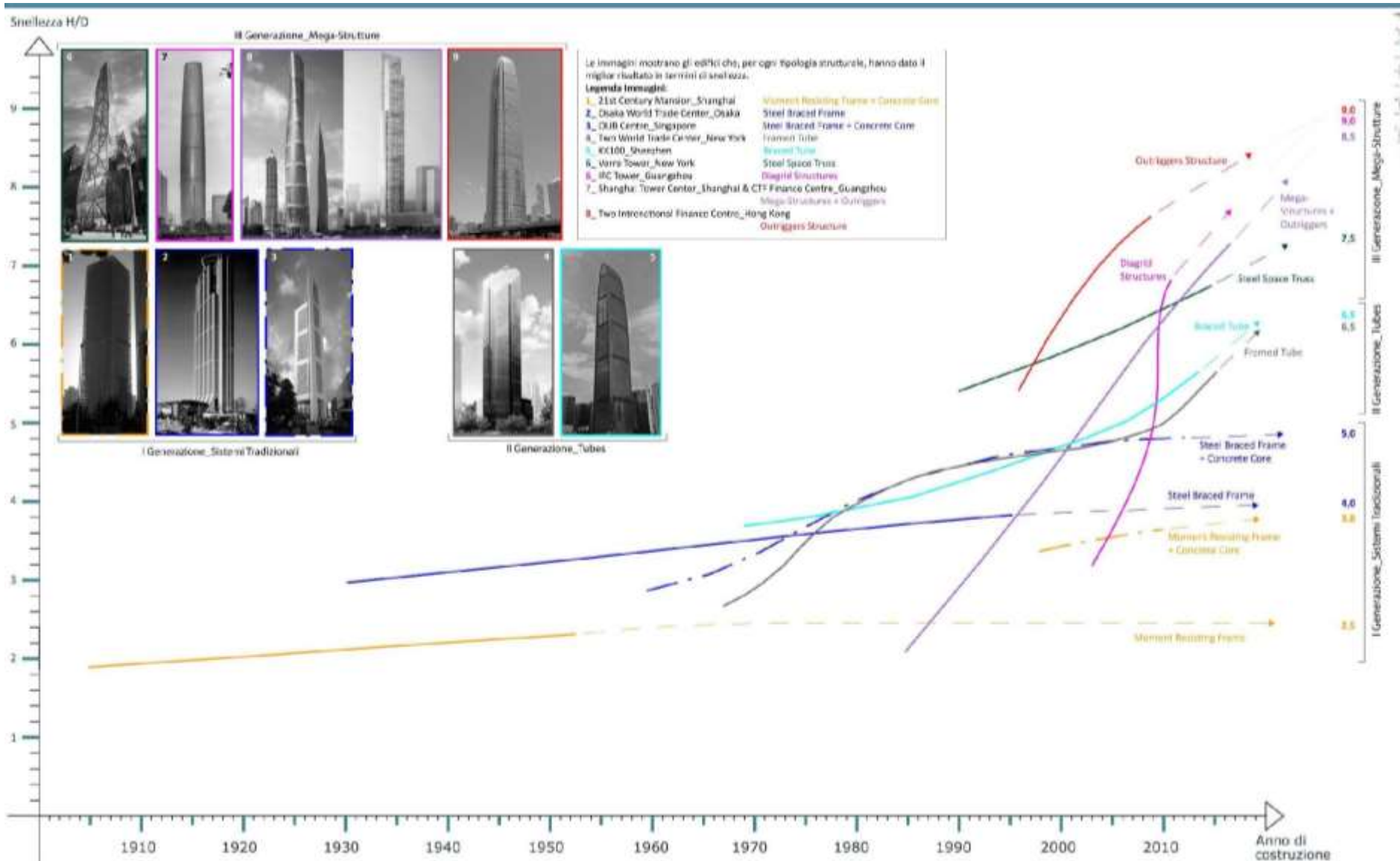
PERCHÈ PROGETTARE IN ACCIAIO ? _ Utilizzo nell' Architettura

Una nuova classificazione per gli edifici alti in acciaio

L'efficienza Strutturale come valorizzazione dell'architettura
negli edifici alti in acciaio _ De Matteis, G.; Soletti, G.



PERCHÈ PROGETTARE IN ACCIAIO ? _ Utilizzo nell' Architettura



RECUPERO DEGLI EDIFICI ESISTENTI

RICERCA DI SOLUZIONI EFFICACI E COMPETITIVE

RUOLO FONDAMENTALE DELL' ACCIAIO



- **LEGGEREZZA**
- Basso Rapporto **PESO-RESISTENZA**
- **DIMENSIONI CONTENUTE** degli elementi strutturali
- **REVERSIBILITÀ** DEGLI INTERVENTI
- **RISPETTO** dell'esistente
- **PREGIO ESTETICO** degli interventi in acciaio

RECUPERO DEGLI EDIFICI ESISTENTI

APPLICAZIONI SPECIALI

Gli interventi di adeguamento sismico degli edifici esistenti devono consentire il rispetto dei principi di **compatibilità** e **reversibilità** tramite l'uso sapiente delle tecniche e dei materiali più innovativi, nonché delle tecniche tradizionali più consuete.

La vulnerabilità del costruito, in particolare del patrimonio artistico e monumentale, rende il tema della protezione degli edifici esistenti un argomento di grande importanza.



PERCHÈ PROGETTARE IN ACCIAIO ? _ Utilizzo nell' Architettura

RECUPERO DEGLI EDIFICI ESISTENTI

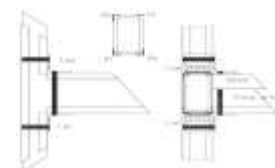
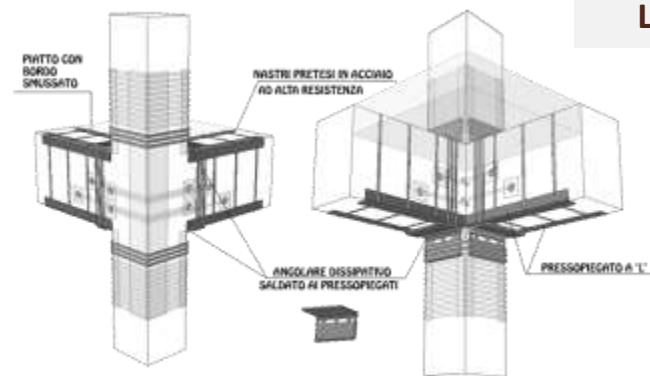
APPLICAZIONI SPECIALI (INTERVENTI LOCALI INNOVATIVI)

SISTEMA CAM _ Miglioramento dei pilastri e dei nodi dell'intera struttura

GLOBALE



LOCALE



PERCHÈ PROGETTARE IN ACCIAIO ? _ Utilizzo nell' Architettura

RECUPERO DEGLI EDIFICI ESISTENTI

APPLICAZIONI SPECIALI (INTERVENTI GLOBALI INNOVATIVI)

CONTROVENTI

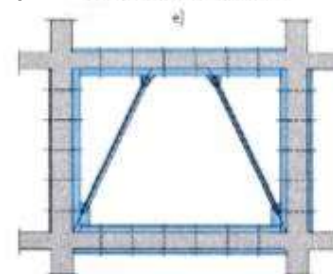


Controventi con leghe
a memoria di forma



Scuola Domiziano Viola (POTENZA)

Controventi eccentrici



RECUPERO DEGLI EDIFICI ESISTENTI

APPLICAZIONI SPECIALI

ILVA-IDEM project _Bagnoli, Napoli



La Normativa

(NTC 2018)

CAPITOLO 4 - COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

4.2. COSTRUZIONI DI ACCIAIO

Pag 91-115

(24 pagg.)

4.2.1. MATERIALI

4.2.1.1 ACCIAIO LAMINATO

4.2.1.2 ACCIAIO INOSSIDABILE

4.2.1.3 SALDATURE

4.2.1.4 BULLONI E CHIODI

4.2.2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

4.2.2.1 STATI LIMITE

4.2.3. ANALISI STRUTTURALE

4.2.3.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

4.2.3.2 CAPACITÀ RESISTENTE DELLE SEZIONI

4.2.3.3 METODI DI ANALISI GLOBALE

4.2.3.4 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

4.2.3.5 EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI

4.2.4. VERIFICHE

4.2.4.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

4.2.4.1.1 Resistenza di calcolo

4.2.4.1.2 Resistenza delle membrature

Trazione

Compressione

Flessione monoassiale (retta)

CAPITOLO 7 – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.5.	COSTRUZIONI DI ACCIAIO	Pag 239-247	(8 pagg.)
7.5.1.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI		
7.5.2.	TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO		
7.5.2.1	TIPOLOGIE STRUTTURALI		
7.5.2.2	FATTORI DI COMPORTAMENTO		
7.5.3.	REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI		
7.5.3.1	VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)	7.5.3.2	VERIFICHE DI DUTTILITA' (DUT)
7.5.4.	REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE		
7.5.4.1	TRAVI		
7.5.4.2	COLONNE		
7.5.4.3	COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA		
7.5.4.4	PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA		
7.5.4.5	COLLEGAMENTI COLONNA-FONDAZIONE		
7.5.5.	REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI		
7.5.6	REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI		

CAPITOLO 11 – MATERIALI E PRODOTTI AD USO STRUTTURALE

Pag 315-344

(29 pagg.)

11.3.

ACCIAIO

11.3.1.

PRESCRIZIONI COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE DI ACCIAIO

11.3.1.1

CONTROLLI

11.3.1.2

CONTROLLI DI PRODUZIONE IN STABILIMENTO E PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE

11.3.1.3

MANTENIMENTO E RINNOVO DELLA QUALIFICAZIONE

11.3.1.4

IDENTIFICAZIONE E RINTRACCIABILITÀ DEI PRODOTTI QUALIFICATI

11.3.1.5

FORNITURE E DOCUMENTAZIONE DI ACCOMPAGNAMENTO

11.3.1.6

PROVE DI QUALIFICAZIONE E VERIFICHE PERIODICHE DELLA QUALITÀ

11.3.1.7

CENTRI DI TRASFORMAZIONE

11.3.2.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

11.3.3.

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

CAPITOLO 11 – MATERIALI E PRODOTTI AD USO STRUTTURALE

11.3.4. ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE E PER STRUTTURE COMPOSTE

11.3.4.1 GENERALITÀ

11.3.4.2 ACCIAI LAMINATI

11.3.4.2.1 Controlli sui prodotti laminati

11.3.4.2.2 Fornitura dei prodotti laminati

11.3.4.3 ACCIAIO PER GETTI

11.3.4.4 ACCIAIO PER STRUTTURE SALDATE

11.3.4.5 PROCESSO DI SALDATURA

11.3.4.6 BULLONI E CHIODI

11.3.4.6.1 Bulloni “non a serraggio controllato”

11.3.4.6.2 Bulloni “a serraggio controllato”

11.3.4.6.3 Elementi di collegamento in acciaio inossidabile

11.3.4.6.4 Chiodi

11.3.4.7 CONNETTORI A PIOLO

11.3.4.8 ACCIAI INOSSIDABILI

11.3.4.9 ACCIAI DA CARPENTERIA PER STRUTTURE SOGGETTE AD AZIONI SISMICHE

11.3.4.10 CENTRI DI TRASFORMAZIONE E CENTRI DI PRODUZIONE DI ELEMENTI SERIALI IN ACCIAIO

11.3.4.11 PROCEDURE DI CONTROLLO SU ACCIAI DA CARPENTERIA

11.3.4.11.1 Controlli in stabilimento di produzione

11.3.4.11.1.1 *Suddivisione dei prodotti*

11.3.4.11.1.2 *Prove di qualificazione*

11.3.4.11.1.3 *Controllo continuo della qualità della produzione*

11.3.4.11.1.4 *Verifica periodica della qualità*

11.3.4.11.1.5 *Controlli su singole colate*

11.3.4.11.2 Controlli nei centri di trasformazione e nei centri di produzione di elementi tipologici in acciaio

11.3.4.11.2.1 *Centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo*

11.3.4.11.2.2 *Centri di prelavazione di componenti strutturali*

11.3.4.11.2.3 *Officine per la produzione di carpenterie metalliche*

11.3.4.11.2.4 *Officine per la produzione di bulloni e chiodi*

11.3.4.11.3 Controlli di accettazione in cantiere

Pag 315-344

(29 pagg.)

PARAGRAFO 4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO

- **Obbligatorietà dell'utilizzo completo della norma UNI EN 1090-2**

I requisiti per l'esecuzione di strutture di acciaio, al fine di assicurare un adeguato livello di resistenza meccanica e stabilità, di efficienza e di durata, devono essere conformi alle UNI EN 1090-2:2011, "Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio", per quanto non in contrasto con le presenti norme.

Tale norma era già parzialmente applicata dalle officine di produzione di carpenteria metallica in quanto conteneva le regole per il **controllo della produzione** propedeutico all'ottenimento della marcatura CE secondo la **UNI EN 1090-1**.

Le nuove NTC rendono cogente anche l'applicazione della **UNI EN 1090-2** riguardante il **montaggio delle strutture**, con un occhio in particolare allo svolgimento in sicurezza delle operazioni e alle tolleranze di montaggio.

CAPITOLO 11 COSTRUZIONI IN ACCIAIO

§ 11.3.4.10 CENTRI DI TRASFORMAZIONE E CENTRI DI PRODUZIONE DI ELEMENTI IN ACCIAIO

- **Classificazione per tipologia dei trasformatori e i produttori di carpenterie metalliche non soggette a marcatura CE secondo UNI EN 1090-1.**

11.3.4.10 CENTRI DI TRASFORMAZIONE E CENTRI DI PRODUZIONE DI ELEMENTI IN ACCIAIO

Nell'ambito degli acciai per carpenteria metallica, per i prodotti e/o componenti strutturali per cui non sia applicabile la marcatura CE, si definiscono

- Centri di trasformazione per carpenteria metallica: i centri di prelavorazione e le officine di produzione di carpenterie metalliche. I Centri di trasformazione devono possedere tutti i requisiti previsti al § 11.3.1.7, salvo diversamente specificato al punto 11.3.4.11.2.
- Centri di produzione di elementi in acciaio: i centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo, le officine per la produzione di bulloni e chiodi, le officine di produzione di elementi strutturali in serie. Ai produttori di elementi tipologici in acciaio si applicano le disposizioni previste al §11.3.4.1 ed al § 11.3.1.7 per i centri di trasformazione. Agli elementi seriali da essi fabbricati si applicano le disposizioni di cui al punto 11.1.

In particolare si definiscono:

- *centri di prelavorazione o di servizio*: quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio elementi base (prodotti lunghi e/o piani) e realizzano elementi singoli prelavorati che vengono successivamente utilizzati dalle officine di produzione di carpenteria metallica che realizzano, a loro volta, strutture complesse nell'ambito delle costruzioni;
- *officine di produzione di carpenteria metallica*: quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio elementi base (prodotti lunghi e/o piani) oppure dai centri di prelavorazione o di servizio elementi singoli prelavorati e realizzano, a seguito di una specifica ordinazione e su specifico progetto, strutture complesse destinate ad una singola ed identificata opera di costruzione;

CAPITOLO 11 COSTRUZIONI IN ACCIAIO

§ 11.3.4.11.3 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

- **Controllo di accettazione in cantiere**

A seconda delle tipologie di materiali pervenute in cantiere il Direttore dei Lavori deve effettuare i seguenti controlli:

- Elementi di Carpenteria Metallica: 3 prove ogni 90 tonnellate; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di quantità di acciaio da carpenteria non superiore a 2 tonnellate, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori, che terrà conto anche della complessità della struttura.

- Lamiere grecate e profili formati a freddo: 3 prove ogni 15 tonnellate; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera,, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di una quantità di lamiere grecate o profili formati a freddo non superiore a 0.5 tonnellate, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori.

- Bulloni e chiodi: 3 campioni ogni 1500 pezzi impiegati; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di una quantità di pezzi non superiore a 100, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori.

- Giunzioni meccaniche: 3 campioni ogni 100 pezzi impiegati; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di una quantità di pezzi non superiore a 10, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori.

I criteri di accettazione dei controlli devono essere stabiliti dal direttore dei lavori in maniera oggettiva e riportati nella "Relazione sui controlli e sulle prove di accettazione sui materiali e prodotti strutturali" predisposta dal direttore dei lavori al termine dei lavori stessi.

CAPITOLO 7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

§ 7.5 COSTRUZIONI IN ACCIAIO

- Modifiche all'impiego del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd}**

Sostituito da un nuovo fattore γ_{ov} , che riflette la possibilità che l'effettivo limite di snervamento dell'acciaio sia maggiore del limite nominale. Il fattore γ_{Rd} è impiegato esclusivamente per il controllo della gerarchia delle resistenze e i relativi valori sono inclusi in **Tab. 7.2.1**.

Tab. 7.2.1 - Fattori di sovrarresistenza γ_{Ra} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Acciaio	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30

7.5.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

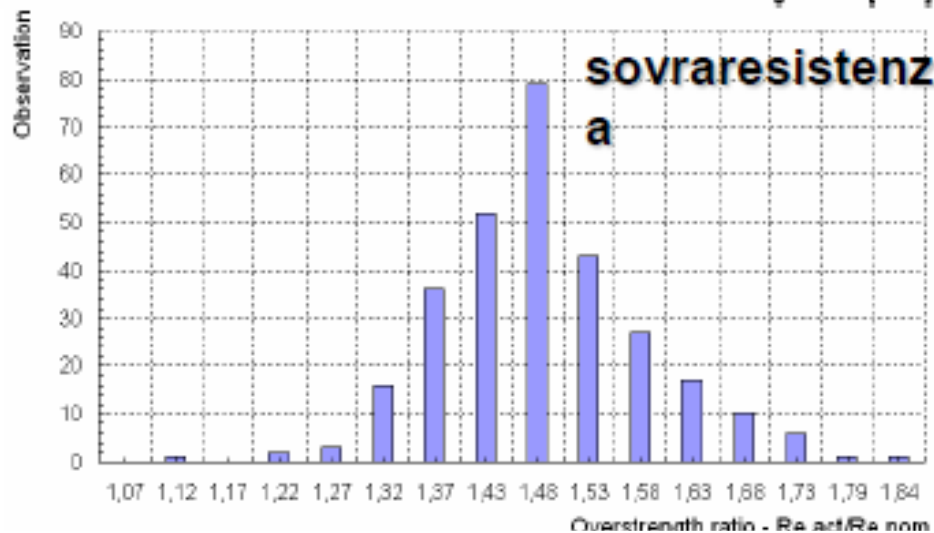
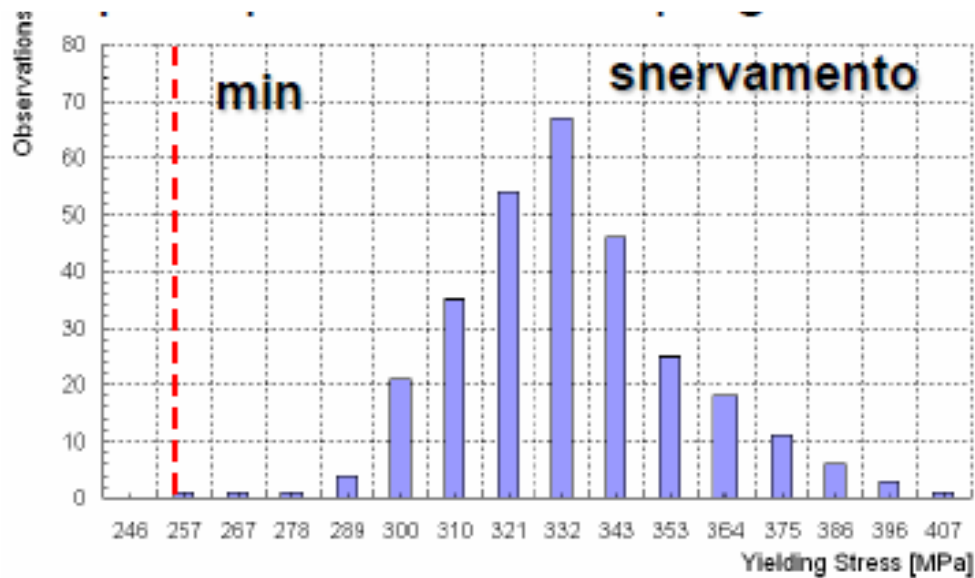
L'acciaio strutturale deve essere conforme ai requisiti del § 11.3.4.9.

La distribuzione delle proprietà del materiale, nella struttura, quali la tensione di snervamento e la tenacità deve essere tale che le zone dissipative si formino dove stabilito nella progettazione.

Ai fini della progettazione, il fattore di sovrarresistenza del materiale, γ_{ov} è assunto pari a 1,25 per gli acciai tipo S235, S275 ed S355 e pari a 1,15 per gli acciai tipo S420 e S460.

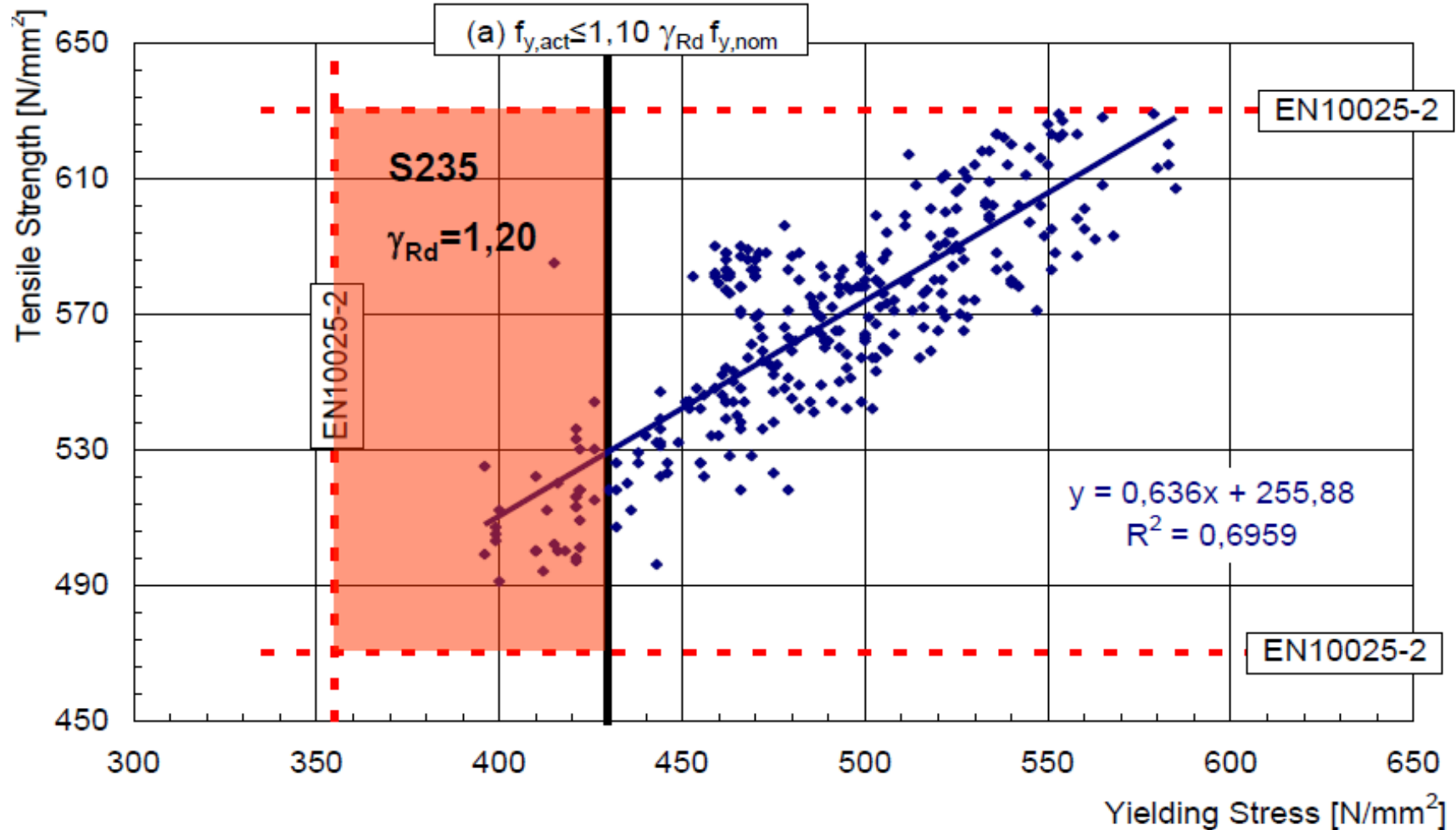
Principali novità delle NTC 2018

Sul perché di γ_{ov}



$$\gamma_{ov} = \frac{f_{y,misurato}}{f_{y,nominale}} = 1.25 \quad (EC8)$$

Sul perché di γ_{Rd}



CAPITOLO 7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

§ 7.5 COSTRUZIONI IN ACCIAIO

- **Modifiche ai paragrafo 7.5.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)
7.5.3.2 VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)**

Paragrafi riscritti distinguendo specificatamente le verifiche di resistenza da quelle di duttilità. La distinzione in questione si ritrova anche nei paragrafi successivi relativi alle varie tipologie strutturali.

7.5.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

I collegamenti in zone dissipative devono consentire la plasticizzazione delle parti dissipative collegate, garantendo il soddisfacimento del seguente requisito:

$$R_{j,d} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd} \quad [7.5.1]$$

dove:

$R_{j,d}$ è la capacità di progetto del collegamento;

$R_{pl,Rd}$ è la capacità al limite plastico della membratura dissipativa collegata;

$R_{U,Rd}$ è il limite superiore della capacità della membratura collegata.

Nel caso di membrane tese con collegamenti bullonati, la capacità corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento della sezione deve risultare inferiore alla capacità corrispondente al raggiungimento della tensione di rottura della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento; si deve quindi verificare che:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1,1 \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \quad [7.5.2]$$

essendo A l'area lorda e A_{res} l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori, integrata da un'eventuale area di rinforzo. I fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} sono definiti nella Tab. 4.2.V del § 4.2.3.1.1. delle presenti norme.

CAPITOLO 7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

§ 7.5 COSTRUZIONI IN ACCIAIO

• 7.5.3.2 VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Anche per l'acciaio si ribadisce che le verifiche di duttilità sono implicitamente soddisfatte se si adottano le prescrizioni specificatamente raccomandate per le varie tipologie.

• 7.5.4.2 COLONNE (RES)

Verifiche di resistenza (RES)

La capacità delle colonne deve essere confrontata con la combinazione più sfavorevole della domanda a flessione ed a sforzo normale.

La domanda deve essere determinata come segue:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad [7.5.7]$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad [7.5.8]$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad [7.5.9]$$

• 7.5.4.3 COLLEGAMENTI TRAVE COLONNA

Prescrizioni riguardanti la progettazione in capacità trave-colonna.

Per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo, deve inoltre essere rispettata la seguente disequaglianza per ogni nodo trave-colonna del telaio

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad [7.5.11]$$

L e costruzioni di acciaio

NTC/18 - § 4.2.1. - MATERIALI

Gli acciai per impiego strutturale devono appartenere ai gradi da S235 a S460 e le loro caratteristiche devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4 delle presenti norme.

Per le applicazioni nelle zone dissipative delle costruzioni soggette ad azioni sismiche sono richiesti ulteriori requisiti specificati nel § 11.3.4.9 delle presenti norme.

In sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 ed UNI EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle seguenti.

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Costruzioni di ACCIAIO

NTC/18 - § 4.2.1. - MATERIALI

Tab. 4.2.II - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 MH/MLH	275	370		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		
S 460 NH/NLH	460	550		

CNR 10011-97

2.2.1.1. Profilati, barre, larghi piatti, lamiera

Prospetto 2-I

Simbolo adottato	Simbolo UNI	Caratteristica o parametro		Fe 360 ¹⁾ (Fe 37)	Fe 430 ¹⁾ (Fe 44)	Fe 510 ¹⁾ (Fe 52)	
f_t	R	Tensione (carico unitario) di rottura a trazione N/mm ²		≥ 360	≥ 430	≥ 510	
f_y	R _s	Tensione (carico unitario) di snervamento N/mm ²		≥ 235 ²⁾	≥ 275 ²⁾	≥ 355 ²⁾	
KV	KV	Resilienza KV	J	B + 20 °C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
				C 0 °C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
				D - 20 °C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
ϵ_t	A	Allungamento percentuale a rottura ($L_0 = 5,65 \sqrt{A_0}$) — per lamiera — per barre (laminati mercantili), profilati, larghi piatti		≥ 26 ⁴⁾ ≥ 28 ⁴⁾	≥ 23 ⁴⁾ ≥ 24 ⁴⁾	≥ 21 ⁴⁾ ≥ 22 ⁴⁾	

1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai Fe 360, Fe 430 ed Fe 510 nei gradi B, C e D della UNI 7070, anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

2) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm²; per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm².

3) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 30 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 30 mm fino a 50 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².

4) Per spessori fino a 40 mm; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione dell'1%; per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione del 2%.

- 1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai Fe 360, Fe 430 ed Fe 510 nei gradi B, C e D della UNI 7070, anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.
- 2) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm²; per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm².
- 3) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 30 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 30 mm fino a 50 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².
- 4) Per spessori fino a 40 mm; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione dell'1%; per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione del 2%.

2.2.1.2. Profili cavi

Prospetto 2-II

Simbolo adottato	Simbolo UNI	Caratteristica o parametro		Fe 360 ¹⁾ (Fe 37)	Fe 430 ¹⁾ (Fe 44)	Fe 510 ¹⁾ (Fe 52)	
f_t	R	Tensione (carico unitario) di rottura a trazione N/mm ²		≥ 360	≥ 430	≥ 510	
f_y	R _s	Tensione (carico unitario) di snervamento N/mm ²		≥ 235 ²⁾	≥ 275 ²⁾	≥ 355 ²⁾	
KV	KV	Resilienza KV	J	B + 20 °C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			C 0 °C	≥ 27	≥ 27	≥ 27	
			D - 20 °C	≥ 27	≥ 27	≥ 27	
ϵ_t	A	Allungamento percentuale a rottura ($L_0 = 5,65 \sqrt{A_0}$)		≥ 24	≥ 21	≥ 20	

1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai Fe 360, Fe 430 ed Fe 510 nei gradi B, C e D della UNI 7808 e UNI 7810, anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

2) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm².

3) Per spessori fino a 16 mm; per spessori oltre 16 mm fino a 35 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 35 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².

- 1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai Fe 360, Fe 430 ed Fe 510 nei gradi B, C e D della UNI 7806 e UNI 7810, anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.
- 2) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm².
- 3) Per spessori fino a 16 mm; per spessori oltre 16 mm fino a 35 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 35 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².

Le forme industriali

L'industria siderurgica fornisce alla progettazione delle costruzioni metalliche una vastissima gamma di prodotti realizzati attraverso un processo di laminazione.

1) LAMIERE

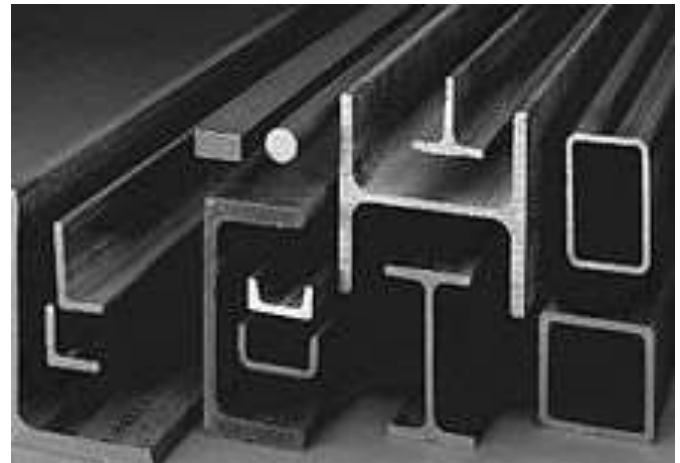
- lamierini: con spessori inferiori a 1mm;
- lamiera sottili: con spessori compresi fra 1 e 4 mm;
- lamiera medie: con spessori compresi fra 4 e 50 mm;
- lamiera spesse: spessori superiori a 50 mm



2) PROFILATI (barre aventi sezioni caratteristiche

a contorno aperto)

- IPN: sezione a I con ali rastremate;
- IPE, HEA, HEB, HEM: sezione a I ed H con ali parallele;
- a C, a T, a Z, a L: con lati uguali e disuguali.

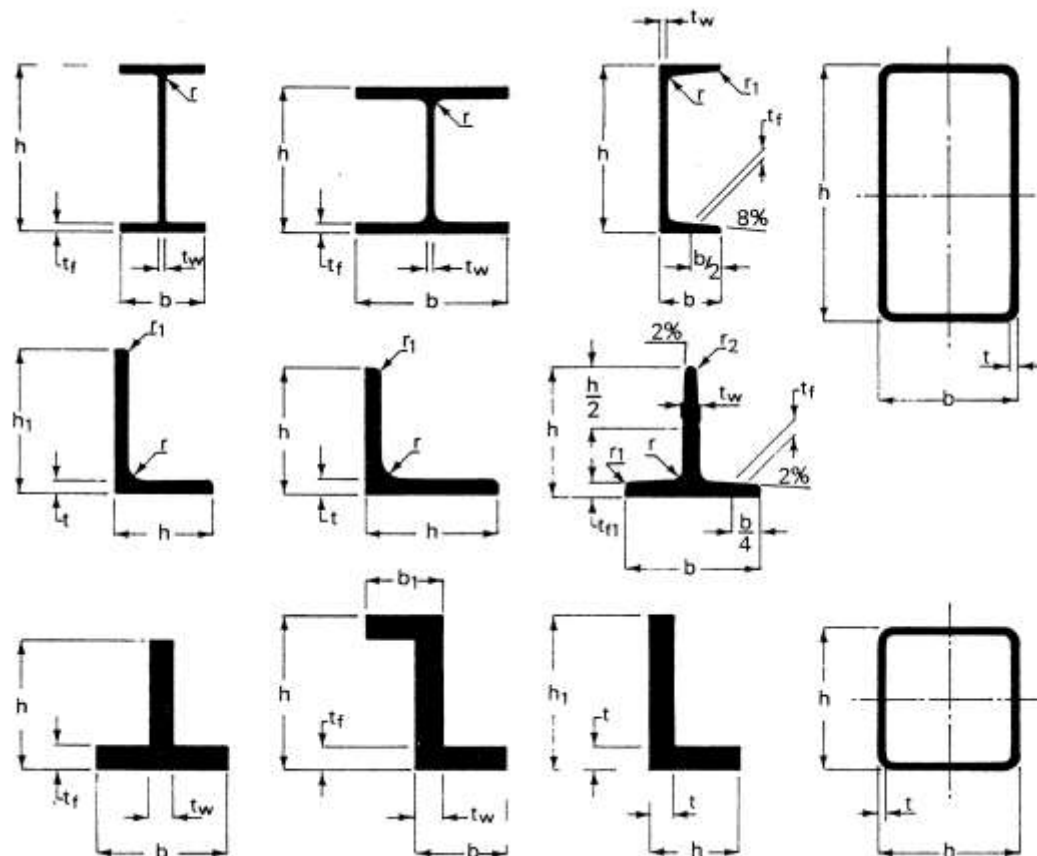


3) TUBI O PROFILI CAVI (hanno sezione chiusa a perimetro tondo, quadrato o rettangolare)

Le forme industriali

L'industria siderurgica fornisce alla progettazione delle costruzioni metalliche una vastissima gamma di prodotti realizzati attraverso un processo di laminazione.

Alcuni esempi di profili laminati a caldo:

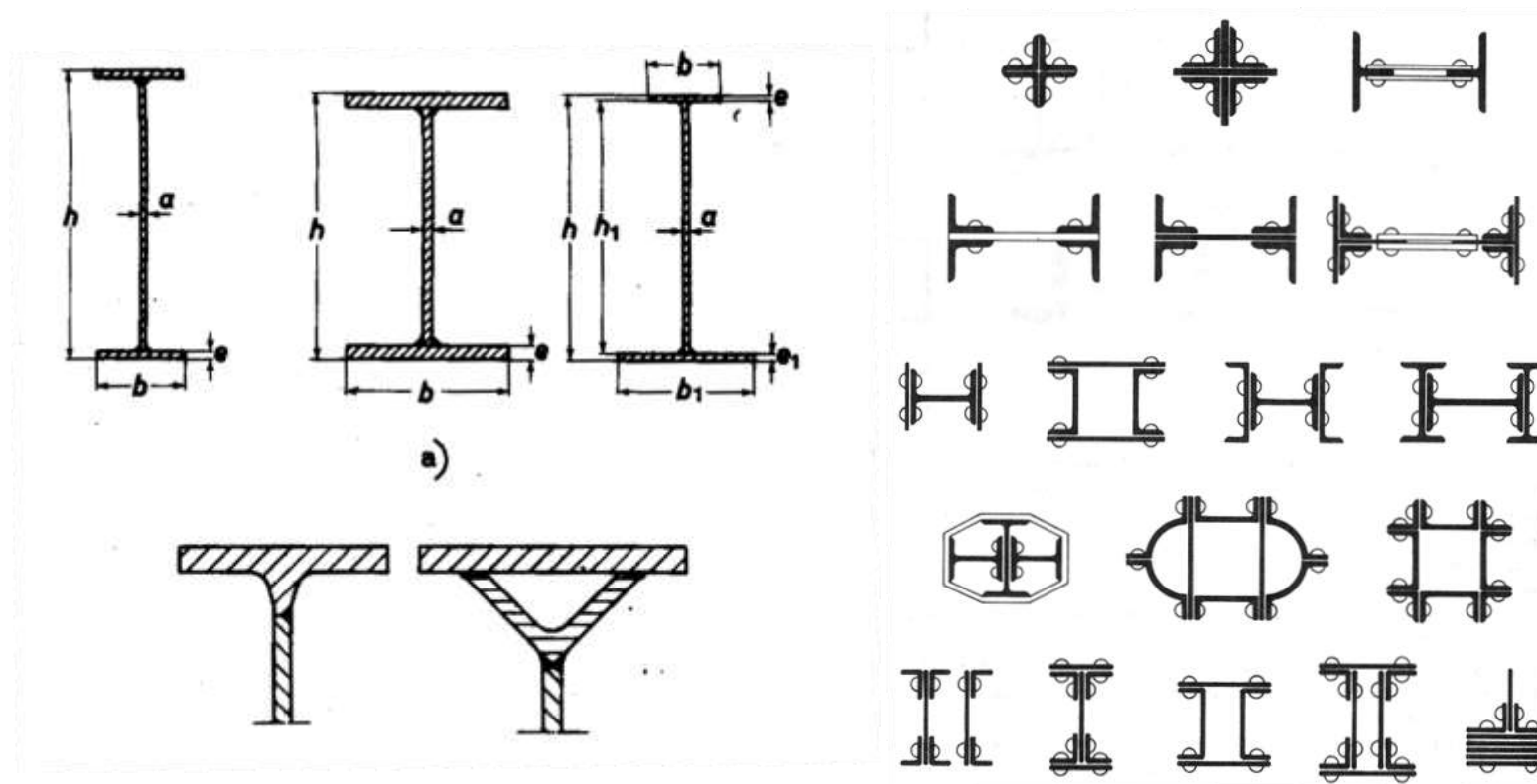


Costruzioni di ACCIAIO

Le forme industriali

L'industria siderurgica fornisce alla progettazione delle costruzioni metalliche una vastissima gamma di prodotti realizzati attraverso un processo di laminazione.

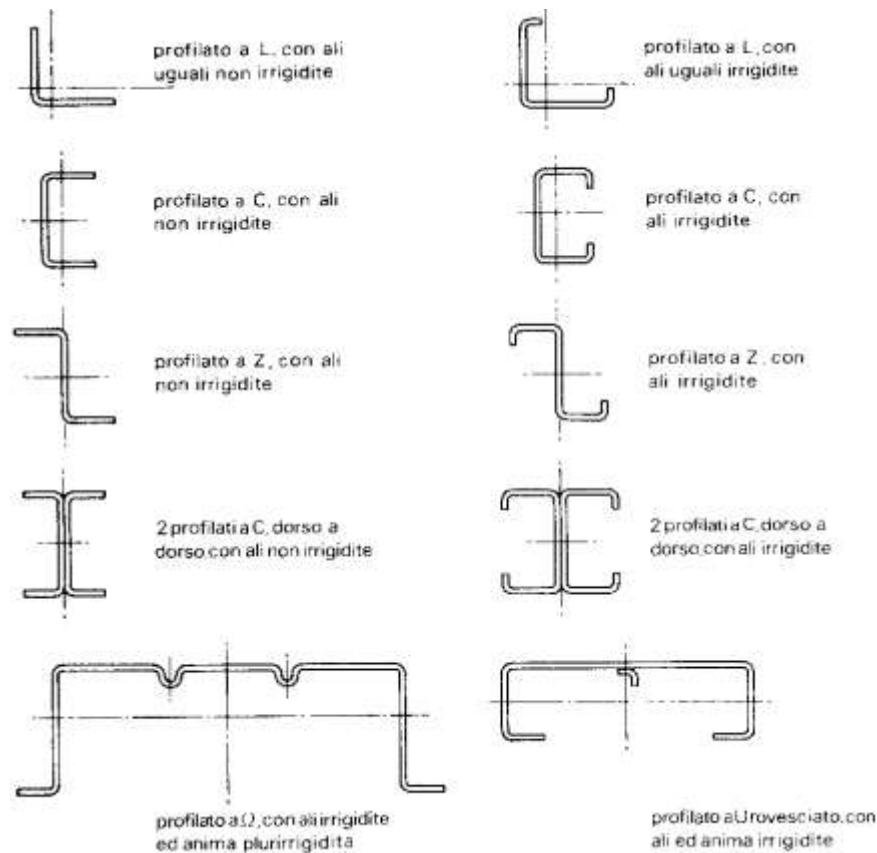
Alcuni esempi di sezioni in composizione saldata, bullonata e chiodata:



Le forme industriali

L'industria siderurgica fornisce alla progettazione delle costruzioni metalliche una vastissima gamma di prodotti realizzati attraverso un processo di laminazione.

Alcuni esempi di profilati sagomati a freddo:



VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

NTC/18 - § 4.2.2. Valutazione della Sicurezza

La valutazione della sicurezza è condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel Capitolo 2.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli **stati limite ultimi** e degli **stati limite di esercizio** della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti descritti nella presente norma.

Gli stati limite ultimi da verificare, ove necessario, sono:

- stato limite di equilibrio, al fine di controllare l'equilibrio globale della struttura e delle sue parti durante tutta la vita nominale comprese le fasi di costruzione e di riparazione;
- stato limite di collasso, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento oppure delle deformazioni ultime del materiale e quindi della crisi o eccessiva deformazione di una sezione, di una membratura o di un collegamento (escludendo fenomeni di fatica), o alla formazione di un meccanismo di collasso, o all'instaurarsi di fenomeni di instabilità dell'equilibrio negli elementi componenti o nella struttura nel suo insieme, considerando anche fenomeni locali d'instabilità dei quali si possa tener conto eventualmente con riduzione delle aree delle sezioni resistenti;
- stato limite di fatica, controllando le variazioni tensionali indotte dai carichi ripetuti in relazione alle caratteristiche dei dettagli strutturali interessati.

Per strutture o situazioni particolari, può essere necessario considerare altri stati limite ultimi.

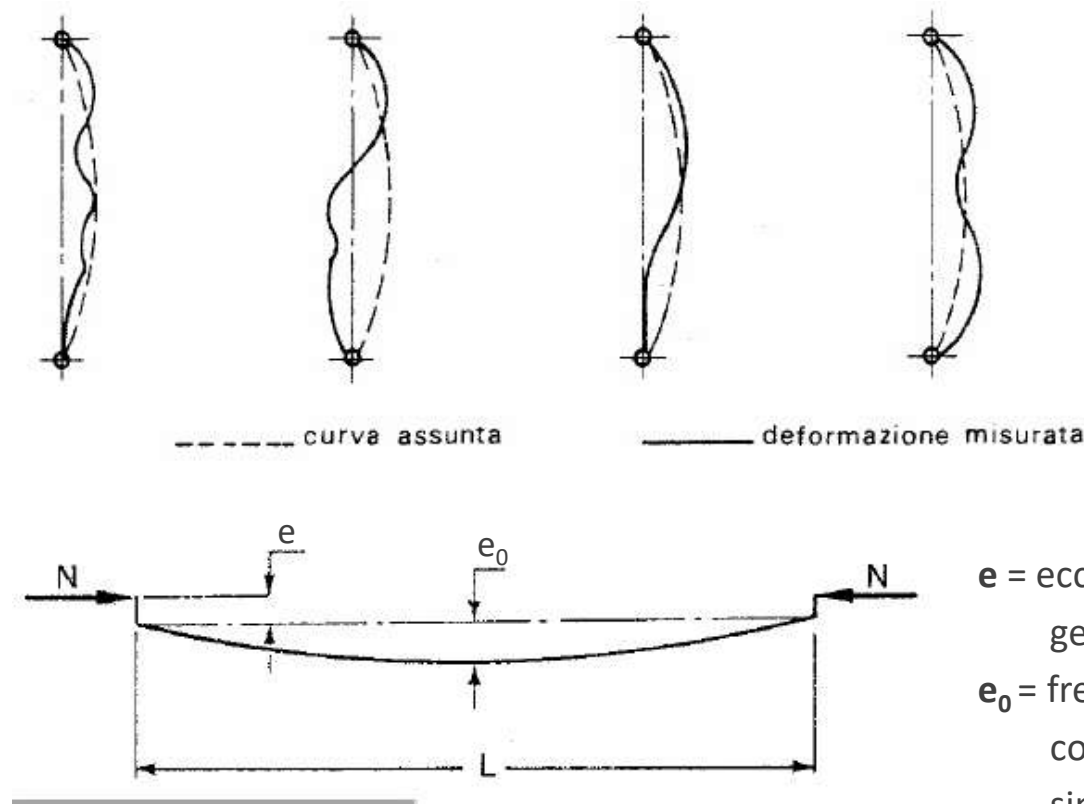
Gli stati limite di esercizio da verificare, ove necessario, sono:

- stati limite di deformazione e/o spostamento, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico;
- stato limite di vibrazione, al fine di assicurare che le sensazioni percepite dagli utenti garantiscano accettabili livelli di comfort ed il cui superamento potrebbe essere indice di scarsa robustezza e/o indicatore di possibili danni negli elementi secondari;
- stato limite di plasticizzazioni locali, al fine di scongiurare deformazioni plastiche che generino deformazioni irreversibili ed inaccettabili;
- stato limite di scorrimento dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza, nel caso che il collegamento sia stato dimensionato a collasso per taglio dei bulloni.

LE IMPERFEZIONI

Le imperfezioni sono distinte in due categorie:

- **geometriche**, alle quali fanno parte tutte le **variazioni di forma** che le membrature presentano rispetto alla loro geometria ideale, sia nella **sezione trasversale** che nello **sviluppo longitudinale**.



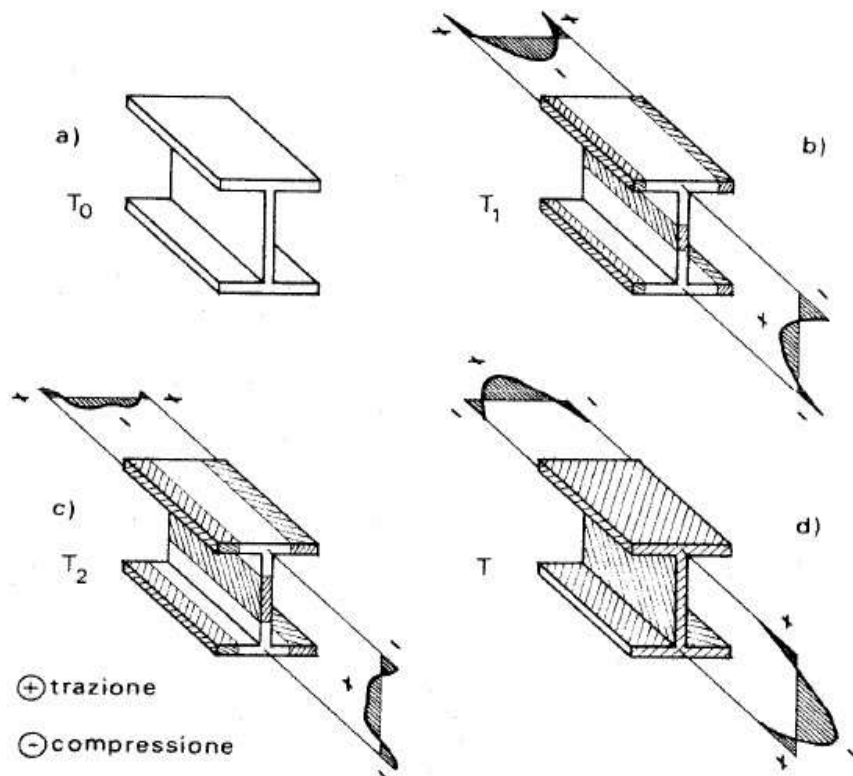
e = eccentricità causata dalle variazioni di geometria della sezione trasversale;

e_0 = freccia in mezzeria dovuta alla configurazione iniziale di tipo sinusoidale dell'asta reale.

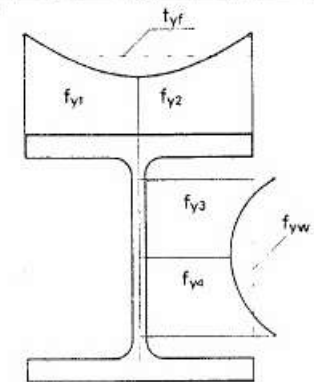
LE IMPERFEZIONI

Le imperfezioni sono distinte in due categorie:

- meccaniche**, cioè dovute alla presenza di tensioni residue (longitudinali) e alla disomogenea distribuzione delle caratteristiche meccaniche lungo la sezione trasversale dei profilati.



t	HEA 100	HEB 100	HEM 100	HEA 200	HEB 200	HEM 200	HEA 300	HEB 300	HEM 300	IPE 200
1) f_{y1}/f_{yf}	1,06	1,07	1,07	1,04	1,09	1,06	1,07	1,15	1,80	1,02
2) f_{y2}/f_{yf}	0,90	0,95	0,95	0,99	0,95	0,94	1,10	0,97	0,99	0,97
3) f_{y3}/f_{yw}	0,99	1,02	1,02	1,23	1,31	1,36	1,08	1,08	1,00	0,95
4) f_{y4}/f_{yw}	0,98	0,99	0,99	0,97	0,85	0,82	0,98	1,00	1,05	1,03
5) f_{yf}	30,02	31,84	25,35	26,78	28,36	24,49	27,06	24,69	23,08	30,20
6) f_{yw}	33,94	35,38	28,33	30,42	34,30	32,96	29,45	26,56	24,69	36,80
7) f_{y1}/f_{yw}	0,88	0,90	0,89	0,88	0,82	0,74	0,92	0,93	0,93	0,82
8) f_{ym}	31,98	33,61	26,84	28,60	31,33	28,72	28,25	25,62	23,88	33,50
9) f_{yc}	30,98	32,65	25,95	27,49	29,73	26,30	27,66	25,13	23,40	32,87



EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI

NTC/18 - § 4.2.3.5 Effetto delle Imperfezioni

Nell'analisi della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto degli effetti delle imperfezioni geometriche e strutturali quali la mancanza di verticalità o di rettilineità, la mancanza di accoppiamento e le inevitabili eccentricità minori presenti nei collegamenti reali.

A tal fine possono adottarsi nell'analisi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, di valore tale da simulare i possibili effetti delle reali imperfezioni da esse sostituite, a meno che tali effetti non siano inclusi implicitamente nel calcolo della resistenza degli elementi strutturali.

Si devono considerare nel calcolo:

- le imperfezioni globali per i telai o per i sistemi di controvento;
- le imperfezioni locali per i singoli elementi strutturali.

Gli effetti delle imperfezioni globali per telai sensibili agli effetti del secondo ordine possono essere riprodotti introducendo un errore iniziale di verticalità della struttura ed una curvatura iniziale degli elementi strutturali costituenti.

L'errore iniziale di verticalità in un telaio può essere trascurato quando:

$$H_{Ed} \geq 0,15 \cdot Q_{Ed} \quad [4.2.2]$$

dove H_{Ed} è la somma delle reazioni orizzontali alla base delle colonne del piano considerato e Q_{Ed} è la somma delle reazioni verticali alla base delle colonne del piano stesso.

Nel caso di telai non sensibili agli effetti del secondo ordine, nell'esecuzione dell'analisi globale per il calcolo delle sollecitazioni da introdurre nelle verifiche di stabilità degli elementi strutturali, la curvatura iniziale degli elementi strutturali può essere trascurata.

Nell'analisi dei sistemi di controvento che devono garantire la stabilità laterale di travi inflesse o elementi compressi, gli effetti delle imperfezioni globali devono essere riprodotti introducendo, sotto forma di errore di rettilineità iniziale, un'imperfezione geometrica equivalente dell'elemento da vincolare.

Nella verifica di singoli elementi strutturali, quando non occorra tenere conto degli effetti del secondo ordine, gli effetti delle imperfezioni locali sono da considerarsi inclusi implicitamente nelle formule di verifica di stabilità.

Calcolo delle membrature (travi e tiranti)

NTC 2018 - § 4.2.3.2 CAPACITÀ RESISTENTE DELLE SEZIONI

4.2.3.2 CAPACITÀ RESISTENTE DELLE SEZIONI

La capacità resistente delle sezioni deve essere valutata nei confronti delle sollecitazioni di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni.

La capacità resistente della sezione si determina con uno dei seguenti metodi.

Metodo elastico (E)

Si assume un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni, con l'avvertenza di riferirsi al metodo delle sezioni efficaci o a metodi equivalenti, nel caso di sezioni di classe 4.

Metodo plastico (P)

Si assume la completa plasticizzazione del materiale. Il metodo può applicarsi solo a sezioni di classe 1 e 2.

Metodo elasto-plastico (EP)

Si assumono legami costitutivi tensione-deformazione del materiale di tipo bilineare o più complessi.

Il metodo può applicarsi a qualsiasi tipo di sezione.

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

NTC 2018 - § 4.2.4.1.2. Resistenza delle membrature

VERIFICA IN CAMPO ELASTICO

La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed}\sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk}/\gamma_{M0})^2 \quad [4.2.4]$$

dove:

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

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

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

VERIFICA IN CAMPO PLASTICO

La verifica in campo plastico richiede che si determini una distribuzione di tensioni interne "staticamente ammissibile", cioè in equilibrio con le sollecitazioni applicate (N, M, T, ecc.) e rispettosa della condizione di plasticità.

I modelli resistenti esposti nei paragrafi seguenti definiscono la resistenza delle sezioni delle membrature nei confronti delle sollecitazioni interne, agenti separatamente o contemporaneamente.

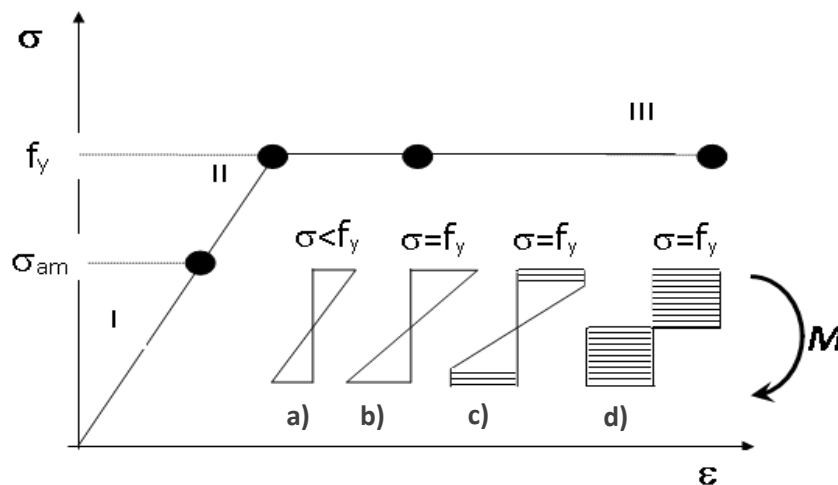
Per le sezioni di classe 4, in alternativa alle formule impiegate nel seguito, si possono impiegare altri procedimenti di comprovata validità.

IL COEFFICIENTE DI SICUREZZA IN OGNI CASO RIMANE INALTERATO $\gamma_{M0}=1.05$

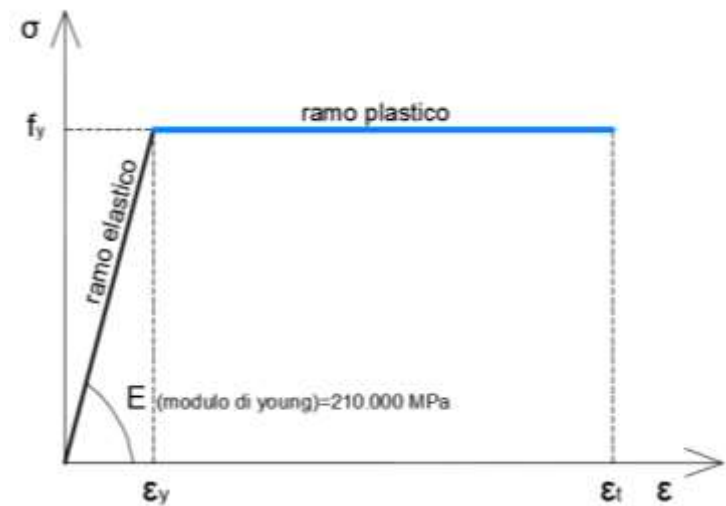
VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

COMPORTAMENTO DELLA SEZIONE SOGGETTA A FLESSIONE

SEZIONI COMPATTE



- a) Campo elastico
- b) Limite elastico
- c) Campo plastico
- d) Completa plasticizzazione

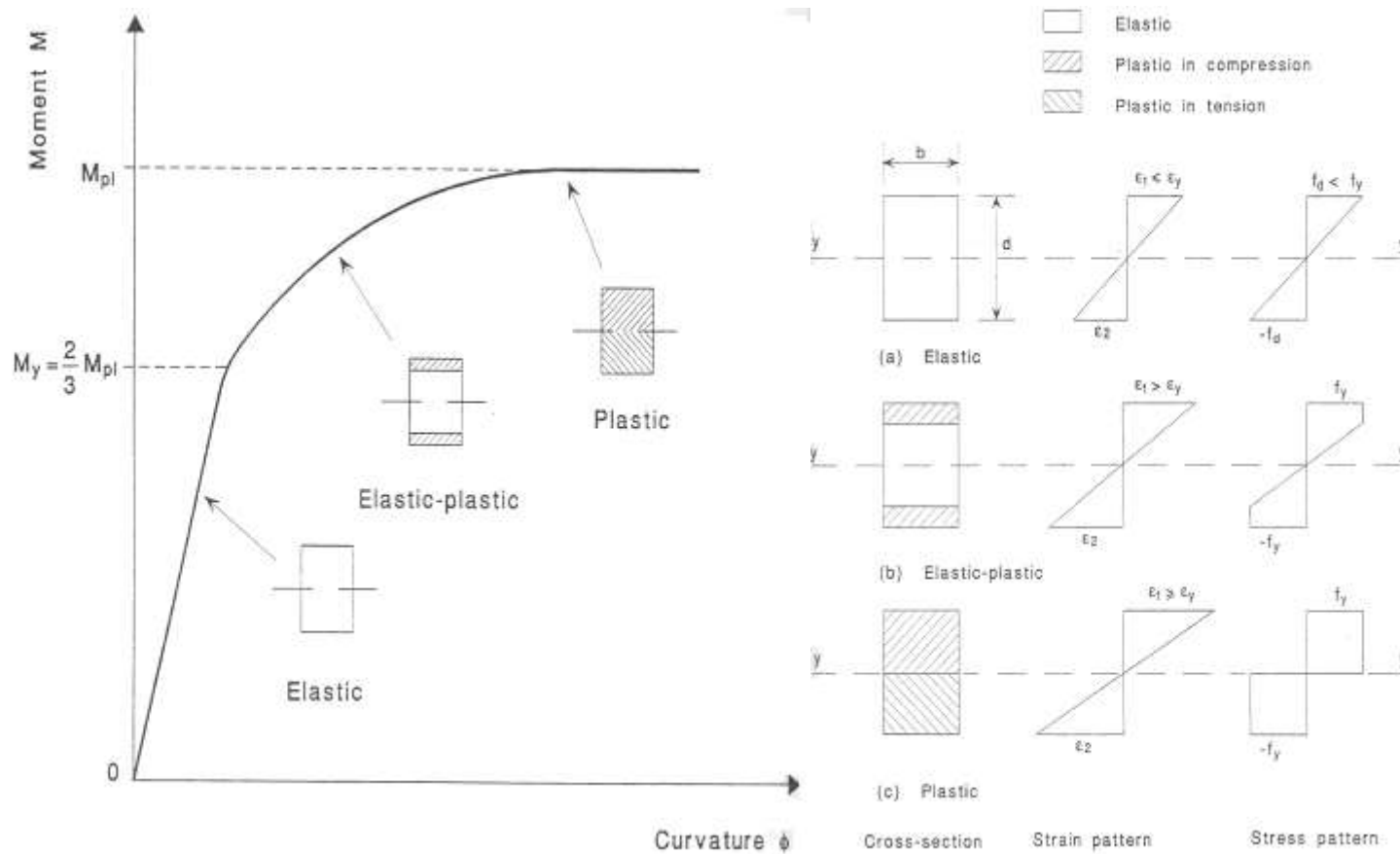


$$M_y = W_{el} \cdot f_y \qquad M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y \qquad \alpha = \frac{M_{pl}}{M_y}$$

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

COMPORTAMENTO DELLA SEZIONE SOGGETTA A FLESSIONE

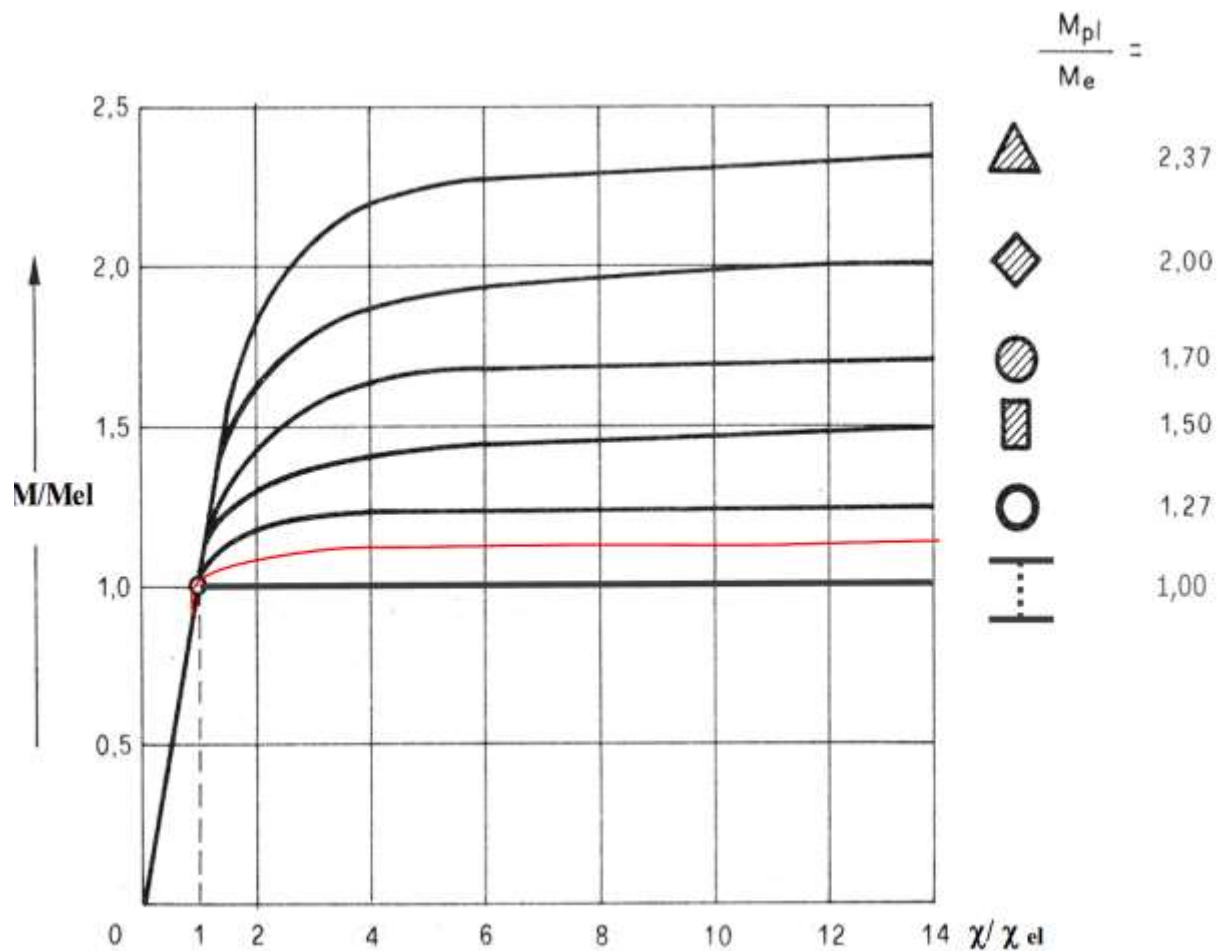
SEZIONI COMPATTE



VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

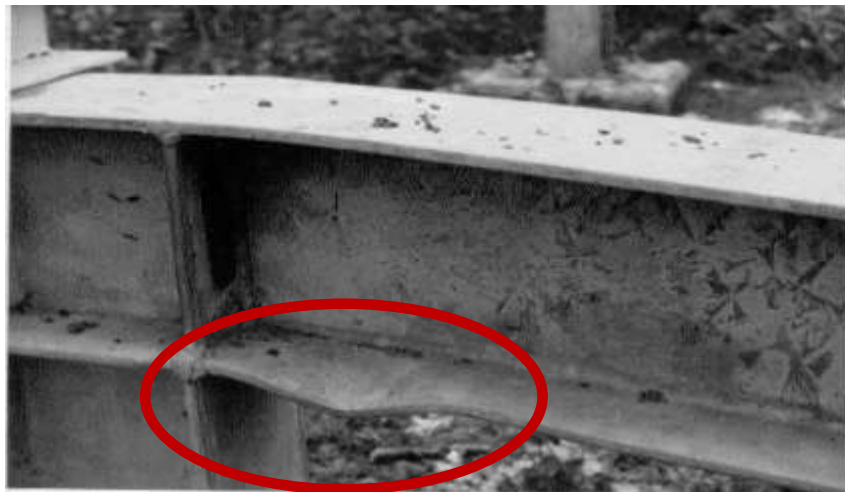
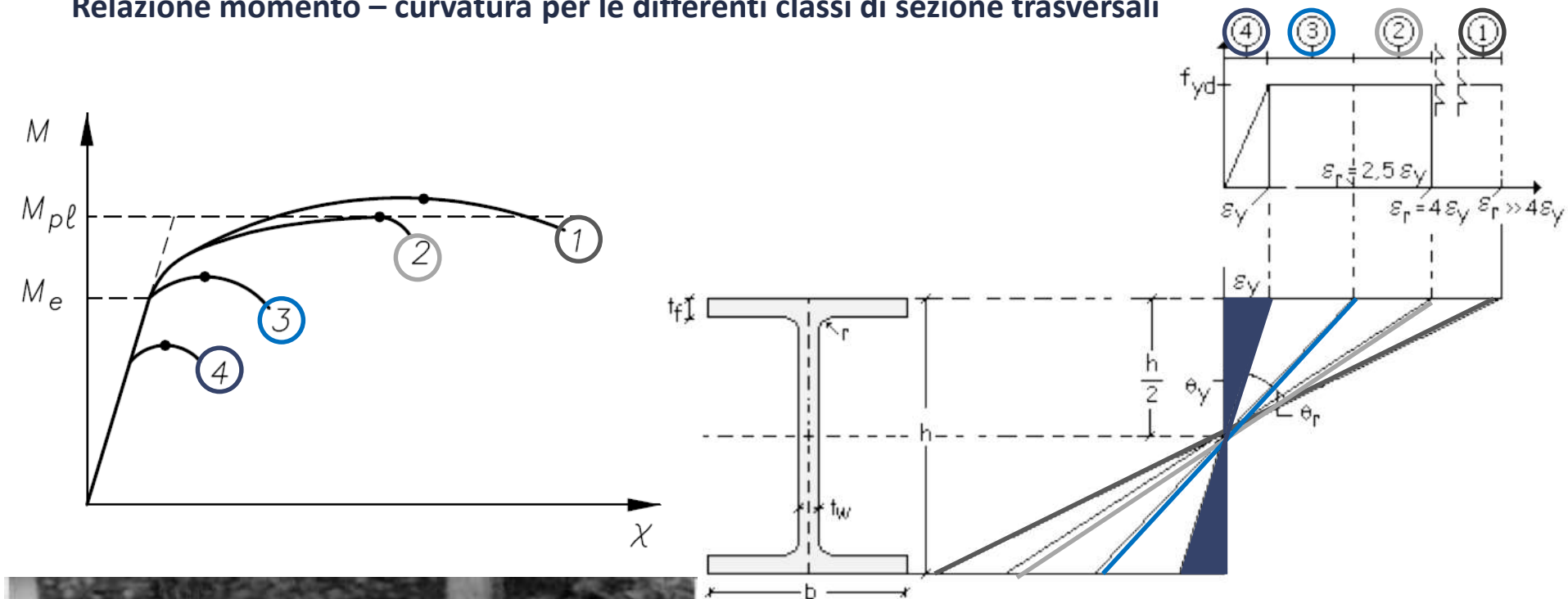
COMPORTAMENTO DELLA SEZIONE SOGGETTA A FLESSIONE

SEZIONI COMPATTE



Classificazione delle sezioni trasversali

Relazione momento – curvatura per le differenti classi di sezione trasversali



Imbozzamento locale
dell'ala compressa della
trave

Classificazione delle sezioni trasversali

COMPORTAMENTO DELLA SEZIONE SOGGETTA A FLESSIONE

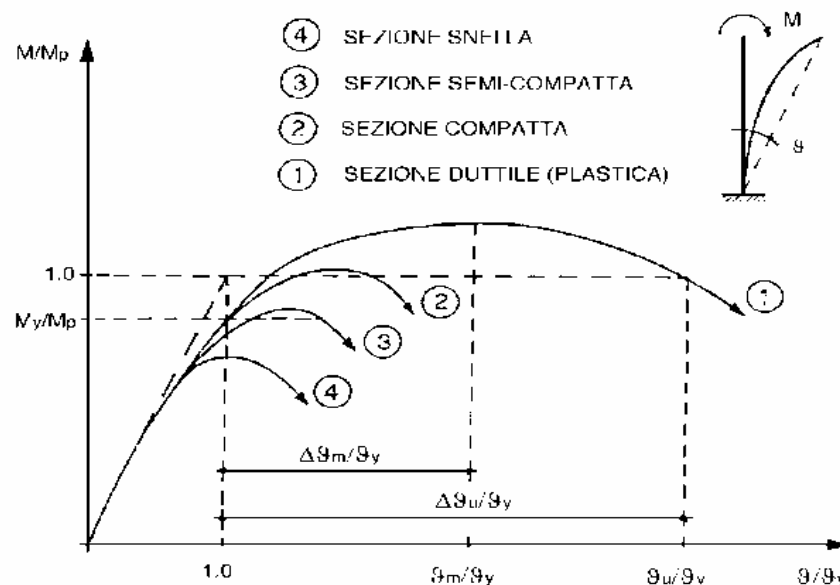
SEZIONI APERTE E «SNELLE»

$$\vartheta_r \geq 4\vartheta_y \quad C_\vartheta \geq 3 \quad \text{Classe 1}$$

$$2.5\vartheta_y \leq \vartheta_r < 4\vartheta_y \quad 1.5 \leq C_\vartheta < 3 \quad \text{Classe 2}$$

$$\vartheta_y \leq \vartheta_r < 2.5\vartheta_y \quad 0 \leq C_\vartheta < 1.5 \quad \text{Classe 3}$$

$$\vartheta_r < \vartheta_y \quad C_\vartheta < 0 \quad \text{Classe 4}$$



NTC 2018 - § 4.2.3.1. Classificazione delle sezioni





4.2.3.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_ϑ definita come:

$$C_\vartheta = \vartheta_r / \vartheta_y - 1 \quad [4.2.0]$$

essendo ϑ_r e ϑ_y le rotazioni corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

Classificazione delle sezioni trasversali

Classe	Tipo sezione	Caratteristica
1 (sezione compatta)		la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_{\theta} \geq 3$
2 (sezione semi-compatta)		la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_{\theta} \geq 1,5$
3 (sezione moderatamente snella)		le tensioni nella sezione calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico
4 (sezione snella)		per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una <i>sezione efficace</i>

Classificazione delle sezioni trasversali

ELEMENTI INTERNI

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Parti interne compresse					
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)					
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione negativa)					
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 6,2(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420
ϵ	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75
					0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_t > f_{yk}/E$

METODO SEMPLIFICATO

Le tabelle 4.2.III-V delle NTC 2018 espongono il **metodo semplificato** che definisce la classe di una sezione generica, laminata o in composizione saldata. In generale, si procede individuando le classi delle singole parti della sezione. La classe più alta è quindi assunta per tutta la la sezione.

Per **parti soggette a flessione o compressione**, la classificazione dipende esclusivamente dal **rapporto tra la larghezza e lo spessore** della parte analizzata. In questo caso l'applicazione del metodo semplificato proposto dalla normativa è di estrema facilità.

Per **parti pressoinflesse**, invece l'applicazione può risultare più complicata perché legata alla distribuzione delle tensioni (profondità asse neutro α o ψ).

In particolare, le difficoltà riguardano la classificazione dell'anima. Tale classificazione dipende dal parametro di distribuzione delle tensioni:

- α in caso di anima di classe 1 o 2 (distribuzione plastica);
- ψ in caso di anima di classe 3 o 4 (distribuzione elastica)

Classificazione delle sezioni trasversali

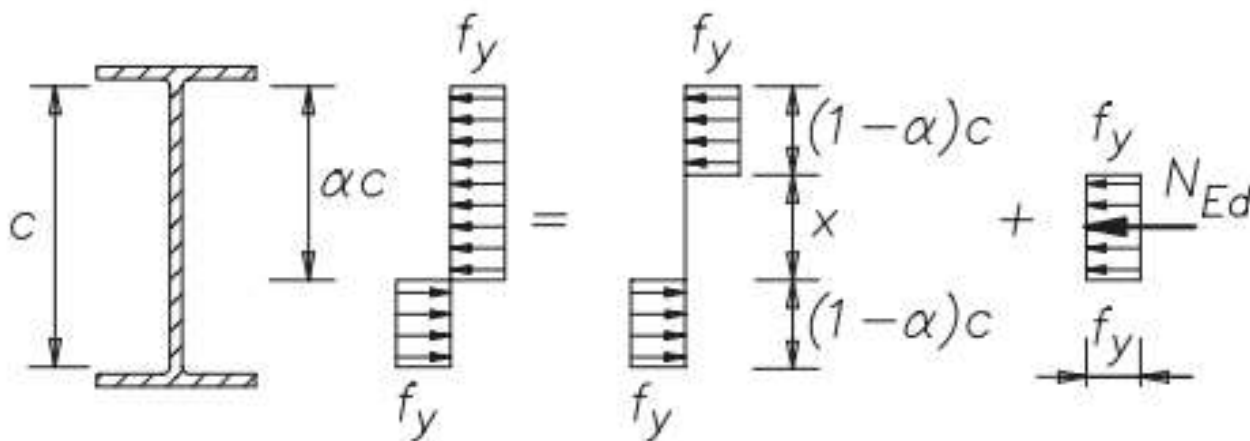
APPLICAZIONE DEL METODO SEMPLIFICATO PER ELEMENTI PRESSOINFLESSI

Per sezioni di classi 1 e 2, il parametro α varia tra 0.5 (flessione) e 1 (compressione)

Per sezioni di classi 3 e 4, ψ varia tra -1 (flessione) e 1 (compressione).

Valutazione di a

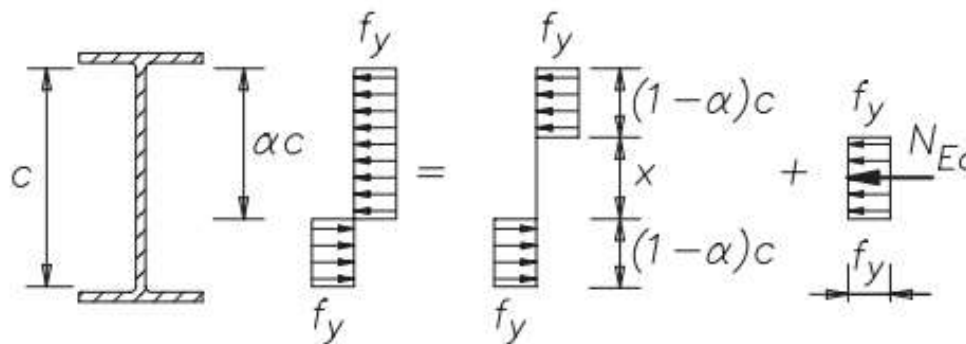
In campo *plastico*, si assume che la flessione è sostanzialmente assorbita attraverso le parti più centrifugate della sezione (le flange e le parti esterne dell'anima), mentre il contributo dello sforzo normale è principalmente assorbito dall'anima.



Il problema è quindi individuare il valore x della profondità della parte d'anima deputata ad assorbire la compressione

Classificazione delle sezioni trasversali

Valutazione di α (Classi 1 e 2)



In base alla definizione di x , si ha:

$$N_{Ed} = x \cdot t_w \cdot f_y$$

Detta inoltre c l'altezza dell'anima, si ha:

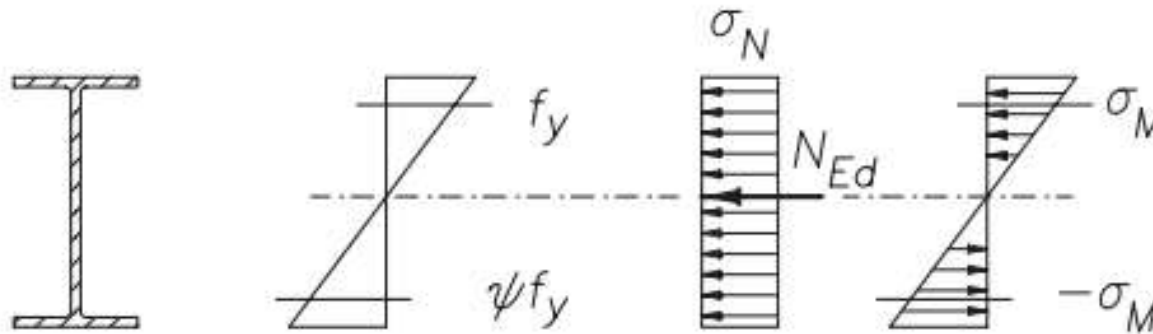
$$x = (2 \cdot a - 1) \cdot c$$

Si ha quindi:

$$\alpha = \frac{1 + \frac{N_{Ed}}{c \cdot t_w \cdot f_y}}{2}$$

Classificazione delle sezioni trasversali

Valutazione di ψ (Classi 3 e 4)



In questo caso, si assume che l'intera sezione sia collassante.

Essendo la sezione in campo elastico, si applicano le formule di Navier e si ragiona in termini tensionali:

$$\sigma_N + \sigma_M = f_y$$

$$\sigma_N - \sigma_M = \psi \cdot f_y$$

Sommando membro a membro, si ha:

$$2 \cdot \sigma_N = (1 + \psi) \cdot f_y$$

Si ha dunque:

$$\psi = 2 \cdot \frac{\sigma_N}{f_y} - 1 = 2 \cdot \frac{N}{f_y \cdot A} - 1$$

Classificazione delle sezioni trasversali

Domini Resistenti di classificazione

Un **approccio alternativo** è quello basato sull'individuazione del valore di transizione di α dalla classe 1 alla classe 2 e dalla classe 2 alla classe 3, nonché del valore di ψ dalla classe 3 alla classe 4.

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Parti interne compresse						
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5; c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5; c/t \leq \frac{39\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5; c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5; c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1; c/t \leq \frac{43\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1; c/t \leq 6,2(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
E	E	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_s > f_{yk}/E$

Se $\alpha > 0,5$, il valore di transizione dalla classe 1 alla classe 2 è:

$$\alpha_{1-2} = \frac{396 \cdot \epsilon + \frac{c}{t_w}}{13 \cdot \frac{c}{t_w}}$$

Se $\alpha \leq 0,5$, il valore di transizione dalla classe 1 alla classe 2 è:

$$\alpha_{1-2} = \frac{36 \cdot \epsilon}{\frac{c}{t_w}}$$

Si ha dunque:

$$N_{Ed1-2} = x \cdot t_w \cdot f_y = (2 \cdot \alpha_{1-2} - 1) \cdot t_w \cdot f_y$$

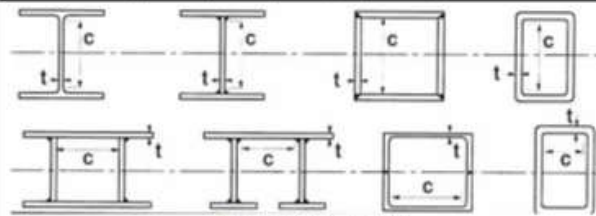
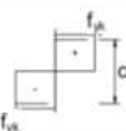
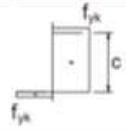
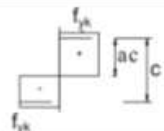
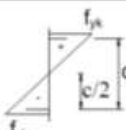
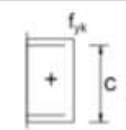
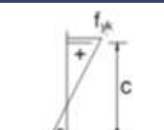
$$M_{Ed1-2} = M_{pl} - \frac{t_w \cdot (2 \cdot \alpha_{1-2} - 1)^2 \cdot f_y}{4}$$

Classificazione delle sezioni trasversali

Domini Resistenti di classificazione

Un approccio alternativo è quello basato sull'individuazione del valore di transizione di α dalla classe 1 alla classe 2 e dalla classe 2 alla classe 3, nonché del valore di ψ dalla classe 3 alla classe 4.

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

						
Parti interne compresse						
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5; c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5; c/t \leq \frac{39\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5; c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5; c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1; c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1; c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
E	E	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_s > f_{yk}/E$

Se $\alpha > 0.5$, il valore di transizione dalla classe 2 alla classe 3 è:

$$\alpha_{2-3} = \frac{456 \cdot \epsilon + \frac{c}{t_w}}{13 \cdot \frac{c}{t_w}}$$

Se $\alpha \leq 0.5$, il valore di transizione dalla classe 2 alla classe 3 è:

$$\alpha_{2-3} = \frac{41.5 \cdot \epsilon}{\frac{c}{t_w}}$$

Si ha dunque:

$$N_{Ed2-3} = x \cdot t_w \cdot f_y = (2 \cdot \alpha_{2-3} - 1) \cdot t_w \cdot f_y$$

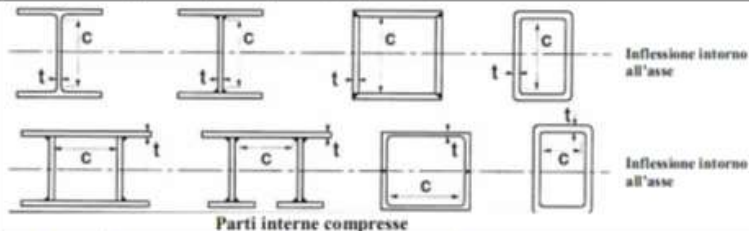
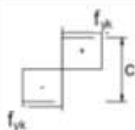
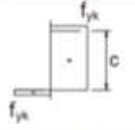
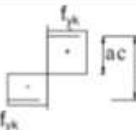
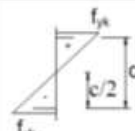
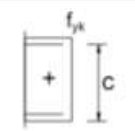
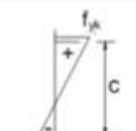
$$M_{Ed2-3} = M_{pl} - \frac{t_w \cdot (2 \cdot \alpha_{2-3} - 1)^2 \cdot f_y}{4}$$

Classificazione delle sezioni trasversali

Domini Resistenti di classificazione

Un approccio alternativo è quello basato sull'individuazione del valore di transizione di α dalla classe 1 alla classe 2 e dalla classe 2 alla classe 3, nonché del valore di ψ dalla classe 3 alla classe 4.

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

					
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)					
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)					
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{456\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 620(1 - \psi)/(-\psi)$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420
	E	1,00	0,92	0,81	0,75
				0,71	

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_2 > f_{yk}/E$

Se $\psi > -1$, il valore di transizione dalla classe 3 alla classe 4 è:

$$\psi_{3-4} = \frac{42 \cdot \epsilon - 0,67 \frac{c}{t_w}}{0,33 \cdot \frac{c}{t_w}}$$

Se $\psi \leq -1$, il valore di transizione dalla classe 2 alla classe 3 viene derivato dalla seguente equazione:

$$\psi_{3-4}^3 + 2 \cdot \psi_{3-4}^2 - \psi_{3-4} - \frac{\left(\frac{c}{t_w}\right)^2}{3844 \cdot \epsilon^2} = 0$$

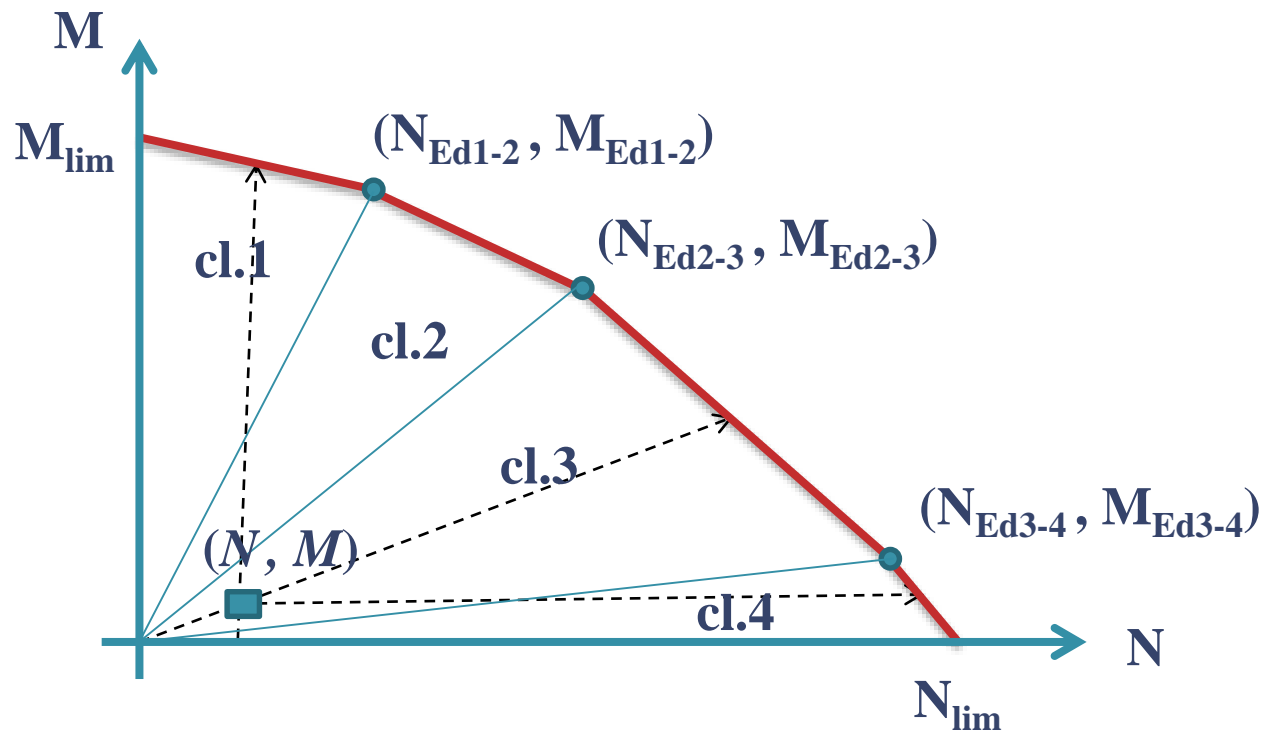
Si ha dunque, applicando le formule di Navier (campo elastico)

$$N_{Ed3-4} = \frac{1}{2} \cdot (\psi_{3-4} + 1) \cdot A \cdot f_y$$

$$M_{Ed3-4} = f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot (\psi_{3-4} + 1)\right) \cdot W_{el}$$

Classificazione delle sezioni trasversali



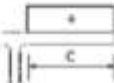
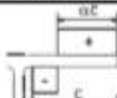
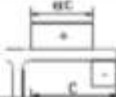
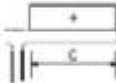
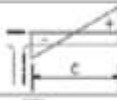
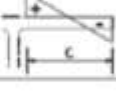
Domini Resistenti di classificazione



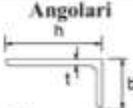
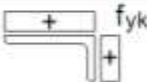

L'uso del dominio permette di classificare la sezione in base alla posizione delle sollecitazioni N e M di esercizio. È bene sottolineare che ciò è vero se si ipotizza che lo stato di sollecitazione della sezione evolva fino all'attingimento della crisi con eccentricità costante, laddove, invece, un'evoluzione a sforzo normale costante o a momento costante potrebbe determinare classi diverse rispetto a quelle individuate dalle regioni di appartenenza della coppia (N, M) .

Classificazione delle sezioni trasversali

Tab. 4.2.IV - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Piattabande esterne							
							
Profilati laminati a caldo				Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione		Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
			Con estremità in compressione			Con estremità in trazione	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)							
1	$c/t \leq 9\epsilon$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$			$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10\epsilon$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$			$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)							
3	$c/t \leq 14\epsilon$		$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\epsilon}$ Per k_ϵ vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460	
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	

ELEMENTI ESTERNI

<div style="text-align: center;"><p>Angolari</p></div>						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
<div style="text-align: center;"><p>Sezioni Tubolari</p></div>						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

ALTRI ELEMENTI

RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

RESISTENZA A FLESSIONE (in assenza di instabilità)

NTC 2018 - § 4.2.4.1.2.3. Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Dove la resistenza di calcolo a flessione retta $M_{c,Rd}$ si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } [4.2.12]$$

in cui W_{pl} rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 3; } [4.2.13]$$

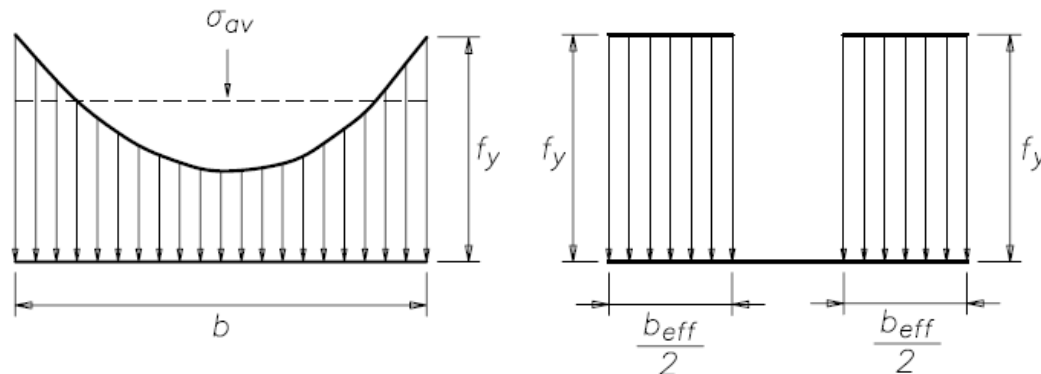
$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 4; } [4.2.14]$$

Classificazione delle sezioni trasversali

SEZIONI DI CLASSE 4

NTC 2018 - § C.4.2.4.1.3.4.2. Stabilità dei pannelli soggetti a compressione

Per le sezioni di classe 4, è necessario tener conto che gli elementi piani di larghezza b e spessore t soggette a compressione uniforme raggiunge la crisi con una distribuzione non uniforme a causa dell'avvenuta instabilità delle parti stesse. In generale si hanno tensioni maggiori nelle zone di vincolo laterale e minori nelle zone libere di imbozzarsi.



Per facilitare il problema della valutazione degli sforzi in grado di portare a crisi, si può introdurre il concetto di larghezza equivalente o efficace b_{eff} ossia quella larghezza che moltiplicata per la tensione massima e per lo spessore fornisce la stessa resistenza dell'elemento imbozzato.

$$f_y \cdot b_{eff} = \sigma_{av} \cdot b$$

Essendo σ_{av} la tensione media della reale distribuzione che si verifica nella sezione.

Classificazione delle sezioni trasversali

SEZIONI DI CLASSE 4

NTC 2018 - § C.4.2.4.1.3.4.2. Stabilità dei pannelli soggetti a compressione

Il problema viene quindi affrontato fittiziamente attraverso una penalizzazione della larghezza della parte della sezione che può incorrere in fenomeni di instabilità locale.

L'approccio normativo (sia dell'EC3 che delle NTC-Circolare) è quello introdotto prima da Von Karman (che rispetto alle teorie precedenti ha fornito espressioni per gli elementi industriali) e poi affinato da Winter, che ha tenuto in giusto conto il reale comportamento post-critico che le parti di sezione possono presentare.

La formulazione è basata sulla definizione di una snellezza λ_p

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}}{28,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

In cui

- \bar{b} è la larghezza dell'elemento viene definita al netto di eventuali raccordi flangia-anima e bulbi. È uguale a h_w per i pannelli d'anima, è uguale alla larghezza b della piattabanda per le piattabande interne, è uguale a $b - 3t_f$ per le piattabande delle sezioni rettangolari cave di spessore t_f ed è uguale alla lunghezza c dello sbalzo per le piattabande o le ali irrigidite da un solo lato.
- k_σ è un coefficiente che assume un valore pari a 4 in caso di distribuzione delle tensioni uniforme, un valore diverso (fornito da normativa) in caso di distribuzione diversa da quella costante.

Classificazione delle sezioni trasversali

SEZIONI DI CLASSE 4

NTC 2018 - § C.4.2.4.1.3.4.2. Stabilità dei pannelli soggetti a compressione

La penalizzazione della larghezza della parte della sezione interessata da instabilità locale (di larghezza reale b) è dunque fornita dalla seguente espressione:

$$b_{eff} = \rho \cdot b$$

ANIMA

$$\begin{aligned} \rho &= 1,0 & \text{se } \lambda_p \leq 0,673 \\ \rho &= \frac{\lambda_p - 0,055(3 + \psi)}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} & \text{se } \lambda_p > 0,673 \end{aligned}$$

ALI

$$\begin{aligned} \rho &= 1,0 & \text{se } \lambda_p \leq 0,748 \\ \rho &= \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} \leq 1,0 & \text{se } \lambda_p > 0,748 \end{aligned}$$

Dove:

- $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ è il rapporto tra le tensioni ai bordi del pannello, essendo σ_1 la tensione di compressione massima in valore assoluto;
- λ_p è la snellezza relativa del pannello.

Le caratteristiche resistenti delle sezioni di classe 4 devono quindi essere valutate considerando aree inerzie ridotte in base alla penalizzazione alle diverse parti di sezioni (di classe 4) operata attraverso il coefficiente riduttivo delle larghezze ρ .

Classificazione delle sezioni trasversali

SEZIONI DI CLASSE 4

NTC 2018 - § C.4.2.4.1.3.4.2. Stabilità dei pannelli soggetti a compressione

ANIMA

Tabella C4.2.VIII - Larghezza efficace di pannelli compressi con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi

Distribuzione delle tensioni	Larghezza efficace del pannello
	$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff}$
	$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$
	$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \frac{\bar{b}}{1 - \psi}$ $b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff}$
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ 1,00 $1 > \psi > 0$ 0 $0 > \psi > -1$ -1 $-1 > \psi > -3$	
fattore k_σ	4,00 $8,2 / (1,05 - \psi)$ 7,81 $7,81 - 6,29\psi + 3,78\psi^2$ 23,9 $5,98(1 - \psi)^2$

Il coefficiente per l'instabilità per compressione k_σ , dipendente da ψ e dalle condizioni di vincolo.

Entrambi i coefficienti si basano sul valore delle tensioni estreme σ_1 e σ_2 , per cui, essendo il valore di tali tensioni dipendente dalla sezione efficace considerata, il calcolo di ψ , ρ e la determinazione della geometria della sezione efficace necessitano di una procedura iterativa.

ALI

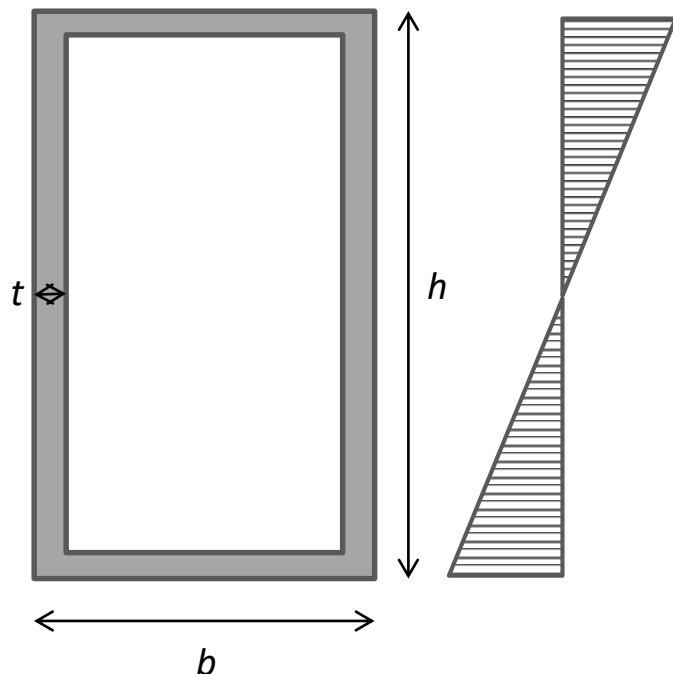
Tabella C4.2.IX - Larghezza efficace di pannelli compressi con un solo bordo longitudinale irrigidito

Distribuzione delle tensioni	Larghezza efficace del pannello
	$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$
	$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_e = \rho \cdot \frac{c}{1 - \psi}$
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ 1,00 $1 > \psi > 0$ 0 $0 > \psi > -1$ -1	
fattore k_σ	0,43 $0,578 / (0,34 + \psi)$ 1,70 $1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$ 23,8
Distribuzione delle tensioni	Larghezza efficace del pannello
	$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$
	$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_e = \rho \cdot \frac{c}{1 - \psi}$
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ $1 \geq \psi \geq -3$	
fattore k_σ	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$

Classificazione delle sezioni trasversali

ESEMPIO DI CALCOLO

Sezione semplicemente inflessa di classe 4



- Altezza $h=300,0$ mm;
- Larghezza $b=60,0$ mm
- Spessore $t= 1,0$ mm
- Acciaio $S235$
- Hp: *Ipotesi sezione a spigoli vivi*

CLASSIFICAZIONE DELLE PARTI DEL PROFILO

Flangia

$$\frac{c}{t} = \frac{b - 2 \cdot t}{t} = \frac{60 - 2 \cdot 1}{1} = 58 > 42 \cdot \varepsilon = 42$$

Le Ali della sezione sono di classe 4

Anima

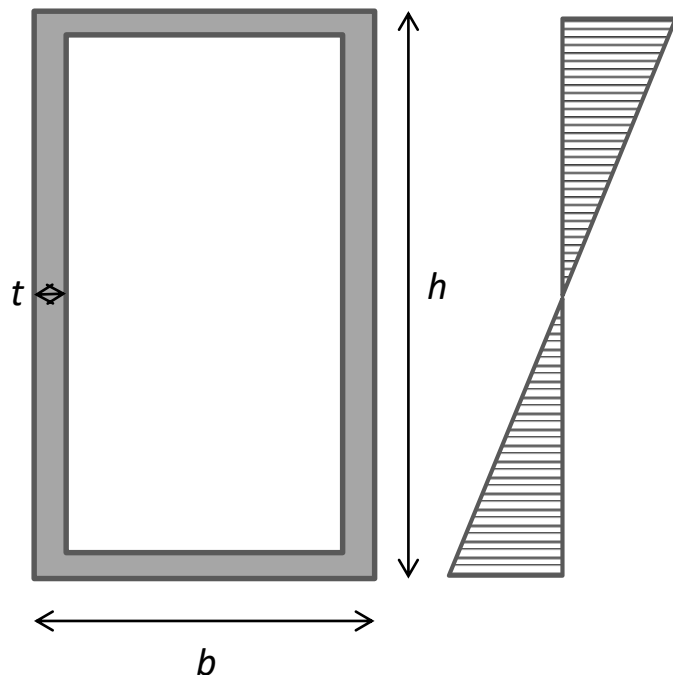
$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot t}{t} = \frac{300 - 2}{1} = 298 > 124 \cdot \varepsilon = 124$$

Le Anime della sezione sono di classe 4

Classificazione delle sezioni trasversali

ESEMPIO DI CALCOLO

Sezione Semplicemente inflessa di classe 4



- Altezza $h=300,0$ mm;
- Larghezza $b=60,0$ mm
- Spessore $t= 1,0$ mm
- Acciaio $S235$
- Hp: *Ipotesi sezione a spigoli vivi*

CALCOLO DELLE LARGHEZZE (ALTEZZE) EFFICACI

Flangia ($\psi=1; k_{\sigma}=4$)

$$\lambda_p = \frac{b - 2t}{t \cdot 28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{60 - 2}{1 \cdot 28.4 \cdot 1 \cdot \sqrt{4}} = 1,02 > 0,673$$

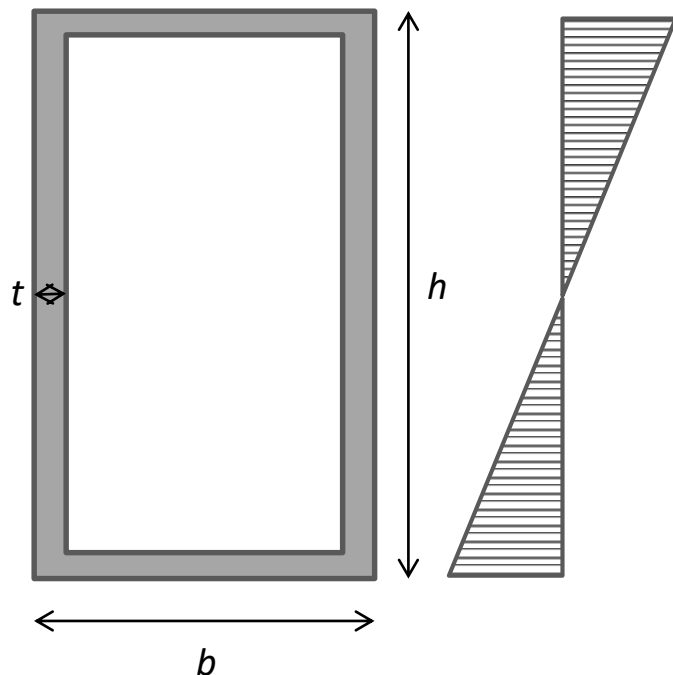
$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^2} = \frac{1,02 - 0,055 \cdot (3 + 1)}{1,02^2} = 0,76$$

$$b_{eff} = \rho \cdot b_p = 0,76 \cdot (60,0 - 2) = 44,08$$

Classificazione delle sezioni trasversali

ESEMPIO DI CALCOLO

Sezione Semplicemente inflessa di classe 4



- Altezza $h=300,0$ mm;
- Larghezza $b=60,0$ mm
- Spessore $t= 1,0$ mm
- Acciaio $S235$
- Hp: *Ipotesi sezione a spigoli vivi*

CALCOLO DELLE LARGHEZZE (ALTEZZE) EFFICACI

Anima ($\psi=-1; k_{\sigma}=23,9$)

$$\lambda_p = \frac{h - 2t}{t \cdot 28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{298}{1 \cdot 28.4 \cdot 1 \cdot \sqrt{23,9}} = 2,14 > 0,673$$

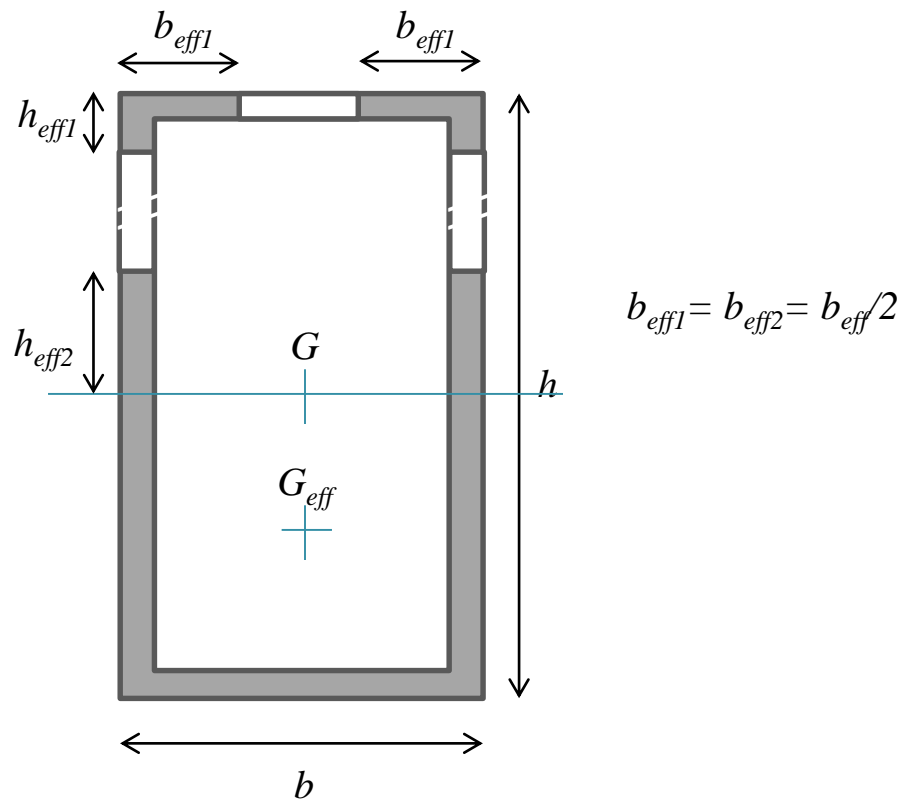
$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^2} = \frac{2,14 - 0,055 \cdot (3 - 1)}{2,14^2} = 0,44$$

$$h_{eff} = \rho \cdot \frac{h - 2t}{1 - \psi} = 0,44 \cdot \frac{298}{2} = 65,56$$

Classificazione delle sezioni trasversali

ESEMPIO DI CALCOLO

Sezione Semplicemente inflessa di classe 4



Le caratteristiche efficaci devono essere calcolate sulla sezione rappresentata in figura. Tuttavia, prima di questo passaggio, bisogna **reiterare il calcolo** (fino a convergenza), tenendo conto che a causa della penalizzazione delle parti, si registra uno spostamento del baricentro

RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

RESISTENZA A TAGLIO

NTC 2018 - § 4.2.4.1.2.4. Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante V_{ED} deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,0}}$$

dove A_v è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f \quad [4.2.19]$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

$$A_v = A - \sum (h_w \cdot t_w) \quad [4.2.20]$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = 0,9 (A - b t_f) \quad [4.2.21]$$

per profili rettangolari cavi "profilati a caldo" di spessore uniforme si può assumere

$$A_v = Ah/(b + h) \quad \text{quando il carico è parallelo all'altezza del profilo,} \quad [4.2.22]$$

$$A_v = Ab/(b + h) \quad \text{quando il carico è parallelo alla base del profilo;}$$

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A / \pi \quad [4.2.23]$$

dove:

A è l'area lorda della sezione del profilo,

b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

h_w è l'altezza dell'anima,

h è l'altezza delle sezioni cave,

r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

t_f è lo spessore delle ali,

t_w è lo spessore dell'anima.

RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

RESISTENZA A COMPRESSIONE (in assenza di instabilità)

NTC 2018 - § 4.2.4.1.2.2. Compressione

La forza di compressione di calcolo deve rispettare la seguente condizione (qualora i fenomeni di instabilità non siano influenti-elementi tozzi).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

La resistenza di calcolo a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,}$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

[4.2.10]

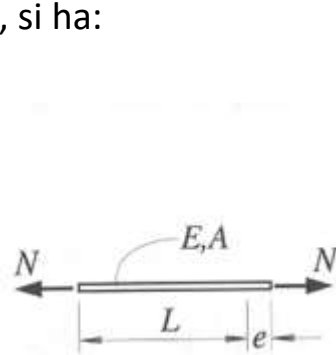
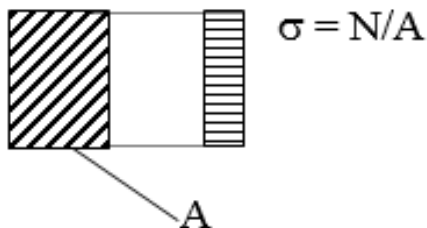
Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purchè in tutti i fori siano presenti gli elementi di collegamento e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

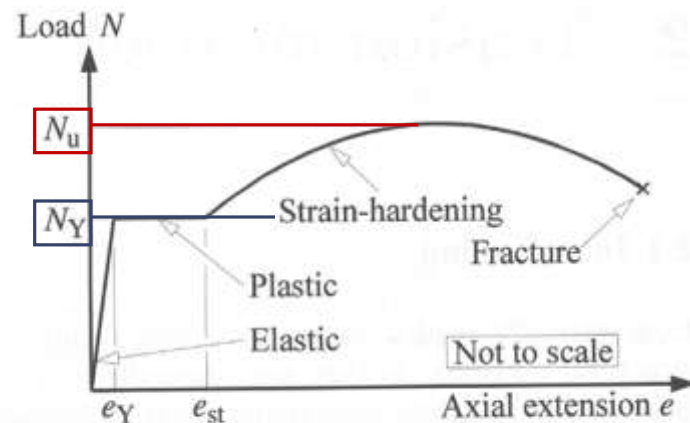
RESISTENZA A TRAZIONE

In presenza di uno sforzo assiale di trazione N centrato, cioè applicato al baricentro della sezione, tutti i punti della sezione avranno la stessa deformazione ε e tensione σ . Poiché, per definizione, lo sforzo normale è la risultante delle tensioni, si ha:

Comportamento di una membratura “perfetta” soggetta a trazione



(a) Tension member



(b) Axial extension

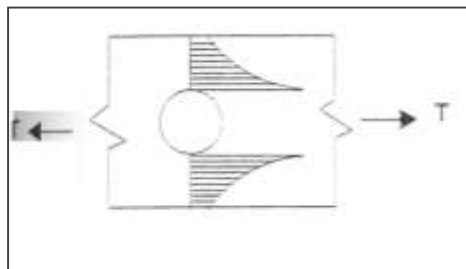
Stati limite di comportamento

$$N_y = A \cdot f_y$$

Snervamento = completa plasticizzazione per trazione

$$N_u = A \cdot f_u$$

Rottura per trazione



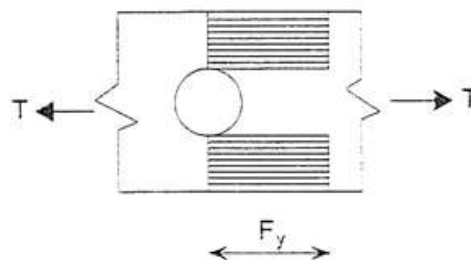
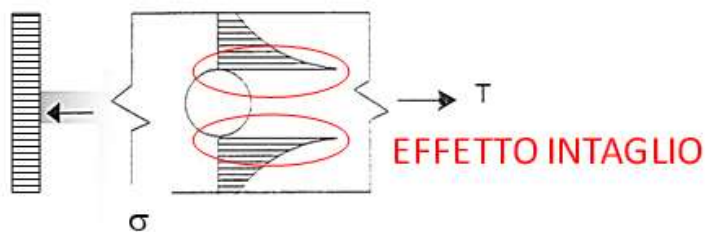
Membrature forate

RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

RESISTENZA A TRAZIONE

Il tirante forato

La presenza di fori (ad es. per mezzo dei bulloni del collegamento di estremità) genera concentrazione di tensioni e quindi un prematuro attingimento della tensione di snervamento nelle fibre maggiormente sollecitate.



Grazie all'elevata duttilità del materiale, si accetta l'ipotesi di distribuzione di tensione costante sulla sezione netta della membratura.

Per effetto fori, si genera, inoltre, un decremento di capacità portante, in quanto per la trasmissione della forza risulta efficace la sola sezione netta (A_{net}).

$$A_{net} = A - \sum d \cdot t$$

d = diametro del foro

t = spessore dell'elemento forato

RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

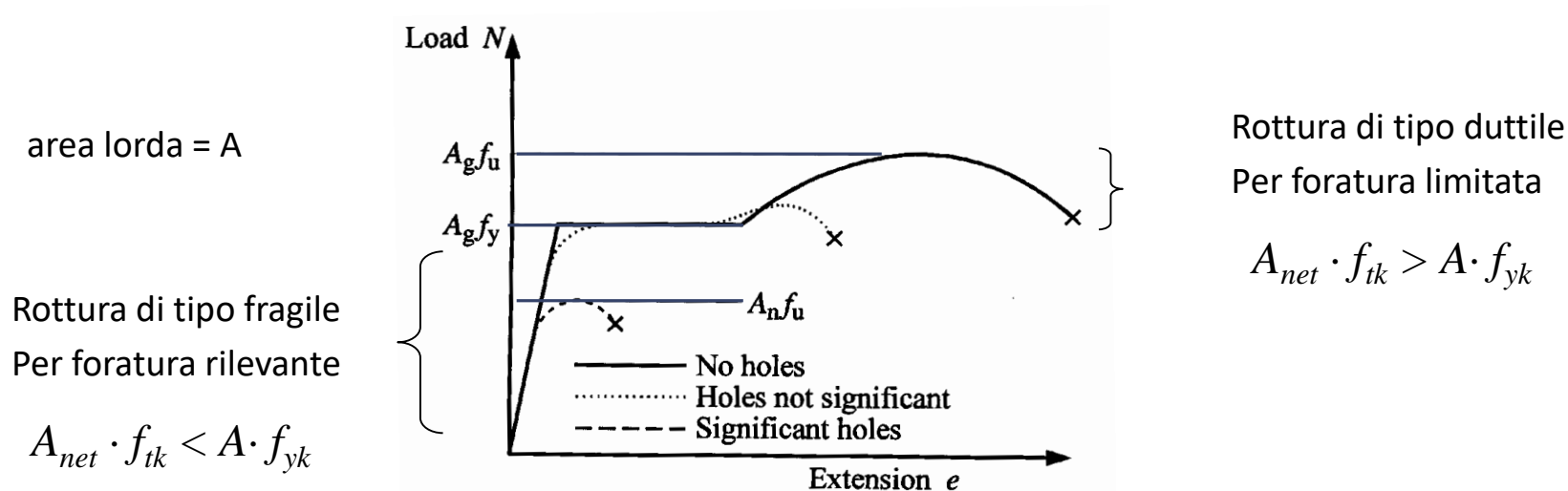
RESISTENZA A TRAZIONE - NTC 2018 - § 4.2.4.1.2.1. Trazione

Il tirante forato

Il collasso della membratura si ha per frattura in corrispondenza della sezione forata, per cui:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Rottura in corrispondenza della sezione forata



$$N_{t,Rd} = \min \left(N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} ; N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \right)$$

0,9=coefficiente di sicurezza o di correlazione: tiene conto dell'eccentricità e delle concentrazioni di tensione

Per evitare la rottura dell'asta in corrispondenza della parte di sezione forata che probabilmente corrisponde a rottura di tipo fragile, si deve provvedere a compensare la menomazione dovuta ai fori.

RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

RESISTENZA A TRAZIONE

NTC 2018 - § 4.2.4.1.2.1. Trazione

L'azione assiale di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di progetto a trazione $N_{t,Rd}$ di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica di progetto della sezione lorda, A ,

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad [4.2.6]$$

b) la resistenza di progetto a rottura della sezione netta, A_{net} , in corrispondenza dei fori per i collegamenti

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [4.2.7]$$

Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze, come avviene in presenza di azioni sismiche, la resistenza di progetto plastica della sezione lorda, $N_{pl,Rd}$, deve risultare minore della resistenza di progetto a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti, $N_{u,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} \quad [4.2.8]$$

RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

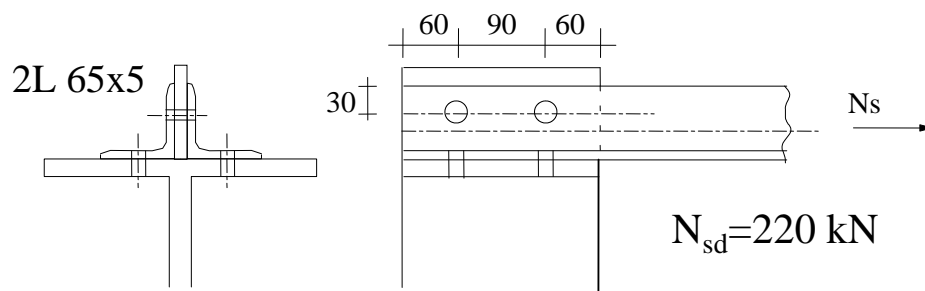
RESISTENZA A TRAZIONE _ Esempio

La verifica di un elemento teso soggetto ad azione assiale di progetto N_{sd} in corrispondenza di ogni sezione è soddisfatta se non viene superata la capacità portante $N_{t,Rd}$:

Angolari: 2 L 65*5 $\rightarrow A=6,34 \text{ cm}^2$

Acciaio: S235 $\rightarrow f_y=235 \text{ MPa}$; $f_{tk}=360 \text{ MPa}$

Bulloni: M16 $\rightarrow d_0=18 \text{ mm}$



$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} ; N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{634 \times 2 \times 235}{1,05} = 283,79 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{360 \times 2 \times (634 - 2 \times 18 \times 5)}{1,25} = 235,35 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} > N_{sd} \Rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

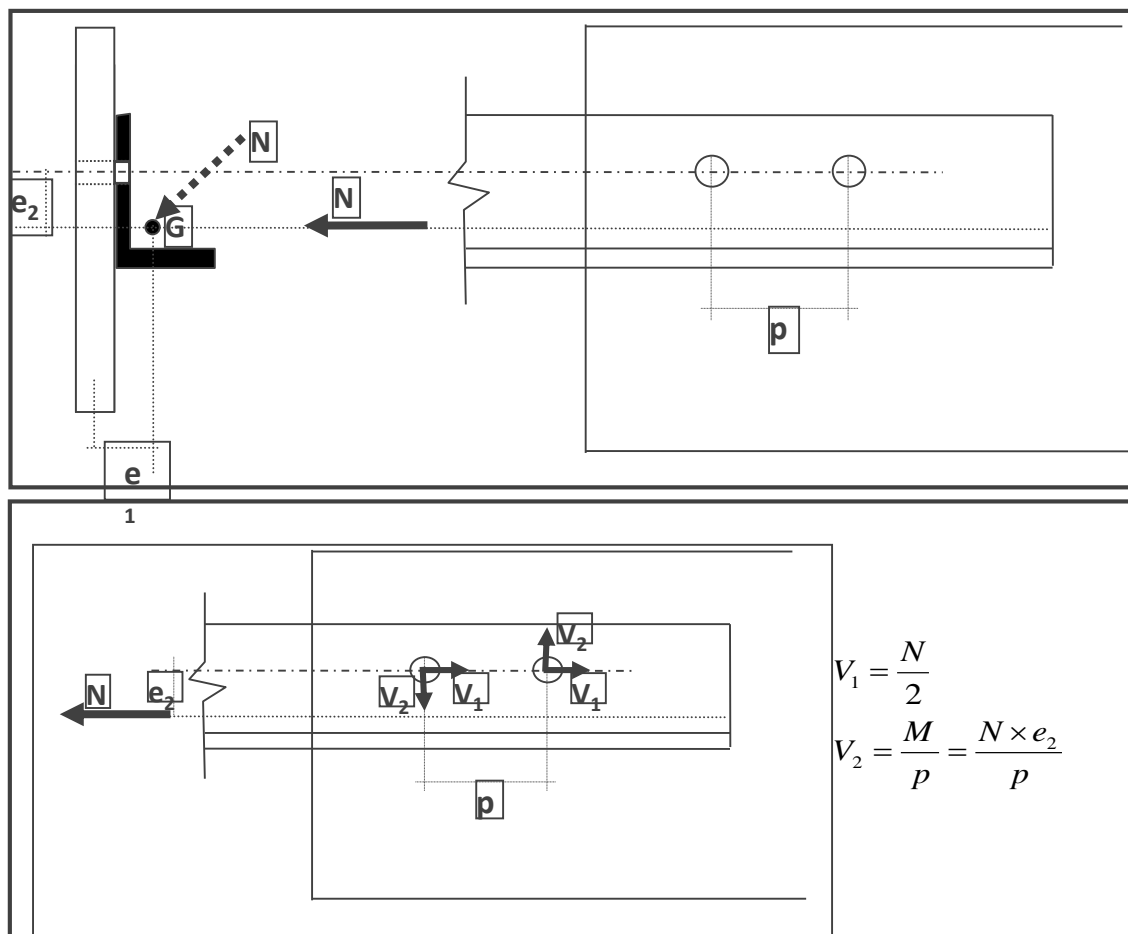
$$N_{u,Rd} < N_{pl,Rd} \Rightarrow \text{ROTTURA FRAGILE}$$

$$\begin{aligned} \gamma_{M0} &= 1,05; \\ A_{net} &= A - \sum d_0 t \\ \gamma_{M2} &= 1,25; \end{aligned}$$

RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

RESISTENZA A TRAZIONE _ Esempio. Trazione in aste con doppia eccentricità

Se l'asse del **collegamento** è **eccentrico** rispetto al baricentro della membratura, si generano flessioni parassite che, procurando uno stato tensionale aggiuntivo di flessione, può comportare una riduzione della capacità portante della stessa membratura.

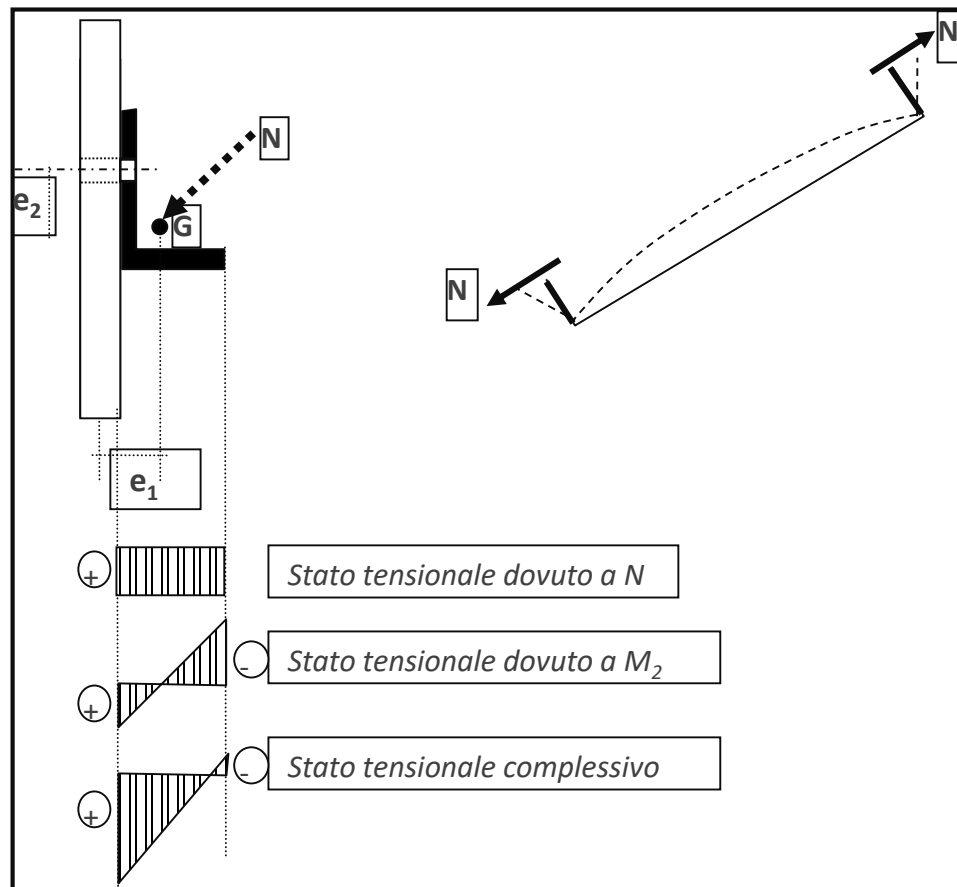


RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

RESISTENZA A TRAZIONE _ Esempio. Trazione in aste con doppia eccentricità

Per effetto dell'eccentricità e_1 (eccentricità nel piano ortogonale alla piastra di nodo) nasce un momento flettente $M_1 = N \times e_1$.

Tale momento flettente genera nella sezione del profilato un diagramma di tensioni normali da flessione aggiuntivo rispetto a quello indotto dallo sforzo di trazione presente sull'asta. Si sviluppa quindi un diagramma di tensioni non uniforme, con picchi di tensione in corrispondenza del lembo maggiormente teso della sezione (parte di sezione posta in corrispondenza della piastra di nodo)

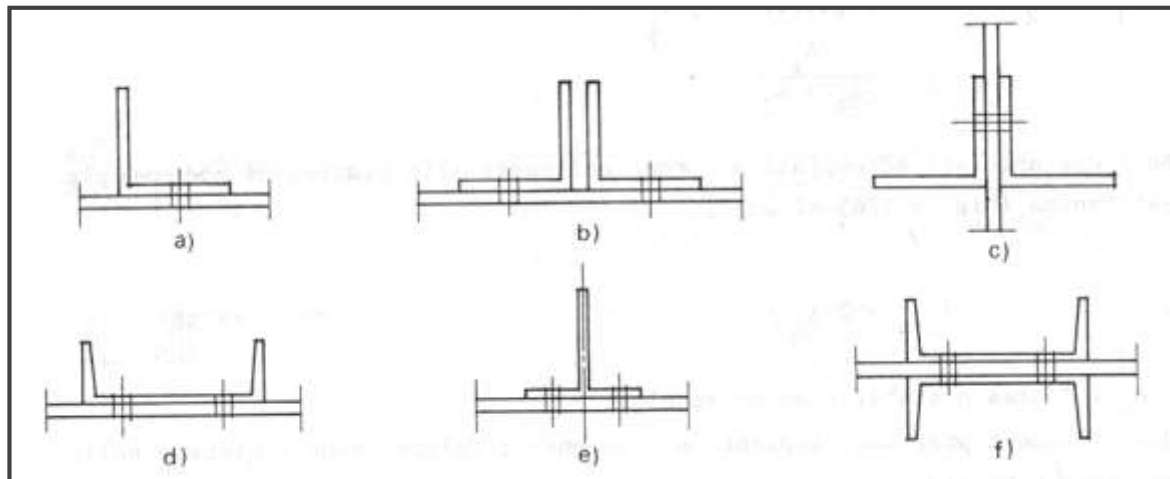
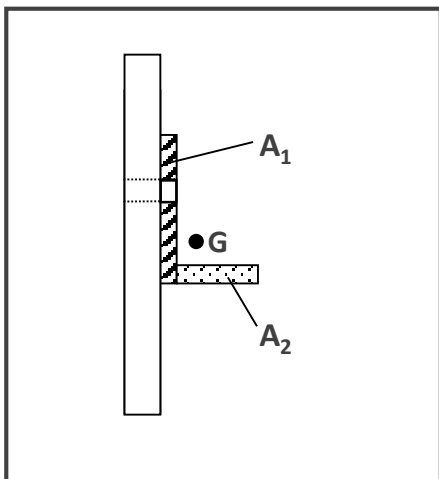


RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

RESISTENZA A TRAZIONE _ Esempio. Trazione in aste con doppia eccentricità

APPROCCIO CNR 10011

Anziché valutare esplicitamente lo stato tensionale da flessione, si opera in via semplificata riducendo opportunamente l'area della sezione resistente definita Area effettiva (A_{eff}).



1) angolare collegato su di una sola ala (caso a):

$$A_{eff} = A_1 + x A_2$$

A_1 =area netta dell'area collegata

A_2 =area dell'area non collegata

x = **fattore riduttivo** $3A_1/(3A_1+A_2)$

2) doppio angolare con accoppiamento a T nel piano delle ali (caso b):

$$A_{eff} = 2A_1 + 2 x A_2$$

x = **fattore riduttivo** $5A_1/(5A_1+A_2)$

3) doppio angolare con accoppiamento a T nel piano dell'anima (caso c):

$$A_{eff} = 2A_n$$

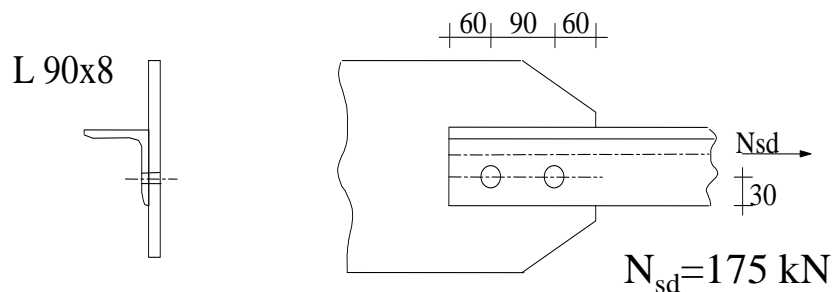
Per i profili a C o a T si opera in modo analogo

RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

RESISTENZA A TRAZIONE _ Esempio. Trazione in aste con doppia eccentricità

APPROCCIO EUROCODICE 3

In tal caso si deve considerare l'**eccentricità dei dispositivi di giunzione** nei collegamenti di estremità e gli effetti della **spaziatura e delle distanze dei bulloni dal bordo**.



Angolare: L 90*8 ; Acciaio: S235

Bulloni: M22 → $d_0=24$ mm

con 1 bullone:

$$N_{u,Rd} = \frac{2,0(e_2 - 0,5d_0)ff_u}{\gamma_{M2}}$$

con 2 bulloni:

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

con 3 o più bulloni:

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Fattori riduttivi β_2 e β_3

Passo	A_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
2 bulloni β_2		0,4	0,7
3 o più bulloni β_3		0,5	0,7

passo = 90 mm ⇒ $\beta_2 = 0,55$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,55 \times (1390 - 24 \times 8) \times 360}{1,20} = 197,67 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{1390 \times 235}{1,05} = 311,10 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} > N_{sd} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Calcolo delle membrane in presenza di instabilità

INSTABILITÀ DELLE ASTE COMPRESSE

Al crescere del carico di compressione N , in corrispondenza di un valore del carico (definito **carico critico** N_{cr}) si determina una **biforcazione dell'equilibrio elastico**.

Il carico critico dell'asta compressa, ossia il punto di biforcazione dell'equilibrio elastico, si può determinare mediante la trattazione classica di Eulero.

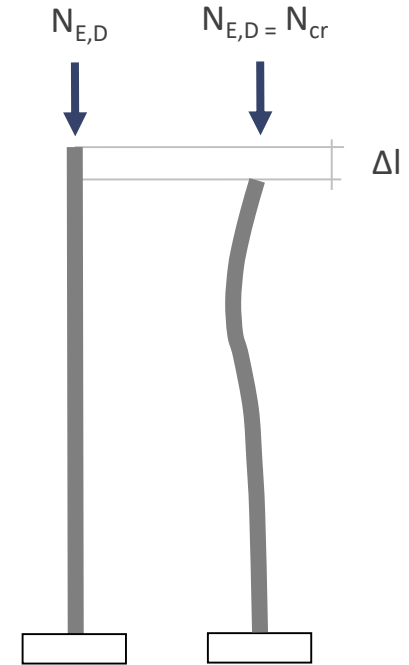
Pertanto, con riferimento ad un materiale elastico-lineare (infinitamente resistente), omogeneo, isotropo, in condizioni di carico perfettamente centrato e di vincoli perfetti, il carico critico di un'asta può determinarsi attraverso la seguente formula:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$$

E = modulo di elasticità

I = momento di inerzia della sezione trasversale nel piano di instabilità

l_0 = lunghezza di libera inflessione ($\beta \cdot l$) nel piano di instabilità (rappresentata geometricamente dalla distanza tra due successivi punti di flesso della deformata flessionale)



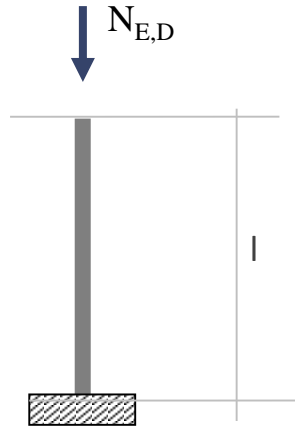
L'espressione può essere modificata per fornire la tensione critica σ_{cr} (tensione provocata dal carico critico):

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Il parametro dimensionale $\lambda = (l_0 / i)$ si definisce **snellezza** dell'asta (con i raggio di inerzia della sezione nel piano di instabilità, essendo $I / A = i^2$).

INSTABILITÀ DELLE ASTE COMPRESSE

Nell'ipotesi di **asta ideale** e **priva di imperfezioni** e realizzata con materiale avente **legame costitutivo elastico-lineare (ASTA DI EULERO)** esiste un valore di carico critico che attiva il fenomeno di instabilità dell'elemento (N_{cr}).

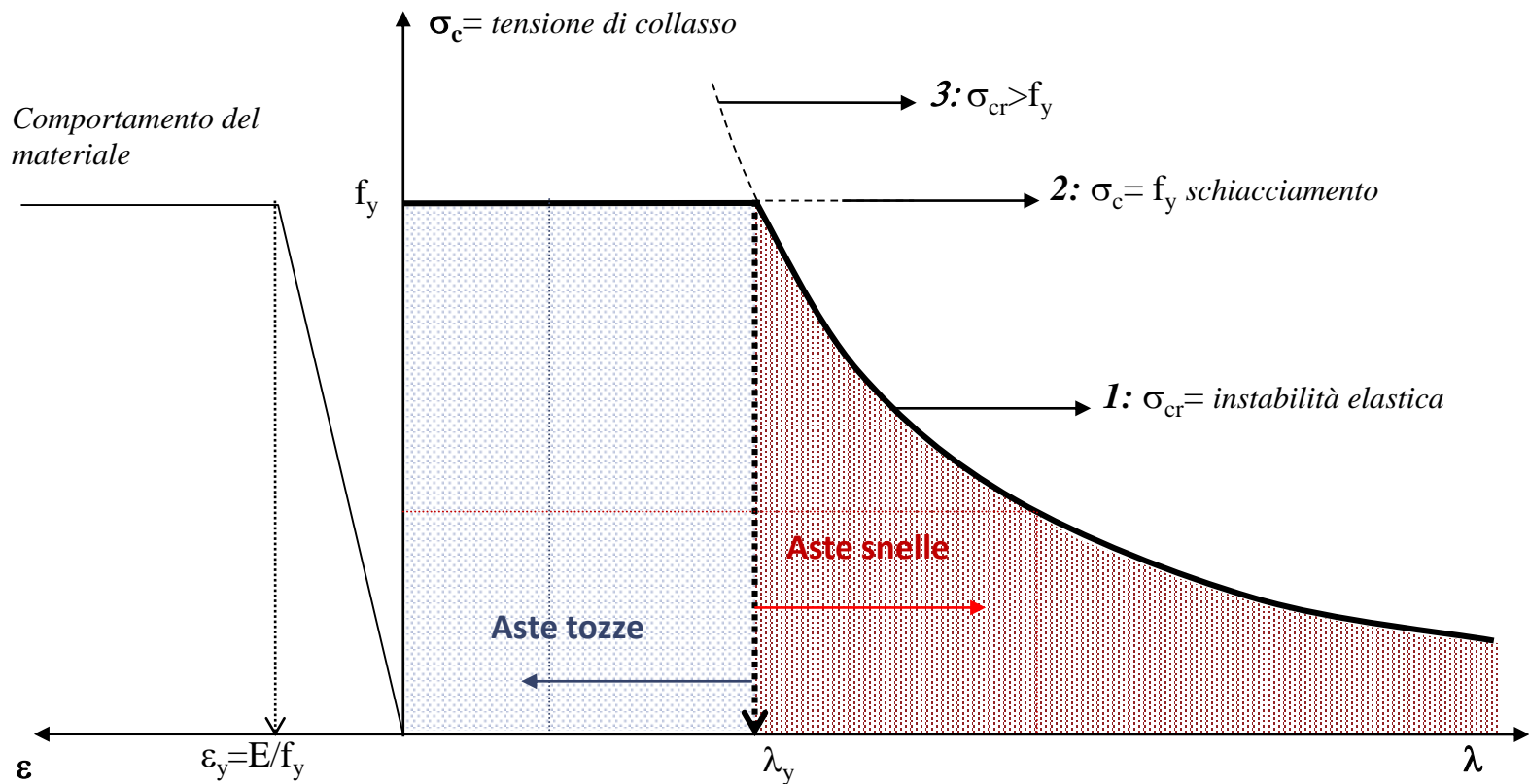


$L_0 = \beta \cdot l$ = lunghezza di libera inflessione nel piano di instabilità

Condizioni di vincolo						
Valore teorico di β	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valore prescritto dalle norme	0,70	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Simboli		rotazione	impedita libera impedita libera	traslazione	impedita impedita libera libera	

INSTABILITÀ DELLE ASTE COMPRESSE

Nell'ipotesi di **asta ideale e priva di imperfezioni** e realizzata con materiale avente **legame costitutivo elastico-lineare (ASTA DI EULERO)** è possibile porre in relazione la tensione di collasso dell'asta (σ_c) con un parametro di snellezza geometrica (λ).

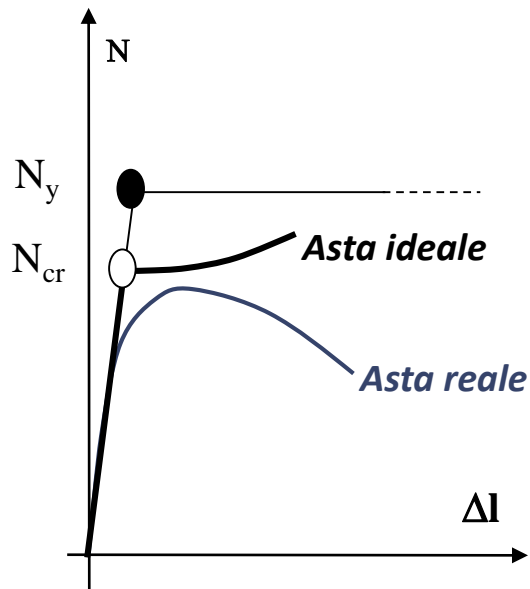


$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = f_y \quad \rightarrow \quad \lambda_y = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

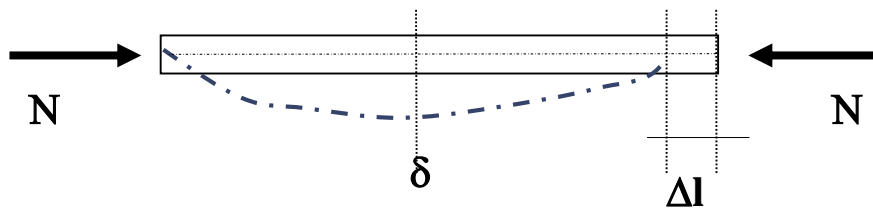
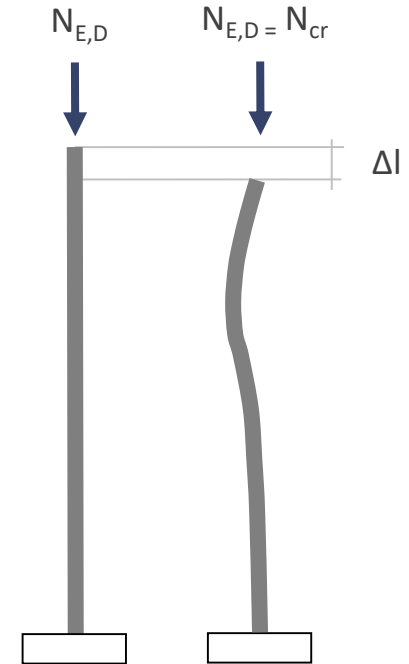
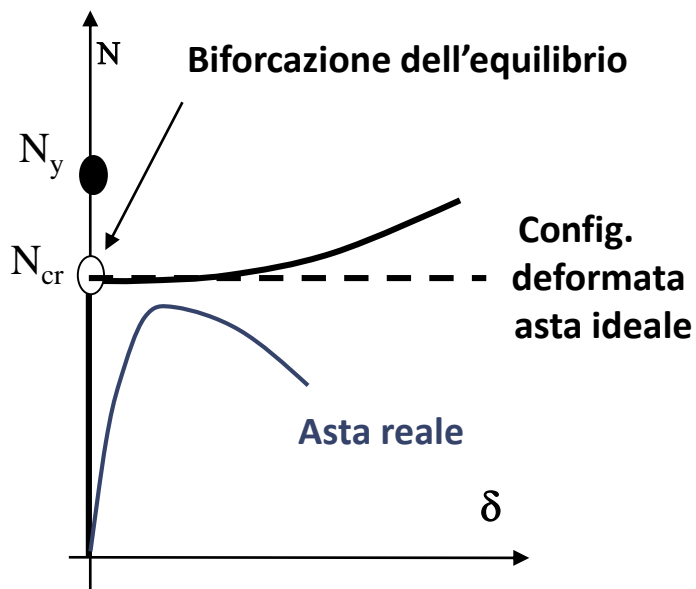
INSTABILITÀ DELLE ASTE COMPRESSE

Le **imperfezioni** riducono sensibilmente la capacità portante dell'asta compressa rispetto al caso ideale.

Accorciamento

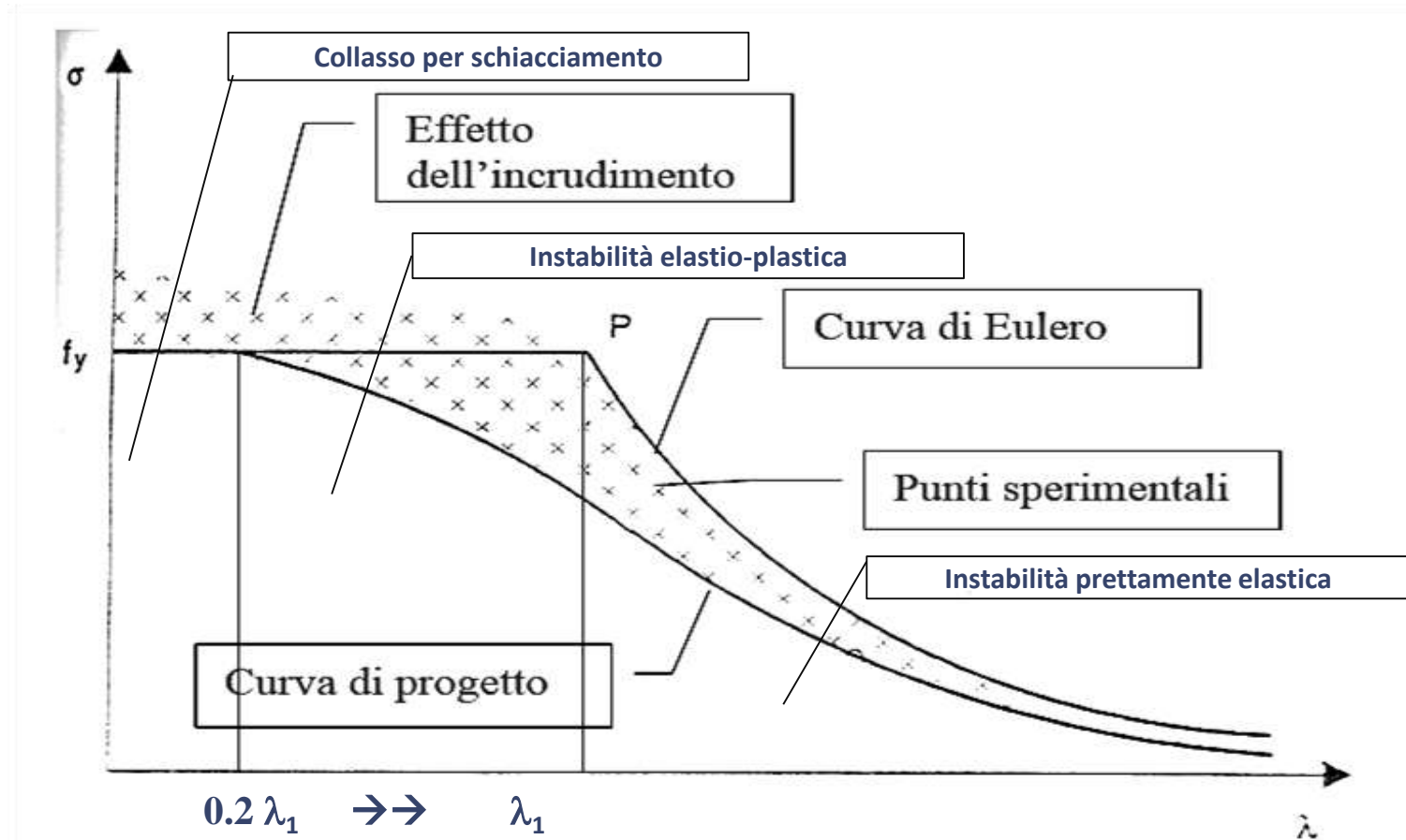


Spostamento laterale



INSTABILITÀ DELLE ASTE COMPRESSE

NTC 2018 - § 4.2.4.1.3.1 Stabilità delle membrature. Aste compresse



INSTABILITÀ DELLE ASTE COMPRESSE

NTC 2018 - § 4.2.4.1.3.1 Stabilità delle membrature. Aste compresse

4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

N_{Ed} è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$ è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

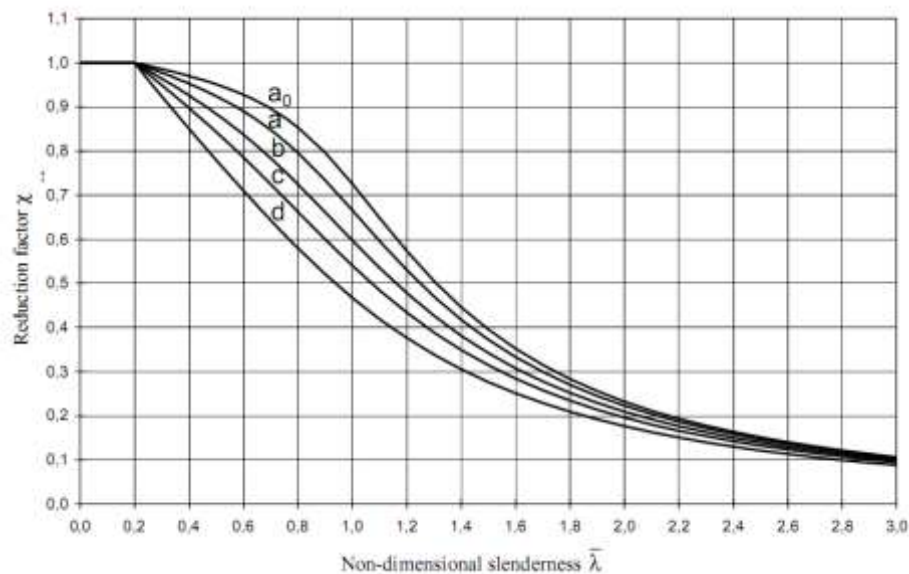
INSTABILITÀ DELLE ASTE COMPRESSE

NTC 2018 - § 4.2.4.1.3.1 Stabilità delle membrature. Aste compresse

dove $\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$, α è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$ è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a}$$

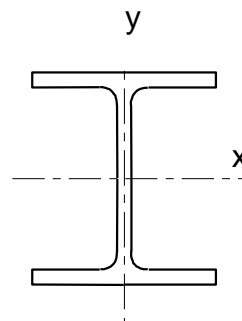
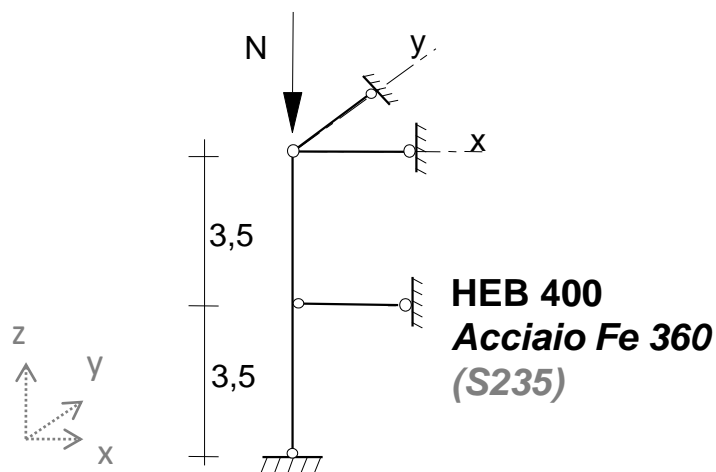
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.}$$



Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Unità	Influenza laterale all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminati		$l_y > l_z$	$l_y \leq 40 \text{ mm}$	a	a ₀	
			$40 \text{ mm} < l_y \leq 100 \text{ mm}$	b	a	
		$l_y < l_z$	$l_z \leq 100 \text{ mm}$	b	a	
			$l_z > 100 \text{ mm}$	c	a	
Sezioni ad H saldate		$l_y \leq 40 \text{ mm}$	b	b		
		$l_y > 40 \text{ mm}$	c	d		
Sezioni curve		Sezione formata "a caldo"	qualsunque	a	a ₀	
		Sezione formata "a freddo"	qualsunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualsunque	b	b	
		solare "spesse": $a > 0.8b$, $b < 10$, $l_y < 30$, $l_z < 30$	qualsunque	c	c	
Sezioni piene, ad L e T		qualsunque	c	c		
Sezioni ad L		qualsunque	b	b		
Curva di instabilità		a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

CARICO DI COLLASSO DI UNA COLONNA COMPRESSA: ESEMPIO



I_x = INERZIA RISPETTO ALL'ASSE x (piano xz)
 - Inflessione nel piano zy
 - y = asse di maggiore inerzia della sez.

I_y = INERZIA RISPETTO ALL'ASSE y (piano yz)
 - Inflessione nel piano zx (Piano debole)
 - x = asse di minore inerzia

$$I_x > I_y$$

Condizioni di vincolo differenti nei due piani.
 - Piano debole (zx): asta rafforzata dal vincolo aggiuntivo intermedio.

$$L_{0,x} = 3.5 \text{ [m]}; \quad L_{0,y} = 7 \text{ [m]}$$

Caratteristiche della sezione

HE 400 B	A	I_x	W_x	i_x	I_y	W_y	i_y
	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	Cm
	197,80	57680,0	2884	17,08	10820	721,3	7,40

1) Carico di schiacciamento

$$N_y = A \cdot f_y = 197,80 \cdot 2400 = 474720 \text{ kg}$$

$$f_y = 2400 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \\ 235 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

CARICO DI COLLASSO DI UNA COLONNA COMPRESSA: ESEMPIO

2) Instabilità secondo asse x (inflessione nel piano y-z)

$$\lambda_x = \frac{L_{0y}}{i_x} = \frac{700 \text{ [cm]}}{17,08 \text{ [cm]}} = 41$$

- Snellezza adimensionale $\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_{\lim}} = \frac{41}{93.9} = 0.44;$ con $\lambda_{\lim} = \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \sqrt{\frac{210,000 \text{ [N/mm}^2\text{]}}{235 \text{ [N/mm}^2\text{]}}} = 93.9$

- Coefficiente riduttivo della resistenza plastica (dalla tabella per la curva c): $\chi = \sigma_{c,x}/f_{yk} = 0.90$

- Carico di collasso $N_{b,Rd\ x} = A \cdot \sigma_{c,x} = 197.80 \cdot 2400 \cdot 0.90 = 427248 \text{ kg}$

3) Instabilità secondo asse y (inflessione nel piano x-z)

$\lambda_y = \frac{L_{0x}}{i_y} = \frac{350 \text{ [cm]}}{7,4 \text{ [cm]}} = 47$ - Snellezza adimensionale $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{\lim}} = \frac{47}{93.9} = 0.50;$

- Coefficiente riduttivo della resistenza plastica (dalla tabella per la curva c): $\chi = \sigma_{c,y}/f_{yk} = 0.84$

- Carico di collasso $N_{b,Rd\ y} = A \cdot \sigma_{c,y} = 197.80 \cdot 2400 \cdot 0.84 = 398765 \text{ kg}$

Lo sforzo normale di compressione corrispondente al collasso vale pertanto

$$N_{b,Rd} = \min (N_y, N_{b,Rd\ x}, N_{b,Rd\ y}) = N_{b,Rd\ y} = 398765 \text{ kg}$$

Le unioni e i collegamenti

Le Giunzioni

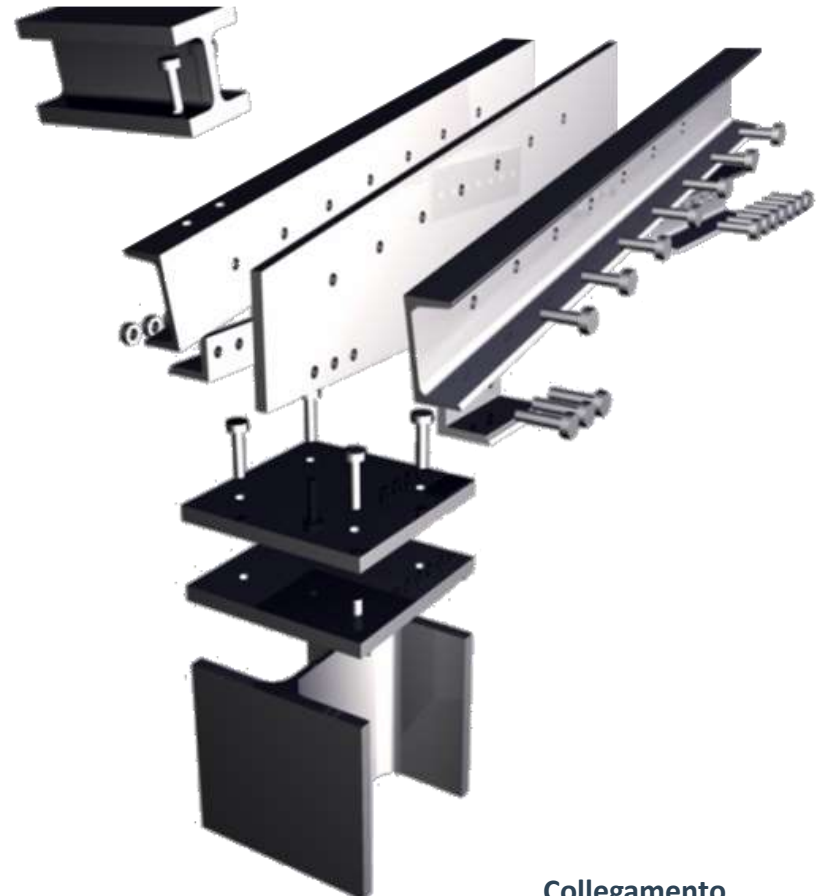
IL RUOLO, GLI ASPETTI

GIUNZIONI _

- Nodi o punti di collegamento che hanno il compito di assemblare i singoli piatti laminati in modo da formare membrature composte e di collegare le diverse membrature semplici o composte fino a dare luogo alla struttura completa.

Alle giunzioni è demandato il compito di dare continuità alle strutture in acciaio, costituite per loro natura da un set discreto di elementi mono e bidimensionali.

- Zone critiche in cui le forze interne si trasmettono e si distribuiscono tra le membrature resistenti.



Collegamento
capriata-colonna

Le Giunzioni

IL RUOLO, GLI ASPETTI

I collegamenti influenzano il comportamento dell'intera struttura a livello:

- **locale** (possibili zone di concentrazione del danno)
- **globale** (risposta dell'intera struttura).

È stato provato che molti collassi delle strutture metalliche, almeno il 30%, sono imputabili ai collegamenti.

La loro ideazione, dimensionamento e pratica realizzazione assumono enorme rilevanza in termini di efficacia ed affidabilità dell'intero sistema strutturale.



Le Giunzioni

IL RUOLO, GLI ASPETTI

Ogni struttura in acciaio è tanto più “affidabile” quanto più lo sono le sue parti più deboli.

Particolare attenzione rivolta alle giunzioni:

- *valutazione del grado di resistenza e rigidezza richiesto*
- *cura del dettaglio*



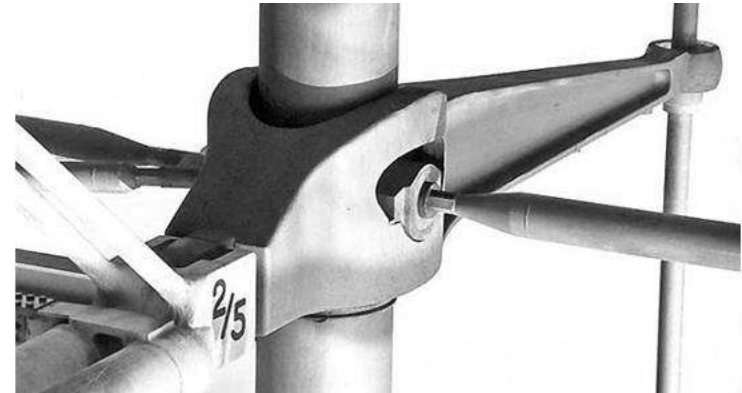
Le Giunzioni

IL RUOLO, GLI ASPETTI

La giunzione costituisce il dettaglio strutturale che valorizza il progetto ed anche l'opera finita.

Per affrontare compiutamente il problema bisogna esaminare diversi aspetti:

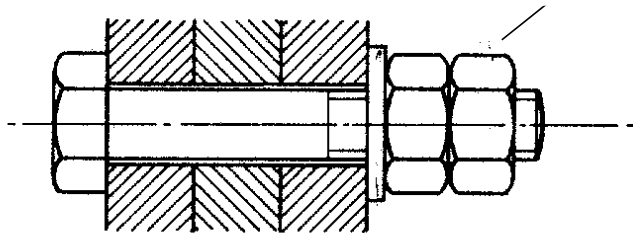
1. Come sono realizzati i collegamenti **(Aspetti Tecnologici)**
2. Quale influenza hanno i collegamenti sull'intero complesso strutturale di cui fanno parte **(Aspetti Strutturali)**
3. Come si caratterizza il comportamento meccanico del collegamento **(Aspetti Meccanici)**
4. Come scegliere il collegamento adatto alla struttura **(Aspetti Progettuali)**



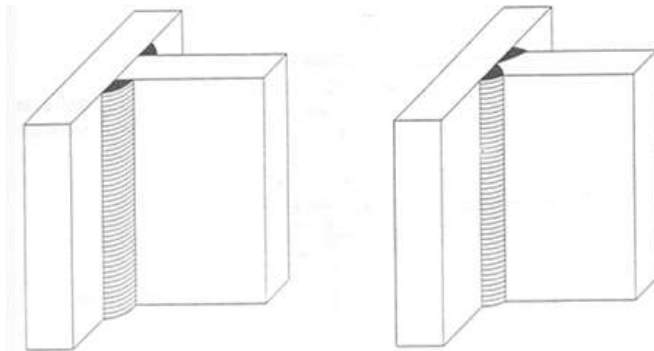
Le Giunzioni

Aspetti tecnologici_le unioni elementari

Bullonatura



Saldatura



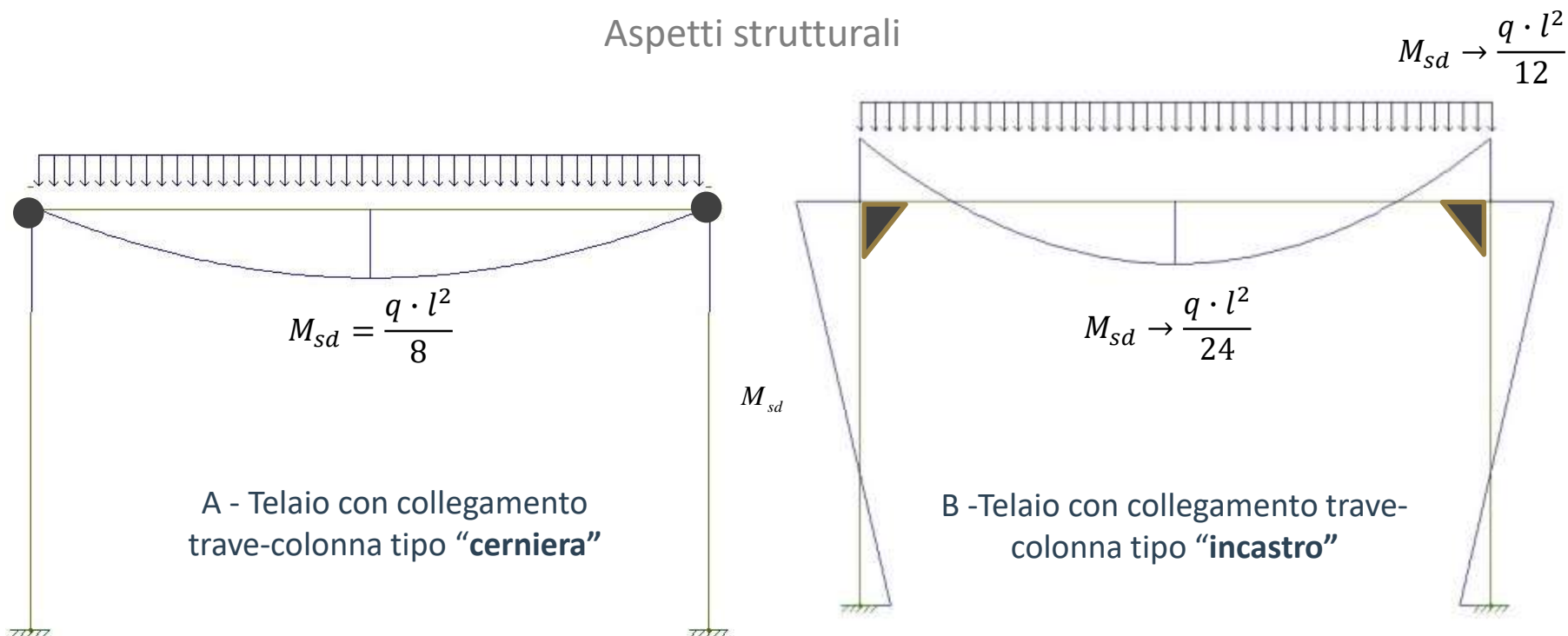
*Saldature a cordone
d'angolo*

*Saldature a completa
penetrazione*



Le Giunzioni

Aspetti strutturali



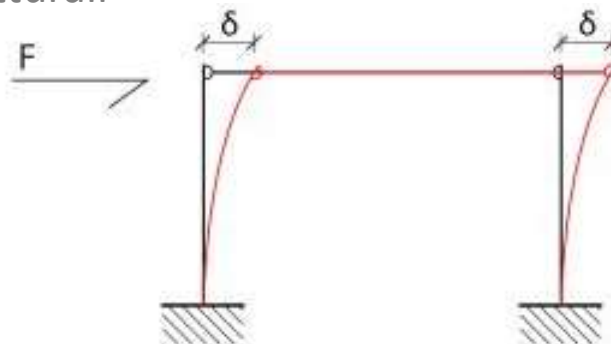
A seconda del tipo di collegamento adottato, cambia il **modello strutturale** e di conseguenza:

- La **trave del telaio A** sarà soggetta a un **momento flettente** maggiore (in mezzeria), per cui occorrerà un elemento strutturale con sezione maggiore;
- Le **colonne del telaio B** saranno soggette a momento flettente oltre che allo sforzo normale, per cui la relativa verifica sarà senz'altro più gravosa;
- In presenza di forze orizzontali, il telaio A, presentando una rigidezza laterale inferiore, sarà soggetto a **spostamenti laterali** maggiori

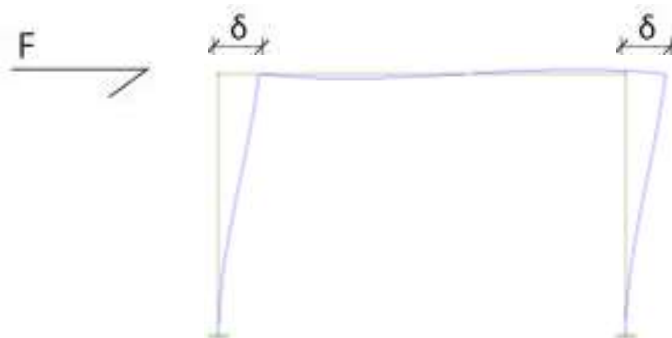
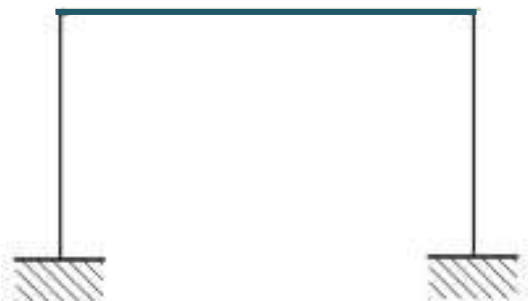
Le Giunzioni

Aspetti strutturali

A



B



A seconda del tipo di collegamento trave-colonna adottato, cambierà il **modello strutturale**.

Nel primo caso (A), caratterizzato dalla presenza di una cerniera, l'estremità superiore della colonna è libera di ruotare, per cui la deformata della colonna è quella di una mensola con forza trasversale in testa, a prescindere dalla dimensione della trave.

Nel secondo caso (B), caratterizzato dalla presenza di un incastro (vincolo di continuità trave-colonna) l'estremità della colonna è obbligata a mantenere la croce d'assi con la trave. Il nodo ruota nel piano in funzione della rigidezza flessionale degli elementi.

In particolare, nel caso B, si possono individuare due casi limite significativi.

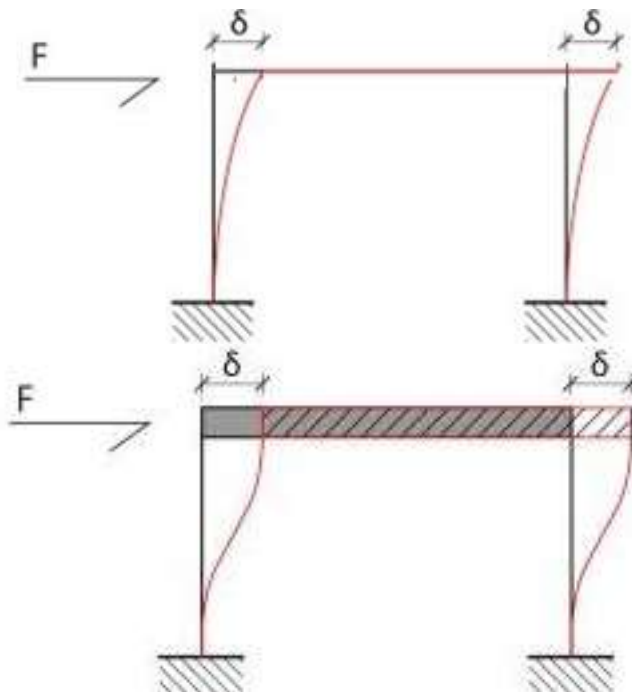
Le Giunzioni

Aspetti strutturali

B1



B2

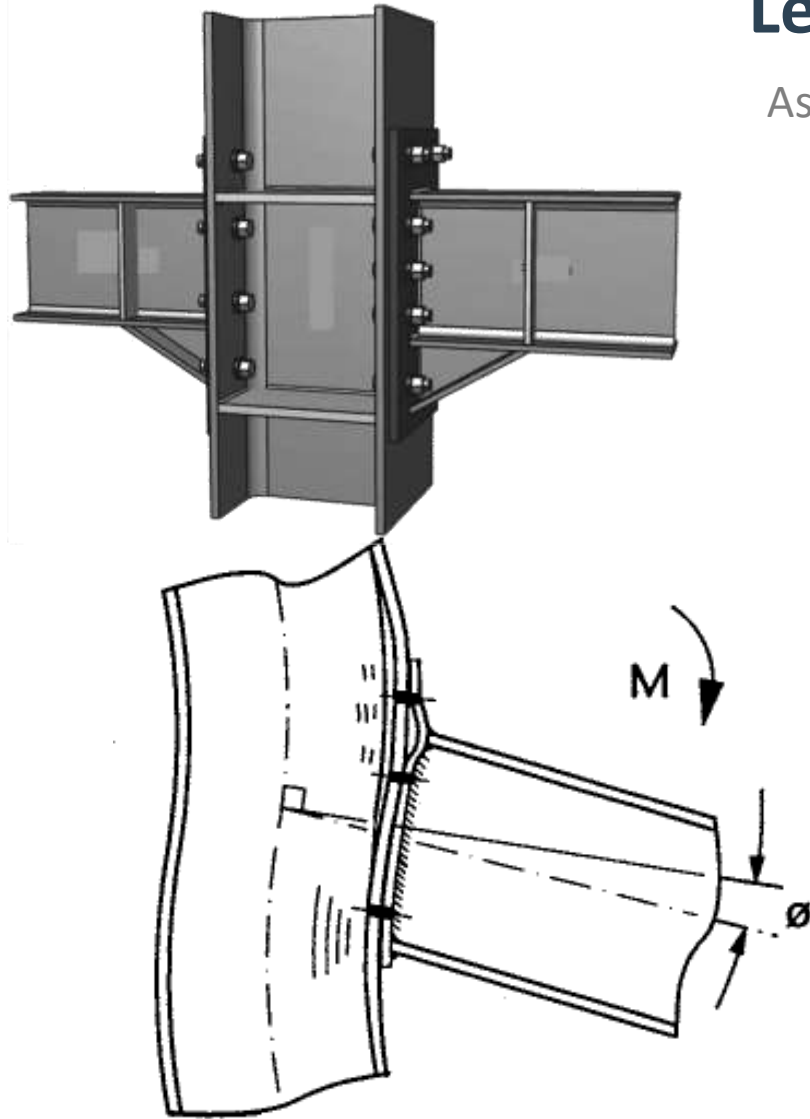


Un primo caso limite (**B1**) in cui la trave è molto deformabile rispetto alla colonna, per cui non è in grado di bloccarne la rotazione in testa; **il momento nel nodo tende a zero**, con deformazione a mensola della colonna (si torna pertanto alla stessa condizione dello schema A, nonostante la presenza di un vincolo di continuità trave-colonna);

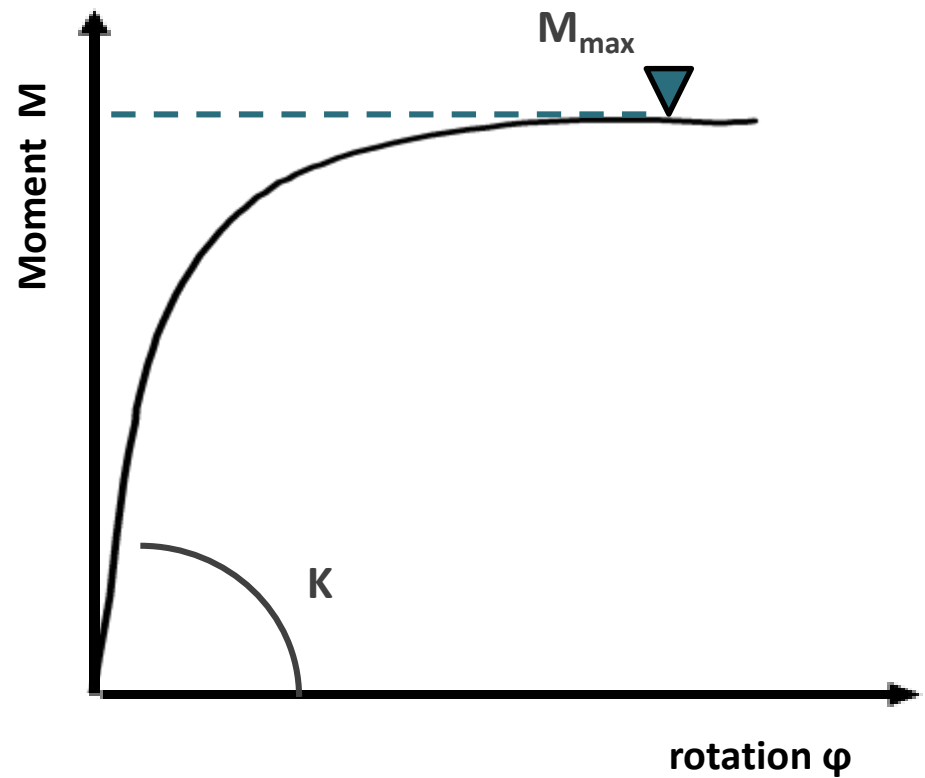
Un secondo caso limite (**B2**), in cui la trave è molto rigida rispetto alla colonna, tanto da bloccare completamente la rotazione del nodo; per garantire questo comportamento **il collegamento dovrà trasferire l'intero momento di incastro perfetto**.

Le Giunzioni

Aspetti meccanici



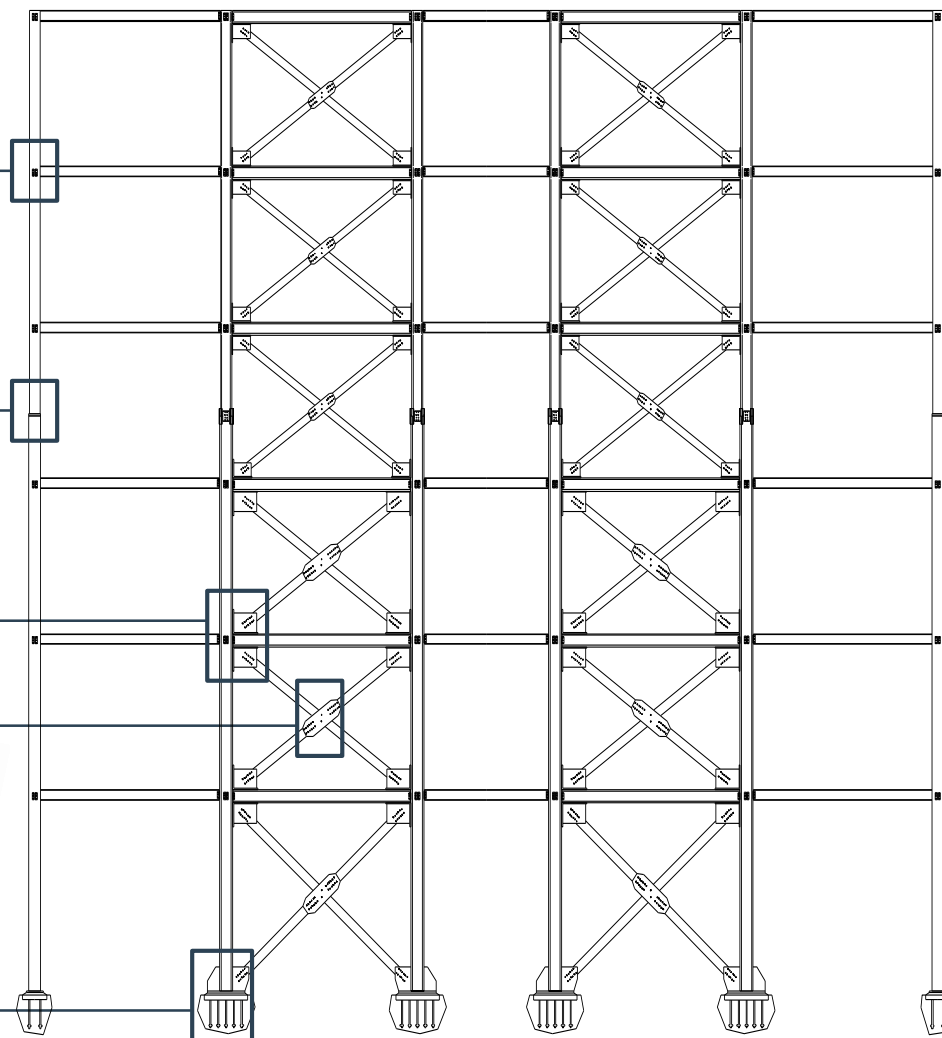
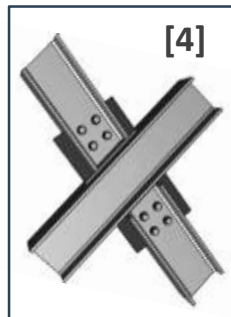
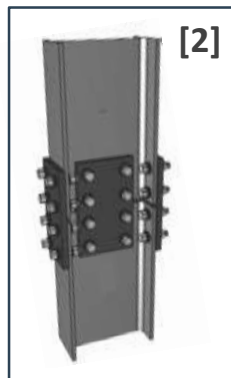
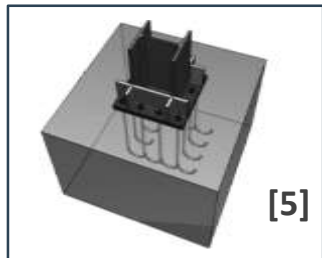
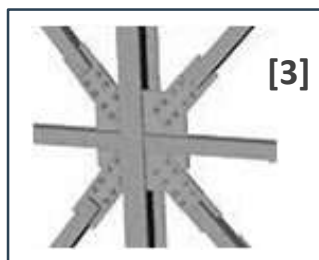
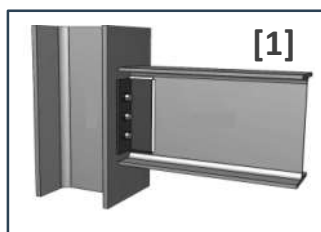
Collegamento trave-colonna



Le Giunzioni

Aspetti progettuali_LE TIPOLOGIE

- [1] Giunto **trave** colonna
- [2] Giunto **colonna-colonna**
- [3] Giunto **colonna-asta controvento**
- [4] Giunto **controvento-controvento**
- [5] Giunto **colonna-fondazione**

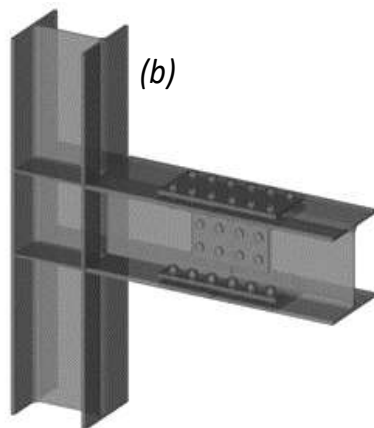
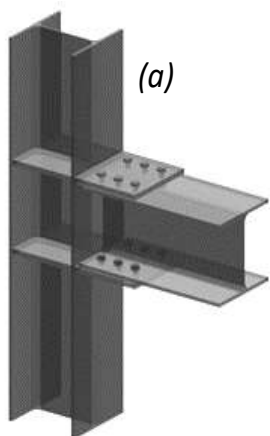


Le Giunzioni

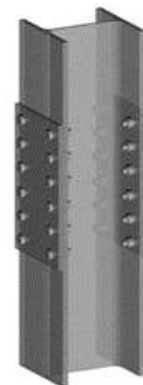
Aspetti progettuali (e strutturali)

- [1] Giunto **trave colonna**
- [2] Giunto **colonna-colonna**
- [3] Giunto **colonna-asta controvento**
- [4] Giunto **controvento-controvento**
- [5] Giunto **colonna-fondazione**

LE TIPOLOGIE



[1] Esempi di tipiche connessioni trave colonna



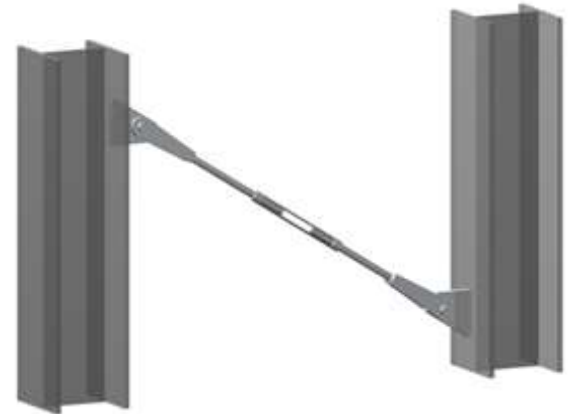
[2] Esempi di tipiche connessioni colonna-colonna

Le Giunzioni

Aspetti progettuali (e strutturali)

LE TIPOLOGIE

- [1] Giunto **trave** colonna
- [2] Giunto **colonna-colonna**
- [3] Giunto colonna-asta controvento**
- [4] Giunto controvento-controvento**
- [5] Giunto **colonna-fondazione**



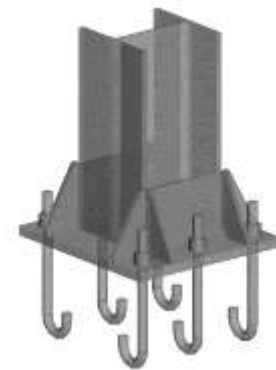
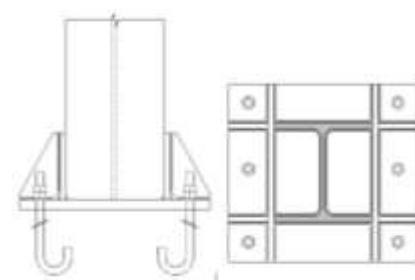
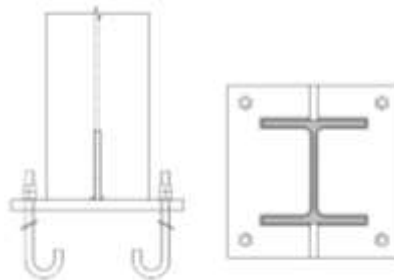
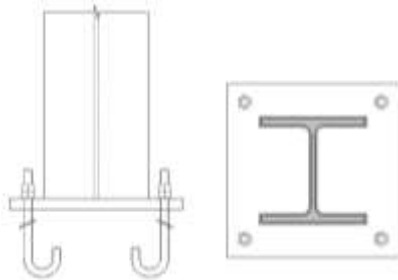
[3],[4] Esempi di tipiche connessioni colonna-asta controvento, controvento-controvento

Le Giunzioni

Aspetti progettuali (e strutturali)

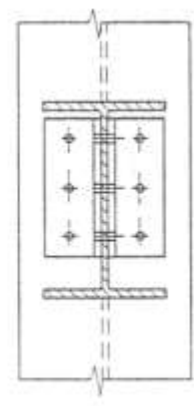
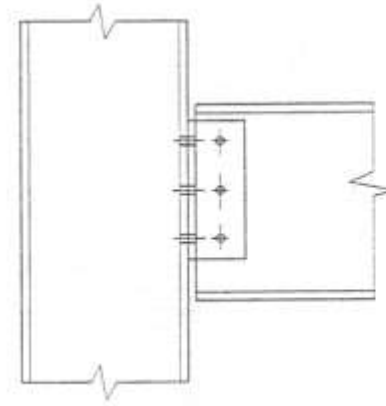
LE TIPOLOGIE

- [1] Giunto **trave** colonna
- [2] Giunto **colonna-colonna**
- [3] Giunto **colonna-asta** controvento
- [4] Giunto **controvento-controvento**
- [5] Giunto colonna-fondazione**



[1] Esempi di tipiche connessioni del pilastro alle fondazioni

Dai collegamenti alle unioni elementari



In tutti i collegamenti, a prescindere dalla tipologia, sono riconoscibili le **componenti elementari**

L'impostazione normativa italiana – NTC 2018

Nelle **NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (NTC 2018 - § 4.2.8.Unioni)**

*sono trattate le unioni elementari, in quanto parti costituenti i collegamenti strutturali tra le membrature in acciaio. In particolare, sono presentati metodi per calcolare le prestazioni resistenti e le relative modalità e regole per la realizzazione dei vari tipi di unione esaminati. Le tipologie di unione analizzate sono quelle realizzate tramite **bulloni, chiodi, perni e saldature**.*

*Le sollecitazioni che discendono dall'analisi possono essere **distribuite tra gli elementi di collegamento** in ipotesi di **comportamento elastico** oppure **plastico**, a condizione che:*

- le azioni così ripartite fra le varie unioni elementari del collegamento siano complessivamente in equilibrio con quelle applicate e ciascuna di esse soddisfi la condizione di resistenza imposta;*
- le deformazioni derivanti da tale distribuzione delle sollecitazioni all'interno degli elementi di unione non superino la loro capacità di deformazione.*

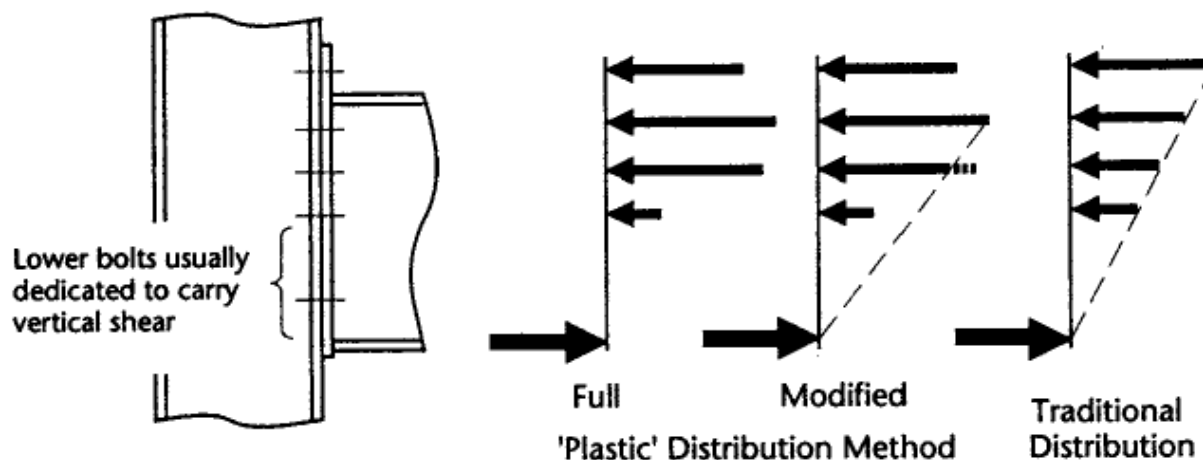
L'approccio proposto è in realtà molto limitato, in quanto non si tiene conto di tutte le possibili rotture che possono incorrere nelle zone del collegamento diverse dalle unioni elementari (ad esempio il pannello d'anima della colonna in un collegamento trave-colonna). Inoltre, non si tiene in alcun modo conto della deformabilità del collegamento. Questa, soprattutto in presenza di forza orizzontali, incide in maniera determinante sulla risposta globale della struttura.

L'impostazione normativa italiana – NTC 2018

Le sollecitazioni che discendono dall'analisi possono essere **distribuite tra gli elementi di collegamento** in ipotesi di **comportamento elastico** oppure **plastico**, a condizione che:

- le azioni così ripartite fra le varie unioni elementari del collegamento siano complessivamente in equilibrio con quelle applicate e ciascuna di esse soddisfi la condizione di resistenza imposta;
- le deformazioni derivanti da tale distribuzione delle sollecitazioni all'interno degli elementi di unione non superino la loro capacità di deformazione.

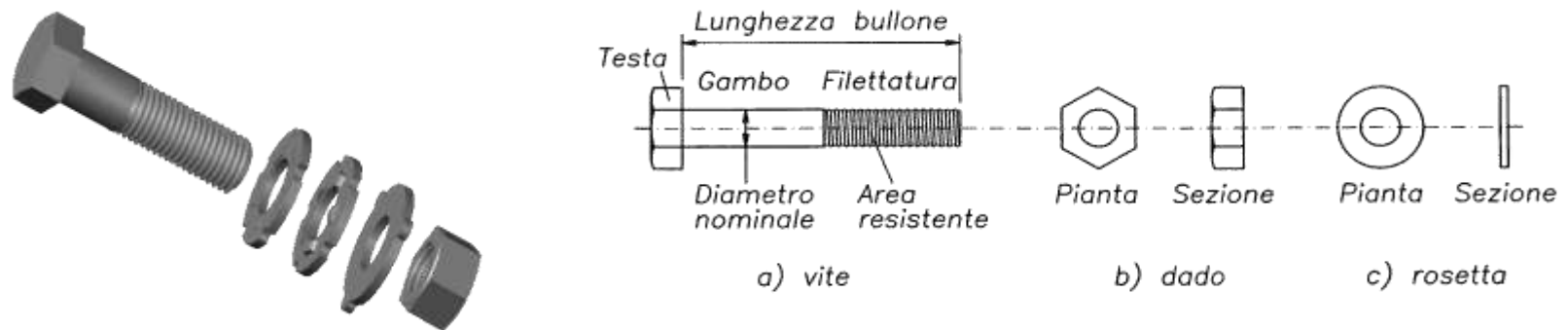
Possibili distribuzioni delle forze tra i bulloni



UNIONI BULLONATE

Le unioni bullonate sono collegamenti removibili. Risultano generalmente più economici da eseguire, permettono una rapida esecuzione in officina e semplificano l'assemblaggio dei pezzi in cantiere.

La giunzione bullonata ha le seguenti componenti fondamentali:



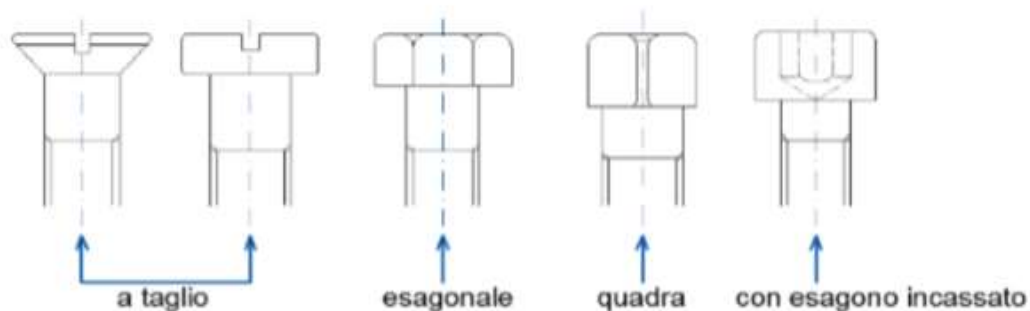
- a) **Vite con testa** (bullone): generalmente esagonale e gambo parzialmente filettato. Il diametro nominale dei bulloni è in genere compreso tra i 12 mm ed i 30 mm.
- b) **Dado**: usualmente di forma esagonale.
- c) **Rondella** (o rosetta): di forma per lo più circolare. (L'abbinamento tra vite e rosetta è prescritto dalle norme_ **NTC 2018 - § 11.3.4.6.Bulloni e chiodi**)

Il bullone può essere sollecitato da forze secondo l'asse del gambo o giacenti nel piano ad esso ortogonale o da una loro combinazione (trazione e/o taglio).

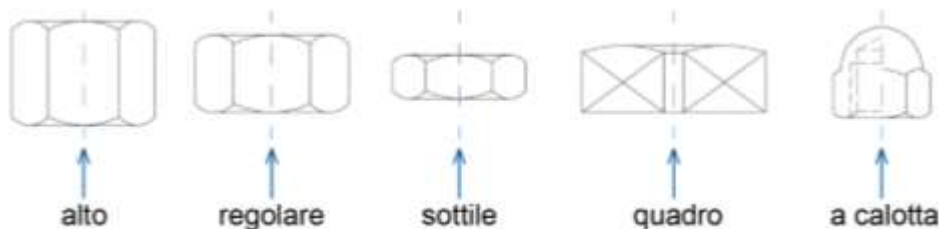
Le unioni bullonate

Aspetti Tecnologici

La **testa** della **vite** può avere forma diversa, generalmente esagonale o quadra, con esagono incassato o a taglio.



Il dado è caratterizzato da una **filettatura** interna dello stesso tipo di quella della vite.

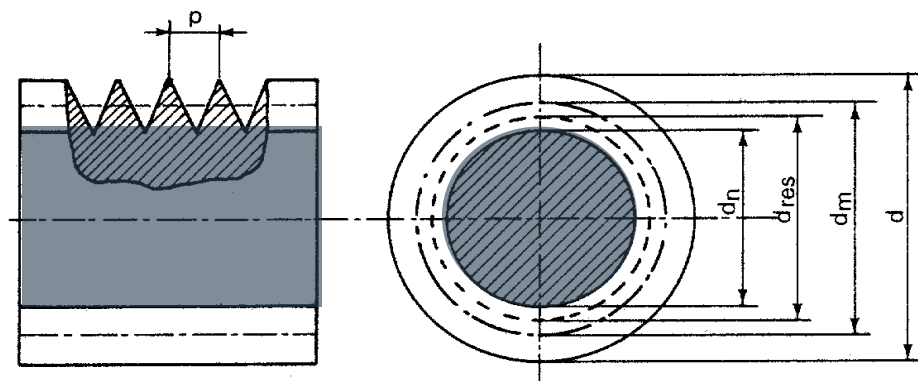


Gli elementi che possono essere accoppiati alla vite ed al dado al fine di migliorarne l'efficienza ed impedirne o comunque limitarne lo svitamento, soprattutto in presenza di vibrazioni, sono i **controdadi**, le **piastrine di arresto**, le **rondelle**, le **spine** e le **coppie**.

UNIONI BULLONATE

La caratteristica geometrica principale del bullone è il diametro. Determina la sezione e quindi l'area resistente del gambo.

Per la presenza della filettatura, la sezione resistente effettiva differisce dalla sezione nominale.



Area resistente delle viti in acciaio (filettatura metrica ISO a passo grosso)

Diametro (d) [mm]	Passo filet. (P) [mm]	Area nom. (A) [mm ²]	Area res. (A _s) [mm ²]	Diametro (d) [mm]	Passo filet. (P) [mm]	Area nom. (A) [mm ²]	Area res. (A _s) [mm ²]
M 8	1,25	50	36,6	M20	2,5	314	245
M10	1,5	79	58,0	M22	2,5	380	303
M12	1,75	113	84,3	M24	3	452	353
M14	2	154	115	M27	3	572	459
M16	2	201	157	M30	3,5	706	561
M18	2,5	254	192	M36	4	1018	817

p = passo della filettatura

d = diametro nominale del gambo

d_n = diametro del nocciolo

d_m = diametro medio

d_{res} = diametro della sezione resistente:

$$d_{res} = (d_n + d_m) / 2$$

Area della parte non filettata del gambo:

$$A = (\pi d^2) / 4$$

Area resistente della parte filettata:

$$A_{res} = (\pi d_{res}^2) / 4$$

UNIONI BULLONATE

(NTC 2018 - § 4.2.1.4.Bulloni e chiodi)

I bulloni e i chiodi per collegamenti di forza devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4.6 delle presenti norme.

I valori della tensione di snervamento f_{yb} e della tensione di rottura f_{tb} dei bulloni, da adottare nelle verifiche quali valori caratteristici, sono specificati nello stesso § 11.3.4.6.



(NTC 2018 - § 11.3.4.6.Bulloni e chiodi)

Tab. 11.3.XIII.b

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Classe di resistenza dei bulloni

La classe di resistenza rappresenta le caratteristiche meccaniche dell'acciaio di cui è costituito il bullone ed è identificata da due numeri, dai quali è possibile risalire ai valori della tensione di snervamento f_{yb} e di rottura a trazione f_{tb} .

I bulloni 8.8 e 10.9 sono bulloni ad **alta resistenza (AR)** e sono utilizzati per le unioni ad attrito.

UNIONI BULLONATE

SERRAGGIO

Per un corretto funzionamento, i bulloni di ogni classe devono essere adeguatamente serrati. In tal modo l'unione a taglio funziona ad attrito e non si sviluppa scorrimento, almeno per le sollecitazioni di servizio. La protrazione che nasce nel bullone, infatti, è benefica per l'unione in quanto evita scorrimenti relativi e ne aumenta le prestazioni in esercizio. Per le unioni ad attrito ad AR il serraggio è obbligatorio.

Tuttavia il serraggio non deve essere spinto oltre un certo limite, poiché un eccesso del momento di serraggio potrebbe comportare lo snervamento e anche la rottura del bullone.

(NTC 2018 - § 4.2.8.1.1. Unioni con bulloni e chiodi)

Nelle unioni con bulloni ad alta resistenza delle classi 8.8 e 10.9, precaricati con serraggio controllato, per giunzioni ad attrito, le viti, i dadi e le rondelle devono essere forniti dal medesimo produttore.

*Il momento di serraggio **M** per tali unioni è pari a:*

$$M = k \cdot d \cdot F_{pc} = k \cdot d \cdot 0.7 A_{res} \cdot f_{tbk}$$

dove:

d è il diametro nominale della vite;

A_{res} è l'area resistente della vite;

f_{tbk} è la resistenza a rottura del materiale della vite.

k è la costante di serraggio



UNIONI BULLONATE

SERRAGGIO

(NTC 2018 - § 4.2.8.1.1. Unioni con bulloni e chiodi)

Il valore del fattore k è indicato sulle targhette delle confezioni (dei bulloni, oppure delle viti. Nel caso il momento di serraggio non sia riportato sulle targhette delle confezioni, ma compaia il solo fattore k secondo la classe funzionale, si può fare riferimento alle seguenti Tabelle 4.2.XVI e 4.2.XVII, che si riferiscono rispettivamente alle viti di classe 8.8 e 10.9.

Tabella 4.2.XVI – Coppie di serraggio per i bulloni 8.8

Viti 8.8 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	$k=0.10$	$k=0.12$	$k=0.14$	$k=0.16$	$F_{p,c}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	56.6	68.0	79.3	90.6	47.2	84.3
M14	90.2	108	126	144	64.4	115
M16	141	169	197	225	87.9	157
M18	194	232	271	310	108	192
M20	274	329	384	439	137	245
M22	373	448	523	597	170	303
M24	474	569	664	759	198	353
M27	694	833	972	1110	257	459
M30	942	1131	1319	1508	314	561
M36	1647	1976	2306	2635	457	817

Tabella 4.2.XVII Coppie di serraggio per bulloni 10.9

Viti 10.9 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	$k=0.10$	$k=0.12$	$k=0.14$	$k=0.16$	$F_{p,c}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	70.8	85.0	99.1	113	59.0	84.3
M14	113	135	158	180	80.5	115
M16	176	211	246	281	110	157
M18	242	290	339	387	134	192
M20	343	412	480	549	172	245
M22	467	560	653	747	212	303
M24	593	712	830	949	247	353
M27	868	1041	1215	1388	321	459
M30	1178	1414	1649	1885	393	561
M36	2059	2471	2882	3294	572	817

Nelle tabelle sono riportati: la dimensione della vite MXX, l'area resistente della vite A_{res} in mm², la forza di precarico $F_{p,c} = 0.7 \cdot A_{res} \cdot f_{tbk}$ in kN ed i valori del momento di serraggio M in Nm, corrispondenti a differenti valori del fattore k . Poiché il momento di serraggio è funzione lineare del fattore k , la interpolazione per righe è immediata.

UNIONI BULLONATE

DIAMETRO DEL BULLONE

Il diametro d_0 dei fori è importante perché condiziona sia la facilità di montaggio della struttura che la sua deformazione

.

(NTC 2018 - § 4.2.8.1.1. Unioni con bulloni e chiodi)

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di:

- 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro
- 1,5 mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm.

*Si può **derogare** da tali limiti quando eventuali assestamenti sotto i carichi di servizio non comportino il superamento dei limiti di deformabilità o di servizio.*

*Quando necessario, è possibile adottare “**accoppiamenti di precisione**” in cui il gioco foro-bullone non dovrà superare 0,3 mm per bulloni sino a 20 mm di diametro e 0,5 mm per bulloni di diametro superiore, o altri accorgimenti di riconosciuta validità.*

Per fori asolati o maggiorati devono essere utilizzate le indicazioni riportate in UNI EN 1993-1-8.

UNIONI BULLONATE

DISTANZA TRA I FORI E DISTANZA DEI FORI DAI BORDI

Al fine di poter utilizzare regole di calcolo semplificate, intendendo con d_0 il diametro del foro, devono essere soddisfatte le seguenti prescrizioni relative alla geometria delle unioni.

(NTC 2018 - § 4.2.8.1.1. Unioni con bulloni e chiodi)

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate deve rispettare le limitazioni presentate nella Tab. 4.2.XVIII, che fa riferimento agli schemi di unione riportati nella Fig. 4.2.5.

Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;12$ mm)
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;125$ mm)
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200$ mm)	-	-
$p_{1,1}$	-	$\min(28t;400$ mm)	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0,5}]$: in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0,6 \cdot p_1$.

t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

UNIONI BULLONATE

DISTANZA TRA I FORI E DISTANZA DEI FORI DAI BORDI

Al fine di poter utilizzare regole di calcolo semplificate, intendendo con d_0 il diametro del foro, devono essere soddisfatte le seguenti prescrizioni relative alla geometria delle unioni.

(NTC 2018 - § 4.2.8.1.1. Unioni con bulloni e chiodi)

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate deve rispettare le limitazioni presentate nella Tab. 4.2.XVIII, che fa riferimento agli schemi di unione riportati nella Fig. 4.2.5.

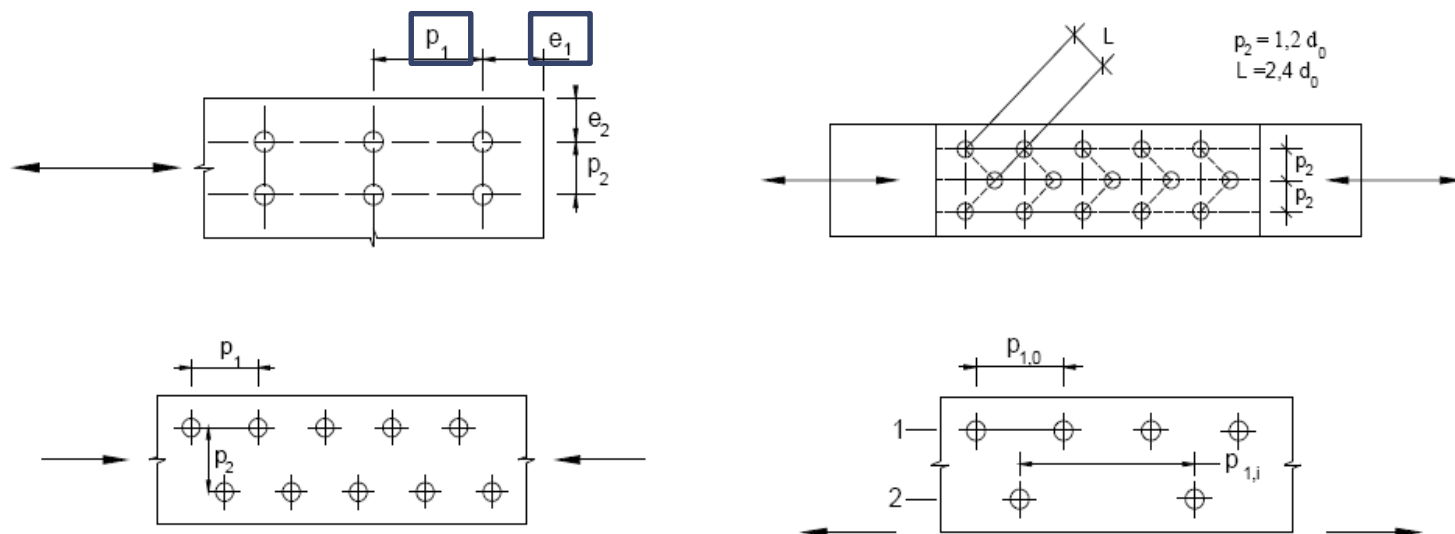
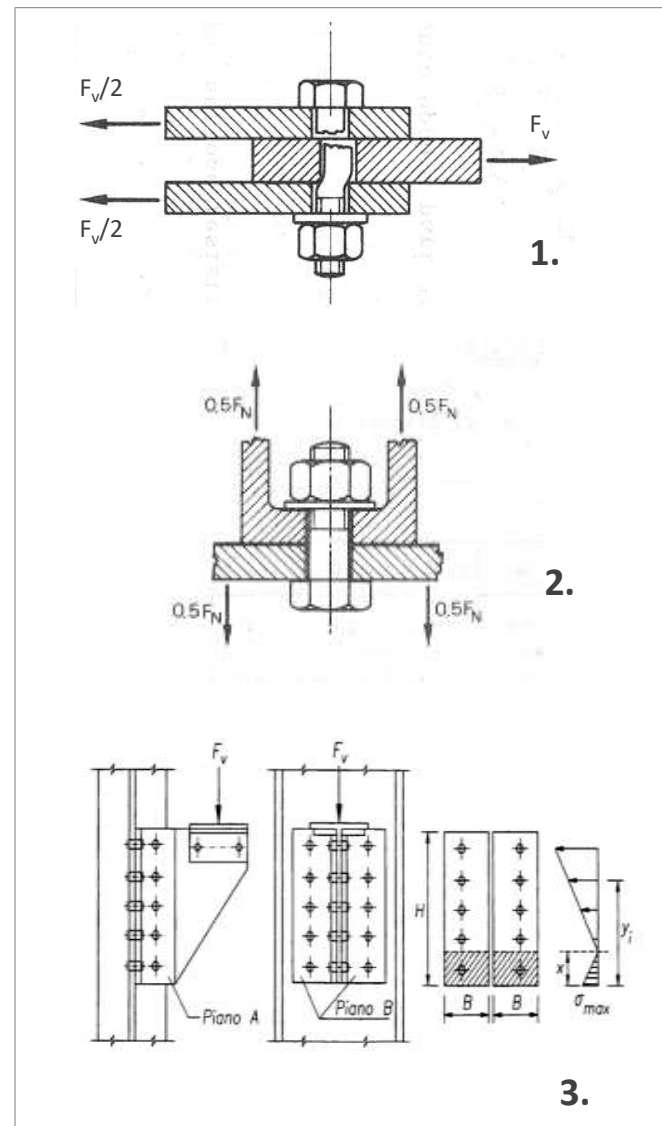


Fig. 4.2.5 -Disposizione dei fori per le realizzazione di unioni bullonate o chiodate

UNIONI BULLONATE

TIPOLOGIE DI UNIONI BULLONATE

1. Nelle **UNIONI A TAGLIO** i piatti collegati risultano sollecitati mediante una forza agente nel piano di contatto dei piatti stessi ed i bulloni sono sollecitati da una forza ortogonale all'asse del gambo.
2. Nelle **UNIONI A TRAZIONE** le due piastre sono sollecitate da una forza che agisce normalmente al piano di contatto. Specialmente nel caso in cui l'unione non sia precaricata, l'azione assiale viene trasferita interamente mediante i bulloni.
3. Nel caso di **AZIONE COMBINATA DI TRAZIONE E TAGLIO**, la determinazione degli sforzi nei bulloni avviene per sovrapposizione degli effetti del taglio e della trazione (formule di interazione).



UNIONI BULLONATE

TIPOLOGIE DI UNIONI BULLONATE

In particolare si hanno:

- Collegamenti a **taglio** con bulloni di classe 4.6 fino a 10.9 **senza precarico**
- Collegamenti a **taglio** con bulloni **precaricati** di classe 8.8 e 10.9
- Collegamenti a **taglio** ad **attrito** resistenti allo **stato limite di servizio** (coppia di serraggio in conformità con ENV 1090-1)
- Collegamenti a **taglio** ad **attrito** resistenti allo **stato limite ultimo** (coppia di serraggio in conformità con ENV 1090-1)
- Collegamenti a **trazione** con bulloni **senza precarico**, in cui si utilizzano bulloni senza nessun precarico
- Collegamenti a **trazione** con bulloni ad alta resistenza **precaricati** (ENV 1090-1)

BULLONERIA STRUTTURALE_
quadro normativo, fabbricazione, controlli e prove, certificazioni
(Volume n. 19 di Promozione Acciaio a cura di Gianfranco De Matteis)

Norme di riferimento per i collegamenti nelle strutture metalliche

Regolamento europeo 305/2011 sui prodotti da costruzione in sostituzione della direttiva 89/106/CE

Norme EN (specifiche - norme di prodotto)

- Bulloneria strutturale secondo EN 14399 (bulloneria HV, HR, HRC) [**Unioni a serraggio controllato**]
- Bulloneria strutturale secondo EN 15048 (assiemi SB) [**Unioni NON precaricate**]

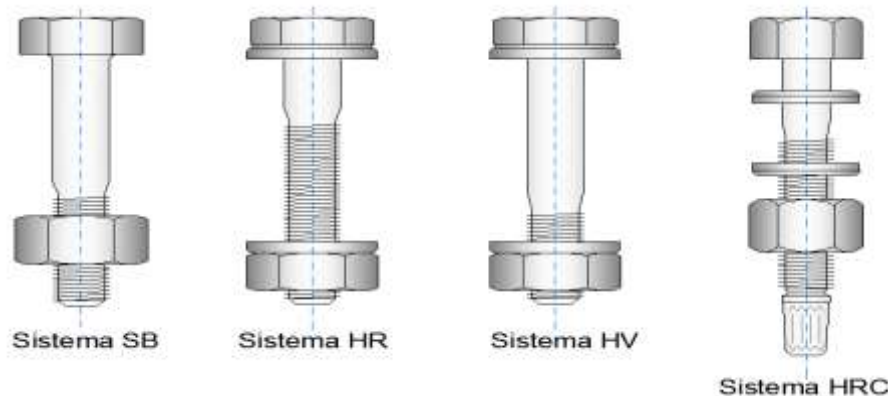
Norme generali (tecniche e per la esecuzione)

Italiane

- Norme tecniche per le costruzioni 17/01/2018
- Istruzioni per l'applicazione delle NTC 08 (NTC'18), circolare n°617 del 02/02/2009

Europee

- Progettazione delle strutture in acciaio (EN 1993) - Collegamenti (EN 1993-1-8)
- Esecuzione delle strutture di acciaio e di alluminio EN 1090



**LA NUOVA
BULLONERIA
STRUTTURALE**

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

ASSIEMI SENZA PRECARICO TIPO SB (EN 15048)

Sono bulloni normali, non adatti al precarico, vengono utilizzati per le unioni a taglio, nelle quali la resistenza del collegamento è rimessa al meccanismo di resistenza a taglio che si sviluppa a seguito del contatto tra il gambo della vite e la superficie interna della lamiera forata che accoglie la vite. Per tale ragione le parti da collegare devono essere posizionate in contatto stabile. La norma prevede assemblaggi di viti tipo EN ISO 4014 (gambo parzialmente filettato) con dado EN ISO 4032, oppure di viti tipo EN ISO 4017 (gambo totalmente filettato) con dado EN ISO 4032.



RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 15048

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

DESCRIZIONE E COMPOSIZIONE DELLE NORME EN 15048 SUGLI ASSIEMI

NON A SERRAGGIO CONTROLLATO

- **UNI EN 15048-1:2007_ REQUISITI GENERALI.**
- **UNI EN 15048-2:2007_ Prova d'idoneità all'impiego.**

a) ISO 4014 (viti a filetto parziale)
ISO 4017 (viti a tutto filetto)

b) ISO 4032

c) ISO 7091

Combinazioni degli assiemi possibili consentiti dalla normativa.

Non vengono definiti requisiti geometrici, né sono specificate particolari tipologie di rivestimento.

Le componenti devono essere identificate con marchio SB.

Assemblies made of carbon steel or alloy steel			
a) Bolts		b) Nuts	c) Washers
Property class		Property class	Hardness
4.6		4, 5, 6 or 8	100 HV min.
4.8			
5.6		5, 6 or 8	
5.8			
6.8		6 or 8	100 HV min. or 300 HV min. ^a
8.8		8 or 10	
10.9		10 or 12	
Assemblies made of stainless steel			
Grade	Bolts	Nuts	Washers
	Property class	Property class	Hardness
A2, A3, A4 or A5	50	50, 70 or 80	100 HV min.
	70	70 or 80	
	80	80	

^a 300 HV min. is required for property classes 8.8 and 10.9 in a single lap joint with only one bolt or single row of bolts according to EN 1993-1-8:2005, 3.6.1.

RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 15048

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

MONTAGGIO DEGLI ASSIEMI SENZA PRECARICO

TIPO SB (EN 15048)

- La vite deve sporgere almeno con un filetto completo dalla faccia del dado;
- ciascun assieme bullonato deve essere opportunamente serrato con operazioni manuali, raggiungendo la condizione di snug-tight (condizione di serraggio raggiungibile mediante l'impiego di un uomo che usi una chiave di manovra normale senza nessuna estensione del braccio e corrisponde al punto in cui la chiave ad impulsi inizi a «martellare»);
- tale condizione va raggiunta per tutti i bulloni del nodo;
- è possibile utilizzare le viti di tutte le classi di resistenza, visto il ridotto precarico.



Diametri da M12 a M36

Raggio di raccordo sottotesta non maggiorato

Filettatura parziale o totale per tutta la lunghezza della vite.

Altezza dado come tipo 1 ISO ($\sim 0,8 d - \sim 1 d$)

Rondelle non richieste, ma consigliate, durezza $100 \div 2000$ HV

RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 15048

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

DESCRIZIONE E COMPOSIZIONE DELLE NORME EN 14399 SUL SERRAGGIO CONTROLLATO – EN 14399-1/10 *Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato.*

- **UNI EN 14399- 1:2005** – Requisiti generali
- **UNI EN 14399- 2:2005** – Prova di idoneità all'utilizzo
- **UNI EN 14399- 3:2005** – Sistema HR. Assieme vite e dado esagonali
- **UNI EN 14399- 4:2005** – Sistema HV. Assieme vite e dado esagonali
- **UNI EN 14399- 5:2005** – Rondelle piane
- **UNI EN 14399- 6:2005** – Rondelle piane smussate
- **UNI EN 14399- 7:2008** – Sistema HR. Assieme di vite con testa svasata piana e dado.
- **UNI EN 14399- 8:2008** – Sistema HV. Assieme di vite a testa esagonale con gambo calibrato e dado.
- **UNI EN 14399- 9:2009** – Sistema HR o HV. Rondelle con indicazione di carico per assiami vite e dado.
- **UNI EN 14399- 10:2009** – Sistema HRC. Assiami vite e dado con serraggio calibrato.

NB. I bulloni e gli assiami disciplinati da queste norme possono essere utilizzati anche negli elementi di unione non a serraggio controllato; non è valido il contrario, cioè gli assiami SB non possono essere oggetto di applicazione di serraggi controllati.

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

Le norme sulla bulloneria strutturale a serraggio controllato disciplinano le seguenti tipologie di assiemi:

	Assieme HR		Assieme HV		Assieme HRC
Requisiti generali	EN 14399-1				
Test di idoneità al precarico	EN 14399-2 e se necessario, test addizionali specificati nella norma di prodotto				
Vite e dado	EN 14399-3	EN 14399-7	EN 14399-4	EN 14399-8	EN 14399-10
Marcatura della vite	HR	HR	HV	HVP	HRC
Marcatura del dado	HR	HR	HV	HV	HR o HRD
Classe di resistenza	8.8/8 o 8.8/10 10.9/10	8.8/8 o 8.8/10 10.9/10	10.9/10	10.9/10	10.9/10
Rondella(e)	EN 14399-5 o EN 14399-6				
Marcatura rondella	H				
Indicatore diretto di carico, rondella appoggiata al dado e/o rondella appoggiata alla vite	EN 14399-9				A discrezione dell'utente
Marcatura indicatore diretto di carico	H8 o H10		H10		
Marcatura della rondella appoggiata al dado	HN		HN		
Marcatura della rondella appoggiata alla vite	HB	Non applicabile	HB		

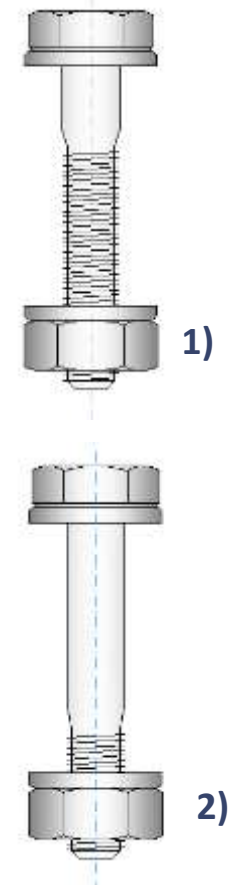
RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 14399

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

I primi due sistemi, nonostante siano apparentemente simili, sono caratterizzati da peculiarità geometriche che ne influenzano il comportamento meccanico.

1) Il sistema HR, dotato di **un dado più alto e di una filettatura più lunga**, è caratterizzato da una maggior duttilità e allungamento plastico in quanto il collasso della vite si ha per cedimento nel tratto interno libero del filetto; anche per questo assorbe eventuali sopra-serraggi.

2) Il sistema HV, caratterizzato da **un dado più basso e una filettatura più corta**, vede la rottura avvenire di solito per cedimento del dado in seguito a strappamento della filettatura interna, ma con la possibilità di poter continuare a lavorare a taglio.



RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 14399

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

1) SISTEMA HR (EN 14399 – 1, 3)

Diametri da **M12** a **M36**

Marcatura della vite HR

- Filettatura parziale ISO 888 (lunghezza filettatura variabile con la lunghezza del gambo)
- Raggio di raccordo sottotesta maggiorato

Marcatura del dado HR

- Altezza dado come tipo 1 ISO ($\sim 0,9d$)

Classi di resistenza 8.8/8 – 8.8/10 – 10,9/10

Rondelle (EN 14399 - 5/6)

- Marcatura rondella H
- Marcatura rondella su dado HN
- Marcatura rondella su vite HB
- 1 o 2 rondelle bonificate (300÷370 HV), smussata l'eventuale seconda sotto la testa della vite

2) SISTEMA HV (EN 14399 – 1, 4)

Diametri da **M12** a **M36**

Marcatura della vite HV - HVP

- Filettatura parziale corta (lunghezza del tratto filettato determinata in base al solo diametro)
- Raggio di raccordo sottotesta maggiorato

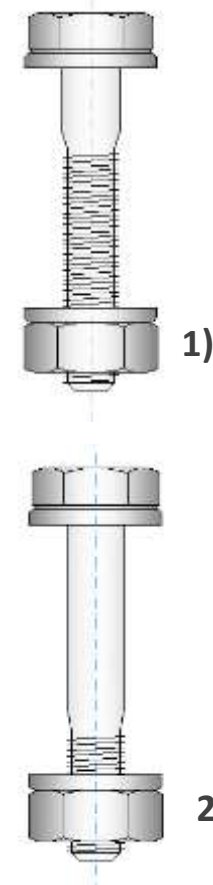
Marcatura del dado HV

- Altezza dado $\sim 0,8 d$ DIN 6915)

Classi di resistenza 10,9/10

Rondelle (EN 14399 - 5/6)

- Marcatura rondella H
- Marcatura rondella su dado HN
- Marcatura rondella su vite HB
- 2 rondelle bonificate (300÷370 HV), smussata quella sotto la testa della vite



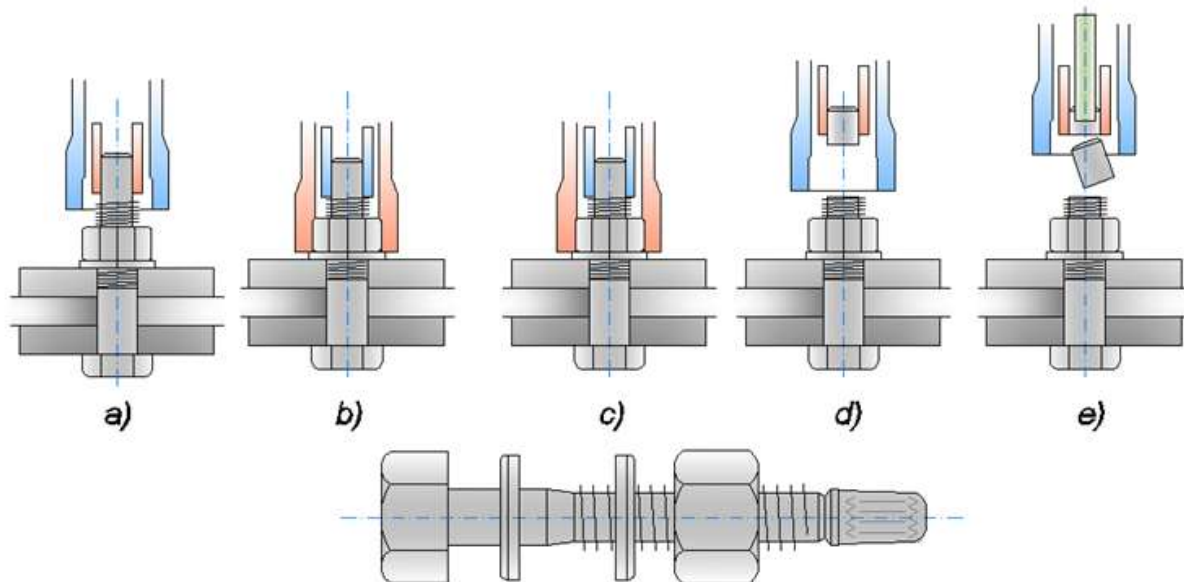
RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 14399

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

I **bulloni HRC** devono essere serrati con un attrezzatura specifica (avvitatore a coppie sovrapposte):
Il precarico specificato è controllato dall'assieme HRC stesso mediante la definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche torsionali della vite e il controllo delle condizioni di lubrificazione.

Al fine di garantire il precarico richiesto la vite deve essere montata in due fasi distinte:

- **Pre-serraggio**: è raggiunto quando la bussola esterna dell'avvitatore cessa la sua rotazione.
Da completare per tutte le viti della giunzione prima di iniziare la seconda fase.
- **Serraggio finale**: è raggiunto quando il codolino della vite si stacca nella sezione di rottura.



RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 14399

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

SISTEMA HRC (EN 14399-10)

Diametri da **M12** a **M36**

Marcatura della vite HRC

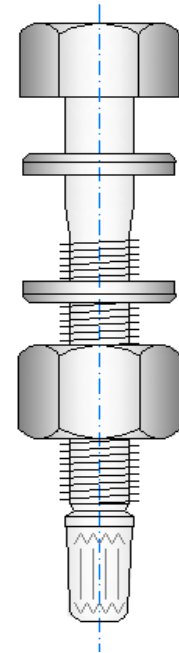
- Filettatura parziale (lunghezza filettatura variabile con la lunghezza del gambo)
- Raggio di raccordo sottotesta maggiorato

Marcatura del dado HR o HRD

- Altezza dado come tipo 1 ISO ($\sim 0,9 d$ oppure $\sim 1 d$)

Rondelle (EN 14399-9)

- Marcatura rondella H
- Marcatura rondella su dado a discrezione dell'utilizzatore
- Marcatura rondella su vite a discrezione dell'utilizzatore
- Rondelle non richieste. Laddove applicate, rondelle bonificate ($300 \div 370$ HV), smussata l'eventuale seconda sotto la testa della vite
- Codolo a rottura calibrate al raggiungimento del precarico

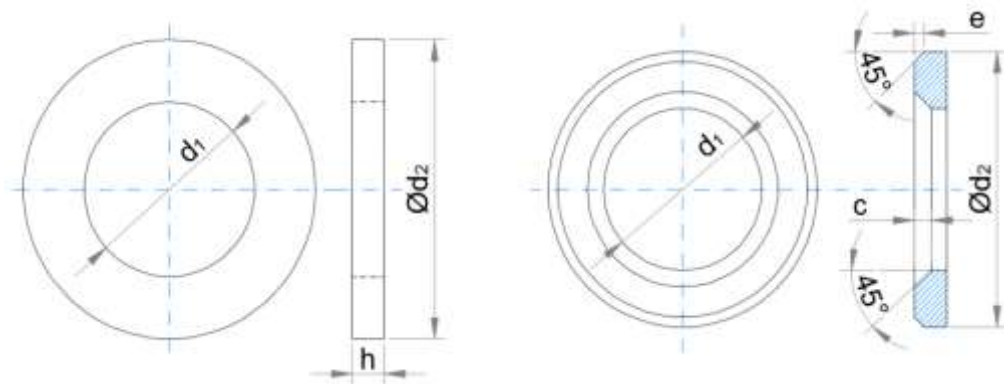


RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 14399

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

RONDELLE SEMPLICI E SMUSSATE, EN 14399 – 5 E 6

Le rondelle semplici o smussate hanno ingombri uguali, le seconde hanno però degli smussi, uno interno e uno esterno ma solo su una delle due facce, quella che andrà a contatto con la testa della vite ovvero del dado.



REGOLE GENERALI DI ASSEMBLAGGIO DEI COMPONENTI SECONDO LA EN 1090-2

Il diametro nominale minimo da utilizzare per impieghi strutturali delle viti è M12, se non diversamente stabilito nelle specifiche richieste. Nelle sezioni in parete sottile e nei profili in lamiera deve essere definito il diametro minimo per ciascuna tipologia di elemento di fissaggio. La lunghezza della vite viene scelta in modo che a fine serraggio siano rispettate le prescrizioni relative alle sporgenze della filettatura.

Prima di procedere al serraggio completo del giunto, si deve controllare che l'avvitamento a mano del dado sia scorrevole, questo sia nel caso che i componenti da assiemare provengano da imballi separati sia che siano già preassemblati. Se l'avvitamento a mano risulta difficoltoso il bullone va sostituito. Il dado deve essere avvitato con marcatura leggibile rivolta verso l'esterno in quanto potrebbe influenzare i valori dell'attrito.

RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 14399, 1090-2

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

Prova di idoneità all'impiego (ASSIEMI SENZA PRECARICO TIPO SB - EN 15048)

La prova consiste nel caricare assialmente l'assieme e nel misurare la forza di trazione applicata:

La norma prescrive anche le **modalità di rottura** in funzione del materiale costituente l'assieme, dividendo in due gruppi distinti gli assiemi realizzati in acciaio inossidabile e quelli invece con acciai legati.

In particolare si prevede, per tutti, che l'assieme si fratturi in corrispondenza della parte filettata e che NON collassi mai all'attacco tra la vite e la testa. Solo per gli acciai inossidabili è consentita la rottura per strappamento del gambo.

In ogni prova, **la forza massima raggiunta** dall'assieme non deve risultare inferiore alla specifica resistenza ultima del bullone ottenuta come prodotto del carico unitario minimo di rottura della vite a trazione moltiplicato per l'area nominale della stessa.

La prova è superata quando la forza assiale massima raggiunta dall'assieme supera il valore prescritto e le modalità di cedimento dell'assieme sono conformi a quanto prescritto.

Il test eseguito fornirà le seguenti informazioni:

Nome del laboratorio, del cliente, data di esecuzione, indicazione del numero del lotto dal quale proviene l'assieme, numero di elementi testati, parametri meccanici ecc.

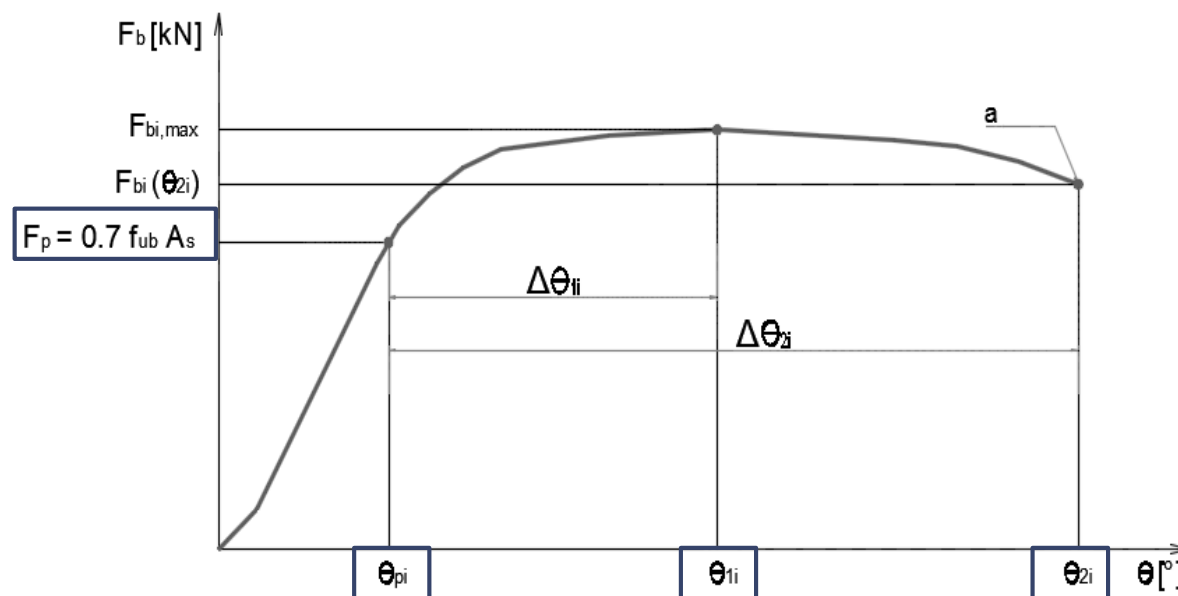
RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 15048

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

Prove sugli assiemi (test di idoneità al precarico) – ASSIEMI A SERRAGGIO CONTROLLATO – EN 14399

Il precarico da eseguire sulla bulloneria a serraggio controllato va spinto sino al 70% del carico unitario nominale di rottura prescritto per la classe di resistenza R_{mN}/mmq .

Bloccata la testa del bullone si applica una coppia di serraggio al dado, capace di farlo ruotare sulla rondella. Il test va interrotto laddove si raggiungano i valori limiti di rotazione o forza all'interno delle vite, come definiti dalla norma.

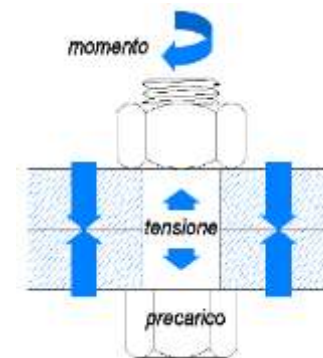


Requisiti:

$$F_{bi, \max} \geq 0,9 \cdot R_{m, \text{nom}} \cdot A_s$$

$$\Delta\theta_{2i} \geq \Delta\theta_{2 \min}$$

$$F_{bi}(\theta_{2i}) \geq F_p$$



RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 14399

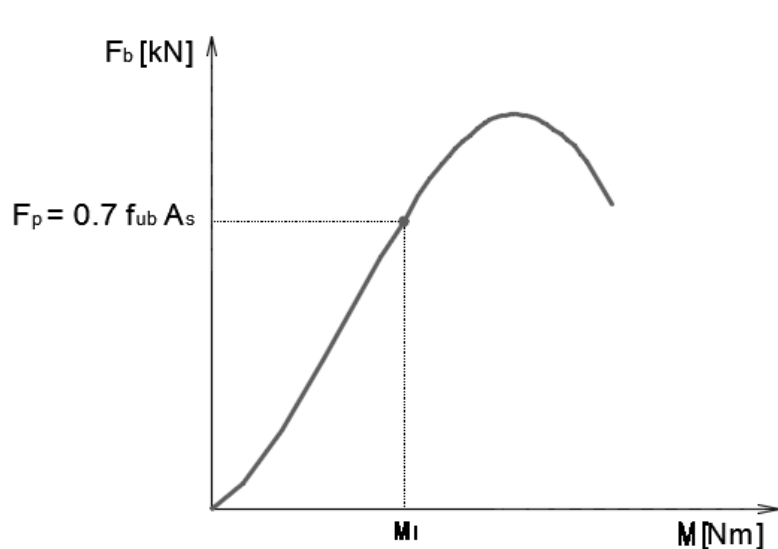
Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

Prove sugli assiemi

Diagrammando i risultati sul grafico F_b - M si possono ottenere i coefficienti di torsione k_i e quindi anche il loro valore medio k_m .

Per la caratterizzazione del lotto testato si procederà quindi alla determinazione anche dello scarto quadratico medio s_k e il suo coefficiente di variazione o indice di dispersione V_k .

Laddove bullonerie come la AR non evidenziano un ben definito limite di snervamento esso viene sostituito col limite di snervamento convenzionale (limite di deformazione permanente dello 0.2% del tratto di vite precaricato $l_{b,eff}$ da verificare sulla curva carico-allungamento.



$$k_i = \frac{M_i}{d \cdot F_p} \quad \longrightarrow \quad k_m = \frac{\sum_{i=1}^n k_i}{n}$$

$$s_k = \sqrt{\frac{\sum (k_i - k_m)^2}{n - 1}} \quad \longrightarrow \quad V_k = \frac{s_k}{k_m}$$

RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 14399

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

Il fattore k

Il precarico da generare nel bullone è l'effetto dell'applicazione di un'adeguata coppia di serraggio da introdurre quando possibile agendo sul dado, altrimenti sulla testa della vite. La coppia di serraggio del lotto prodotto viene dichiarata dal produttore che stabilisce, in base ai criteri della EN 14399-2, **fattore k** (fattore di rendimento di coppia.) Esso viene definito attraverso la seguente espressione:

$$M_{r,i} = k_i \cdot d \cdot F_{p,c}$$

k-class	Information to be supplied
K0	No requirements for k-factor
K1	Range of individual test value k_i
K2	Mean test value k_m Coefficient of variation of k-factor V_k

Le classi di serraggio identificate da uno specifico valore di k sono tre: K0, K1, K2

Mentre per la **classe k0** non sono prescritte limitazioni, per la **classe k1** sì, e, una volta calcolati i valori di k per almeno 5 assemblaggi, è sufficiente verificare che tutti i valori siano compresi nell'intervallo :

$$k_i = 0,10 - 0,16.$$

Per la **classe k2**, invece, oltre che verificare che il valore medio delle k_i dei cinque assemblaggi testati ricada all'interno di un preciso intervallo (0,10-0,23), va registrato anche il valore di dispersione V_k che deve risultare minore di 0,10.

RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 14399

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

Applicazione della coppia di serraggio

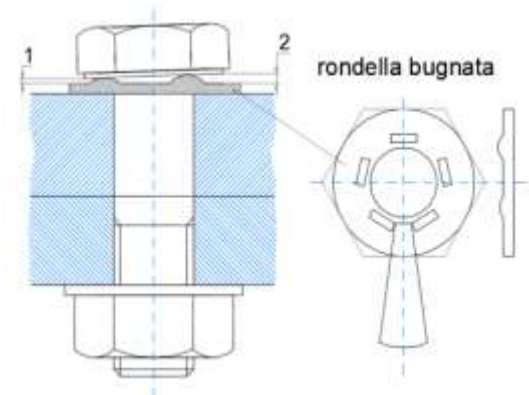
I metodi consentiti per applicare il serraggio all'assieme variano sia in base al fattore k caratterizzante l'assieme stesso, sia in base alla natura degli assiemi.

In particolare la normativa prevede due metodi per gli assiemi HR E HV.

Il metodo della coppia (**torque method**) stabilisce di eseguire il serraggio con l'ausilio di **un'apposita chiave dinamometrica** manuale o elettrica. Il serraggio a coppia prevede un preserraggio pari al 75% della coppia da applicare a tutti i bulloni e quindi un serraggio finale pari al 110% della coppia.

Table 20 — k-classes for tightening methods

Tightening method	k-classes
Torque method	K2
Combined method	K2 or K1
HRC tightening method	K0 with HRD nut only or K2
Direct tension indicator (DTI) method	K2, K1 or K0



RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 1090-2, EN 14399

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

Applicazione della coppia di serraggio

Il **metodo combinato** prevede un primo step analogo al precedente ed un secondo eseguito invece applicando una determinata rotazione (**rotazione controllata**) ai dadi. La rotazione sarà funzione dello spessore del pacchetto, ossia dell'intero assieme, rondelle comprese (cfr. tabella al lato).

L'**accuratezza delle chiavi di serraggio** deve essere di un $\pm 4\%$ (secondo la EN ISO 6789), e vanno controllate con cadenza settimanale.

Table 21 — Combined method: additional rotation
(8.8 and 10.9 bolts)

Total nominal thickness "t" of parts to be connected (including all packs and washers) $d = \text{bolt diameter}$	Further rotation to be applied, during the second step of tightening	
	Degrees	Part turn
$t < 2 d$	60	1/6
$2 d \leq t < 6 d$	90	1/4
$6 d \leq t \leq 10 d$	120	1/3
NOTE Where the surface under the bolt head or nut (allowing for taper washers, if used) is not perpendicular to the bolt axis, the required angle of rotation should be determined by testing		

RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 1090-2, EN 14399

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

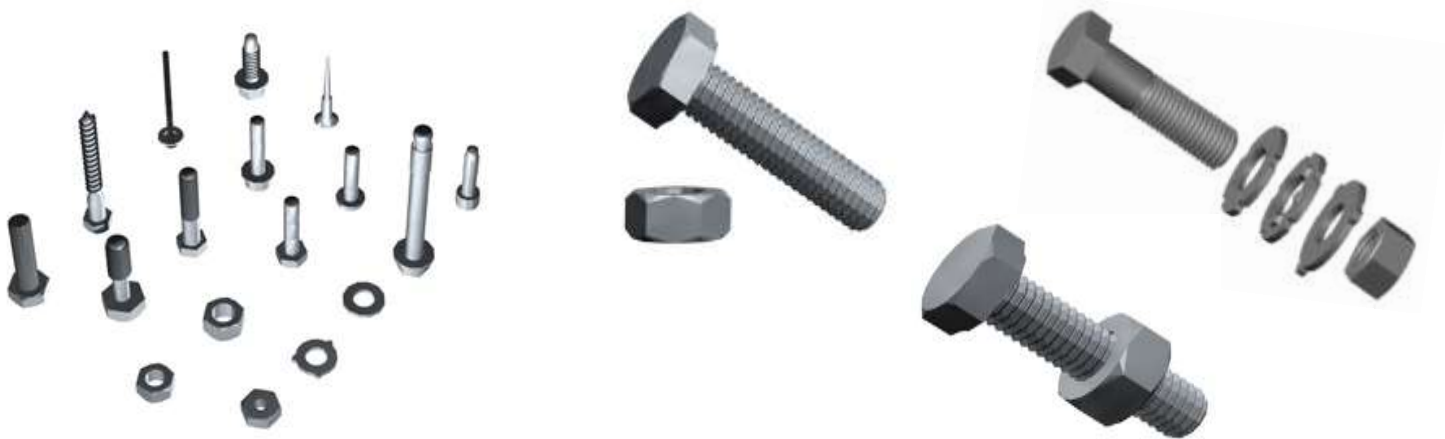
CONTROLLI

La normativa europea prevede i controlli da eseguire sulla produzione: “initial type testing” , “periodical audit” e “factory production control”.

I primi due certificano la conformità dei componenti e degli assiemi ai requisiti della EN 15048.

Il terzo è un sistema di gestione che assicura che i prodotti immessi sul mercato siano conformi alle caratteristiche prestazionali dichiarate.

Il sistema di controllo della fabbricazione, sotto la responsabilità del produttore, deve essere certificato e continuamente approvato da parte di un ente notificato, per garantire la conformità dei componenti e degli assiemi alla Direttiva Europea 305/2011.




RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 14399

Norme EN specifiche – NORME DI PRODOTTO

Marcatura CE

A valle della produzione e quindi delle verifiche effettuate, se queste risultano conformi a quanto prescritto dalle norme, viene redatto il **certificato di conformità** che abilita il produttore all'utilizzo del **marchio CE**.

Il certificato, oltre a contenere i dati del produttore, contiene anche i dati del lotto di produzione e il periodo di validità della stessa. La marcatura CE posta sulle etichette riporta, invece, il nome dell'ente certificatore, il nome del produttore, gli estremi del certificato di conformità, **la designazione del prodotto secondo la EN 14399** e la **classe K di fornitura**.

 1234
AnyCo Ltd, PO Box 21, B-1050 07 01234-CPD-00234
EN 15048-1 Non-preloaded structural bolting assembly Tolerances EN/ISO NNNNN (relevant product standard) Bolt EN ISO 4014 – M20 x 75 – 8.8 – tZn Nut EN ISO 4032 – M20 6AZ – 10 – tZn Washer EN ISO 7091- M20 –tZn Dangerous substance X : Less than 0,2 ppm

RIFERIMENTO NORMATIVO: EN 15048

UNIONI BULLONATE

1. RESISTENZA DELLE UNIONI BULLONATE A TAGLIO

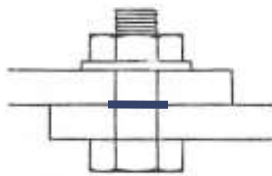
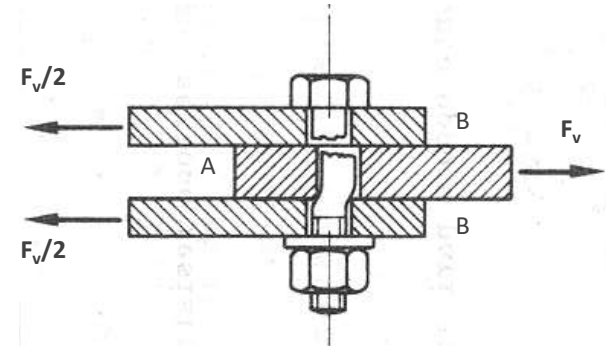
Nell' unione a taglio i piatti collegati risultano sollecitati mediante una forza agente nel piano di contatto dei piatti stessi ed i bulloni sono sollecitati da una forza ortogonale all'asse del gambo.

I ferri da collegare possono essere uniti per sovrapposizione (a), con coprighiunto semplice (b) o con doppio coprighiunto (c).

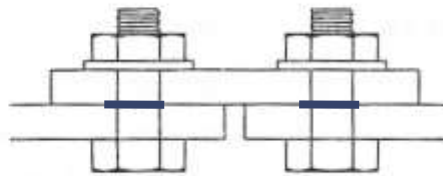
Nei primi due casi la sezione resistente del bullone al taglio è una sola mentre nel terzo caso sono due.

Quindi, a parità di sforzo trasmesso, l'unione con doppio coprighiunto risulta essere soggetta ad una tensione dimezzata rispetto alle altre due.

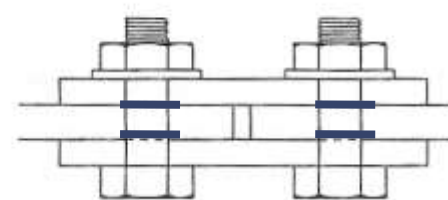
Quando la forza esterna F_v passa per il baricentro delle sezioni dei bulloni, una volta superato l'attrito delle lamiere, si ammette che essa si ripartisca in parti uguali tra i bulloni stessi.



a.



b.



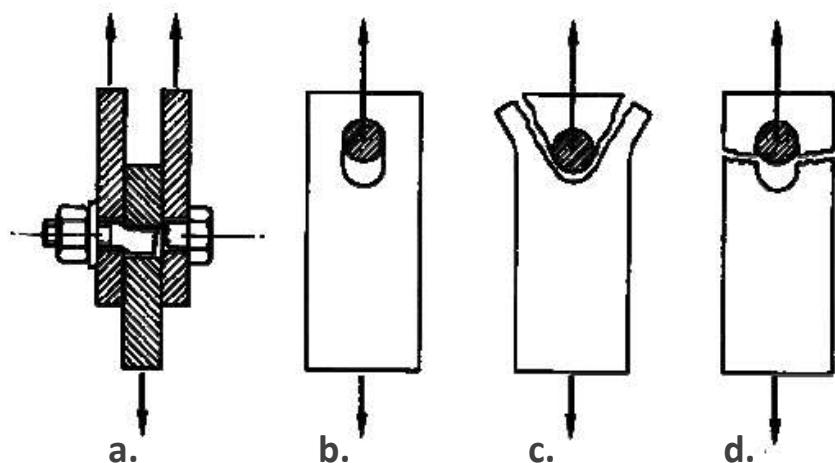
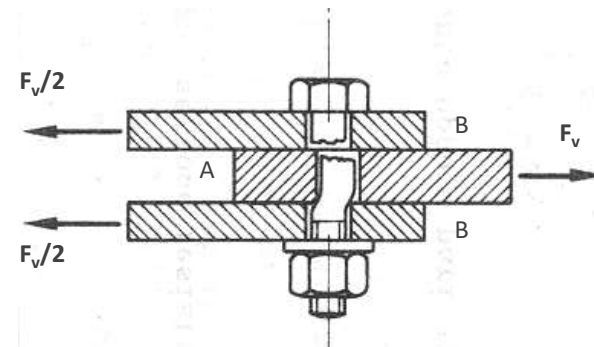
c.

UNIONI BULLONATE

1. RESISTENZA DELLE UNIONI BULLONATE A TAGLIO

Il collasso del giunto si potrà manifestare per uno dei seguenti fenomeni.

- a) ROTTURA PER TAGLIO DEL BULLONE.
- b) ROTTURA PER RIFOLLAMENTO DELLE LAMIERE.
- c) ROTTURA PER TAGLIO DELLE LAMIERE.
- d) ROTTURA PER TRAZIONE DELLE LAMIERE.



- La resistenza di progetto corrisponde a quella del meccanismo più debole.
- Un'unione è tanto più correttamente concepita quanto più vicini tra loro sono i valori di carichi di rottura associati ai possibili meccanismi di collasso.

UNIONI BULLONATE

1. RESISTENZA DELLE UNIONI BULLONATE A TAGLIO

- a) **RESISTENZA A TAGLIO DEL BULLONE (NTC 2018 - § 4.2.8.1.1. Unioni con bulloni e chiodi. Unioni con bulloni o chiodi soggette a taglio e/o a trazione)**

La resistenza di progetto a taglio dei bulloni e dei chiodi $F_{v,Rd}$ per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;}$$

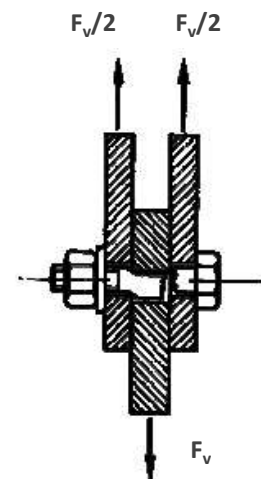
$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 6.8 e 10.9;}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{trk} A_0 / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi.}$$

A_{res} indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite. Nei casi in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato della vite si ha

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tbk} A / \gamma_{M2}, \text{ bulloni - tutte le classi di resistenza,}$$

dove A indica l'area nominale del gambo della vite e f_{tbk} invece, indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone. Con f_{trk} è indicata la resistenza caratteristica del materiale utilizzato per i chiodi, mentre A_0 indica la sezione del foro.



UNIONI BULLONATE

1. RESISTENZA DELLE UNIONI BULLONATE A TAGLIO

- b) **RESISTENZA A RIFOLLAMENTO (NTC 2018 - § 4.2.8.1.1. Unioni con bulloni e chiodi. Unioni con bulloni o chiodi soggette a taglio e/o a trazione)**

La resistenza di progetto a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2'}$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_{tk} è la resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra collegata,

$\alpha = \min \{e_1 / (3 d_0) ; f_{tbk} / f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

$\alpha = \min \{p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tbk} / f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

$k = \min \{2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

$k = \min \{1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Fig. 4.2.5 e d_0 il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone.



UNIONI BULLONATE

1. RESISTENZA DELLE UNIONI BULLONATE A TAGLIO

c) RESISTENZA TAGLIO DELLA LAMIERA

Questo meccanismo di rottura non risulta mai pertinente se si rispettano i limiti di distanza dei fori dal lembo della piastra (e_1). Le verifiche in tal caso non risultano necessarie.



d) RESISTENZA TRAZIONE DELLA LAMIERA (NTC 2018 - § 4.2.4.1.2.1. Resistenza delle membrature. Trazione)

La resistenza di progetto a trazione $N_{t,Rd}$ di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al valore della resistenza di progetto a rottura della sezione netta, A_{net} , in corrispondenza dei fori per i collegamenti.

$$N_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Nel caso considerato si assume $N_{t,Rd} = F_v$



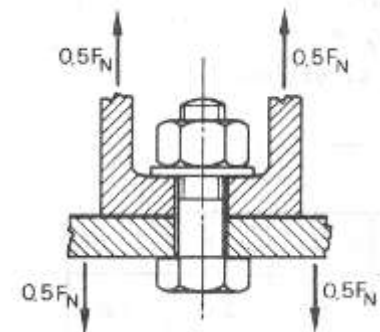
UNIONI BULLONATE

2. RESISTENZA DELLE UNIONI BULLONATE A TRAZIONE

Quando due ferri sono uniti tra loro da bulloni e devono sopportare una forza (o una coppia) che agisce normalmente al piano di contatto tra i due ferri, l'unione si dice a trazione.

Nel giunto si potrà manifestare uno dei seguenti fenomeni.

- a) ROTTURA PER TRAZIONE DEL BULLONE.
- b) PUNZONAMENTO DELLA PIASTRA.



• La resistenza di progetto corrisponde a quella del meccanismo più debole.

(NTC 2018 - § 4.2.8.1.1. Unioni con bulloni o chiodi soggette a taglio e/o a trazione)

La resistenza di progetto a trazione degli elementi di connessione $F_{t,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per i bulloni;}$$

$$F_{t,Rd} = 0,6 f_{trk} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi.}$$

Inoltre, nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento; ciò non è richiesto per le unioni chiodate. La resistenza di progetto a punzonamento del piatto collegato è pari a:

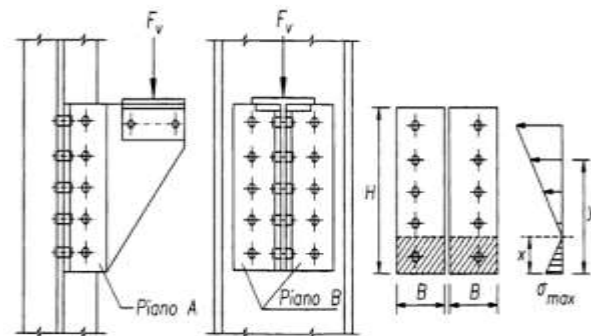
$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2};$$

dove d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone; t_p è lo spessore del piatto e f_{tk} è la tensione di rottura dell'acciaio del piatto.

UNIONI BULLONATE

3. RESISTENZA DELLE UNIONI BULLONATE A TAGLIO E TRAZIONE

Per questo tipo di unioni soggette all'azione combinata di trazione e taglio, la determinazione degli sforzi nei bulloni avviene come per le unioni elementari da cui esse derivano. Gli sforzi elementari così determinati dovranno successivamente essere combinati attraverso delle formule di interazione per la verifica dell'unione.



(NTC 2018 - § 4.2.8.1.1. Unioni con bulloni o chiodi soggette a taglio e/o a trazione)

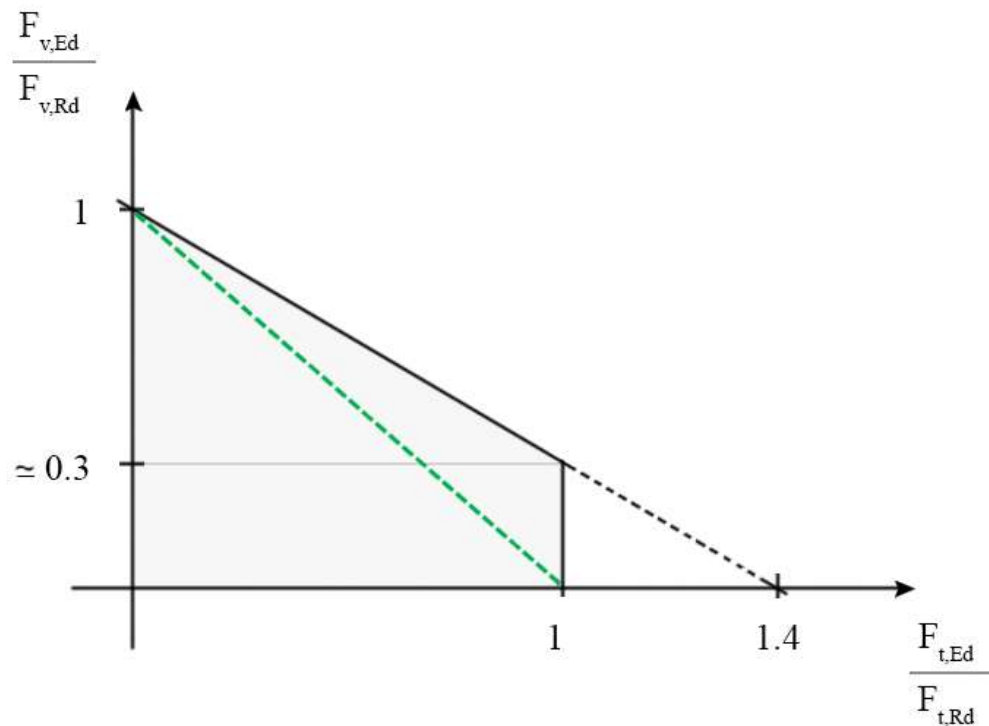
Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si può adottare la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$$

con la limitazione $(F_{tE,d} / F_{tR,d}) \leq 1$, dove con $F_{v,Ed}$ ed $F_{t,Ed}$ si sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione; per brevità, le resistenze a taglio ed a trazione dell'unione sono state indicate con $F_{v,Rd}$ ed $F_{t,Rd}$.

UNIONI BULLONATE

3. RESISTENZA DELLE UNIONI BULLONATE A TAGLIO E TRAZIONE



UNIONI BULLONATE

UNIONI BULLONATE AD ATTRITO

(NTC 2018 - § 4.2.8.1.1. Unioni a taglio per attrito con bulloni ad alta resistenza)

La resistenza di progetto allo scorrimento $F_{s,Rd}$ di un bullone di classe 8.8 o 10.9 precaricato può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,Cd} / \gamma_{M3}$$

dove:

n è il numero delle superfici di attrito,

μ è il coefficiente di attrito,

$F_{p,Cd}$ è la forza di precarico del bullone data dalla espressione [4.2.62] che, in caso di serraggio controllato, può essere assunta pari a $0,7 f_{tbk} A_{res}$ invece che pari a $0,7 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M7}$.



Nel caso un collegamento ad attrito con bulloni ad alta resistenza precaricati sia soggetto a trazione $F_{t,Ed}$ (allo stato limite ultimo) la resistenza di progetto allo scorrimento $F_{s,Rd}$ si riduce rispetto al valore sopra indicato e può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Ed}) / \gamma_{M3}$$

Nel caso di verifica allo scorrimento nello stato limite di esercizio, in modo analogo si può assumere:

$$F_{s,Rd,eser} = n \mu (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Ed,eser}) / \gamma_{M3}$$

dove $F_{t,Ed,eser}$ è la sollecitazione di progetto ottenuta dalla combinazione dei carichi per le verifiche in esercizio.

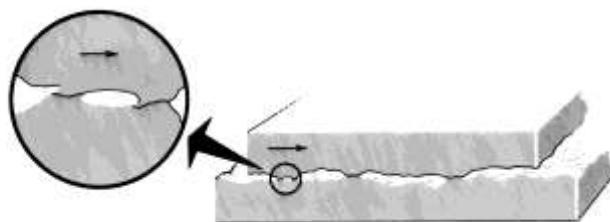
UNIONI BULLONATE

UNIONI BULLONATE AD ATTRITO

(NTC 2018 - § 4.2.8.1.1. Unioni a taglio per attrito con bulloni ad alta resistenza)

Il coefficiente di attrito tra le piastre μ a contatto nelle unioni “precaricate” è in genere assunto pari a:

- | | |
|-------------|--|
| $\mu = 0,5$ | – superfici sabbiate meccanicamente o a graniglia, esenti da incrostazioni di ruggine e da vaiolature; |
| $\mu = 0,4$ | – superfici sabbiate meccanicamente o a graniglia, e verniciate a spruzzo con prodotti a base di alluminio o di zinco.
– superfici sabbiate meccanicamente o a graniglia, e verniciate con silicato di zinco alcalino applicando uno spessore dello strato di 50-80 μm ; |
| $\mu = 0,3$ | – superfici pulite mediante spazzolatura o alla fiamma, esenti da incrostazioni di ruggine; |
| $\mu = 0,2$ | – superfici non trattate. |



UNIONI BULLONATE

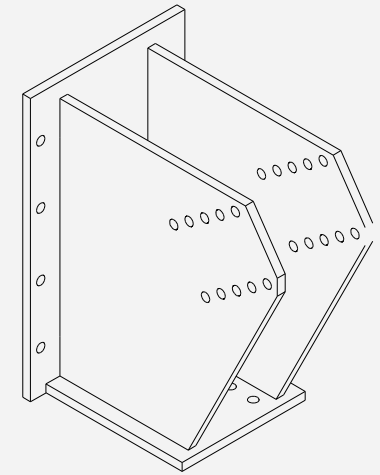
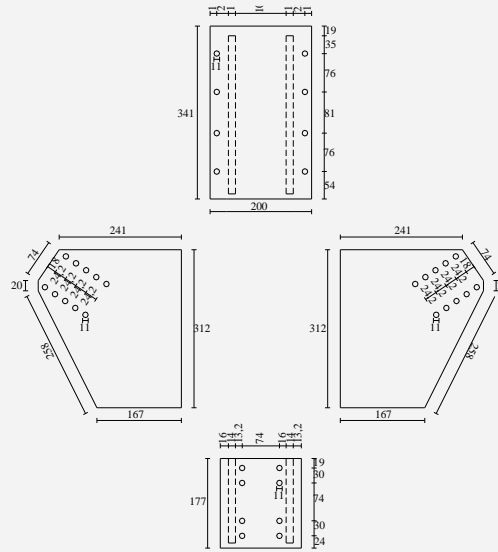
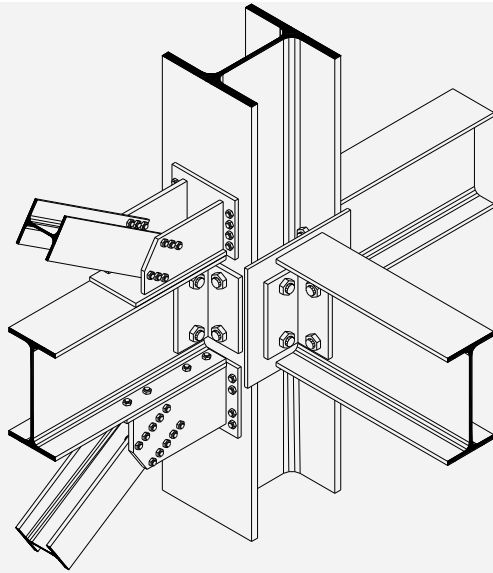
COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA

(NTC 2018 - § 4.2.8.. Unioni)

Tab. 4.2. XIV - *Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.*

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento: per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bullone ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,0$ $\gamma_{M7} = 1,10$
con serraggio controllato	
con serraggio non controllato	

Esempio di calcolo di un'unione bullonata



I controventi rappresentano la parte dissipativa del sistema controventato. I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate.

Si ritiene che tale requisito sia soddisfatto se:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{Rd} \cdot 1.1 \cdot R_{pl,Rd}$$

Dove:

$R_{j,d}$ è la resistenza di progetto del collegamento

$R_{pl,Rd}$ è la resistenza plastica di progetto della membratura collegata

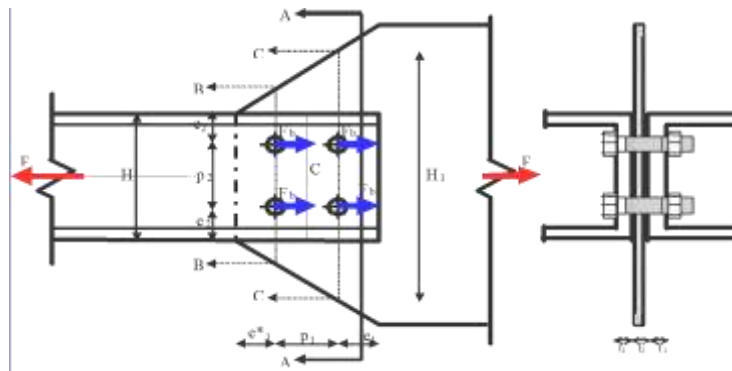
**Completo ripristino di resistenza
con sovrarresistenza**

Esempio di calcolo di un'unione bullonata

NTC/18: Calcolo dei collegamenti:

UNIONI BULLONATE - Esempio1

- **8.8 grade high strength bolts**
- **nominal diameter $d=16$ mm ($d_0=16+2$ mm)** -corresponding to a resistant area of $A=157$ mm²
- $t_1=8$ mm
- $t_2=10$ mm
- $H=88$ mm
- $H_1=170$ mm
- $p_1=44$ mm ($p_1 > 2.2d_0 = 39.6$ mm; $p_1 < 14t = 112$ mm; $p_1 < 200$ mm- Connected plates made from steel conforming to EN 10025 except steel conforming to EN 10025-5)
- $p_2=44$ mm ($p_2 > 2.4d_0 = 43.2$ mm; $p_2 < 14t = 112$ mm; $p_2 < 200$ mm- Connected plates made from steel conforming to EN 10025 except steel conforming to EN 10025-5)
- $e_1=e^*_1=22$ mm ($e_1 > 1.2d_0 = 21.6$ mm; $e_1 < 4t+40$ mm=72mm - Connected plates made from steel conforming to EN 10025 except steel conforming to EN 10025-5)
- $e_2=22$ mm ($e_2 > 1.2d_0 = 21.6$ mm; $e_2 < 4t+40$ mm=72mm -Connected plates made from steel conforming to EN 10025 except steel conforming to EN 10025-5)
- $F=120$ kN ($F_b=30$ kN)



Resistenza a taglio (per piano di taglio)

$$\frac{F_b}{n_s} \leq F_{v,Rd} = 0,6 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2'}$$

$$\frac{F_b}{2} = \frac{30000}{2} = 15000N \leq F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot 800 \cdot 157}{1.25} = 60288N$$

Resistenza a rifollamento del piatto interno t_2

$$F_b \leq F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2'}$$

$$F_b = 30000N \leq F_{b,Rd} = \frac{1.72 \cdot 0.41 \cdot 430 \cdot 16 \cdot 10}{1.25} = 38814.42N$$

Resistenza a trazione del piatto interno t_2 (sez. B-B)

$$F \leq F_{t,Rd} = 0,9 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2'}$$

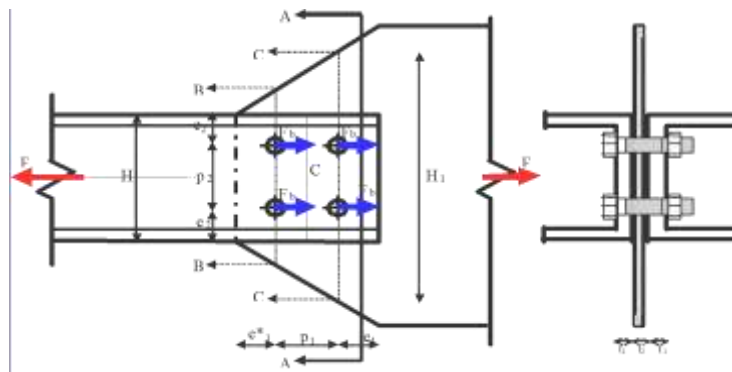
$$F = 120000N \leq \frac{0.9 \cdot 430 \cdot 832}{1.25} = 257587.2N$$

Esempio di calcolo di un'unione bullonata

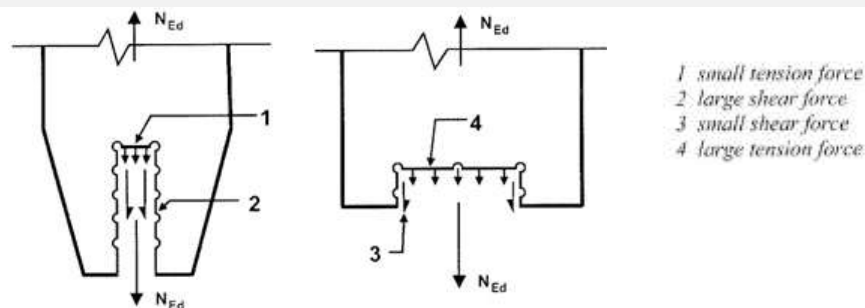
NTC/18: Calcolo dei collegamenti:

UNIONI BULLONATE - Esempio1

- **8.8 grade high strength bolts**
- **nominal diameter $d=16$ mm ($d_0=16+2$ mm)** -corresponding to a resistant area of $A=157$ mm²
- $t_1=8$ mm
- $t_2=10$ mm
- $H=88$ mm
- $H_1=170$ mm
- $p_1=44$ mm ($p_1 > 2.2d_0 = 39.6$ mm; $p_1 < 14t = 112$ mm; $p_1 < 200$ mm- Connected plates made from steel conforming to EN 10025 except steel conforming to EN 10025-5)
- $p_2=44$ mm ($p_2 > 2.4d_0 = 43.2$ mm; $p_2 < 14t = 112$ mm; $p_2 < 200$ mm- Connected plates made from steel conforming to EN 10025 except steel conforming to EN 10025-5)
- $e_1=e^*_1=22$ mm ($e_1 > 1.2d_0 = 21.6$ mm; $e_1 < 4t+40$ mm=72mm - Connected plates made from steel conforming to EN 10025 except steel conforming to EN 10025-5)
- $e_2=22$ mm ($e_2 > 1.2d_0 = 21.6$ mm; $e_2 < 4t+40$ mm=72mm -Connected plates made from steel conforming to EN 10025 except steel conforming to EN 10025-5)
- $F=120$ kN ($F_d=30$ kN)



Meccanismo del block tearing del fazzoletto (da EC3 parte 1.8)



Si valuta:

Area netta soggetta a trazione

Area netta soggetta a taglio

$$V_{ef,2,RD} = \frac{0.5 \cdot f_{tk} \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_{tk} \cdot A_{nv}}{\gamma_{M0}}$$

UNIONI SALDATE

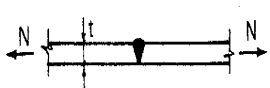



TIPOLOGIE

Le saldature sono classificate in:

- saldature a cordoni d'angolo;
- saldature di testa.

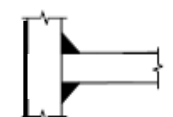



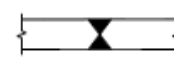

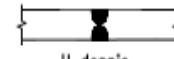
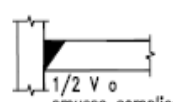
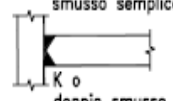

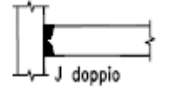
Le saldature di testa possono essere:




- saldature di testa a penetrazione completa
- saldature di testa a penetrazione parziale.

A COMPLETA PENETRAZIONE	A CORDONI D'ANGOLO
	
	

È stato stimato che l'**80%** delle saldature negli edifici in acciaio appartengono alla tipologia “a cordoni d'angolo”, il **15%** alla tipologia “a completa penetrazione”, mentre il restante **5%** è ottenuto mediante saldature per punti

prospetto 6.6.1 Tipologie comuni di giunti saldati

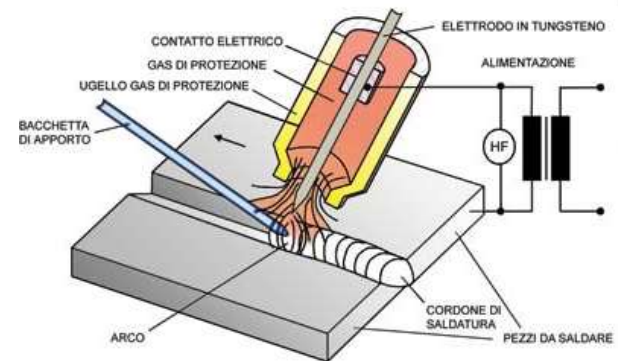
Tipo di saldatura	Tipo di giunto		
	Giunto di testa	Giunto di testa a T	Giunto a sovrapposizione
Saldatura a cordoni d'angolo			
Saldatura di testa			
Saldatura di testa a penetrazione completa ¹⁾	 V singolo  V doppio  U singolo  U doppio	 1/2 V o smusso semplice  K o doppio smusso  J singolo  J doppio	

Tipo di saldatura	Tipo di giunto		
	Giunto di testa	Giunto di testa a T	Giunto a sovrapposizione
Saldatura di testa a penetrazione parziale ¹⁾	 V doppio parziale  U doppio parziale	 K parziale o doppio smusso	

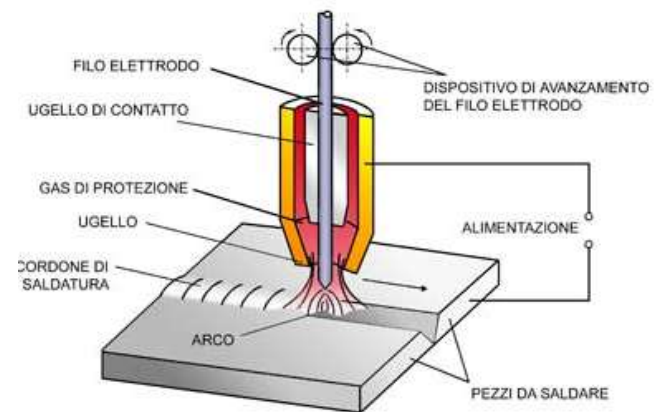
UNIONI SALDATE

TECNOLOGIA

Saldatura TIG: (= tungsten inert gas) è una saldatura ad arco indiretto in atmosfera inerte. Una barra di tungsteno funge da elettrodo provocando la fusione del metallo, ma **l'elettrodo non si consuma, né costituisce il metallo di apporto**, che, invece, viene ottenuto facendo fondere in vicinanza un'altra bacchetta di metallo.



Saldatura ad arco con elettrodi rivestiti MIG: (= metal inert gas) la sorgente termica viene fornita dall'arco elettrico fatto scoccare tra materiale base ed elettrodo. **L'elettrodo ha anche funzione di materiale di apporto** ed è costituito da una bacchetta cilindrica con rivestimento la cui fusione genera gas per la protezione della zona fusa. Gli elettrodi, in funzione del rivestimento, sono classificati in basici, acidi e cellulosici.



UNIONI SALDATE

(NTC 2018 - § 4.2.8.2.3 / § 4.2.8.2.4 Unioni con saldature a cordone d'angolo)

Nei giunti a cordone d'angolo la **sezione resistente (sezione di gola)** viene identificata dalla lunghezza del cordone di saldatura moltiplicata per l'altezza di gola " a ", cioè *l'altezza del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone stesso*.

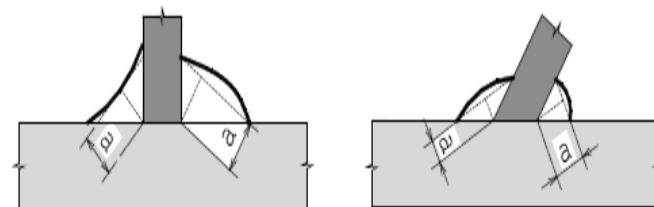
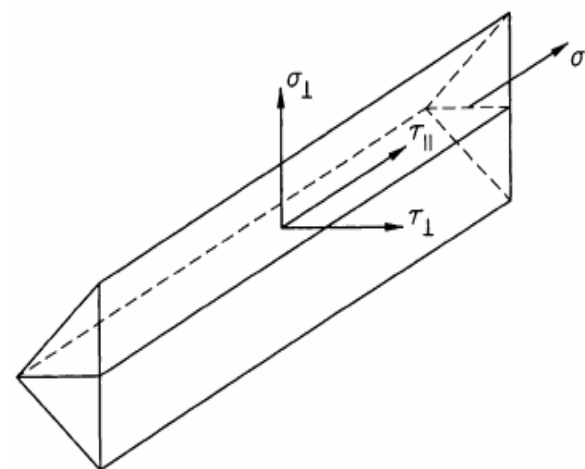


Figura 4.2.4 - Definizione dell'area di gola per le saldature a cordone d'angolo.

Le tensioni agenti nella sezione di gola sono convenzionalmente individuate nelle seguenti:

- Tensione che agisce in direzione normale alla sezione di gola (σ_{\perp});
- Tensione che agisce nella sezione di gola in direzione perpendicolare all'asse del cordone (τ_{\perp});
- Tensione che agisce nella sezione di gola in direzione parallela all'asse del cordone (τ_{\parallel});
- Tensione che agisce in direzione parallela all'asse del cordone sulla sua sezione trasversale (contributo in genere trascurato) (σ_{\parallel}).



UNIONI SALDATE

Ipotesi di base per il calcolo

Per il calcolo delle unioni saldate vengono usualmente fatte 3 ipotesi :

1. Le saldature sono omogenee ed isotrope;
2. le parti collegate attraverso saldatura sono assunte rigide e le loro deformazioni sono trascurabili;
3. sono considerate le tensioni dovute ai soli carichi esterni, mentre gli effetti delle tensioni residue ovvero i picchi tensionali dovuti alla forma dei cordoni vengono trascurati.

Queste ipotesi permettono di assumere uno stato tensionale uniforme nella saldatura, anche se in realtà solitamente sono osservabili significative variazioni. Infatti i picchi di tensione dovuti a concentrazioni possono portare ad avere delle plasticizzazioni locali. Tuttavia, la duttilità del materiale base permette una certa redistribuzione.

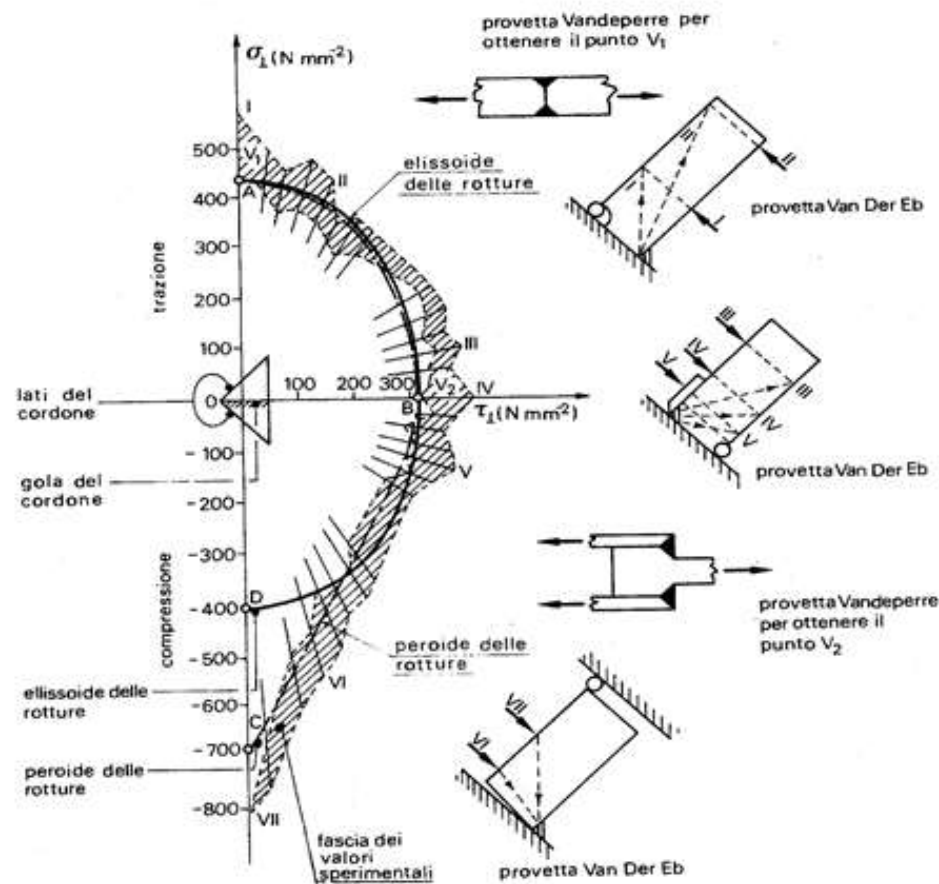
UNIONI SALDATE

Basi Sperimentali

PEROIDE DI ROTTURA

(Van den Eb, Olanda, 1952-53)

Numerose esperienze furono effettuate per analizzare la resistenza dei cordoni d'angolo al variare dello stato tensionale, allo scopo di tracciare il dominio spaziale delle resistenze nelle componenti σ_{\perp} τ_{\perp} $\tau_{//}$ riferite alla sezione di gola.



UNIONI SALDATE

Basi Sperimentali

ELLISSOIDE DI ROTTURA

(1ª APPROX ISO)

$$\frac{\sigma_{\perp}^2}{f_{u,w}^2} + \frac{\tau_{\perp}^2}{(0.75 \cdot f_{u,w})^2} + \frac{\tau_{\parallel}^2}{(0.75 \cdot f_{u,w})^2} = 1$$

(Dove la $f_{u,w}$ rappresenta la resistenza a rottura per trazione del cordone)

Successive prove sperimentali (1967)

portarono ad un affinamento delle conoscenze.

L'ellissoide delle resistenze a rottura si rivelò non essere un solido di rotazione, in quanto aveva un semiasse minore τ_{\perp} , pari a $0.58\sigma_{\perp}$, differente dall'altro semiasse, pari a $0.7\sigma_{\perp}$.

Pertanto il criterio di resistenza risultava:

$$\frac{\sigma_{\perp}^2}{f_{u,w}^2} + \frac{\tau_{\perp}^2}{(0.58 \cdot f_{u,w})^2} + \frac{\tau_{\parallel}^2}{(0.70 \cdot f_{u,w})^2} = 1$$

UNIONI SALDATE

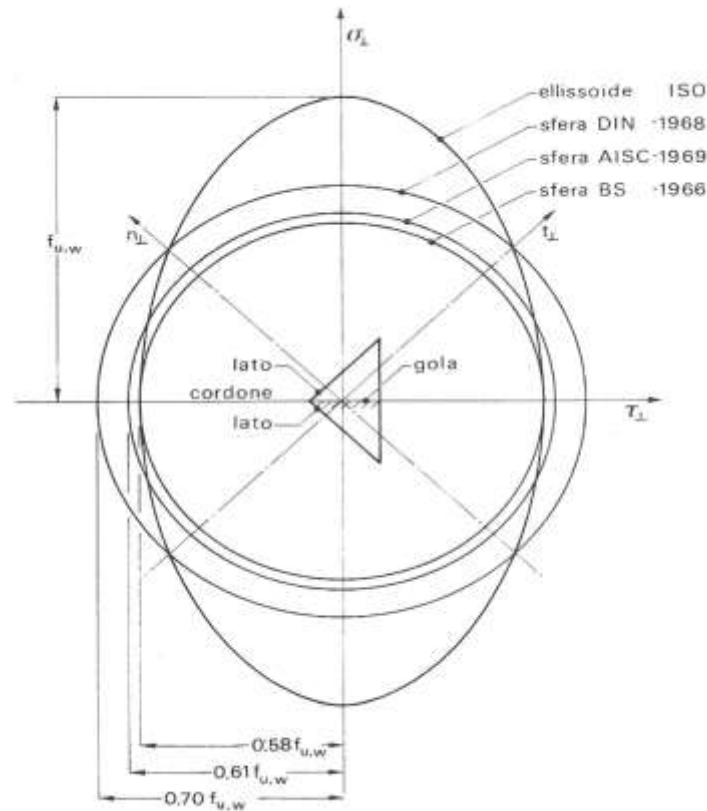
Basi Sperimentali

SFERA DI ROTTURA

(2^a APPROX ISO)

Il principale difetto del criterio di resistenza ad ellissoide era il fatto che richiedeva il calcolo delle componenti di tensione rispetto alla sezione di gola, calcolo che risultava lungo e laborioso. Risultava di più facile impiego un criterio di resistenza che si basasse sul calcolo delle componenti di tensione riferite alla sezione di gola ribaltata su uno dei due lati del cordone.

Per semplificare la verifica, risultava conveniente interpretare il dominio di resistenza sperimentale con un solido la cui equazione non variasse se gli assi di riferimento subivano una rotazione di 45° (il che equivale a ribaltare la sezione di gola su un lato). Il solido che presentava questa proprietà è la **sfera**.



$$\frac{\sigma_{\perp}^2}{(\chi \cdot f_{u,w})^2} + \frac{\tau_{\perp}^2}{(\chi \cdot f_{u,w})^2} + \frac{\tau_{\parallel}^2}{(\chi \cdot f_{u,w})^2} = 1$$

A vantaggio di sicurezza
(eccessivamente): $\chi=0.58$

UNIONI SALDATE

Basi Sperimentali

SFERA MOZZA

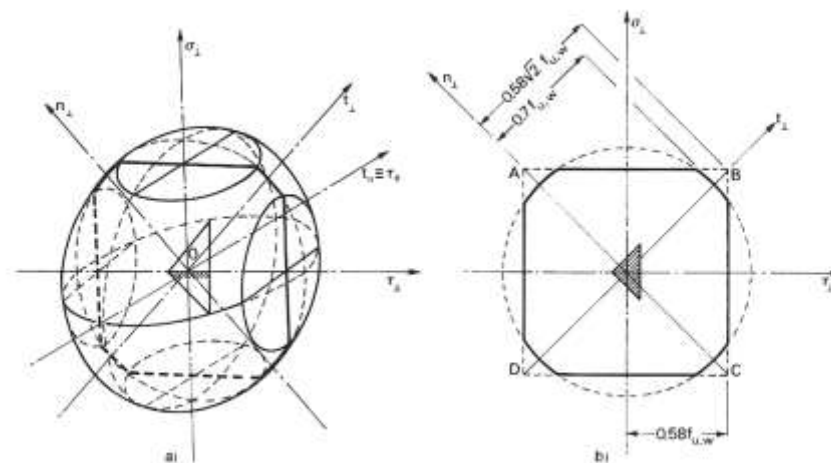
(3^a APPROX ISO)

In occasione della revisione delle raccomandazioni CNR-UNI 1011-67, l'istituto italiano della saldatura studiò ancora il problema per semplificare il calcolo dei giunti a cordoni d'angolo partendo da una solido delle tensioni di tipo sferico.

$$\frac{\sigma_{\perp}^2}{(0.7 \cdot f_{u,w}^2)^2} + \frac{\tau_{\perp}^2}{(0.7 \cdot f_{u,w}^2)^2} + \frac{\tau_{\parallel}^2}{(0.7 \cdot f_{u,w}^2)^2} = 1$$

Si deve superare il difetto della sfera di non tenere in conto la differenza di resistenza nelle diverse direzioni.

La sfera viene tagliata da due coppie di piani perpendicolari agli assi σ_{\perp} τ_{\perp} e passante per $0.58f_{u,w}$.



UNIONI SALDATE

Resistenza (Metodo EC3)

La resistenza di una saldatura a cordoni d'angolo può essere valutata con il **metodo di base proposto dall'EC3 (metodo direzionale)**.

Si determinano le tensioni sulla sezione di gola nella sua effettiva posizione:

σ_{\perp} è la tensione normale perpendicolare alla sezione di gola;

τ_{\perp} è la tensione di taglio (nel piano della sezione di gola) perpendicolare all'asse della saldatura;

τ_{\parallel} è la tensione di taglio (nel piano della sezione di gola) parallela all'asse della saldatura.

• NTC 2018 - § 4.2.8.2.4 Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo

Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3 (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2})$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_{tk} / \gamma_{M2}$$

dove f_{tk} è la resistenza caratteristica a trazione ultima nominale della più debole delle parti collegate; $\beta = 0,80$ per acciaio S235; $0,85$ per acciaio S275; $0,90$ per acciaio S355; $1,00$ per acciaio S420 e S460.

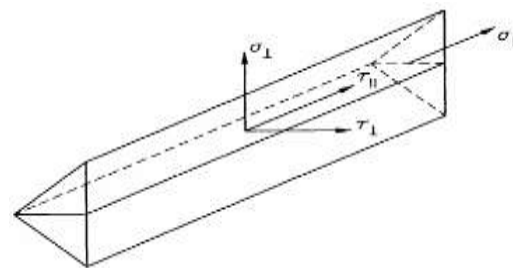
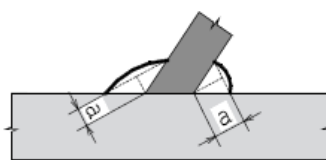
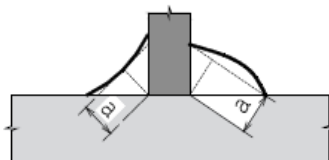


Figura 4.2.4 - Definizione dell'area di gola per le saldature a cordone d'angolo.

UNIONI SALDATE

- **Metodo della “sezione ribaltata”** [NTC 2018 - § 4.2.8.2.4 Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo]

Considerando la sezione di gola in posizione ribaltata, si indicano con n_{\perp} e con t_{\perp} la tensione normale e la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone.

La verifica dei cordoni d'angolo si effettua controllando che siano soddisfatte simultaneamente le due condizioni

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk},$$

dove f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica ed i coefficienti β_1 e β_2 sono dati, in funzione del grado di acciaio, in Tab. 4.2.XIX.

Tab. 4.2.XIX - Valori dei coefficienti β_1 e β_2

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0,85	0,70	0,62
β_2	1,0	0,85	0,75

- **Metodo semplificato** [NTC 2018 - § 4.2.8.2.4 Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo]

In alternativa, detta a l'altezza di gola, si può adottare cautelativamente il criterio semplificato

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1, \quad \text{con} \quad F_{w,Rd} = af_{tk} / (\sqrt{3}\beta\gamma_{M2})$$

dove $F_{w,Ed}$ è la forza di progetto che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza e $F_{w,Rd}$ è la resistenza di progetto del cordone d'angolo per unità di lunghezza.

Esempio di calcolo di un'unione saldata

NTC/18: Calcolo dei collegamenti:

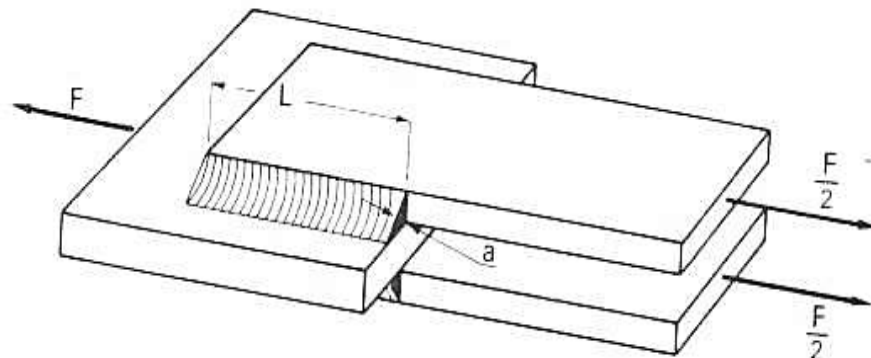
UNIONI SALDATE - Esempio1

Number of fillet: 4

Throat thickness a of 4 mm

Length L of 60 mm

F is the external force equal to 120 kN



$$t_{\parallel} = \frac{F}{4 \cdot L \cdot a} = \frac{120000}{4 \cdot 60 \cdot 4} = 125 \text{ MPa}$$

Verificando secondo NTC (sezione di gola ribaltata):

$$\sqrt{t_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$



$$t_{\parallel} = 125 \text{ MPa} \leq 275 \times 0.70 = 192.5 \text{ MPa}$$

Esempio di calcolo di un'unione saldata

NTC/18: Calcolo dei collegamenti:

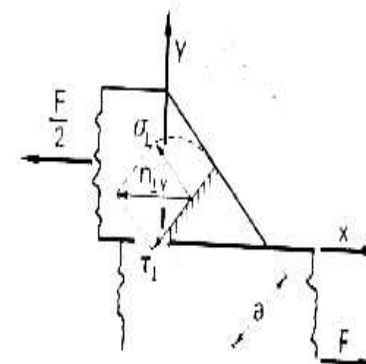
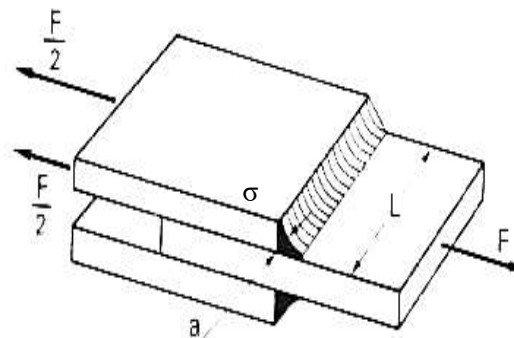
UNIONI SALDATE – Esempio 1.1

Number of fillet: 2

Throat thickness a of 4 mm

Length L of 80 mm

F is the external force equal to 120 kN



$$\sigma_{\perp} = n_{\perp y} \cdot \cos 45^{\circ} = \frac{F}{2 \cdot L \cdot a} \cdot \cos 45^{\circ} = \frac{120000}{2 \cdot 80 \cdot 4} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 132.58 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = n_{\perp y} \cdot \sin 45^{\circ} = \frac{F}{2 \cdot L \cdot a} \cdot \sin 45^{\circ} = \frac{120000}{2 \cdot 80 \cdot 4} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 132.58 \text{ MPa}$$

Verificando secondo NTC/EC3 (metodo direzionale - sezione di gola effettiva):

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2} = 265.16 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \cdot \gamma_{M2}} = \frac{430}{0.85 \cdot 1.25} = 404 \text{ MPa}$$

Coeff. sicurezza = $404/265 = 1.52$

Calcolo delle unioni saldate secondo le NTC 2018

NTC/18: Calcolo dei collegamenti:

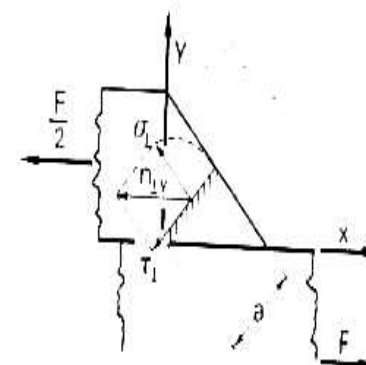
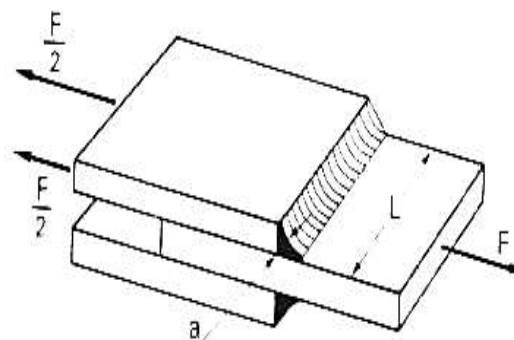
UNIONI SALDATE – Esempio 1.2

Number of fillet: 2

Throat thickness a of 4 mm

Length L of 80 mm

F is the external force equal to 120 kN



Applicando il metodo semplificato, si ha:

$$F_{w,Ed} = \frac{F}{2 \cdot L} = \frac{120000}{2 \cdot 80} = 750 \text{ N/mm} < F_{w,Rd} = a f_{tk} / (\sqrt{3} \beta \gamma_{M2})$$

$$F_{w,Ed} = \frac{F}{2 \cdot L} = \frac{120000}{2 \cdot 80} = 750 \text{ N/mm} < \frac{430/\sqrt{3}}{0.85 \cdot 1.25} \cdot a := 932 \text{ N/mm}$$

Con coefficienti di sicurezza ovviamente inferiori al metodo direzionale.

$$\text{Coeff. Sicurezza} = 932/750 = 1,24$$

Calcolo delle unioni saldate secondo le NTC 2018

NTC/18: Calcolo dei collegamenti:

UNIONI SALDATE – Esempio 3

Giunto saldato trave-colonna con calcolo semplificato “all’italiana” (*separando gli effetti del momento flettente M – assegnato ai soli cordoni di flangia – e del taglio V*), ma con metodo direzionale.

Azione tagliante: $F=10$ kN

Eccentricità azione tagliante: $e = 0.5$ m

Momento: $M = 20$ kNm

$a=L$, cordone 1, Flangia = 110 mm

$b=L$, cordone, anima = 190.4 mm

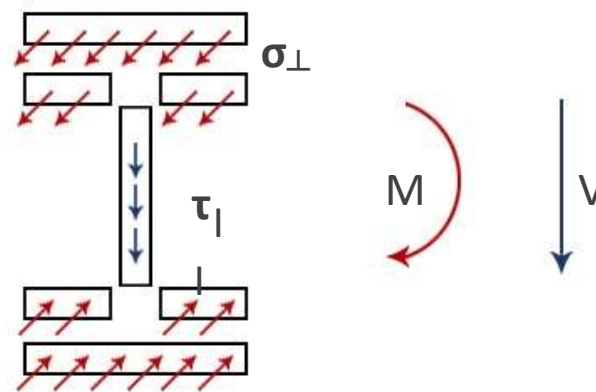
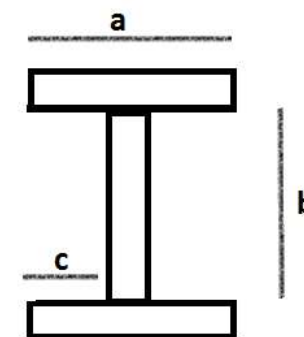
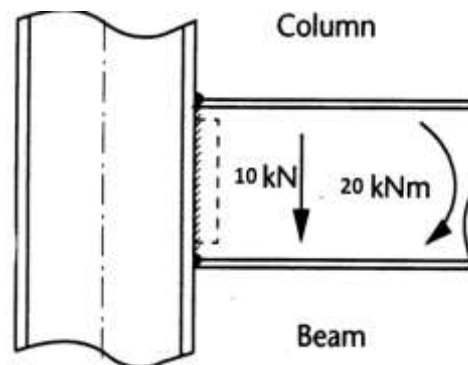
$c=L$, seam, 2, Flange = 43 mm

Trave IPE-220

a_{fl} = 5mm

a_{anima} = 4mm

Acciaio S235



$$\sigma_{\perp} = f_u$$
$$\tau_{||} = f_u / \sqrt{3}$$

Calcolo delle unioni saldate secondo le NTC 2018

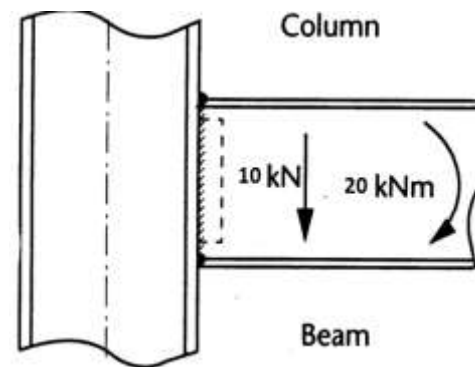
NTC/18: Calcolo dei collegamenti:

UNIONI SALDATE – Esempio 3

Giunto saldato trave-colonna con calcolo semplificato “all’italiana” (*separando gli effetti del momento flettente M – assegnato ai soli cordoni di flangia – e del taglio V*), ma con metodo direzionale.

Ipotesi: Il momento flettente produce una distribuzione lineare delle tensioni.

$$\sigma_n = \frac{M + F \times e}{I_{xx}} \times \left(\frac{h_{beam}}{2} + \frac{a}{2} \right)$$



$$I_{xx} = I_{xx}(\text{External Seam of Flange}) + I_{xx}(\text{Internal seam of Flange})$$

$$I_{xx} = 2 \times \left[\frac{L_{seam,1,flange} \times a^3}{12} + L_{seam,1,flange} \times a \times \left(\frac{h_{beam}}{2} + \frac{a}{2} \right)^2 \right] + 4 \times \left[\frac{L_{seam,2,flange} \times a^3}{12} + L_{seam,2,flange} \times a \times \left(\frac{h_{beam}}{2} - \frac{a}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_{xx} = 2 \times \left[\frac{110 \times 5^3}{12} + 110 \times 5 \times \left(\frac{220}{2} + \frac{5}{2} \right)^2 \right] + 4 \times \left[\frac{43 \times 5^3}{12} + 43 \times 5 \times \left(\frac{220}{2} - \frac{5}{2} \right)^2 \right]$$
$$= 23864332 \text{ mm}^4$$

Calcolo delle unioni saldate secondo le NTC 2018

NTC/18: Calcolo dei collegamenti:

UNIONI SALDATE – Esempio 3

Giunto saldato trave-colonna con calcolo semplificato “all’italiana” (*separando gli effetti del momento flettente M – assegnato ai soli cordoni di flangia – e del taglio V*), ma con metodo direzionale.

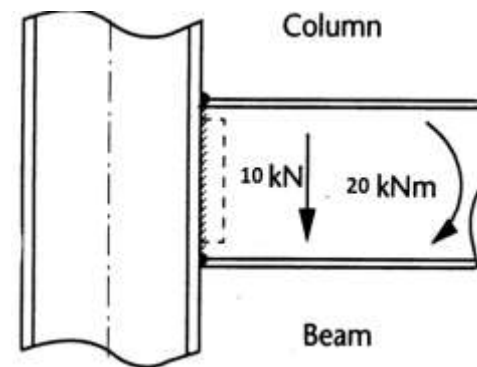
Ipotesi: Il momento flettente produce una distribuzione lineare delle tensioni.

$$\sigma_n = \frac{M + F \times e}{I_{xx}} \times \left(\frac{h_{beam}}{2} + \frac{a}{2} \right)$$

$$\sigma_n = \frac{20 \times 10^6 + 10 \times 10^3 \times 500}{23864332} \times \left(\frac{220}{2} + \frac{5}{2} \right) = 117 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{Perpendicular}} = 117 \times \cos(45) = 83.3 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{Perpendicular}} = 117 \times \sin(45) = 83.3 \text{ Mpa}$$



Calcolo delle unioni saldate secondo le NTC 2018

NTC/18: Calcolo dei collegamenti:

UNIONI SALDATE – Esempio 3

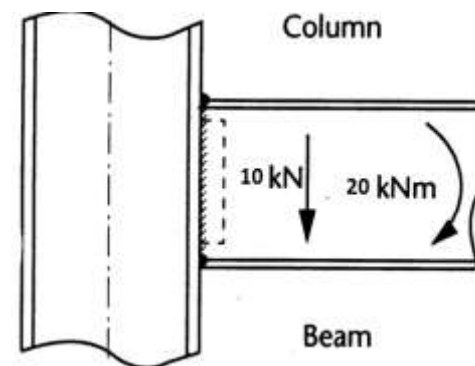
Giunto saldato trave-colonna con calcolo semplificato “all’italiana” (*separando gli effetti del momento flettente M – assegnato ai soli cordoni di flangia – e del taglio V*), ma con metodo direzionale.

Metodo di verifica su sezione di gola.

$$\sqrt{\sigma_{\text{Perpendicular}}^2 + 3 \times \tau_{\text{Perpendicular}}^2} = \sqrt{83.3^2 + 3 \times 83.3^2} = 166.6 \text{ Mpa}$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{mo}} = \frac{360}{0.8 \times 1.25} = 360 \text{ Mpa} > 166.6 \text{ Mpa}$$

Verificato

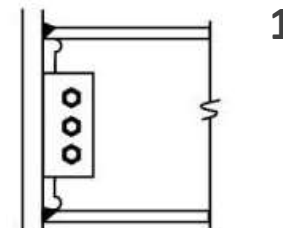


Dalle unioni ai collegamenti

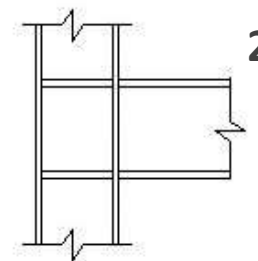
“Il nodo” del progettista: strutture a telaio o con controventi?

- La struttura in acciaio è tanto più “affidabile” quanto più lo sono le sue parti più deboli;
- in molti casi, le parti più deboli coincidono con le giunzioni per le quali, quindi, è necessario porre una particolare attenzione (ad es. per un telaio sismoresistente è necessario procedere alla valutazione del grado di resistenza e rigidezza dei collegamenti trave-colonna);
- quanto più semplice è la tipologia del collegamento scelto, tanto più si avranno economie nella realizzazione della struttura (ad es. in un telaio sarebbe conveniente utilizzare collegamenti semplici “a cerniera”);
- tuttavia, la scelta di un collegamento “semplice”, quale quello “trave-colonna” di tipo a squadretta **(1)** porta il complesso strutturale ad una ipostaticità strutturale;
- all’ipostaticità deve farsi fronte attraverso l’uso di elementi stabilizzanti (controventi), ciò in alternativa l’uso di collegamenti più complessi in grado di fornire una certa rigidezza e resistenza flessionale **(2)**.

**Il “nodo da sciogliere” dell’acciaista:
cura del dettaglio o aggiunta di controventi?**

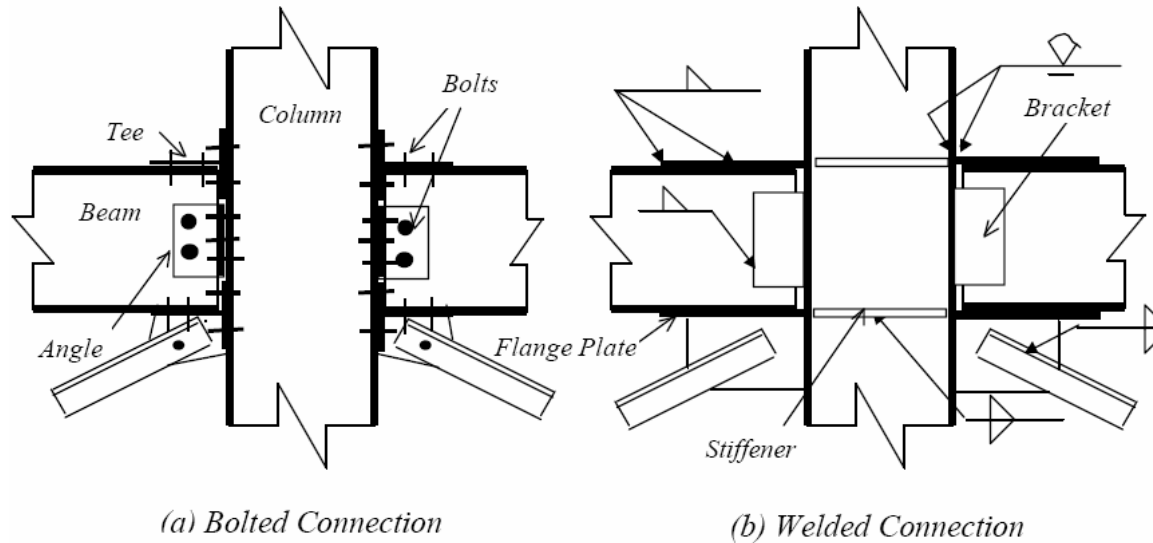


**Collegamento
Trave-Colonna
di tipo cerniera**



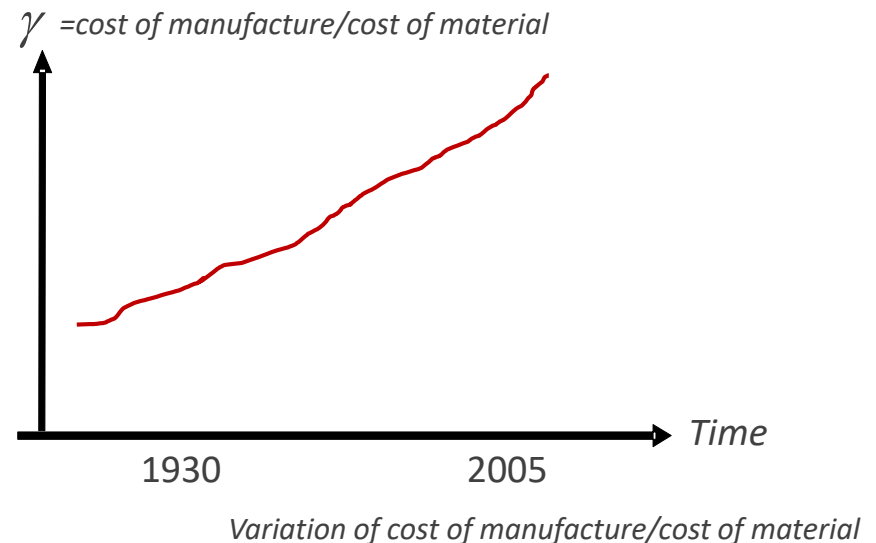
**Collegamento
Trave-Colonna
di tipo saldato
In grado di trasmettere
momenti flettenti**

Dall'unione al collegamento: riflessi sull'economia



Il livello di prestazione del collegamento in termini di rigidità, resistenza e duttilità deve essere bilanciato rispetto a **fattori di natura economica** riguardanti sia le operazioni di assemblaggio, sia la quantità di materiale utilizzato.

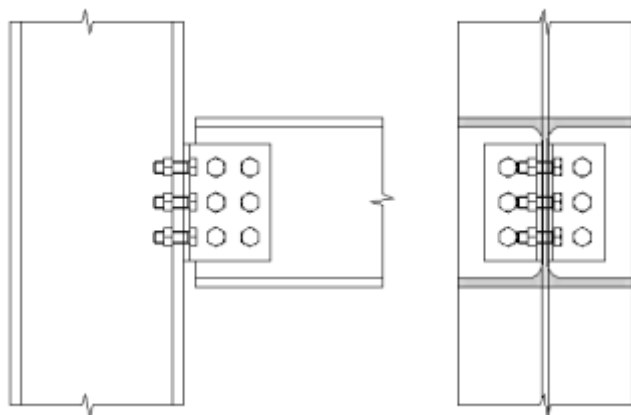
Ad esempio i due collegamenti in figura sono equivalenti dal punto di vista delle funzioni, ma diversi dal punto di vista dei costi.



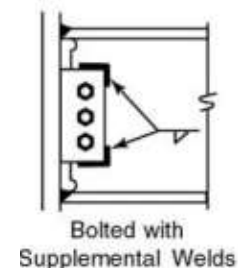
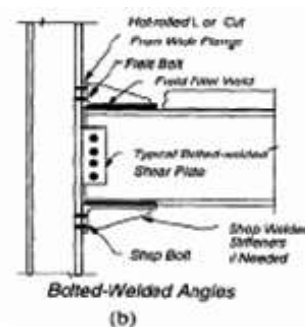
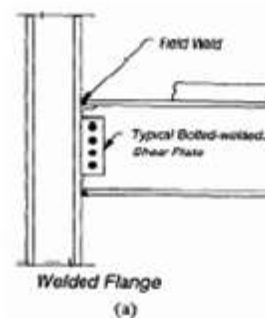
Dalla cerniera all'incastro

Il grado di continuità flessionale garantito dai giunti trave-colonna conferisce alla struttura un **comportamento a telaio**.

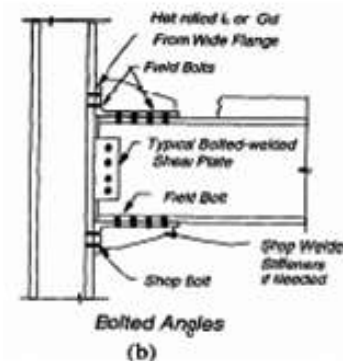
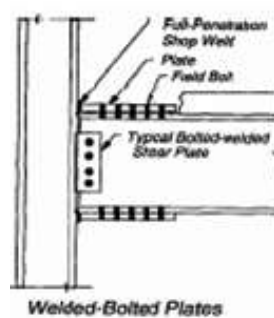
COLLEGAMENTI CERNIERA (CBF)



COLLEGAMENTI RIGIDI E RESISTENTI



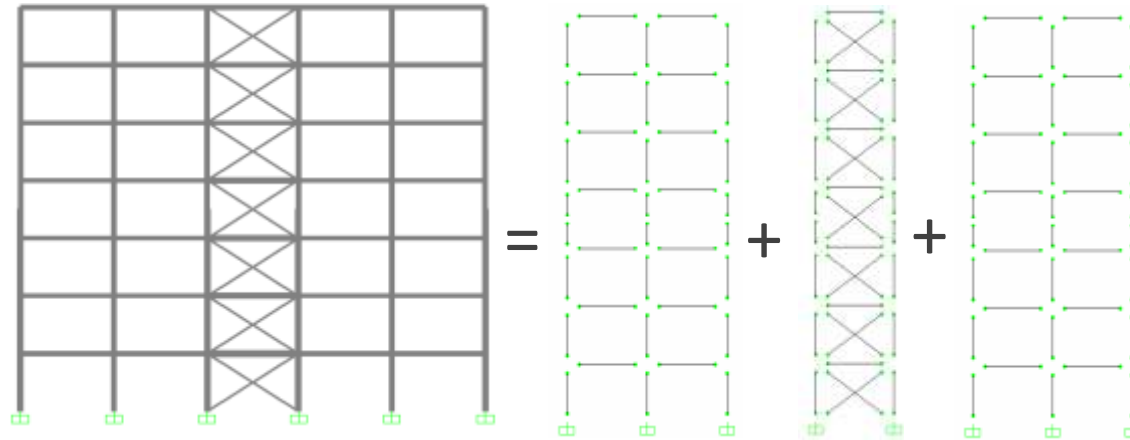
Collegamenti trave – colonna saldati (MRF)



Collegamenti trave – colonna bullonati (MRF)

Le giunzioni e le tipologie strutturali

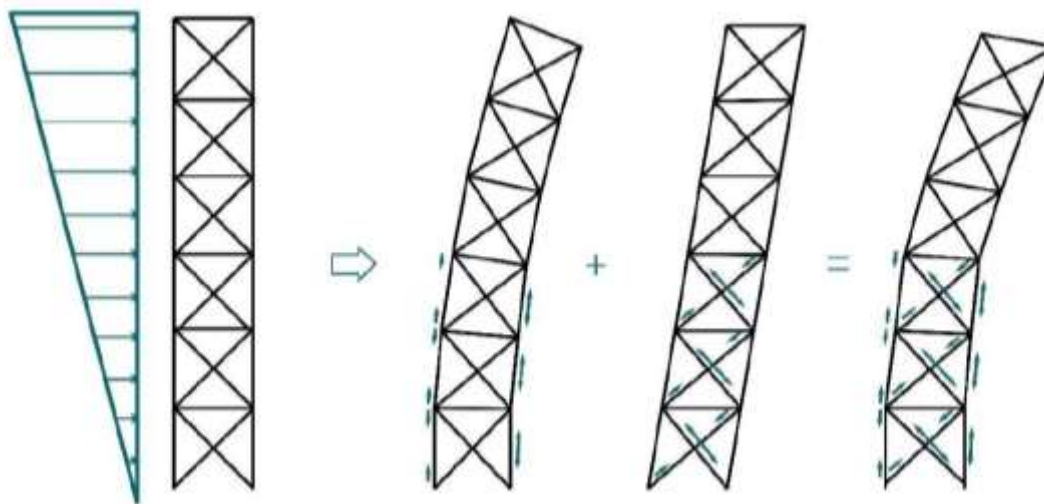
STRUTTURE CON CONTROVENTI (CBF)



- Struttura a telaio (TRAVI e COLONNE): resistenza alle azioni verticali (carichi gravitazionali).
- Elementi diagonali che (insieme ai precedenti) costituiscono una mensola reticolare verticale (**SHEAR TRUSS**) che assorbe i carichi orizzontali (VENTO E SISMA)

Le giunzioni e le tipologie strutturali

STRUTTURE CON CONTROVENTI (CBF)

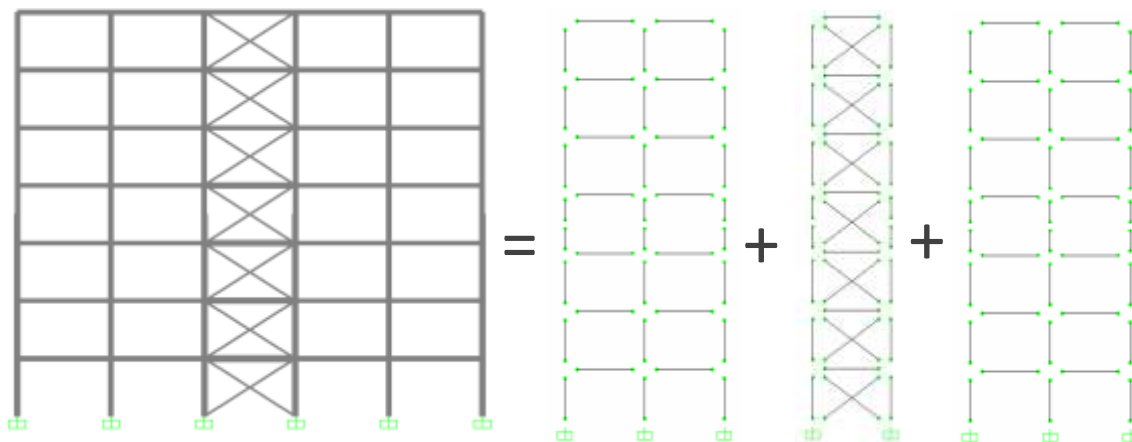


- Struttura a telaio (TRAVI e COLONNE): resistenza alle azioni verticali (carichi gravitazionali).
- Elementi diagonali che (insieme ai precedenti) costituiscono una mensola reticolare verticale (**SHEAR TRUSS**) che assorbe i carichi orizzontali (VENTO E SISMA)

Quando i Braced Frames (Shear Trusses + Telaio) sono soggetti a carichi orizzontali, il loro comportamento può essere paragonato a quello di una mensola reticolare verticale soggetta, per effetto delle stesse forze orizzontali, **prevalentemente a sollecitazioni assiali**.

Le giunzioni e le tipologie strutturali

STRUTTURE CON CONTROVENTI (CBF)



Nel caso di strutture con controventi, per i quali la trasmissione degli sforzi avviene per regimi prevalentemente assiali, ai collegamenti è sostanzialmente richiesta *una adeguata resistenza da offrire senza produrre fenomeni di collasso fragili (ad es. rottura a taglio delle bullonature, instabilità dei fazzoletti, etc.)*

VANTAGGI CBF

- Alta resistenza e rigidezza. Le diagonali sono più efficaci dei nodi rigidi nel fronteggiare le deformazioni laterali dell'edificio.
- Efficienza ed economia: minore quantità dei materiali impiegati.
- Compattezza: minore altezza delle travi di piano (ottimo dal punto di vista economico per gli edifici alti).

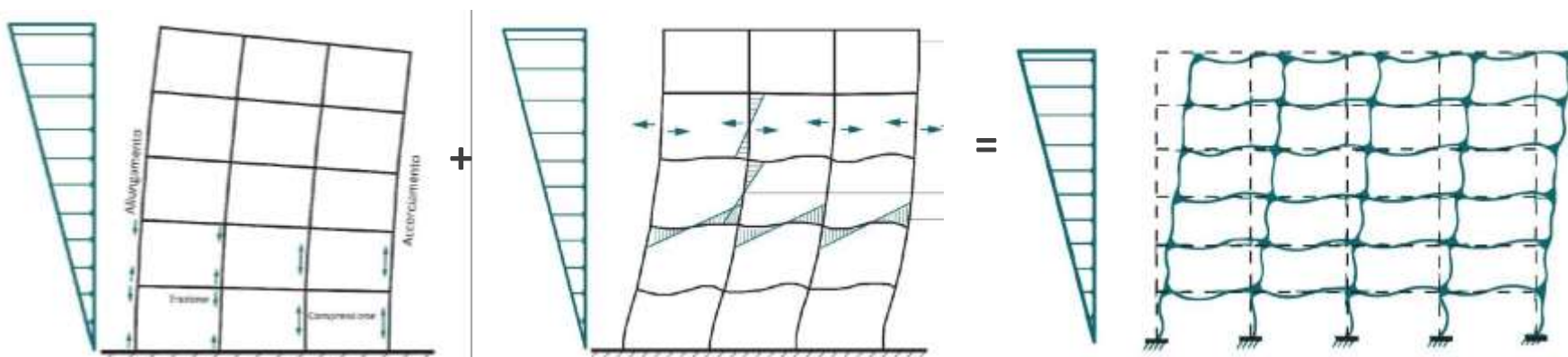
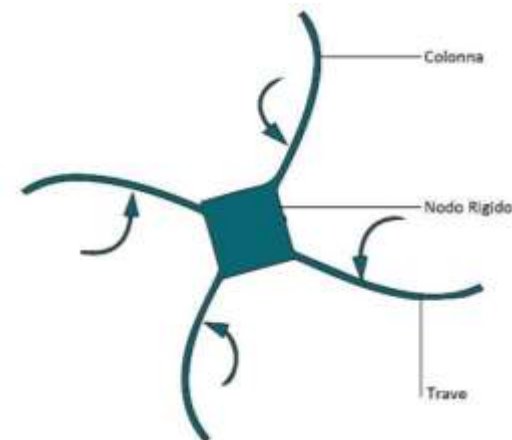
SVANTAGGI CBF

- Sistema costruttivo: interferenza con i requisiti architettonico- funzionali.
- Bassa duttilità e bassa capacità dissipativa sotto carichi ciclici (dovuta all'instabilità del controvento).

Le giunzioni e le tipologie strutturali

EDIFICI INTELAIATI (MRF)

- I momenti ribaltanti sono assorbiti attraverso un sistema di sforzi assiali che si sviluppano nelle colonne. L'intero telaio si comporta come una mensola che si deforma solo secondo un modo flessionale.
- Le azioni taglianti producono sia taglio che momento flettente sui diversi elementi strutturali. Il telaio si comporta globalmente come una mensola la cui deformata è prevalentemente di tipo tagliante (shear type) e per una parte (in genere 15-20%) di tipo flessionale (cantilever type).

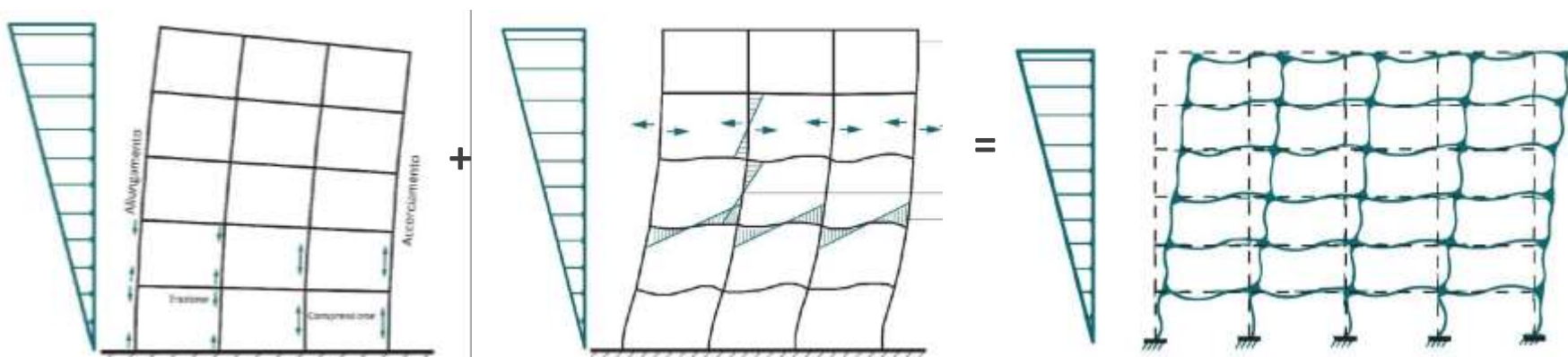


Le giunzioni e le tipologie strutturali

EDIFICI INTELAIATI (MRF)

Nel caso di edifici intelaiati, oltre che da un'adeguata resistenza flessionale, affinché sia possibile il trasferimento di sollecitazioni flettenti dalle travi alle colonne, i collegamenti devono essere in grado di fornire anche una propria *rigidezza tale da non incrementare eccessivamente la deformabilità dell'intera struttura*

Ogni componente (bullonata e/o saldata) della tipologia di collegamento scelta deve essere opportunamente proporzionata al fine del conseguimento di un'adeguata performance strutturale (Resistenza, Rigidezza e Duttività)



Le giunzioni e le tipologie strutturali

VANTAGGI MRF

- Buona duttilità se “dettagliato adeguatamente” (Special MRF). Prestazioni molto sensibili al tipo di collegamento scelto.
- Non invasivo: elevata flessibilità e libertà architettonica.

SVANTAGGI MRF

- Anti economicità della soluzione: maggiore quantità di materiale e lavorazione dei collegamenti.
- Bassa rigidezza (spostamenti significativi per azioni sismiche).
- Affidabilità del dettaglio costruttivo.

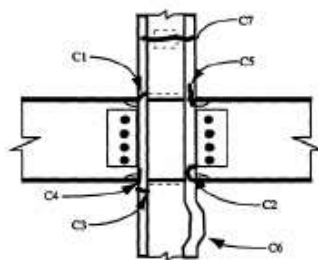


Figure 3-3 - Types of Column Damage

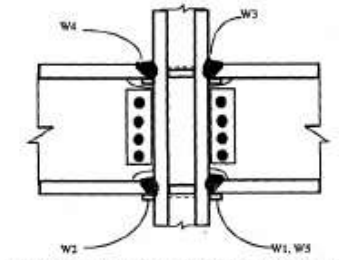
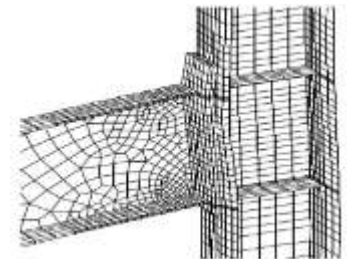
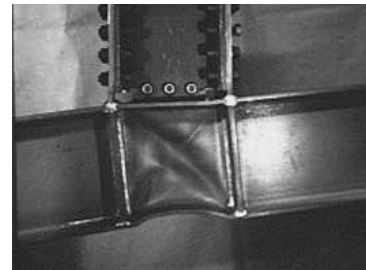
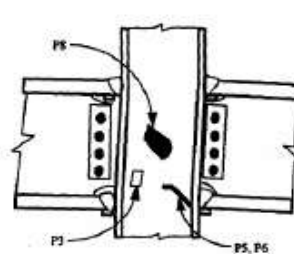
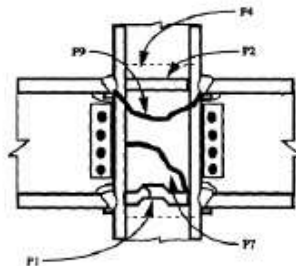
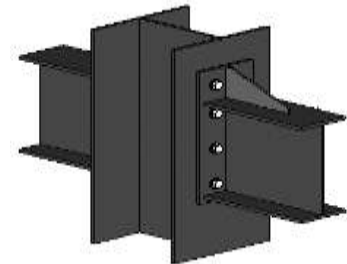
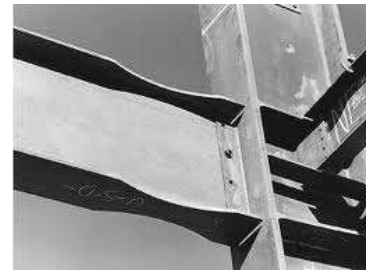


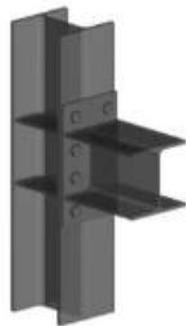
Figure 3-4 - Types of Weld Damage



Sulle diversità di comportamento



Flush end plate



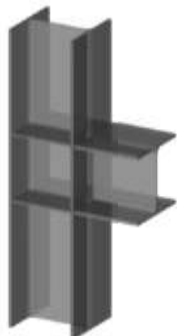
Extended end plate



T-sections with preloaded bolts to flanges



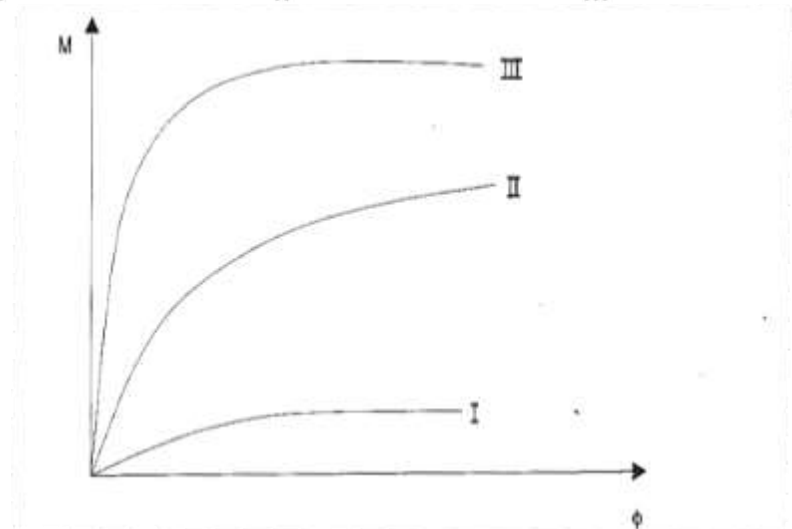
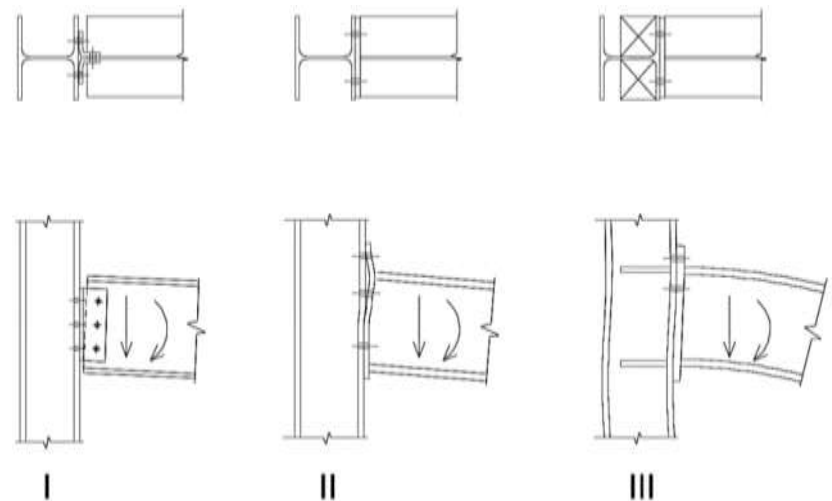
Haunched



All welded

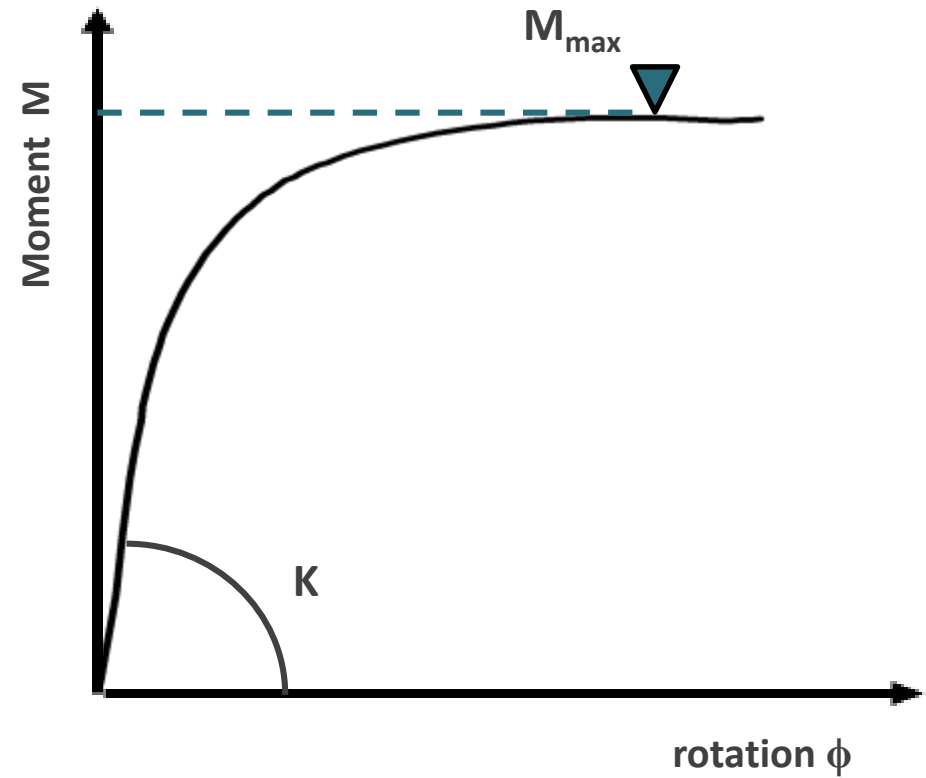
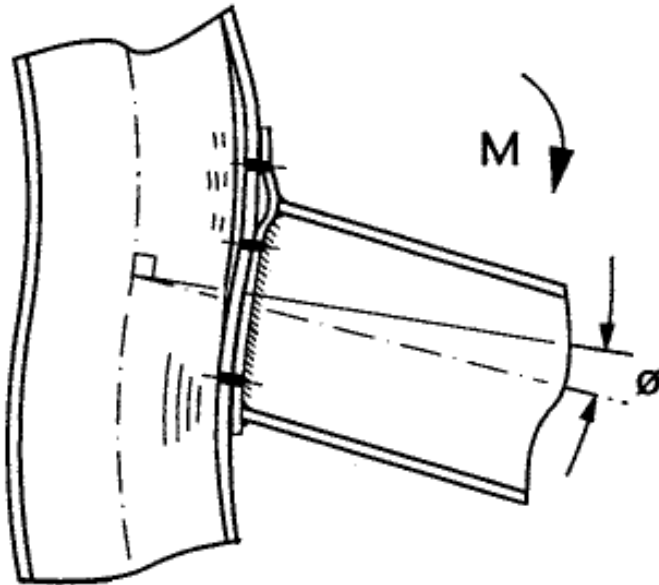


Hybrid (welded flange/bolted web) site connection

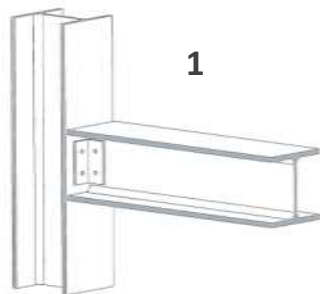


Collegamenti con diversa propensione al trasferimento del momento flettente

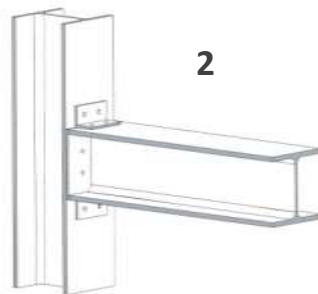
CURVA MOMENTO-ROTAZIONE



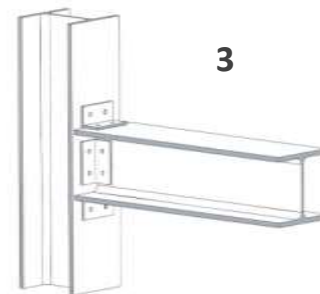
Classificazione dei collegamenti secondo EC3



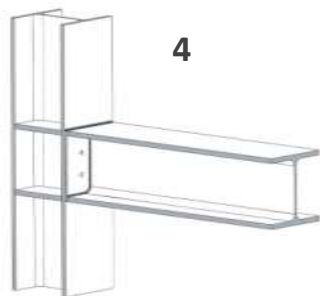
1



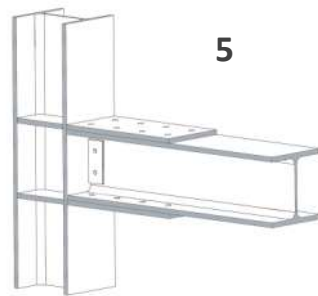
2



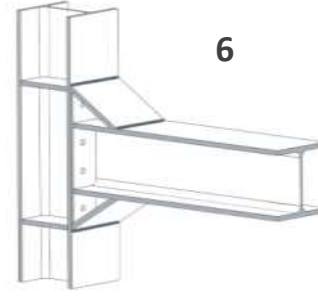
3



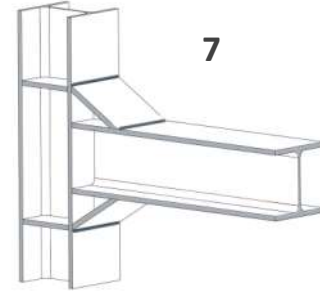
4



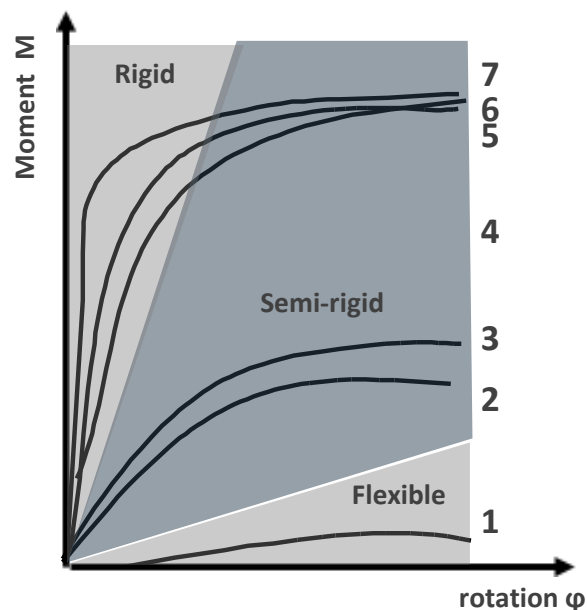
5



6



7



1

Rigidezza rotazionale e resistenza flessionale piccole; possono essere ragionevolmente trascurate.

COLLEGAMENTO SEMPLICE

2

Il collegamento possiede capacità flessionale limitata rispetto agli elementi collegati. Inoltre, può essere rilevata una rigidezza rotazionale che limita le rotazioni relative che si sviluppano tra gli elementi collegati.

COLLEGAMENTO SEMI-CONTINUO O SEMI-RIGIDO

3

La rigidezza rotazionale del collegamento è molto alta e la capacità flessionale risulta maggiore di quella delle membrature collegate. Viene garantita la continuità tra gli elementi.

COLLEGAMENTO DI CONTINUITÀ

L'effetto sul telaio

Sulla base della risposta del giunto in termini “ $M-\varphi$ ” si possono individuare le seguenti tipologie di telaio:

- **TELAIO PENDOLARE:**

in cui ogni giunto è schematizzabile come cerniera e pertanto si sviluppano rotazioni relative tra trave e colonna senza trasmissione del momento flettente.

- **TELAIO CONTINUO (A NODI RIGIDI):**

in cui il collegamento non consente alcuna rotazione relativa tra la trave e la colonna. Tra i due elementi viene quindi trasmesso il momento flettente.

- **TELAIO SEMI-CONTINUO (GIUNTI SEMI-RIGIDI):**

in cui ogni giunto consente una rotazione relativa e al contempo trasmette un certo momento flettente.

SE I COLLEGAMENTI HANNO RESISTENZA FLESSIONALE RIDOTTA RISPETTO AGLI ELEMENTI COLLEGATI, DI CIÒ DOVRÀ TENERSI CONTO NELLE VERIFICHE DI RESISTENZA.

SE I COLLEGAMENTI HANNO DEFORMABILITÀ NON TRASCURABILE È NECESSARIO TENERNE CONTO IN FASE DI ANALISI DELLA STRUTTURA.

L'influenza della deformazione sul comportamento strutturale

La deformabilità dei collegamenti nelle strutture intelaiate concorre all'intera deformabilità della struttura una volta che questa è sottoposta ad un'azione laterale.

SI DISTINGUONO TELAI CARATTERIZZATI DA:

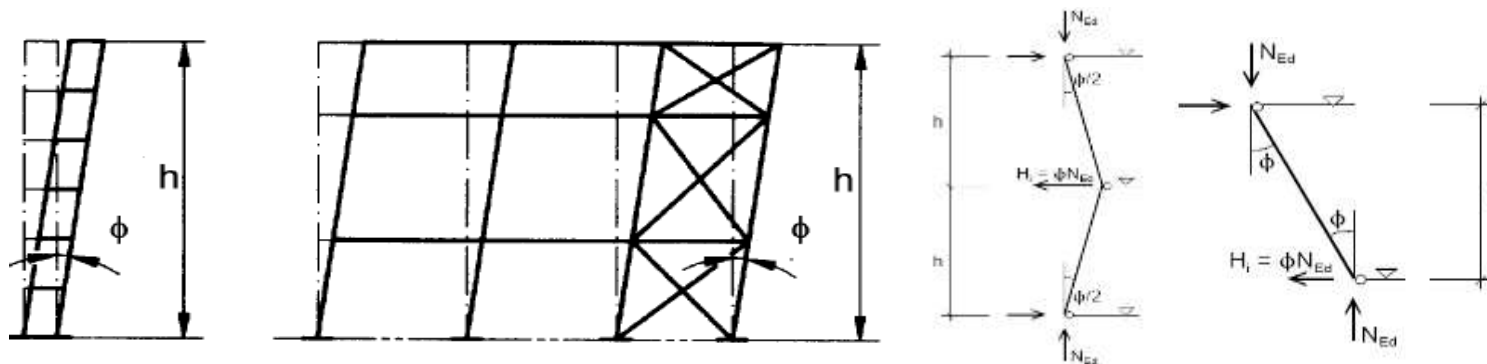
- **NODI FISSI:**

se gli spostamenti trasversali sono tanto piccoli da poter risultare influenti sui valori delle azioni interne (per esempio in assenza di controventi quando la rigidezza flessionale delle colonne è molto grande e/o le azioni trasversali molto ridotte)

- **NODI SPOSTABILI:**

se gli spostamenti trasversali sono influenti sui valori delle azioni interne (per esempio in assenza di controventi quando la rigidezza flessionale delle colonne è bassa e/o le azioni trasversali molto grandi).

La distinzione tra telai a nodi fissi e telai a nodi spostabili è legata alla rigidezza trasversale del sistema strutturale, ossia alla rilevanza che hanno gli effetti del II ordine sulla risposta della struttura.



L'influenza della deformazione sul comportamento strutturale

Dal punto di vista ingegneristico, gli effetti del secondo ordine vengono in pratica considerati non trascurabili quando costituiscono una frazione superiore al 10% di quelli conseguenti a un'analisi del primo ordine.

Un telaio è da considerarsi a nodi fissi per una assegnata condizione di carico, se è rispettata la seguente condizione:

$$\frac{V_{sd}}{V_{cr}} \leq 0.1$$

V_{sd} = azione verticale di progetto;

V_{cr} = carico critico di collasso elastico.

Un approccio semplificato per la valutazione del carico critico si basa sugli studi condotti da Horne, ovvero:

$$V_{cr} \cong \min \left(\frac{h \cdot H}{\delta} \Big|_i \right) \quad \longrightarrow \quad \frac{V_{sd}}{V_{cr}} \cong \max \left(\frac{\delta \cdot V}{h \cdot H} \Big|_i \right) \leq 0.1$$

Gli effetti del secondo ordine possono essere più o meno rilevanti a seconda della rigidezza dei collegamenti, la quale, al pari della resistenza, gioca quindi un ruolo fondamentale nella risposta dell'intera struttura.

L'influenza della deformazione sul comportamento strutturale

NTC 2018 - § 4.2.3.4. EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

In generale, è possibile effettuare:

- *l'analisi del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura,*
- *l'analisi del secondo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della struttura.*

L'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità e su qualsiasi altro rilevante parametro di risposta della struttura.

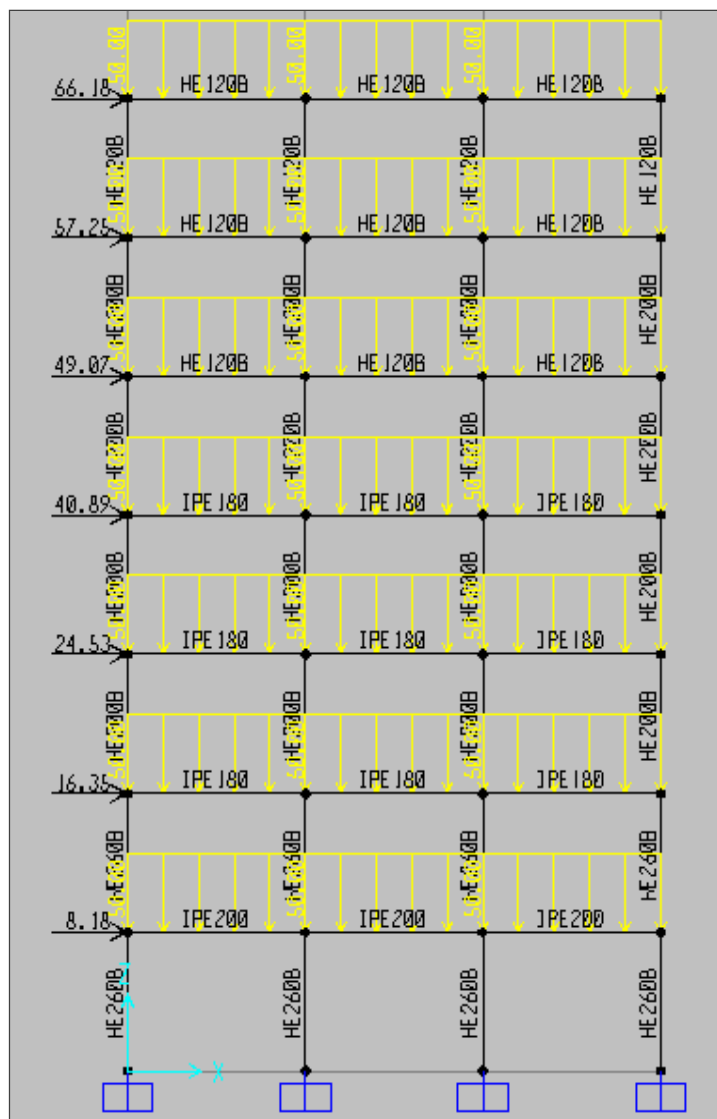
Tale condizione si può assumere verificata se risulta soddisfatta la seguente relazione:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{per l'analisi elastica}$$
$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{per l'analisi plastica}$$
[4.2.1]

dove α_{cr} è il moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale della struttura, F_{Ed} è il valore dei carichi di progetto e F_{cr} è il valore del carico instabilizzante calcolato considerando la rigidezza iniziale elastica della struttura.

L'influenza della deformazione sul comportamento strutturale

IMPORTANZA DEGLI EFFETTI DEL SECONDO ORDINE: ESEMPIO



CONFRONTO DEI VALORI MASSIMI DEI MOMENTI FLETTENTI IN CORRISPONDENZA DEGLI ELEMENTI PIÙ SOLLECITATI.

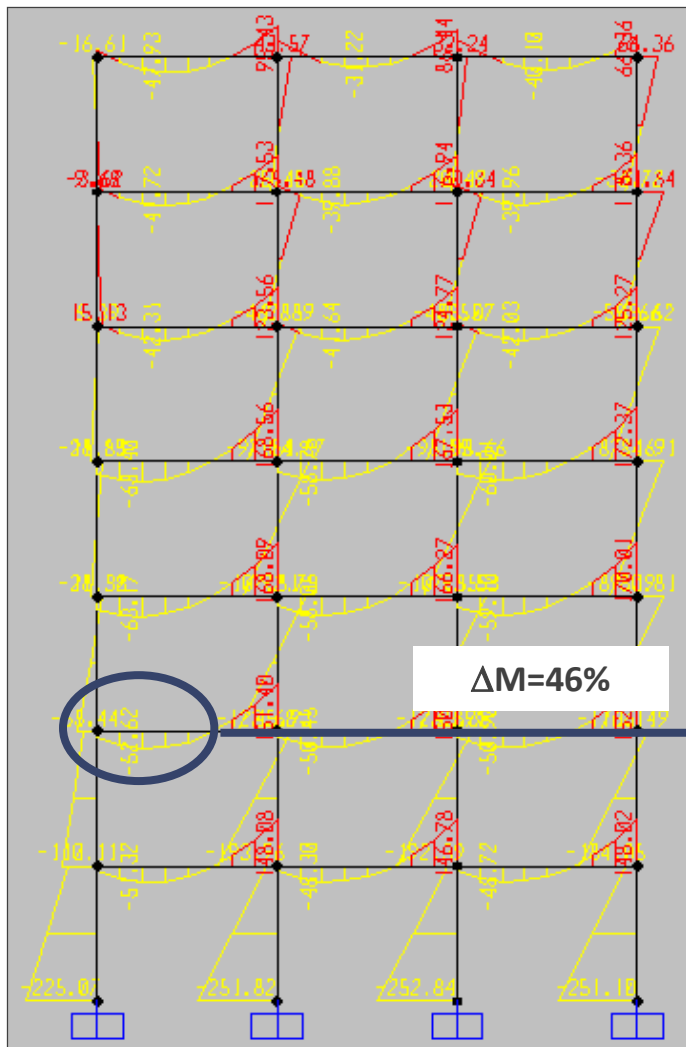
I parametri che decretano l'importanza degli effetti del secondo ordine secondo la teoria di Horne possono essere desunti dalla seguente tabella

Collegamento in grado di trasferire il 100% del momento resistente della trave							
PIANO	H_i [KN]	V_i [KN]	Δ_i [m]	δ_i [m]	h_i [m]	V_{cr} [KN]	V_i/V_{cr}
1	262.45	4265	0.0284	0.0284	3	27723.59	0.15384
2	254.27	3651	0.09	0.0616	3	12383.28	0.294833
3	238.22	3040	0.177	0.087	3	8214.483	0.370078
4	213.99	2430	0.271	0.094	3	6829.468	0.355811
5	172.5	1823	0.36	0.089	3	5814.607	0.313521
6	123.54	1211	0.46	0.1	3	3706.2	0.32675
7	66.69	605.23	0.55	0.09	3	2223	0.272258

L'influenza della deformazione sul comportamento strutturale

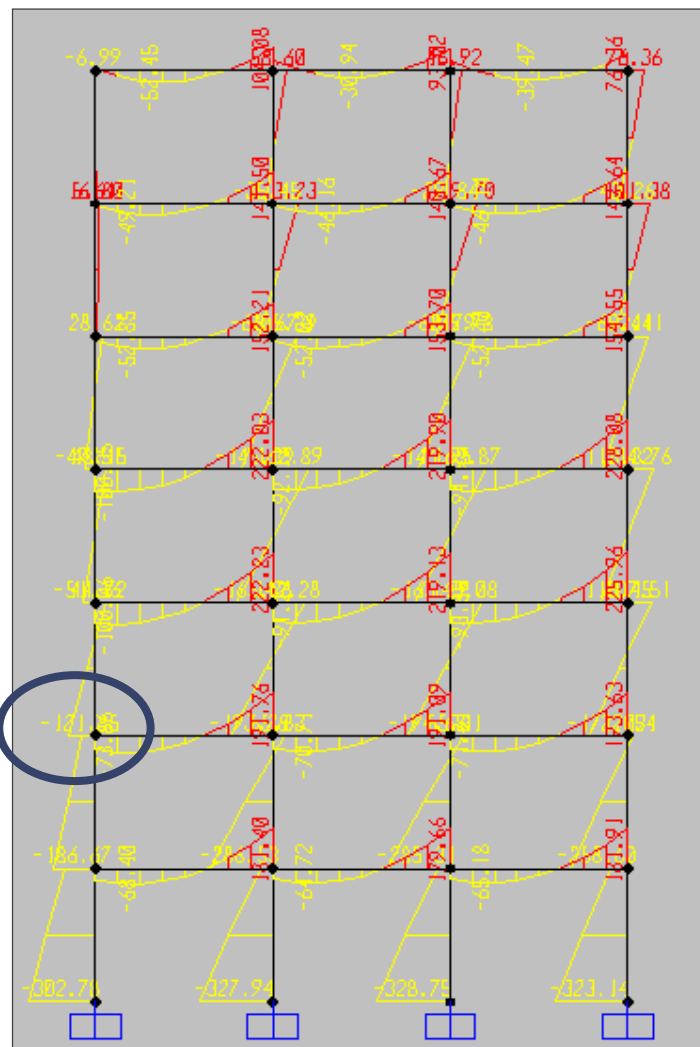
EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

Grado di vincolo trave colonna=100%



No P- Δ

Grado di vincolo trave colonna=100%

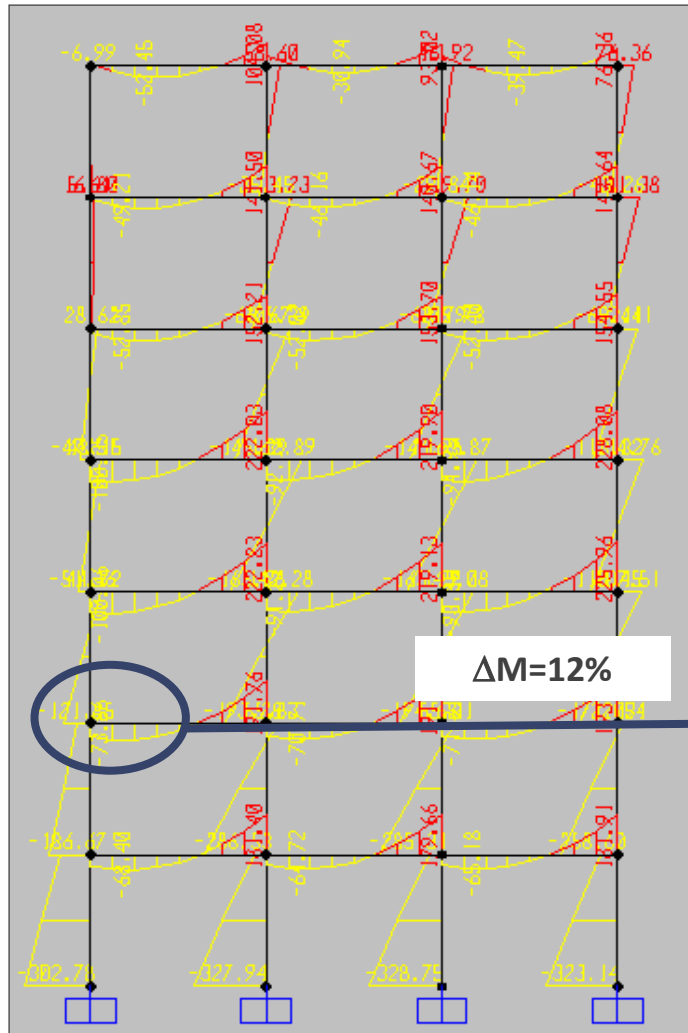


P- Δ

L'influenza della deformazione sul comportamento strutturale

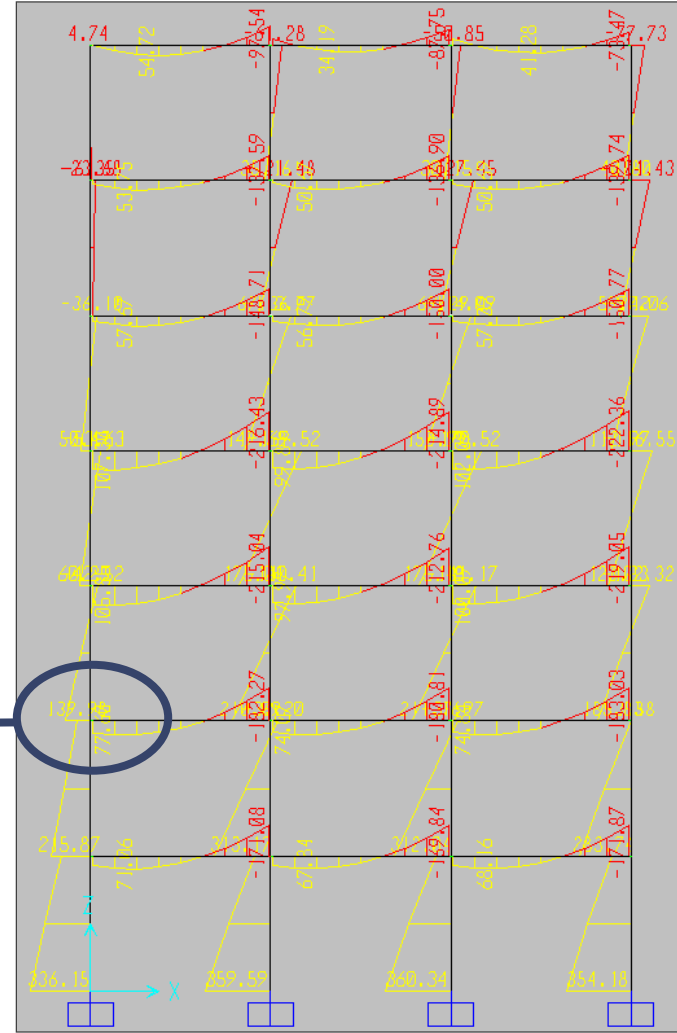
EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

Grado di vincolo trave colonna=100%



P- Δ

Grado di vincolo trave colonna=50%

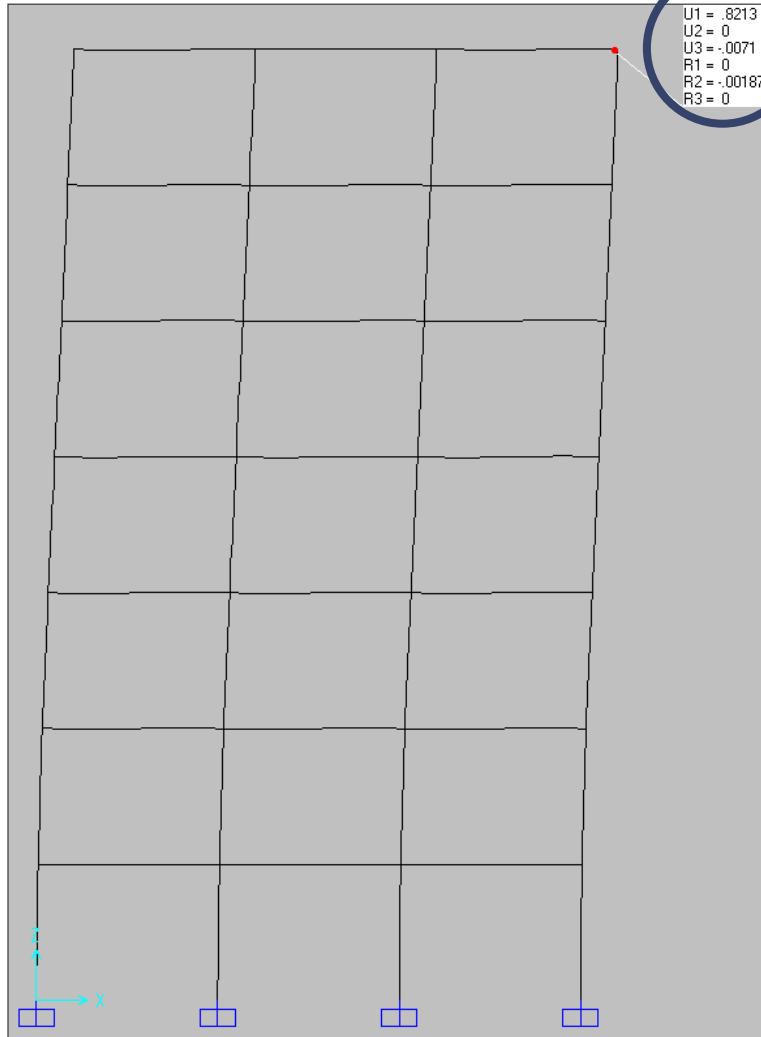


P- Δ

L'influenza della deformazione sul comportamento strutturale

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

Grado di vincolo trave colonna=100%

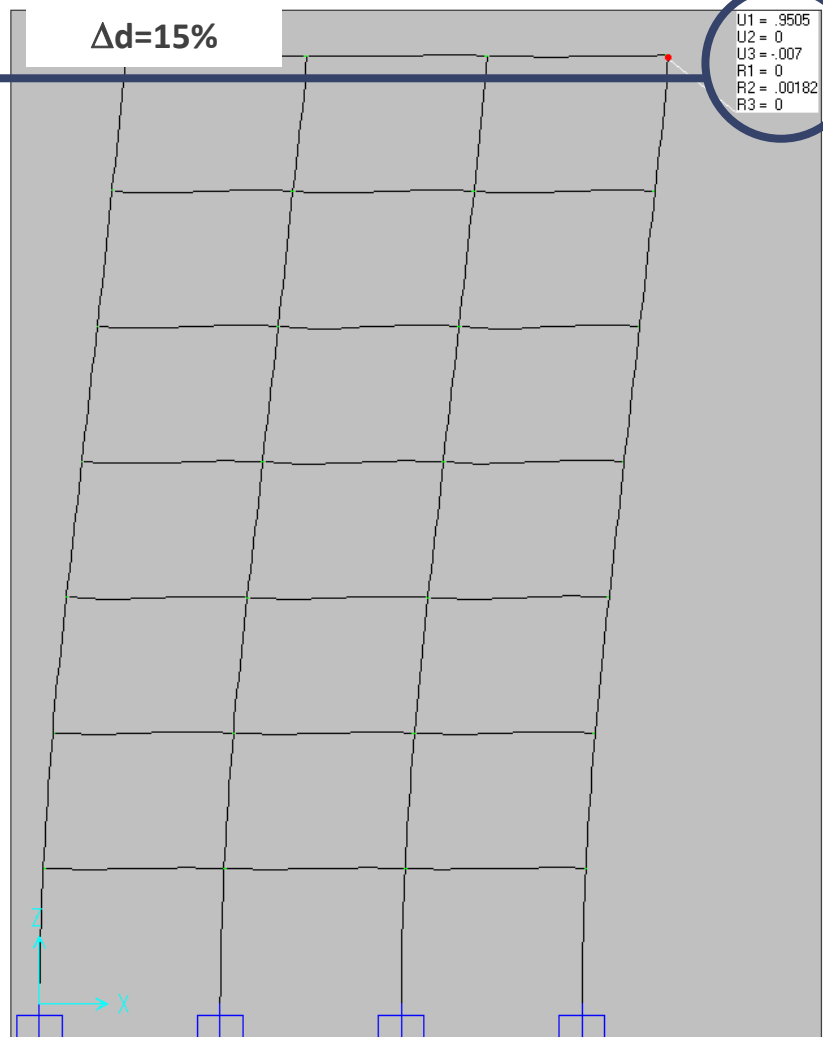


U1 = .8213
U2 = 0
U3 = -.0071
R1 = 0
R2 = -.00187
R3 = 0

P- Δ

Grado di vincolo trave colonna=50%

$\Delta d=15\%$



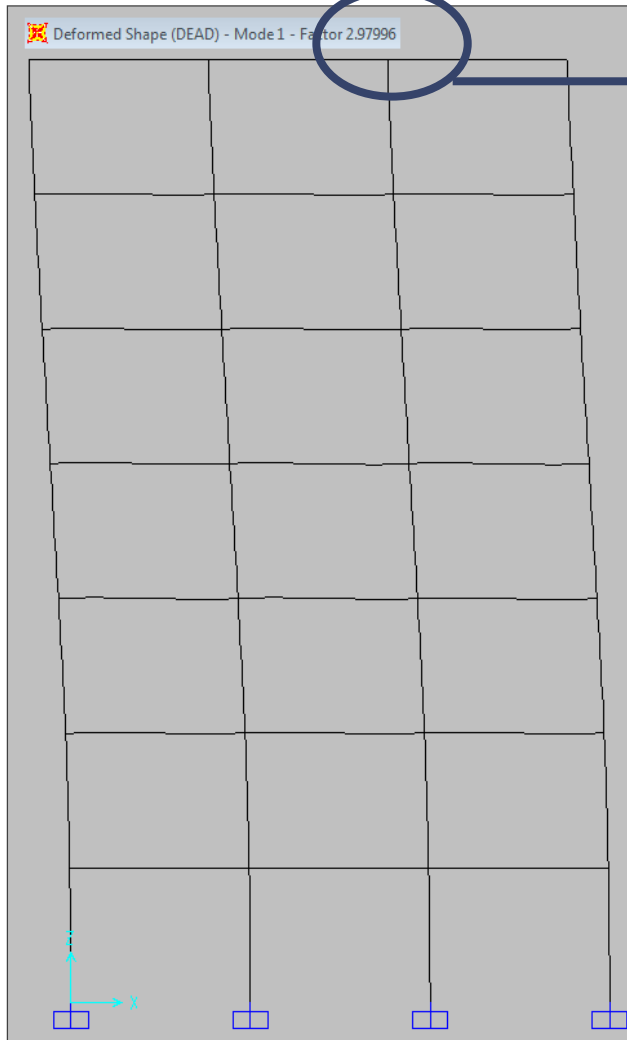
U1 = .9505
U2 = 0
U3 = -.007
R1 = 0
R2 = -.00182
R3 = 0

P- Δ

L'influenza della deformazione sul comportamento strutturale

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

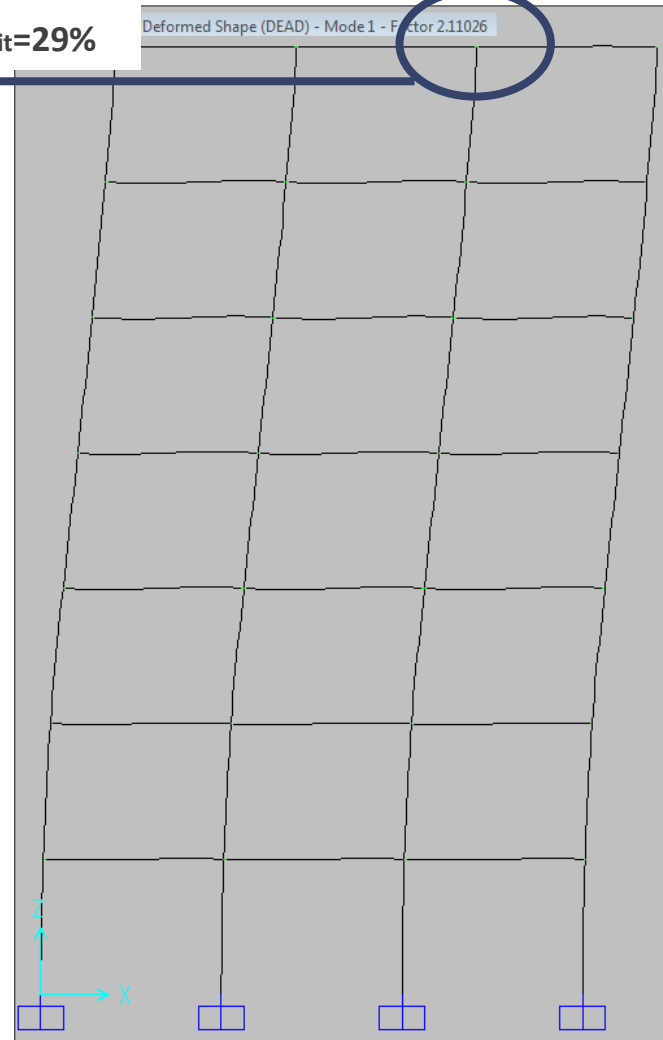
Grado di vincolo trave colonna=100%



P- Δ

Grado di vincolo trave colonna=50%

$\Delta\alpha_{crit}=29\%$



P- Δ

La normativa: EC3 & NTC 2018

EN 1993-1-8 (collegamenti)

EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

FINAL DRAFT
prEN 1993-1-8

December 2003

ICS 91.010.10 Will supersede ENV 1993-1-1:1992

English version

Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints

Eurocode 3: Calcul des structures en acier - Partie 1-8: Calcul des assemblages

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen

This draft European Standard is submitted to CEN members for formal vote. It has been drawn up by the Technical Committee CEN/TC 250.

If this draft becomes a European Standard, CEN members are bound to comply with the CEN/CENELEC Internal Regulations which stipulate the conditions for giving this European Standard the status of a national standard without any alteration.

This draft European Standard was established by CEN in three official versions (English, French, German). A version in any other language made by translation under the responsibility of a CEN member into its own language and notified to the Management Centre has the same status as the official version.

CEN members are the national standards bodies of Austria, Belgium, Czech Republic, Denmark, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, Iceland, Ireland, Italy, Luxembourg, Malta, Netherlands, Norway, Portugal, Slovakia, Spain, Sweden, Switzerland and United Kingdom.

Warning: This document is not a European Standard. It is distributed for review and comments. It is subject to change without notice and shall not be referred to as a European Standard.


EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

Management Centre: rue de Steenvart, 36 B-1050 Brussels

© 2003 CEN All rights of exploitation in any form and by any means reserved worldwide for CEN national Members. Ref. No. prEN 1993-1-8:2003 E

NTC/18 (unioni elementari)

20-3-2018	Supplemento ordinario n. 8 alla GAZZETTA UFFICIALE	Serie generale - n. 42
	Taglio	
	Torsione	
	Flexione e taglio	
	Presso e lungo flessione retta	
	Presso e lungo flessione biassiale	
	Flexione, taglio e sforzo assiale	
4.2.4.1.3	Stabilità delle membrature	
4.2.4.1.3.1	Arco compresso	
	Limitazioni della snellezza	
4.2.4.1.3.2	Tiranti inflessi	
4.2.4.1.3.3	Membrature inflesse e compresse	
4.2.4.1.3.4	Stabilità dei pannelli	
4.2.4.1.4	Stato limite di fatica	
	Verifica a vita limitata	
	Verifica a sovraccarico	
4.2.4.1.5	Tregolate alle basse temperature	
4.2.4.1.6	Resistenza di cavi, barre e funi	
4.2.4.1.7	Resistenza degli apparecchi di appoggio	
4.2.4.2	VERIFICHE AGGIUNTIVE LIMITI DI ESERCIZIO	
4.2.4.2.1	Spostamenti verticali	
4.2.4.2.2	Spostamenti laterali	
4.2.4.2.3	Stato limite di vibrazioni	
4.2.4.2.3.1	Edifici	
4.2.4.2.3.2	Strutture di elevata flessibilità e soggette a carichi ciclici	
4.2.4.2.3.3	Oscillazioni prodotte dal vento	
4.2.4.2.4	Stato limite di plasticizzazione locali	
4.2.5	VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI TRANSITORIE	
4.2.6	VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI ECCEZIONALI	
4.2.7	PROTEZIONE ANTICADUTA DA SOVRACCARICO E SOVRACCARICO D'URTO	
4.2.8	UNIONI	
4.2.8.1	Unioni con bulloni, cerchi e perni soggette a carichi statici	
4.2.8.1.1	Unioni con bulloni e cerchi	
	Unioni con bulloni e cerchi soggette a taglio e/o a trazione	
	Unioni a taglio per attrito con bulloni ad alta resistenza	
4.3	CONSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO - CALCESTRUZZO	
4.3.1	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	
4.3.1.1	Stato limite ultimo	
4.3.1.2	Stato limite di esercizio	
4.3.1.3	Fatti costruttivi	
4.3.2	ANALISI STRUTTURALE	
4.3.2.1	Classificazione delle sezioni	
4.3.2.2	Metodi di analisi globale	
4.3.2.2.1	Analisi lineare elastica	
4.3.2.2.2	Analisi plastica	
4.3.2.2.3	Analisi non lineare	
4.3.2.3	Larghezze efficaci	
4.3.2.4	Effetti della deformazione	
4.3.2.5	Effetti della impenetrabilità	
4.3.3	RESISTENZE DI CALCOLO	
4.3.3.1	Materiali	
4.3.3.1.1	Acciaio	
4.3.3.1.2	Calcestruzzo	
4.3.4	TRONCI CON SILETTA COLLABORANTE	
4.3.4.1	Tipologia delle sezioni	
4.3.4.2	Resistenza delle sezioni	

Mentre le N.T.C. trattano soltanto il calcolo delle unioni (paragrafo 4.2.8, 8 pagg.) assegnando peraltro uno spazio molto marginale (poche pagg.), l'EC3 dedica ai collegamenti un'intera parte (parte 1-8, 130 pagg.), specificandone metodologie di modellazione, di classificazione e di calcolo.

Collegamenti in ZONA SISMICA

7.5.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

I collegamenti in zone dissipative devono consentire la plasticizzazione delle parti dissipative collegate, garantendo il soddisfacimento del seguente requisito:

$$R_{j,d} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd} \quad [7.5.1]$$

dove:

$R_{j,d}$ è la capacità di progetto del collegamento;

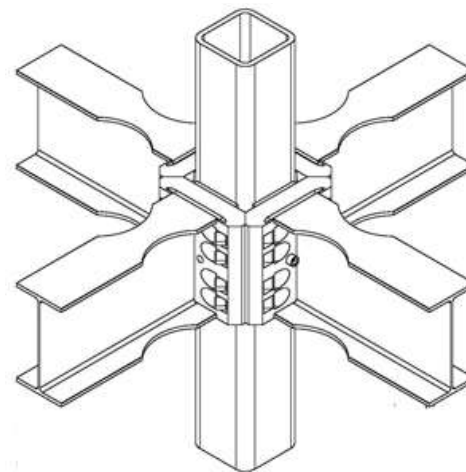
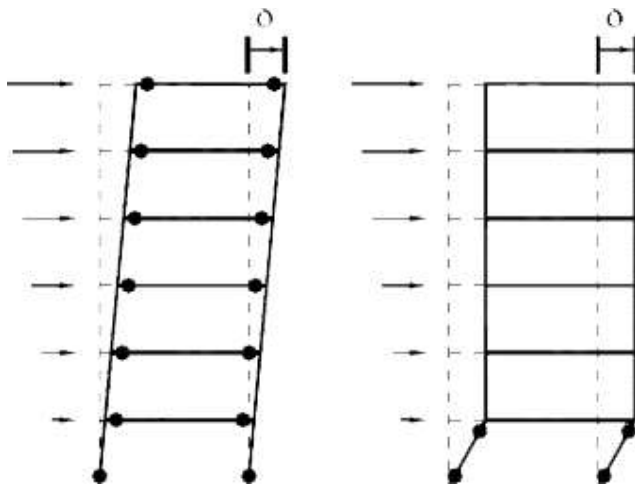
$R_{pl,Rd}$ è la capacità al limite plastico della membratura dissipativa collegata;

$R_{U,Rd}$ è il limite superiore della capacità della membratura collegata.

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, la capacità corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento della sezione deve risultare inferiore alla capacità corrispondente al raggiungimento della tensione di rottura della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento; si deve quindi verificare che:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1,1 \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \quad [7.5.2]$$

essendo A l'area lorda e A_{res} l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori, integrata da un'eventuale area di rinforzo. I fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} sono definiti nella Tab. 4.2.V del § 4.2.3.1.1. delle presenti norme.



Le prescrizioni delle NTC 2018

Collegamenti in ZONA SISMICA

Lacune della norma italiana

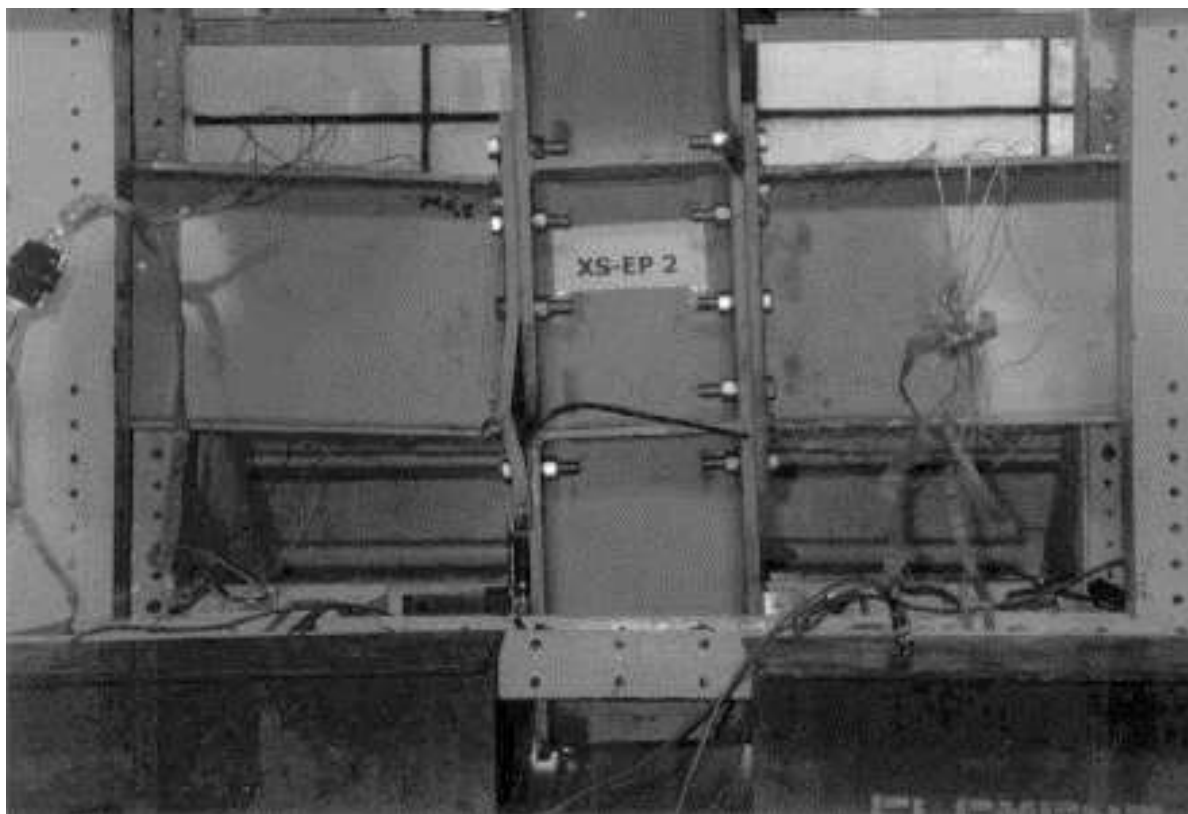
- le **N.T.C** richiedono che i collegamenti abbiano prestazioni tali da garantire che di tutti gli elementi presenti in un nodo (trave, colonna, giunto) il giunto non rappresenti la parte debole
- in realtà, le verifiche codificate (riguardanti sostanzialmente unioni e pannelli nodali) sono insufficienti per poter dire se effettivamente il giunto sia sufficientemente resistente
- non si dà modo di definire la rigidezza rotazionale del giunto al fine di implementare analisi più complesse e realistiche
- non vengono fornite indicazioni in merito alla capacità rotazionale del giunto (duttilità), che pure è un parametro importante in ottica di verifica sismica

È dunque necessario fare riferimento a codici normativi e metodi più avanzati che tengano in giusto conto tali considerazioni.

L'EC3 propone il “METODO DELLE COMPONENTI”

Il metodo delle componenti secondo EC3

Il metodo più efficace per caratterizzare un nodo trave-colonna, determinandone la curva comportamentale “**M- ϕ** ”, è quello di condurre delle prove sperimentali sulla tipologia di nodo adottato.

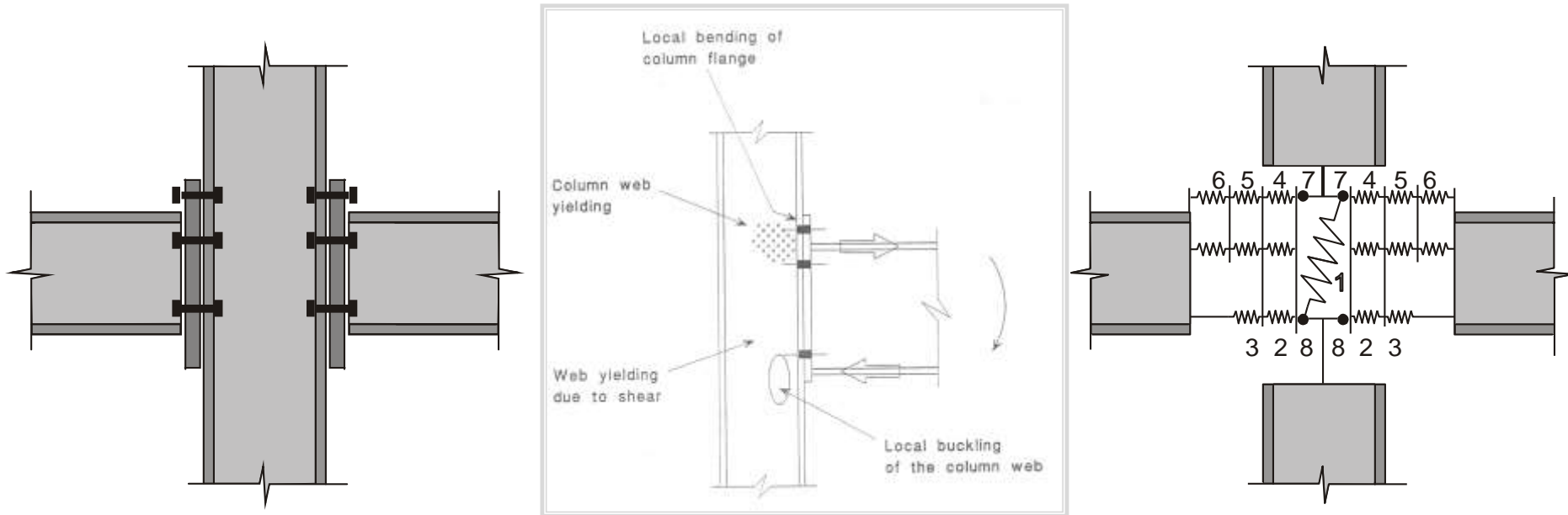


Nella pratica progettuale, ciò non e' sempre possibile per ovvie ragioni. A CIÒ PUÒ SOCCORRERE IL “**METODO DELLE COMPONENTI**”.

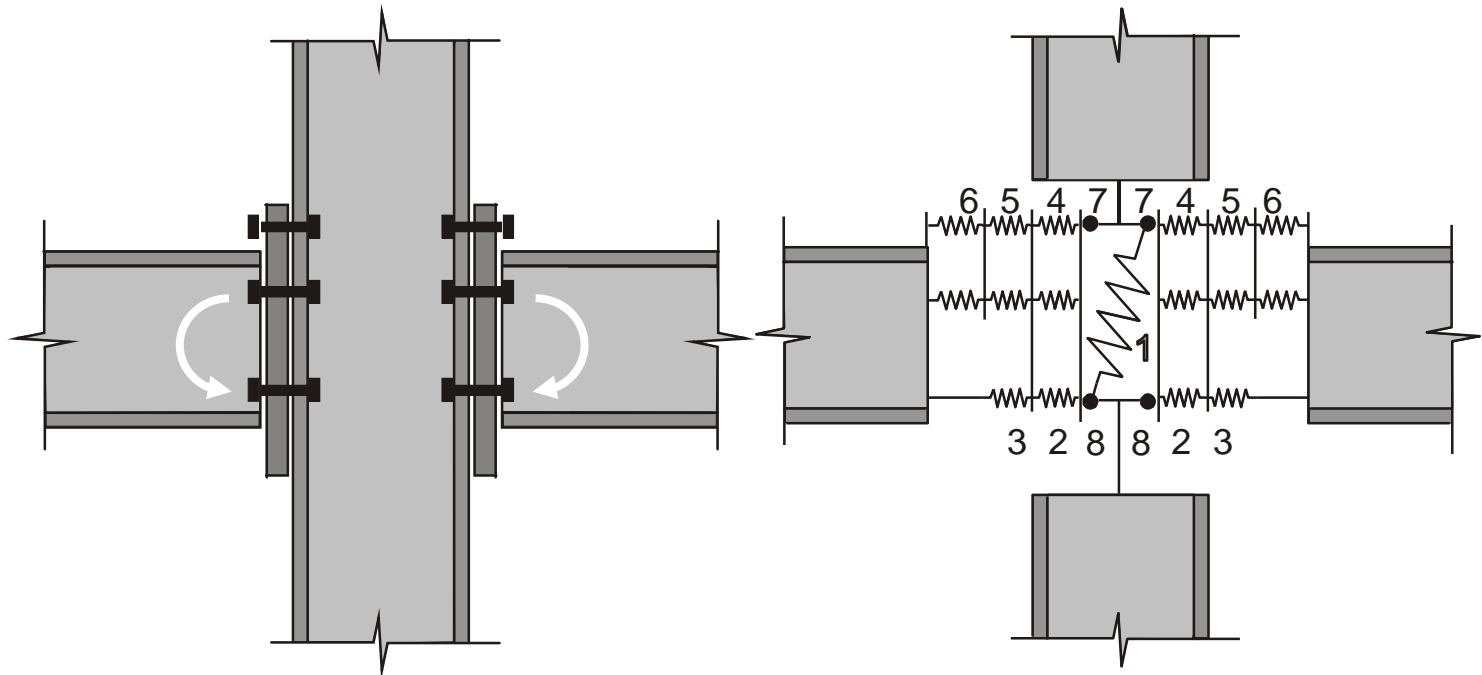
Il metodo delle componenti

MODELLAZIONE PIÙ O MENO COMPLESSA DI UN COLLEGAMENTO TRAVE COLONNA ATTRAVERSO IL METODO DELLE COMPONENTI

- Schematizzazione come assemblaggio di componenti, ognuna delle quali caratterizzata da un certo livello di rigidezza, di resistenza e di duttilità.
- Le proprietà sono assunte indipendenti le une dalle altre.



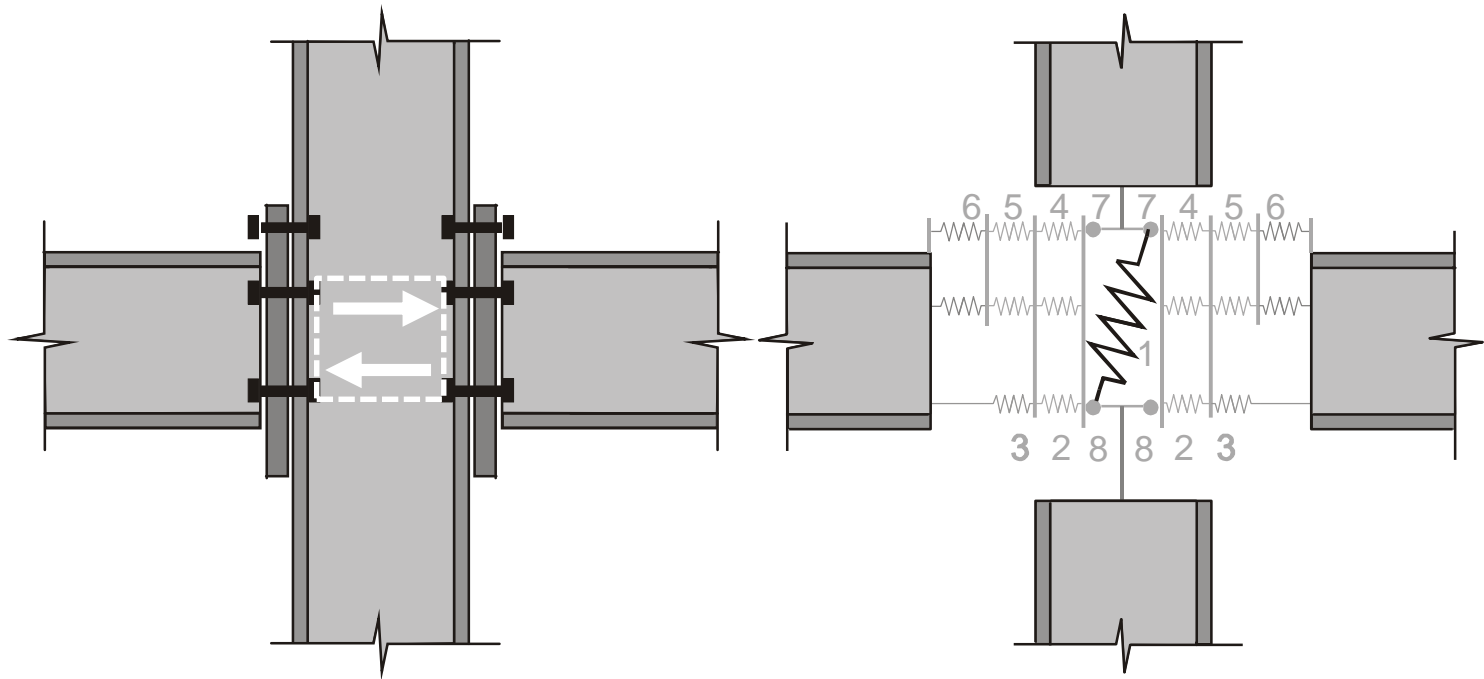
Il metodo delle componenti



POTENZIALI COMPONENTI

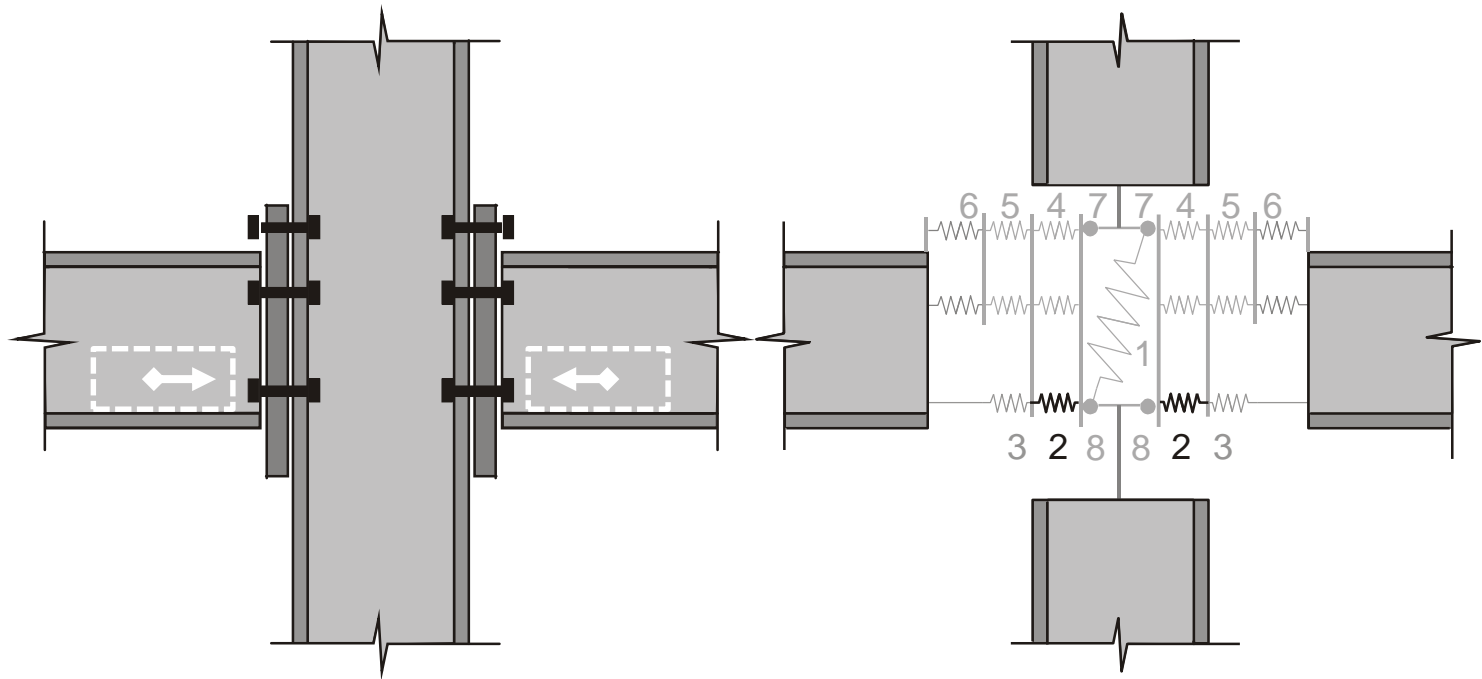
- 1) Anima della colonna non irrigidita a taglio
- 2) Anima della trave in trazione
- 3) Flangia della trave in compressione
- 4) Flangia della colonna in flessione
- 5) File di bulloni sottoposti a trazione
- 6) Piatto in flessione
- 7) Anima della colonna in trazione
- 8) Anima della colonna in compressione

Il metodo delle componenti



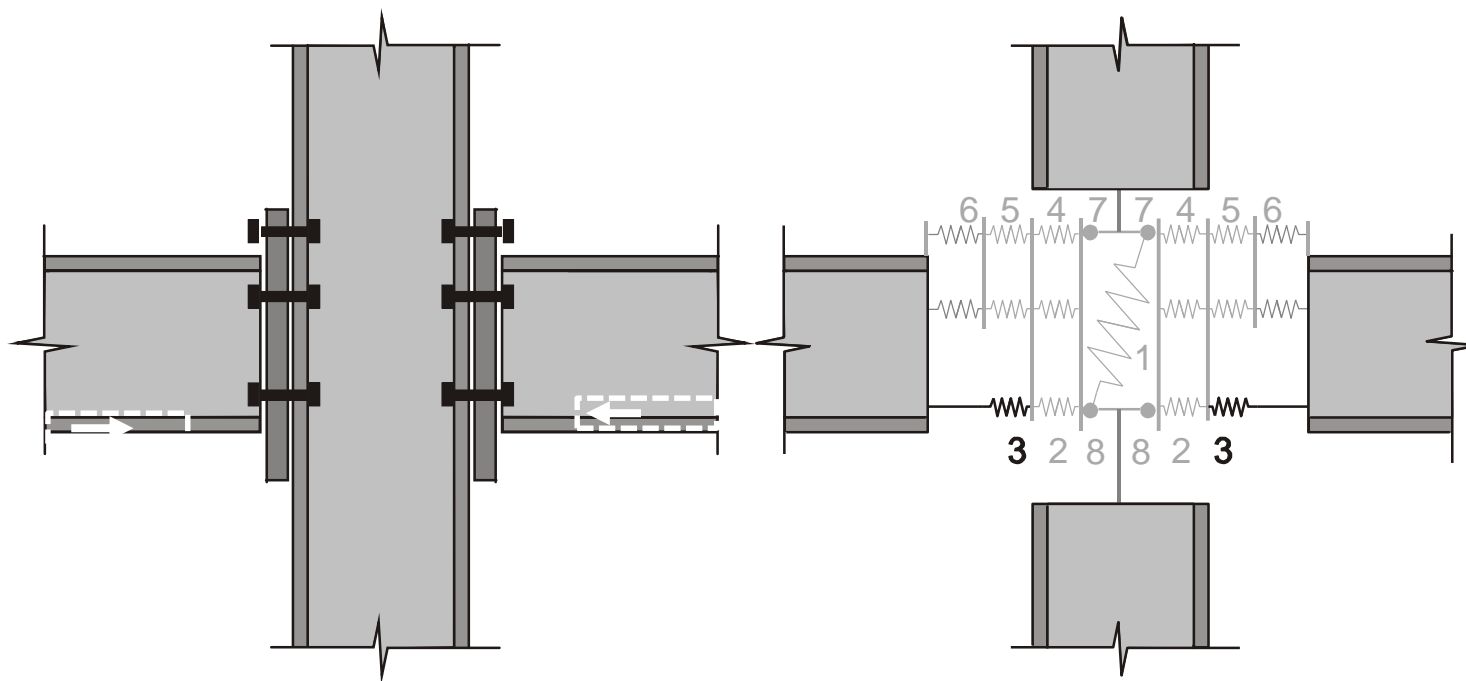
1) Anima della colonna non irrigata a taglio

Il metodo delle componenti

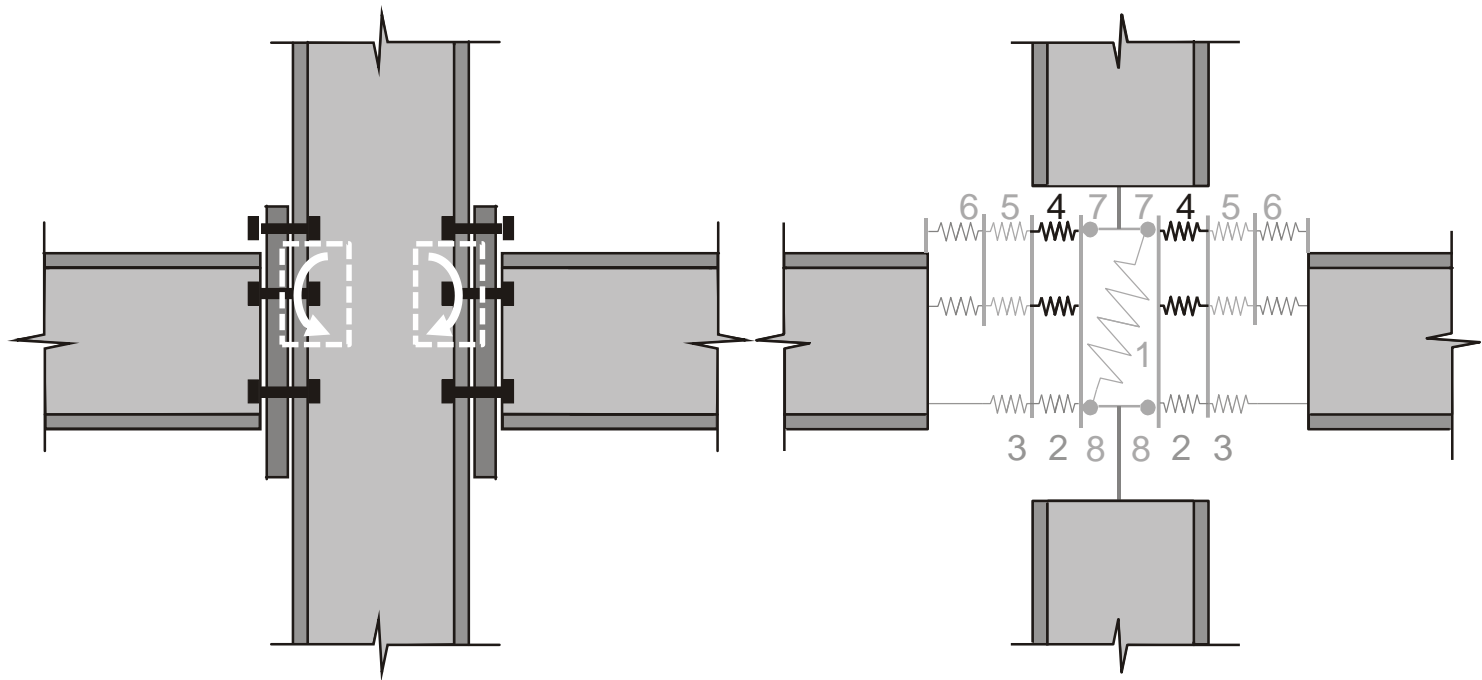


- 1) Anima della colonna non irrigidita a taglio
- 2) Anima della trave in compressione

Il metodo delle componenti

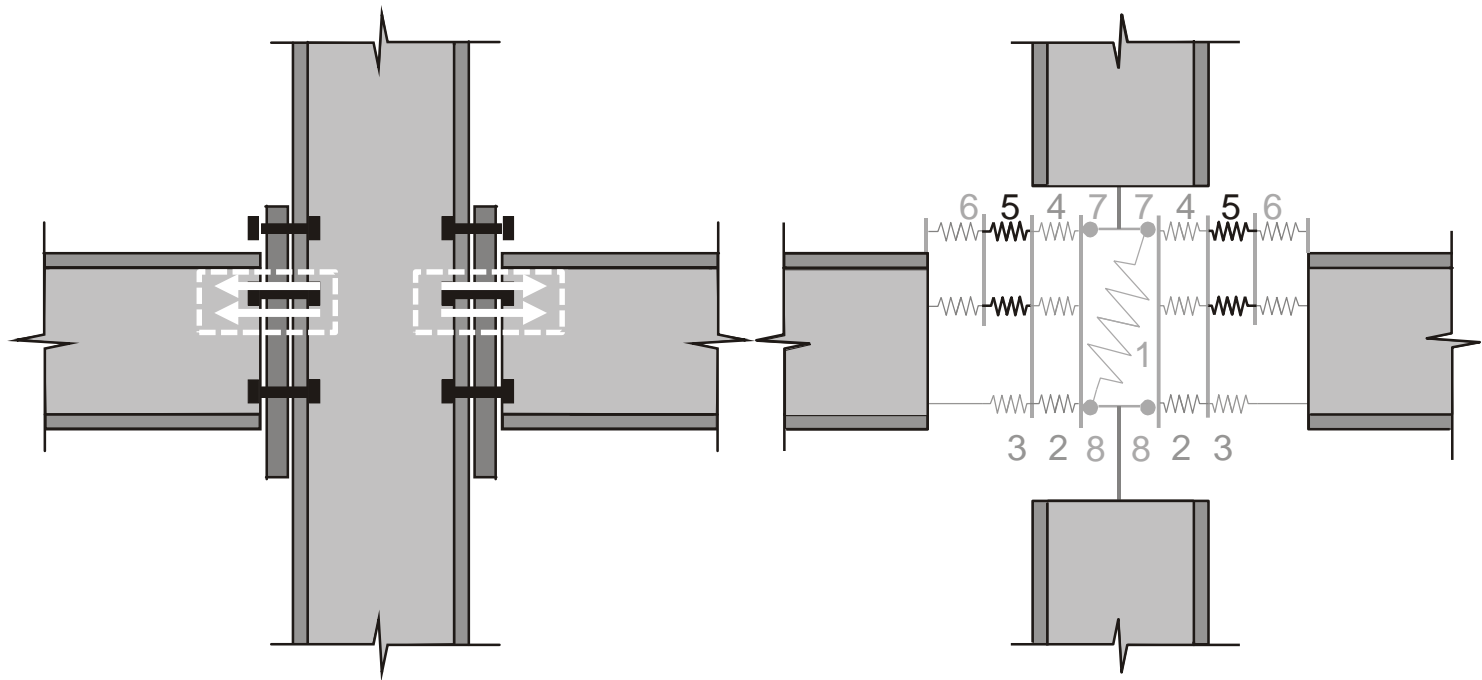


- 1) Anima della colonna non irrigidita a taglio
- 2) Anima della trave in trazione
- 3) Flangia della trave in compressione



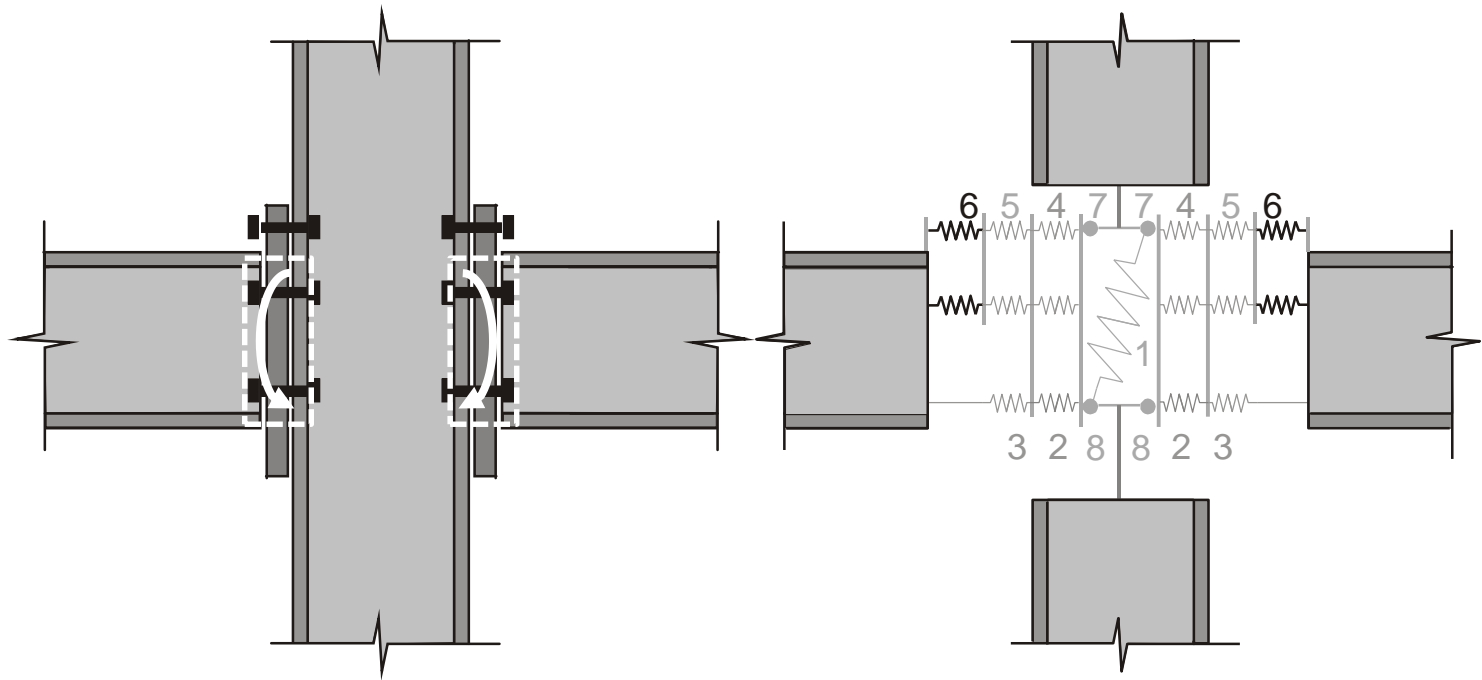
- 1) Anima della colonna non irrigidita a taglio
- 2) Anima della trave in trazione
- 3) Flangia della trave in compressione
- 4) Flangia della colonna in flessione

Il metodo delle componenti



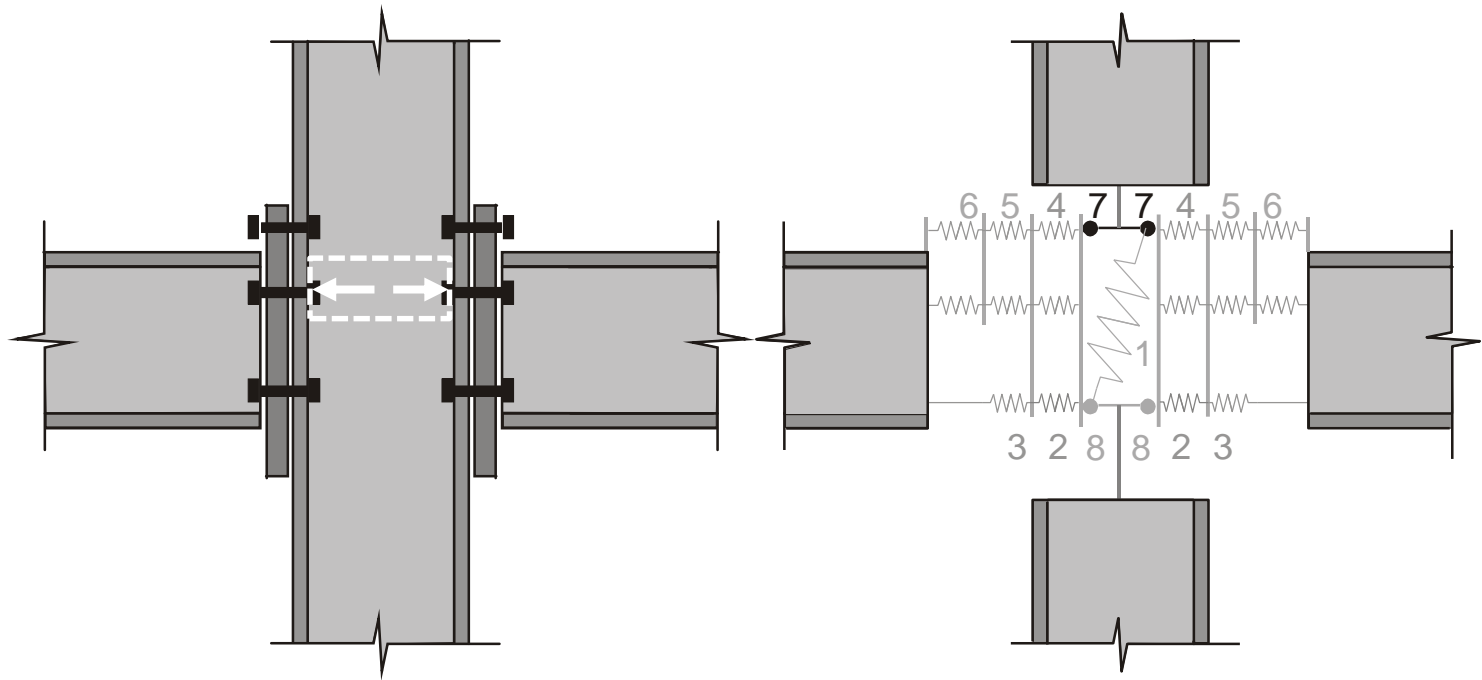
- 1) Anima della colonna non irrigidita a taglio
- 2) Anima della trave in trazione
- 3) Flangia della trave in compressione
- 4) Flangia della colonna in flessione
- 5) File di bulloni sottoposti a trazione

Il metodo delle componenti



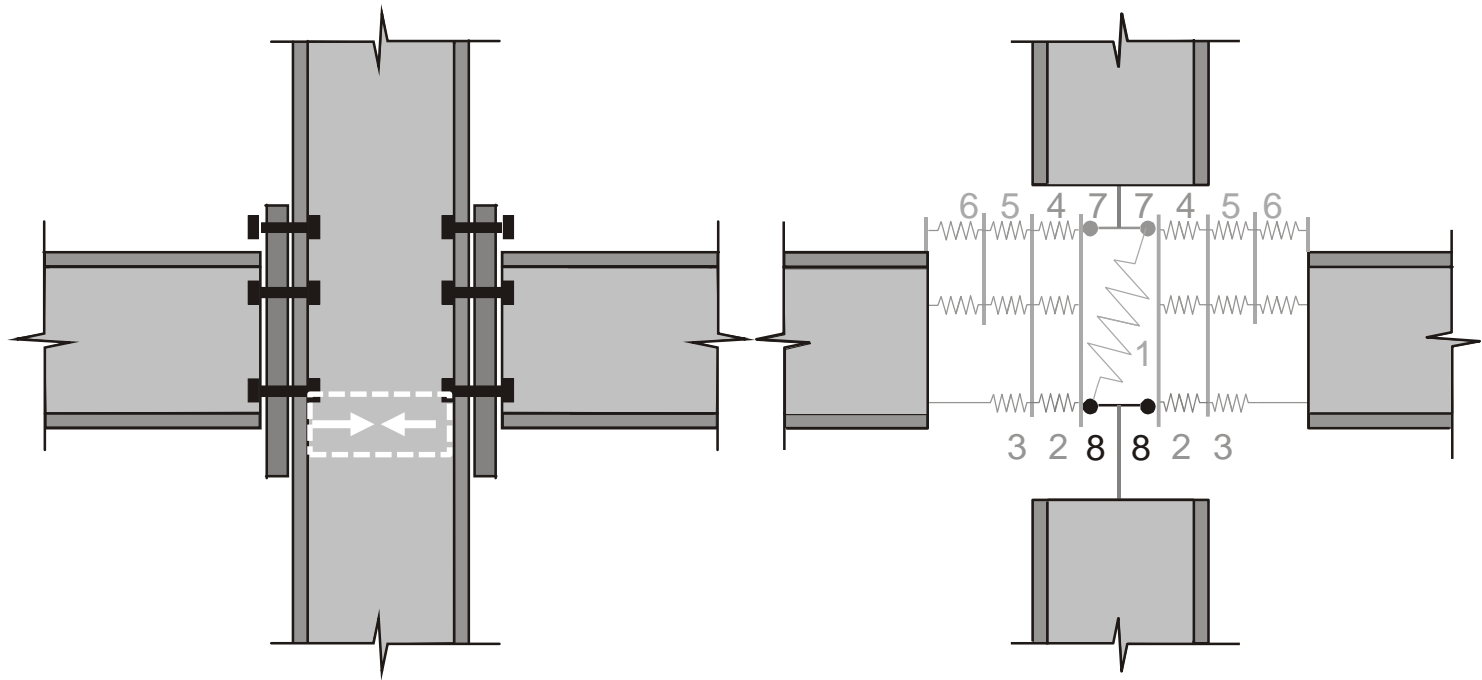
- 1) Anima della colonna non irrigidita a taglio
- 2) Anima della trave in trazione
- 3) Flangia della trave in compressione
- 4) Flangia della colonna in flessione
- 5) File di bulloni sottoposti a trazione
- 6) Flangia in flessione

Il metodo delle componenti



- 1) Anima della colonna non irrigidita a taglio
- 2) Anima della trave in trazione
- 3) Flangia della trave in compressione
- 4) Flangia della colonna in flessione
- 5) File di bulloni sottoposti a trazione
- 6) Piatto in flessione
- 7) Anima della colonna sottoposta a trazione

Il metodo delle componenti



- 1) Anima della colonna non irrigidita a taglio
- 2) Anima della trave in trazione
- 3) Flangia della trave in compressione
- 4) Flangia della colonna in flessione
- 5) File di bulloni sottoposti a trazione
- 6) Piatto in flessione
- 7) Anima della colonna sottoposta a trazione
- 8) Anima della colonna sottoposta a compressione

Il metodo delle componenti

Si caratterizzano tutte le componenti in termini di:

- **Resistenza**
- **Rigidezza**

La **minima tra le resistenze** trovate per le singole componenti (o per le componenti opportunamente raggruppate) **fornisce la resistenza del collegamento**, attraverso la formula:

$$M_{j,Rd} = \sum_r F_{t,Rd} \cdot Z_{ext}$$

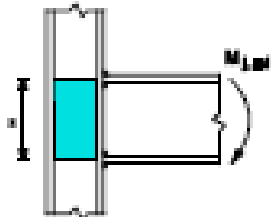
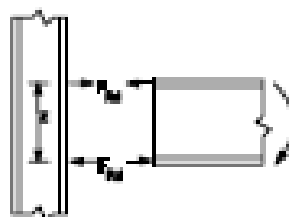
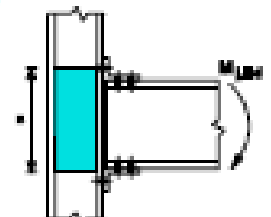
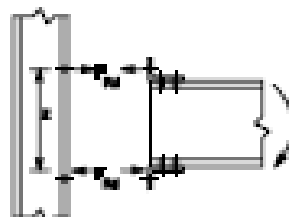
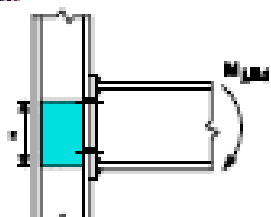
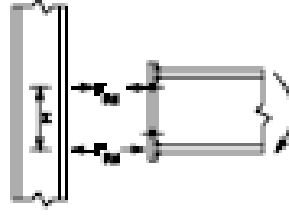
- $F_{t,Rd}$ = minima tra le resistenze delle singole componenti della fila r di bulloni tesi
- Z_{ext} = distanza della fila r di bulloni tesi dal lembo compresso

Per quanto riguarda la **rigidezza**, invece, si usa la seguente formula:

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \sum \frac{1}{k_i}} \quad \text{con}$$

- k_i = coefficiente di rigidezza della componente base
- z = è il **braccio interno** corrispondente al momento della componente
- m = coefficiente di rigidezza (fornito dall' EC3)

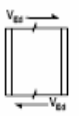
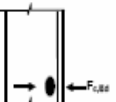
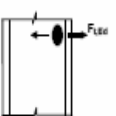
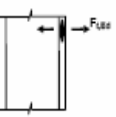
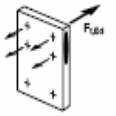
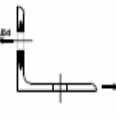
Il metodo delle componenti

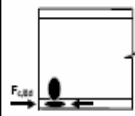
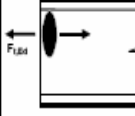
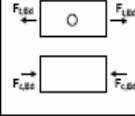
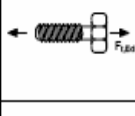
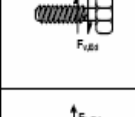
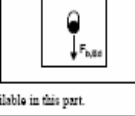
Type of connection	Lever arm	Force distributions
a) Welded connection 	$x = h - t_w$ h is the depth of the connected beam t_w is the thickness of the beam flange	
b) Bolted connection with angle cleats 	Distance from the centre of compression to the bolt-row in tension	
c) Bolted end-plate connection with only one bolt-row active in tension 	Distance from the centre of compression to the bolt-row in tension	

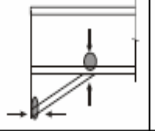
DEFINIZIONE DEL BRACCIO DELLA COPPIA INTERNA (lever arm) Z

Il metodo delle componenti

LE COMPONENTI_definizione e formule per il calcolo della resistenza e della rigidezza

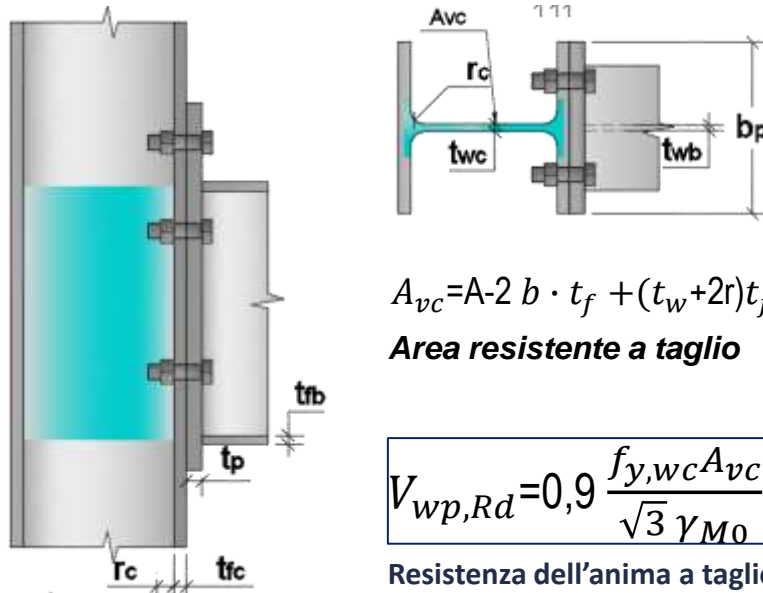
Component			Reference to application rules		
			Design Resistance	Stiffness coefficient	Rotation capacity
1	Column web panel in shear		6.2.6.1	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
2	Column web in transverse compression		6.2.6.2	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
3	Column web in transverse tension		6.2.6.3	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
4	Column flange in bending		6.2.6.4	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
5	End-plate in bending		6.2.6.5	6.3.2	6.4.2
6	Flange cleat in bending		6.2.6.6	6.3.2	6.4.2

Component			Reference to application rules		
			Design Resistance	Stiffness coefficient	Rotation capacity
7	Beam or column flange and web in compression		6.2.6.7	6.3.2	*)
8	Beam web in tension		6.2.6.8	6.3.2	*)
9	Plate in tension or compression		in tension: - EN 1993-1-1 in compression: - EN 1993-1-1	6.3.2	*)
10	Bolts in tension		With column flange: - 6.2.6.4 with end-plate: - 6.2.6.5 with flange cleat: - 6.2.6.6	6.3.2	6.4.7
11	Bolts in shear		3.6	6.3.2	6.4.2
12	Bolts in bearing (on beam flange, column flange, end-plate or cleat)		3.6	6.3.2	*)
*) No information available in this part.					

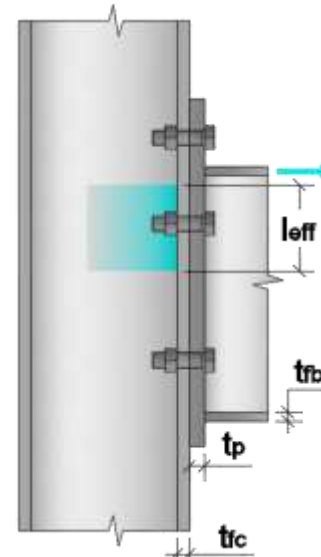
Component			Reference to application rules		
			Design Resistance	Stiffness coefficient	Rotation capacity
13	Concrete in compression including grout		6.2.6.9	6.3.2	*)
14	Base plate in bending under compression		6.2.6.10	6.3.2	*)
15	Base plate in bending under tension		6.2.6.11	6.3.2	*)
16	Anchor bolts in tension		6.2.6.12	6.3.2	*)
17	Anchor bolts in shear		6.2.2	*)	*)
18	Anchor bolts in bearing		6.2.2	*)	*)
19	Welds		4	6.3.2	*)
20	Haunched beam		6.2.6.7	6.3.2	*)
*) No information available in this part.					

Il metodo delle componenti

ANIMA DELLA COLONNA NON IRRIGIDITA A TAGLIO



ANIMA DELLA COLONNA IN TRAZIONE



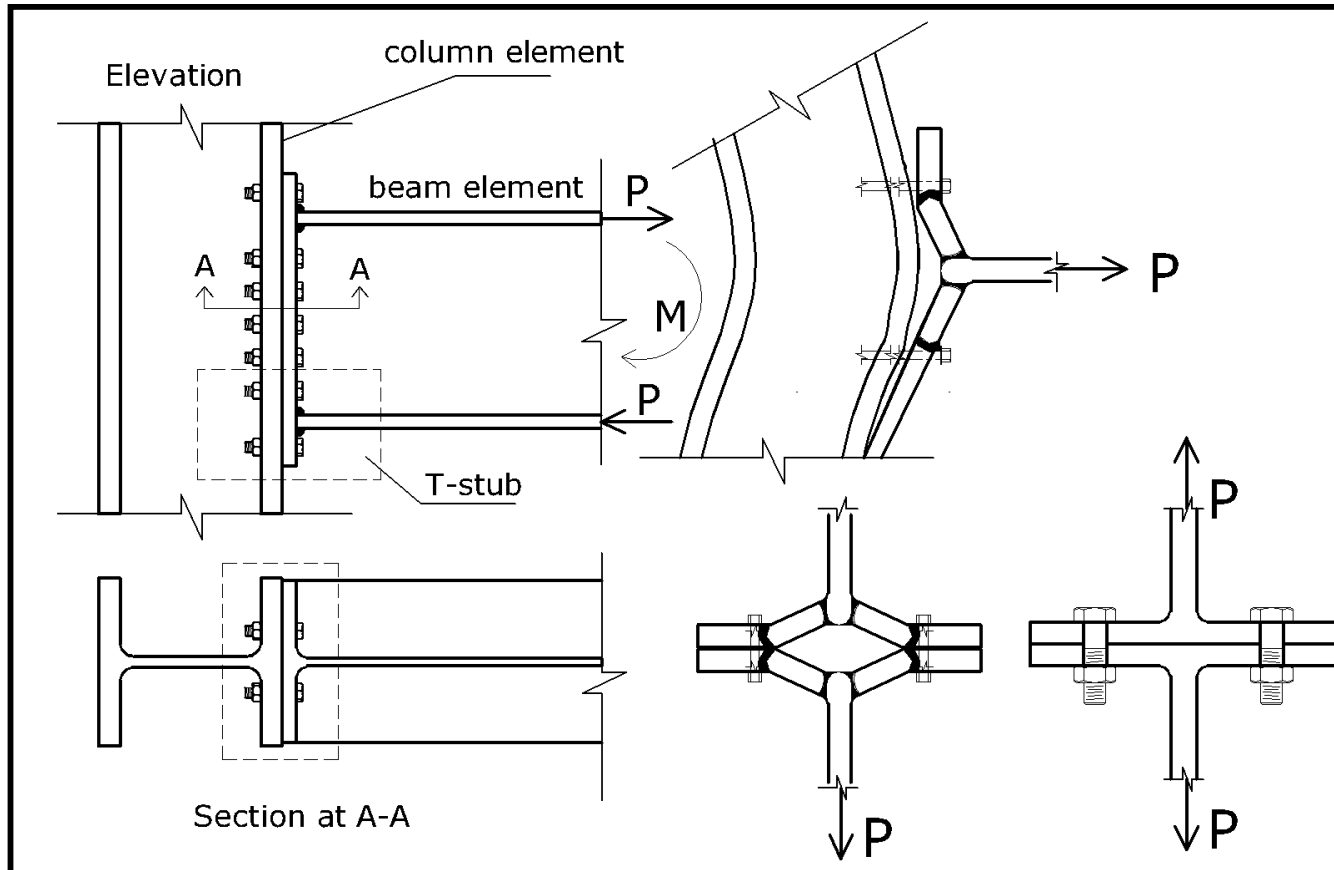
$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot l_{eff,t,wc} \cdot t_w \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

Transformation parameter β	Reduction factor ω	Azione	Valore β
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$	$M_{01,Ed}$	$\beta = 1$
$0,5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1-\beta)(1-\omega_1)$		
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$		
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta-1)(\omega_2-\omega_1)$		
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$	$M_{01,Ed} = M_{02,Ed}$	$\beta = 0$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1+1,3(b_{eff,wc} t_w / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1+5,2(b_{eff,wc} t_w / A_{vc})^2}}$		
A_{vc} is the shear area of the column, see 6.2.6.1;		$M_{01,Ed} / M_{02,Ed} > 0$	$\beta = 1$
β is the transformation parameter, see 5.3(7).		$M_{01,Ed} / M_{02,Ed} < 0$	$\beta = 2$
		$M_{01,Ed} + M_{02,Ed} < 0$	$\beta = 2$

Bolt-row Location	Bolt-row considered individually		Bolt-row considered as part of a group of bolt-rows	
	Circular patterns	Non-circular patterns	Circular patterns	Non-circular patterns
Inner bolt-row	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
End bolt-row	The smaller of: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	The smaller of: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	The smaller of: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	The smaller of: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Mode 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,ac}$ but $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,ac}$ but $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Mode 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,ac}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,ac}$	

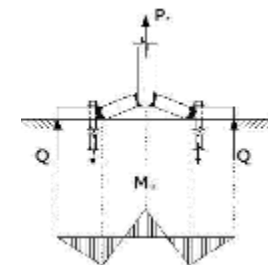
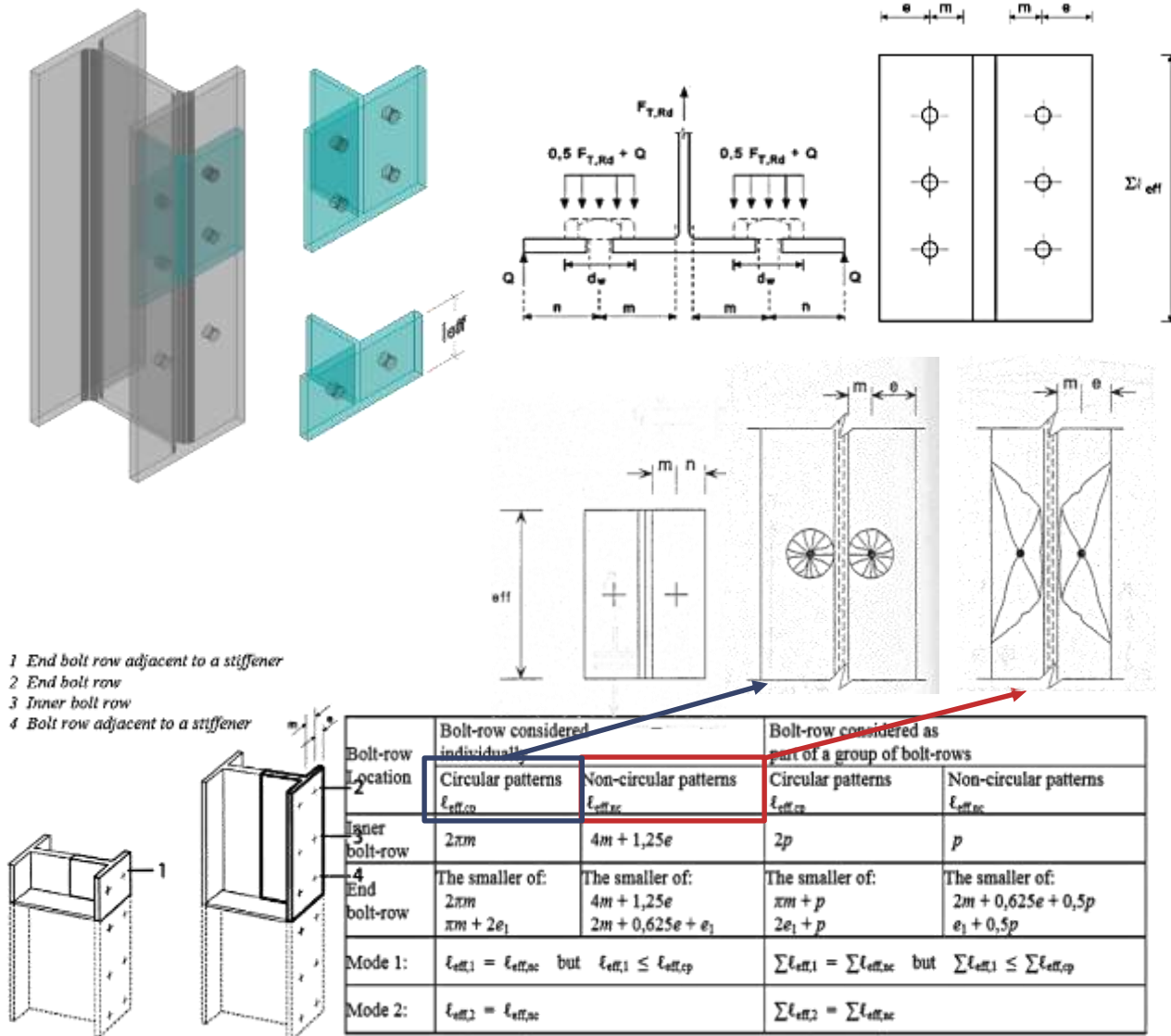
Il metodo delle componenti

Comportamenti interpretabili con il T-stub equivalente



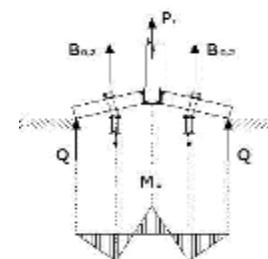
Il metodo delle componenti (EC3 parte 1.8)

FLANGIA DELLA COLONNA A FLESSIONE (Equivalent T-Stub)



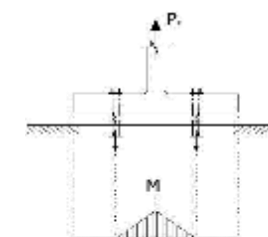
Modo 1 (Complete yielding of the flange)

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m}$$



Modo 2 (Bolt failure with yielding of the flange)

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \Sigma F_{t,Rd}}{m+n}$$

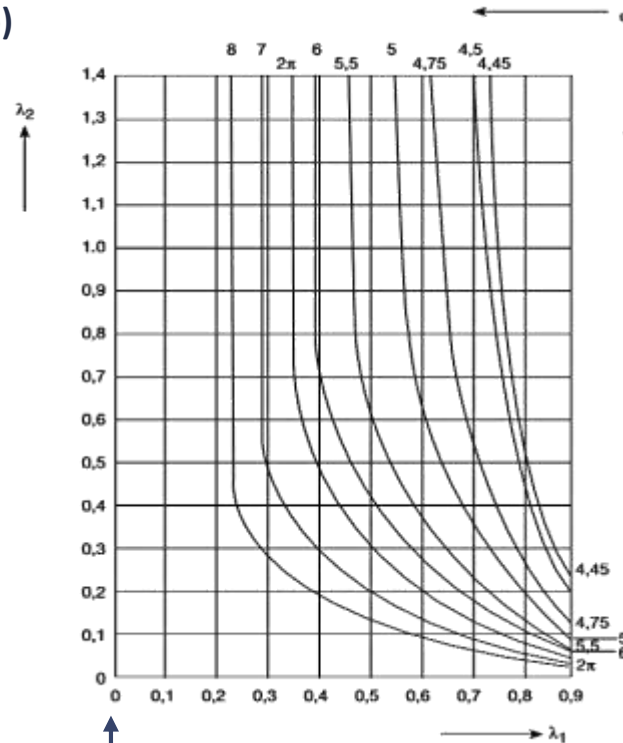
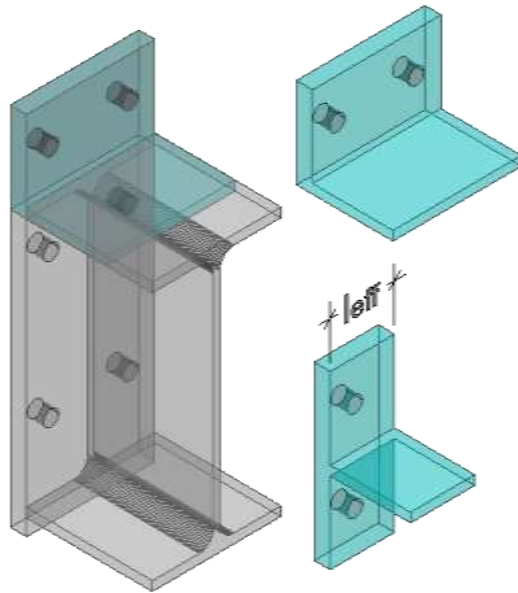


Modo 3 (Bolt failure)

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd}$$

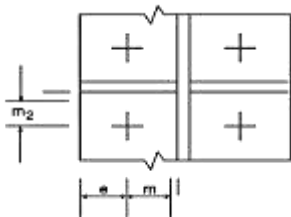
Il metodo delle componenti (EC3 parte 1.8)

PIATTO IN FLESSIONE (Equivalent T-Stub)



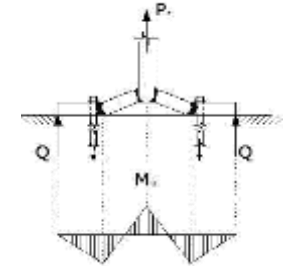
$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e}$$



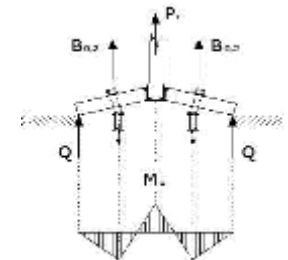
Bolt-row location	Bolt-row considered individually		Bolt-row considered as part of a group of bolt-rows	
	Circular patterns $\ell_{eff,ac}$	Non-circular patterns $\ell_{eff,ac}$	Circular patterns $\ell_{eff,op}$	Non-circular patterns $\ell_{eff,op}$
Bolt-row outside tension flange of beam	Smallest of: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	Smallest of: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	—	—
First bolt-row below tension flange of beam	$2\pi m$	πm	$\pi m + p$	$0,5p + \pi m - (2m + 0,625e)$
Other inner bolt-row	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Other end bolt-row	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Mode 1:	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,ac}$ but $\ell_{eff,1} \leq \ell_{eff,op}$		$\sum \ell_{eff,1} = \sum \ell_{eff,ac}$ but $\sum \ell_{eff,1} \leq \sum \ell_{eff,op}$	
Mode 2:	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,ac}$		$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,ac}$	

α should be obtained from Figure 6.11.



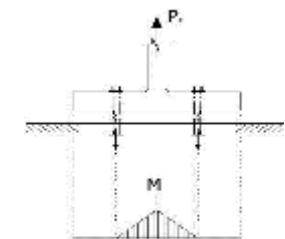
Modo 1 (Complete yielding of the flange)

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m}$$



Modo 2 (Bolt failure with yielding of the flange)

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$$

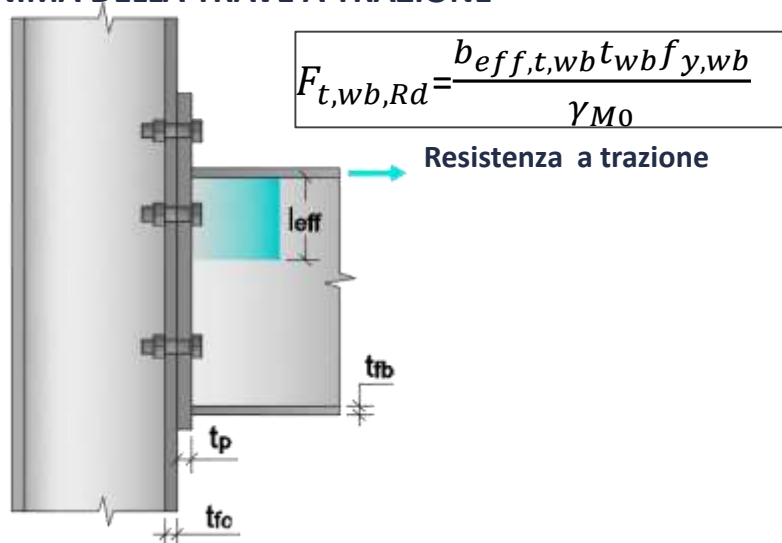


Modo 3 (Bolt failure)

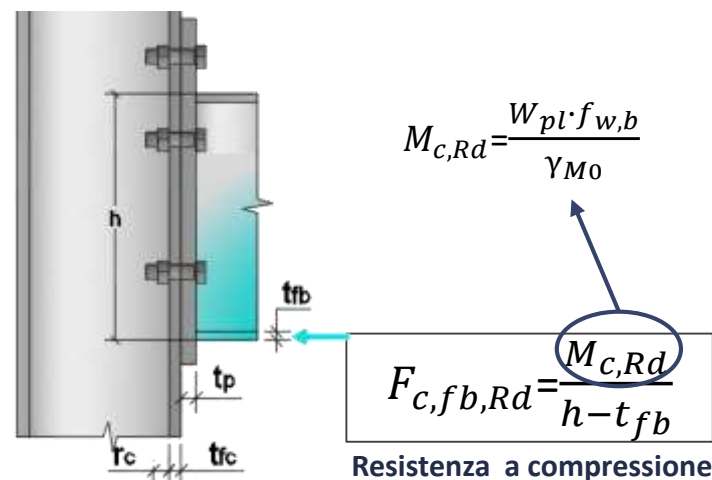
$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$$

Il metodo delle componenti (EC3 parte 1.8)

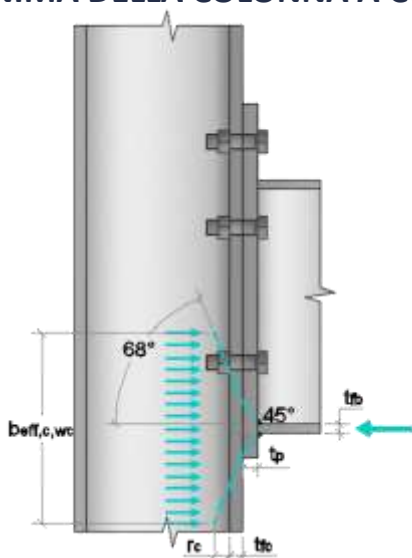
ANIMA DELLA TRAVE A TRAZIONE



FLANGIA E ANIMA DELLA TRAVE A COMPRESSIONE



ANIMA DELLA COLONNA A COMPRESSIONE



$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2 \sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + 2s_p$$

Transformation parameter β	Reduction factor ω	Azione	Valore β
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$	$M_{01,Ed}$	$\beta \approx 1$
$0,5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$		
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$		
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$		
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$		
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$M_{01,Ed} = M_{02,Ed}$	$\beta = 0$
		$M_{01,Ed} / M_{02,Ed} > 0$	$\beta \approx 1$
		$M_{01,Ed} / M_{02,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$
		$M_{01,Ed} + M_{02,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$

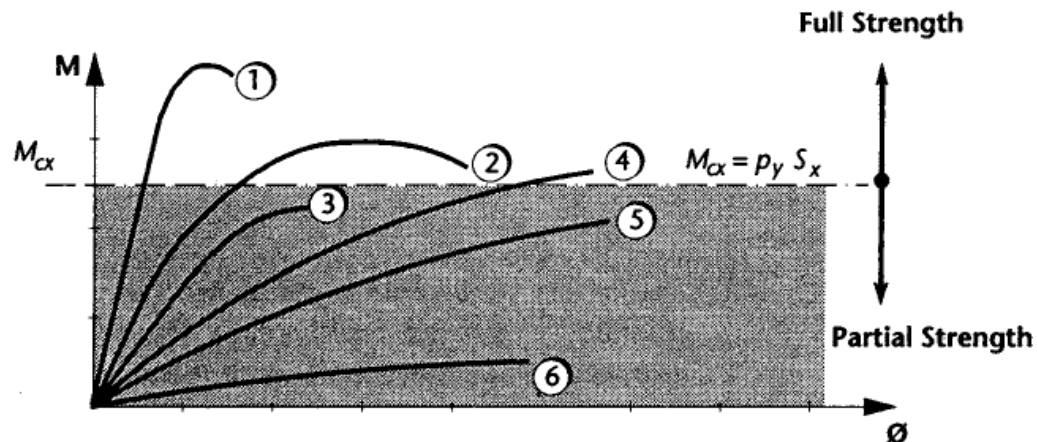
A_{vc} is the shear area of the column, see 6.2.6.1;
 β is the transformation parameter, see 5.3(7).

Classificazione dei collegamenti secondo EC3

Sulla base delle indicazioni dell'EC3, dalla relazione momento rotazione "M-φ" del giunto, è possibile esplicitare una relazione adimensionale definita come:

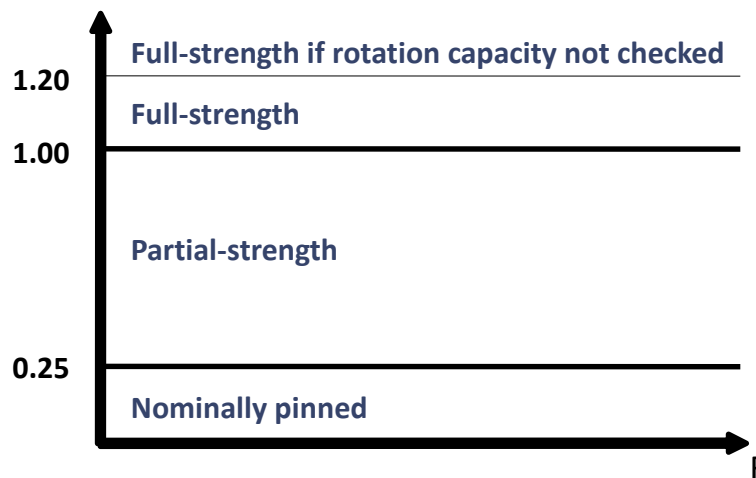
$$\bar{m} = \frac{M}{M_{pl,Rd}} \quad ; \quad \bar{\phi} = \frac{EI_b \phi}{L_b M_{pl,Rd}}$$

$M_{pl,Rd}$ = momento plastico della trave;
 E = modulo elastico dell'acciaio;
 I_b = momento inerzia della trave;
 L_b = luce della trave



Modello di classificazione per resistenza

$$m = \frac{M_{Rd,conn}}{M_{Rd,beam}}$$



Classificazione dei collegamenti secondo EC3

Sulla base delle indicazioni dell'EC3, dalla relazione momento rotazione "M-φ" del giunto, è possibile esplicitare una relazione adimensionale definita come:

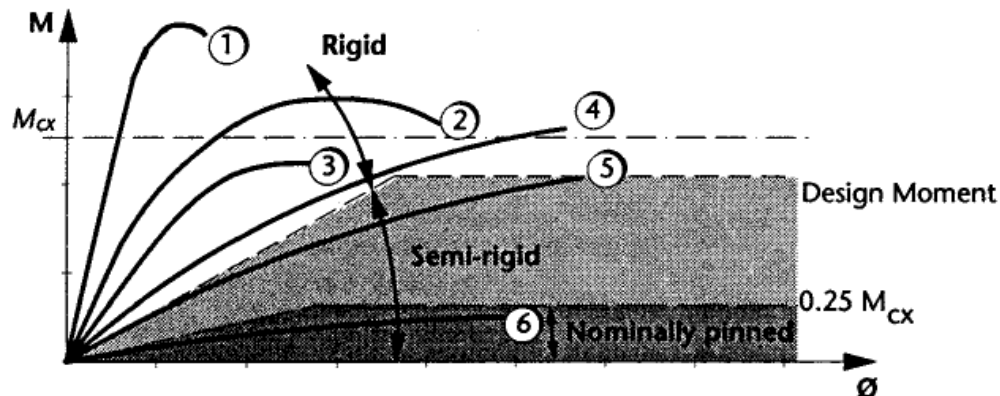
$$\bar{m} = \frac{M}{M_{pl,Rd}} \quad ; \quad \bar{\phi} = \frac{EI_b \phi}{L_b M_{pl,Rd}}$$

$M_{pl,Rd}$ = momento plastico della trave;

E = modulo elastico dell'acciaio;

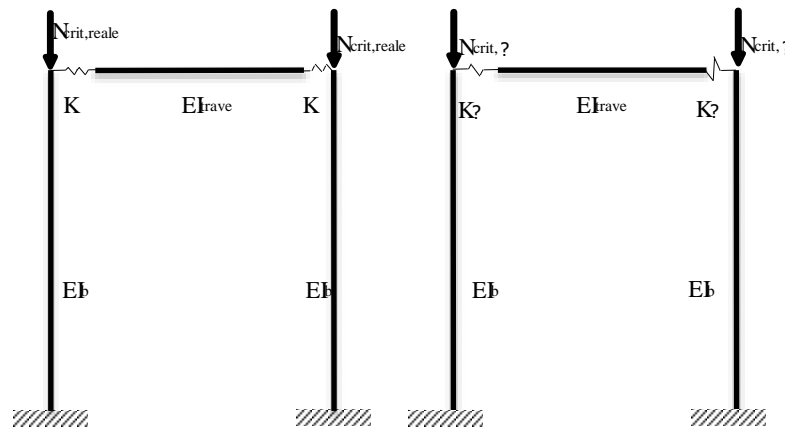
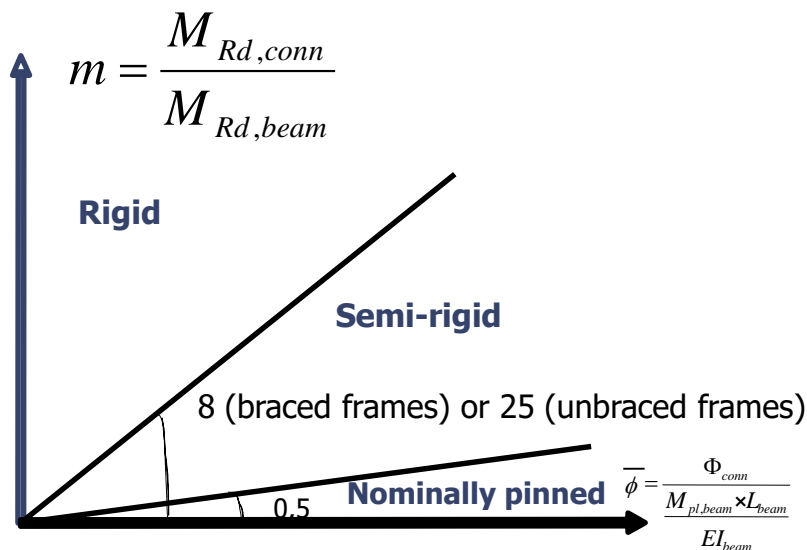
I_b = momento inerzia della trave;

L_b = luce della trave



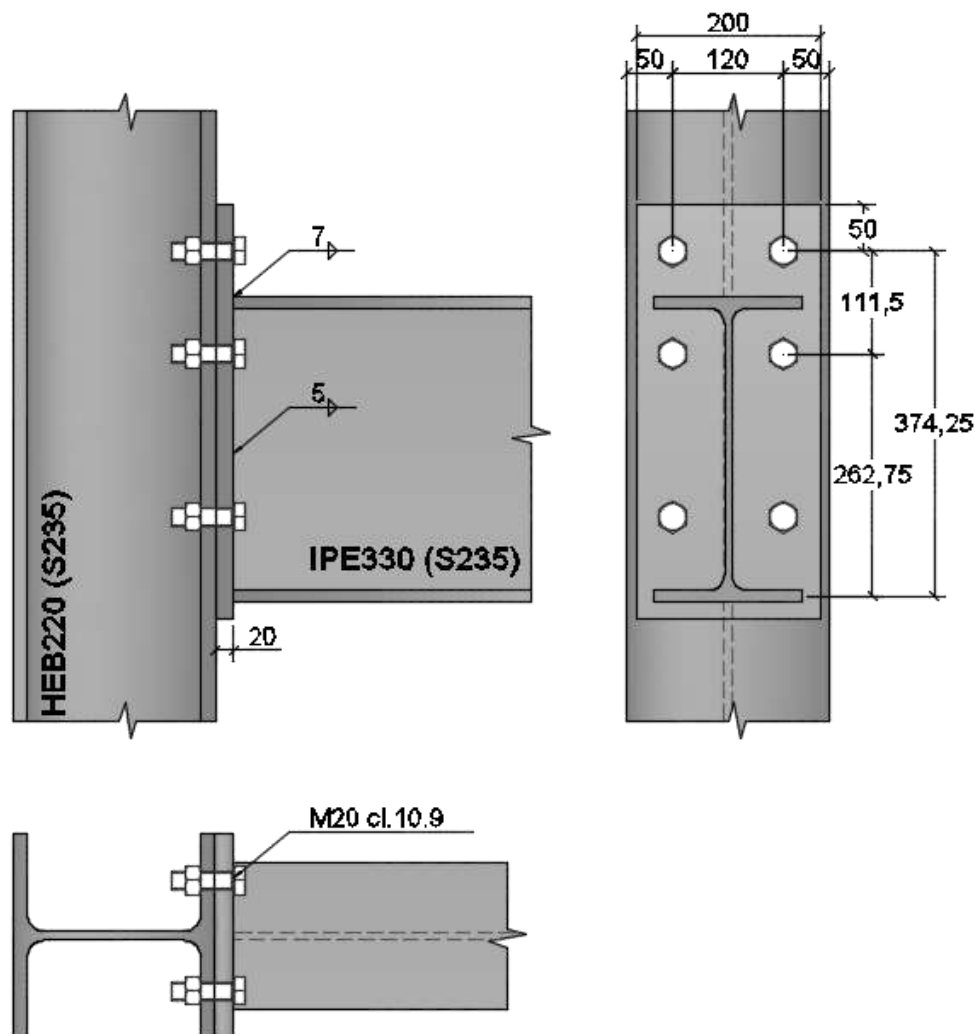
Modello di classificazione per rigidezza

$$N_{crit,\infty} / N_{crit,real} < 1.05$$



Classificazione dei collegamenti secondo EC3

ESEMPIO DI CALCOLO – GIUNTO BULLONATO CON FLANGIA DI ESTREMITÀ ESTESA



Dati di progetto

Materiale S235
Pilastro HEB220
Trave IPE330
Piastra 450x220x20
Bulloni M20 cl.10.9

Classificazione dei collegamenti secondo EC3

ESEMPIO DI CALCOLO – GIUNTO BULLONATO CON FLANGIA DI ESTREMITÀ ESTESA

INPUT DATI

COLONNA				TRAVE				PIATTO									
PROFILO	HEB220			PROFILO	IPE330			<div>Snervamento materiale</div> <div>Spessore</div> <div>Altezza</div> <div>Interasse dei fori</div> <div>Distanza verticale flangia-bordo</div> <div>Distanza orizz. foro-bordo</div> <div>Distanza min. del foro dal bordo</div> <div>Distanza del foro-raggio di raccordo</div> <div>Distanza vert. foro-flangia trave</div> <div>Distanza foro piastra-raggio di raccordo</div> <div>Coefficiente di snellezza</div>	235	$f_{y,acc}$	N/mm^2	235	$f_{y,acc}$	N/mm^2	235	$f_{y,acc}$	N/mm^2
Snervamento materiale	235	$f_{y,acc}$	N/mm^2	Snervamento materiale	235	$f_{y,acc}$	N/mm^2		20	t_p	mm						
Area sezione	9104	A	mm^2	Area sezione	6261	A	mm^2		200	b_p	mm						
Altezza profilo	220	h	mm	Altezza profilo	330	h	mm		120	w	mm						
Altezza netta anima	152	d_{nc}	mm	Altezza netta anima	271	d_{na}	mm		100	l_p	mm						
Spessore flangia	16	t_{fc}	mm	Spessore flangia	11,5	t_{fa}	mm		40	e	mm						
Larghezza flangia	220	b_c	mm	Larghezza flangia	160	b_a	mm		50	e_x	mm						
Spessore anima	9,5	t_{wc}	mm	Spessore anima	7,5	t_{wa}	mm		40,85	m	mm						
Raggio di raccordo	18	$s=r_c$	mm	Raggio di raccordo	18	$s=r_c$	mm		42,08	m_x	mm						
Distanza fila 1 dal lembo compresso	374,25	$dv1$	mm	Gola saldatura flangia	7	a_p	mm		51,72	m_z	mm						
Distanza fila 2 dal lembo compresso	262,75	$dv2$	mm	Gola saldatura anima	5	a_a	mm	6	α								
Fattore riduttivo per compressione longitudinale	1	k_{wc}															
Geometria del giunto								Valori di α in funzione delle snellezze λ_1 , $e\lambda_z$									
								<div>$\lambda_1 = \frac{m}{m + e}$</div> <div>$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e}$</div>									
								0,51 λ_1									
								0,41 λ_2									

Classificazione dei collegamenti secondo EC3

ESEMPIO DI CALCOLO – GIUNTO BULLONATO CON FLANGIA DI ESTREMITÀ ESTESA

INPUT DATI

BULLONI				Irrigidenti trasversali	
BULLONI	M20	cl 10.9		Snervamento materiale	0 f_{yk} N/mm^2
Valore di rottura	1000	f_{uk} N/mm^2		Distanza tra gli irrigidenti (mezzeria)	0 d_s mm
Area resistente	245	A_s mm^2		Base irrigidente	0 b_{ir} mm
n. bulloni in trazione	2	n. bulloni gruppo	4	Spessore irrigidente	0 t_{ir} mm
Momento di progetto	0	M_{Ed} kN		Numero irrigidenti	0 n
Coeff. di rigidità	4.61	k_{eff}		Rinforzi d'anima	
COEFF. ACCIAIO				Base rinforzo	0 b_r mm
Coeff. Sicurezza	1.05	γ_M		Spessore rinforzo	0 t_r mm
Coeff. Sicurezza	1.1	γ_M		Numero rinforzi	0 n
Coeff. Sicurezza	1.25	γ_M			
Parametro di trasformazione	1	β			
Tipologie di nodo	Azione	Valore β			
	$M_{1,Ed}$	$\beta \approx 1$			
	$M_{1,Ed} = M_{2,Ed}$	$\beta = 0$			
	$M_{1,Ed} / M_{2,Ed} > 0$	$\beta \approx 1$			
	$M_{1,Ed} / M_{2,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$			
	$M_{1,Ed} + M_{2,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$			

Classificazione dei collegamenti secondo EC3

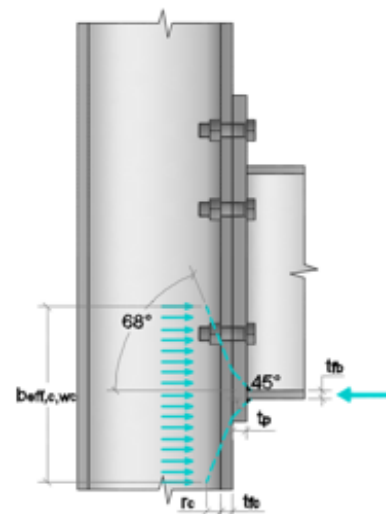
ESEMPIO DI CALCOLO – GIUNTO BULLONATO CON FLANGIA DI ESTREMITÀ ESTESA

CALCOLO DELLE COMPONENTI

COMPRESSIONE

Anima della colonna in compressione

Area resistente a taglio	2792	A_v	mm^2
Altezza efficace	241,30	$b_{\text{eff},c,uc}$	mm
Fattore riduttivo per sforzo di compressione longitudinale	1	k_{uc}	
Fattore riduttivo di interazione con il taglio	0,73003667	ω	
Parametro di trasformazione	1	β	
Coefficiente	1,00	ρ	
Snellezza dell'anima	0,629	λ_p	
Momento plastico della flangia della colonna	0	$M_{pl,fc,Rd}$	Nm
Momento plastico del piatto di rinforzo	0	$M_{pl,st,Rd}$	Nm
Modulo di elasticità acciaio	210000	E	
Coefficiente di rigidezza	10,56	δ_s	
Resistenza plastica aggiuntiva	0	$V_{wp,add,Rd}$	
Verifica di resistenza	375	$F_{c,uc,Rd}$	kN
	OK	$F_{c,uc,Rd} \leq M_{pl,uc,Rd}$	
Verifica di stabilità	358	$F_{c,uc,Rd}$	kN



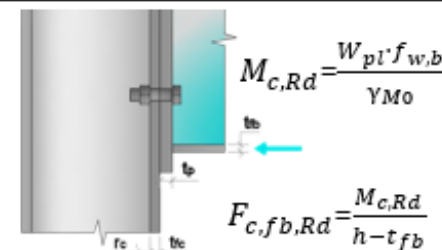
$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{\text{eff},wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$b_{\text{eff},c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 5(t_{fc} + s) + 2s_p$$

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s}$$

Anima e ala della trave in compressione

Modulo di resistenza plastico	804330	W_{pl}	mm^3
Momento resistente	180016714	$M_{c,Rd}$	Nm
Coefficiente di rigidezza	∞	δ_s	
Verifica di resistenza	565	$F_{c,fb,Rd}$	kN



$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_{w,b}}{\gamma_{M0}}$$

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

Classificazione dei collegamenti secondo EC3

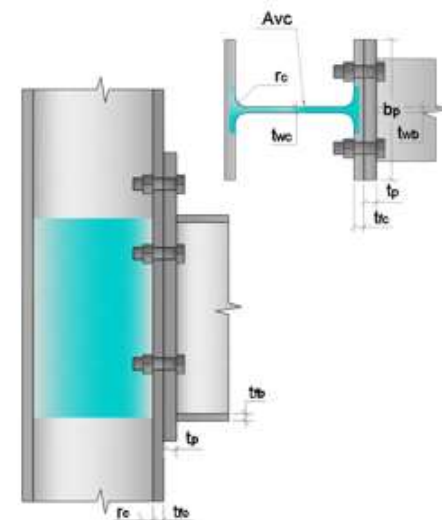
ESEMPIO DI CALCOLO – GIUNTO BULLONATO CON FLANGIA DI ESTREMITÀ ESTESA

CALCOLO DELLE COMPONENTI

TAGLIO

Anima della colonna soggetta a taglio

Area resistente a taglio	2792	A_{vc}	mm^2
Snellezza	1	ε	
Sforzo normale della trave		$N_{b1,Ed}$	N
Taglio di calcolo della colonna		$V_{c1,Ed}$	N
Momento di calcolo della trave		$M_{b1,Ed}$	Nmm^2
Braccio della coppia	318,5	z	mm
Coefficiente	1	β	
Momento plastico della flangia della colonna	0	$M_{pl,fc,Rd}$	Nmm
Momento plastico del piatto di rinforzo	0	$M_{pl,st,Rd}$	Nmm
Resistenza plastica aggiuntiva	0	$V_{wp,add,Rd}$	
Verifica di resistenza	325	$V_{wp,Rd}$	kN
	OK	$d/t_{wc} < 69\varepsilon$	
Coefficiente di rigidezza	0,00	k_{\perp}	



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

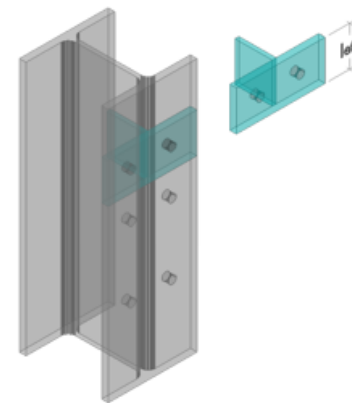
$$V_{wp,add,Rd} = \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s}$$

Classificazione dei collegamenti secondo EC3

ESEMPIO DI CALCOLO – GIUNTO BULLONATO CON FLANGIA DI ESTREMITÀ ESTESA

CALCOLO DELLE COMPONENTI

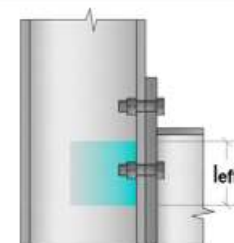
FLESSIONE E TRAZIONE			
RESISTENZA PRIMA FILA DI BULLONI (End bolt row)			
Flangia della colonna in flessione			
Lunghezza effettiva bulloni esterni (circular patterns) no irrig	256,54	$\ell_{eff,cp}$	mm
Lunghezza effettiva bulloni esterni (non-circular patt.) no irrig	213,40	$\ell_{eff,nc}$	mm
Lunghezza effettiva bulloni esterni (circular patterns) irrig	228,27	$\ell_{eff,cp,irr}$	mm
Lunghezza effettiva bulloni esterni (non-circular patt.) irrig	188,40	$\ell_{eff,nc,irr}$	mm
Lunghezza effettiva 1 (circular patterns)	256,54	$\ell_{eff,1}$	mm
Lunghezza effettiva 2 (non-circular patt.)	213,40	$\ell_{eff,2}$	mm
Resistenza a trazione singolo bullone	176,4	$F_{t,Rd}$	N
Numero bulloni	2	n	
Momento resistente plastico 1	3674,60	$M_{pl,Rd,1}$	kNm
Momento resistente plastico 2	3056,70	$M_{pl,Rd,2}$	kNm
Modo 1 di collasso	360	$F_{T,Rd,1}$	kN
Modo 2 di collasso	261	$F_{T,Rd,2}$	kN
Modo 3 di collasso	353	$F_{T,Rd,3}$	kN
Coefficiente di rigidezza	11,54	k_{\perp}	
Anima colonna in trazione			
Lunghezza effettiva	213,40	$\ell_{eff,nc}$	mm
Spessore in caso di rinforzi	13,3	$t_{wc,eff}$	mm
Area a taglio	2792	A_{vc}	mm ²
Fattore riduttivo di interazione con il taglio	0,770278183	ω	
Parametro di trasformazione	1	β	
Coefficiente di rigidezza	8,24	k_{\parallel}	
Verifica di resistenza	349	$F_{t,wc,Rd}$	kN



$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \Sigma F_{t,Rd}}{m + n}$$

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd}$$

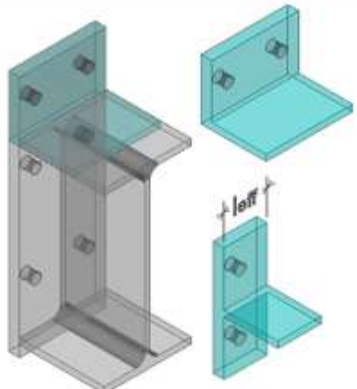
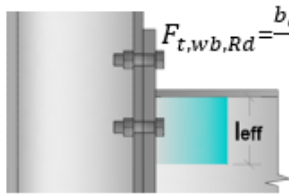


$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

Classificazione dei collegamenti secondo EC3

ESEMPIO DI CALCOLO – GIUNTO BULLONATO CON FLANGIA DI ESTREMITÀ ESTESA

CALCOLO DELLE COMPONENTI

Piatto di estremità a flessione				
Lunghezza effettiva bulloni interni (circular patterns)	212,13	$\ell_{eff,cp}$	mm	
Lunghezza effettiva bulloni esterni (non-circular patt.)	100,00	$\ell_{eff,nc}$	mm	
Lunghezza 1 (circular patterns)	100,00	$\ell_{eff,1}$	mm	
Lunghezza 2 (non-circular patt.)	100,00	$\ell_{eff,2}$	mm	
Resistenza a trazione singolo bullone	176,4	$F_{t,Rd}$	N	
Numero bulloni	2	n		
Momento resistente plastico 1	2238,10	$M_{pl,Rd,1}$	kNmm2	
Momento resistente plastico 2	2238,10	$M_{pl,Rd,2}$	kNmm2	
Modo 1 di collasso	213	$F_{T,Rd,1}$	kN	$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m}$ $F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \Sigma F_{t,Rd}}{m+n}$ $F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd}$
Modo 2 di collasso	240	$F_{T,Rd,2}$	kN	
Modo 3 di collasso	353	$F_{T,Rd,3}$	kN	
<u>Coefficiente di rigidezza</u>	<u>10,56</u>	<u>k_s</u>		
Anima della trave in trazione				 $F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{Mo}}$
Lunghezza effettiva	100,00	ℓ_{eff}	mm	
<u>Coefficiente di rigidezza</u>	<u>∞</u>	<u>k_s</u>		
Verifica di resistenza	168	$F_{t,wb,Rd}$	kN	

(nell'esempio è stato riportato il calcolo della sola prima fila di bulloni tesi; tale calcolo deve essere effettuato anche per la seconda fila di bulloni e per le due file considerate come gruppo)

Classificazione dei collegamenti secondo EC3

ESEMPIO DI CALCOLO – GIUNTO BULLONATO CON FLANGIA DI ESTREMITÀ ESTESA

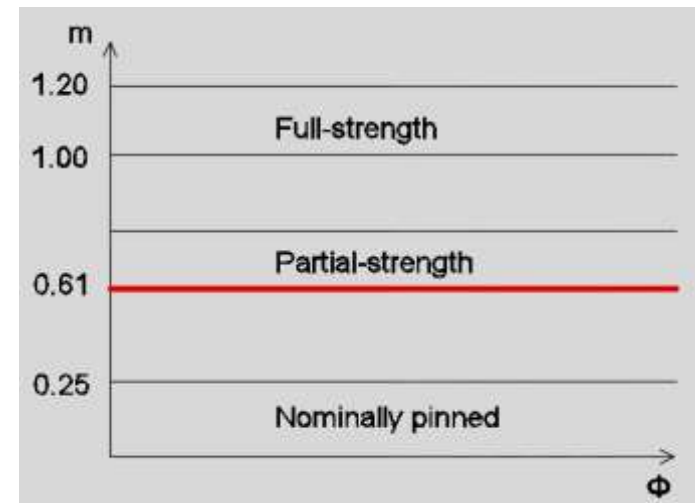
CALCOLO DELLA RESISTENZA E DELLA RIGIDEZZA DEL GIUNTO

Classificazione del collegamento per RESISTENZA

RESISTENZA FLESSIONALE				Classificazione per RESISTENZA			
Distanza fila 1 dal lembo compresso	374,25	d_{v1}	mm	Modulo plastico colonna	827050	$W_{pl,c}$	mm ³
Distanza fila 2 dal lembo compresso	262,75	d_{v2}	mm	Modulo plastico trave	804330	$W_{pl,b}$	mm ³
Distanza gruppo dal lembo compresso	318,5	d_v	mm	Momento plastico colonna	185102	$M_{pl,Rd,c}$	kNm
Resistenza efficace fila di bulloni 1	213	$F_{t1,Rd}$	kN	Momento plastico trave	180017	$M_{pl,Rd,b}$	kNm
Resistenza efficace fila di bulloni 2	112	$F_{t2,Rd}$	kN				
Momento resistente	109035	$M_{i,Rd}$	kNm		0,61	m	

$$M_{j,Rd} = \sum_r F_{t,Rd} \cdot Z_{ext}$$

$$m = \frac{M_{j,Rd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{109035}{180017} = 0.61$$



Il collegamento è a parziale ripristino di resistenza

Classificazione dei collegamenti secondo EC3

ESEMPIO DI CALCOLO – GIUNTO BULLONATO CON FLANGIA DI ESTREMITÀ ESTESA

CALCOLO DELLA RESISTENZA E DELLA RIGIDEZZA DEL GIUNTO

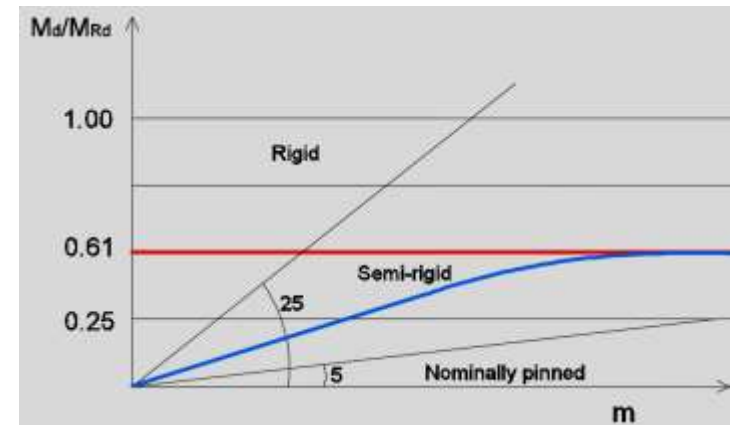
Classificazione del collegamento per RIGIDEZZA

RIGIDEZZA ROTAZIONALE			Classificazione per RIGIDEZZA		
Rapporto di rigidezza	1	μ	Inerzia della trave	117700000	I_{beam} מ"מ ⁴
Coefficiente	2.7	Ψ	Luce della trave	6000	L_{beam} מ"מ
Braccio di leva	319	z	Limite nominally pinned	2059750	מ"מ
Coefficiente di rigidezza equivalente fila 1	2	$k_{eff,r,1}$	Limite partial-strength	102987500	מ"מ
Coefficiente di rigidezza equivalente fila 2	2	$k_{eff,r,2}$			
Coefficiente di rigidezza equivalente file 1+2	3	$k_{eff,r,1+2}$			
Braccio di leva equivalente	325	z_{eq}			
Coefficiente di rigidezza equivalente	4	k_{eq}			
Rigidezza rotazionale	34682150	S_j			מ"מ

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \sum \frac{1}{k_i}}$$

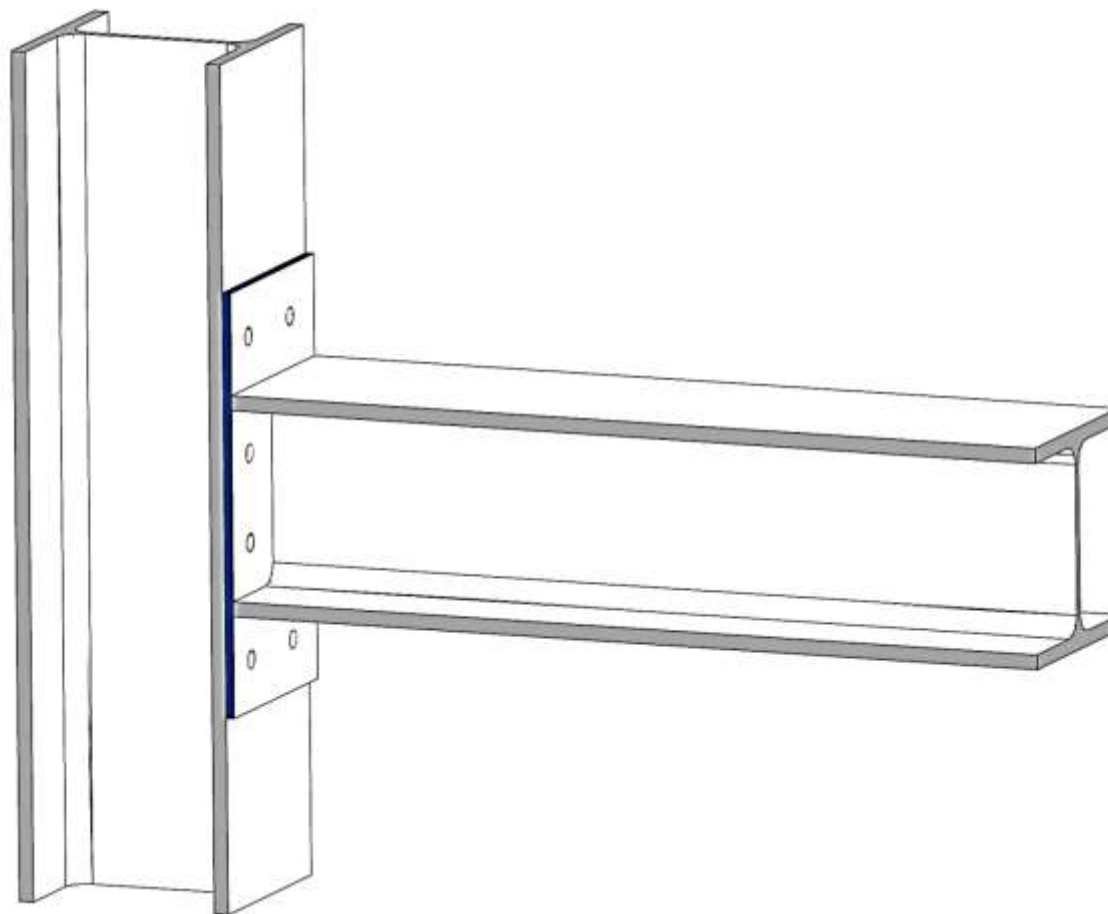
$$25 \frac{EI_{beam}}{L_{beam}} = \frac{25 \cdot 210000 \cdot 117700000}{6000} = 10.28 \cdot 10^{10} Nmm$$

$$0.5 \frac{EI_{beam}}{L_{beam}} = \frac{0.5 \cdot 210000 \cdot 117700000}{6000} = 0.206 \cdot 10^{10} Nmm$$



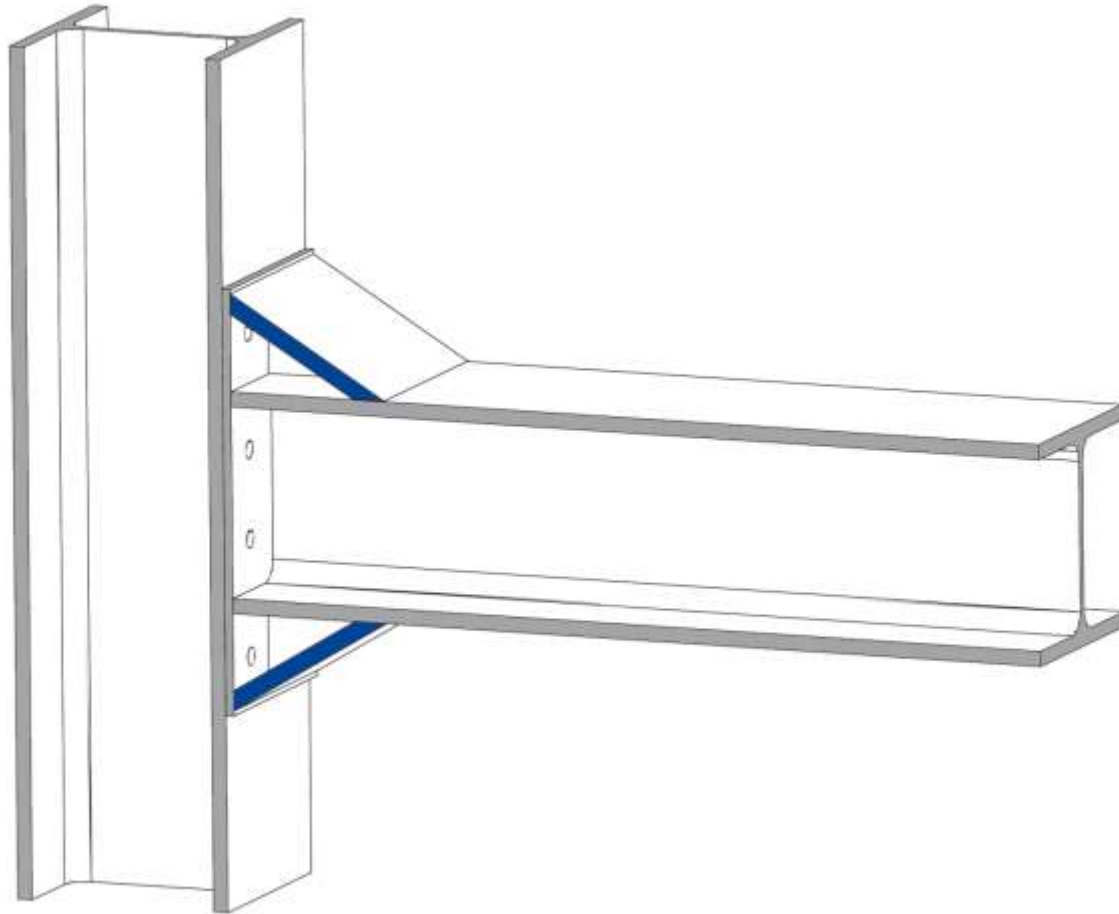
Il collegamento deve essere classificato come semi-rigido

Giunzione trave-colonna per edifici intelaiati



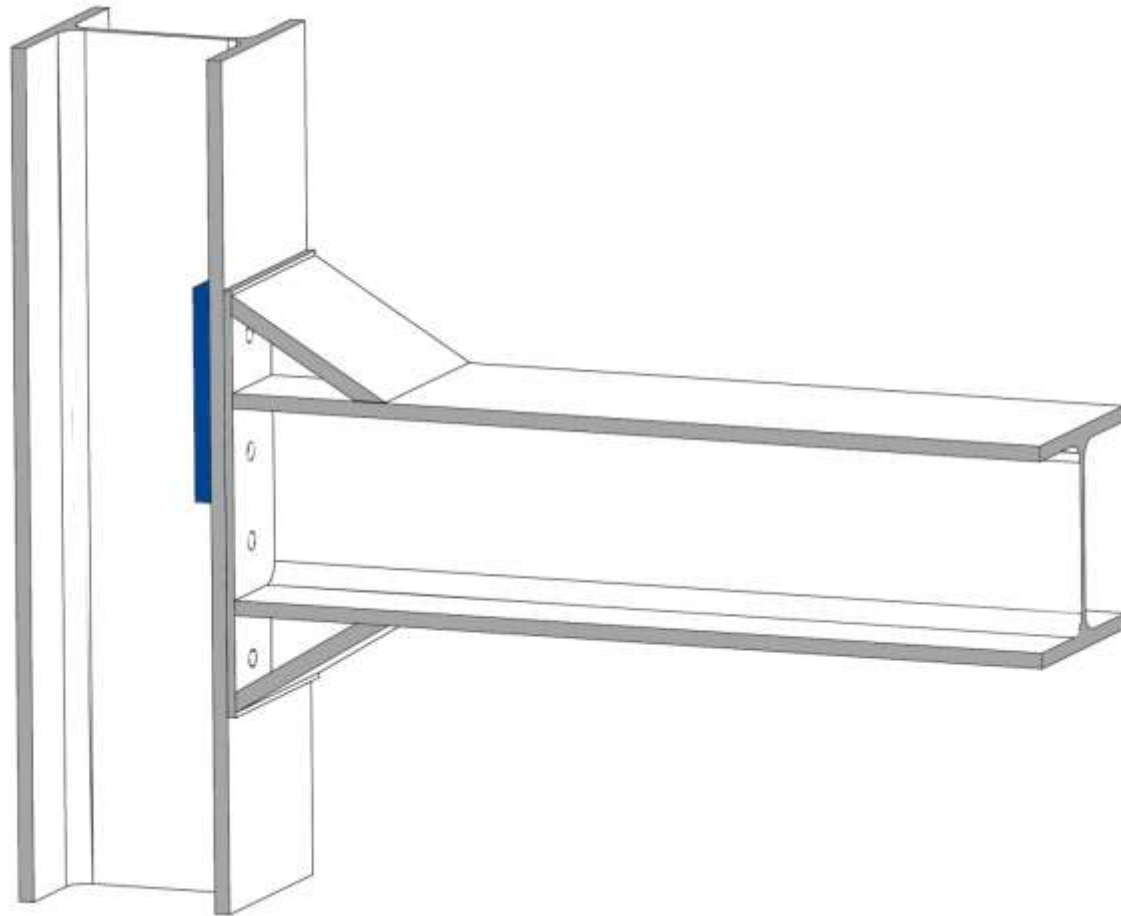
Giunzione trave-colonna per edifici intelaiati

Migliora la componente “piatto di collegamento inflesso”



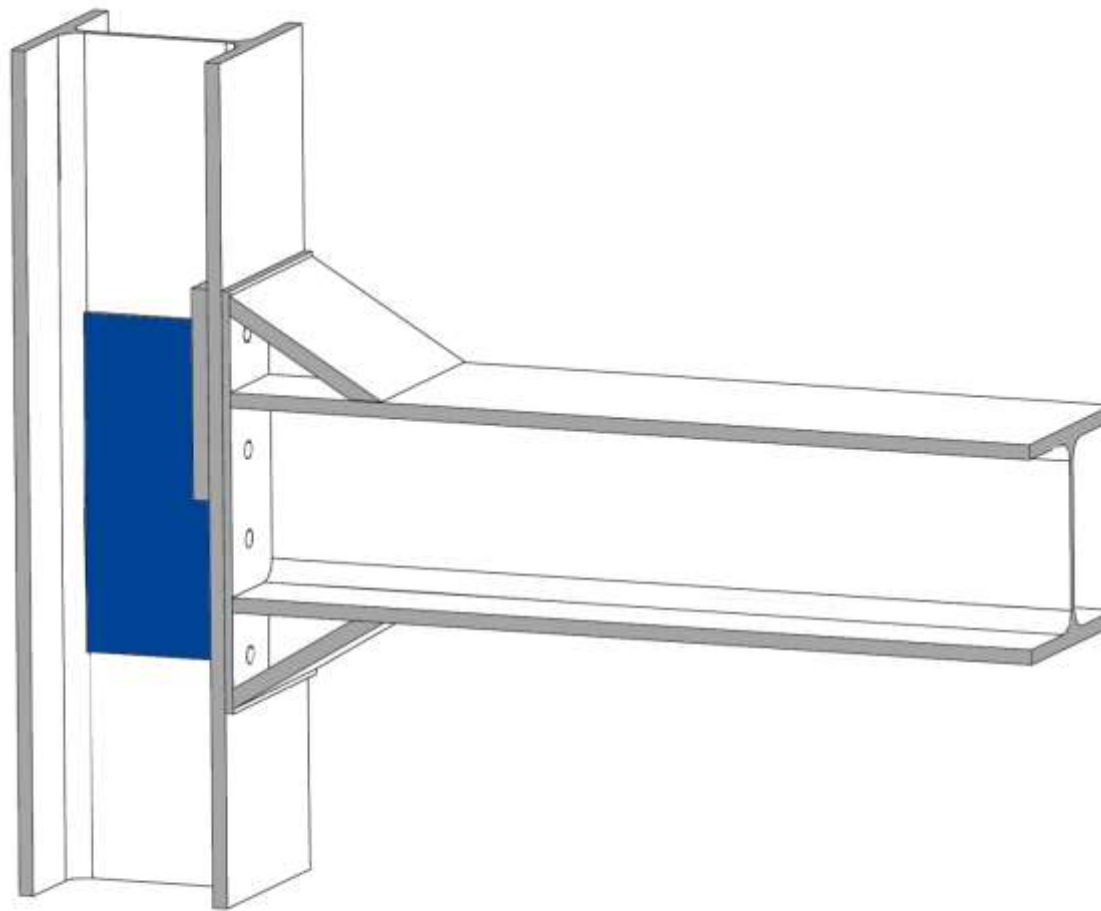
Giunzione trave-colonna per edifici intelaiati

Migliora la componente “flangia della colonna a flessione”



Giunzione trave-colonna per edifici intelaiati

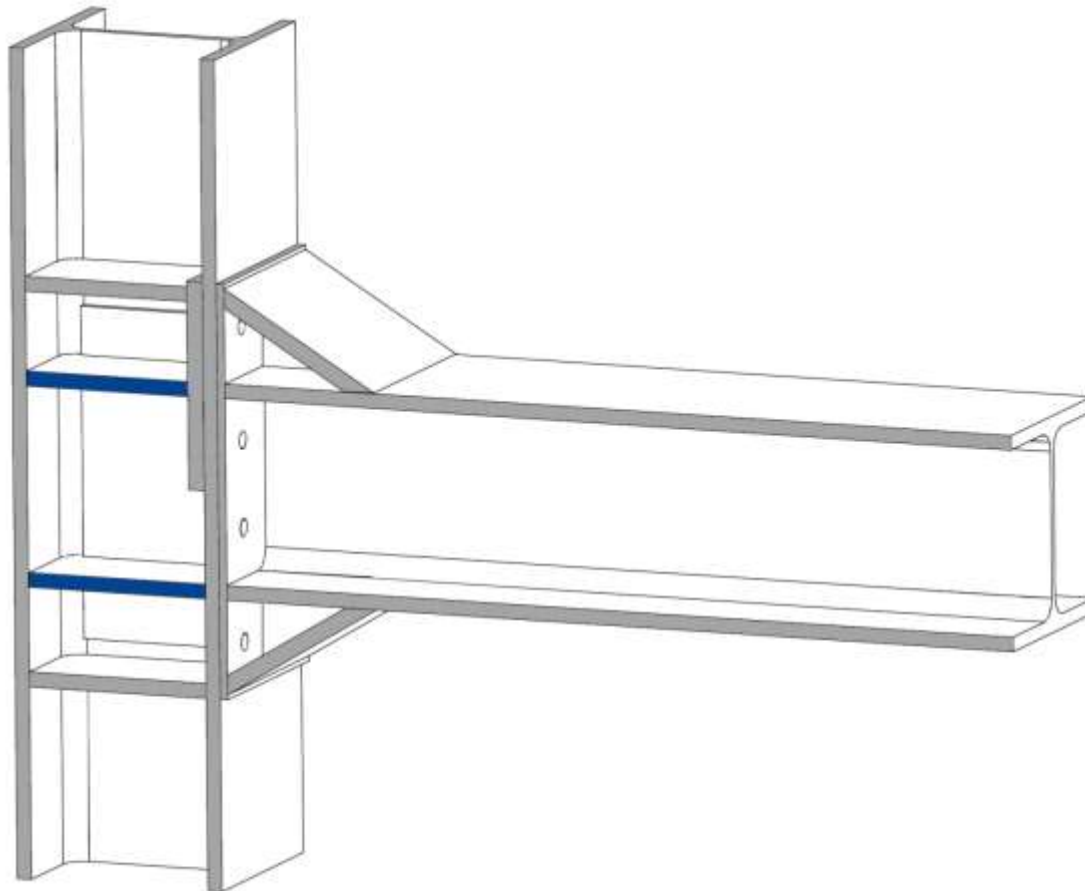
Migliora la componente “pannello d'anima della colonna a taglio”



Giunzione trave-colonna per edifici intelaiati

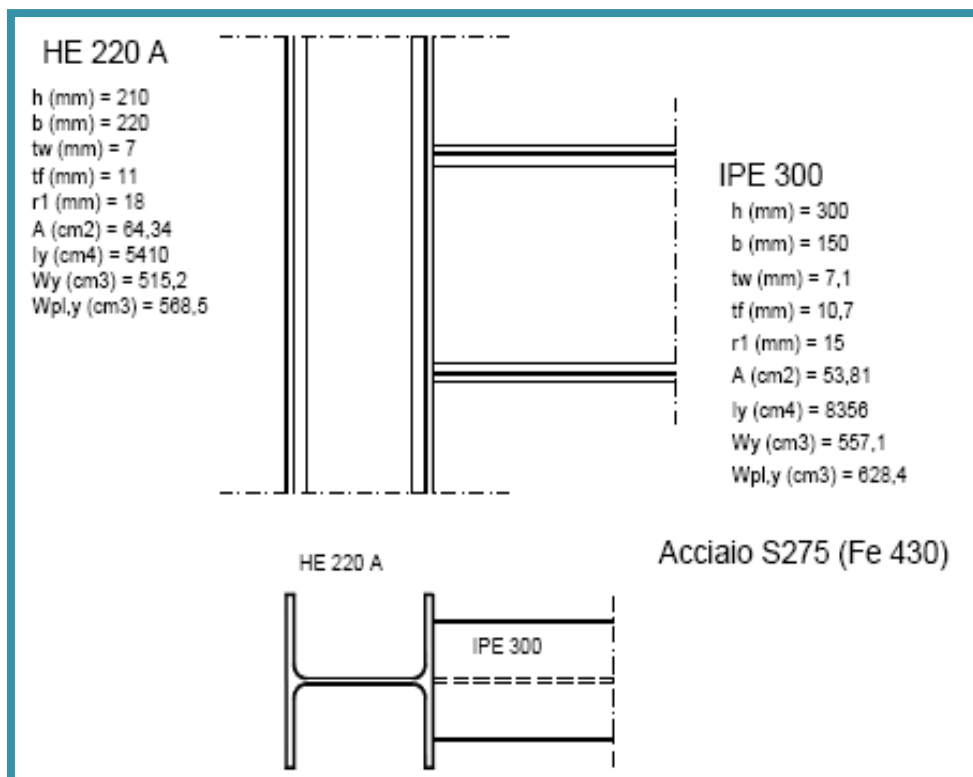
Migliora la componente “anima della colonna a compressione ed a trazione”

Migliora la componente “flangia della colonna a flessione”



Esempio: collegamento saldato

Trave saldata alla colonna attraverso dei cordoni d'angolo disposti lungo il perimetro di tutta la sezione di estremità.



CLASSIFICAZIONE PER RESISTENZA

Componenti:

1. Cordoni di saldatura
2. Pannello d'anima della colonna inflesso
3. Pannello d'anima della colonna in compressione
4. Pannello d'anima della colonna in trazione
5. Flangia della trave in compressione

CLASSIFICAZIONE PER RIGIDEZZA

Componenti:

- Pannello d'anima della colonna a taglio
- Pannello d'anima della colonna in compressione
- Pannello d'anima della colonna in trazione
- Flangia della trave in compressione
- Pannello d'anima della colonna inflesso

Esempio: collegamento saldato

CLASSIFICAZIONE PER RESISTENZA

1. Cordoni di saldatura (in trazione)

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \cdot L_a = 252.49 \cdot 10 \cdot 150 = 378735 \text{ N} = 378.7 \text{ kN}$$

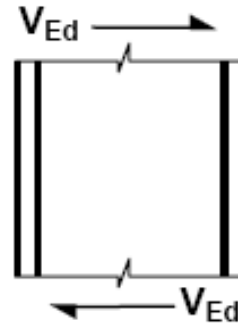
essendo

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} = \frac{410 / \sqrt{3}}{0.75 \cdot 1.25} = 252.49 \text{ MPa}$$

Ed avendo assunto come nullo il contributo dei cordoni di saldatura interni alla flangia della trave.

2. Pannello d'anima della colonna a taglio

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{y,wc} \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 294.8 \text{ kN}$$

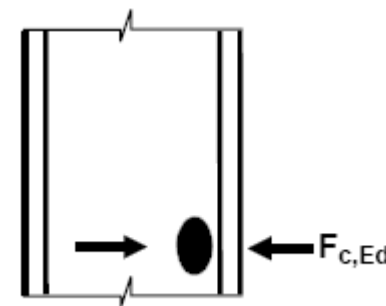


Esempio: collegamento saldato

CLASSIFICAZIONE PER RESISTENZA

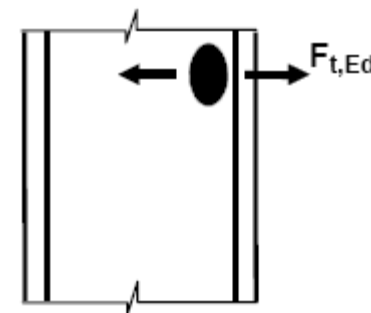
3. Pannello d'anima della colonna in compressione

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\rho \cdot \varpi \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{ywc}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.9 \cdot 0.56 \cdot 1 \cdot 192.7 \cdot 7 \cdot 275}{1.05} = 178.05 kN$$



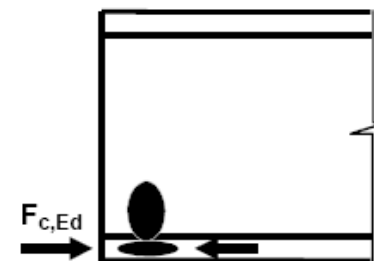
4. Pannello d'anima della colonna in trazione

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\varpi \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{ywc}}{\gamma_{M0}} = \frac{0.61 \cdot 172.7 \cdot 7 \cdot 275}{1.05} = 193.13 kN$$



5. Flangia della trave in compressione

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h - t_{fb})} = \frac{157100}{(300 - 10.7)} = 543.03 kN$$



Esempio: collegamento saldato

CLASSIFICAZIONE PER RESISTENZA

In definitiva, dall'analisi delle componenti è emerso che la componente più debole è quella del Pannello d'anima della colonna a compressione, alla quale corrisponde un momento massimo trasferibile pari a:

$$M_{j,Rd} = F_{t1,Rd} \cdot Z_{ext} = 178.05 \cdot 0.3 = 53.41 \text{ kNm}$$

Considerando che nel caso in esame, si hanno per gli elementi collegati i seguenti momenti plastici:

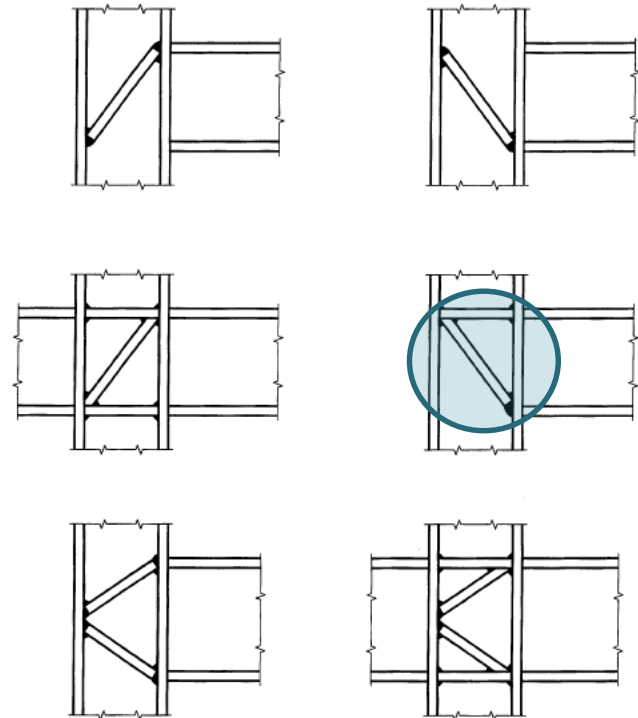
$$M_{pl,Rd,HEA220} = 142.1 \text{ kNm}$$

while for a IPE300 is:

$$M_{pl,Rd,IPE300} = 157.1 \text{ kNm}$$

Il collegamento proposto è
a parziale ripristino di resistenza essendo:

$$m = \frac{M_{j,Rd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{53.4}{142} = 0.36$$



Esempio: collegamento saldato

CLASSIFICAZIONE PER RIGIDEZZA

Utilizzando ancora una volta le formulazioni fornite dall'Eurocodice 3 per la determinazione delle caratteristiche delle diverse componenti, si è trovato per il collegamento in esame, che fa parte di una struttura intelaiata non controventata, la seguente rigidezza:

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \sum \frac{1}{k_i}} = \frac{210000 \cdot (340^2)}{1 \cdot 1.023} = 2.373 \cdot 10^{10} N \cdot mm$$

$$M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{Rd}$$

Il valore di S_j , per momenti $\frac{2}{3} M_{Rd} \leq M_{j,Ed} \leq M_{Rd}$ è dato dalla stessa relazione vista sopra imponendo

$$\mu = \left(1.5 \frac{M_{j,Ed}}{51.01} \right)^\psi$$

Dato che nel caso in oggetto

$$25 \frac{EI_{beam}}{L_{beam}} = \frac{25 \cdot 210000 \cdot 83560000}{6000} = 7.3 \cdot 10^{10} Nmm$$



**IL COLLEGAMENTO
PUÒ ESSERE
CLASSIFICATO COME
SEMI-RIGIDO**

Grazie per l'attenzione!

Prof. Ing. Gianfranco DE MATTEIS
Università della Campania "L. Vanvitelli"
gianfranco.dematteis@unicampania.it